

Betrachtungen zu ausgewählten Projekten des Ingenieurholzbaues unter statisch-konstruktiven Gesichtspunkten

**Einleitung Holzleimbau | Projektdarstellungen | Entwürfe und
Tragwerksvarianten | Details | Statische Nachweise | Vergleiche | Konstruktive
Maßnahmen | Ausblick**

D-4-0X/2010



Helmut Stingl

Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

BERICHTE AUS DER PRAXIS DES INGENIEURHOLZBAUES UNTER STATISCH-KONSTRUKTIVEN GESICHTSPUNKTEN

Diplomarbeit von

Helmut Stingl

Eingereicht am

Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

Begutachter:

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer

Betreuer:

???

Graz, Mai 2010

Eventuelle Widmung

Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe erfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, Mai 2010

Helmut Stingl

Vorwort/Danksagung

Kurzfassung

Nach einleitenden Darstellungen zum Holzleimbau widmet sich die Arbeit an Hand von vier ausgesuchten, in den letzten 10 Jahren realisierten, Projekten des Ingenieurholzbaues einigen wesentlichen Fragestellungen des Entwurfs, der Konstruktion und der Berechnung sowie der Ausführung. Die Projektauswahl erfolgte nach holzleimbau-spezifischem Innovationspotenzial. Die Auswahl der Bauwerke ist mit folgenden statisch-konstruktiven Abhandlungen gekoppelt:

Hallenbauten der Holzindustrie Pabst in Zeltweg:
„Zuggurtanschlüsse mit aufgeklebten Furnierschichtholzlaschen“

Tribünendach beim Sportstadion in Bruck/Mur:
„Rippenplatten-Querschnitte aus BSH-Rippen und BSP-Platten“

Dachtragwerk der Salzburg-Arena in Salzburg-Stadt:
„Ausstellungs-, Sport- und Multifunktionshallen und ihre statische Modellbildung“

Hallenneubau Zweigniederlassung der Fa. HILTI in Thüringen:
„Unterspannte Dachtragwerke und ihre Stabilitätsprobleme“

Neben den jeweiligen allgemeinen und besonderen Projektschilderungen werden einige wichtige, herausgegriffene Bemessungsnachweise nach heutiger Normenlage erbracht. Es wird auf spezielle Fragen hingewiesen, um daraus Schlussfolgerungen für holzbaugerechtes Konstruieren zu gewinnen. Eine kurze, projektbezogene Auflistung daraus abzuleitender Forschungsaufgaben rundet die Aufgabenstellung ab. Bei jedem Projekt wird auf Herstellung und Montage eingegangen, um einen, den theoretischen Anforderungen gleichwertigen, Praxisbezug beim Konstruktionsentwurf zu vermitteln.



Abstract

Followed by a preliminary description of the construction with glued laminated timber (GLT), the focus of this work lies on four, recently realised, projects in structural timber engineering, where problems regarding the conceptual design, the structural design and execution are discussed. The projects were selected according to their potential for innovation in timber construction with glued laminated timber. They are as follows:

Industrial building for Holzindustrie Pabst in Zeltweg:
„Tension flange joint with bonded straps from laminated veneer lumber“

Roof for the grandstand at the stadium in Bruck/Mur:
„Ribbed-plate-sections with GLT-ribs and CLT-plates“

Roof-structure of the Salzburg-Arena in Salzburg-City:
„Buildings for exhibitions, sports and multi-use and their static modelling“

New regional industrial building for HILTI in Thüringen:
„Trussed roof structures on their stability“

In addition to the particular general and special descriptions of the project, selected parts of the structure were verified according to current standards. Some specific problems are pointed out and conclusions for structural design with timber are given. To achieve practical relevance reflecting the theoretical requirements, production, assembly and erection are discussed in every project. A short, project-oriented list of future research deduced from the projects is concluding the work.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort/Danksagung	i
Kurzfassung	iii
Abstract	v
Inhaltsverzeichnis	vii

Teil A

Einleitung	1
1 Brettschichtholz und Holzleimbau: Konstruieren in neuen Dimensionen	1
2 Kurzer, entwicklungsgeschichtlicher Abriss zum Holzleimbau in Österreich.....	5
3 Die große Spannweite	11
3.1 Aus der Pionierzeit des österr. Holzleimbaues	11
3.2 Pionierleistungen von damals – Standards von heute	12
4 Literatur.....	15

Teil B

Projekte und ihre statisch-konstruktiven Aspekte	17
1 Sportstadion Bruck/Mur.....	17
1.1 Allgemeines	18
1.2 Generelles zum Projekt.....	20
1.3 System Dachtragwerk	26
1.4 Statische Nachweise.....	35
1.5 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen	66

1.6	Herstellung – Transport – Montage	67
1.6.1	Herstellung im Werk	67
1.6.2	Transport auf die Baustelle	68
1.6.3	Montage der Dachelemente	69
1.7	Konstruktive Maßnahmen	69
1.8	Zusammenfassung und Ausblick	70
1.9	Literaturhinweise	72
2	Salzburg-Arena	73
2.1	Allgemeines	73
2.2	Generelles zum Projekt	76
2.3	System Dachtragwerk	77
2.4	Statische Modellbildung und Nachweise	81
2.5	Schlussfolgerungen aus den statischen Nachweisen	120
2.6	Herstellung – Transport – Montage	121
2.6.1	Herstellung im Werk	121
2.6.2	Transport auf die Baustelle	121
2.6.3	Montage	121
2.7	Konstruktive Maßnahmen	124
2.7.1	Aufleimer im Auflagerbereich	124
2.7.2	Scheitelverbindung	124
2.7.3	Binderkippen (BDK)	124
2.7.4	Auflager	125
2.8	Zusammenfassung und Ausblick	125
2.9	Literaturhinweise	126
3	Holzindustrie Pabst	127
3.1	Allgemeines	127
3.2	Generelles zum Projekt	130
3.3	Hallensystem – Bindersystem	131
3.3.1	Hallensystem	131
3.3.2	Bindersystem	132
3.4	Statische Nachweise nach ON EN 1995-1-1 und ON B 1995-1-1	135
3.5	Herstellung – Transport – Montage	155
3.5.1	Herstellung im Werk	155
3.5.2	Transport auf die Baustelle	156
3.5.3	Montage der Träger	157
3.6	Konstruktive Maßnahmen	158

3.7	Zusammenfassung und Ausblick.....	159
3.8	Literaturhinweise	160
4	Produktionshalle Fa. HILTI	161
4.1	Allgemeines	161
4.2	Generelles zum Projekt.....	164
4.3	System Dachtragwerk	166
4.4	Statische Nachweise.....	169
4.5	Herstellung – Transport – Montage.....	222
4.5.1	Herstellung im Werk und Transport auf die Baustelle.....	222
4.5.2	Montage der Dachkonstruktion	222
4.6	Konstruktive Maßnahmen	223
4.7	Zusammenfassung und Ausblick.....	224
4.8	Literaturhinweise	226

Teil C

Zusammenfassende Gedanken zum Konstruieren und Bauen mit Holz 229

1	Resumee	229
1.1	Phasen des Tragwerksentwurfes.....	230
1.2	Ausführungskontrolle.....	231
1.3	Bauwerkskontrolle.....	231
2	Bibliographie	233
2.1	Normen	233
2.2	Zulassungen.....	234
2.3	Abbildungsverzeichnis	235



Einleitung

1 Brettschichtholz und Holzleimbau: Konstruieren in neuen Dimensionen

Der Begriff Holzleimbau erklärt sich allein durch seine 3 Wortteile: Die Hauptrolle darin spielt das Holz, eine besondere Komponente ist der Leim (sollte richtigerweise mittlerweile als Klebstoff bezeichnet werden) und damit wird gebaut. Der Begriff ist der ursprünglichste, während weitere wie Brettschichtholz oder z. B. Bausysteme Untergruppen behandeln.

Um Phänomene zu erfassen kann es zweckmäßig sein, aus verschiedenen Sichtweisen mosaikhaft ein Gesamtbild zu formen:

Die technische Befassung mit dem Ausgangsmaterial zeigt uns deutlich die Begrenztheit des natürlichen (Baum-) Angebotes in Durchmesser, Länge, Form, Bringungsmöglichkeit, inhomogenem Aufbau mit anisotropen Festigkeitseigenschaften eines herangewachsenen, organischen Baumaterials. Die Individualität jedes einzelnen Baumstammes gründet auf Jahrzehnte altem Wurzelplatz mit den wechselnden klimatischen Eigenschaften des Wuchsgebietes. Demnach sind die im Baum mit großer Streuung aufgebauten Zellstrukturen mit Jahrringbreiten, Astgruppen u. dgl. eine Abbildung dessen.

Mit der Auftrennung der Baumstämme in Bretter in den Sägewerken passiert ein erster analytischer Prozess nach dem eine Neumischung mit geänderter Anordnung durch Verklebung zu Brettschichtholz (BSH) beispielsweise möglich wird. Zwei Voraussetzungen werden dabei erfüllt: die gewonnenen Brettlamellen müssen sich der neuen Konstellation anpassen, d. h. untereinander fügen und die Verbindung Brett-Brett sollte in einer Art Selbstähnlichkeit zum eigenen Holzaufbau – Fasern in Ligninmatrix als polymere Struktur – geschehen. Kraftschlüssige, additive Prozesse in Brettlänge durch Keilzinkung, in Querschnittshöhe durch Übereinanderschichten und Verleimen schaffen im BSH neue Formen und Dimensionen.

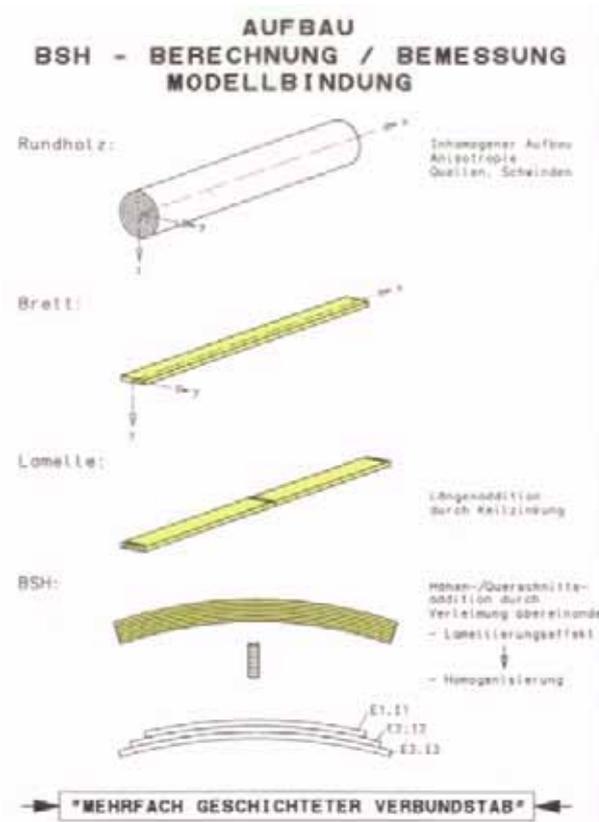


Abb. A1.1 Brettschichtholz: „Von der Analyse zur Synthese“ (Quelle: H. Stingl)

Der Anteil an chemisch-molekularer Bindung Holz-Klebstoff ist nicht von Bedeutung. Die Verklebung stellt sich als eine Art Verdübelung der Holzufer durch Eindringen und Verästelung der Leimteile in sie dar. Trotzdem verdient die Art der Verbindung Beachtung wegen des vollflächigen, adhäsiven Zusammenschlusses der Einzelteile. Das Kettenmodell der Kraftübertragung Holz-Leimfuge-Holz ist von den Übergangszonen, den werkstoffnahen Grenzschichten, auf der Holz- wie auf der Leimseite bestimmt.

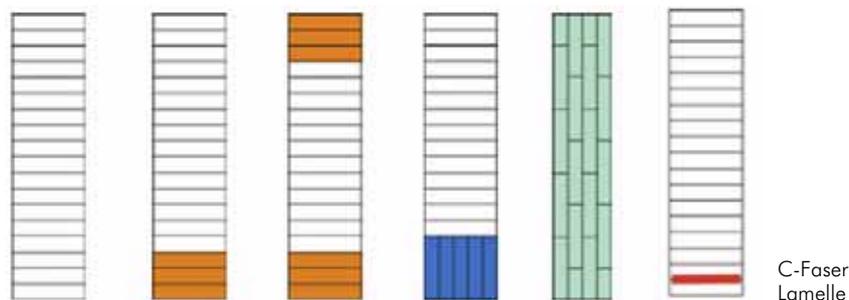


Abb. A1.2 Verschieden aufgebaute Brettschichtholzquerschnitte (Quelle: H. Stingl)

Mit der Chance, aus dem „Chaos“ des natürlichen Angebotes der Brettfestigkeiten, gezielt auszuwählen und einen ingenieurmäßig günstigeren Querschnittsaufbau zu erzeugen, entstehen BSH-Bauteile höherer Güte. Die Verklebung hat ein gänzlich neues Produkt mit herausragenden Eigenschaften.

ten ermöglicht. Es gibt fast keine Querschnittsbegrenzung, fast keine Längenbeschränkung, frei wählbare Formen und dimensionsstabile Querschnitte mit dem Effekt der Homogenisierung (Lamellereffekt).

In der Synthese, d. h. Neuordnung der Lamellen, werden die Einzelbretter verschiedener Wuchsgebiete, also streuender Eigenschaften, in einem Verbundquerschnitt zu gemeinsamer Tragwirkung herangezogen. Je nach Steifigkeitszonen im geklebten Bauteil übernehmen benachbarte Lamellen höheren E-Moduls Traglastanteile von Brettlamellen niederer Qualität. Demnach trägt dieser BSH-Aufbau soziologische Phänomene des Ausgleichens und Stützens modellhaft in sich.



Abb. A1.3 BSH- Rohlinge nach dem Abbund, hier blockverleimt (Quelle: Stingl Holzleimbau)

Im **Holzleimbau** werden die BSH-Bauteile als elementares Ausgangs-Bauprodukt zu Raumstrukturen konfiguriert, unter Kombination mit anderen Holzwerkstoffen und Materialien, immer aber unter ingenieurmäßigen Aspekten des Tragwerkentwurfes und der Bemessung. Der Holzleimbau ist also das gesamte umfassende Feld von der BSH-Erzeugung bis zum fertigen Bauwerk mit allen Zwischenstationen.

Die an dieses Betätigungsfeld gekoppelte Holzindustrie ist aber auch ein weiträumiges, wirtschaftliches Aufgabengebiet innerhalb der langen Wertschöpfungskette Forst-Säge-Holzindustrie-Holzbau-betrieb. Letzterer liegt genau an der wichtigen Schnittstelle zum Kunden und ist deshalb in der Marktbearbeitung für den Forst äußerst wichtig. Allein in der Steiermark sind in dieser Kette zur Zeit ca. 55.000 Menschen beschäftigt.



Abb. A1.4 Konfiguration von Brettschichtholzbauteilen zu Tragwerken: BV Einkaufsmarkt in Hausmannstätten (Quelle: Stingl Holzleimbau)

Für die **Wissenschaft** ist das Produkt Brettschichtholz im Modell der „mehrfach geschichtete Verbundstab“ mit inhomogenem Aufbau nach statistischen Merkmalen und mechanischen Zusammenhängen. Daneben stehen auch die Auseinandersetzung mit dem Tragverhalten gerader und gekrümmter Träger und den statisch-konstruktiven Eigenschaften gesamter Strukturen einschließlich Verbindungsmitteltechnik und Normungsarbeit als Aufgabengebiet für Forschung und Entwicklung an ebenso wie die Erprobung neuer Tragsysteme durch Simulationen und Versuche.

Dem **Ingenieur, Architekten und Planer** wurde mit dem Holzleimbau ein völlig neuer Weg des Bauens mit Holz eröffnet. Die Vielfalt der Konstruktionsmöglichkeit zeigt sich in den hunderten Beispielen ausgeführter Hallenprojekte, Brücken, Sonderkonstruktionen und Wohnbauten. Gravierende Wünsche dieser Anwendungsgruppe sind Standardisierung in den Verbindungen und Ausführungsdetails, die bislang meistens bei jedem Projekt immer neu erarbeitet werden müssen, weiters das Auflegen aktueller Holzbau- Bemessungsmodule.

Für den **Anwender und Bauherren** zählen die wirtschaftlich erfolgreichen Bausysteme des Holzleimbau (Brandwiderstand inbegriffen) zusammen mit kurzer Bauzeit sowie ökologischen Kriterien wie z.B. CO₂ -Neutralität.

2 Kurzer, entwicklungsgeschichtlicher Abriss zum Holzleimbau in Österreich¹

Die Geburtsstunde des Holzleimbauwes setzt man gerne mit der Zeit der Patentanmeldung Otto Hetzers für verleimte Holzträger gleich: 1906. Otto Hetzer, Hofzimmermeister in Weimar, Deutschland, hatte aber selbst auf historische Beispiele von Holzbauten ähnlicher Bauart zurückgegriffen.

Verfolgt man die Geschichte des Holzbaues zurück bis in das 16. Jahrhundert, so finden sich bei Philibert de l'Orme, französischer Genie-Offizier und Renaissance-Ingenieur, Entwürfe zu weit gespannten Hallen aus hölzernen Bogentragwerken, gebildet aus mehreren nebeneinander liegenden, hochkant gestellten Bohlen, segmentförmig überlappend und mit Steckverbindungen versehen. Die Entwürfe (1561 Nouvelles Inventions) verblüffen durch das dahinter stehende statische Gespür. Anlass für die gewählte „Remounaden“-Bauweise war damals die Knappheit an langen, durchgehenden Hölzern in Frankreich. De l'Ormes Vorschläge, in tadellos durchgearbeiteter Renaissance-Architektur, gehen bis zu Spannweiten von 70 m für Bogen- und Kuppeldächer. Vergleicht man seine Zeichnungen mit den späteren Bahnhofshallen des 19. Jahrhunderts ergeben sich große Ähnlichkeiten. Allerdings, die Materialien haben sich geändert, aus Holz ist Stahl (Eisen) geworden.

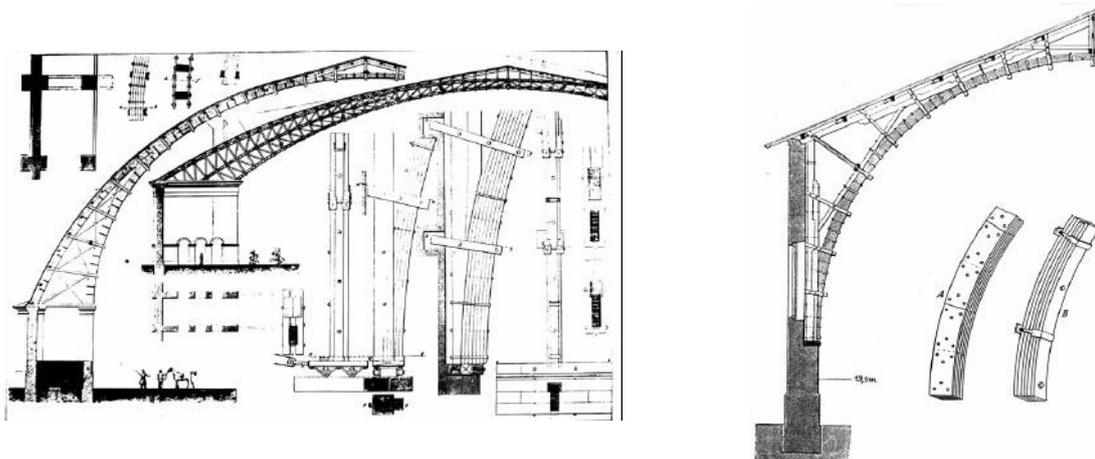


Abb. A2.1 Bogenbinder des Systems Emy, rechts: Gegenüberstellung stehende- liegende Bohlen. Quelle: Müller, [3]

Als dann im 18. Jhdt. die Idee der hochkant gestellten Bohlen auf Übereinander-Schichtung liegender Bohlen umgedreht wurde – das „System Emy“ – entstand ein interessantes neues Holzbau-Bauteil: der mehrfach geschichtete, gekrümmte Verbundstab mit nachgiebigen Verbindungsmitteln. Meist wurden Holznägel oder auch zusammen gespannte Eisenklammern eingesetzt, die wiederum, zum-

1. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit.

dest anfangs, Reibungskräfte zwischen den Bohlen aktivieren konnten (Vorläufer der Crucciani Idee). Der nächste praktische Schritt war dann wohl der Leimauftrag auf die Bohlenlagen als ein erstarrendes, flächig wirkendes Verbindungsmittel.

Wieweit Hetzer vom eleganten Holzbogen der 1806 in Nordamerika über den Delaware errichteten Brücke mit 60 m Spannweite wusste und in seine Ideen einbaute ist nicht bekannt. Allenfalls durfte er schöne Aufträge ausführen, führte seine Firma als „Otto Hetzer AG, Weimar“, bildete Niederlassungen in den Niederlanden (Fa. Nemaho) und vergab Patentrechte an die Schweizer Ingenieure Ternier und Chopard (vgl. [A-3]).

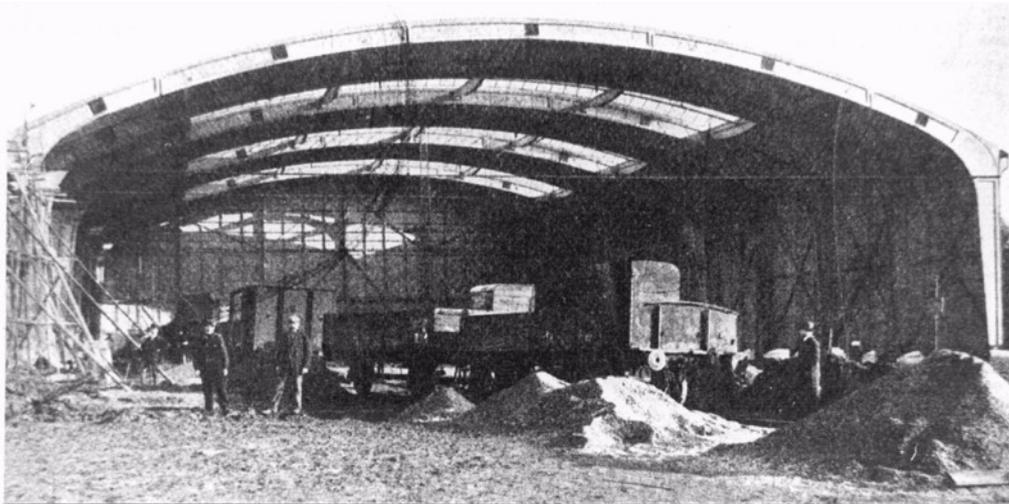


Abb. A2.2 Deutsche Eisenbahnhalle zur Weltausstellung in Brüssel, 1910, Bauzustand (Quelle: [A-3])

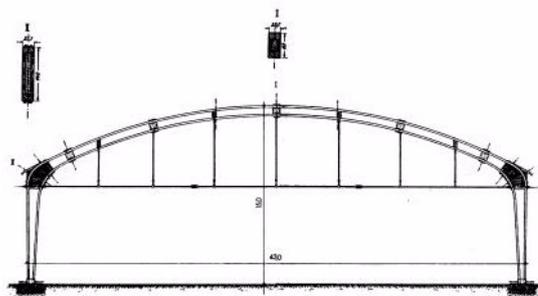


Abb. A2.3 Abb.: .3. Deutsche Eisenbahnhalle zur Weltausstellung in Brüssel, 1910, Querschnitt: 43 m (Quelle: [A-3])

Wurden anfangs, bis ca. 1940, Kaseinleime mit ihren Problemen der Feuchtebeständigkeit verwendet, so konnten bereits in den 1920-1930er Jahren, dank vieler Experimente im Leichtflugzeugbau und aufgesprungener Chemie, neue Klebstoffe auf Harnstoffbasis mit Bakelite-Pulver als Zusatz angeboten werden. Diese Leime waren feuchtfest und erlaubten dickere Leimfugen (0,5 m). Die weiteren Schritte in der Klebetechnologie erbrachten Kunstharzleime auf Basis von Resorcin und Phenol. Zugleich gewann Holz als Baustoff etwas mehr an Interesse der Ingenieure.

Während sich die ausgeführten Brettschichtholzsysteme hauptsächlich als Dreigelenkbinder oder Bogen-tragwerke zeigten, kaum aber als gerade Träger, stieg die Anzahl der Konkurrenzsysteme inner-

halb des Holzbaues enorm: Fachwerkträger mit großer Vielfalt an Dübelverbindungen, Brettstegträger, Nagelbinder et cetera. Im Vergleich zum Umfang des Holznagelbaues der 1930er und 1940er Jahre war der Holzleimbau zwar noch eine marginale Größe aber doch schon eine architektonisch, ästhetisch herausragende Holzbauweise.

Ein Meilenstein der 1930er Jahre in der Entwicklung der neuen Bauweise war die Keilzinkung als Ersatz für die materialaufwendige Schäftung oder den umstrittenen Stumpfstoss der Brettlamellen mit Überlappung. Ein weiterer wesentlicher Entwicklungseckpunkt für die neue Bauweise ergab sich mit der kostengünstigen Herstellung von wasser- und kochfesten Leimen mit hoher „Fehlerfreundlichkeit“ in der Verarbeitung und im Einsatz unter harten Klimabedingungen.

Erst in den 50er Jahren des vergangenen Jahrhunderts setzte in vielen Ländern intensive Holzforschung auf allen Gebieten der Holztechnologie, der Materialfestigkeiten, Holzbausysteme, Berechnung und Normung ein.

Kennzeichnend für die Holzleimbauentwicklung in Österreich, ähnlich der in Deutschland, war nun die kräftige Mitwirkung der Maschinenindustrie an den Mechanisierungen der Fertigungsprozesse. Die Herstellung der Hetzer-Träger, wie sie nach über 100 Jahren noch genannt werden, eignet sich hervorragend für fast automatische Produktion beginnend bei der Holz Trocknung, der Gütesortierung noch visuell, manuell, über automatisches Auskappen der Fehlstellen in der Lamelle, Vorhobelung, Keilzinkung, Lamellenhobelung mit oder ohne Koppelung des Leimauftrages bis zum hydraulischen Binderpressen und Binder-Aushobeln 2- oder 4-seitig. Schon Mitte der Jahre 1960 stand dieses Maschinenbaukonzept, das in den folgenden Jahren ständig verbessert und mit der EDV erweitert wurde. Die Auswirkung solcher industrieller Anstrengung (Holzleimbauindustrie) wird mit folgendem Vergleich augenscheinlich: Benötigte die Brettschichtholzherstellung um 1965 noch einen Arbeitszeitaufwand in der Rohlingsfertigung von ca. 8-10 Stunden je m³, so beträgt er heute nur mehr ca. 0,3-0,8 Stunden je m³ (Faktor 15 also).

Die an sich kleinteilige Struktur der österreichischen Holzbaubranche und Holzindustrie und die erst um 1965 im Entstehen begriffenen Marketinginstrumente wie z. B. der „Bundesholzwirtschaftsrat“ verlangten vorerst pionierhaftes Vorgehen in der Marktbearbeitung. Bei vielen Ämtern, öffentlichen Institutionen, Bauinstanzen und Bauherren musste zuerst grundsätzliche Überzeugungsarbeit, vielfach durch die Firmenchefs selbst, die fast ausschließlich eine Ingenieursausbildung hatten, geleistet werden. Standardfragen zu den Themen „Holz brennt ...“, „Wie lange hält der Leim ...“, „Wie ist die Tragfähigkeit im Vergleich zu Stahl oder Beton ...“ sollten überzeugend beantwortet werden. Erst dann war der Weg zum Auftrag frei. Jedes größere, gelungene Bauwerk in Holzleimbauweise bot sich als Signalwirkung, nicht allein für potentielle Bauherren sondern auch für Nachahmung, Ansporn und Konkurrenz in den eigenen Reihen, was wiederum beschleunigend auf die Entwicklung wirkte. Die Fülle an Olympiabauten in München, anfangs 1970 taten ihr Weiteres. Und die Architektur hatte mit dem Holzleimbinder neue Gestaltungspotenziale erhalten.

Das Räderwerk der positiven Entwicklung erhielt in dieser Zeit Unterstützung in Form von Erfahrungsaustausch zwischen deutschen und österreichischen Firmen, den Leimherstellern, Marketingorganisationen und Technikgruppen wie „Arbeitsgemeinschaft Holz“, „Studiengemeinschaft Holzleimbau“, „Deutsche Gesellschaft für Holzforschung“ oder in Österreich: „Österreichischer Holzleimbauverband“, gegründet 1965, „Bundesholzwirtschaftsrat“, et cetera. Letztlich aber war das steigende wis-

senschaftliche Interesse am Holz und seinen Produkten ein wichtiger Entwicklungskatalysator. Dieses Interesse ist nach wie vor ungebrochen groß und wird von den Instituten der Bauingenieur fakultäten aller drei österreichischen Technischen Universitäten, Instituten der Universität für Bodenkultur und der Holzforschung Austria getragen.

Die mit Beginn der 1960er Jahre ins Leben gerufenen 3-Länder-Holztagungen, mit Deutschland, Schweiz und Österreich abwechselnd als Veranstalter, widmeten sich alle 3 Jahre neuen Problemstellungen unter anderem auch aus dem Ingenieurholzbau und gaben damit wertvolle Anregungen für die Praxis des Holzleimbaues. Die Jahre der Hochkonjunktur im fast gesamten Europa 1962-1973 (erste Energiekrise) beschleunigten den Auf- und Ausbau der Holzleimbaubetriebe und führten in der Folge zur Holzleimbauindustrie. Erkenntnisse aus Wissenschaft und Praxis finden ihren Niederschlag in Normenwerken. Bereits Ende der 70er Jahre widmete man sich in Zusammenhang mit harmonisierter, europäischer Normung dem Aufbau eines neuen, semi-probabilistischen Bemessungskonzeptes im Holzbau im Gegensatz zum bisherigen deterministischen Verfahren (vgl. [A-1]). Die tatsächliche Normenumstellung auf die Eurocodes im Holzbau in Österreich erfolgte erst 35 Jahre später, am 1. Juli 2009.

Die 20 Jahre von 1960 bis 1980 brachten eine große Vielfalt an verleimten Tragsystemen auf den Markt. Man denke an Dreieckstrebenbau, Trigonitträger, Kempfstegträger, I-Träger des Systems Wolff, Schalungsträger, Herkulesträger, und andere.

Mit den 1980er Jahren begann sich die Herstellerlandschaft gravierend zu ändern: Aufwärtsweisende Produktions- und Absatzzahlen der Holzleimbauunternehmen ließen bei einer Reihe von österreichischen Sägewerken die Gedanken an Erweiterung der Sägeprodukte durch Halb- und Fertigprodukte des Brettschichtholzes aufkommen. In der Folge entstanden so mit großzügiger Maschinenaufstellung und neuen Technologien wie Hochfrequenzverleimung vollautomatisch produzierende Betriebe, die direkt den Rohstoff Brett aus der vorgelagerten Sägeindustrie bezogen. Der Vorteil dieser Produktionsgrößen war ein Vielfaches gegenüber den herkömmlichen, in der Pionierphase entstandenen und zu bestem technischem Know-how herangewachsenen Holzleimbaubetrieben. Die Erzeugnisse dieser neuen Betriebe lagen im Bereich der Stangenware, also Massenware, jedoch mit entsprechenden Logistikkonzepten zu Komplettlieferungen von Holzbaukomponenten. Beratung und Engineering als Marketingaufgabe wurden von den Herstellern nicht in die Firmenkonzepte aufgenommen.

Der dramatische Anstieg der Kapazitäten mit nachfolgendem Preisverfall, auch im Ingenieurholzbau war vorauszusehen. Betrug die BSH-Jahreskapazität in Österreich 1970 beispielsweise ca 30.000 m³, liegt sie im Jahr 2008 bei ca 700.000 m³ (siehe [A-2]). Investitions- und amortisationsbedingt muss in diesen Betrieben Kubikmeter-Denken vorherrschen mit allen daraus folgernden Schlüssen.

Der EDV-Einsatz in den Ingenieurbüros und bei Produktionsmaschinen beeinflusste natürlich auch das Produkt Brettschichtholz und seine Einsatzmöglichkeiten vielversprechend. Der Wunsch ist uralte, ohne Zerstörung, die Materialfestigkeit des Holzes festzustellen, und damit zuverlässige Aussagen über die Tragfähigkeit eines BSH-Balkens zu gewinnen. Dieses tiefere „Hineinsehen“ in die natürliche, organische Struktur des inhomogenen Baustoffes wurde durch die Elektronik erst möglich. 1995 wurde unter Prof. Dr. R. Pischl und DI Dr. G. Schickhofer vom Holzbau-Ordinariat der TU Graz in einem groß angelegten Forschungsprojekt an tausenden von Brett lamellen und Keilzinkungen die

Festigkeiten und Biegemodule eruiert. Nach den statistischen Auswertungen wurden die Ergebnisse in europäischen Gremien zur Diskussion gebracht, um später in Normenwerke europäischer Staaten Eingang zu finden. Dieses Forschungsprojekt wurde vom österreichischen Holzleimbauverband in Auftrag gegeben. Dadurch konnten die Grundlagen für die maschinelle Festigkeitssortierung (stress grading, scanning, Ultraschall,) gelegt werden, waren doch bisher kaum Versuche an größeren Holzteilen vorgenommen worden. Bei allem Erfordernis der Werte-Kalibrierung und der Weiterentwicklung ein weiterer Meilenstein in der Qualitätssicherung der BSH-Herstellung. Im Weiteren konnte auch der für die Erzeuger wichtige Beweis erbracht werden, dass eine visuelle Sortierung nach der Klasse S 13 möglich ist. Bei Kenntnis der Festigkeiten und Situierung der im BSH eingebauten Lamellen und der statistischen Zusammenhänge kann also mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit auf die Tragfähigkeit des konkreten BSH-Balkens geschlossen werden. Umgekehrt besteht die Möglichkeit der gezielten Brettanordnung im BSH-Querschnitt um die vorgegebene Balkenfestigkeit zu garantieren (vgl. z. B. Abb. A1.2).



Abb. A2.4 Gekrümmte Brettsperrholzplatten vor der Weiterverarbeitung zusammen mit BSH (Quelle: Stingl Holzleimbau)

Zu den besonderen Errungenschaften der letzten 20 Jahre zählen im Holzbau die elektronisch gesteuerten Abbundmaschinen (CNC-Anlagen). Bereits 1982 führte der Schweizer DI Dr. H. Blumer ein CAD-CNC-Maschinensystem (BSB-Blumer Systembau) zur Herstellung von Fachwerkträgern mit eingeschlitzten Stahlblechen und Stabdübelgruppen als Knotenausbildung vor: Blechbearbeitung von Holzbearbeitung getrennt und trotzdem Passgenauigkeiten der Bohrungen kleiner als 0,3 mm. Inzwischen gibt es kaum mehr größere Holzbaubetriebe in Österreich ohne elektronischen Abbund.

Begleitend zu diesen aufgezeigten, primären Entwicklungsschüben im Holzleimbau liefen immer wieder fast genauso wichtige andere Produktinnovationen bei den Holzwerkstoffen und den Holzverbindungen. Sie eröffneten dem Holzleimbau neue Räume in der Konfiguration der Bauteile zu

Gesamtkonstruktionen. Man denke an die große Palette neuer Holzwerkstoffe, allen voran Brettsperrholz (BSP), bereits älter als 15 Jahre, Spanplatten bis 15 m Länge und Dreischichtplatten, in der Länge keilgezinkt, Furnierschichtholz mit oder ohne Querlagen, KVH-Querschnitte (Proof-Loading garantiert die Festigkeit). Konstruktionsvollholz (KVH) hat zusammen mit OSB-Platten dem Holzbau im Dach- und Wandbau in Grobelementen einen neuen Marktanteil verschafft, von dem wiederum der Holzleimbau als Primärstruktur marktmäßig profitiert. Ein weiteres Erfolgskapitel der Begleitinnovation ist das der Holzschrauben mit Voll- oder Teilgewinde mit vorwiegend axialer Beanspruchung. Die hohen Übertragungskräfte erlauben ein völlig neues Konstruieren im Holzleimbau.

Nicht zu vergessen sind die Neuentwicklungen der Klebstoffe bei Melaminleimen und Polyurethankleber. Sie verbessern die Umweltverträglichkeit, ermöglichen sparsameren Leimauftrag und zeichnen sich nicht an der BSH-Oberfläche ab. Allerdings: In der Verarbeitung und Anwendung der Kleber sind viele Bedingungen genauer als bisher einzuhalten, da die Rezepturen und chemischen Reaktionen sehr eng eingestellt sind.

Die Vielfalt der Kombinationsmöglichkeiten an Baustoffen, Bauteilen, Verbindungsmitteln und Systemen erlaubt dem Ingenieur optimale Lösungen zu den verschiedensten Problemstellungen bei Tragwerksentwürfen. Eine sinnvolle Standardisierung von Holzbauverbindungen und Holzbausystemen sowie die Abfassung von Ergebnissen in Bemessungsrichtlinien steht an und wird zum Gebot der nächsten Zeit um schnell, zuverlässig und wirtschaftlich konstruieren zu können.

Innerhalb der bisherigen Entwicklungszeit des Holzleimbaues hat es leider auch, wie bei anderen Bausystemen und Materialien, Bauteilversagen und Einsturzkatastrophen gegeben. Die Ursachen lagen breit gestreut: von falschen Bemessungsansätzen, Berechnungen, über schlechte Holzsortierung, mangelhafte Verklebung, klimatische Überbeanspruchung, Vorschädigung der Träger beim Transport und der Montage, bis hin zu unzureichender Bauteilsteifung et cetera. In einigen Fällen treten auch Unwissenheit und falsch interpretierte Kühnheit der Ingenieure als Versagensgründe in den Vordergrund. Der Aufarbeitung der Schadensfälle folgten auf alle Fälle Einflussnahme auf Normung, Ergänzung der Qualitätsrichtlinien und Sorgfalt in weiteren Planungen, wobei Forschung, Wissenschaft und Praxis gemeinsam gefordert sind.

3 Die große Spannweite

3.1 Aus der Pionierzeit des österr. Holzleimbaues

Die Klagenfurter Messehalle 3 als Zeitzeugin hoher Ingenieurkunst. Auszugsweise aus einem vom Autor im Zuschnitt, [A-4] verfassten Artikel zum Thema „Bauen in neuen Dimensionen“:

„Alle Klagenfurter kennen sie, ihre große Halle mit fast 100 m freier Stützweite und 25 m Höhe, galt sie doch früher neben dem Lindwurm am Neuen Platz als zweites Wahrzeichen der Stadt. Auch allen Holzleuten aus Forst, Säge, Holzgewerbe und den Holzingenieuren und Architekten ist die Halle aus Ausstellungen und Messeveranstaltungen und Fachliteratur sehr wohl bekannt. Sie ist nun etwas in die Jahre gekommen, schließlich wird sie demnächst 45 Jahre alt.

Um es gleich vorweg zu nehmen – die Holzkonstruktion ist, soweit das Auge eine kritische Sicht erlaubt, in einem gutem Zustand. Im Innenbereich gibt es kaum größere, sonst durch Sonneneinstrahlung oder Heizung ausgelöste, unvermeidliche Schwindrisse im Holz. Die Oberflächen der außen liegenden Teile der Träger (Auflagerbereiche) sind naturgemäß sehr stark nachgedunkelt, könnten aber durch Abschleifen und neuen Anstrich aufgehellt werden. Der Wartungsaufwand in diesen 44 Jahren galt also kaum der Holzkonstruktion. Vor 15 Jahren wurde die alte Welleterniteindeckung durch Alu-Trapezbleche ersetzt.

Was aber bewog vor mehr als 40 Jahren die damals Verantwortlichen zu dieser Weitsicht, einer derart großzügigen Hallenlösung zuzustimmen? Man hätte doch eine billigere, vielfach unterstützte Dachkonstruktion bevorzugen können, wenn auch mit Einbußen in der Funktionalität. Entgegen kam, dass das Wirtschaftsbarometer in den 60er Jahren steil nach oben wies. Die Zeit lag mitten in der unvergesslichen, langwelligen, wirtschaftlichen Hochkonjunktur-Phase und so sollte und wollte man für den in Österreich noch jungen Holzleimbau deutliche Signale nach innen wie nach außen setzen und dem Namen Holzmesse gerecht werden. Ähnliche, etwas kleinere, frei gespannte Holzkonstruktionen gab es damals in Europa gerade 2 in Frankreich und eine in Planung in Belgien. Sollte Österreich als das europäische Holzland hinten bleiben?

Immer wieder erstaunlich, welche technische und logistisch-organisatorische Leistung die Erstellung eines solchen Großbauwerkes in Holz darstellt und welcher Pionier- und Ingenieurgeist treibend wirken musste. Man denke nur an die Größenverhältnisse der Bauteile von 55 m Länge bei den gegebenen Produktionsmöglichkeiten, die damaligen Transportprobleme oder den bis ins Kleinste überlegten Montagestoß der großen Träger. Die Aufgabe, 96 m bei einem ungewohnt hohem Schneelastanteil von 2,0 kN/m² frei zu überspannen, Giebelwindlasten von 780 kN über die Dachfläche verteilend auf die Längswände herunterzubringen, 1300 m³ Brett-schichtholz in wenigen Monaten zu berechnen, über die Zeichenbretter! auf Papier zu bringen, zu erzeugen und montieren, stellte für den Holzbau in Österreich eine neue Dimension dar. Die

Umsetzung wird den Verantwortlichen wohl einige schlaflose Nächte beschert haben.

Einem Artikel im „Bauen mit Holz“ aus dem Jahre 1966, Co-Autor DI W. Buchmann, entnimmt man neben technischen Details zum Hallenbau die wichtigen, handelnden Personen. Bauherr war die Österreichische Holzmesse Klagenfurt, der Entwurf kam von Arch. DI O. Loider, Wien, die Umsetzung der gesamten Holzleimbauarbeiten lag bei der Fa. Wiesner Hager in Altheim unter Baurat DI Dr. Erich Wiesner (Vater des heutigen Firmenchefs der WIEHAG), die Holzbaustatik lag in Händen von DI M. Hochreiner, die Prüfstatik oblag Prof. Dr. Schischka von der TH Wien. DI Buchmann war 1966 Hochschulassistent an der TH Wien.

In einem vom Autor im Jahre 2007 geführten Interview meinte Herr DI Buchmann, inzwischen 83-jährig, es wären ja in der Holzbaunorm von damals viele Fragen offen geblieben, die dann in Ableitung und in Analogie zu Stahlbauthemen gelöst wurden wie z. B. auch das Stabilitätsproblem des Binderknickens in der Ebene. Für den Interviewer war es (wörtlich): „... ein schönes, für mich erfrischendes Gespräch mit einem doch „älteren“ Holzbau-Statiker. Noch aus einer Zeit kommend, in der es als sportlich galt, durch geschickte, kunstvolle Überlegungen und Kombinieren, in der Statik unerträglichen Rechenaufwand fernzuhalten ...“.

Das Herausragende an den technischen Lösungen von damals ist wohl das Konzept der zweiseitigen Binderquerschnitte mit aufgeleimten Gurten aus mehrlagig verleimten Platten. Die Querschnittshöhe ist dem Momentenverlauf angepasst, also veränderlich, was im Zuschnitt vor dem Gurtaufleimen höchste Genauigkeit erforderte. Besonders durchdacht und raffiniert gelöst sind die verleimten, deshalb starren Montagestöße an den Bindern: seitlich aufgeleimte Platten an den Stegen und über schräg verlaufende Keilzinkung, mit zusätzlicher beim Einschieben entstehender Keilwirkung, verleimt gestoßene Flansche. Die Halbbinder wurden noch im Werk in je 3 Teile, also für je 2 Montagestöße getrennt, in Folie verpackt, mit der Bahn antransportiert, durch „Feldverleimung“ in einer adaptierten, beheizten, kleineren Messehalle wieder zusammengeleimt, ausgehärtet, vorgelagert und montiert. Die 10 Binder wurden dann in 10 Tagen montiert.“

3.2 Pionierleistungen von damals – Standards von heute

„Der Umgang mit Großbauteilen bei Transportlängen bis 40 m gehört heute im Holzleimbau zum Handwerkszeug, nicht zuletzt wegen der wesentlich günstigeren Verkehrsinfrastruktur und mobilen Krane. Es gibt heute im Holzbau so gut wie keine Scheu vor Herstellungsgenauigkeit um max. $\pm 0,5$ mm. Das erlaubt natürlich großteilige Vorfertigung im Werk und Passgenauigkeit wie sie bisher nur der Stahlbau kannte. Zur Regel geworden ist seither auch die regengeschützte Produktion und Montage von Holzbauteilen.

Im Bereich der Brettschichtholzproduktion haben Forschung und Maschinenindustrie inzwischen einen sehr hohen Qualitätslevel ermöglicht, bei gleichzeitiger enormer Kostenreduktion des Produktes. Ein zu relativierender Zahlenvergleich sei hier angeführt: Im Jahre 1965 kostete ein m^3 BSH, montiert ca. 7.500 österreichische Schillinge. Heute liegt der Preis bei ca. 500-600 €, trotz viel höherer Löhne und Rohstoffkosten.

Bei der Klagenfurter Messehalle wurden die Querschnitte aus mehreren verleimten Einzelteilen

zusammengesetzt und wiederum verleimt. Vor 4 Jahrzehnten noch in den Anfängen, gibt es heute viele Anwendungen zu solch blockverleimten, geraden oder gekrümmten Konstruktionen, mit allen inzwischen erarbeiteten Herstellungsrichtlinien und Normen.

Am Ende der Betrachtungen darf die Frage gestellt werden, wie eine Hallenlösung 2007 aussähe

An den Lastannahmen würde sich trotz neuer Schneenorm für gleich verteilte Last nicht viel ändern, aber bei angenommener Dreiecksverteilung würde es doch lokal für Sekundärbauteile zu größeren Lasterhöhungen kommen. Die Bogenform der Träger würde man beibehalten, auch das Dreigelenk- oder ein Zweigelenksystem. Den Querschnittaufbau ohne Gurte, einfach blockverleimt, aus 3 oder 4 Rechteck-Einzelquerschnitten. Je Binderhälfte käme man je nach Transportmöglichkeit sogar ohne Montagestoß durch.

Wegen des Breiten zu Längenverhältnisses von 75 zu 100 m im Hallengrundriss könnte beispielsweise eine OSB-Plattenbeplankung über die gesamte Dachfläche gezogen werden um die Scheibenwirkung zu nützen. Die bisherige, feingliedrige, arbeitszeitintensive Netzstruktur der Verbände ließe sich dadurch ersetzen und eine gleichzeitige Abtragung der Normalkräfte über Membranwirkung, wie bei Flächentragwerken üblich, wäre durchaus als Überlagerung denkbar.“

An dieser Stelle kann sei auf den Vergleich mit dem statischen Konzept der Messehalle Karlsruhe (2005) in [A-5] verwiesen.

„Heute würde man größten Wert auf eine volle und sorgfältige Verkleidung der im Freien liegenden Binderteile legen, so dass weder Regen noch Sonne zu Rissbildung im Holz führen können. Konstruktiver Holzschutz steht im Holzbau ganz vorne und geht architektonischen oder formalen Konzepten voraus.

Häufig werden beim Versuch, mit neuem Wissen auf Altes zu blicken, Innovationen ausgelöst.“



Abb. A3.1 Montage Messehalle Klagenfurt, 1966 (Fotos: WIEHAG)

4 Literatur

- [A-1] PISCHL, R.: In: Mitteilung der Technischen Kommission des ÖLV. 1979.
- [A-2] ÖLV (HRSG.): Wirtschaftsstatistik. Österreichischer Holzleimbauverband, Wien.
- [A-3] MÜLLER, CH.: Entwicklung des Holzleimbaues unter besonderer Berücksichtigung der Erfindungen von Otto Hetzer – Ein Beitrag zur Geschichte der Bautechnik. Dissertation, TU Berlin, 2004.
- [A-4] STINGL, H.: Bauen in neuer Dimension – Die Messehalle 3 in Klagenfurt. In: Zuschnitt 27, ProHolz Austria, 2007.
- [A-5] GEROLD, M.; HOCHREINER, G.; KASIC, S.; DI RISIO, T.: Material- und Gewerke übergreifende Planung im Ingenieurholzbau – Neue Messe Karlsruhe. In: Bauingenieur, Band 79, Oktober 2004.



Projekte und ihre statisch-konstruktiven Aspekte

1 Sportstadion Bruck/Mur

Verleimte RIPPENPLATTENQUERSCHNITTE aus BSH-Rippen mit Beplankung aus BSP-Platten

am Beispiel des Tribünendaches beim Sportstadion in Bruck/Mur



Abb. B1.1 Gesamtansicht Tribüne mit Überdachung (Quelle: H. Stingl)

1.1 Allgemeines

Die Entwicklung der Holzwerkstoffe wurde in den letzten 20 Jahren äußerst zügig und zielorientiert vorangetrieben. Sperrholz, Furnierschichtholz, Spanplatten (OSB) und Brettsperrholz sind im Holzbau nicht mehr weg zu denken. Diese Holzwerkstoffe wirken über ihre Platten- und Scheibenfunktion in den Holzkonstruktionen und bringen mit ihrer Doppelfunktion des Biegetragverhaltens und Aussteifens große wirtschaftliche und ästhetische Vorteile. Die flächige Struktur ermöglicht zugleich den Raumabschluss.

Besonders gut hat sich die Brettsperrholzindustrie entwickelt und steigend größeren Bauaufgaben zugewandt. Brettsperrholz - in Analogie zum Sperrholz - aufgebaut aus gekreuzt verleimten Brettlagen, ist wegen der Größe der Herstellformate (Standard: 3.00 / 18.00 m, extrem: 4.00 / 24.00 m) ein universelles Ausgangsprodukt für beispielsweise tragende Wand- oder Deckenteile im mehrgeschosigen Wohnbau. Über die Brettstärken und Lagenanzahl, bei 3 beginnend, 5, 7 und mehr erreicht man Gesamtplattenstärken bis 36 cm, bei besonderen Aufgaben bis 60 cm. im Hinblick auf die Qualitätskontrollen der Herstellung und Weiterverarbeitung gelten ähnliche Grundsätze und Normen wie beider Brettschichtholzerstellung. Im kürzlich erschienenem Brettsperrholz-Handbuch der TU Graz [B1-1] finden sich alle relevanten Grundlagen.

Es liegt nahe, in Konstruktionen sowohl die Längstragfähigkeit einer BSP-Platte als auch deren Querbiege- und Scheibensteifigkeit gemeinsam zu nutzen. Dies führt zu kombinierten Querschnitten mit Stegen aus BSH und ein- oder zweiseitig aufgebrachtene BSP-Beplankungen: T-Profile, I-Profile. Die Verbindung von Steg mit Flanschen kann dabei nachgiebig über Stiftverbindungen, oder aber starr über Verklebung hergestellt werden. Dem Letzteren ist wegen der höheren Gesamtsteifigkeit des Querschnittes und der besseren Trag-Beteiligung der Einzelteile der Vorzug zu geben. Die Decklagen der Brettsperrholzplatten laufen dabei achsparallel zu den BH-Rippen (Stege).

Beim Zusammenfassen von 2 Stegen mit einer gemeinsamen Gurtplatte als Flansch erhält man ein TT- Profil. Im Betonbau unter Pi-Träger bekannt. Diese und andere Querschnitte können natürlich auch mit anderen Holzwerkstoffen vorgenommen werden, wie z. B. Kerto- Q Platten als Flansche und Stege, KVH- Rippen mit oberer und unterer OSB- Beplankung (bei Dachelementen) usw. Sonderkonstruktionen aus mehrfach zusammengesetzten, zum Teil schräg liegenden, sich gegenseitig abstützenden Platten und Scheiben (Faltwerke) verzichten auf BSH- Rippen und erbringen so eine tragende, wirtschaftliche Gebäudehülle.

Die sinnvollen Spannweiten von Pi-Trägern im Hallenbau richten sich nach der Lage und Ausbildung der Beplankungsstöße, wobei hier durchaus an die 40 m herangegangen werden kann. Die maximale Elementbreite ist, so fern nicht im Werk oder auf der Baustelle ein durchgehender Breitenstoß ausgeführt wird, mit ca. 3.0 m begrenzt. Die Zusammenfügung der Elemente zu Dach- und Wandscheiben ist mit Einlegestreifen aus 3-Schicht- oder Sperrholzplatten in Fälzen und den bekannten Verbindungsmitteln leicht und rasch möglich. Dies erlaubt Tragwerkskonzepte aus sich gegenseitig abstützenden und stabilisierenden Dach- und Wandscheiben („Schachtel-Prinzip“).



Abb. B1.2 Unionbad in Graz: Arch. DI W. Kampits / Prof. DI Dr. H. Gamerith, Graz. Statik Massivbau: DI Kager, Ziv.-Ing.-Büro Eisner, Graz. Statik Holzkonstruktion: H. Stingl, Trofaiach. Pendelwände aus BSH-Rippen mit aufgeleimten BSP-Platten. Dachtragwerk aus BSH-BSP-Elementen (Pi). (Quelle: W. Kampits)



Abb. B1.3 Impulszentrum Bad Radkersburg: Arch. DI N. Frei, Hausmannstätten. Holzbau: Stingl Holzleimbau, Trofaiach. „Hallenschachtel“ aus Wand- und Dachscheiben mit Pi-Elementen als Schubfelder (Quelle: H. Stingl)

1.2 Generelles zum Projekt

Bauherr: Stadtgemeinde Bruck / Mur

Bauvorhaben: Neubau einer Sportanlage mit Fußballstadion und Tribüne.

Baujahr: 1999

Tribüne überdacht: Länge ca. 111.80 m. Breite 13.40 m bis 17.20 m

Sitzplätze: für 1800 Personen, Stehplätze für 600 Personen

Architektur und Projektabwicklung: Arch. DI Hans Wallner, 8605 Kapfenberg

Massivbau- Statik: Prof. DI Günter Klaus Schindler, Bmst. Rauch, 8047 Graz

Statik und Ausführung Überdachung und Stahlbau: Stingl Holzleimbau, 8793 Trofaiach

Betonbau und Fertigteile: Fa. Luiki, 8700 Leoben

Im Spätherbst 1998 erging an den Verfasser seitens des Architekturbüros Hans Wallner die Einladung zu einer gemeinsamen Entwicklung einer größeren, besonderen und doch wirtschaftlichen Tribünenüberdachung für das Stadion in Bruck/Mur. Die Einladung wurde mit Begeisterung an der Herausforderung angenommen. In den Randbedingungen, wie Länge, Tiefe, Höhe, Entwässerung, Licht usw. war die Aufgabenstellung anfangs rasch gefasst, wurde dann aber beim Einstieg in Konstruktionsansätze und Parallelkalkulation sehr komplex. Eine strenge Vorgabe der Materialien bestand nicht, wohl aber ökologische Werthaltungen.

In der Folge verblieben knappe 4 Monate Zeit für die Konstruktionsentwicklung, Statik und Ausschreibung. Die Herausforderung wurde von beiden Seiten (Architekt und Tragwerksplaner) als schöne Möglichkeit des Ideenaustausches und voneinander Lernens gesehen. In vor geplanten, regelmäßigen Meetings entstand eine Fülle von Ideen, die nach ihren statischen Qualitäten und Kosten zu beurteilen waren.

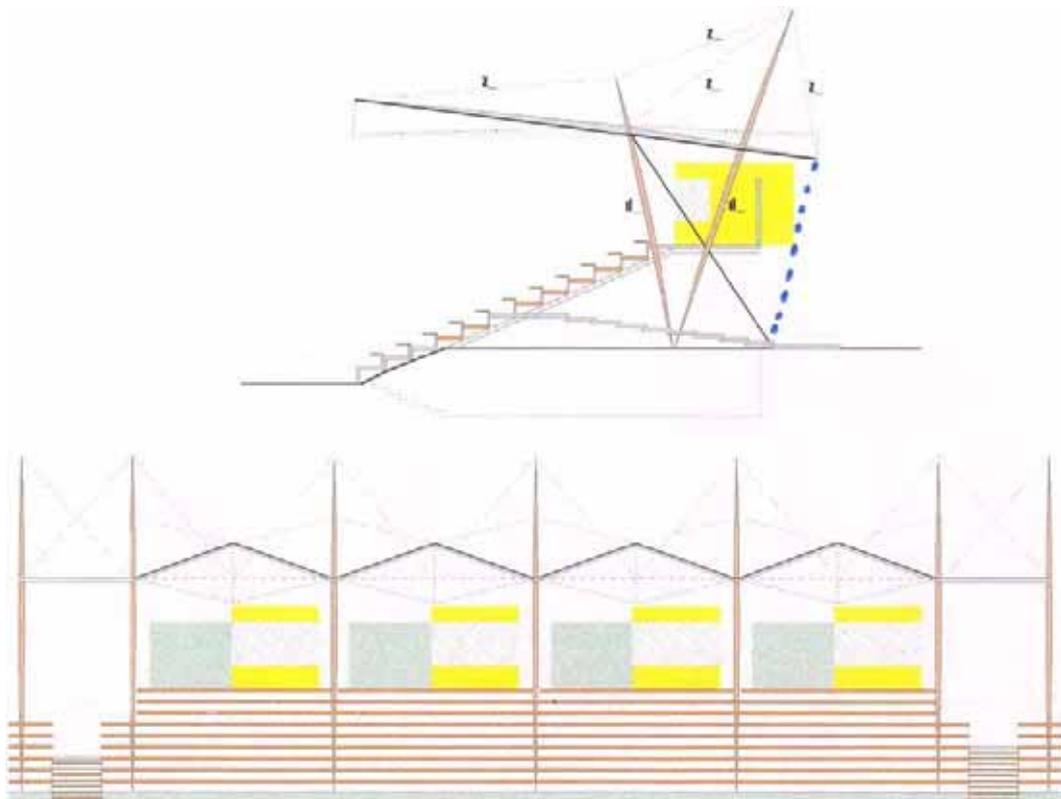


Abb. B1.4 Entwurfsstadien – Schrittweise zur Lösung: 1 (Quelle: H. Wallner)

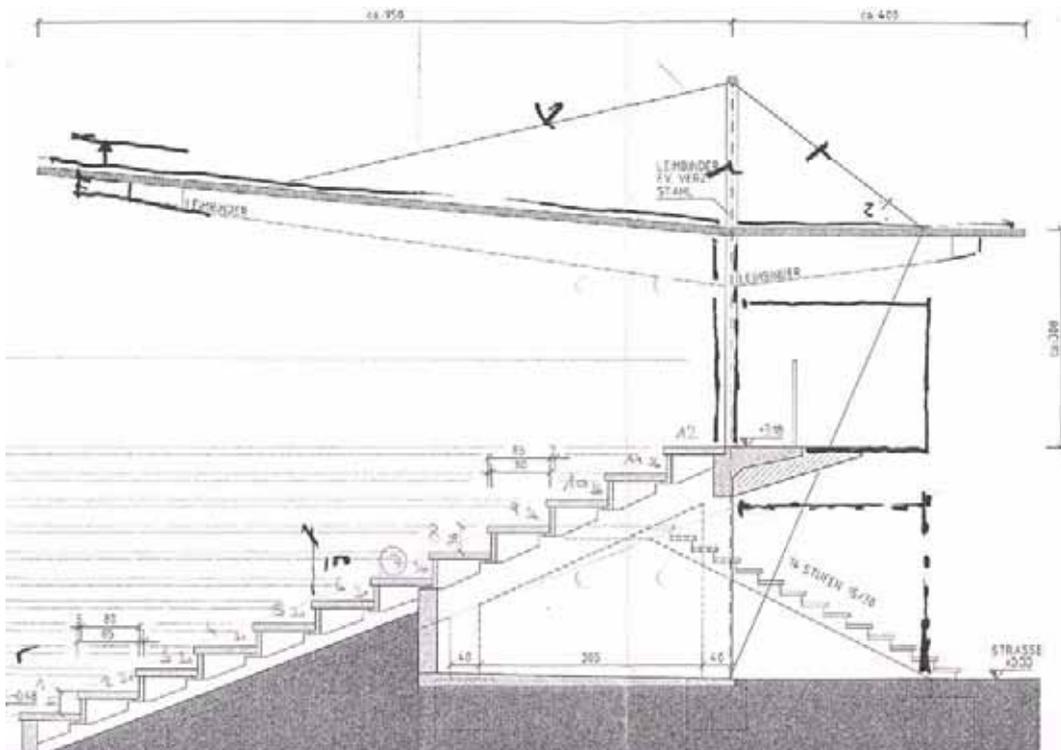


Abb. B1.5 Entwurfsstadien – Schrittweise zur Lösung: 2 (Quelle: H. Wallner)

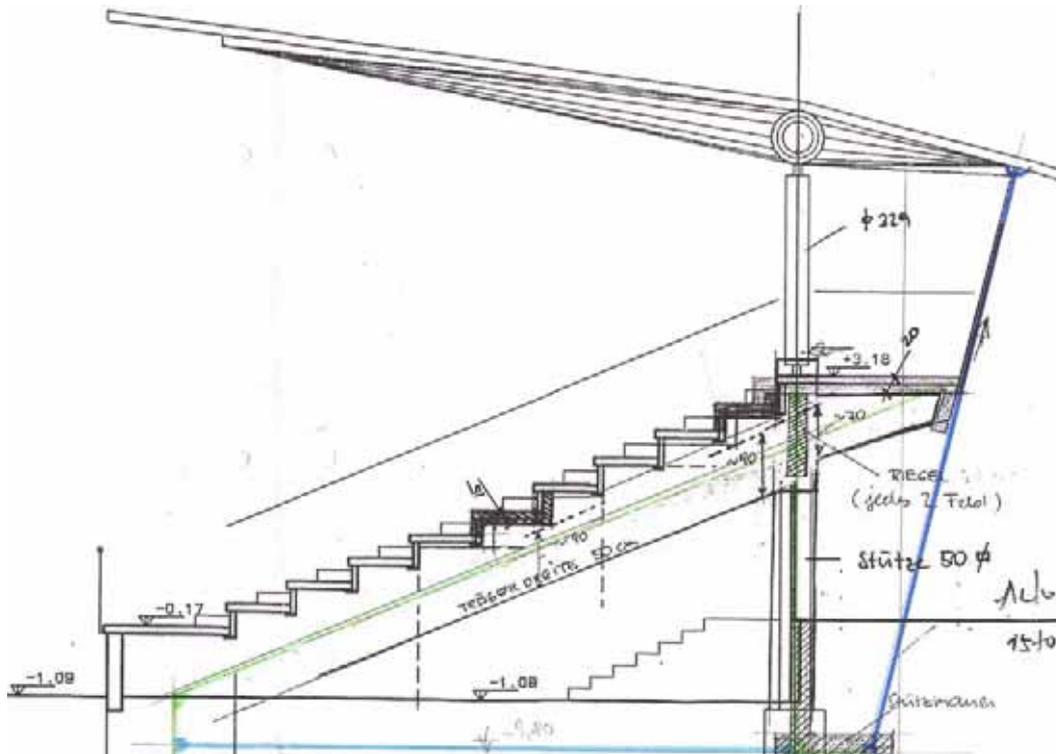


Abb. B1.6 Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 3 (Quelle: H. Stingl)

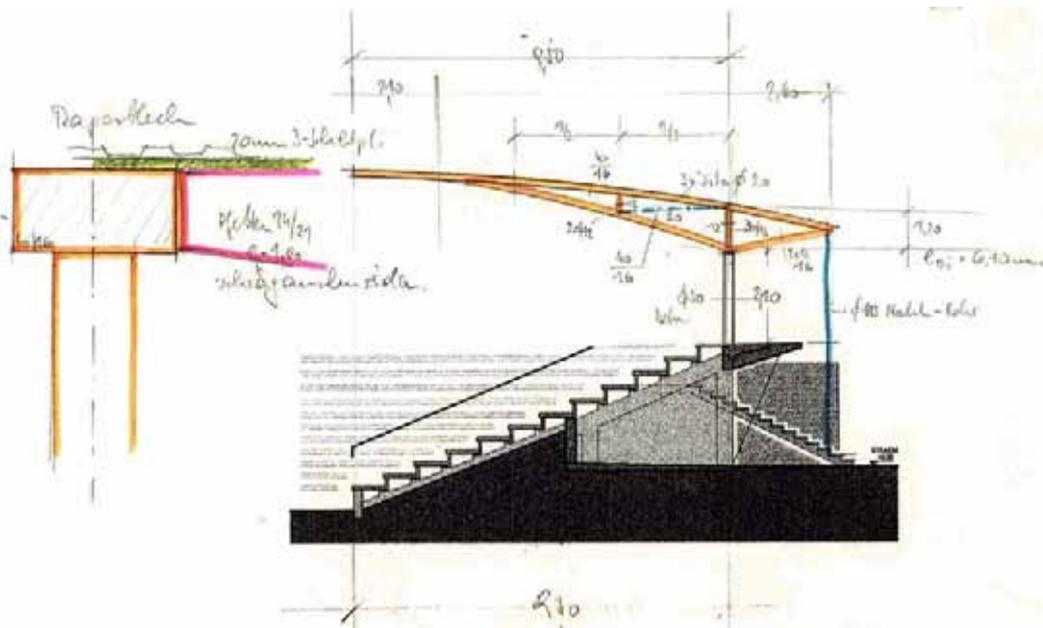


Abb. B1.7 Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 4 (Quelle: H. Stingl)

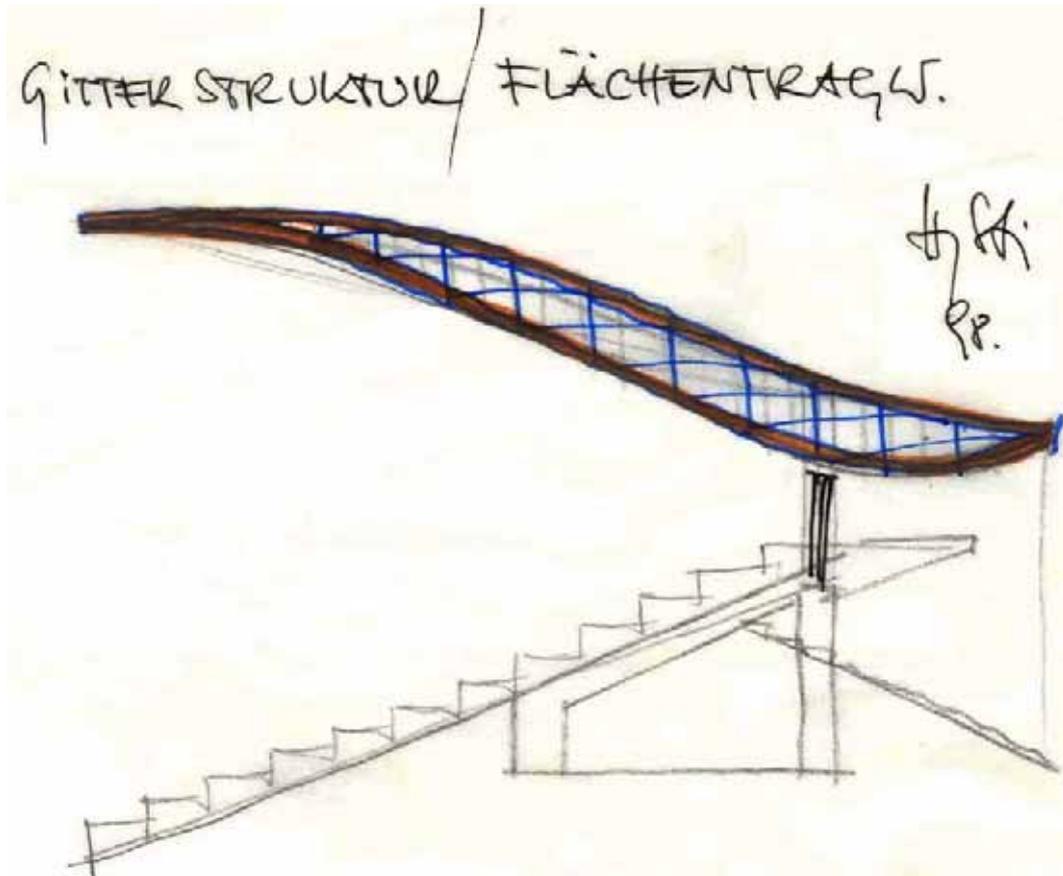


Abb. B1.8 Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 5 (Quelle: H. Stigl)

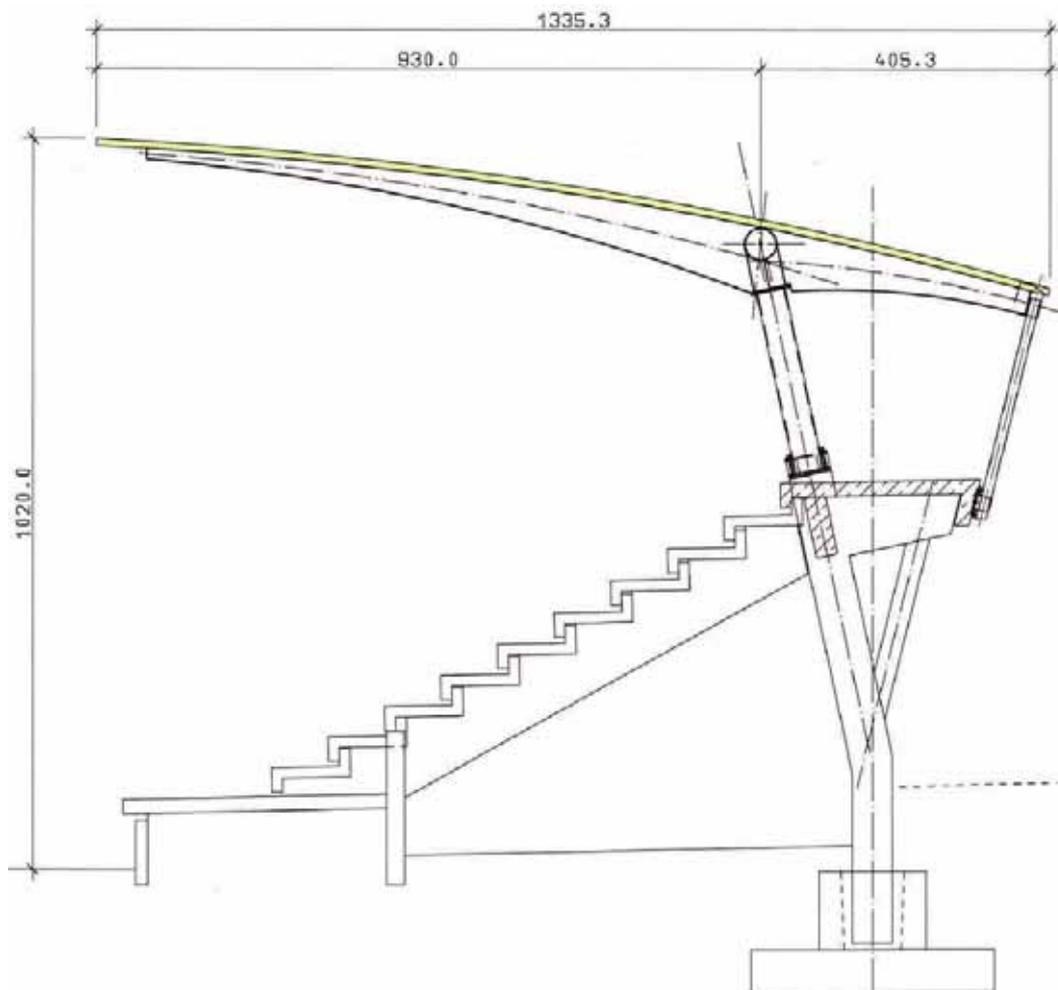


Abb. B1.9 Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 6 (Quelle: H. Stingl)

Die Konstruktivität und Teamfähigkeit der beteiligten Personen brachten schließlich den nachfolgend beschriebenen Tragwerksentwurf hervor.

Schon während der Tragwerksentwicklung war der Weg klar. Es sollten großformatige, komplett im Werk vorgefertigte, elementierte Konstruktionsteile mit rascher Montage werden. Das Dach wurde also in der Länge in 18 Normalelemente zu je ca. 6.10 m Breite und 2 Randsonderelemente unterteilt. Elementlänge sollte die Dachtiefe sein, also max. 17.20 m.

Letztlich wurde folgende Konstruktion gewählt: Eine Stahlbetonunterkonstruktion übernimmt alle Konstruktionsteile und Lasten des Daches und der Zuschauerränge. Sie besteht aus Stützen und „Zahnriegel“, untereinander gelenkig verbunden, aber beide in den Fundamenten eingespannt mit 6.10 m Achsteilung. Die „Zahnriegel“ nehmen die Fertigteilstufen für die Sitzreihen auf. Nach diesem Massivunterbau werden die Konstruktionsteile nach oben hin immer leichter. Über die Kombination Holzdachelemente mit Stahlstützen, als kostengünstigste Lösung war man sich rasch einig. So gib es nun tragende, im Abstand von 6.10 m versetzte, leicht nach vor geneigte Rundrohrstützen mit einem längslaufenden, gleichsam als Überzugträger die Dachelemente abfangenden Rundrohr in das sich

die Elementrippen von unten einhängen. Die Stahlstützen sind über Spannstäbe in die Stahlbeton-Stützenköpfe nach allen Seiten hin eingespannt. Die Dachelemente mit den stückweisen Überzugträgern wurden samt Foliendach und allen Oberflächenbearbeitungen im Werk Trofaiach vorgefertigt. Sogar die Leerverrohrung für die E-Installation der Beleuchtung und Lautsprecheranlagen ist dabei eingefräst worden.

Der Raum unter dem Massivunterbau beherbergt alle für den Sportbetrieb notwendigen Infrastrukturanlagen (Sanitäreinheiten, Trainingsräume, Betruerräume, Büros).



Abb. B1.10 Rundrohrstützen und Dachelemente (Quelle: H. Stingl)

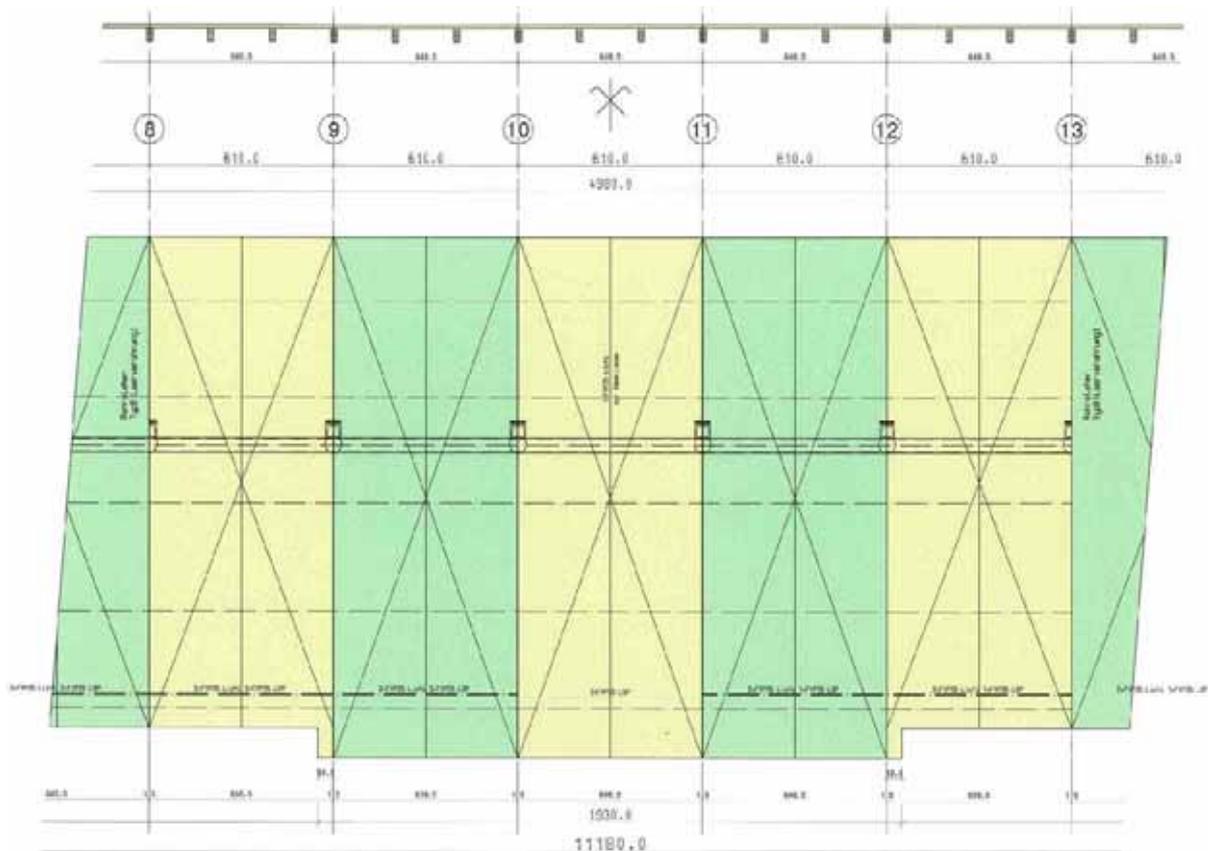


Abb. B1.11 Ausschnitt Elementanordnung in der Draufsicht (Quelle: H. Stingl)

1.3 System Dachtragwerk

Kragbalken, die nach vor max. 10.30 m auskragen und nach hinten min. 3.70 m, lagern am starren Überzugträger gelenkig auf und werden am hinteren Ende durch Pendelstützen gehalten. Die eingespannten Rundrohrstützen übernehmen über die Überzugträger alle Lasten aus dem Dach.

Die Kragbalken selbst sind als verleimte Rippen-Platten mit BSH und BSP derart ausgeführt, dass die Obergurte (BSP Platten) durchgehen, die BSH-Rippen aber im Bereich der Auflagerung am Rohrträger oberseitig ausgenommen sind.

Im Bereich der Elementstöße sind jeweils die Randrippen als Halbquerschnitte ausgeführt, die Stahlstützen mit Gabelköpfen und Stirnblechen für die Längsträgeraufnahme und Rippen vorbereitet. Das in die Elemente integrierte Überzugsrohr hat demnach Biegung und nur geringe Torsionsanteile auf zu nehmen.



Abb. B1.12 Mittelrippen, 2-teilige Randrippen mit 3-schichtigem BSP-Aufbau, Rohr als Überzugträger (Quelle: H. Stingl)

Die Rippenquerschnitte Fichtenholz BSH GL 28h (BS 14) 200/300-950-300 mm, Randrippen mit $b = 100$ mm. Die Beplankung BSP 3 lagig, Decklagen Fichtenholz C 30 (S 13), mit keilgezinkten Lamellen, Querlagen aus C 24 (S 10). Gesamtstärke: 3×32 mm = 96 mm. Verleimung BSH und BSP mit Resorcinharzleim, Verklebung Platte mit Rippen: Fugenfüllender Phenol-Resorcinharzleim Dynosol S 204.

Auf den folgenden Seiten sind einige Auszüge aus den Werkplänen dargestellt.

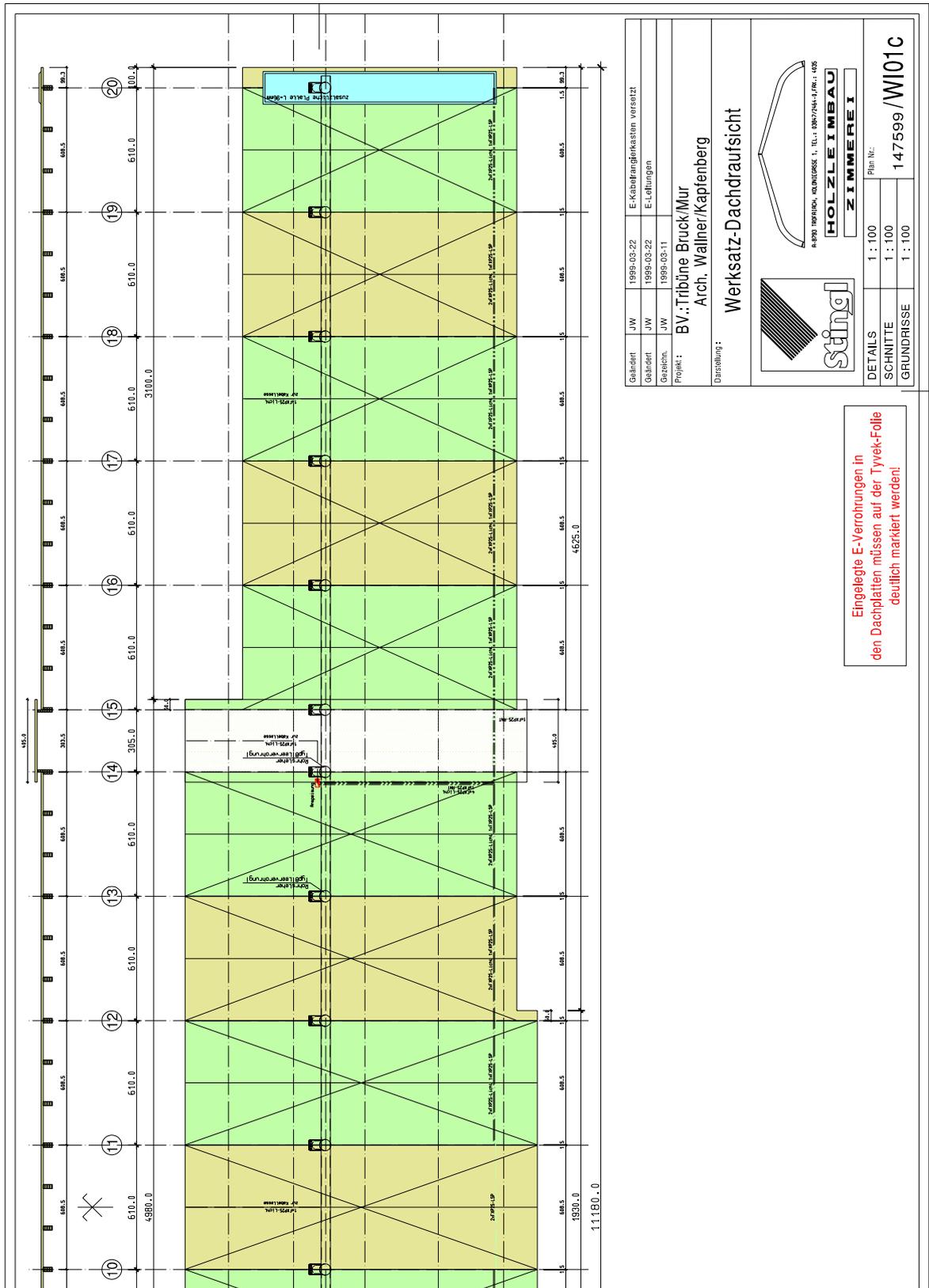


Abb. B1.14 Tribüne: Werksatz-Dachdraufsicht (Quelle: H. Stingl)

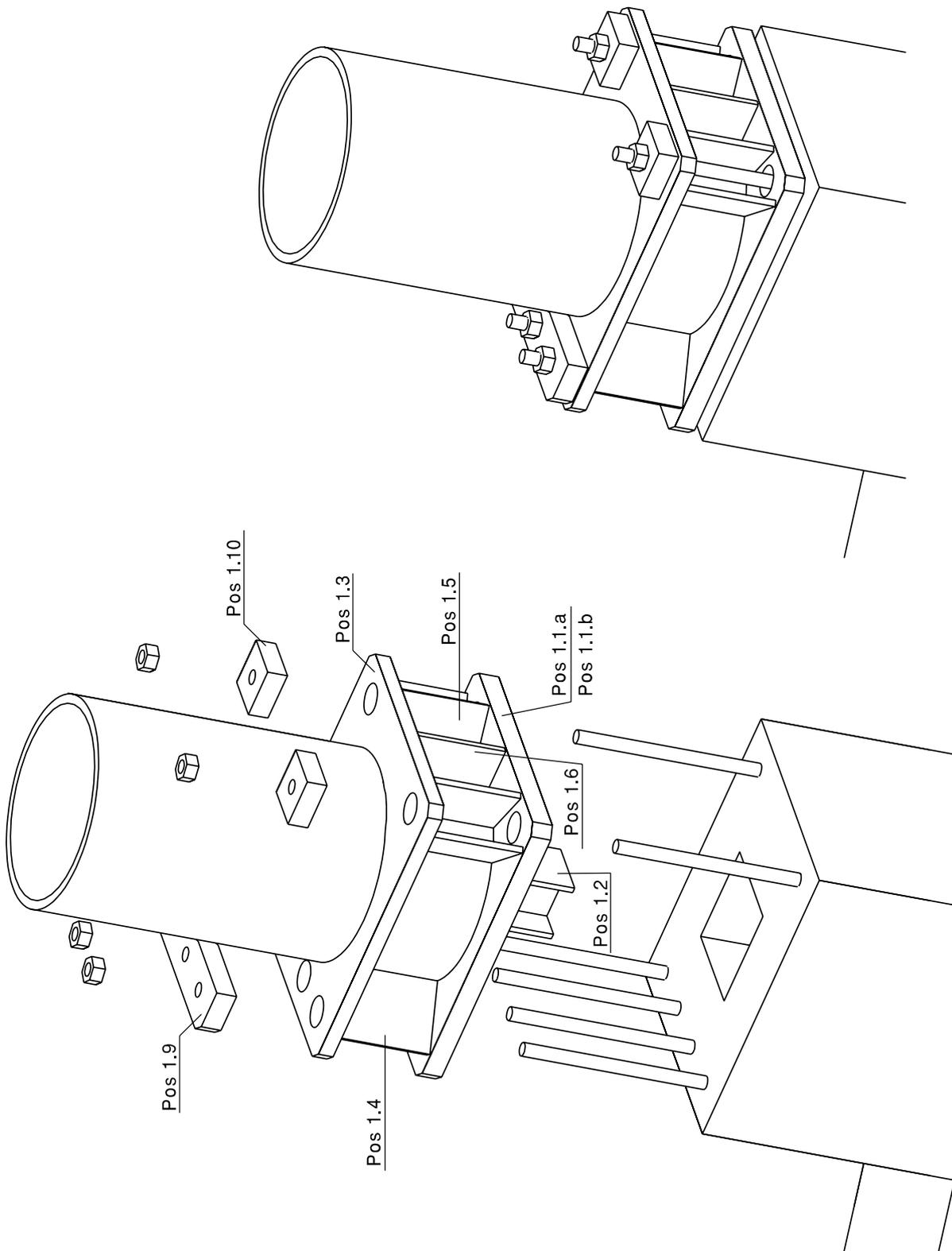


Abb. B1.15 Tribüne: Axonometrie Fußdetail der Stahlstütze (Quelle: H. Stingl)

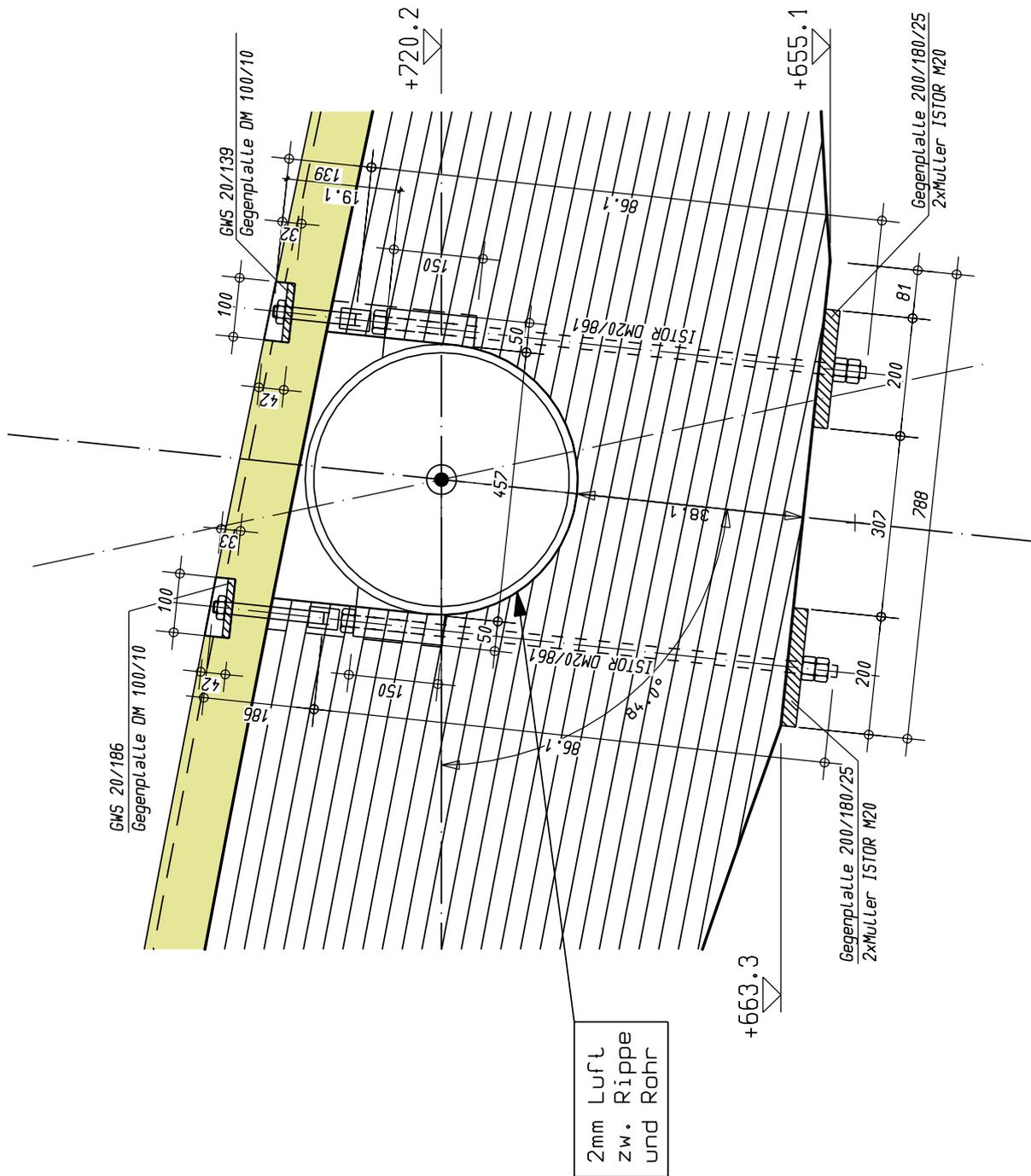
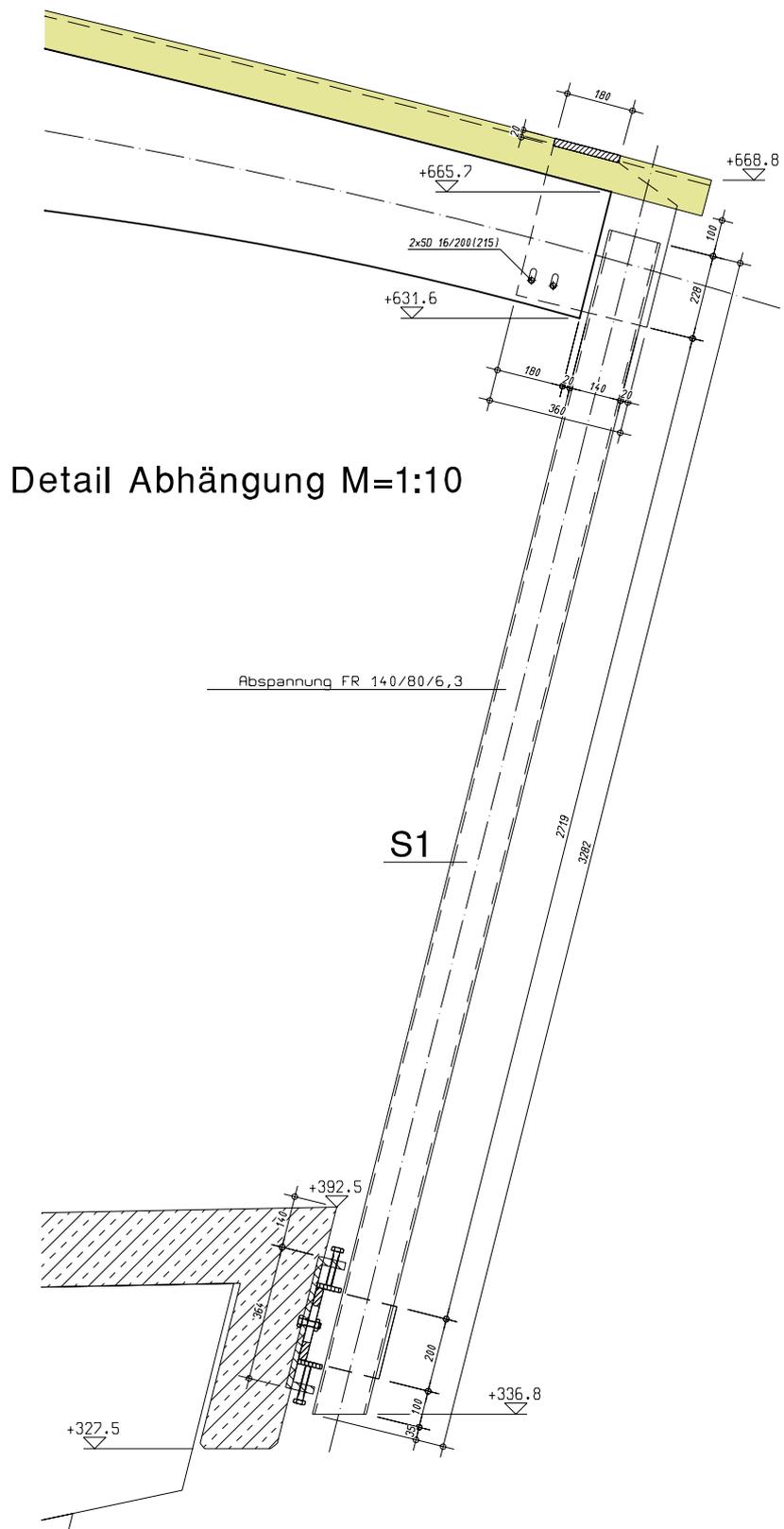


Abb. B1.17 Tribüne: Detail Anschluss Mittelrippe (Quelle: H. Stingl)



Detail Abhängung M=1:10

Abb. B1.18 Tribüne: Abhängung der Konstruktion an der Gebäuderückseite (Quelle: H. Stingl)



1.4 Statische Nachweise

Inhaltsverzeichnis

1	Nachweise nach den im Jahre 1999 gültigen ÖNormen (vor allem [6])	37
1.1	Lastannahmen	37
1.1.1	Eigengewichte Dachaufbau	37
1.1.2	Schneelast Bruck/Mur (gemäß [4])	37
1.1.3	Begehlst (gemäß [3])	37
1.1.4	Relevante Windlasten für „Freistehende Dächer“ (gemäß [5])	38
1.1.5	Lastfälle und Lastfallkombinationen	39
1.2	Statisches System (große Auskragung $a = 10.22$ m)	40
1.2.1	Abmessungen	40
1.2.2	Querschnitt Rippenplatte als Dachelement	40
1.2.3	Nachweis Querbiegung Platte	41
1.2.4	Auflagerlasten (Platte auf Rippen), Lastverteilung	41
1.2.5	Mitwirkende Plattenbreite	42
1.2.6	Schubspannungen	43
1.2.7	Ermittlung der Querschnittswerte	44
1.2.8	Schnittlasten: $g+s_voll+p_voll$ auf 6.10 m Elementbreite	45
1.2.9	Schnittlasten: Extremwerte (mit Wind: EF (HZ))	46
1.2.10	Querschnittsnachweis im Knoten 17 (an der Mittelrippe)	47
1.2.11	Querschnittsnachweis im Knoten 2	49
2	Nachweise nach Eurocode 5 ([14] und [2])	51
2.1	Einwirkungen gemäß ON B1991-1-1 bis 7) ([7] bis [13])	51
2.2	Schnittlasten Kragbalken	54
2.3	Querschnittsnachweise	55
2.3.1	Am Knoten 17 (siehe 1.2.10.)	55
2.3.2	Am Knoten 2 (siehe 1.2.11.)	57
3	Nachweis nach DIN 1052 ([1])	58
3.1	Anmerkungen	58
3.2	Normalspannungen im Knoten 17	61
3.3	Normalspannungen im Knoten 2	62
4	Vergleich der Querschnittsausnutzung	63
4.1	Materialkennwerte im Vergleich	63
4.1.1	Zulässige Spannungen nach ON B 4100-2 [6] bzw. technischem Datenblatt der Fa. KLH ([16]) ..	63
4.1.2	Charakteristische Werte der Festigkeiten nach ETA-06/0138 ([17])	63
4.1.3	Werte nach BSPhandbuch ([B1-1])	64
4.2	Gegenüberstellung	65



1. *Nachweise nach den im Jahre 1999 gültigen ÖNormen (vor allem [6])*

1.1. Lastannahmen

1.1.1. *Eigengewichte Dachaufbau*

Blechdach	_____	0,05 kN/m ²
BSP Platte	_____	0,50
BSP Rippen	_____	0,15
<hr/>		
g Dach	_____	0,70 kN/m ² v / m ² Gfl.

1.1.2. *Schneelast Bruck/Mur (gemäß [4])*

s_0	_____	1,15 kN/m ²
mit $\mu_2 = 0,5$; s	_____	0,58 kN/m ²
(Abtauen d. Schnees im hinteren Dachbereich)		

1.1.3. *Begehlast (gemäß [3])*

$$p = k \cdot 0,5 ; k = 0,3 \cdot \frac{s_{10}}{\sqrt{6,1 \cdot 11,0}} = 0,67$$

$$p = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

1.1.4. Relevante Windlasten für „Freistehende Dächer“ (gemäß [5])

$$V_{10} = 100 \text{ km/h} ; h = 10 \text{ m} ; s = 1,0 ; I ;$$

$$q_w = 0,48 \text{ kN/m}^2 ; \alpha = 10^\circ$$

Abschl. Ränder.: $\Phi = \frac{A}{l \cdot h} = 1,0$ für $\alpha = 10^\circ$;

a.) $\alpha > 0 ; C_p = +0,5 ; w_D = 0,5 \cdot 0,48 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

Anfang: $C_{pe} = 2,4 ; w_D = 1,2 \text{ kN/m}^2 ; t_{lok} = 1,40 \text{ m}$

Trapezfirt: $C_{pe} = 1,6 ; w_D = 0,8 \text{ kN/m}^2 ; \leftarrow \text{---}$

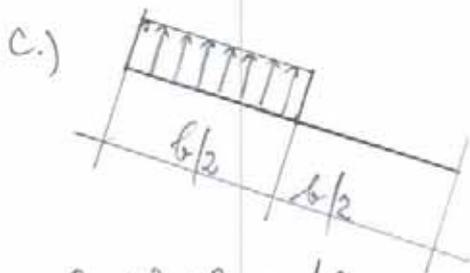
Eckbereich: $w_D = 1,2 \text{ kN/m}^2 ; t_{lok} = 1,40 \text{ m}$

b.) $\alpha < 0 ; C_p = -1,3 ; w_{sog} = -0,65 \text{ kN/m}^2$

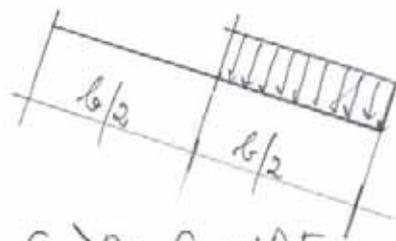
Anfang: $C_{pe} = -2,6 ; w_{sog} = -1,25 \text{ kN/m}^2$

Nahtfirt: $C_{pe} = -2,7 ; w_{sog} = -1,50 \text{ kN/m}^2$

Eckbereich: $w_{sog} = -1,50 \text{ kN/m}^2$



$C_p < 0 : C_p = -1,3$
 $w_{sog} = -0,65 \text{ kN/m}^2$
 C_1



$C_p > 0 : C_p = +0,5$
 $w_D = 0,25 \text{ kN/m}^2$
 C_2

d.) Wind auf Rückwand: w_w
 $s_D = 1,52 \cdot 0,44 = 0,75 \text{ KN/m}^2$;
 $s_S = -0,75 \text{ KN/m}^2$;

e.) Tangentialbelastung in Dachlängsrichtung:
 (hier nicht relevant)

1.1.5. Lastfälle und Lastfallkombinationen

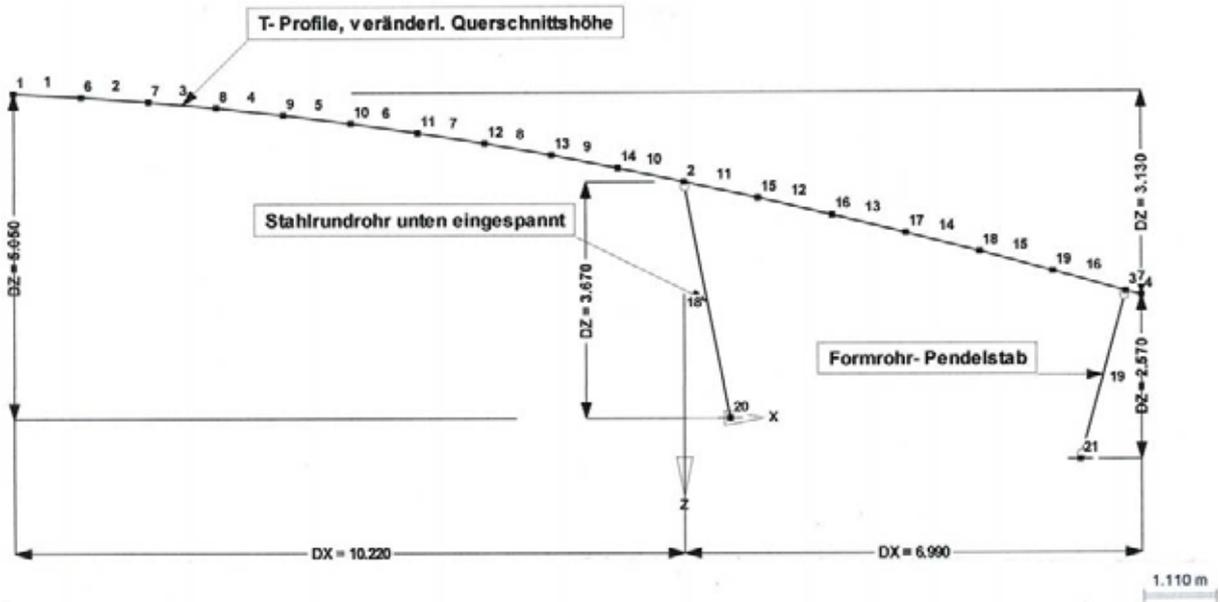
$e = 6,10 \text{ m}$

LF-Nr.	Belastungsart	Symbol	KN / m ²								
			Lasten	A	B	C	D	E	F	G	
1	Eigengewicht		g 4,3	X	X	X	X	X	X	X	
2	Schnee voll		s_0 7,0	X						X	
3	Svoll li, Shalb re.		s_0 7,0		X					X	
			s_{li} 3,5								
4	Shalb li, Svoll re		s_{li} 3,5			X					
			s_0 7,0								
5	Wind v. li. b.)		w_s -4,0				X				
			w_w -4,6								
6	Wind v. li. c1.)		w_s -4,0					X			
			w_w -4,6								
7	Wind v. re a.)		w_D 1,5						X	X	
			w_w 4,6								
8	Wind v. re c2.)		w_D 1,5								
			w_w 4,6								
9	Begehlst voll		p_1 2,1	X							
10	Begehlst re.		p_2 2,1			X					
11	Begehlst li.		p_3 2,1		X				X		

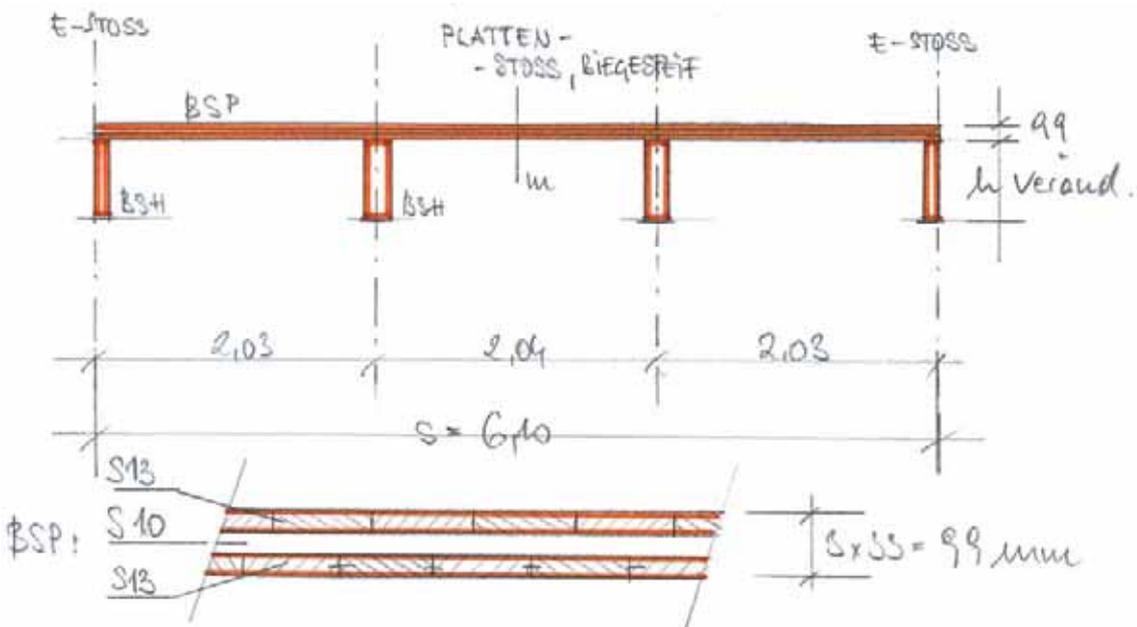
⊕ ⊕2 (EF)

1.2. Statisches System (große Auskrägung $a = 10.22\text{ m}$)

1.2.1. Abmessungen



1.2.2. Querschnitt Rippenplatte als Dachelement



1.2.3. Nachweis Querbiegung Platte

Durchlaufwirkung (3 Felder) durch biegesteifen Plattenstabs in "m". (Einschublage verbleibt/verschärft).

$$\max q = q + s + p = 0,70 + 1,15 + 0,35 = 2,20 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{st} = -0,1 \cdot 2,2 \cdot 2,03^2 = 0,91 \text{ kNm/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{91}{100 \cdot 3,3^2 / 6} = 0,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{m} = 0,025 \cdot q \cdot l^2 = 0,23 \text{ kNm/m}^2$$

$$\sigma_B = 0,13 \text{ kN/cm}^2$$

→ Auch Keilankersstabs wäre möglich:
 für $\sigma_{B,ke} = 0,75 \cdot 1,0 = 0,75 \text{ kN/cm}^2$; $\frac{0,13}{0,75} = 0,17 < 1,0$

Durchbiegung (q+s): $f = 6 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{330}$;

1.2.4. Auflagerlasten (Platte auf Rippen), Lastverteilung

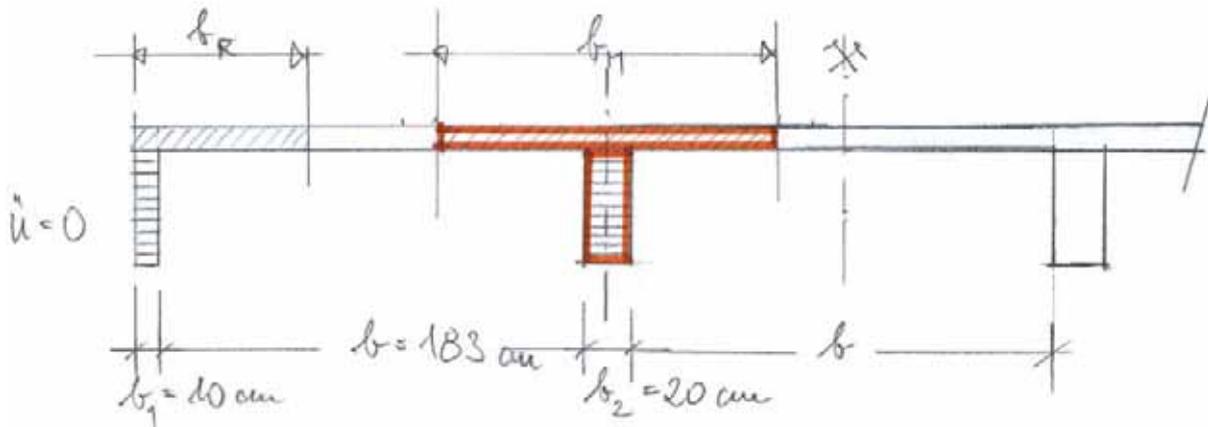
$$A_1 = A_4 = 0,4 \cdot q \cdot \frac{6,90}{3} = 0,91 q \text{ bzw. } : 0,133 \cdot s$$

$$A_2 = A_3 = 1,1 \cdot q \cdot 2,04 = 2,24 q \text{ bzw. } : 0,367 \cdot s$$

(Umverteilung der Schnittlasten auf $s = 6,90 \text{ m}$)

$$\frac{q \text{ Mittelrippen}}{q \text{ Randrippen}} = \frac{0,367}{2 \cdot 0,133} = 1,38 !$$

1.2.5. Mitwirkende Plattenbreite



lt. DIN 1052-1988/11 Holotafeln

für Flächdruckbelastung: $\frac{b}{l} = \frac{183}{1200} = 0,15 < 0,4$

für Sperrholz: $\frac{b'}{b} = 1,06 - 1,4 \cdot \frac{b}{l} = 0,84$

$$b' = 0,84 \cdot 183 = 155 \text{ cm};$$

$$\underline{b_{M,2} = 175 \text{ cm}} \quad (\text{l punktiert M-Nullpunkt})$$

$$\underline{b_R = 88 \text{ cm}}$$

für Einzellasten (Auflagerbereich):

$$l_{ges} = 70 + 10 = 80 \text{ cm}; \quad c_F = 55 + 2 \cdot 80 = 215 \text{ cm}$$

↑
Anstandsänge b. Stütze

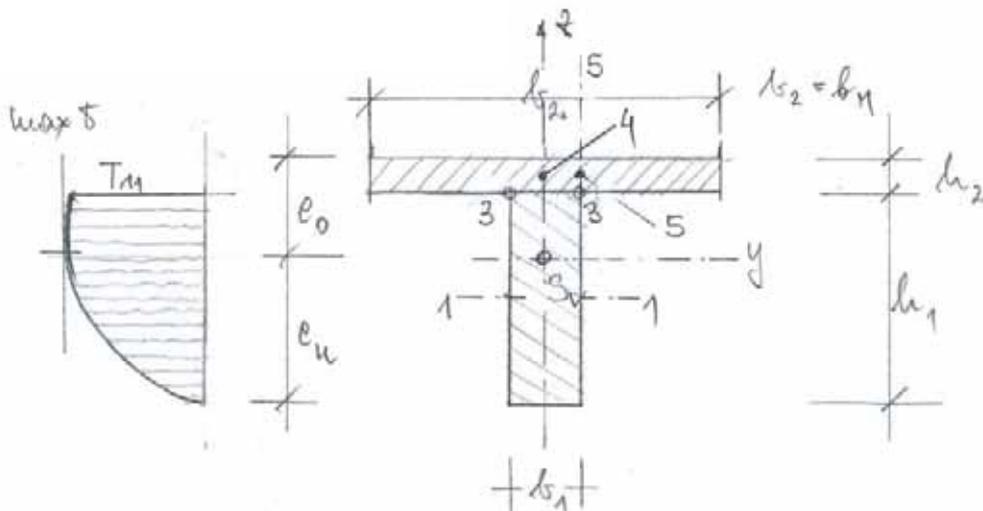
$$\frac{l}{c_F} = \frac{1200}{215} = 5,6 > 5,0; \quad \frac{b'_F}{b} = 1,0 - 2,6 \cdot \frac{b}{l};$$

$$\frac{b'_F}{b} = 0,6; \quad b'_F = 110 \text{ cm}; \quad \underline{b_{M,F} = 130 \text{ cm}; b_{R,F} = 65 \text{ cm}}$$

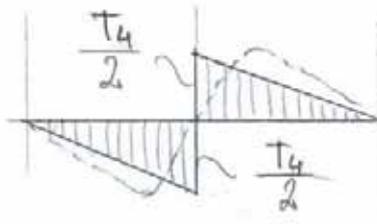
Es würden folgende Werte angesetzt:

	Bereich	b_m [cm]	α	β	α	$l(b_m + b_e)$	α
Spannung	Flachlast	170	0,84	85	0,84	510	0,84
	Anlagen	125	0,62	60	0,59	370	0,61
Verform.		170	0,84	85	0,84	510	0,84

1.2.6. Schubspannungen



für dünne Flansche:

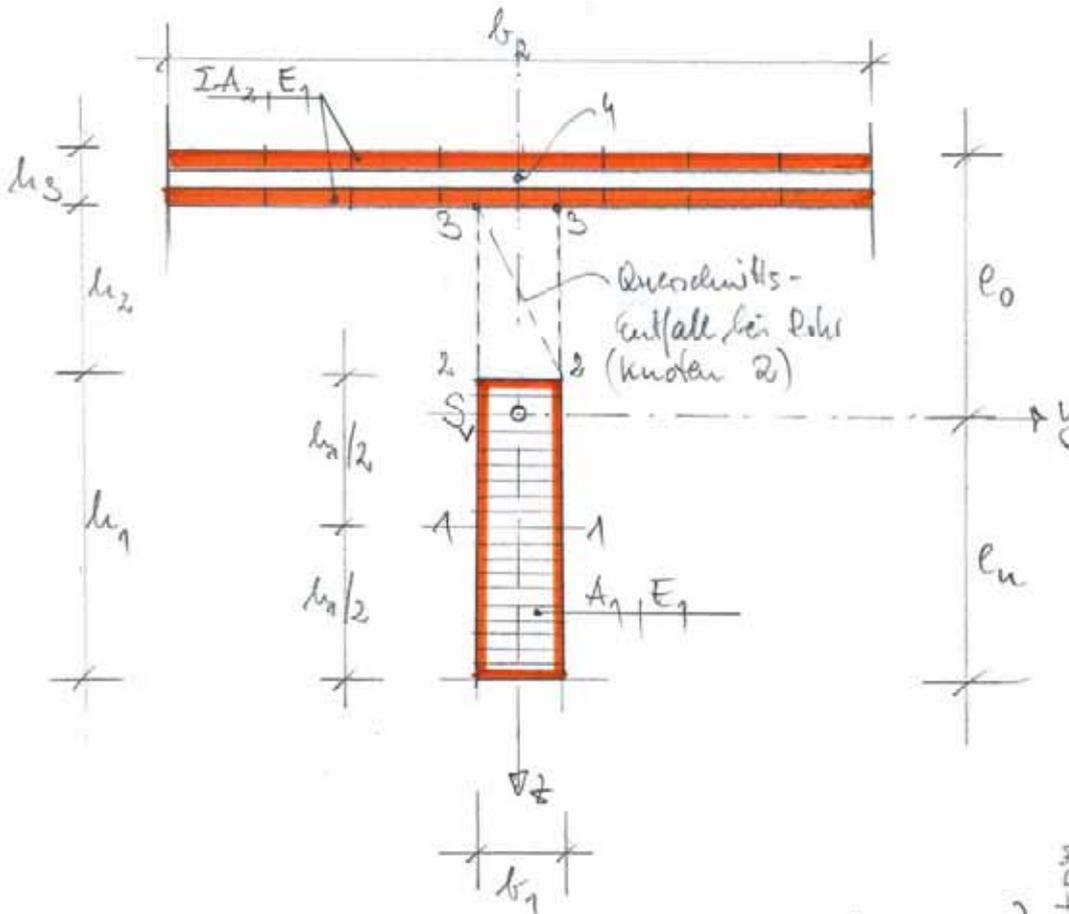


$$\tau(s) = \frac{Q \cdot S}{I_{ges} \cdot b} ; S_3 = b_1 \cdot h_1 \cdot \left(e_u - \frac{h_1}{2} \right) ;$$

$$\tau_{33} = \frac{Q \cdot S_3}{I_{ges} \cdot b_1} ;$$

$$T_{33} \approx b_1 \cdot \tau_{33} \approx T_4 ; T_5 = \frac{T_4 \cdot 2 \cdot (b_2 - b_1)}{b_2 \cdot 2}$$

1.2.7. Ermittlung der Querschnittswerte

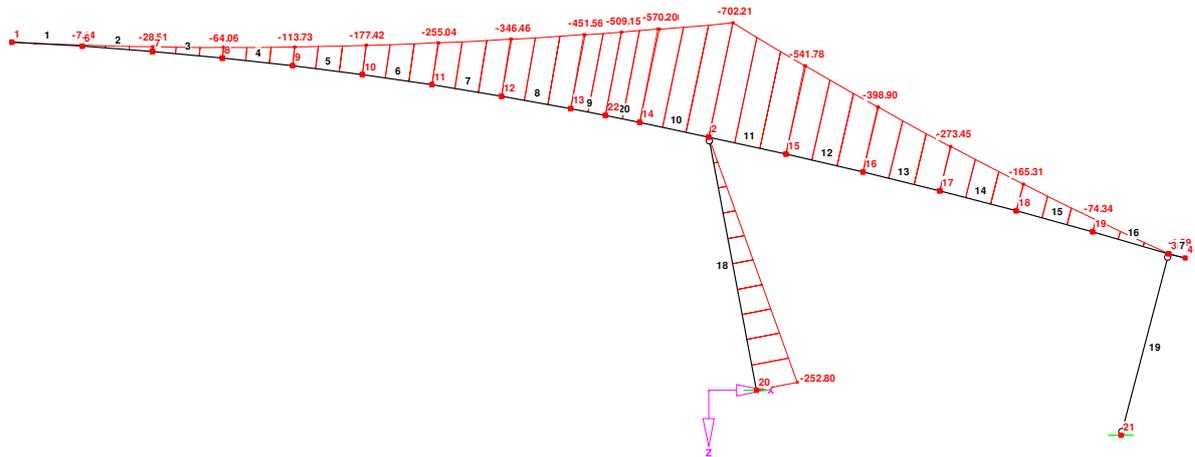


$$\left. \begin{aligned}
 S_1 &= \left(e_u - \frac{h_1}{4} \right) \cdot b_1 \cdot \frac{h_1}{2} ; & S_2 &= \left(e_0 - \frac{h_3}{2} \right) \cdot A_2 \\
 S_2 &= \left(e_u - \frac{h_1}{2} \right) \cdot b_1 \cdot h_1 ; & S_4 &= \left(e_0 - \frac{h_3}{2} \right) \cdot \frac{A_2}{2}
 \end{aligned} \right\} \text{f\u00fcr SCHUSSP. ERM.}$$

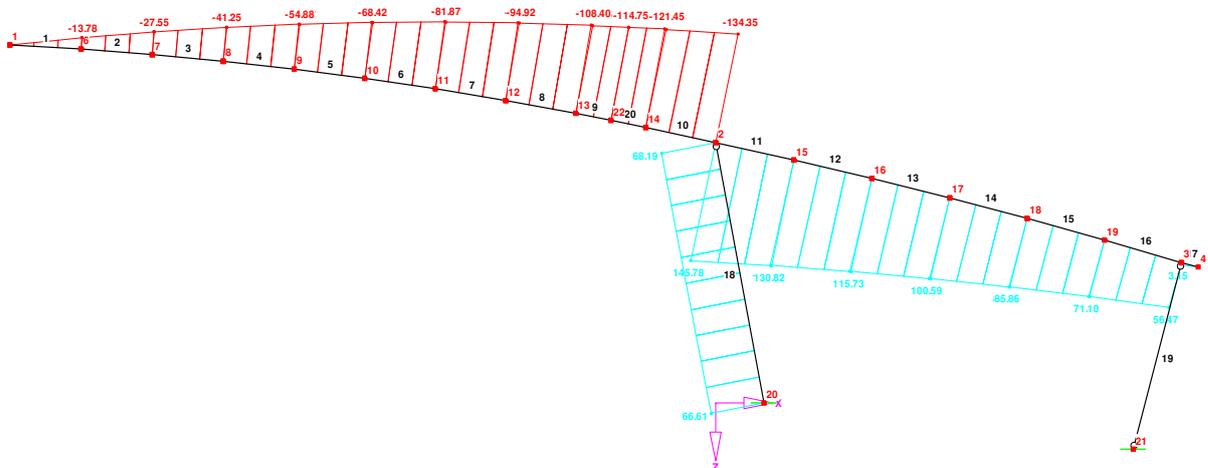
ges.:
 Rippe : $b_1 = 200 \text{ mm}$; BS 1411
 Platte : $h_2 = 3 \cdot 33 = 99 \text{ mm}$; S 13
 (Platte in Spannungsrichtung : $2 \cdot 33 = 66 \text{ mm}$)

1.2.8. Schnittlasten: $g+s_{voll}+p_{voll}$ auf 6.10 m Elementbreite

Biegemomente

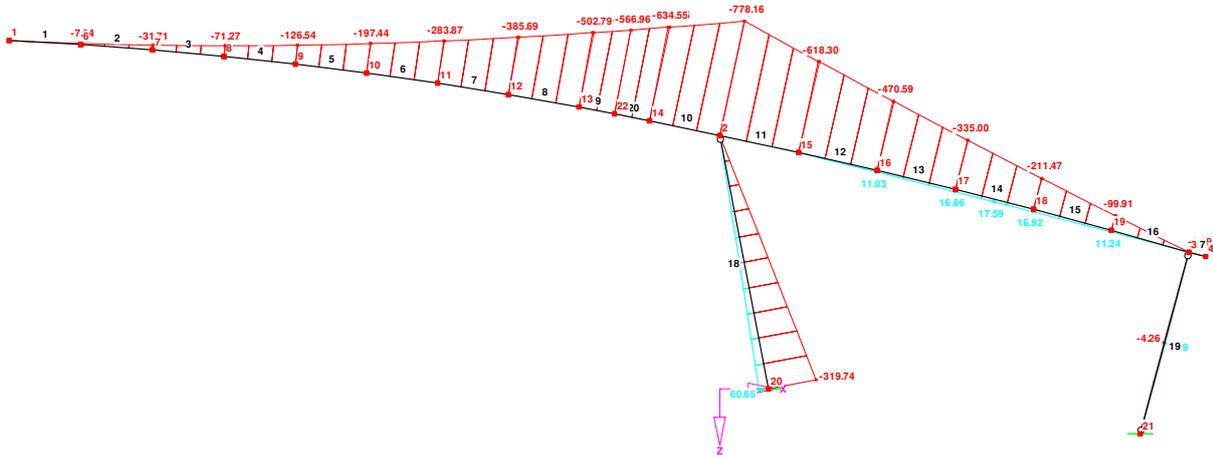


Querkräfte

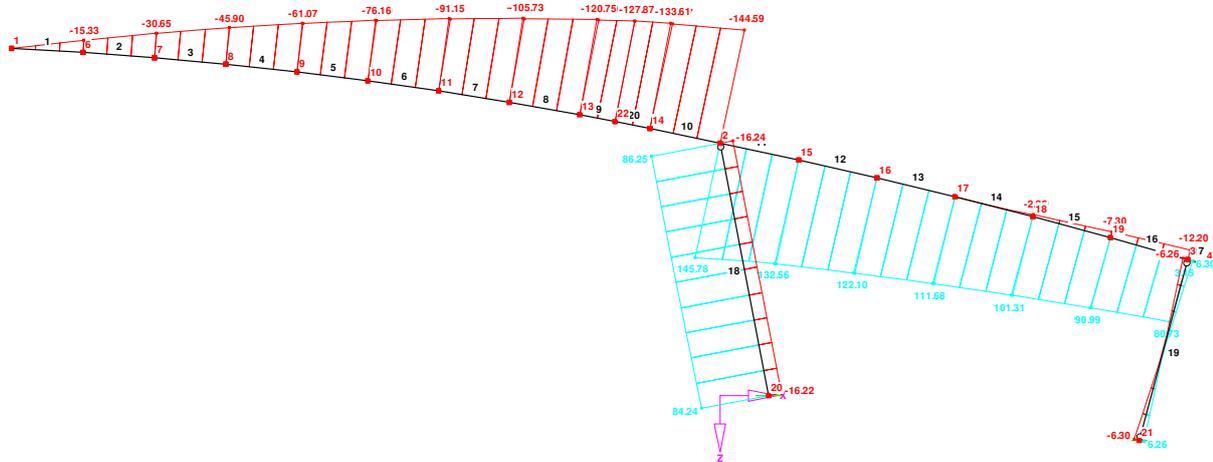


1.2.9. Schnittlasten: Extremwerte (mit Wind: EF (HZ))

Biegemomente



Querkräfte



1.2.10. Querschnittsnachweis im Knoten 17 (an der Mittelrippe)

LFK (mit Wurd) EF (Hz)

$$\max Q'_{17} = 111,7 \text{ kN / Elementbreite} \hat{=} Q_{17} = 0,367 \cdot 111,7 = 41,0 \text{ kN}$$

Querschnitt: $b_1 = 20 \text{ cm}; h_1 = 400 \text{ mm}; h_2 = 0;$
 $b_2 = \frac{170 + 125}{2} = 147,5 \text{ cm (gerundet)}$

$$\min M'_{17} = -335,0 \text{ kNm}; M = -0,367 \cdot 335,0 = -122,9 \text{ kNm}$$

$$A_1 = 20 \cdot 40 = 800 \text{ cm}^2; A_2 = 2 \cdot 3,5 \cdot 147,5 = 993,5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 1773,5 \text{ cm}^2; e_u = 499 - 162,1 = 337 \text{ mm};$$

$$e_o = 162,1 \text{ mm}; I_y = 387930 \text{ cm}^4; I_{\max} = 11350 \text{ cm}^4$$

$$W_u = 11510 \text{ cm}^3; W_o = 23940 \text{ cm}^3$$

$$S_1 = \left(33,7 - \frac{40}{4}\right) \cdot 20 \cdot \frac{40}{2} = 9480 \text{ cm}^3; S_2 = 10960 \text{ cm}^3$$

$$S_3 = 10960 \text{ cm}^3; S_4 = 7082 \text{ cm}^3; S_5 = 18096 \text{ cm}^3 (= \max)$$

Biegespannungen:

$$\text{(Platte)} \quad \sigma_{B,0} = \frac{M}{W_o} = \frac{12290}{23940} = 0,51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{(Rippe)} \quad \sigma_{B,u} = -\frac{12290}{11510} = -1,07 \text{ kN/cm}^2$$

Schwerpunktspannungen:

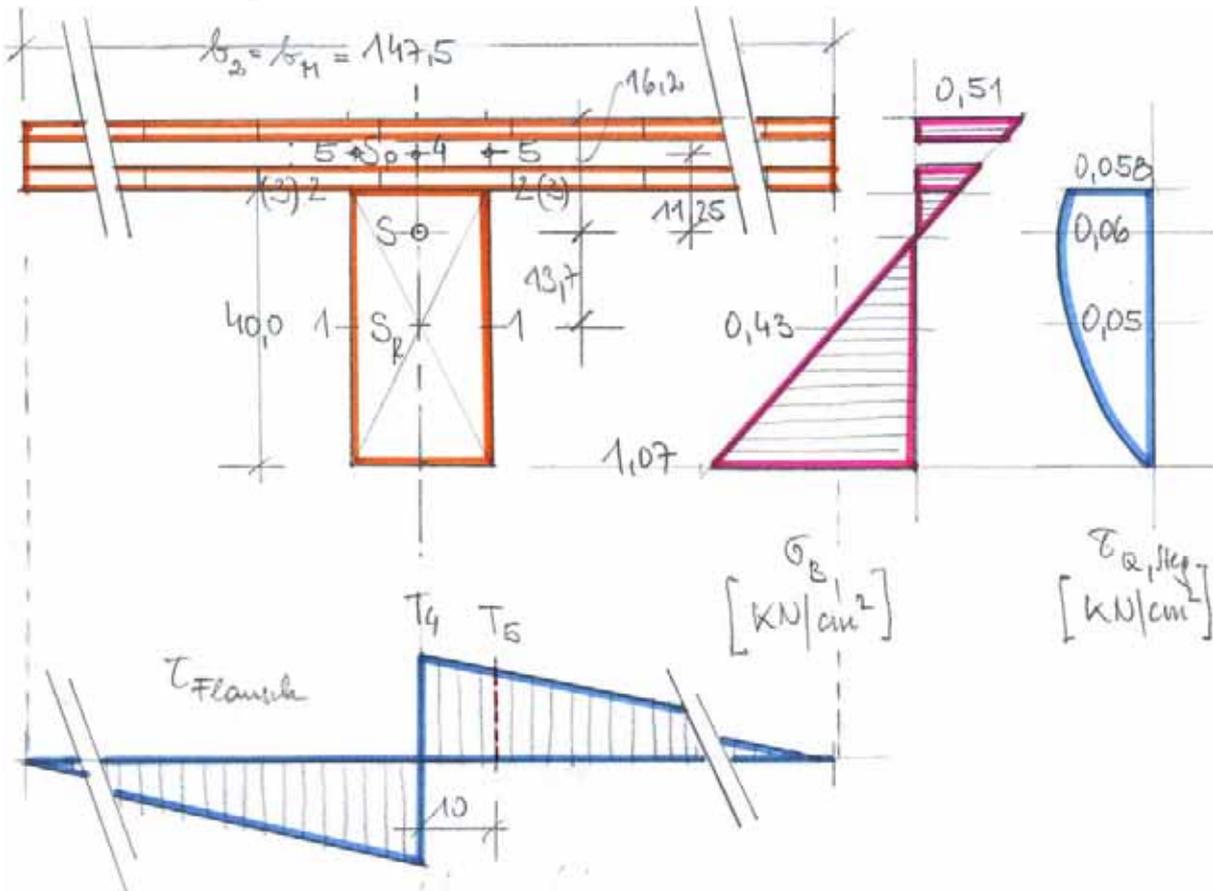
$$\text{(Platte)} \quad \sigma_{\text{spe.}} = \frac{\sigma_{B,0}}{e_o} \cdot \left(e_o - \frac{h_3}{2}\right) = 0,56 \text{ kN/cm}^2$$

(Rippe) $\sigma_{s\text{Rippe}} = -0,43 \text{ KN/cm}^2$

Schubspannungen: $\tau_i = \frac{Q \cdot S_i}{J \cdot b}$

$\tau_{11} = \frac{410 \cdot 9480}{387930 \cdot 20} = 0,05 \text{ KN/cm}^2$; $\tau_{22} = \tau_{23} = 0,05 \text{ KN/cm}^2$

$\tau_4 = \frac{410 \cdot 7080}{387930} = 0,748 \text{ KN/cm}^2$; $\tau_3 = 0,095 \text{ KN/cm}^2$

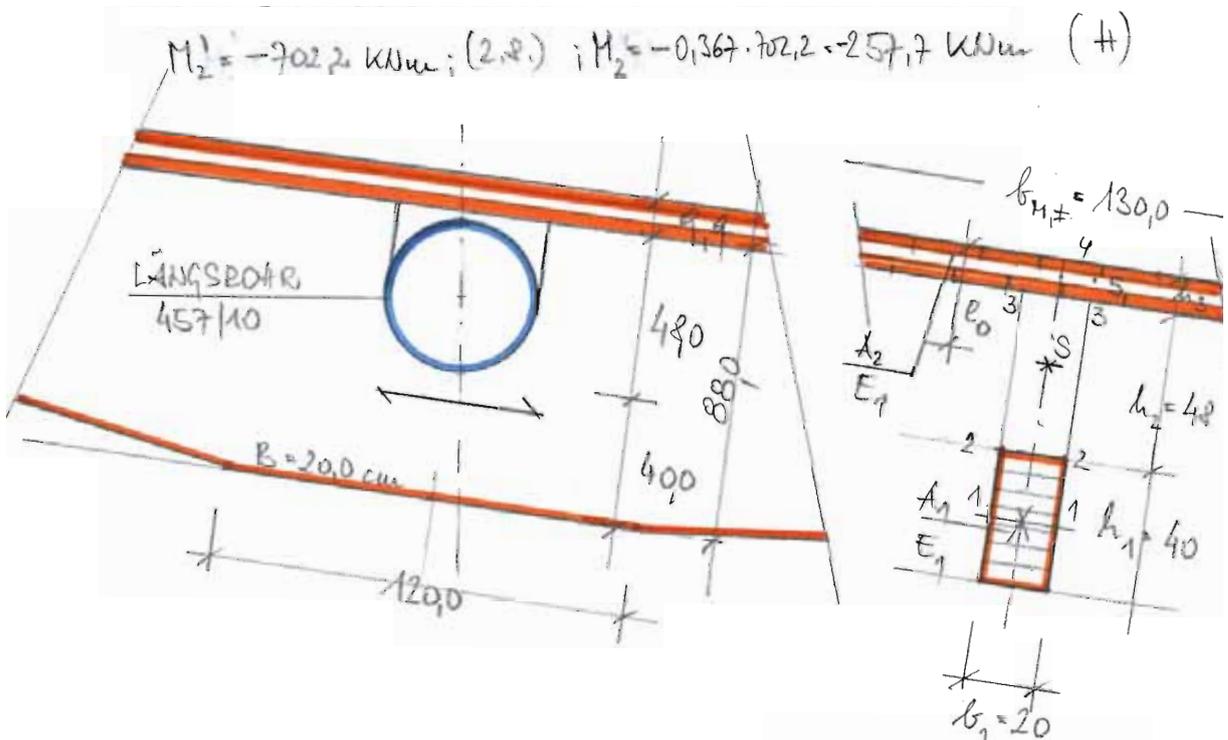


$\tau_5 = \frac{2 \cdot 3,3 \cdot 63,75 \cdot 11,25}{J} \cdot 410 = 0,50 \text{ KN/cm}^2$

τ_5 wird nur von Mittelage der BSP Platte aufgenommen.

$\tau_5 = \frac{\tau_5}{t=3,3} = 0,15 \text{ KN/cm}^2$

1.2.11. Querschnittsnachweis im Knoten 2



$$M_2^1 = -702,2 \text{ kNm}; (2,8) ; M_2^2 = -0,367 \cdot 702,2 = -257,7 \text{ kNm} (+)$$

$$A_1 = 800 \text{ cm}^2 ; A_2 = 2 \cdot 3,3 \cdot 130 = 858 \text{ cm}^2 ; \Sigma A = 1658 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = 40,1 \text{ cm} ; e_u = 57,9 \text{ cm} ;$$

$$J_y = 10122 + 406666 + 37,8^2 \cdot 800 + 35,2^2 \cdot 858 = 2319940 \text{ cm}^4$$

Biegerandspannungen:

$$\text{(Platte)} \quad \sigma_{B,0} = \frac{M \cdot e_0}{J} = \frac{25770 \cdot 40,1}{2319940} = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{(Rippe)} \quad \sigma_{B,u} = \frac{M \cdot e_u}{J} = -0,64 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Anschnittswinkel } \approx 8^\circ)$$

$$\sigma_{B,z} = -0,20 \text{ kN/cm}^2$$

Schwerpunktspannungen:

$$\text{(Platte)} \quad \sigma_{S,Pl} = 0,394 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{(Rippe)} \quad \sigma_{S,Ri} = -0,419 \text{ kN/cm}^2$$

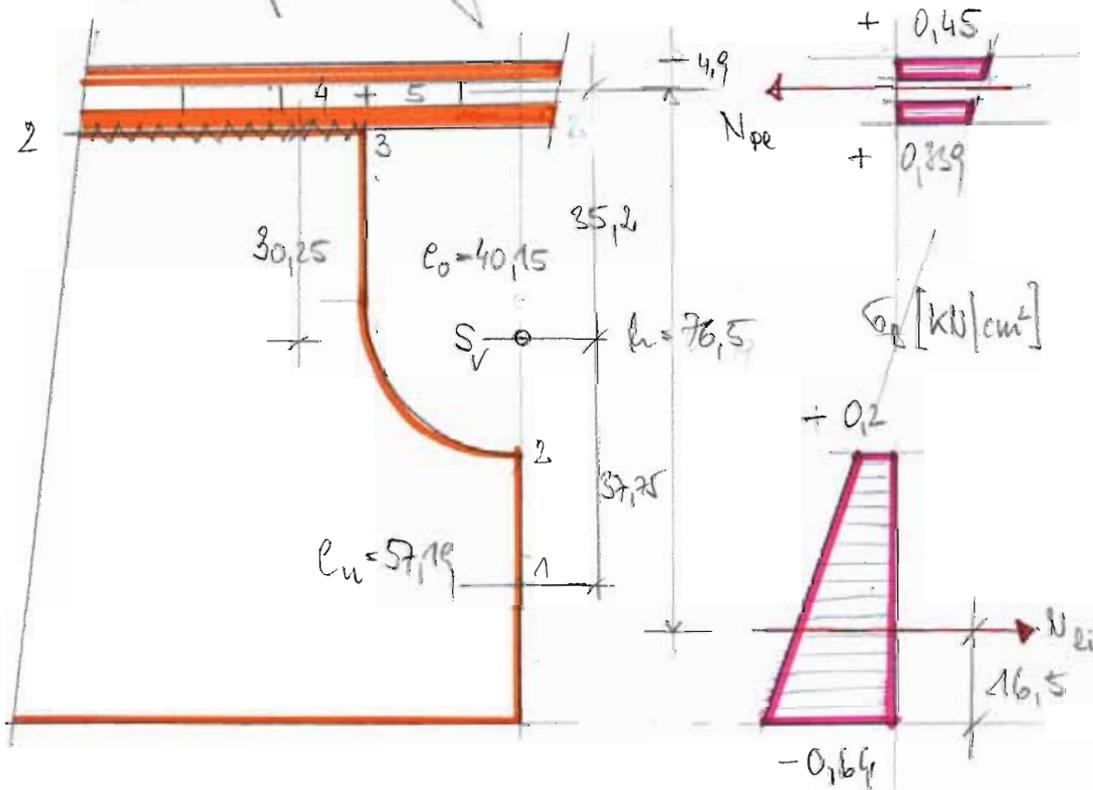
Schubspannungen: $Q_2 = 0,867 \cdot 145,8 = 53,5 \text{ kN} (\#)$

$\tau_{11} = \frac{53,5 \cdot 19160}{I_y \cdot b} = 0,022 \text{ kN/cm}^2$; $\tau_{22} = 0,035 \text{ kN/cm}^2$

$\tau_{33} = 0,028 \text{ kN/cm}^2$; $\tau_3 = 0,038$ $T_4 = 0,38 \text{ kN/cm}^2$ ($t_4 = 0,014$)

$T_5 = 0,294 \text{ kN/cm}^2$; $\rightarrow \tau_5 = \frac{T_5}{t = 3,3} = 0,09 \text{ kN/cm}^2$

Spannungsverteilung:



Kontrolle: $N_{pe} = 348,68 > N_{si}$; $M = N_{pe} \cdot 0,765 = 258,9 \text{ kNm}$
 ($\Delta = 4,7 \%$)

2. **Nachweise nach Eurocode 5 ([14] und [2])**

2.1. Einwirkungen gemäß ON B1991-1-1 bis 7) ([7] bis [13])

$$s_{\text{konstr. k}} = 0,70 \text{ kN/m}^2 \text{ jfl.}$$

$$s_{\text{boden, k}} = 1,85 \text{ kN/m}^2; \mu_1 = 0,8; s_{0, k} = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_2 = 0,5; s_{0, k} = 0,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Wind: } v_{b,0} = 20,4 \text{ m s}^{-1}; z_e > 5,0 \text{ m}$$

$$q_{b,0} = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mit } h = 8,80 \text{ m}; b = 11,2 \text{ m}; z_e = h = 8,80 \text{ m}$$

$$\frac{q_p}{q_b} = 2,1 \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{0,24} = 2,04$$

$$q_p = 2,04 \cdot 0,26 = 0,53 \text{ kN/m}^2 : \text{Böschungswind-Drück}$$

$$q_m = \left(\frac{z_e}{10}\right)^{0,20} \cdot q_b = 0,25 \text{ kN/m}^2 : \text{Mittleres geschw. Wind}$$

$$q_e = c_{pe} \cdot q_p(z_e)$$

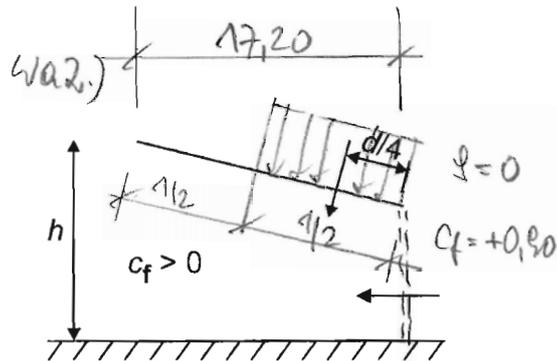
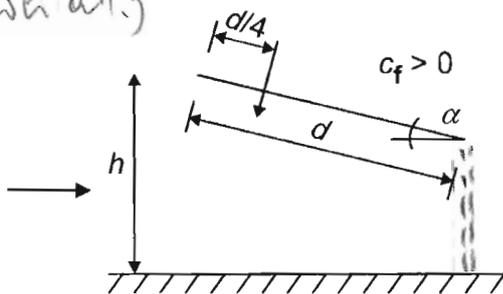
$$\text{Verspannungsgrad } \gamma = 1,0 \text{ (Rückwand)}$$

Freistehendes, vollkommen verpresstes Pfeildach,

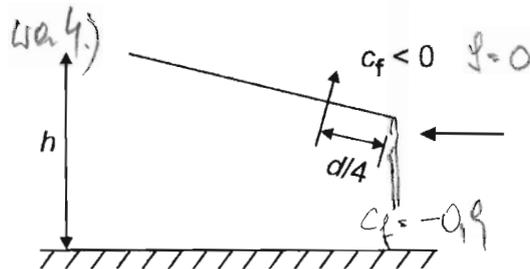
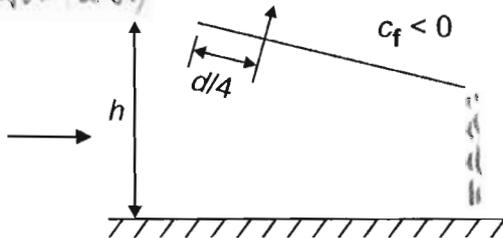
$$\alpha = 10^\circ; c_f = -1,4 \text{ bzw. } c_f = +1,4$$

EN 1991-1-4:2005 (D)

Wk1 a1.)



Wk1 a3.)



$$W_{k1a1}) = \pm 1,4 \cdot 0,53 = \pm 0,74 \text{ kN/m}^2; (W_{k1a3})$$

$$W_{k1a2}) = \pm 0,9 \cdot 0,53 = \pm 0,48 \text{ kN/m}^2; (W_{k1a1}); W_{\text{Wand}} = \pm 0,74 \text{ kN/m}^2$$

Einwirkungskombination für Bemessungsschnittlasten:
nach charakteristischer (zeltener) Bemessungssituation im Nachweis ULS:

$$E_{ed} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{qi} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

mit $\gamma_{Gj} = 1,35$; $\gamma_{Q1} = 1,50$;

Kombinationskoeffizienten ψ ÖNORM EN 1990-1 und
ÖNORM B 1990-1

Schneelasten: $\psi_0 = 0,5$; Seehöhe < 1000 m

Windlasten: $\psi_0 = 0,6$;

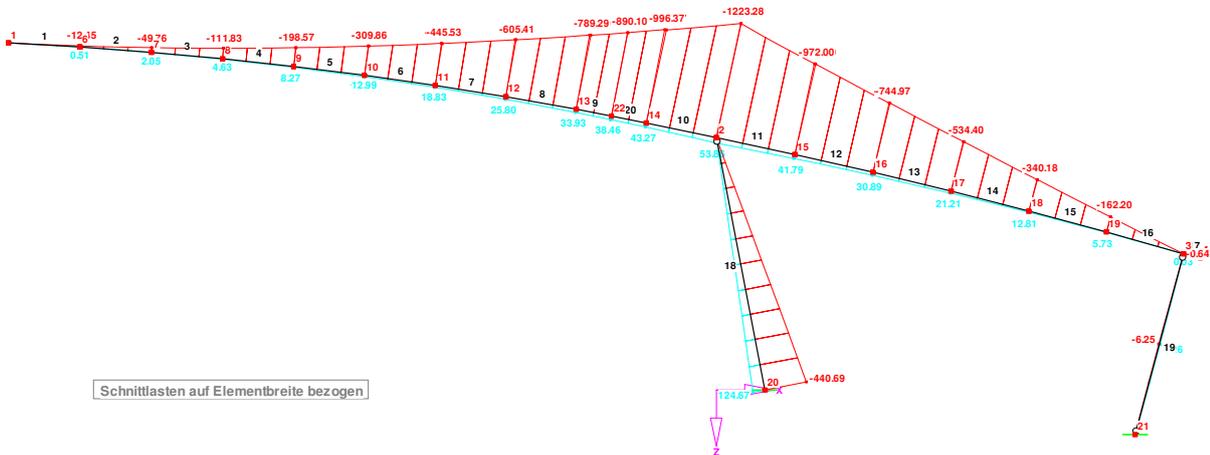
Lastfallkombinationen nach ÖNORM B 1990-1: 2004										
LF-Nr.	Belastungsart	$\gamma_G \dots \gamma_Q$	ψ_{0i}	KN / m ² Lasten	LF - Kombinationen					
					A	B	C	D	E	F
1	Eigengewicht	1,35	1,0	4,30	S	S	S	S	S	S
2	Schnee voll	1,5	0,5	9,00	F					F
3	Svoll li, Shalb re.	1,5	0,5	9,0/4,5		F				
4	Shalb li, Svoll re	1,5	0,5	4,5/9,0				F		
5	Wind v. li. b.)	1,5	0,6	4,50			F			
6	Wind v. li. a1.)	1,5	0,6	4,50	B	B				
7	Wind v. li. a3.)	1,5	0,6	-4,50						
8	Wind v. re a2.)	1,5	0,6	2,90				B		B
9	Wind v. re a4.)	1,5	0,6	-2,90					F	

S ...Last ständig, F ...Last führend, B ...Last begleitend,

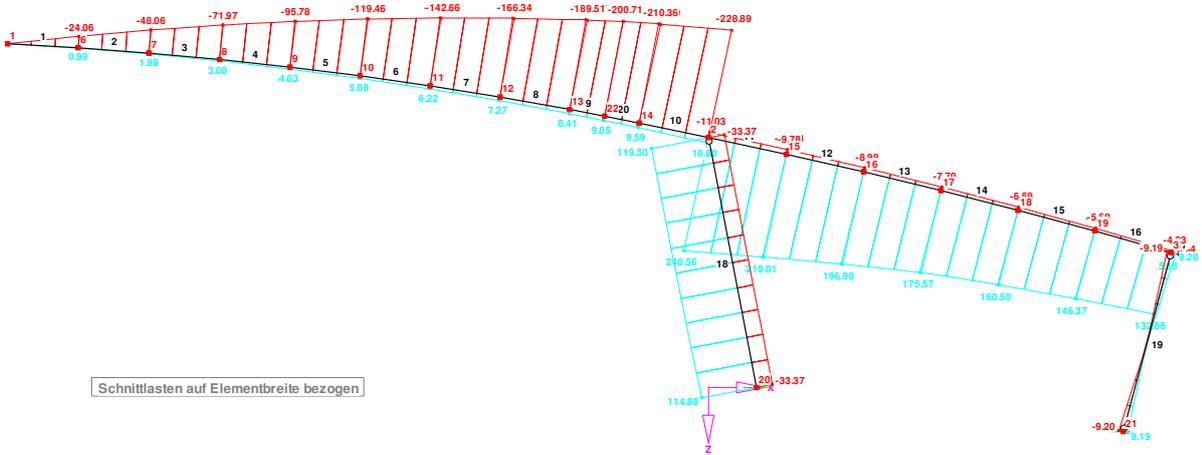
Für ALLE EINWIRKUNGS- : KLED $\hat{=}$ KURZ-
KOMBINATIONEN
KLIMATISCHE BEANSPR. : NKL $\hat{=}$ 2
→ BSH : $k_{mod} = 0,9$; BSP : $k_{mod} = 0,9$

2.2. Schnittlasten Kragbalken

maximale Biegemomente



maximale Querkräfte



2.3. Querschnittsnachweise

2.3.1. Am Knoten 17 (siehe 1.2.10.)

Ermittlung d. wirkenden Plattenbreite
(EN 1995-1-1, 9.1.2. "geklebte Tafel Elemente" -
"U-förmiger Querschnitt".)

genauere Angaben im B-Dokument 6.9.2.

Tabelle 9: (Einsordnung: analog Kerto Q)

$$\frac{E_{mean}}{G_{mean}} = \frac{1100}{25} = 44; \quad \frac{b_f}{l} = \frac{183}{2 \cdot 10,32} = 0,09 < 0,4$$

$$c_F = 55 + 2 \cdot 80 = 215 \text{ mm}; \quad \frac{l'}{c_F} = \frac{20,64}{2,15} = 9,6 \approx 10,0$$

$$\text{Gleichstreckenlast: } b_{c,ef} = 0,15 \cdot l = 0,15 \cdot 10,32 = 1,55 \text{ m}$$

$$1,55 < 20 b_f = 20 \cdot 0,09 = 1,8 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{b_{c,ef} = \frac{2 \cdot 1,55}{2} + 0,20 = 1,75 \text{ m}}}$$

$$\text{Einszelllast: } b_{c,ef} = 0,05 \cdot l' = 1,03 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{b_{c,ef} = 1,03 + 0,20 = 1,23 \text{ m}}}$$

$$\text{Im Knoten 17: } b_{ef} = \frac{1,75 + 1,23}{2} = 1,49 \text{ m}$$

$$M_{d,17} = 0,367 \cdot (-534,4) = -196,1 \text{ kNm}$$

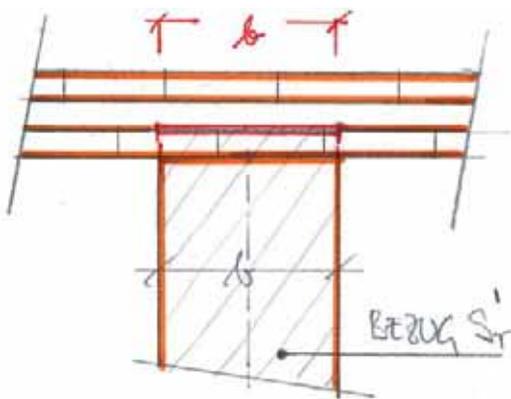
$$V_{d,17} = 0,367 \cdot 175,6 = 64,4 \text{ kN}$$

Platte:	$\sigma_{B,p_1} = 0,82 \text{ kN/cm}^2$	ohne Ker:	$\sigma_5 = 0,235 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{S,pe} = 0,57 \text{ kN/cm}^2$		$T_4 = 1,16 \text{ kN/cm}^1$
Rippe:	$\sigma_{L,u} = 1,70 \text{ kN/cm}^2$		$\sigma_2 = 0,149 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{S,Rippe} = 0,69 \text{ kN/cm}^2$		$\sigma_{22} = 0,091 \text{ kN/cm}^2$

NIS lt. 9.2.1. (6): Rollschub in Oberkante unterster
breitlage der Platte = u.k. Querlage

$$\tau_{r,d} = \frac{V_d \cdot S'}{I_{ges} \cdot b'} ; S'_r = 12,15 \cdot (40 + 3,3) \cdot 20 = 10521$$

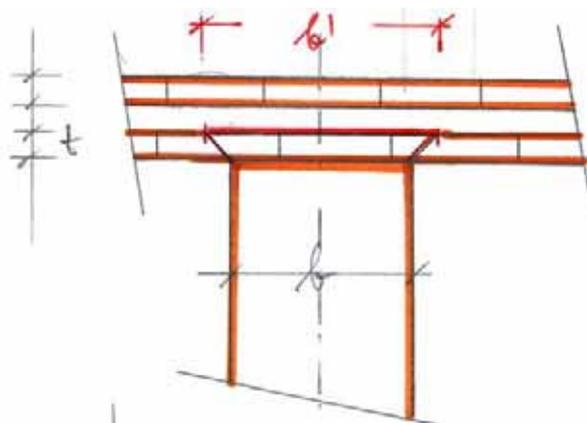
$$\sigma_{r,d1} = \frac{1,747}{b=20} = 0,087 \text{ kN/cm}^2 ; \sigma_{r,d2} = \frac{1,747}{b'=26,6} = 0,066 \text{ kN/cm}^2$$



$\sigma_{r,d1}$ ohne Ausbreitungs-
winkel

$$b = b = 20$$

mit $b_w = 20 < 4 \cdot t_f = 39,6 \text{ cm}$



$\sigma_{r,d2}$ mit Ausbreitungs-
winkel 45°

$$b' = b + 2t = 26,6 \text{ cm}$$

2.3.2. Am Knoten 2 (siehe 1.2.11.)

$b_{ref,IF} = 1,23 \text{ m}$;

$e_o = 41,16 \text{ cm}$; $e_u = 56,74 \text{ cm}$; $I_y = 2,260,508 \text{ cm}^4$

$M_{2,d} = 0,367 \cdot 1223,3 = 449,0 \text{ kNm}$; $V_{2,d} = 88,5 \text{ kN}$;

(Platte) $\sigma_{m,0,d} = 0,818 \text{ kN/cm}^2$; $\sigma_{s,pe} = 0,719 \text{ kN/cm}^2$

(Rippe) $\sigma_{m,u,d} = -1,127 \text{ kN/cm}^2$; $\sigma_{s,ri} = -0,73 \text{ kN/cm}^2$

Schubspannungen $\tau_{ii,d}$ (ohne Ker, an voller Breite)

Schnitt	STAT. MOM.	$\tau_{ii,d}$	T
11	18696	0,037	
22	29892	0,057	
SV	82994	0,063	
33	29757	0,058	
4	14697	0,174	0,574
5	27219	0,040	

$\tau_{r,d,2}$
Rollschub

kN/cm^2 kN/cm

3. Nachweis nach DIN 1052 (I1)

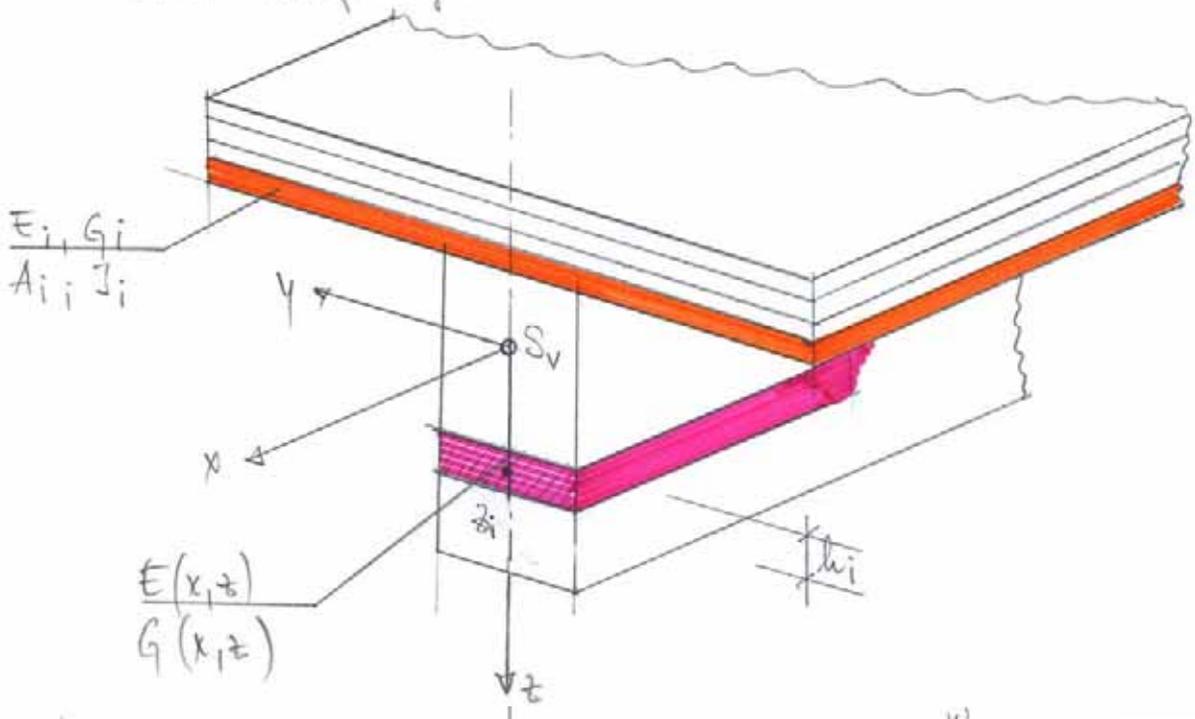
3.1. Anmerkungen

Grundsätzlich ist starrer Verbund, durch Verklebung der einzelnen Schichten miteinander, gegeben. Dies ergibt nach der technischen Biegelinie ein Ebenbleiben der Querschnittsmitte Verformung, wenn von Querschnittsverformungen infolge Schubverformung abgesehen wird (Trennung von 'Schub' und 'Biegung'). Nach diesen Prämissen ist bei linear-elastischem Materialverhalten mit linearer Spannungsverteilung über dem Querschnitt zu rechnen.

Wegen der Schubverformung des Plattensteiles werden die Platten ausserdem geringeren Anteil an der Tragwirkung des Verbundprofils haben. Bei gewünschter Linearität in der Berechnung wird dem mit der sogenannten "wirkenden Plattenbreite" Rechnung getragen. Diese ist wesentlich von dem Verhältnis E/G und dem Schubkraftverlauf entlang der Bauteilachse bestimmt. Wenn der Nachweis im Grenzstand der Tragfähigkeit zu führen ist, sollten lt. DIN 1052 die Elastizitäts- und Schubmoduli durch Division durch η_1 herabgesetzt, verwendet werden: $\left(\frac{E_{0,mean}}{\eta_1 = 1,25} \hat{=} \frac{5}{6} \cdot E_{0,mean} \hat{=} E_{0,05} \right)$

Eine gedankliche (und reduzierende) Normung in
 der Steifigkeit der Bekleidung und ihre Biegesteifigkeit
 ist wegen des verschiedenen E -Moduls bei Scher-
 oder Plattenwirkung angebracht. Demnach kann für
 die Platten-Biegesteifigkeit die tatsächliche Platten-
 breite eingesetzt werden, da die Biegefläche als über die
 gesamte Plattenbreite in Translation der Biegelinie
 entstanden gilt. (Scheiben / Platten-Materialkennwerte)

Zum "Mehrfach geschichteten Verbundstab":



Auf Grundlage der Elastischen Verbundtheorie*) werden
 die Spannungswerte bei einem Verbund-blech folgt
 bestimmt: []

$$\begin{aligned} \sigma_{f,i,d} &= \pm \frac{M_d}{(EJ)_{ef}} \cdot z_i \cdot E_i && \text{Bewessungswert Schwerp. Sp.} \\ \sigma_{m,i,d} &= \pm \frac{M_d}{(EJ)_{ef}} \cdot \left(z_i + \frac{h_i}{2} \right) E_i && \text{Bewessungswert Randsp.} \\ \sigma_{(c,t),i,d} &= \pm \frac{N_{G(t) d}}{\sum A_i} \cdot E_i && \text{Bewessungswert Normalsp.} \\ \tau_{i,d} &= \frac{V_d \cdot \sum S_i \cdot E_i}{(EJ)_{ef} \cdot b_i} && \text{Bewessungswert Schubsp.} \end{aligned}$$

$$\text{mit: } (EJ)_{ef} = \sum E_{i,B} \cdot J_{i,B} + \sum E_{i,ST} \cdot J_{i,ST}$$

$E_{i,B}$ = Biege-E-Modul der Einzelschicht

$J_{i,B}$ = Trägheitsmoment — " —

$E_{i,ST}$ = Schubspan-E-Modul der Einzelschicht

$J_{i,ST}$ = 'Steiner Anteil' der Einzelschicht = $A_i \cdot z_i^2$

S_i = Statisches Moment der Einzelschicht innerhalb des für die Schubspannungsermittlung abgetrennt gedachten Querschnittsteiles um den Schwerpunkt des Verbundquerschnittes.

$$E_{B, \text{Platte}} = \frac{5}{6} \cdot 1200 = 1000 \text{ kN/cm}^2; E_{ST, \text{Platte}} = 920 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{B, \text{Rippe}} = \frac{5}{6} \cdot 1260 = 1050 \text{ kN/cm}^2; E_{ST, \text{Rippe}} = 1000 \text{ kN/cm}^2$$

*) Diese Theorie liefert etwas exakte Werte nur für 3-schichtigen Querschnittsaufbau.

4. Vergleich der Querschnittsausnützung

4.1. Materialkennwerte im Vergleich

4.1.1. Zulässige Spannungen nach ON B 4100-2 [6] bzw. technischem Datenblatt der Fa. KLH ([16])

zul. W.	KN/cm ²	Bezug	(18.10.2000)
σ_B	1,1	auf Nettoquerschn.	
$\sigma_{z,d}$	1,0	auf Nettoquerschn.	
$\sigma_{d,\perp}$	0,25		
τ	0,06	auf Vollquerschn.	
E	1200	auf Nettoquerschn.	
G	5	auf Vollquerschn. (Rollschub)	

Rohdichte: 500 kg / m³

4.1.2. Charactersitsche Werte der Festigkeiten nach ETA-06/0138 ([17])

	Bez.	KN/cm ²	Bezug	Bezug
PLATTEN BEAUSST	$f_{m,k}$	2,4	Biegung =	Wef.
	$f_{t,90,k}$	0,012	Querszug	
	$f_{c,90,k}$	0,27	Quersdruck	
	$f_{v,k}$	0,27	Schub =	
	$f_{r,v,k}$	0,15	Schub \perp (Rollschub)	A_{gross}

PLATTENBEANSPR.	$E_{0,mean}$	1200	= Brettfaserricht.	I _{eff.}
	$E_{90,mean}$	37	⊥ Brettfaserricht.	
	G_{mean}	69	= Brettfaser.	
	$G_{r,mean}$	5	⊥ Brettf. (Rollschüb)	
SCHEIBENBEANSPR.	$f_{m,k}$	2,3	Biegezug =	W _{net.}
	$f_{t,0,k}$	1,65	Zug =	A _{net.}
	$f_{c,0,k}$	2,40	= Faserrichtung	
	$f_{c,0,k}$	3,00	= Faser. Konzentrat	
	$f_{r,k}$	0,52	= Faserrichtung	A _{net.}
	$E_{q,mean}$	1200	= Faserrichtung	A _{net.} , I _{net.}
	G_{mean}	25	= Faserrichtung	A _{net.}

k_{mod} - Werte wie Brettschichtholz; (hier 0,9)

γ_M - Werte wie Brettschichtholz; ($\gamma_M = 1,25$)

4.1.3. Werte nach BSPhandbuch ([B1-1])

$$f_{m,ct,d} = \frac{2,4 \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 1,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,ct,90,d} = \frac{0,27 \cdot 0,9}{1,25} = 0,194 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{r,ct,d} = \frac{0,30 \cdot 0,9}{1,25} = 0,216 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{t,ct,d} = \frac{0,125 \cdot 0,9}{1,25} = 0,09 \text{ kN/cm}^2$$

4.2. Gegenüberstellung

	M		V		Md		Vd						
	-122,9		41		-196,1		64,4		DIN 1052 / 2004-08, Elast. Verbundstab		Ergebnisse nach C2.		
	ÖNORM B 4100-2		Ergebnisse nach A 2.10.		ÖNORM EN + B 1995-1-1 / 2009		Ergebnisse nach B 3.1.		Ergebnisse nach C2.		Ergebnisse nach C2.		
	Det. Werte	Zul. Werte	Querschn. Ausnütz. %	Bem. Werte	Bem. Werte	Querschn. Ausnütz. %	Bem. Werte	Bem. Werte	Querschn. Ausnütz. %	Bem. Werte	Bem. Werte	Querschn. Ausnütz. %	
	KN / cm ²	KN / cm ²		KN / cm ²	KN / cm ²		KN / cm ²	KN / cm ²		KN / cm ²	KN / cm ²		
KNOTEN 17	oben	0,510	1,100	0,464	0,820	1,720	0,477	0,788	1,720	0,458			
	S Platte	0,360	1,000	0,360	0,570	1,180	0,483	0,704	1,180	0,597			
	T r,b'	0,028	0,050	0,560	0,066	0,108	0,611						
	T 4	0,037	0,100	0,370	0,058	0,194	0,299						
	T 5	0,150	0,180	0,833	0,236	0,250	0,944						
	S Rippe	-0,430	1,100	0,391	-0,690	1,908	0,362	-0,669	1,908	0,351			
	unten Rippe	-1,070	1,400	0,764	-1,700	2,020	0,842	-1,736	2,020	0,859			
	T 11	0,050	0,140	0,357	0,078	0,179	0,436						
	T 22	0,058	0,140	0,414	0,091	0,179	0,508						
	T 33	0,058	0,140	0,414	0,091	0,179	0,508						
T sv	0,095	0,140	0,679	0,149	0,179	0,832							
	* Mit Wind wäre Erhöhungsfall												
KNOTEN 2		-257,700	53,500		-449,000	88,300							
		ÖNORM B 4100-2		Ergebnisse nach A 2.11.		ÖNORM EN + B 1995-1-1 / 2009		Ergebnisse nach B 3.2.		DIN 1052 / 2004-08, Elast. Verbundstab		Ergebnisse nach C3.	
		Det. Werte	Zul. Werte	Querschn. Ausnütz. %	Bem. Werte	Bem. Werte	Querschn. Ausnütz. %	Bem. Werte	Bem. Werte	Querschn. Ausnütz. %	Bem. Werte	Bem. Werte	Querschn. Ausnütz. %
		KN / cm ²	KN / cm ²		KN / cm ²	KN / cm ²		KN / cm ²	KN / cm ²		KN / cm ²	KN / cm ²	
	oben	0,450	1,000	0,450	0,818	1,720	0,476	0,772	1,720	0,449			
	S Platte	0,394	0,700	0,563	0,719	1,180	0,609	0,739	1,180	0,626			
	T r,b'	0,014	0,050	0,280	0,023	0,108	0,213						
	T 4	0,014	0,100	0,140	0,023	0,194	0,119						
	T 5	0,090	0,180	0,500	0,149	0,250	0,596						
	S Rippe	-0,419	1,100	0,381	-0,730	1,908	0,383	-0,727	1,908	0,381			
unten Rippe	-0,640	1,400	0,457	-1,130	2,020	0,559	-1,149	2,020	0,569				
T 11	0,022	0,140	0,157	0,036	0,179	0,201							
T 22	0,035	0,140	0,250	0,058	0,179	0,324							
T 33	0,028	0,140	0,200	0,046	0,179	0,257							
T sv	0,038	0,140	0,271	0,063	0,179	0,352							
	* Mit Wind = Erhöhungsfall												
			Rippen BS14		Rippen GL28					Rippen GL28			

1.5 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

Vergleiche wurden hier nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt (ULS).

Die Gegenüberstellung der Spannungswerte erfolgte an 2 herausgegriffenen Querschnitten, dem Knoten 17, in der Mitte des nach hinten auskragenden Bauteils und dem Knoten 2, genau in der Stützachse des längs laufenden Rohres, also an der Stelle des größten Biegemomentes. Während eine Berechnung nach dem alten, zur Zeit der Errichtung gültigen deterministischen Konzept geführt wurde, sind 2 weitere Ansätze nach dem neuen semi-probabilistischen Konzept, mit dem System der Teilsicherheitsbeiwerte dargestellt. Bei den Nachweisen nach ÖNORM B 4100-2 hätte man sogar den sogenannten Erhöhungsfaktor einbringen können, was aber nur im Falle der Schubspannungsausnutzung im Punkt 5 (Knoten 17) Bedeutung hätte.

Generell ergeben sich um 10 - 15 % höhere Ausnutzungsgrade in manchen Spannungen nach den neuen Bemessungskonzepten des EC 5 und der DIN 1052 als früher. Dies hängt wohl auch mit den inzwischen erhöhten Schneelastannahmen und vielfältigeren Möglichkeiten der Lastfallkombinationen zusammen. Der Unterschied in den Berechnungen nach ON EN 1995-1-1, ON B 1995-1-1 zu den Ergebnissen nach DIN 1052, elastische Verbundtheorie, ist mit ca. 1-2 % Mehrausnutzung vernachlässigbar. Bei den Schubspannungen sind die Querschnitte im Bereich der anschließenden Rippe, im Platteninneren, als Rollschubspannung auch nur mit ca. 61 % ausgenutzt.

Beachtung hingegen erfordert die Schubspannung im Punkt 5 (seitlich, außerhalb der Rippenbreite abgetrennter Plattenflügel), wenn diese auf die Querlagenstärke allein, mit hier 33 mm, bezogen wird. Bei einer Seitenverleimung aller Brettlagen des BSP und angenommenem Rissefreibleiben auf Einsatzdauer ergeben die Spannungswerte keine Überschreitung. Im anderen Fall kann aber der Bemessungswert der Festigkeit wegen der gekreuzt verleimten Scheibenstruktur, ähnlich wie bei Sperrhölzer und Kerto-Q Platten hinaufgesetzt werden.

Die Berechnungen der Schubspannungen erfolgte nicht unter Berücksichtigung veränderlicher Querschnittshöhen. In den betrachteten Knoten erfordern die sonst konkaven Anschnitte der gedrückten Untergurte keine Abminderung der Festigkeitswerte, da die BSH-Rippen parallelgurtig verlaufen.

In allen geführten Vergleichen konnte keine Überschreitung der Spannungswerte nach den neuen Bemessungskonzepten festgestellt werden.

1.6 Herstellung – Transport – Montage

1.6.1 Herstellung im Werk

Die 3-lagigen BSP-Platten wurden in geeigneten Pressvorrichtungen gekrümmt verleimt, um Neben-
 spannungen durch nachträgliches Ankrümmen an die BSH- Quer-schnitte zu umgehen. Alle Rippen,
 konkav gepresst, sonst nach üblichen Methoden der BSH- Herstellung produziert wurden an den Un-
 tergurten zugeschnitten, die Obergurte durchlaufend belassen. Der Abbund der Mittelrippen erfor-
 derte genaue Maßeinhaltung in den Ausnehmungen für den Einbau der Längsrohre.
 Stahlgegenplatten an der Rippenunterseite und Spannschrauben sichern die Aufhängung von unten.
 Eine baupraktische Einbauluft von ca. 35 mm zwischen Rohr und Plattenunterseite verhindert Quer-
 zugspannungen im Falle von Schwinderscheinungen an den Rippen. Die Randrippen der Elemente
 laufen durch und sind nicht ausgenommen.



Abb. B1.19 Abbund und Vorbereitung zur Verleimung im Werk (Quelle: H. Stingl)



Abb. B1.20 Verleimung und Verpressung von BSP mit BSH im Werk (Quelle: H. Stingl)

Der weitere Zusammenbau erfolgte zur genauen Einhaltung der Geometrie und der gering gefassten Toleranzen auf einem Lehrgerüst. Im Weiteren wurden die BSH-Rippen seitlich durch Folien geschützt und nach dem Leimauftrag am Obergurt die vormontierten Platten aufgelegt und mit Schraubpressleimung an die Rippen angesetzt. Die 16 mm Gestellschrauben mit Pressteller ergaben im Vorversuch Presskräfte von je ca. 14-16 KN bei eingestelltem Anziehdrehmoment.

Dementsprechend erfolgte die Anordnung der Schrauben um einen Pressdruck in der Leimfuge von mind. 0.04 kN/cm^2 (4 kp/cm^2) zu gewährleisten. Nach 48 Stunden kamen die Schrauben zur Wiederverwendung heraus, die Bohrlöcher konnte man unverschlossen belassen. Die Einhaltung der offenen Zeit und anderer Qualitätsparameter wurde in einem Leimtagebuch protokolliert.

Alle Arbeiten wurden gütekontrolliert in der klimatisierten Werkhalle in Trofaiach ausgeführt.

1.6.2 Transport auf die Baustelle

Die immerhin 6.20 m auf max. 17.20 m großen und je ca. 1.20 m hohen Dachelemente erforderten natürlich eine genaue Vorplanung und Absicherung der Transportwege. Es gab keine Probleme, täglich bis zu 3 Transporte zu je 2 Einheiten durch zu führen.



Abb. B1.21 Transport der überbreiten Dachelemente auf die Baustelle (Quelle: H. Stingl)

1.6.3 Montage der Dachelemente

Für alle Bauteile gemeinsamer Anschlüsse mussten entgegen den Normen über Bauteiltoleranzen neue auf die Fertigteilbauweise abgestimmte, engere Vereinbarungen getroffen werden. So wurde auch noch vor der Stahlbau-Montage mit exakter Vermessung der Stb-Stützenköpfe in ihrer Höhen- und Achslage begonnen. Alle Stahlrohrstützen wurden dann aufgestellt, mit den Stb.-Stützenköpfen verschraubt und nochmals an ihren eigenen Stützenköpfen eingemessen, da die Dachelemente praktisch ohne Toleranz auskommen mussten. Zugleich wurden die hinteren Stahl-Pendelstützen an den Schweißgründen des Massivbaues vormontiert.



Abb. B1.22 Einheben eines Dachelementes mittels eines Mobilkrans und Bauzustand (Quelle: H. Stingl)

Die auf mm genau im Werk vorgefertigten Elemente passten ohne Nacharbeit auf der Baustelle, so dass die gesamte Dachmontage ab OK Stützen in einer Woche erledigt war. Weil bereits im Werk die Dachfolie aufgebracht wurde, gab es auch keine Verzögerungen oder gar Durchfeuchtungen während kurzer Regengüsse.

Ein genaues Einrichten zur durchgehenden First- und Trauflinie war mit Verstellsystemen an den hinteren Pendelstäben exakt erreichbar.

1.7 Konstruktive Maßnahmen

1.) Aufhängung der Rippenplatte von unten an das Rohr derart, dass aus der Auflagerung der einzelnen Rippen keine Querspannungen entstehen. Ebenso erfordert eventuelles Schwinden in der Querschnittshöhe eine Distanz vom Rohr zur Unterkante der aufgeleimten BSP. Die Windsogsiche-

rung wiederum ist von unten nachstellbar.

2.) Um die exakte Ausrichtung der Elemente am vorderen Hochpunkt zu gewährleisten wurde ein Verstellmöglichkeit in Art von Maschinenelementen gewählt, weil damit eine rasch fortschreitende Montage möglich werden sollte. Die Verstellböcke mit Schraubgewinde erlauben ± 50 mm Höhendifferenz und sind an Schweißgründen befestigt.

3.) Der obere Anschluss der Pendelstäbe an die Dachelemente ist so ausgelegt, dass über Querpressdruck im Falle der Hauptlasten und über Stabdübel in vertikalen Langlöchern im Falle der Windsogkräfte die Kräfte in die Elemente ohne Querzug eingeleitet werden.

4.) Eine durchgehend im Abstand von ca. 0,90 m eingebrachte Verschraubung der BSP-Platte mit den Rippen mit Vollgewindeschrauben sichert gegen Windsogkräfte. An den Enden der BSH-Rippen und beidseitig vom Stahlrohr wurden jeweils 2 Schrauben gesetzt.

1.8 Zusammenfassung und Ausblick

Die beiden Grundelemente BSH und BSP sind ausgereifte Produkte und ergänzen sich in kombinierter Anwendung in ihren Eigenschaften. Da letztlich jede Baukonstruktion über ihren Preis beurteilt wird und die Rohstoffpreise wie auch die Fertigungskosten zeitlich und geografisch unterschiedlich sind, bedarf es besonderer Randbedingungen die zum Einsatz der beschriebenen T- od. Pi- Träger führen (z. B. Forderung nach geringer Konstruktionshöhe, hohem Brandwiderstand, verkürzte Bauzeiten, hoher Vorfertigungsgrad, Entfall der Dachverbände usw.).

Um die Beschränkung der Bauteillänge zu überschreiten, ist die Frage nach der Stoßausbildung der BSP-Querschnitte vorerst zu lösen. Bei Einfeldträger kann der Obergurt außerhalb des max. Biegemomentes gestoßen werden, indem im Mittelbereich die Platten auf maximale Lieferlängen durchgehen und die linken und rechten Restteile durch strengen Kontakt der Hirnholzflächen die Drucknormalkräfte übertragen. Das setzt exakte Zuschnitte und gegenseitiges Vorpressung der Platten mit Hydraulikgerät im Zuge der Aufklebung an die Rippen voraus. Im Hinblick auf das Ausreißen von Holzfasern beim Zuschnitt des BSP ist eine Verbesserung des Kontaktes durch druckfesten Kunstharzverguss in der Fuge angebracht.

Eine andere Möglichkeit ist die der Keilzinkung der Platten an den Stirnseiten und Verleimung mit fügenfüllendem Resorzinharzleim. Es handelt sich dabei um einen Generalstoß und demnach ist die Zinkenlänge mindestens 50 mm zu wählen. Die Keilzinken-Presskraft kann im Zuge der Plattenaufklebung auf die Rippen hydraulisch aufgebracht werden. Voraussetzungen sind die entsprechenden präzisen maschinellen Anlagen.

Wie am Beispiel des Tribünendaches ersichtlich, ist es bei diesen T- oder Pi-Querschnitten konstruktiv leichter möglich, Durchbrüche in den Rippen für Leitungsführungen vorzunehmen.

Seitens der Maschinenindustrie gibt es ausreichend Mechanisierungspotenzial um die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen, was in den letzten Jahrzehnten in der Brettschichtholzindustrie und in den letzten 10 Jahren in der BSP-Erzeugung vorgezeigt wurde.

Die Anwendung der T- oder Pi-Querschnitte kann vielfältig und in Kombination mit anderen erprob-

ten Systemen des Holzbaues erfolgen. An Bauteilkonfigurationen sind neben der einfachen Verwendung als Biegeträger weiters ausgeführt worden:

- Als gerade od. gekrümmte Obergurte von Fachwerkträgern.
- Als Pi-Profile oder Hohlkastenprofile für Obergurte bei unterspannten Systemen.
- Als Einfeld-Brückenträger oder mehrfeldriger Balken mit durchgehender Obergurtplatte und abgesetztem Hohlkastenquerschnitt über den Zwischenstützen.
- Mehrfach-T-Profile in Verkehrtlage mit Vollwärmesdämmung zwischen den Rippen.
- Als Hohlkastenquerschnitt mit fischbauchartigen BSH-Rippen.
- Kombinationen mit anderen Holzwerkstoffen wie Kerto, Sperrholz und OSB.

Neben vielen anderen wissenschaftlichen und ingenieurmäßigen Fragestellungen gibt es zu diesem Konstruktionstypus folgende Forschungsthemen (ohne Anspruch auf Vollständigkeit):

- Abklärung des tatsächlichen Schubspannungsverlaufes über dem Querschnitt und der Spannungsverhältnisse im Übergangsbereich Rippe-Platte.
- Maßgebliche Querschnittsbreite zur Bemessung der Rollschubspannung in der untersten Querschnittslage der Platte.
- Abklärung zur Anwendung eines Rissfaktors k_{cr} beim Schubnachweis in der Platte (siehe [14] und [2]).
- Genaue Angaben zur mitwirkenden Plattenbreite unter Berücksichtigung aller geometrischen und strukturellen Parameter.
- Lasteinleitung und Spannungsverteilung in BSP- und Holzwerkstoffscheiben durch aufgeklebte Stabquerschnitte.
- Vorbiegung von BSP-Platten im Zuge der Verklebung mit gekrümmten BSH-Rippen.
- Die Nachweisführung bei Überlagerung von längs wirkenden Normalkräften in der Platte mit Querbiegung und Scheibenfunktion.
- Probleme des Biegedrillknickens und der Torsion bei T-Querschnitten mit hohen BSP-Rippen.

1.9 Literaturhinweise

- [B1-1] SCHICKHOFER, G.; BOGENSPERGER, TH.; MOOSBRUGGER, TH.: BSPHandbuch – Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz. Institut für Holzbau und Holztechnologie und holz.bau forschungs gmbh, TU Graz, 2009.
- [B1-2] MOOSBRUGGER, TH.: Ein Beitrag zur Bemessung von mehrschichtigen flächenhaften Holzbauteilen am Beispiel von Brettsperrholzplatten. Diplomarbeit, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz, 2004.

2 Salzburg-Arena

AUSSTELLUNGS-, SPORT- und MULTIFUNKTIONSHALLEN und ihre STATISCHE MODELLBILDUNG

**am Beispiel des Dachtragwerkes der „Salzburg-Arena“ in der Stadt
Salzburg**



Abb. B2.1 Salzburgarena (Foto: A. Hauch, WIEHAG)

2.1 Allgemeines

Multifunktionshallen, die sowohl den Ausstellungsbereich wie Sportbereiche mit Zuschauerrängen abdecken sollen, sind fast immer auch Themen der großen freien Spannweiten. Jeder engagierte Tragwerksplaner und jedes engagierte Holzbauunternehmen sieht in diesen Aufgabenstellungen eine besondere Herausforderung und die Möglichkeit viel eigene Kreativität in den Planungsprozess und in Ausführungsvarianten einzubringen. Die Beherrschung der Ingenieurkunst des „leicht und weit“ ist Voraussetzung. Zudem werden solche Großprojekte seitens der Bauherrschaft meistens in 2 oder sogar 3 Materialvarianten ausgeschrieben oder im Vorfeld zumindest angedacht. Das erhöht das Wett-

bewerbspotenzial und lässt ständig nach neuen, verbesserten Konstruktionen suchen. Neben den reinen Stahl- oder Holzkonstruktionen gibt es natürlich auch sehr wirtschaftliche Hybridkonstruktionen, die genau die bauteilbezogene, geforderte Materialzuordnung einsetzen (wie zum Beispiel eine Stahlunterspannung als vorwiegend auf Zug beanspruchtes Konstruktionsglied).

Nach den heutigen Entwicklungen des europäischen Holzleimbaues sind Spannweiten bis über 200 m in Holz vernünftig und wirtschaftlich lösbar. Viele ausgeführte Projekte, allen voran die Messehalle in Klagenfurt (vgl. Abb. B2.2) als Pionierleistung aus dem Jahre 1966 und die Hallen in Karlsruhe (WIEHAG) und Friedrichshafen (Kaufmann) aus letzter Zeit zeigen die Wettbewerbsfähigkeit des Baustoffes Holz sehr deutlich auf.



Abb. B2.2 Messehalle Klagenfurt (Halle in aktuellem Zustand), ca. 100 m Spannweite, errichtet 1966 durch die Fa. WIEHAG (Foto: Archiv WIEHAG)

Eine Konkurrenz der Materialien im Bau wird letztlich immer anregend auf die Entwicklung neuer Methoden in der Herstellung großer, leichter Tragwerke wirken. Im Vergleich Stahl-Holz ergibt sich aus der Praxis der letzten Tragwerksplanungen im Hallenbau eine interessante, fast anmutige Gleichung: Gewicht Stahl \approx Gewicht Holz. Bei einer Rohdichte von Brettschichtholz von 420 kg/m^3 bedeutet das das folgende Kostenäquivalent: 420 kg Stahlkonstruktion entsprechen 1 m^3 BSH-Konstruktion (natürlich mit Einschränkungen und abhängig von den Vorgaben wie System, Systemhöhen, Randbedingungen usw., wohl aber für eine Überschlagsrechnung geeignet).

Während Stahl wegen seiner Kompaktheit, d. h. volumenbezogenen hohen Übertragungskräften wenig bzw. keine Probleme mit Anschlüssen und Knotenausbildungen hat, leidet Holz immer wieder unter querschnittsreduzierenden Volumsdurchdringungen mit herabgesetzten Wirkungsgraden bei

Knotenausbildungen. So erklärt sich auch ein altes Prinzip des Holzbaues, durch möglichst wenig Stabanschlüsse die Anzahl der Lastübertragungen gering zu halten. Allerdings: Die wesentlich bessere Volumseffizienz des Stahles steht den enormen Vorzügen des Holzes durch zum Beispiel „naturgegebenen“ Brandwiderstand entgegen.

Moderne Produktionsanlagen in den Holzleimbauwerken ermöglichen Trägerhöhen bis 3,00 m, 50 m Einzellänge der Bauteile und, durch die über viele Jahrzehnte erprobte Blockverleimung, Großquerschnitte. Die frühere Scheu der Konstrukteure vor großen Bauteillängen ist im Zuge verbesserter, großzügiger Straßennetze und unvorstellbar wendiger Spezial-Transportgeräte abgefallen.



Abb. B2.3 Messehalle in karlsruhe, 85 m Spannweite, errichtet 2004 von der Fa. WIEHAG (Foto: WIEHAG)

Das Arbeiten im großen Spannweitenbereich erfordert aber sowohl auf der Fertigungs- und Montagestufe als auch in der Berechnung ein besonderes Vorgehen. Die heute zur Verfügung stehenden EDV-Programme zur Berechnung der Schnittlasten und Verformungen erlauben selbst unter vielfältigen Lastfallkombinationen Ergebnisse in Minutenschnelle. Variantenstudien, wie Verändern der Steifigkeiten, Einbauen von Gelenken und Exzentrizitäten, Aufbringen von Imperfektionen usw. können in kürzester Zeit vollzogen werden. Da die Rechenzeit kurz und kaum mehr bestimmend ist, ist man versucht, auch komplexe räumliche Strukturen als Ganzes einzugeben. Die Rechenergebnisse sind allerdings schwer zu überprüfen (außer vielleicht Kontrollen über die Summe der Auflagerkräfte, Symmetrie- und Antimetriebedingungen in den Schnittlasten und Verformungen). Es stellt sich die Frage, wieweit eine derart gesteigerte Rechengenauigkeit überhaupt eine solche ist und nicht wichtige Verhaltensweisen von Holzkonstruktionen in der EDV-Eingabe unberücksichtigt bleiben. Man denke beispielsweise an Schlupf der Verbindungsmittel, Schwind- und Quellerscheinungen der Holzquerschnitte oder Fertigungstoleranzen, die den Kraftfluss im Tragwerk mitbestimmen und verändern.

Eine Entflechtung räumlich komplexer Strukturen und die Bildung vereinfachter Teilsysteme deren Rechenergebnisse in einer einfachen Handrechnung nachvollziehbar sind, schärft dagegen oftmals den Blick auf das Tragverhalten und kann den Tragwerksplaner zu wichtigen Systemänderungen veranlassen.

Der Trend im Großhallenbau geht in Richtung Zusammenwirken und gleichzeitige Ausnützung aller Bauteile, so dass im Entwurf vorwiegend statisch unbestimmte Tragwerke entstehen. Da dann die Schnittlasten auch vom Materialmix und den Material- wie Anschlusssteifigkeiten mitbestimmt werden, sind in der Berechnung Steifigkeitsvariationen zur Abgrenzung der Ergebnisse nach oben und unten zu führen. Dies trifft vor allem EDV- Berechnungen nach Theorie 2. Ordnung, wenn Stabilitätsfragen vorliegen.

2.2 Generelles zum Projekt

Bauherr: Messe Salzburg

Bauvorhaben: „Salzburg Arena“

Baujahr: 2003

Hallenlänge: 105 m, Hallenbreite: 78 m, Grundrissfläche ca. 6.400 m²
ca. 850 m³ Brettschichtholz, Zuschauerplätze max. 5.500

Architektur: KSP Engel u. Zimmermann, Braunschweig

Projektentwicklung: SABAG, Bauleitung: GC Geoconsult, Salzburg

Massivbau-Statik: ZT-Büro Heinrich, Salzburg

Holztragwerk-Statik und Ausführung: Fa. WIEHAG, DI Alfons Brunauer, Mitarbeiter Ing. Josef Winkler, Altheim

Als besondere Umstände einer Auftragsentwicklung muss man hier die Tatsache sehen, dass bereits eine gleiche Halle in Deutschland gebaut wurde – vom gleichen Architekturbüro, mit gleichen Außenabmessungen, aber in Stahl. Deshalb mussten für eine Holzlösung die Kostenargumente deutlich auf der Hand liegen, was durch geschickte Detailwahl möglich schien und sich nach der Ausführung bestätigte. Weitere Argumente, wie Brandwiderstand F30, eine durch Holz verbesserte Hallenakustik und zunehmende ökologische Grundhaltung des österreichischen Auftraggebers ebneten schließlich den Weg zum Auftrag.

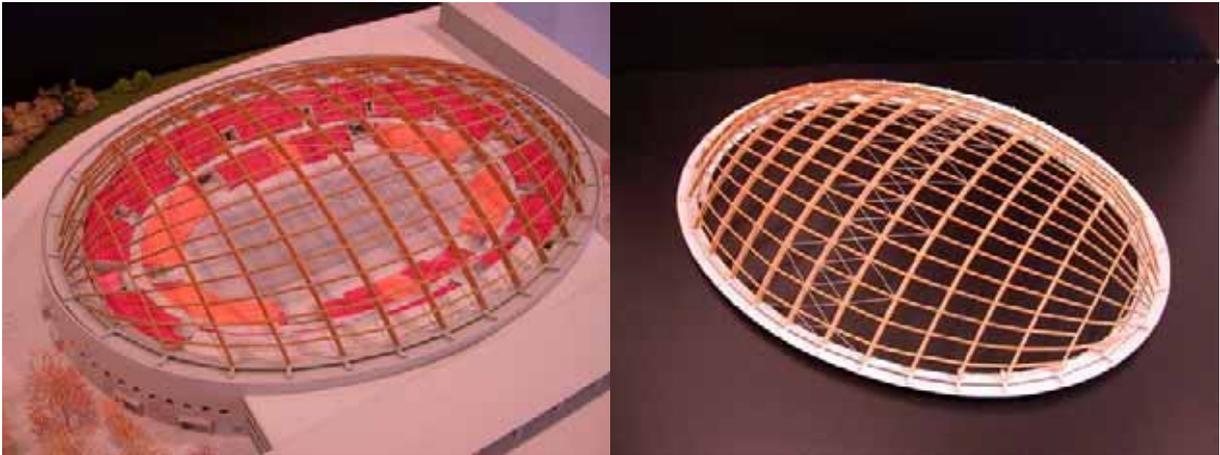


Abb. B2.4 Hallenmodell mit Zuschauerrängen (links), Tragwerksmodell (rechts). (Quelle: Architekturbüro/Bauherr)

Die Halle ist über ein elliptisches Oval im Grundriss, bei einer Hauptachsenlänge von ca. 105 m und einer Nebenachsenlänge von ca. 78 m aufgebaut. Die Dachform entspricht einer Regelfläche, derart durch Verschiebung der nahezu gleichen Binderprofile gebildet, dass die im Grundriss festliegende, elliptische Randkontur der Auflagerpunkte erreicht wird. Die dadurch entstehende Scheitellinie verläuft ebenfalls nach einem Kegelschnitt. Lediglich in den äußersten Binderfeldern ist die Dachfläche nach praktischen Gesichtspunkten abgekappt. Bei den engen Pfettenlagen sind die Segmentierungen durch die Binderabstände von 8,50 m bis 7,90 m weder von innen noch von außen besonders wahrnehmbar, wie die Optik zeigt. Flächenbedingt verlaufen die Pfettenachsen nicht parallel.

Die maximale Höhe über dem Hallenboden von 23,70 m vermittelt dem Zuschauer die Atmosphäre eines riesigen, freien und leichten Kuppeldaches, unter dem sich die Spieler bewegen (wäre da nicht die visuelle Einschränkung durch die moderne Haustechnik mit ihren Heiz- und Lüftungsrohren).

Grundlagen für die bei WIEHAG, unter Leitung von DI Alfons Brunauer laufende, hausinterne statische Berechnungen und Ausführungsplanung waren die strengen, für den Stahlbau bereits konzipierten Geometrievorgaben und Anschlussmöglichkeiten an den Auflagerpunkten. Da zum Zeitpunkt der Beauftragung der Holzdachkonstruktion die Fundamente, auf die ursprüngliche Stahlösung abgestimmt, bereits in Arbeit waren, mussten auch die Resultierenden der Auflagerlasten in vorgegebenen Größen und Richtungen garantiert werden. In diesem Zusammenhang berichtet der Leiter der Abteilung Ingenieurholzbau bei Fa. WIEHAG, DI Brunauer von enormen Zeitdruck in der Ausführungsplanung und Fertigung: Von der Auftragserteilung bis zur abgeschlossenen Montage standen 6 Monate zur Verfügung, davon waren 3 Monate an reiner Planungs- und Vorbereitungszeit aufgegangen.

Im Vorfeld der Anbotlegung wurden natürlich Bauteiltransport und gesamte Montagelogistik genau durchgespielt.

2.3 System Dachtragwerk

Das gesamte Dachtragwerk erfährt eine sehr einfache Gliederung unter Ausnützung der Bogentragwirkung quer zur Ellipsen-Hauptachse des Hallengrundrisses:

Primärtragkonstruktion aus Zweigelenkbogenträgern im Achsabstand von ca. 8,50 m bis 7,90 m, (im vorletzten Binderfeld 5,60 m), dazwischen Pfettenlage mit gelenkigen Anschlüssen an die Hauptträger. Die Lastzuweisung an die Bogenträger ist also statisch bestimmt. Der Kreisbogenstich des mittleren Trägers beträgt ca. 13,40 m bei einer Stützweite von ca. 76,0 m, d. s. günstige 1/5,7. Die Binderauflager sind mit biegesteif, weit außermittig an das Hirnholz angeschlossene Stahlteilen, nahezu ideal punktförmig am Fundament und einem U-förmigen Stahlbetonquerschnitt gelagert. Seitlich an den Binder-Hauptquerschnitt (240/2170 mm) im Auflagerbereich aufgeleimte Kerto-Q-Platten übernehmen die Querzugsicherung und beteiligen sich an der Querkraftaufnahme (und ermöglichen eine Zugverbindung aus Rundstahl zum Auflagerstahlteil). Der Montagestoß im Scheitel der Binder ist durch einen Stahlteil gegen gegenseitiges Verdrehen der Querschnitte gesichert, er übernimmt auch die Querkraftweiterleitung. Normalkräfte werden durch Kontakt der Hirnholzflächen übertragen, Biegemomente durch seitlich aufgeleimte Querschnitte mit Rundstahlspannstangen, wobei in den meisten Lastfällen der Gesamtquerschnitt überdrückt wird.

Durch Abtrennung der letzten, außen liegenden Binder vom Gesamtsystem und mit entsprechenden konstruktiven Maßnahmen an den Pfettenanschlüssen wurde das Tragwerk von einer Längsmitwirkung entkoppelt und auf reine Quertragwirkung hin orientiert. In der Folge gibt es deshalb einen zentralen, eindeutig für die Aufnahme der Knick- und Kippkräfte installierten Dachverband aus Rundstahl-Zugdiagonalen und den Pfetten als Pfosten in 3 Binderfeldern, von Binder- zu Binderauflager durchgezogen. Die Kipphaltung der Binderquerschnitte übernehmen Rahmenkonstruktionen aus den Pfetten als Rahmenriegel und Stahlschwerte (T-Querschnitte) als Rahmenstiele, welche seitlich an die Binder auf ca. 3/4 Höhe befestigt sind.

Die Ableitung der Auflagerkräfte in die Fundamente sieht einen äußeren Ringbalken in Höhe der Auflager vor, mit der Aufgabe, Anteile der Horizontalkomponenten der Auflagerkräfte aufzunehmen. Aus geometrischen Gründen und wegen verschiedener unsymmetrischer Lastfälle und der Kräfte aus den Verbänden treten nicht nur Zugkräfte im Balken auf. Die seitlichen Differenzkräfte werden an die Fundamente abgegeben.

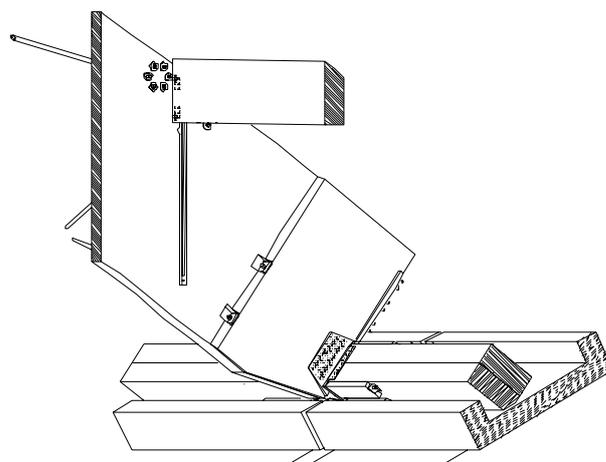
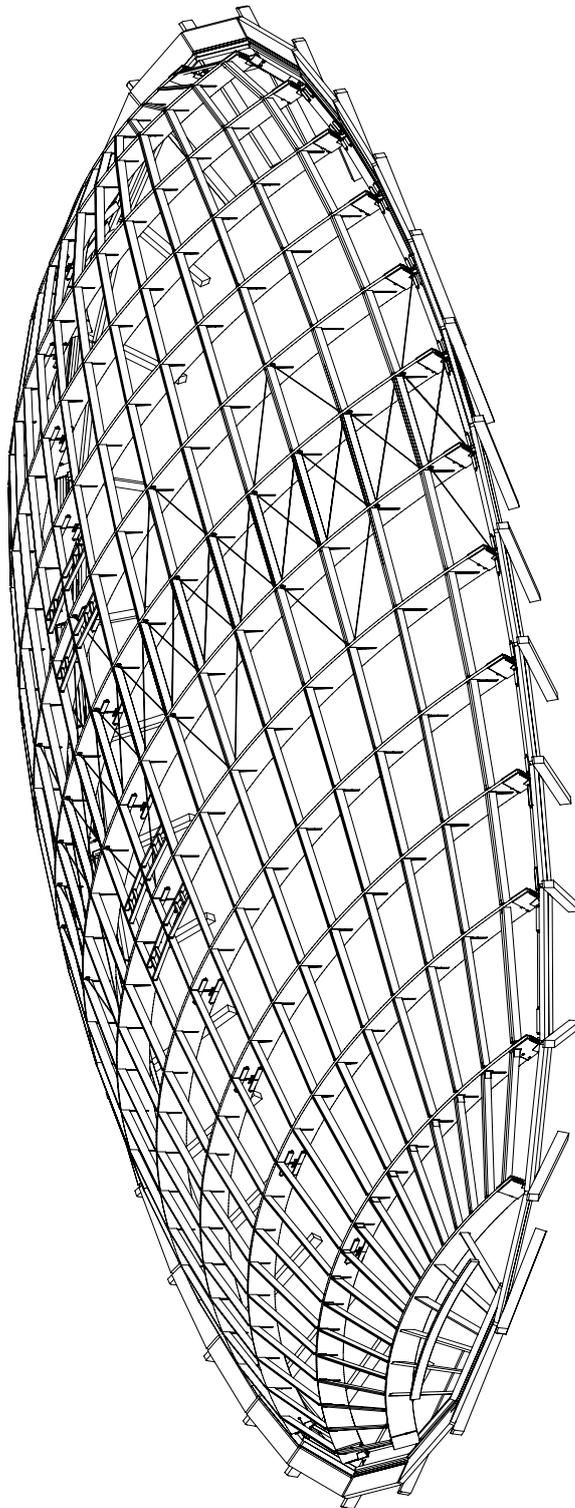


Abb. B2.5 Binderauflager mit Ringträger (Quelle: WIEHAG)

Die Berechnung der Schnittlasten wurde am imperfekten statischen System nach Theorie 2. Ordnung mit der EDV-Software RSTAB der Fa. Dlubal [B2-2] durchgeführt.



 WIEHAG WIEHAG AG WIEHAG-STRASSE 1 5020 SALZBURG AUSTRIA TEL: +43 (0) 664 24240 FAX: +43 (0) 664 24241 E-MAIL: OFFICE@WIEHAG.AT	Auftraggeber: Neuerbau Salzburg AG Objekt: Salzburg Arena Planungs- / Bauzustand: Architektur / Bauplanung	Architekt: WIEHAG Projekt: Salzburg Arena Zeichner: WIEHAG Datum: 12.02.2010	Blatt: 1 von 1 Maßstab: 1:100 Datum: 12.02.2010
---	---	---	---

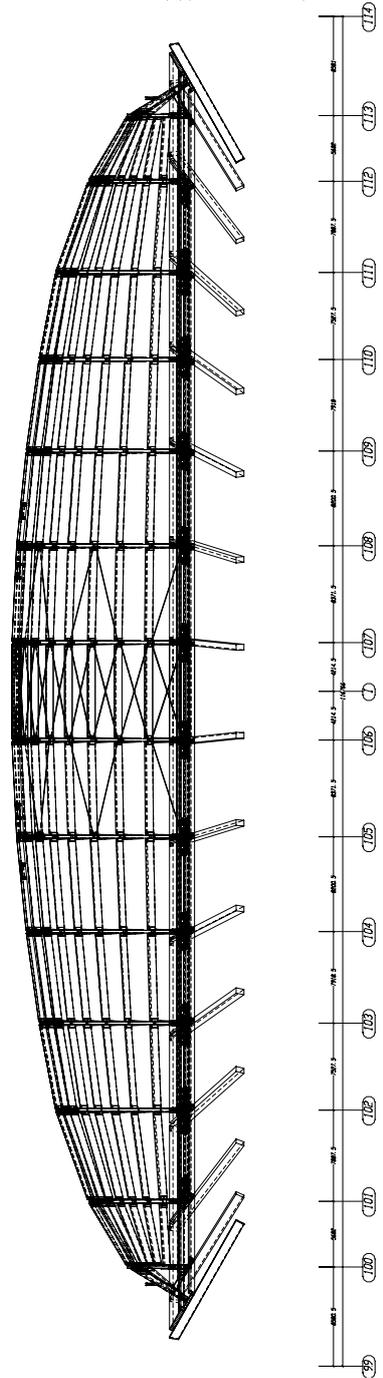


Abb. B2.6 Salzburg-Arena: Isometrie und Längsschnitt (Quelle: WIEHAG)

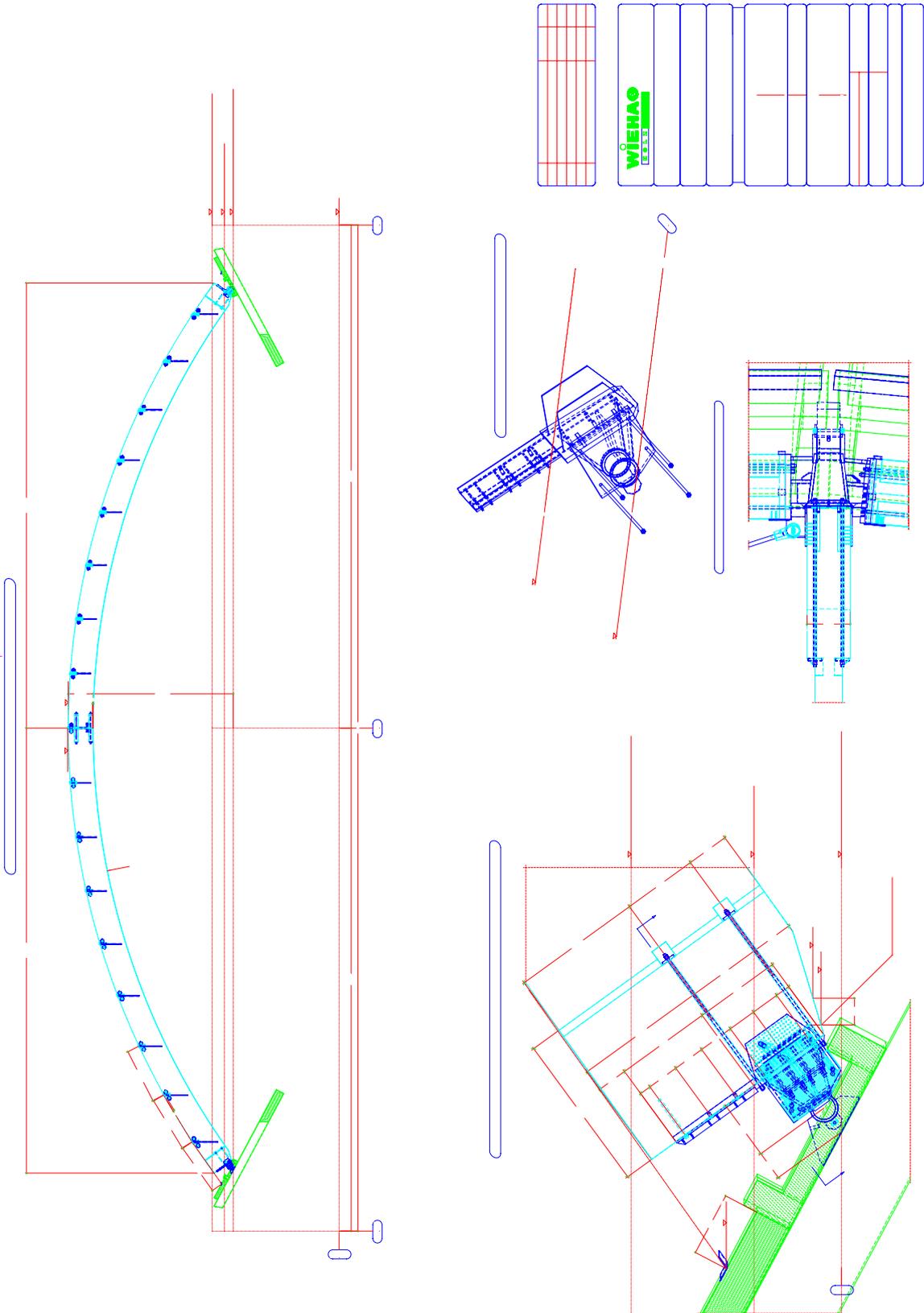


Abb. B2.7 Salzburg-Arena: Binderprofil und Auflagerdetail (Quelle: WIEHAG)

2.4 Statische Modellbildung und Nachweise

Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkungen	83
1.1	Modellbildung allgemein	83
1.2	Modellbildung konkret	83
1.3	Nachweise	83
2	Einwirkungen	85
2.1	Einwirkungen nach den im Jahre 2002 gültigen ÖNormen	85
2.1.1	Eigengewicht [3].....	85
2.1.2	Schneelasten [4]	85
2.1.3	Schneelasten ungleich (charakteristische Lasten in kN/m auf Pfetten)	86
2.1.4	Windlasten [5]	86
2.1.5	Lasten aus Wartungsstegen und Leitungen (char. Lasten in kN, auch als Verkehrslast p_2)	87
2.1.6	Installationslasten (wechselnd, in kN, auch als p_3)	87
2.1.7	Temperatur (für Stahleinbauteile bei Verbänden)	87
2.2	Einwirkungen nach den derzeit gültigen Normen	88
2.2.1	Schneelasten [9] mit NAD	88
2.3	Basisangaben der Lastfälle	89
2.4	Zusammenstellung der relevanten Lastfallkombinationen mit den Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerten	89
3	Modellbildung und Nachweise	90
3.1	Darstellung Gesamtmodell – Eingabe (RStab)	90
3.2	Imperfektionen	93
3.3	Schnittlasten am Binder in der Achse 106 (entspricht 107)	94
3.4	Nachweiskonzept nach ON EN/B 1995-1-1([14] mit [2])	96
3.4.1	Biegung und Druck	96
3.4.2	Vorspannung in den Lamellen	96
3.4.3	Biegespannung am Bogenträger	97
3.4.4	Querzugspannung infolge Momentenbeanspruchung	97
3.4.5	Kombinierte Beanspruchung Schub und Querzug	98
3.5	Konkrete Spannungsnachweise am Bogenbinder (Achse 107).....	99
3.5.1	Unter LFG 1	99
3.5.2	Unter LFG 2	101
3.6	BDK-Nachweis am Binder (Achse 107).....	103
3.6.1	Nachweis gemäß (6.35) mit Bemessungswerten nach Th. I. Ordnung	105
3.6.2	Unterschied zwischen Berechnung nach Th. I. Ordn. und Th. II. Ordn.	105
4	Systemvariationen und deren Auswirkungen	106
4.1	Verringerung der Auflagerexzentrizität (vgl. Abb. B2.5).....	106
4.2	Variation der Federsteifigkeit C_φ im Scheitel; Zusammenschluss der beiden Bogenhälften ..	108
4.2.1	Trägerstoß in der Ausführung und statisches Modell	108
4.2.2	Gegenüberstellung der Momentenlinien	111
4.2.3	Variation der elastischen Dreheinspannung C_φ	112
4.2.4	Auswirkung der elastischen Dreheinspannung C_φ/C_{starr}	113

4.2.5	Spannungsnachweise im Scheitelpunkt	114
4.2.6	Wirkung der Spannstangen in der Lastfallkombination: Eigengewicht und Windeinwirkung quer zur Längsachse der Halle	114
4.2.7	Weitere Wirkung der Spannstangen im Montagezustand	116
4.2.8	Beurteilung und Wahl der Federsteifigkeit	117
4.3	Variation der Steifigkeit bei Berechnung nach Th. II. Ordnung	119

1. Vorbemerkungen

1.1. Modellbildung allgemein

Komplexität, d. h. Ineinandergreifen von Strukturen und Teilsystemen verlangt in der sprachlichen, wie technisch-naturwissenschaftlichen Bearbeitung nach Ordnung in der Betrachtung. Mit dem Hinzufügen von Aspekten zerlegen wir in gewohnt logischer Art Systeme in Subsysteme um ihrer gedanklich habhaft zu werden. Diese Form der Analytik begleitet uns (seit Aristoteles und früher) und ist wegbereitend für unsere Erkenntnisse und technische Fortschritte. Mit dem Zerlegen und Abstrahieren von Vorgängen in der Natur gehen bewusst oder unbewusst Modellbildungen einher.

Wie zuverlässig richtig die eingesetzten Modelle sind, zeigen die Kalibrierung der Ergebnisse an der Wirklichkeit (in der Realität).

Eine kurze, ingenieurwissenschaftliche Einführung in den Systembegriff, Systemtheorie, Modellbegriff, Modellbildung und Modellgültigkeit finden sich unter anderem in [B2-3]. Hier darf (aus A-8) entnommen und sinngemäß wiedergegeben werden, dass wenngleich Prinzipien der Modellbildung ihre allgemeine Gültigkeit haben, doch reine wissenschaftliche Modelle von Ingenieurmodellen zu unterscheiden sind. Im Ingenieurwesen geht es nicht um mögliche Modellvalidierung durch Versuche, sondern um Nachweisführung in Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. Eine solche ist immer mit allen Konsequenzen der persönlichen Verantwortung zu führen. Modellbildung hängt also direkt mit Bauwerkssicherheit zusammen.

1.2. Modellbildung konkret

Schwerpunkt innerhalb dieses Abschnittes der statischen Nachweisführung ist die Modellbildung im Hinblick auf Federsteifigkeiten innerhalb eines komplexen, räumlichen Systems, Veränderung und Auswirkung von Auflagerexzentrizitäten, und Auswirkungen von Materialsteifigkeiten bei der Berechnung nach Theorie 2. Ordnung. Alle Stabkoppelungen wurden als linear elastisch modelliert, also ohne Einfluss von Schlupf in den Verbindungen.

Die zur Verfügung stehenden EDV-Stabwerksprogramme wie RSTAB [B2-2] erlauben trotz umfangreicher räumlicher Modellbildung einen raschen Rechendurchlauf mit allen signifikanten Lastkombinationen und Auswirkungen zu Folge der geänderten Parameter. Es wurden deshalb hier in jedem Rechengang die maximalen und minimalen Bemessungswerte auf- und gegenübergestellt. Eine Entkoppelung der Struktur in ebene Systeme schien wegen des Einflusses der gekrümmt geführten Dachverbände und der ohnedies kurzen Rechenzeiten nicht sinnvoll.

1.3. Nachweise

Die wesentlichen Lastannahmen werden vergleichsweise auf Grundlage der im Baujahr 2002 gültigen Normen aufgestellt und den heutigen gegenübergestellt.

Alle Nachweise werden mit den Schneelasten gemäß [9] und nach dem semiprobabilistischen Bemessungskonzept des Eurocode 5 gemäß [14] und [2] geführt. Als Bemessungs- und Nachweisbauteil wird der Binder in der Achse 107 – mit der größten Spannweite – gewählt.

Als Grundlage dieser Arbeit dienten die hier beigelegten Planausschnitte und die, von DI Brunauer seitens der Fa. WIEHAG zur Verfügung gestellte, RSTAB-Datei. In die statische Berechnung der Fa. WIEHAG konnte kein vergleichender Einblick genommen werden.

2. **Einwirkungen**

2.1. Einwirkungen nach den im Jahre 2002 gültigen ÖNormen

2.1.1. Eigengewicht [3]

Dächer 24/57 cm ; e = 4,67 m	—	0,13 kN/m ² off.
Bündel 24/277 cm ; e = 8,43 m	—	0,28 — " —
Verbände / Stahlteile	—	0,04 — " —
Dachaufbau mit Unterdachung	—	0,65 kN/m ²
* Eigenpersicht Konstr. u. Dach	g _T	1,10 kN/m ² Dachfläche

2.1.2. Schneelasten [4]

* Schnee voll nach ÖNORM B 4013:

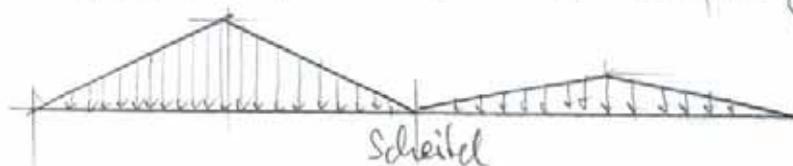
$$s = 1,55 \text{ kN/m}^2$$

(i) $s_{\text{voll}} = 1,55 \text{ kN/m}^2$ off.

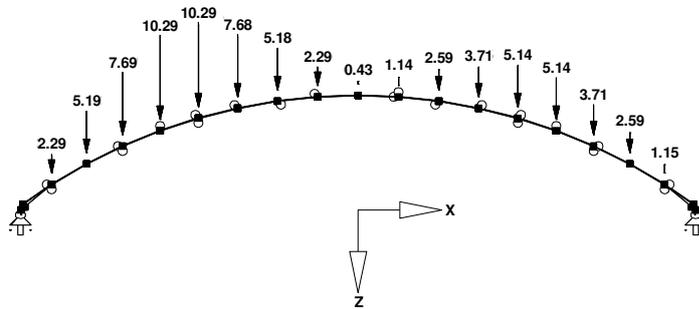
(ii) $s_{\Delta} = \mu_2 \cdot s = 0,5 + 10 \cdot \frac{13,3}{77,9} = 2,0$

$$s_{\Delta} = 2,0 \cdot 1,55 = 2,70 \text{ kN/m}^2 \text{ off.}$$

$$s_{h\Delta} = 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,55 = 1,55 \text{ kN/m}^2 \text{ off.}$$



2.1.3. Schneelasten ungleich (charakteristische Lasten in kN/m auf Pfetten)



2.1.4. Windlasten [5]

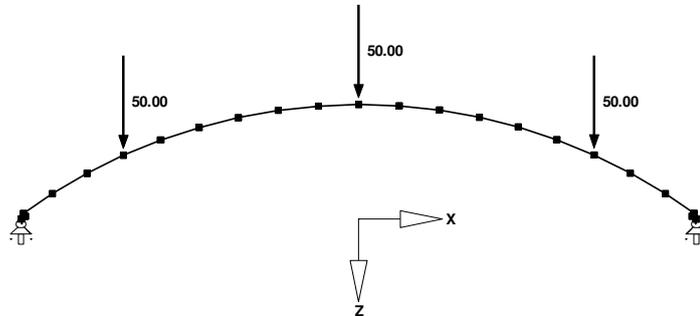
* Windlasten: lt. ÖNORM B 4014-1

Quer zum First: ausschließlich Toplasten
 längs zum First: " "
 (in Richtung Längsmeridian)

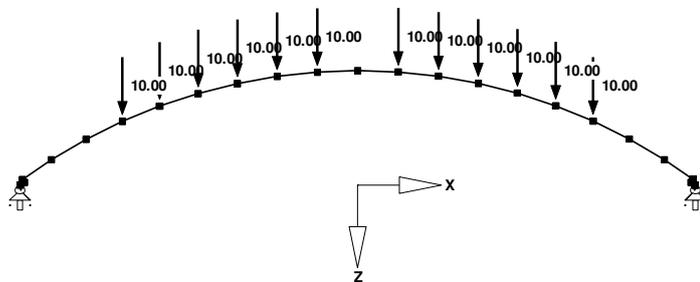
Unter max. Windsoglast von $0,88 \text{ kN/m}^2$ steht die Eigengewichtslast des Daches von $1,10 \text{ kN/m}^2$ gegenüber: $0,88 \cdot g_1 \hat{=} W_{\text{sog}} = 0,88 \text{ kN/m}^2$
 kann für die weiteren Betrachtungen des LF Wind entfallen.

* Lasten aus Wartungstegen und Leitungen:
 (charakteristische Lasten in kN) (auch als Verkehrslast)
 $g_2 \cdot (P_2)$

2.1.5. Lasten aus Wartungsstegen und Leitungen (char. Lasten in kN, auch als Verkehrslast p_2)



2.1.6. Installationslasten (wechselnd, in kN, auch als p_3)



2.1.7. Temperatur (für Stahleinbauteile bei Verbänden)

* Temperatur: (für Stahleinbauteile bei Verbänden)
 LF Erhöhung um 15°C ;
 Auswirkung: praktisch Null in den Momenten,
 Normalkräften und Querkraften.
 im Modell würden alle Bripfäste des Verbände
 mit Vorspannung $+20 \text{ kN}$ beaufschlagt.

LF Abnahme um 15°C ;
 Auswirkung: bei den Biegemomenten der Haupt-
 binden ca $5,0 \text{ kNm}$; bei den Normalkräften
 ca $-100 \text{ kN} \pm 5\%$ Erhöhung bei Vollast.
 (Dieser LF ist in LF Kombination aufzu-
 nehmen.)

2.2. Einwirkungen nach den derzeit gültigen Normen

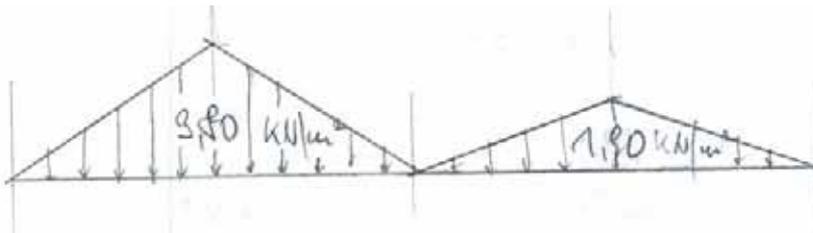
2.2.1. Schneelasten [9] mit NAD

Salzbügel SL2 bis SL2 2/3 : $S_{k, Boden} = \frac{1,75 + 2,20}{2}$

$S_k = 1,98 \text{ kN/m}^2$; $\mu_1 = 0,8$; $S_1 = 1,58 \text{ kN/m}^2$

; $\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{h}{b} = 1,91$

$S_3 = 3,77 \text{ kN/m}^2$;



Lineare Umrechnung der Schneelasten aus den

lasten von 1,1 : S_1 ; S_2 ; S_3 ; — 1,0

Schnee gleichm. $\left\{ \begin{array}{l} S_1 — \frac{1,58}{1,35} = 1,17 \\ S_3 — \frac{3,80}{2,70} = 1,40 \end{array} \right.$

Schnee ungleich $\left\{ \begin{array}{l} S_3 — \frac{1,90}{1,35} = 1,40 \end{array} \right.$

* Temperaturabsenkung : $\Delta T = -15^\circ$; — 1,0

* Windlasten in allen Richtungen : — 1,0

2.3. Basisangaben der Lastfälle

LF-Nr.	LF-Bezeichnung	Faktor	Überlagerungsart	Eigengewicht
1	Eigengewicht Tragwerk	1.00	Ständig	1.00
2	Eigengewicht Dachaufbau	1.00	Ständig	-
4	Wartungsstege + Leitungen	1.00	Veränderlich	-
5	Installationslasten 1 to e Punkt	1.00	Veränderlich	-
8	Schnee voll	1.17	Veränderlich	-
9	Wartungsstege + Leitungen uns metrisch	1.00	Veränderlich	-
10	Wind parrallel First	1.00	Veränderlich	-
11	Wind quer First	1.00	Veränderlich	-
12	Temperatur +15	1.00	Veränderlich	-
13	Temperatur -15	1.00	Veränderlich	-
14	Installationslasten 1 to e Punkt uns metrisch	1.00	Veränderlich	-
15	Schnee uns metrisch	1.40	Veränderlich	-
16	Schnee uns metrisch in Hallenlängsrichtung	1.40	Veränderlich	-

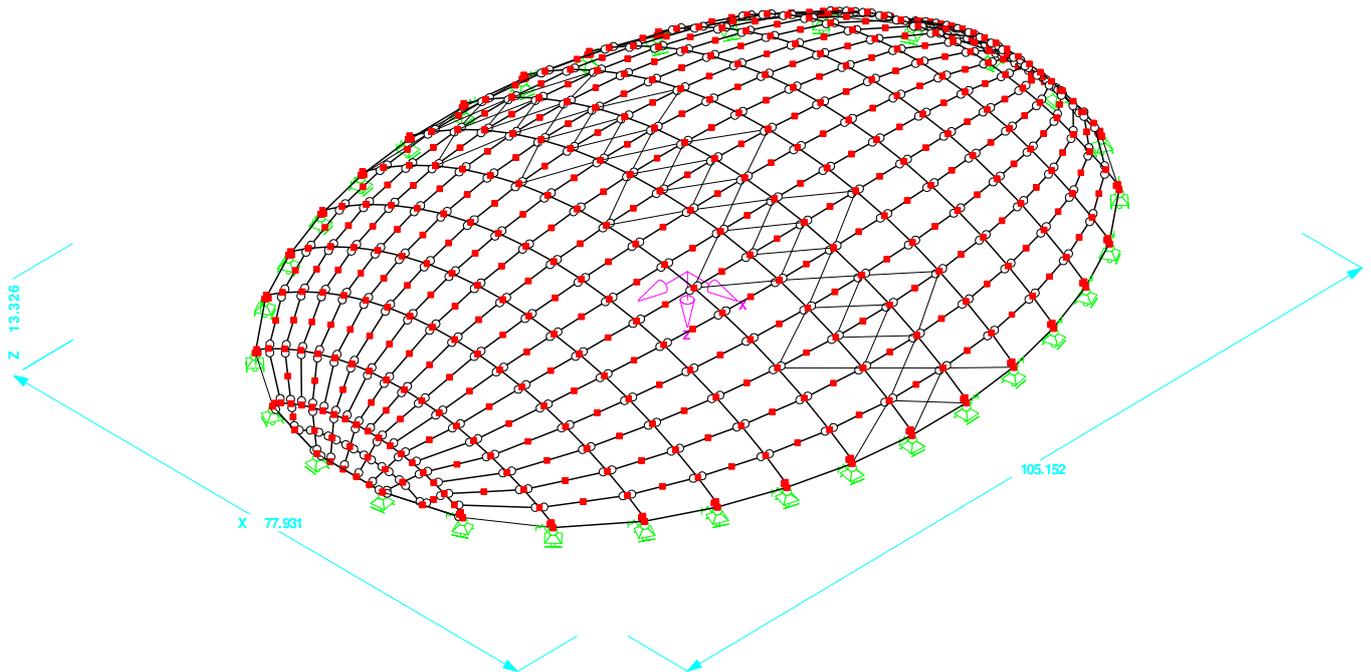
2.4. Zusammenstellung der relevanten Lastfallkombinationen mit den Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerten

(Mit den lt. 1.2. erhöhten Schneelasten)		LFG 1 KLED ständig	LFG 2 KLED kurz	LFG 3 KLED kurz	LFG 4 KLED kurz	LFG 5 KLED kurz	LFG 6 KLED kurz
Lastf. Nr.		f / b 0	f / b 0	f / b 0	f / b 0	f / b 0	f / b 0
1 + 2	g1 Dachk.	st 1,35	st 1,35	st 1,35	st 1,35	st 1,35	st 1,35
4	g2 Wartungsstege	st 1,35	b 1,50 0,70			st 1,35	st 1,35
5	g3 Installationslasten	st 1,35	st 1,35			st 1,35	st 1,35
8	sv Schnee voll		f 1,50			f 1,50	
9	p2 Wartst. uns mm.			b 1,50 0,70	b 1,50 0,70		
10	w parallel zum First					b 1,50 0,60	b 1,50 0,60
11	w quer zum First		b 1,50 0,60	b 1,50 0,60	b 1,50 0,60		
13	Temperatur: -15°		b 1,00 0,60				
14	p3 Install. uns mmetr.			b 1,50 0,70	b 1,50 0,70		
15	s3 uns mmetr.			f 1,50			
16	s3 uns mmetr. in Längsri.				f 1,50		f 1,50

f....führender Lastfall
b.... begleitender Lastfall
KLED... Klasse der Lasteinw. Dauer

3. Modellbildung und Nachweise

3.1. Darstellung Gesamtmodell – Eingabe (RStab)

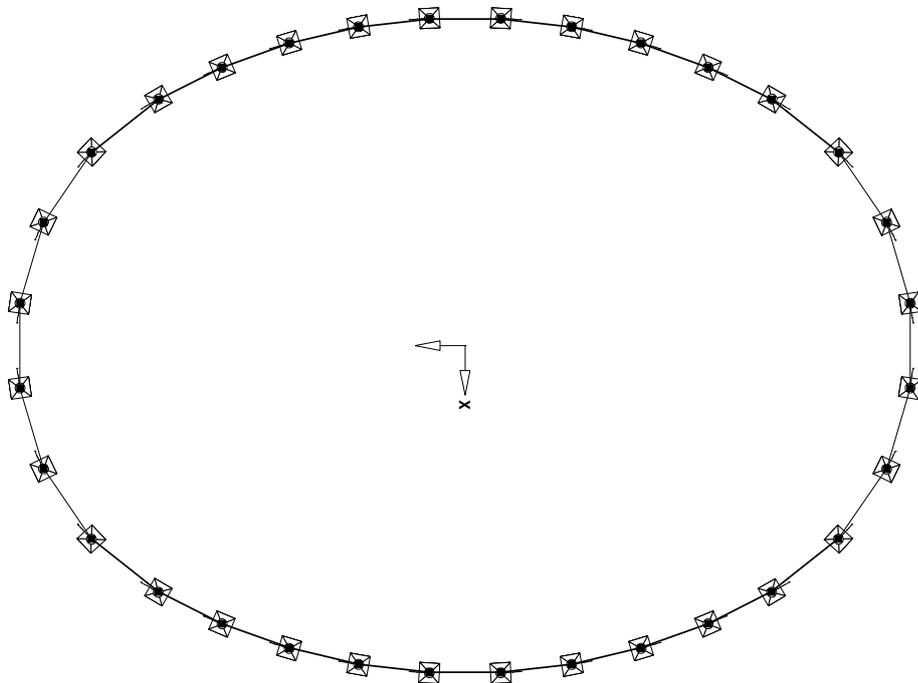


587 Knoten ; 918 Stäbe ; 32 Auflager ;
Hauptknoten : Zweigelenk mit exzentrischem
Auflager.

Pfeiler: Einfeldbalken mit lotrecht z -Achse,
gelenkig am Fundament angeschlossen (M_y -
 M_z -frei), Normalkraft- und Querkraft-
auschnitts generell.

Verbände: Zugdiagonalen mit Pfeilern als Druck-
pfosten.

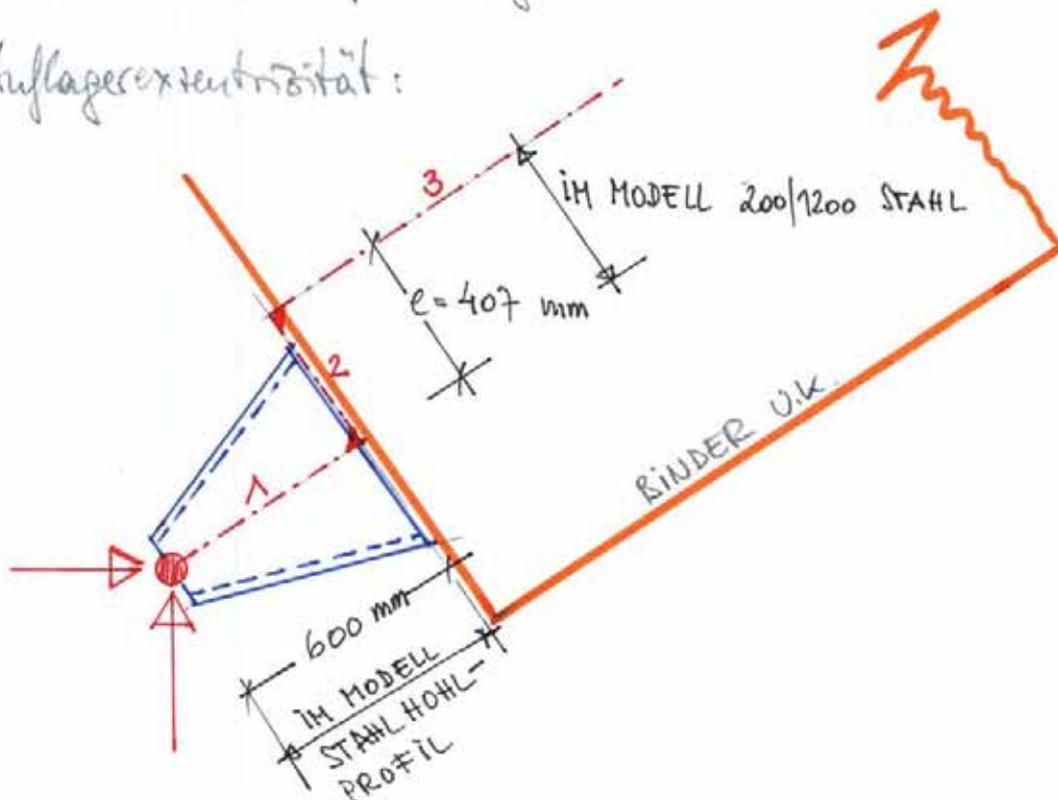
Auflager - Ringstruktur:



aus Balken jeweils beidseitig star und biege-
stif mit den Auflagern verbunden. Von 1-2
und 3-4 Zugstäbe. Die Querschnittsachsen
drehen sich mit den Auflagerwinkeln mit.

Alle Auflager sind in tangentialer Richtung mit
 $k = 800 \text{ kNm}^{-1}$ federnd gehalten.

Auflagerexzentrizität:



Alle Bänder würden mit gleicher Exzentrizität e von
 $e = 407 \text{ mm}$ und einem Halbübergangsstück [2] in
das Modell aufgenommen. Der Stahlauflagerschubbel [1]
entspricht der Ausführung.

3.2. Imperfektionen

Die Festlegung erfolgte affin mit den Knickfiguren in und aus der Bänderebene, um die Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchzuführen: [Modelle: RSKNICK; RSIMP]

Ersatzgeometrie mit max. Ordinate

der Verformung: $e_0 = 90 \text{ mm}$

(Bei einer Bogenlänge von $b = 13,87 \text{ m}$):

$$\frac{e_0}{b/2} = \frac{90}{4195} \stackrel{!}{=} \frac{1}{465} \cdot \frac{b}{2}$$

$0,00215 \approx 0,0025$ bei genauer Herstell. und exakter Montage! (Überwachung!)

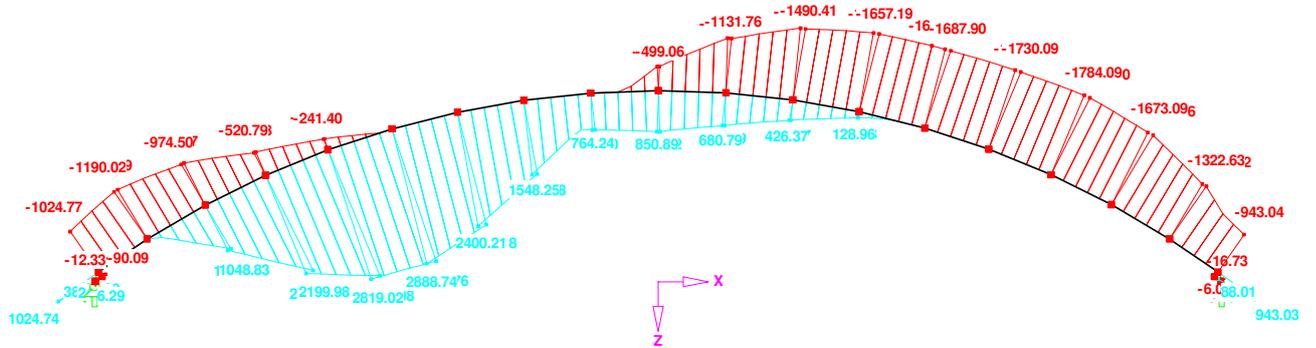
Die Verformungen für die Bänderbrücke sowohl in der Ebene, wie aus der Bänderebene angesetzt.

Keine weitere Schrägstellung der Brücke

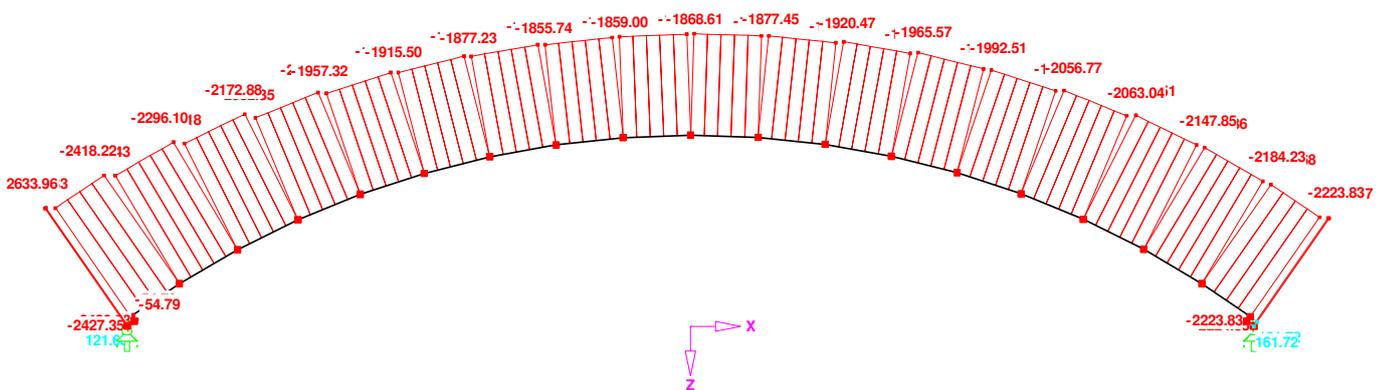
kann mit Gesamtverformung der Bänder-ebenen in die Auflagerepunkte (separat) ins Modell eingebracht werden.

3.3. Schnittlasten am Binder in der Achse 106 (entspricht 107)

Biegemomente $M_{y,d}$ (Maximalwerte)



Normalkräfte N_d (Maximalwerte)



Alle Berechnungen unter Berücksichtigung der mit β_M (= 1,25) reduzierten Steifigkeiten für Berechnung nach Theorie II. Ordnung.

Wegen der Parallelgünstigkeit des Bündels sind nur folgende Bemessungsschnittlasten (aus der EDV-Ber.) für die weiteren Nachweise relevant:

aufstellung er ma . emessungsschnittlasten in m un						
	1 (entspricht EDV: LG 11)	2 (entspricht EDV: LG 12)	3 (entspricht EDV: LG 13)	4 (entspricht EDV: LG 14)	5 (entspricht EDV: LG 15)	6 (entspricht EDV: LG 16)
	k mod = 0.6	k mod = 0.9				
1 M _d führend	-709,5	icht maßgeblich	2.888,8	icht maßgeblich	1.190,0	icht maßgeblich
2 MZ _d zugehörig	2,1		8,7		3,0	
3 Nd	-1.422,0		-1.611,2		-2.419,0	
4 MZ _d führend	17,1		88,0		20,0	
5 M _d zugehörig	0,0		-5,0		-1.043,0	
6 Nd	-1.430,0		-1.701,0		-2.425,0	

Querkraft : LG 3 : $V_{z,d} = 249,0 \text{ kN}$; $(M_{T,d} = 10,7 \text{ kNm})$

zugeln $V_{y,d} = 7,2 \text{ kN}$

3.4. Nachweiskonzept nach ON EN/B 1995-1-1 ([14] mit [2])

Wegen der Ermittlung der Schnittgrößen nach Th. II. Ordn. bedarf es bezüglich der Stabilitätsfälle Krücken im - und aus der Bogenebene lediglich der Querschnittsnachweise (Spannungstheorie), die zugleich Banteilnachweise sind. Im Hinblick auf Biegedrillkrücken (BDK) ist ein eigener Nachweis zu führen.

3.4.1. Biegung und Druck

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{mz} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_{mz} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

mit $k_{mz} = 0,7$ (Rechteckquerschnitt)

3.4.2. Vorspannung in den Lamellen

* Vorsp. Lamellen $\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{m,d} \quad (6.41)$

$$\text{mit } k_r = \begin{cases} 1 & \text{für } r_{in}/t \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 r_{in}/t & < 240 \end{cases} \quad (6.49)$$

r_{in} = Innarradius d. gekr. Trägers

3.4.3. Biegespannung am Bogenträger

$$\sigma_{mid} = k_e \cdot \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (6.42)$$

$$\text{mit } k_e = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 \quad (6.43)$$

$$\text{mit } k_1 = 1 + 7,4 \operatorname{tg} \alpha_{ap} + 5,7 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha_{ap} \quad (6.44)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \operatorname{tg} \alpha_{ap} \quad (6.45)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \operatorname{tg} \alpha_{ap} - 7,8 \operatorname{tg}^2 \alpha_{ap} \quad (6.46)$$

$$k_4 = 6 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha_{ap} \quad (6.47)$$

$$r = r_{in} + 0,5 h_{ap} \quad (6.48)$$

(hier: $M_{ap} \hat{=} \max |M|$; $\alpha_{ap} = \theta$; $h_{ap} = h$)

3.4.4. Querkzugspannung infolge Momentenbeanspruchung

$$\sigma_{b,s0,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (6.54)$$

$$\text{mit: } k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 \quad (6.56)$$

$$k_5 = 0,2 \operatorname{tg} \alpha_{ap} \quad (6.57)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \operatorname{tg} \alpha_{ap} + 2,6 \operatorname{tg}^2 \alpha_{ap} \quad (6.58)$$

$$k_7 = 2,1 \operatorname{tg} \alpha_{ap} - 4 \operatorname{tg}^2 \alpha_{ap} \quad (6.59)$$

$$\sigma_{t,90,d} \stackrel{!}{\leq} k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \quad (6.50)$$

$$\text{mit } k_{dis} = 1,4 \quad ; \quad (6.52)$$

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,8} \quad ; \quad V_0 = 0,01 \text{ m}^3 \quad (6.51)$$

3.4.5. Kombinierte Beanspruchung Schub und Querkzug

$$\frac{\sigma_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} \stackrel{!}{\leq} 1,0 \quad (6.53)$$

Nach Blümel ; Spannungen am kreisförmigen Träger
aufolge Normalkraft: $\sigma_x = \alpha_N \cdot \frac{Nd}{A} \quad (1)$

(Seite 170 ; Tabelle A1)

$$\alpha = A + B \left(\frac{h}{r_m}\right) + C \left(\frac{h}{r_m}\right)^2 + D \cdot \left(\frac{h}{r_m}\right)^3 + E \left(\frac{h}{r_m}\right)^4$$

Längsspannung am unteren Trägerstand:

$$A = 1 ; B = 2,135 ; C = 4,128 ; D = -0,224 ; E = 0$$

$$\left(\text{mit } \frac{h}{r_m} = \frac{2,17}{63,68} = 0,034 ; \alpha_{N,u} = 1,077\right) \quad (2)$$

Längsspannungen am oberen Trägerstand:

$$A = 1 ; B = -2,135 ; C = 4,258 ; D = -1,251 ; E = 0$$

$$\left(\text{hier } \alpha_{N,o} = 0,932\right) \quad (3)$$

Querspannungen in Querschnittswerte: $\sigma_y = \eta \cdot \frac{N_d}{A}$
 $A = 0; B = 0,5; C = -0,303; D = 0; E = 0,016$
 (hier $\eta_{N,t} = 0,0135$) (4)

3.5. Konkrete Spannungsnachweise am Bogenbinder (Achse 107)

Querschnittswerte: $240/2170 \text{ mm}$
 GL 33 c; (BS 16 inkompat.)

	f_k	$f_{td} \text{ [kN/cm}^2\text{]}$	
		$k_{mod}=0,6$	$k_{mod}=0,9$
$f_{m,c}$	3,2	1,54	2,30
$f_{c,0}$	2,65	1,27	1,91
$f_{t,90}$	0,05	0,024	0,036
f_v	0,35	0,168	0,25

lt.
 DIN 1052
 :2004-09

3.5.1. Unter LFG 1

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1422}{24 \cdot 217} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{70950}{217^2 \cdot 24/6} = 0,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{210}{24^2 \cdot 217/6} = 0,01 \text{ kN/cm}^2$$

$$r_{in} = 63,68 - \frac{2,17}{2} = 62,59 \text{ m}; \quad \frac{r_{in}}{t} = \frac{62,59}{0,04} = 1564 > 240$$

$$k_s = 1,0 \rightarrow \sigma_{m,pl} \leq 1,0 \cdot f_{m,pl}$$

$$\text{nach (6.10)} \quad \left(\frac{0,27}{1,27} \right)^2 + \frac{0,38}{4,54} + 0,7 \cdot \frac{0,01}{1,54} = 0,30 < 1,0$$

$$\left(\text{nach (6.12)} \right) \quad \sigma_{m,pl} = 1,013 \cdot 0,38 = 0,385 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{nach (6.56)}: \quad k_p = 0,00852;$$

$$\text{nach (6.54)}: \quad \sigma_{t,so,pl} = 0,00852 \cdot 0,38 = 0,0032 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{nach (6.51)}: \quad V = 0,24 \cdot 2,17 \cdot 2,17 = 1,13 \text{ m}^3 \quad (\text{Annahme})^*$$

$$k_{vol} = \left(\frac{0,01}{1,13} \right)^{0,2} = 0,39$$

$$f_{t,so,d} \leq 1,4 \cdot 0,39 \cdot 0,024 = 0,013 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{d1} = \frac{1,5 \cdot 38,2}{24 \cdot 2,17} = 0,011 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{nach (6.53)}: \quad \frac{0,011}{0,168} + \frac{0,0032}{0,013} = 0,31 < 1,0$$

* Annahme: Es finden sich keine Angaben für Ermittlung von k_{vol} für durchgehend bogenförmige Träger. Bei einem Abstand der Momentenmittelpunkte von 32,80 m ergibt sich $k_{vol} = 0,245$. Die oben getroffene Annahme geht von "Betrittlingslänge = Querschnittshöhe" aus.

3.5.2. Unter LFG 2

* Oberer Trägerrand:

$$\text{nach (3)} : \sigma_{c,0,d} = -0,932 \cdot \frac{1611,2}{24 \cdot 217} = -0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = -0,99 \cdot \frac{2888,80}{217^2 \cdot 24/6} = -1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{nach (6.19)} : \frac{(0,29)^2}{1,91} + \frac{1,52}{2,30} + 0,7 \cdot \frac{0,04}{2,30} = 0,70 < 1,0$$

* Unterer Trägerrand:

$$\text{nach (2)} : \sigma_{c,0,d} = -1,077 \cdot 0,31 = -0,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = +1,012 \cdot 1,53 = +1,55 \text{ kN/cm}^2$$

$$+ 1,22 \text{ kN/cm}^2$$

* Querspannung in Querschnittsmitte:

$$\text{nach (6.56)} \quad k_p = 0,00852 ;$$

$$\sigma_{t,90,M} = 0,00852 \cdot 1,53 = 0,0131 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{nach (4)} \quad + \sigma_{t,90,N} = 0,0135 \cdot \frac{N_d}{A} = 0,0042 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,0172 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{t,90,d} = 1,4 \cdot 0,39 \cdot 0,036 = 0,0197 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{mit } V_d = 107,3 \text{ kN} ; \tau_{0,d} = \frac{1,5 \cdot 107,3}{24 \cdot 217} = 0,031 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{nach (6.53)} : \frac{0,031}{0,25} + \frac{0,0172}{0,0197} = 1,0 ; (100\% AN)$$

$$* \text{ nach max } V_{ed} = 232,0 \text{ kN}; \text{zug } M_{ed} = 1465,8 \text{ kNm}$$

$$\text{zug } N_{ed} = -1457,0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 0,067 \text{ kN/cm}^2; \sigma_{t,ed} = 0,0052 \cdot 0,78 = 0,0066$$

$$+ 0,0125 \cdot 0,42 = 0,0057$$

$$\sigma_{t,ed} [\text{kN/cm}^2] = 0,0125$$

$$\text{nach (6.53)} \quad \frac{0,067}{0,25} + \frac{0,0125}{0,0197} = 0,89 < 1,0$$

$$* \text{ nach min } V_{ed} = -251,1 \text{ kN}; \text{zug } M_{ed} = 1093,5 \text{ kNm}$$

$$\text{zug } N_{ed} = -1883,1 \text{ kN}$$

$$\text{nach (6.53)} \quad \frac{0,072}{0,25} + \frac{0,0098}{0,0197} = 0,79 < 1,0$$

Bei Anwendung des Faktors k_{or} laut ÖNORM B 1995-1-1 (6.13 a) mit q_{R3} für BtA (abstrahiert bei angenommener Schubfestigkeit von $f_{v,u} = 0,30 \text{ kN/cm}^2$) gibt es in den oben geführten Nachweisen für gleichzeitigen Einwirkung von Schub und Querrug eine geringe Erhöh. der Ausnutzung:

$$\text{nach } M_{d, \text{fürwand}} : \frac{0,031}{0,83 \cdot 0,25} + \frac{0,0172}{0,0197} = 1,02$$

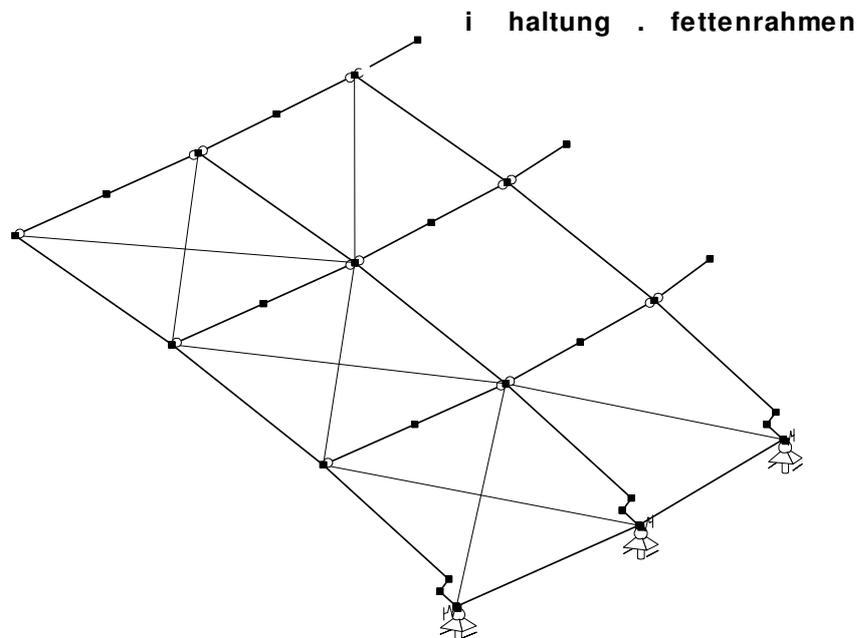
$$\text{nach } V_{d, \text{fürwand}} : \frac{0,067}{0,83 \cdot 0,25} + \frac{0,0125}{0,0197} = 0,95$$

3.6. BDK-Nachweis am Binder (Achse 107)

(Unter LTG 3) nach ÖNORM EN (E) 1995-1-1

Die Binder sind im Abstand von 4,70 m durch die Dachverbände am Obergut und durch Pfeileralumen (siehe Foto und Skizze) über dem Untergut seitlich gehalten. Die Halterungen werden als starre im Sinne des lt. Norm vorgegebenen max. Verformungen angenommen.

Es wird das Ersatzstabverfahren bezüglich kippen und Krücken angenommen:



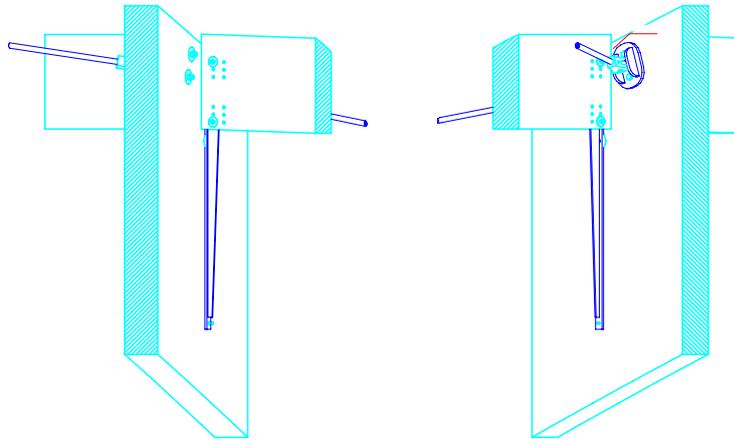


Abb. B2.8 Darstellung des Pfettenrahmens mit Stahlstielen biegesteif an die Pfetten angeschlossen (Quelle: WIEHAG)

festwerte: $I_z = 249980 \text{ cm}^4$; $I_T = 930260 \text{ cm}^4$; $W_y = 988360 \text{ cm}^3$

$$E_{0,05} = \frac{5}{6} E_{\text{mean}} = \frac{5}{6} \cdot 1370 = 1142 \text{ kN/cm}^2$$

$$G_{0,05} = \frac{5}{6} \cdot G_{\text{mean}} = \frac{5}{6} \cdot 78 = 65 \text{ kN/cm}^2$$

nach (Tab. 6.1) $l_{\text{eff}} = 0,9 \cdot l + 2 \cdot h = 8,57 \text{ m}$

nach (6.21) $M_{y,\text{crit}} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_T}}{l_{\text{eff}}} = 481633 \text{ kNcm}$

nach (6.30) $\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{f_{m,K}}{\sigma_{m,\text{crit}}}}$; $\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{481633}{W_y} = 2,56 \text{ kN/cm}^2$

$$\lambda_{\text{rel},m} = 1,12$$

nach (6.34) : $0,75 < \lambda_{\text{rel},m} < 1,4$

$$k_{\text{crit}} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel},m} = 0,72$$

Knicken quer zur z-Achse: $\lambda_z = \frac{470}{0,289 \cdot 24} \approx 68$;

nach (6.21) bis (6.29): $k_{c,z} = 0,723$

3.6.1. Nachweis gemäß (6.35) mit Bemessungswerten nach Th. I. Ordnung

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{ent} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,0} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 ; \quad (M_{b,d}^I \approx 0)$$

$M_{m,d}^I = 2532,5 \text{ kNm}$ resp. $N_{d}^I = -1596,7 \text{ kN}$; (aus EJV-Ber.)
 $\sigma_{m,d}^I = 1,35 \text{ kN/cm}^2$; $\sigma_{c,0,d}^I = 0,81 \text{ kN/cm}^2$;
 $\left(\frac{1,35}{0,72 \cdot 1,30} \right)^2 + \frac{0,81}{0,723 \cdot 1,81} = 0,89 < 1,0$
(Bei linearer Interaktion von Biegung und Druck:
 $0,81 + 0,23 = 1,04 > 1,0$
)

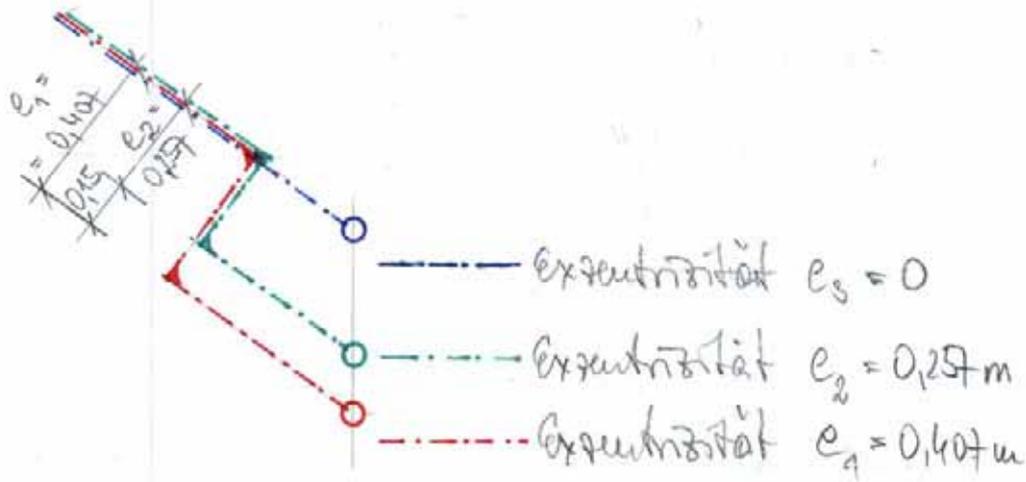
3.6.2. Unterschied zwischen Berechnung nach Th. I. Ordn. und Th. II. Ordn.

* Unterschied: $M_{d}^{II} - M_{d}^I = 2888,8 - 2532,5 = 356,3 \text{ kNm}$
 $\hat{=} \alpha_{II} = 1,14$

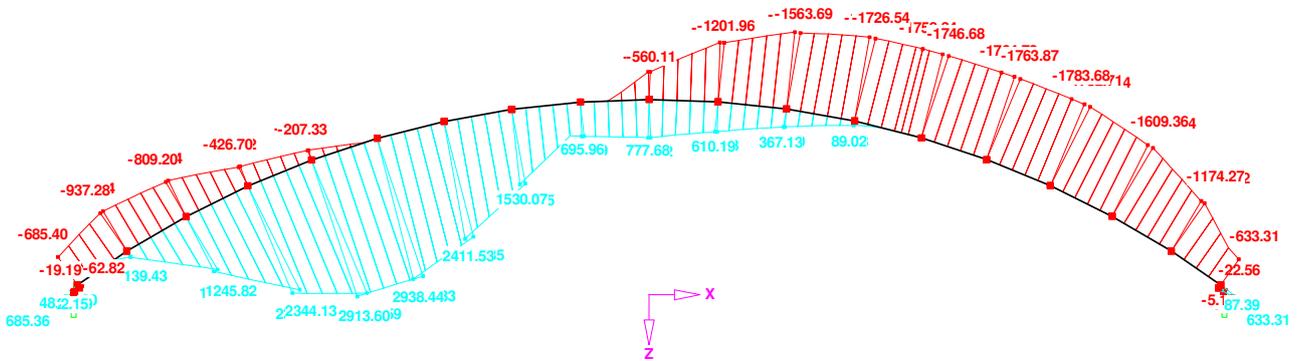
4. Systemvariationen und deren Auswirkungen

4.1. Verringerung der Auflagerexzentrizität (vgl. Abb. B2.5)

(siehe auch Skizze in 2.1.)



$M_{y,d,max}$, $M_{y,d,min}$ bei Exzentrizität $e_2 = 0,257 \text{ m}$



egenüberstellung der Werte in der Kombination 3 n. h. . r n.							
			A	B	C	D	E
			e1 = 0.407m	e2 = 0.257m	e3 = 0	Diff.: C-A	%: C-A/A
1	max. M _d	KNm	2.888,8	2.938,4	3.031,8	143,0	5,0
2	zug. Nd	KN	-1.611,1	-1.635,0	-1.674,5	-63,4	3,9
3	min. M _d	KNm	-1.784,1	-1.783,0	-1.860,8	-76,7	4,3
4	M _d Auflag.	KNm	-1.024,8	-685,4	0,0	1.024,8	-100,0
5	Nd Auflag.	KN	-2.427,0	-2.090,0	-2.061,6	365,4	-15,1
6	max. f (SLS)	mm	210,0	220,0	224,0	14,0	6,7

4.2. Variation der Federsteifigkeit C_ϕ im Scheitel; Zusammenschluss der beiden Bogenhälften

4.2.1. Trägerstoß in der Ausführung und statisches Modell

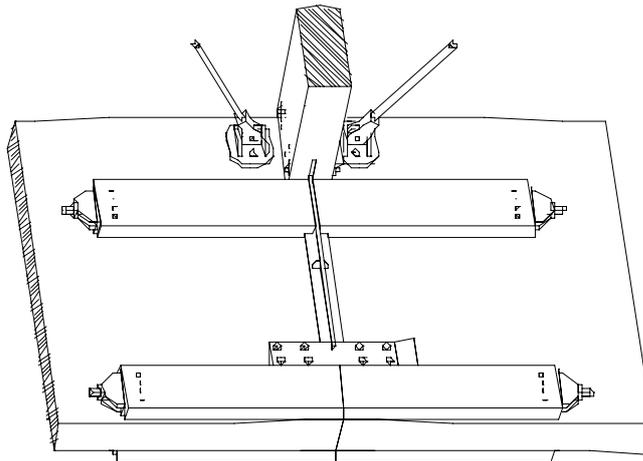
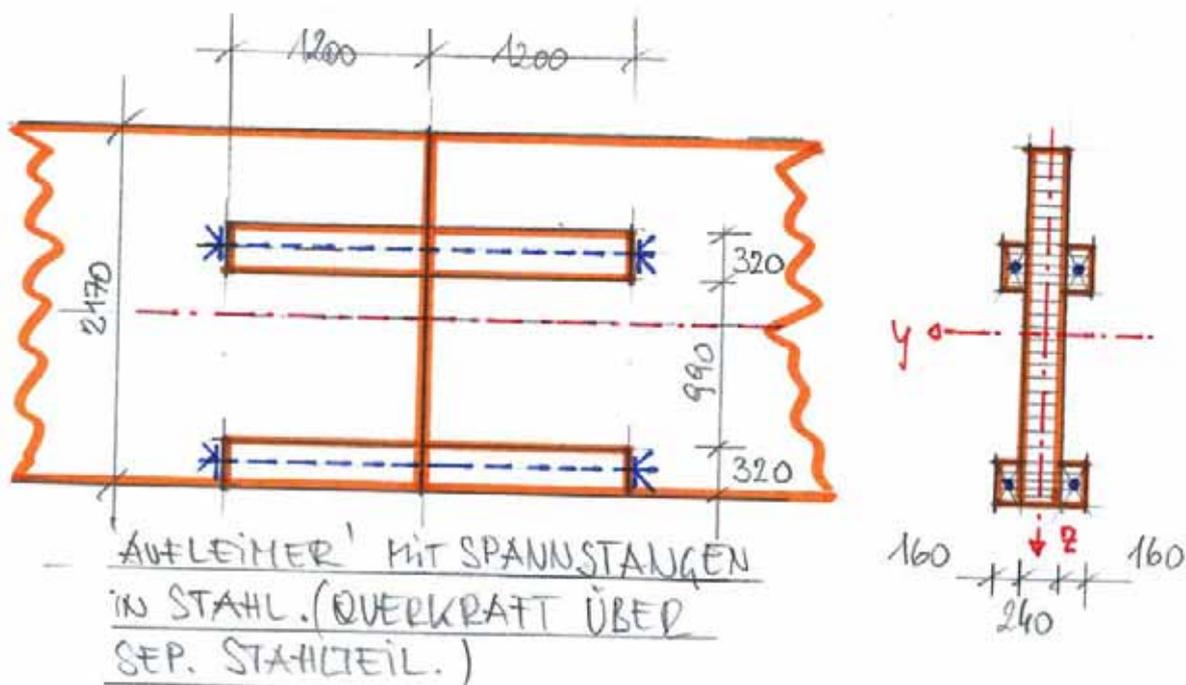
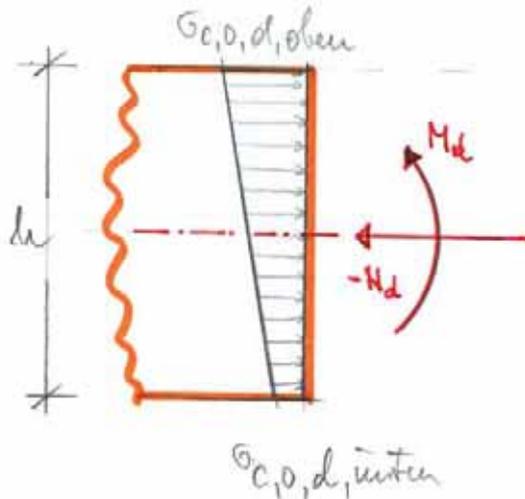


Abb. B2.9 Ausgeführter Trägerstoß im Bogenscheitel (Quelle: WIEHAG)



Fall i) Querschnitt wird auf gesamte Höhe überdeckt:
(keine Wirkung der Spannstangen)

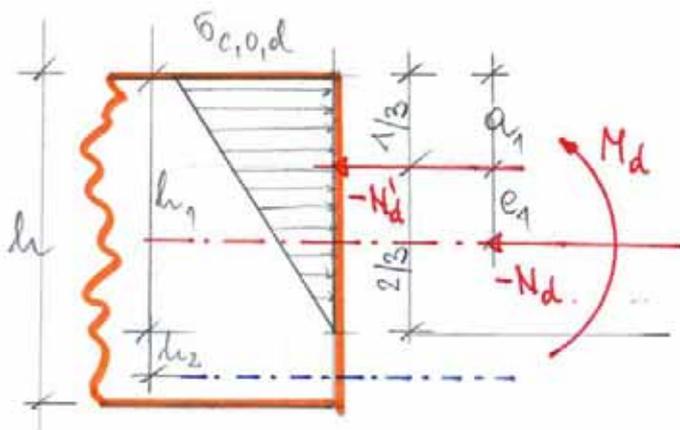


$$\sigma_{c,0,d,o} = \frac{Nd}{A} - \frac{Md}{W_y}$$

$$\sigma_{c,0,d,u} = \frac{Nd}{A} + \frac{Md}{W_y}$$

$$\text{für } |e_{1,2}| \leq \frac{h}{6} = \frac{217}{6} = 36,2 \text{ cm}$$

Fall ii) Klaffung unten $\hat{=}$ keine Wirkung der Spannstangen,
 $\hat{=}$ Versagen der Zugzone:



$$e_1 = \frac{Md}{Nd}$$

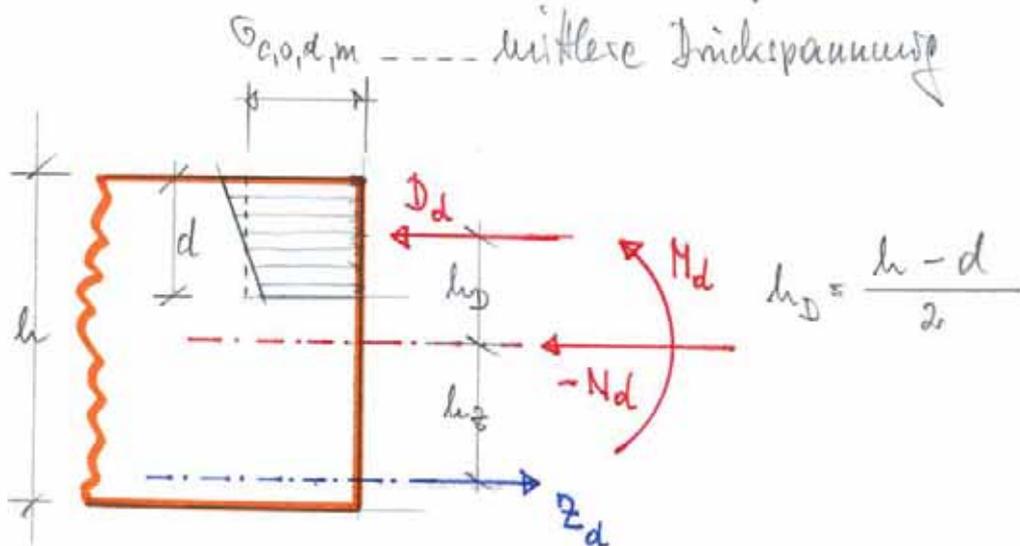
$$a_1 = \frac{h}{3} - |e_1|$$

$$h_1 = \beta \cdot a_1$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{2 \cdot Nd}{b \cdot h_1}$$

$$\text{für } |e_{1,2}| > \frac{h}{6} \text{ und } h_2 = 0; \text{ (theoretisch)}$$

Fall iii) Zugstäbe verhindern Klaffung unten:



Gleichgewicht der Resultierenden:

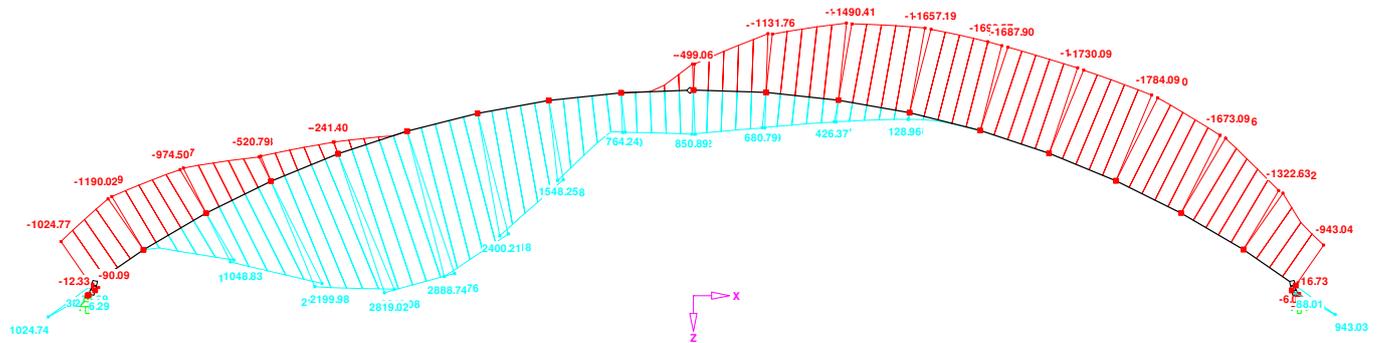
$$\begin{Bmatrix} Z_d \\ D_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ h_Z & h_D \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N_d \\ M_d \end{Bmatrix}$$

→ Eine Einschränkung von "d" und der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe ist nur über elastizitätstheoretische Abhandlung mit Kalibrierung der Ergebnisse an Versuchen sinnvoll.

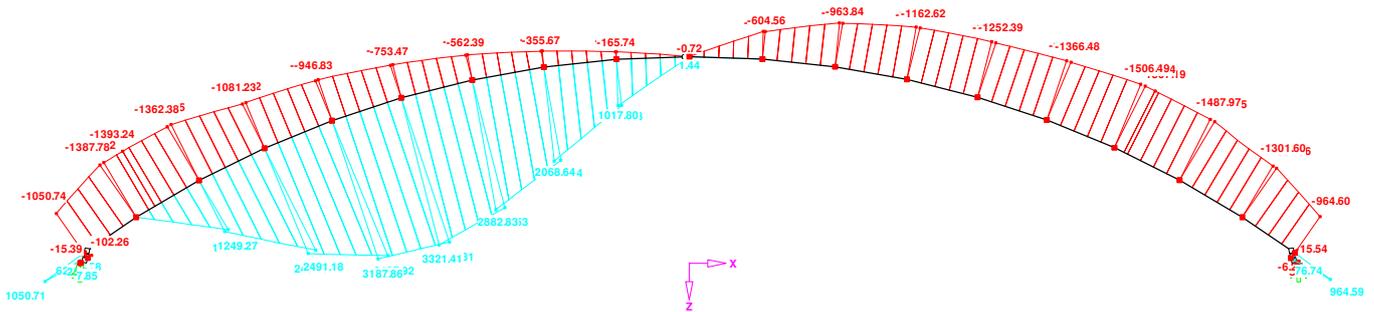
Mit dem Nachweis nach i) oder ii) wird bei den vorhandenen Schnittgrößen lt. Tabelle in 3.2.5. auf ein Mitsinken der Zugstäbe verzichtet. Somit liegt der Nachweis auf der sicheren Seite.

4.2.2. Gegenüberstellung der Momentenlinien

Scheitelanschluss ideal starr



Scheitelanschluss ideal gelenkig

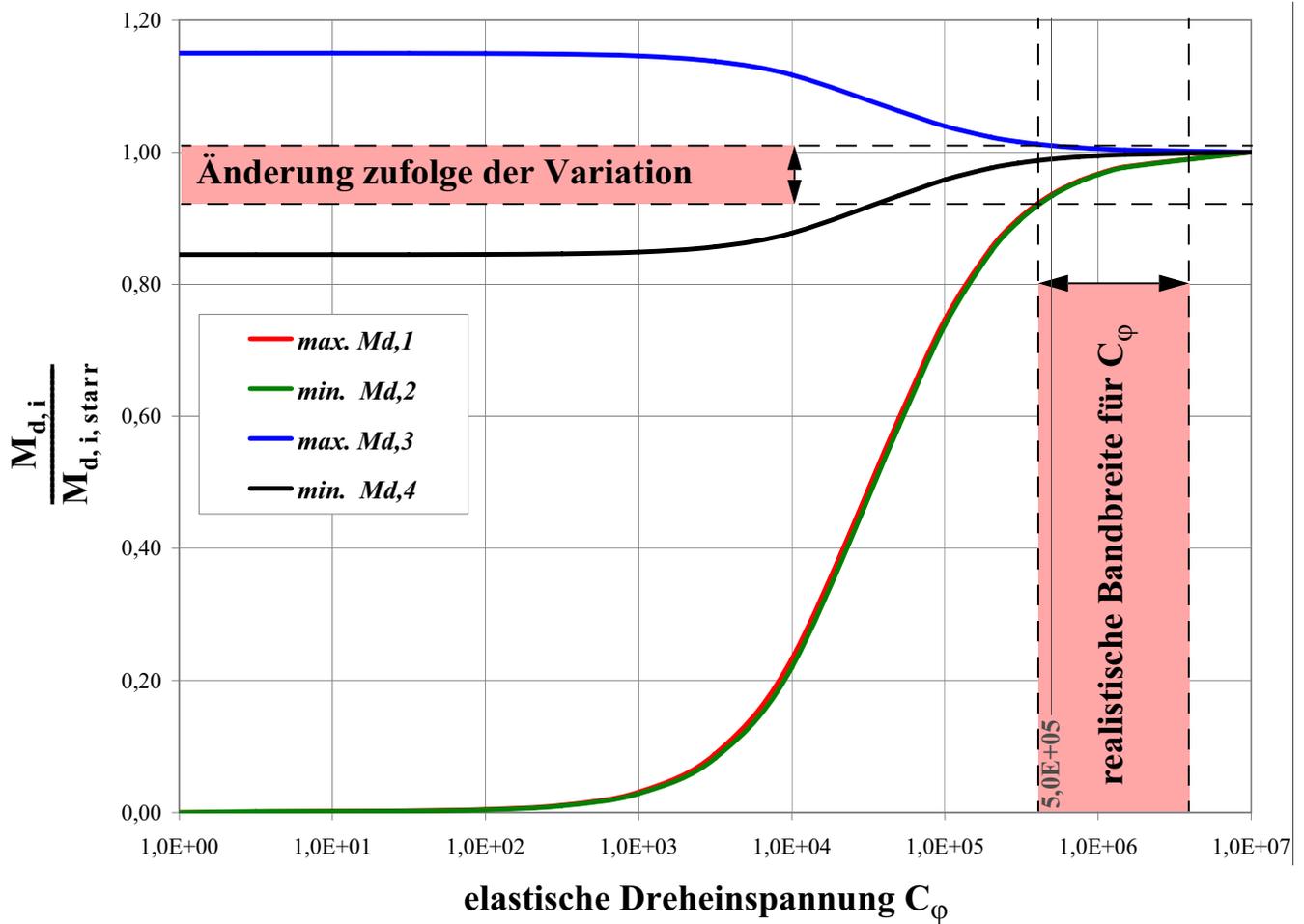


4.2.3. Variation der elastischen Dreheinspannung C_φ

Bemessungswerte aus EDV- Berechnung Th. II. O. mit Lastfällen und Kombinationen laut 2.3.																
			Fe1		Fe2		Fe3		Fe4		Fe5		Fe6			
			ideal starr													
			Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ			
			∞		1.500.000,0		1.000.000,0		900.000,0		750.000,0		600.000,0			
			KNm/rad		Bem.-werte		V.-w.		Bem.-werte		V.-w.		Bem.-werte		V.-w.	
1	Scheitel (First)	max. Md,1	KNm	850,9	1,00	832,0	0,98	822,8	0,97	819,8	0,96	813,9	0,96	805,1	0,946	
		zug. Nd	KN	-1.829,2	1,00	-1.832,4	1,00	-1.834,7	1,00	-1.834,6	1,00	-1.835,6	1,00	-1.837,1	1,004	
		e1	cm	-46,5	1,00	-45,4	0,98	-44,8	0,96	-44,7	0,96	-44,3	0,95	-43,8	0,942	
		min. Md,2	KNm	-499,1	1,00	-487,6	0,98	-482,0	0,97	-480,2	0,96	-476,6	0,95	-471,3	0,944	
		zug. Nd	KN	-1.478,9	1,00	-1.477,1	1,00	-1.476,3	1,00	-1.476,0	1,00	-1.475,4	1,00	-1.474,6	0,997	
		e2	cm	33,7	1,00	33,0	0,98	32,6	0,97	32,5	0,96	32,3	0,96	32,0	0,947	
7	Bogenteil	max. Md,3	KNm	2.888,8	1,00	2.898,8	1,00	2.903,6	1,01	2.905,2	1,01	2.908,4	1,01	2.913,0	1,008	
		zug. Nd	KN	-1.611,2	1,00	-1.610,6	1,00	-1.610,4	1,00	-1.610,3	1,00	-1.610,2	1,00	-1.609,9	0,999	
		w1	mm	211,2	1,00	211,4	1,00	211,6	1,00	211,6	1,00	211,6	1,00	211,8	1,003	
		min. Md,4	KNm	-1.784,1	1,00	-1.777,5	1,00	-1.774,3	0,99	-1.773,3	0,99	-1.771,2	0,99	-1.768,2	0,991	
		zug. Nd	KN	-1.620,9	1,00	-1.620,7	1,00	-1.620,6	1,00	-1.620,6	1,00	-1.614,2	1,00	-1.620,4	1	
		w2	mm	-127,3	1,00	127,0	-1,00	-127,0	1,00	-126,9	1,00	-126,9	1,00	-126,7	0,995	
w1, w2: Verformungen zur Zeit t = 0 im Zustand der Gebrauchstauglichkeit unter charakteristischer (seltener) Einwirkungskombination																
V.- w. = jeweiliger Verhältniswert $S_{d,Feder} / S_{d,starr}$																
klaffende Fuge																

Bemessungswerte aus EDV- Berechnung Th. II. O. mit Lastfällen und Kombinationen laut 2.3.													
Fe7		Fe8		Fe9		Fe10		Fe11		Fe12		Fe13	
ideal gelenkig													
Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ		Federkonst. C_φ	
500.000,0		400.000,0		300.000,0		200.000,0		100.000,0		50.000,0		0,0	
Bem.-werte	V.-w.	Bem.-werte	V.-w.	Bem.-werte	V.-w.	Bem.-werte	V.-w.	Bem.-werte	V.-w.	Bem.-werte	V.-w.	Bem.-werte	V.-w.
796,6	0,936	784,1	0,921	764,2	0,898	727,2	0,855	635,5	0,747	508,0	0,597	0,0	0,000
-1.838,6	1,005	-1.840,7	1,006	-1.844,2	1,008	-1.850,4	1,012	-1.866,4	1,020	-1.888,8	1,033	-1.979,8	1,082
-43,3	0,931	-42,6	0,916	-41,4	0,891	-39,3	0,845	-34,0	0,732	-26,9	0,578	0,0	0,000
-466,1	0,934	-458,5	0,919	-446,4	0,894	-423,9	0,849	-368,4	0,738	-291,9	0,585	0,0	0,000
-1.473,8	0,997	-1.472,6	0,996	-1.470,7	0,994	-1.467,2	0,992	-1.458,6	0,986	-1.446,8	0,978	-1.979,8	1,339
31,6	0,937	31,1	0,923	30,4	0,899	28,9	0,856	25,3	0,748	20,2	0,598	0,0	0,000
2.917,5	1,010	2.924,5	1,012	2.934,7	1,016	2.954,2	1,023	3.002,5	1,039	3.069,0	1,062	3.321,4	1,150
-1.609,7	0,999	-1.609,5	0,999	-1.609,0	0,999	-1.608,1	0,998	-1.606,0	0,997	-1.608,0	0,998	-1.591,5	0,988
211,9	1,003	212,0	1,004	212,2	1,005	213,0	1,009	213,9	1,013	215,7	1,021	222,5	1,054
-1.765,2	0,989	-1.760,9	0,987	-1.754,1	0,983	-1.741,3	0,976	-1.709,8	0,958	-1.666,6	0,934	-1.507,2	0,845
-1.620,4	1,000	-1.620,2	1,000	-1.620,0	0,999	-1.619,7	0,999	-1.618,8	0,999	-1.617,5	0,998	-1.649,9	1,018
-126,6	0,995	-126,5	0,994	-126,2	0,991	-125,7	0,987	-124,7	0,980	-123,4	0,969	-118,1	0,928

4.2.4. Auswirkung der elastischen Dreheinspannung C_φ/C_{starr}



4.2.5. Spannungsnachweise im Scheitelpunkt

Bsp.: $\#6$ ($C_y = 600\,000 \text{ kNm/rad}$) $M_d = +805,1 \text{ kNm}$
 $e_1 = -43,8 \text{ cm}$; $a_1 = \frac{217}{2} - 43,8 = 64,7 \text{ cm}$
 $h_1 = 3 \cdot 64,7 = 194,1 \text{ cm}$;
 $\underline{\underline{\sigma_{c,0,d} = \frac{-2 \cdot 1837,1}{24 \cdot 194,1} = -0,79 \text{ kN/cm}^2}}$

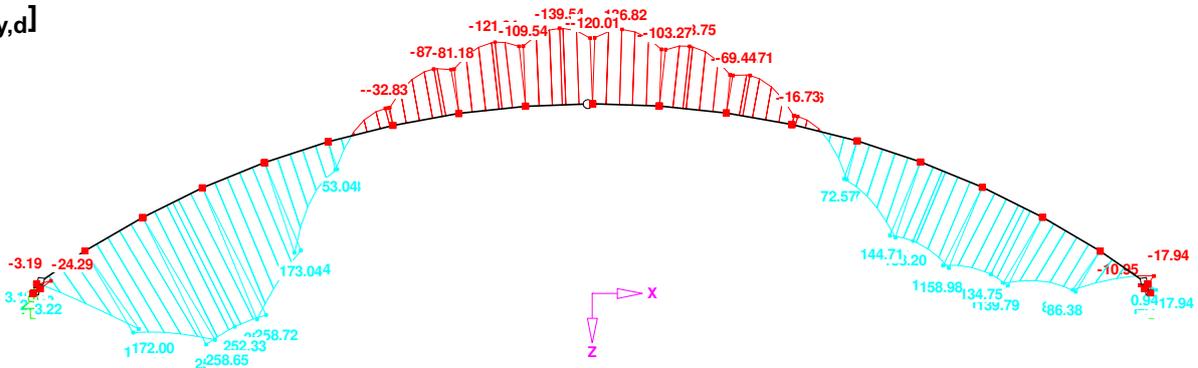
Bsp.: $\#6$; $M_d = -471,3 \text{ kNm}$
 $e_2 = 32,0 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 36,2 \text{ cm}$
 $\underline{\underline{\sigma_{c,0,d, \text{oben}} = -\frac{1474,6}{24 \cdot 217} + \frac{47130}{217^2 \cdot 24/6} = -0,28 + 0,25 = -0,033 \text{ kN/cm}^2}}$
 $\underline{\underline{\sigma_{c,0,d, \text{unten}} = -0,28 - 0,25 = -0,53 \text{ kN/cm}^2}}$

4.2.6. Wirkung der Spannstrangen in der Lastfallkombination: Eigengewicht und Windeinwirkung quer zur Längsachse der Halle

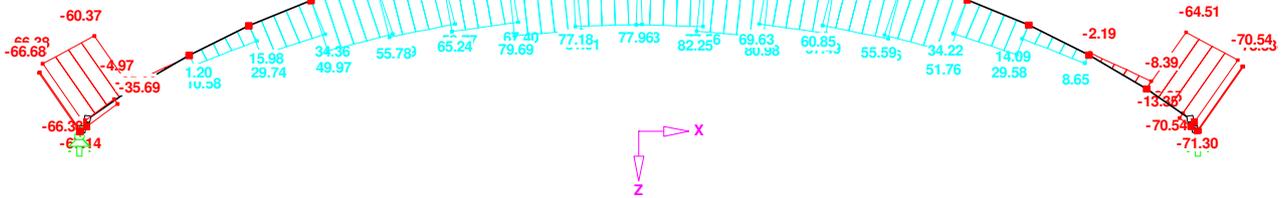
$$F_{ed} = \left\{ \sum \beta_{G,i,j} \cdot G_{k,i,j} + \beta_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \right\}$$

mit $\beta_{G,i,j} = 1,0$; $\beta_{Q,1} = 1,5$;

[M_{y,d}]



[N_d]



Die max. Zugkraft im Schlüssel wird durch
4 Spannstangen: 2er $\phi 24$; TX55; abgedeckt.
(ohne weiteren Nachweis, $N_d = +82,3 \text{ kN}$)

4.2.7. Weitere Wirkung der Spannstange im Montagezustand

- * Windlasten seitlich auf Brüstungsflächen ergeben auch Biegemomente M_z , die über den Hebelarm von $0,24 + 2 \cdot 0,08 = 0,40\text{m}$ von den Spannstäben aufgenommen werden.
- * Bei der Trägermontage ist ein einfaches Zusammenschließen in einer Höhe von ca. $18,0\text{m}$ über dem Boden bedingungslos.
- * Die Zügeverankerung deckt auch alle möglichen in der EKV-Berechnung nicht gleich erfassten Scheitelbeanspruchungen ab.

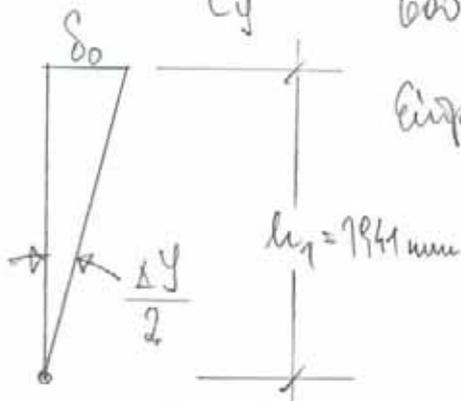
4.2.8. Beurteilung und Wahl der Federsteifigkeit

Da der Verlauf der Spannungen und Verformungen nicht zur Verfügung steht, wird hier versucht baupraktische Grenzen zu ermitteln:

a.) nach 3.2.2: $\sigma_{c,0,d_1} = -0,79 \text{ kN/cm}^2$;
 $C_y = 600000 \text{ kNm/rad}$
 $M_{d1} = 805,1 \text{ kNm}$

ergibt sich eine gegenseitige Verdrehung des Brödesauschnitts im Scheitel mit:

$$\Delta \varphi = \frac{M_{d1}}{C_y} = \frac{805,1}{600000} = 0,00134 \text{ rad}$$



Einpressung oben: $\delta_0 = \frac{\Delta \varphi \cdot h_1}{2}$

$$\delta_0 = \frac{0,00134 \cdot 1941}{2} = 1,3 \text{ mm}$$

(je Seite)

Druckpunkt $\hat{=}$ Spannungsmittelpunkt

mit $\delta_0 = E_{c,0} \cdot l_w$ (l_w = wirksame Länge der Spannungsverteilung)

$$l_w = \frac{E_{c,mean} \cdot \delta_0}{\sigma} = \frac{1370 \cdot 0,13}{0,79} = 225 \text{ cm} (> h_1)$$

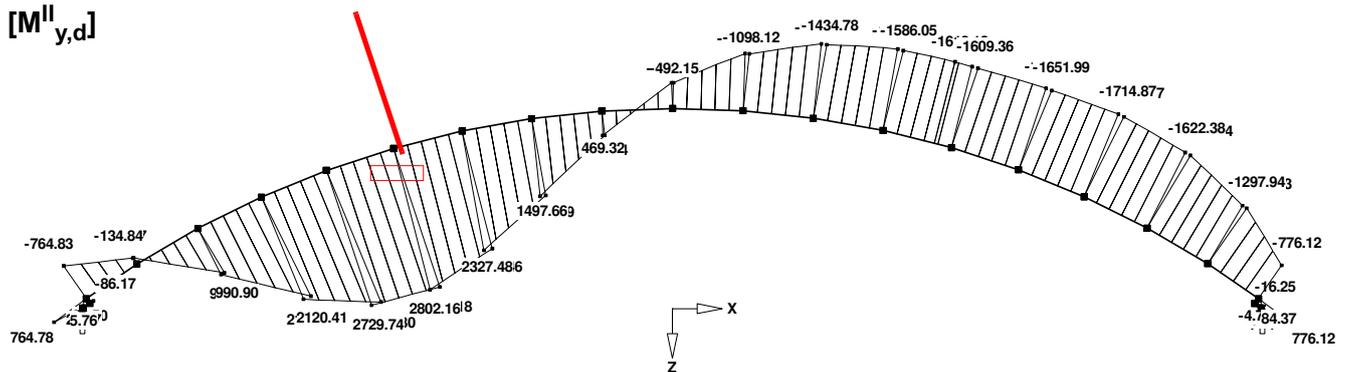
b.) nach 3.2.5 Fe 3 ($C_y = 100000 \text{ kNm/rad}$)
 $M_{ed} = 822,8$; $N_{ed} = -1834,7 \text{ kN}$; $h_1 = 191,1 \text{ cm}$; ($=f$)
 $\sigma_{c,0,ed} = 0,80 \text{ kN/cm}^2$; $\delta_0 = 0,80 \text{ mm}$ (je Seite)
 $h_{rs} = 137 \text{ cm}$. ($< h_1$)

- c.) Elastische Einpressung $\delta_0 > 1,5 \text{ mm}$ je Seite ist "erfahrungsgemäß" auszuschließen, d.h.
 $C_y \geq 500000 \text{ kNm/rad}$.

Es empfiehlt sich für die Ermittlung des Bogenmomente als untersten Wert von C_y ($= 500000 \text{ kNm/rad}$) anzusetzen, für die Ermittlung des Biegemomente im Scheitel eine starre Verbund.

4.3. Variation der Steifigkeit bei Berechnung nach Th. II. Ordnung

Berechn. mit $E_{0,mean} = 1370 \text{ kN/cm}^2$ (LFG 3)



Unterschiede:

$$\frac{\Delta M^{II(+)}}{M^{II(+)}_{0,05}} = \frac{2488,8 - 2802,2}{2802,2} = 0,031 \hat{=} 3,1\%$$

$$\frac{\Delta M^{II(-)}}{M^{II(-)}_{0,05}} = \frac{|-1714,1| - |-1714,9|}{|-1714,9|} = 0,040 \hat{=} 4,0\%$$

$$\frac{\Delta N^{II}}{N^{II}_{0,05}} = \frac{|-1612,1| - |-1607,7|}{|-1607,7|} \approx 0$$

$$\frac{\Delta f}{f_{0,05}} = \frac{210 - 163}{163} = 0,29 \hat{=} 29\%$$

2.5 Schlussfolgerungen aus den statischen Nachweisen

- Die Geometrie-Eingabewerte bei derart umfangreichen Strukturen sollten am besten aus einer CAD-Vorauszeichnung in das Stabwerksprogramm übertragen werden.
- Die Durchrechnung mit den neuen Last- und Bemessungsnormen ergab keine Überschreitung der Grenzwerte. Der Lastfall „ständige Lasten“ mit $KLED = \text{ständig}$ und $k_{mod} = 0,6$ ist nicht ausschlaggebend. Eine Gleichzeitigkeit aller Steg- und Installationslasten von insgesamt 270 kN (charakteristische Lasten) in einer Binderachse wäre genauer zu untersuchen.
- Eine räumliche Entflechtung des Systems und Rückführung auf eine 2D-Berechnung ist in dieser Größenordnung nicht sinnvoll.
- Die Modellierung der Windverbands-Zugdiagonalen erfordert die Beaufschlagung mit einer ausreichenden Vorspannung durch Kraft. Temperaturerhöhung und ungenaue Modellierung an Stabanschlüssen können den Programmablauf stoppen.
- Die ersten 4 Knickfiguren liegen außerhalb der Binderebene. Mit der Variation der Steifigkeiten im vorgenommenen Intervall verändern sich die Knickfiguren – wie zu erwarten war – nur unwesentlich.
- In der Variation der Scheitelsteifigkeit liegt der realistische Wert bei $5 \times 10^5 \leq C_\varphi \leq 1,5 \times 10^6$ kNm/rad. Die größten Auswirkungen bewegen sich dabei beim Scheitelmoment innerhalb ca. 6 %, beim Moment im Bogenviertelpunkt um 1 %.
- Eine Verringerung der Auflagerexzentrizität auf $e = 0$ bringt eine Erhöhung der Biegemomente um ca. 5 % mit sich.

2.6 Herstellung – Transport – Montage

2.6.1 Herstellung im Werk

Trotz einer Fertigungskubatur von 22,5 m³ je Bauteil, war dank der modernen Fertigungsanlagen die Verleimung im Hinblick auf die offene Zeit des Leimes kein Problem. Der Leimauftrag bezog sich auf immerhin ca. 4.660 m Lamellen in nicht mehr als 45 Minuten für jede Doppelsetage, da im System immer 2 Träger zugleich gepresst werden.

Im Abbund wurde besonderes Augenmerk auf Genauigkeit bei den Anschlüssen und exakte Vormontage aller Stahlteile gerichtet. Die im Scheitel liegenden Hirnholzflächen mussten ebenflächig und passgenau hergestellt werden. Die Bearbeitung erfolgte auf einer CNC-Abbundanlage um die geforderten Genauigkeiten zu garantieren.

Alle Stahlteile der Pfettenauflager und Binderkippsicherungen wurden im Werk vormontiert, so dass die Gegenstücke auf der Baustelle nur mehr ein zu klinken waren.



Abb. B2.10 Auflagerstahlteil vor der Montag an den Binder im Werk (Foto: WIEHAG)

2.6.2 Transport auf die Baustelle

Der Transport von Altheim nach Salzburg war wegen des hinreichend kleinen, aber 5,40 m breiten Bogenstichs der Träger gerade noch ohne Probleme durchführbar. Die über 43 m langen Einzelteile wurden liegend auf ausziehbare, nachlenkbare Sattelaufleger verladen und über vorbestimmte Straßenabschnitte befördert. Bei engerem Bogenradius und damit größerem Bogenstich wäre mit einer Dreiteilung der Binder mit entsprechenden Montagestößen und erheblichen Mehrkosten zu rechnen gewesen.

2.6.3 Montage

Die Hallenmontage wurde mit den mittleren Binderachsen begonnen. Also wurde praktisch von der Mitte nach außen montiert.

Wie aus den untenstehenden Bildern zu ersehen ist, wurden bei der Montage der Binder 4 je 160 to

Autokräne gemeinsam eingesetzt. Im ersten Teil wurden bereits 4 Binderhälften mit den Dachverbänden und der Pfettenlage am Boden so vormontiert, dass mit wenig Seitenbewegung der Kräne, nur durch Hochheben die Trägergruppe auf die Widerlager aufgesetzt werden konnte. Damit war nach dem Zusammenschluss der Binderhälften am Scheitel eine windfeste Struktur für den Weiterbau errichtet. Alle wesentlichen Montagezustände sind im Büro statisch durchgespielt worden, allen voran die Windeinwirkungen. Es ergab sich dabei die Problematik von zusätzlichen Abspannseilen ab einer Windgeschwindigkeit von 70 km/h. Im Wechselspiel des Einbauens und Lösens der Seile für die Weitermontage war man auf kurzfristige Vorhersagen der Windgeschwindigkeiten durch Wetterdienste angewiesen. Die praktische Lösung: frühzeitige Warnung durch die ZAMG (Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien) vor zu starken Windböen mit SMS aufs Handy des Montageleiters. Die cp-Werte sind in der Berechnung mit 2,3 festgelegt worden, eine Wind-Abschattung der Binderflächen konnte nicht angesetzt werden.

Das Einrichten und Ausrichten der Träger war wegen der geringen Maßtoleranzen bei den Auflagern und dem Auflagerkranz nur durch Vermessung exakt durchzuführen. Mit den Binderachsen wurden in der Folge dann laufend die Pfetten mit montiert.



Abb. B2.11 Einheben eines fertigen Binderpaares (Foto: WIEHAG)



Abb. B2.12 Erstes Binderdoppelfeld mit Verbänden und Abspannseilen (Foto: WIEHAG)



Abb. B2.13 Komplexität des Auflagerstahlteiles mit Anschluss an den „Auflagerring“ (Foto: WIEHAG)



Abb. B2.14 Ringträger an den vorgegebenen Auflagerkonturen (links), Firstknoten (rechts) (Foto: WIEHAG)

2.7 Konstruktive Maßnahmen

2.7.1 Aufleimer im Auflagerbereich

Alle Binder erhielten im Auflagerbereich beidseitig aufgeleimte Kerto Q-Platten, 68 mm stark, über die gesamte Querschnittshöhe. Diese Maßnahme, grundsätzlich wegen der Querkzugspannungen durch den stark außermittig angesetzten Auflagerstahlteil konzipiert, ermöglicht zugleich die Rückverankerung der Spannstangen, die in Nuten verlegt sind. Eine kleine Kammer im Hauptquerschnitt ermöglicht die Unterbringung der Gegenplatten und Muttern zum Anziehen (vgl Abb. B2.7). Das Verhältnis Aufleimplatten zu Binderquerschnittsfläche ist mit ca. 56 % „konservativ“ gehalten. Die Auflagerquerkraft wird durch ins Hirnholz eingeleimte Gewindestangen angeschlossen.

2.7.2 Scheitelverbindung

Diese Verbindung der beiden Binderteile miteinander wurde starr konzipiert. Die Lösung mit längs laufenden, genuteten BSH-Querschnitten, faserparallel seitlich an den Binderflächen aufgeklebt, zur Durchführung der Zugstangen bei der Bindermontage und Koppelung der Binderhälften bewährte sich lt. DI Brunauer bestens. Vollgewindeschrauben an den Lasteinleitungsstellen sollen den Querkzug überdrücken. Die Querkraftübertragung im Stoss geschieht durch einen separaten Stahlteil mit Stabdübelgruppen und Querkzugsicherung.

2.7.3 Binderkippen (BDK)

Die Kippsicherung der Bogenträger erfolgt über Pfettenrahmen mit Bieg- und Normalkraftwirkung der steif an die Pfetten angeschlossenen Stahlschwerte. Bei Auslenkung des Binderuntergurtes wird mit einem Fachwerkmodell (Holzquerschnitt als Druckdiagonale, Stahlschwert als Zugstab) gerechnet. Die Binderstärke von 240 mm kommt diesem Modell entgegen. Die Anordnung der Kippaussteifun-

gen geht über den gesamten Bogen, da die einige Lastfallkombinationen durchgehende positive Momente aufzeigen.

2.7.4 Auflager

Mit Rücksicht auf die Montage der Träger (Einheben, Zusammenklappen, Scheitelschluss) wurde die Stahl-Auflagerschale entsprechend der Kinematik zwängungsfrei gestaltet. Dazu gehört auch eine innere erforderliche Abschrägung des BSH-Querschnittes, um nicht mit den Betonteilen zu kollidieren. Als Nebeneffekt dieser Maßnahme ergibt sich durch den nunmehr stumpfen Winkel der Binderkante ein verbesserter Schutz gegen Kantenpressung und Verletzung in der Montagephase. Der Zuganschluss der Auflager an die Druck-Zug-Ringstruktur wurde auf gleiche Weise wie im Scheitelknoten gelöst.

2.8 Zusammenfassung und Ausblick

Nach Aussage des leitenden Ingenieurs der Fa. WIEHAG, DI Brunauer, war das Schwierigste an diesem Projekt, die Einhaltung der durch die ausgeschiedene Stahlbauvariante vorgegebenen Auflager- und Höhenbedingungen des Tragwerkes. So begründet sich auch der statische Kraftakt des stark exzentrischen Auflagerschnabels an den Bindern. In der konstruktiven Durcharbeitung der Stahlteile und der Auflager-Ringstruktur, sowie des Scheitelzusammenschlusses liegen wesentliche wirtschaftliche Potenziale.

Die bisherigen Erfahrungen an ähnlichen Konstruktionen ergeben folgenden Forschungsbedarf:

- Ermittlung der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe und Trägerlänge im Brett-schichtholzquerschnitt bei zentrischer und exzentrischer Normalkrafteinleitung mit teilweiser Überdrückung und klaffender Fuge.
- Ermittlung der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe und Trägerlänge im Brett-schichtholzquerschnitt bei zentrischer und exzentrischer Normalkrafteinleitung mit mit Einsatz von Zugankern bei klaffender Fuge.
- Ermittlung von Werten der Federsteifigkeit von auf Überdrückung ausgelegten Hirnholzpressungen zu Folge Normalkraft- und Momenteneinwirkung.
- Versuche zur Ausführungsgenauigkeit mit Entwicklung unterstützender Maßnahmen wie Verguss.
- Entwicklung neuartiger, wirtschaftlicher, biegesteifer Baustellenstöße mit einem Wirkungsgrad von über 80 % an BSH-Trägern.

Das Bogentragwerk ist wegen der eleganten Herstellungsmöglichkeit im Holzleimbau eine sehr naheliegende und wirtschaftliche Form der Überspannung großer Weiten. Eine Einhaltung an geringstmöglichen Abweichungen von lastbedingten Stützlinienverläufen ergibt die optimale Form (bei über 100 m hinausgehenden Aufgaben). Ein quadratischer oder kreisrunder Hallengrundriss legt eine Überspannungslösung mit 2 oder 3 Scharen von sich kreuzenden Trägern nahe. Zur vollen Entfaltung der Tragwirkung könnten die Trägerscharen übereinander verlegt und quer- und normalkraftgekopp-

pelt sein. Die Verlegung mehrerer Trägerscharen in einer Fläche ist nur mit Trägerstößen, die geringen Wirkungsgrad im Hinblick auf Kraftübertragung und Verformung aufweisen, möglich (siehe Zollingerbauweise).

2.9 Literaturhinweise

Die folgenden Literaturhinweise enthalten sowohl in diesem Kapitel zitierte Werke als auch Literaturquellen zur weiteren Vertiefung.

Im Text zitierte Literaturstellen

- [B2-1] BLUMER, H.: Spannungsberechnungen an anisotropen Kreisbogenscheiben und Sattelträgern konstanter Dicke. Dissertation, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, TH Karlsruhe, 1979.

- [B2-2] DLUBAL: RSTAB 5.13 – EDV-Statikprogramm der Fa. Dlubal, Ing. Software, Tiefenbach, 93464 Deutschland, 2003.

- [B2-3] BRANDNER, R.; SCHICKHOFER, G. (HRSG.): 7. Grazer Holzbau-Fachtagung: Modellbildung für Produkte und Konstruktionen aus Holz – Bedeutung von Simulation und Experiment. Institut für Holzbau und Holztechnologie und holz.bau forschungs gmbh, TU Graz, 2008.

3 Holzindustrie Pabst

ZUGGURTANSCHLÜSSE mit AUFGEKLEBTEM FURNIERSCHICHTHOLZ (Lastkategorie $N_d = 1200 \text{ kN}$)

am Beispiel der Hallenbauten der Holzindustrie PABST in Zeltweg

3.1 Allgemeines

In den 1920-Jahren wurde die Holzleimtechnik wesentlich durch Anforderungen des damaligen Leichtflugzeugbaues (Tragflächenholme, Spannten und Rippen als Holzgerippe) weiterentwickelt. Es entstanden neue Leime auf Harnstoffbasis mit Beimischungen von Bakelit-Pulver zur Verbesserung der Fugentragfähigkeit. Und es wurden die rumpf- und tragflächenaufbauenden Stabstrukturen (ausgesuchte Nadelholzqualitäten) mit Sperrholzplatten in den Knoten beidseitig verklebt.

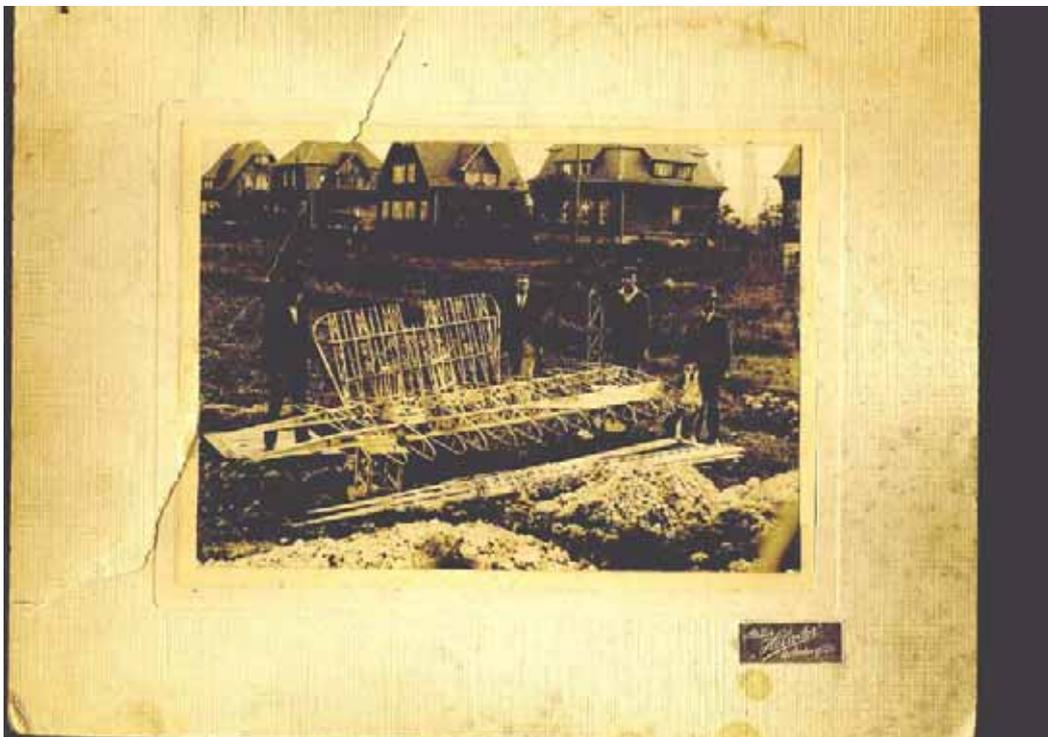


Abb. B3.1 Segelflugzeugbau anno 1925, Tragflächenaufbau und Heck aus geklebten, ausgesuchten Holzkleinquerschnitten. (Quelle: Bestand H. Stingl)

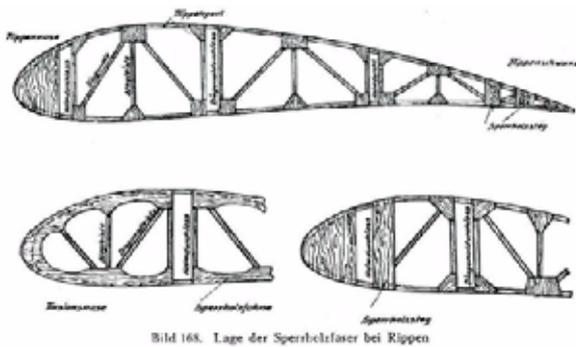


Bild 168. Lage der Sperrholzfaser bei Rippen

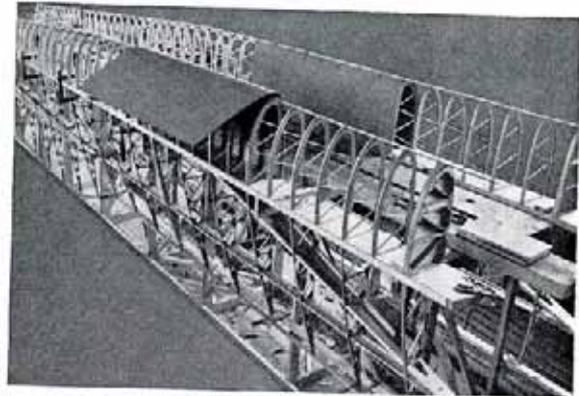


Bild 222. Helling für einbeidenden Pfeilerbau zweibeinig

Abb. B3.2 Aufbau der Flugzeugrippen vor der Bespannung (aus „Werkstatt Praxis für den Bau von Gleit- und Segelflugzeugen“ von H. Jacobs, H. Lück)

Die Idee, die Vorzüge von Fachwerkstrukturen mit einfachen Knotenausbildungen ohne wesentlichen Stahl- und Arbeitsaufwand zu nützen, wurde während und nach dem 2. Weltkrieg immer wieder aufgegriffen. Wie bei DUTKO in [B3-1] nachzulesen, wurden in den 50er, 60er Jahren des vergangenen Jahrhunderts in der damaligen CSSR Fachwerkträger mit geklebten Stabanschlüssen mit Sperrholzknotenplatten in natürlicher Größe geprüft und aus den Ergebnissen Bemessungswerte abgeleitet.

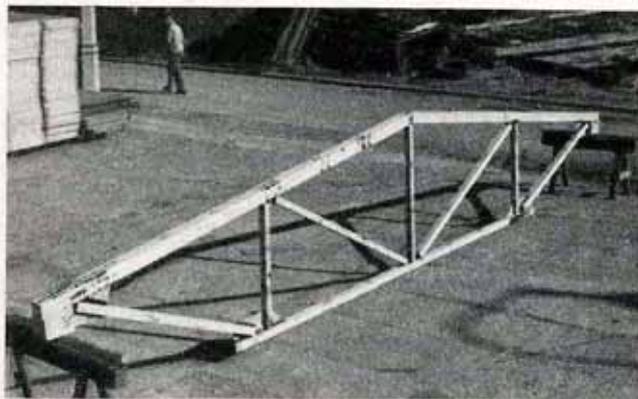


Bild 78. Ansicht des Trägers des Typs C vor der Prüfung



Abb. B3.3 Fachwerkträger mit aufgeklebten Sperrholz-Knotenplatten (aus [B3-1])

An geeigneten Holzwerkstoffen finden sich heute Sperrholz, Spanplatte (OSB), Furnierschichtholz (Kerto S, Kerto Q), 3- bzw. 5-Schichtplatten, Brettspertholz (mit und ohne Kohlefaser-Gewebeverstärkung). Die Stäbe selbst entnimmt man einem inzwischen grossem Angebot an Brettschichtholz-Qualitäten, aus Furnierschichtholz und aus keilgezinktem Vollholz.

Einen großangelegten Entwicklungsschritt hat diesbezüglich das renommierte österreichische Holzleimbauunternehmen WIEHAG aus Altheim/OÖ mit seinem Produkt „Freespan“ vor etwa 10 Jahren

getan: Brett-schichtholz-Fachwerkträger als Bogen- oder Satteldachbinder mit Spannweiten bis 40 m bei geklebten Knotenausbildungen.

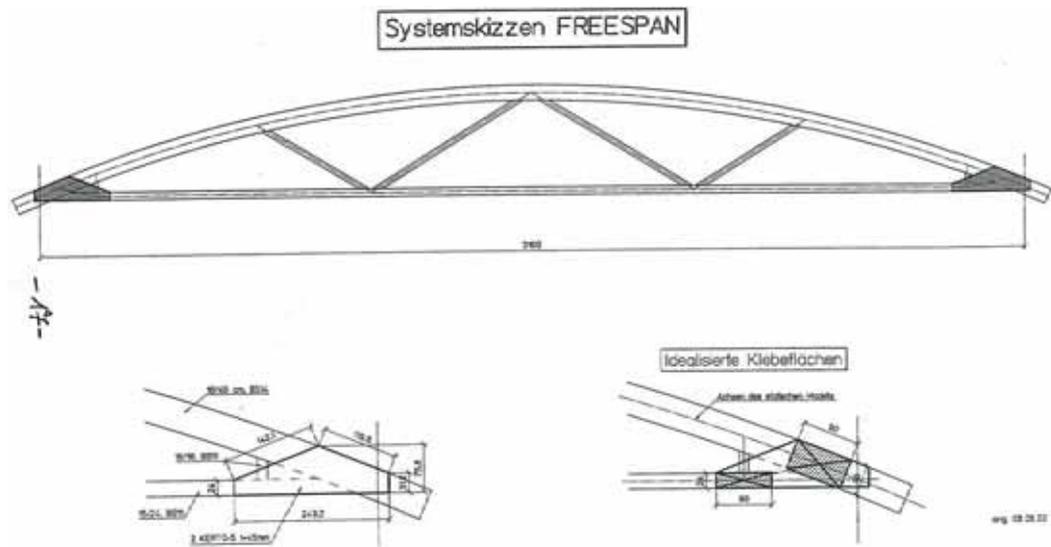


Abb. B3.4 Planausschnitt System „Freespan“ der Fa. WIEHAG (Quelle: WIEHAG)



Abb. B3.5 Fachwerkbogenbinder nach System „Freespan“ für die Produktionshalle der Fa. AMAG, Ranshofen/OÖ (Quelle: Fa. WIEHAG)

Die Entwicklung wurde wesentlich durch den damalige Chefkonstrukteur der Fa. WIEHAG, DI G. Hochreiner, und seinen Mitarbeitern vorgenommen. Im Besonderen wurden die Primärknoten-Verklebungen (Untergurt an Obergurt) mit Furnierschichtholz nach deren Höchstaufnahmekraft getestet.

Die Versuchsergebnisse sind in HOCHREINER [B3-2] zusammengefasst. Einige wesentliche Aussagen dürfen daraus zitiert werden:

„Die großflächige Leimfuge konnte in keinem der Versuche zerstört werden. Bei jedem Prüfkörper kam es zum Bruch innerhalb des Plattenwerkstoffes. Je nach der Art der eingesetzten Holzwerkstoffe kam es zu unterschiedlichen Bruchformen. Wiehag-Profiplan-3S und 5S-Platten sowie Kerto S 33 wiesen reine Plattenzugbrüche auf. Kerto S 63 und Kerto Q Schubbrüche im Platteninneren.“

Aufbauend auf den Produktentwicklungen von WIEHAG-FREESPAN wählte dann im Jahre 2004 die Fa. STINGL HOLZLEIMBAU als Tragwerkskonzept beim Neubau der Hallen der PABST-Holzindustrie in Zeltweg eine weiterentwickelte Form von geklebten Satteldachrahmenbindern.

3.2 Generelles zum Projekt

Bauherr: Fa. Pabst Holzindustrie Ges.m.H. in 8740 Zeltweg
Bauvorhaben: Neubau von Produktionsanlagen zur Brettschichtholzherstellung
Baujahr: 2004 (weitere Ausbaustufe 2007)
Ausmaße Hallenflächen: Produktion 7350 m², Lagerhallen ca. 3000 m²

Generalplaner: Fa. Wolf-Systembau, 4644 Scharnstein
Statik Dachtragwerke: H. Stingl, 8793 Trofaiach
Holzbau: Fa. Stingl, Holzleimbau, 8793 Trofaiach

Im Zuge des weiteren Ausbaues von Sägewerksprodukten, wie bisher alle Schnittholzsortimente, getrocknete, gehobelte und profilierte Ware, wurde der Schritt in Richtung „automatisierte Brettschichtholzerzeugung gesetzt“. (Vorerst Listenholz und Stangenware bis 24 m Länge, spätere Ausbaustufe, die 2007 erreicht wurde, mit der Herstellung von BSH-Bogenträgern, Satteldachbindern und anderen Standardträgern mit komplettem Zuschnitt). Die für die erste Ausbaustufe erforderlichen Gesamthallenflächen wurden auf 10000 m² ermittelt. Die Grundrisse und Anordnungen ergaben sich aus der Maschinenaufstellung.

Als Hallentyp für die Produktionshallen wurde die bewährte Industriehallenform mit Satteldach und Firstoberlichte in mehrschiffiger Anordnung gewählt. Zusammen mit den Belichtungsflächen in den Außenwänden erfüllt eine Lichtquote von 12 % die Forderung nach angenehmer, natürlicher Ausleuchtung. Für alle Hallen waren Brückenkrananlagen zu je 2 Einheiten zu je 5 to gefordert. Damit lag im Entwurf eine Konstruktion mit im Fundament eingespannten Stahlbetonstützen mit Krankonsolen, frei aufliegenden Satteldachbindern, Pfetten und isolierenden, ausgeschäumten Blechpaneelen als Bedachung nahe. Die Außenwände sollten teils in Betonfertigteilen, teils in Holz zur Ausführung gelangen.



Abb. B3.6 Blick auf die entstehenden zweischiffigen Hallen während der Montage (Quelle: H. Stingl)

Das Brandschutzkonzept sah rigoros durchgängige Sprinkleranlagen, Bildung der gesetzlich vorgeschriebenen Brandabschnitte, F 60-Ausführung der Wände und Stützen, F 30 für Dachbinder und Pfetten vor.

In allen Planungsstadien war natürlich das Augenmerk auf Kosten und Termineinhaltung gelegt. Wegen der engen Zusammenarbeit Generalplaner und beteiligte Firmen konnte rasch auf Wünsche und Gegebenheiten reagiert werden.

Gleich zu Beginn der Planungsarbeiten war für die Überdachung der 35 m breiten Hallen an ein unterspanntes Dachtragwerk gedacht, allerdings mit Stahlzugband. Erst nach Berücksichtigung der Bauherreninteressen, die sich für eine ausschließliche Holzlösung der Dachbinder aussprachen, wurde auf ein Holzzugband umgedacht. Ein reiner Satteldach-Biegeträger stand gegen den Bauherrenwunsch, so dass immer an ein aufgelöstes Bindersystem gedacht war. Letztlich entstand ein 2-Gelenkträger mit BSH-Zugband, bei noch offener Lösung des Zugbandanschlusses an den Binderriegel. Nach einigen vergleichenden Berechnungen mit eingeschlitzten Stahlblechen und Stabdübelgruppen, oder eingebohrten Rundstählen mit Stahlgegenplatten entschied sich die ausführende Fa. STINGL für einen geklebten Anschluss.

3.3 Hallensystem – Bindersystem

3.3.1 Hallensystem

In Stahlbeton-Köcherfundamente eingespannte Beton-Fertigteilstützen übernehmen alle lotrechten Lasten sowie die waagrechten Einwirkungen aus Windlasten auf Wände und Dach und die Kranbremslasten. Aus den vertikalen Dachlasten entsteht kein Horizontalschub auf die Stützen in den Binderauflagern. Der Stützenraster beträgt längs 6.00 m, quer 35.00 m.

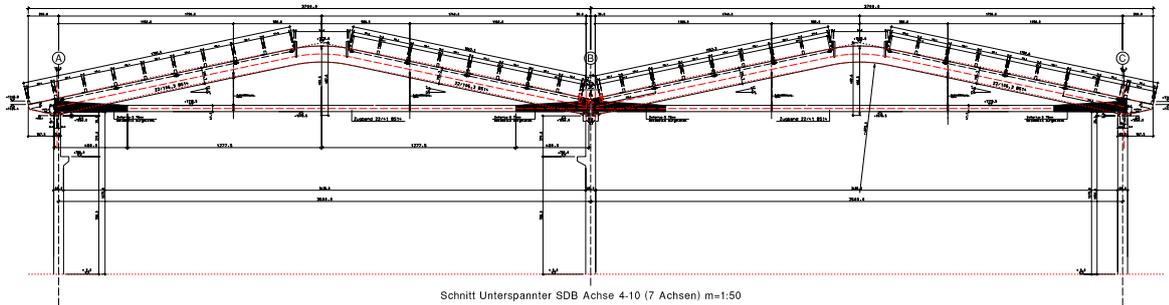


Abb. B3.7 Hallenquerschnitte (Quelle: H. Stingl)

Auf den Stahlbetonstützen liegen in Höhe von ca. +11.00 m über FB die Binder gelenkig bzw. horizontal verschieblich auf, darauf Mehrfeld-Durchlaufpfetten aus Brettschichtholz. Die Dachverbände sind in jedem 4. Binderfeld aus gekreuzten Rundstahl-Diagonalen und Pfettenverstärkungen als Druckriegel angeordnet. An den Binderauflagern sind lotrechte Verbandsfelder zur Kraffteinleitung in die Stützenköpfe ausgeführt. Die Einleitung der Windkräfte aus den Giebelwänden in die Verbände erfolgt über die Pfettenlage.

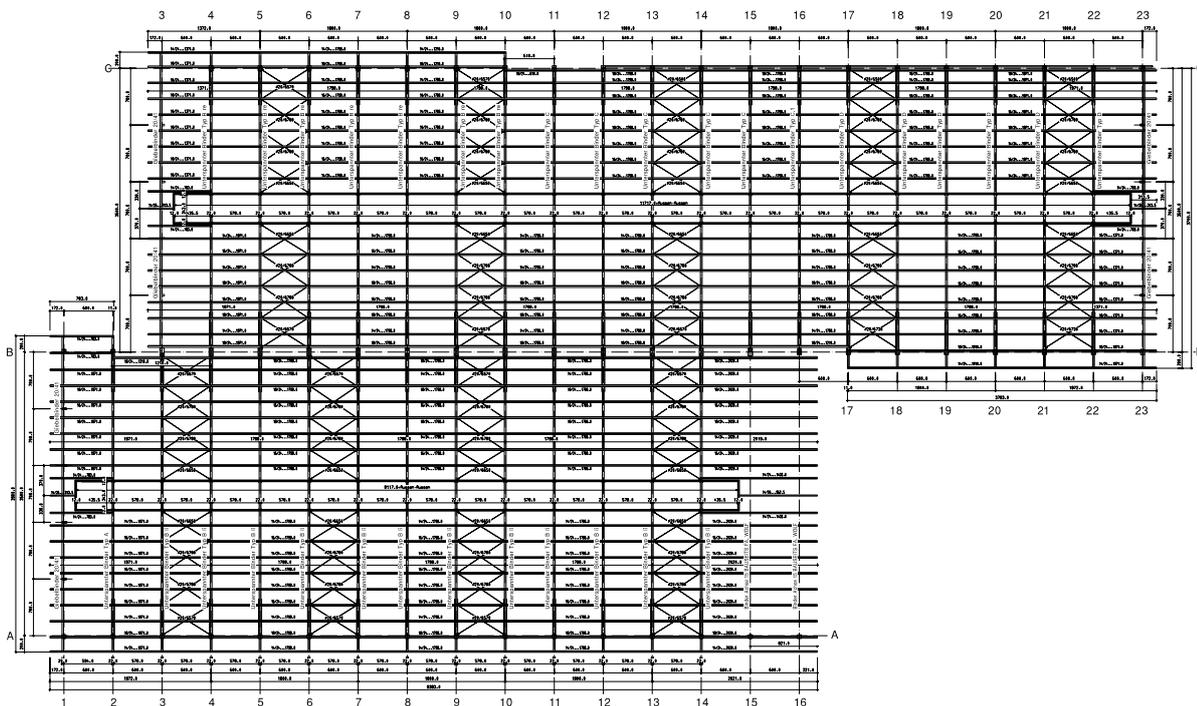


Abb. B3.8 Werksatz-Ausschnitt (Quelle: H. Stingl)

3.3.2 Bindersystem

35.0 m frei gespannte Rahmenbinder in Satteldachform mit 12° Dachneigung. BSH-Binderriegel durchgehend parallelgurtig, im Firstbereich ausgerundet (Firstkeil lose aufgesattelt). BSH-Zugurt (Unterspannung) biegesteif durch seitlich aufgeklebte Holzwerkstoffplatten am Binderriegel angeschlossen

sen und in den Drittpunkten mit Rundstahl abgehängt.

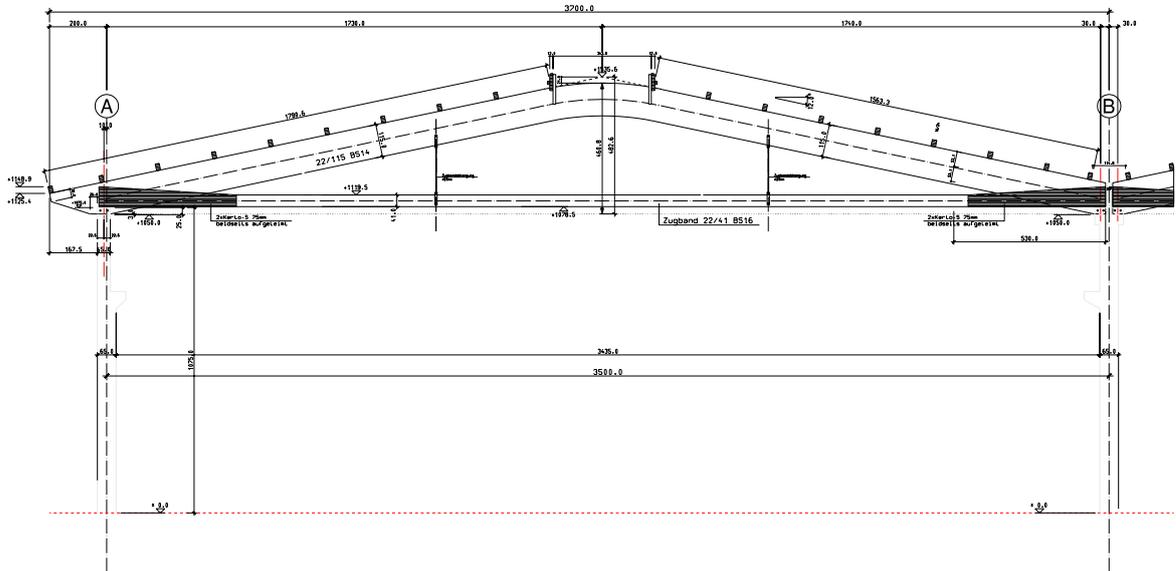


Abb. B3.9 Binderprofil mit Pfettenlage (Quelle: H. Stingl)

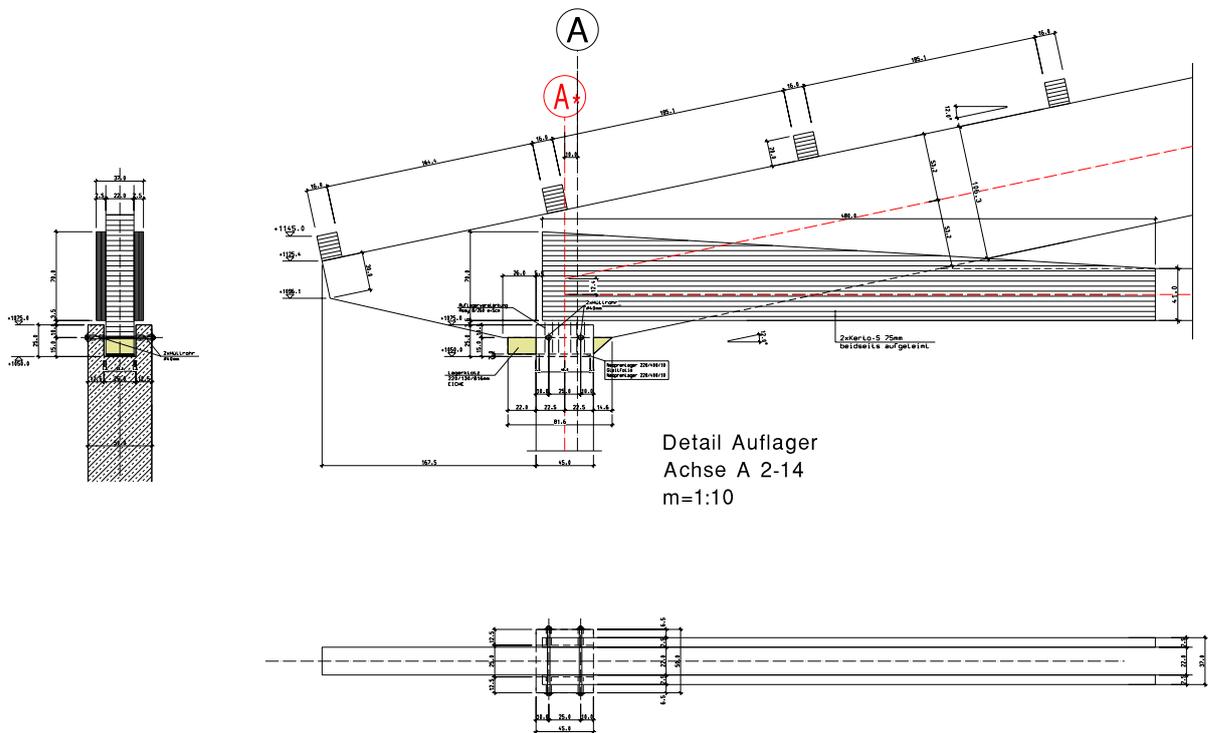


Abb. B3.10 Planausschnitt mit Binderauflager (Quelle: H. Stingl)



Abb. B3.11 Transportfertiger Binder mit allen vormontierten Stahl-Verbindungssteilen (Quelle: H. Stingl)

3.4 Statische Nachweise nach ON EN 1995-1-1 und ON B 1995-1-1

Inhaltsverzeichnis

1	Einwirkungen	137
1.1	Eigengewichte.....	137
1.2	Schneelast Zeltweg.....	138
1.3	Windlasten auf Dachkonstruktion.....	139
1.4	Imperfektionen (in der Binderebene lt. ON EN 1995-1-1, 5.4.4).....	140
2	Bindersystem	141
2.1	Binderabmessungen.....	141
2.2	Geometrie: Untergurtstabzug, den Schwerpunkten der Anschluss-Klebeflächen folgend.	142
3	Nachweise im ULS	143
3.1	Schnittlasten.....	143
3.1.1	Eigengewicht: Dachaufbau + Binder.....	143
3.1.2	Lastbild Schnee mit Verwehung.....	143
3.1.3	Biegemomente nach Theorie II. Ordnung für den Obergurt.....	143
3.1.4	Normalkräfte nach Theorie II. Ordnung.....	144
3.1.5	Querkräfte nach Theorie II. Ordnung im Auflagerbereich und Lage der Klebeflächenschwerpunkte S_1 und S_2	144
3.1.6	Untergurt mit Kerto-S Anschluss.....	145
3.1.7	Auszug aus der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-100 [15].....	146
3.2	Allgemeine Querschnittsnachweise.....	147
3.2.1	Obergurt (220/1060 mm; GL 28h).....	147
3.2.2	Untergurt (220/410 mm; GL 32h, teilweise seitl. Kerto S 75 mm).....	148
3.3	Anschlussverklebung Kerto auf BSH.....	150
3.3.1	Abstrahierung der Klebeflächen (auf eingeschriebene Rechteckflächen).....	150
3.3.2	Anschlussfläche A_1.....	151
3.3.3	Anschlussfläche A_2.....	152
3.4	Stützkeil zwischen OG und UG.....	152



1. Einwirkungen

(ÖNORM EN 1991-1-1 bis 1-7 und
ÖNORM B 1991 - " - -)

1.1. Eigengewichte

Dachpaneele (Fa. Brüche) 120 mm	0,15 kN/m ²
Pfettenlage (18/24 cm; e = 200 mm)	0,11 " "
Installationslasten an Decke	0,10 " "
<hr/>	
g ₀ Dach/Decke	0,36 kN/m ²

mit Lasteinwirkbreite = e_{bi} = 6,00 m
(Einfeldpfetten)

$$g_0 = 6,00 \cdot 0,36 = 2,16 \text{ kN/m}^2 \text{ (Dachlänge)}$$

Binder Eigengewicht:

$$OG : 22/105 \text{ cm } g_0 = 1,77 \text{ kN/m}^2 \text{ (1,20)}$$

$$UG : 22/41 \text{ cm } = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

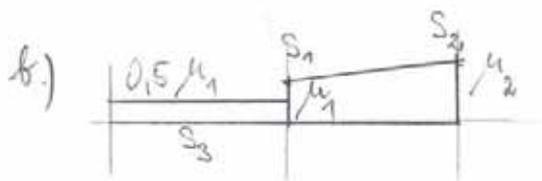
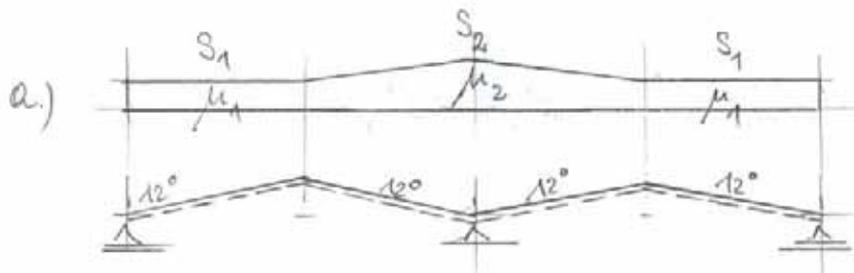
$$\text{(Binder pers.: } g_{bi} = \frac{1,77}{\cos 12} + 0,45 = 1,65 \text{ kN/m}^2 \text{ (g. Linie))}$$

$$\text{(} \sum g_0, g_{bi} = \frac{2,16}{\cos 12} + 1,65 = 3,46 \text{ kN/m}^2 \text{ (g. Linie))}$$

1.2. Schneelast Zeltweg

(Zeltweg: $H = 670$ m ü. A.; SLZ: 2;)

$S_{k, Boden} = 2,40$ kN/m²; Halle: 2-schiffig, Satteldächer;

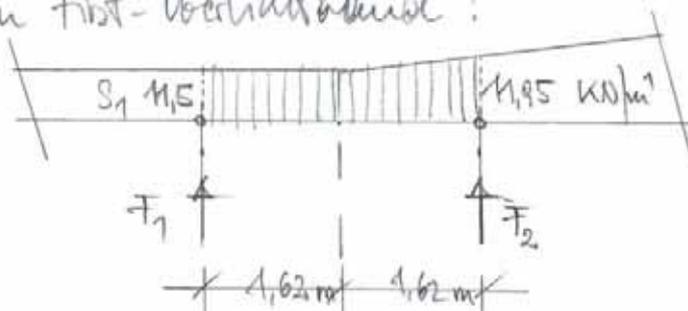


$$\mu_1 = 0,8; \quad S_{1k} = 0,8 \cdot 2,40 = 1,92 \text{ kN/m}^2; \quad 11,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_2 = 0,8 + \frac{0,8 \cdot 12}{30} = 1,12; \quad S_{2k} = 2,68 \text{ kN/m}^2; \quad 16,1 \text{ kN/m}^2$$

$$0,5 \mu_1 = 0,4; \quad S_{3k} = 0,96 \text{ kN/m}^2; \quad 5,8 \text{ kN/m}^2$$

Am First-Oberlichtband:



$$F_1 \approx 18,7 \text{ kN}; \quad F_2 \approx 19,0 \text{ kN}$$

1.3. Windlasten auf Dachkonstruktion

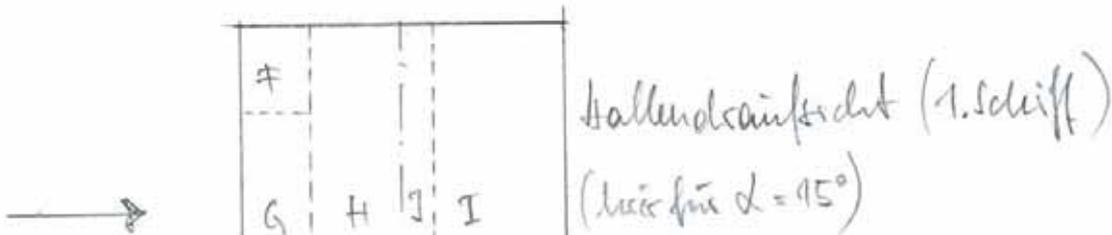
$V_{b,0} = 24 \text{ m/sec (86 km/h)} ; z_{b,0} = 0,36 \text{ kW/m}^2 ;$

$z_e = h = 13,0 \text{ m} > z_{\text{min}} = 5,0 \text{ m} ; h < b ;$

$\frac{z_p}{z_{b,0}} = 2,1 \cdot \left(\frac{z}{10,0}\right)^{0,24} = 2,24 ; z_p = 0,80 \text{ kW/m}^2$

$C_{pi} = +0,20 / -0,30 ;$

Relevant: Anströmung quer zur Hallenachse



soq :

	breite	C_{pe10}	C_{pi}	C_p	kW/m^2 W_{soq}	kW/m^2 Dlinie	Sachhilfe: $\left. \begin{array}{l} \Sigma_1 = -43,9 \text{ kW} \\ \Sigma_2 = -59,9 \text{ kW} \end{array} \right\}$
G	2,6	-0,90	0,20	-1,1	-0,88	-5,28	
H	14,8	-0,23	0,20	-0,43	-0,34	-2,04	
J	2,6	-0,90	0,20	-1,10	-0,88	-5,28	
I	14,8	-0,45	0,20	-0,65	-0,52	-3,12	

($l_{B_i} = 6,0$)

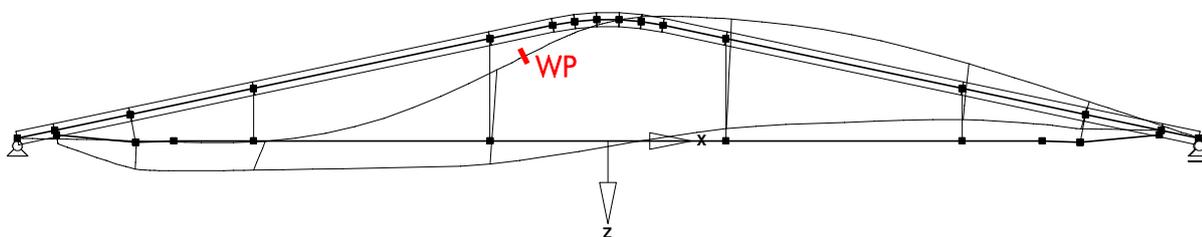
$kN/m = kN/m^1$

	$G_{e,10}$	$C_{p,i}$	C_p	W_{entch}	Dachb.
G	+0,17	-0,30	+0,47	0,38	2,26
H	+0,17	-0,30	+0,47	0,38	2,26
J	+0,17	-0,30	+0,47	0,38	2,26
I	-0,15	-0,30	+0,15	0,12	0,92

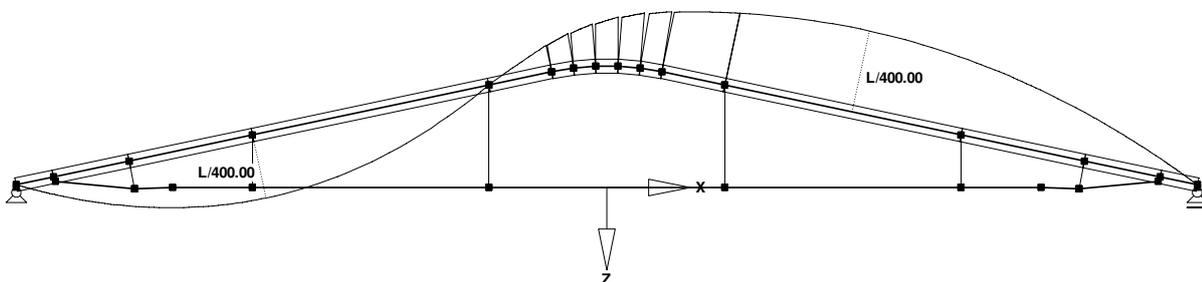
Druck

Dachhälfte:
 $\Sigma_1 = 39,3 \text{ kN}$
 $\Sigma_2 = 16,5 \text{ kN}$

1.4. Imperfektionen (in der Binderebene lt. ON EN 1995-1-1, 5.4.4)

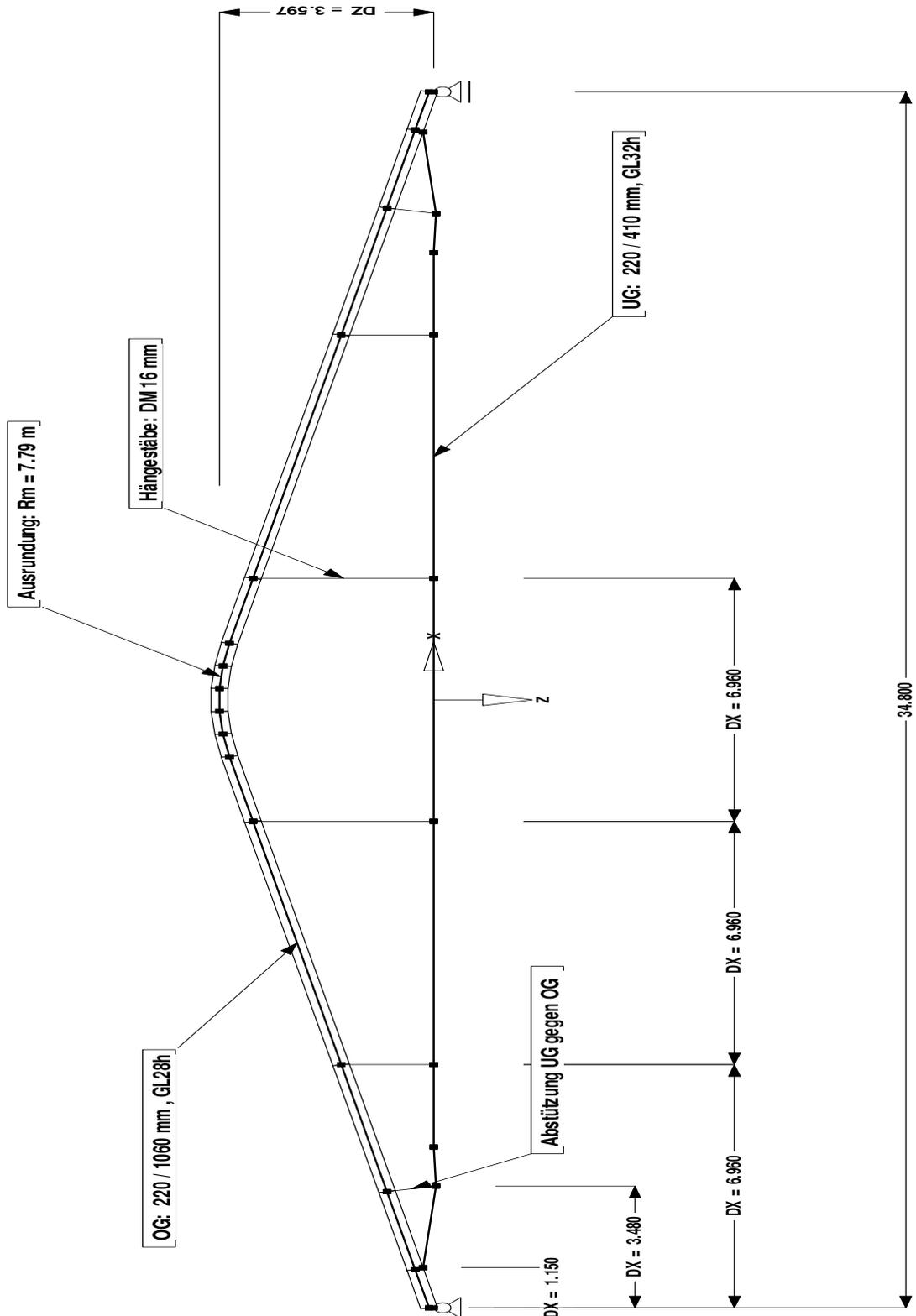


Ersatzimperfektion 1 (affin zur 1. Knickfigur)

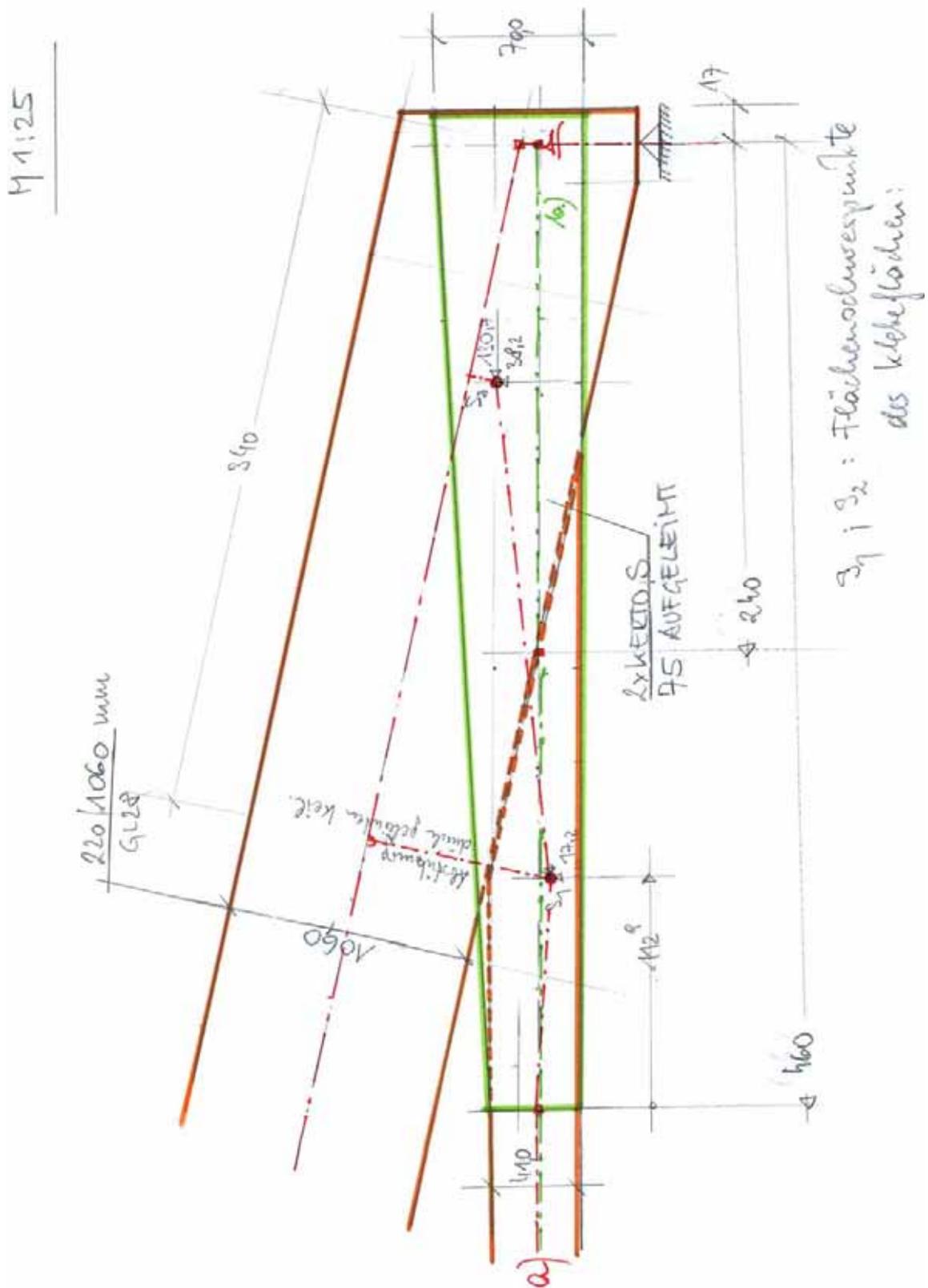


2. Bindersystem

2.1. Binderabmessungen



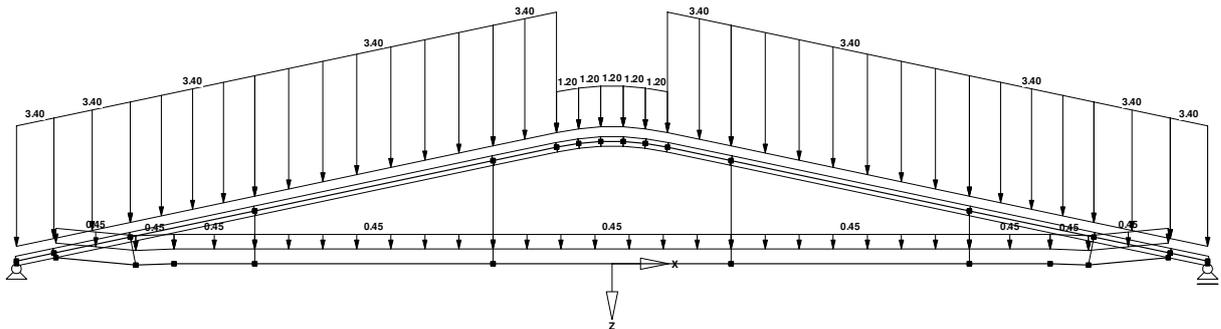
2.2. Geometrie: Untergurtstabzug, den Schwerpunkten der Anschluss-Klebeflächen folgend



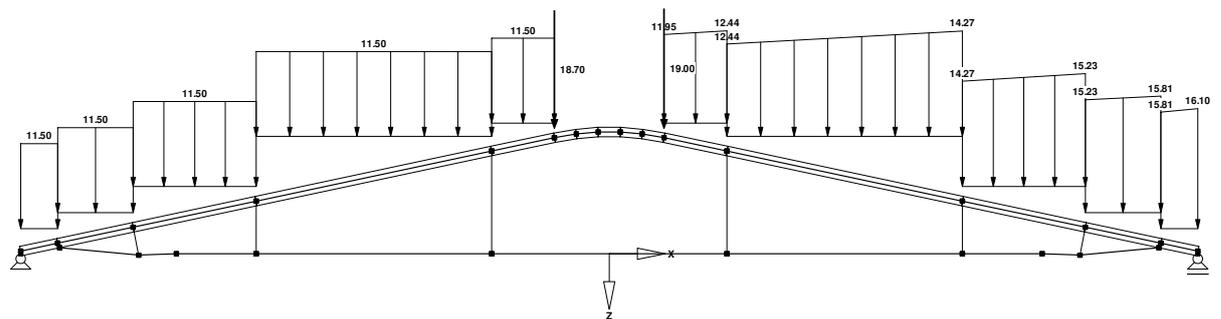
3. Nachweise im ULS

3.1. Schnittlasten

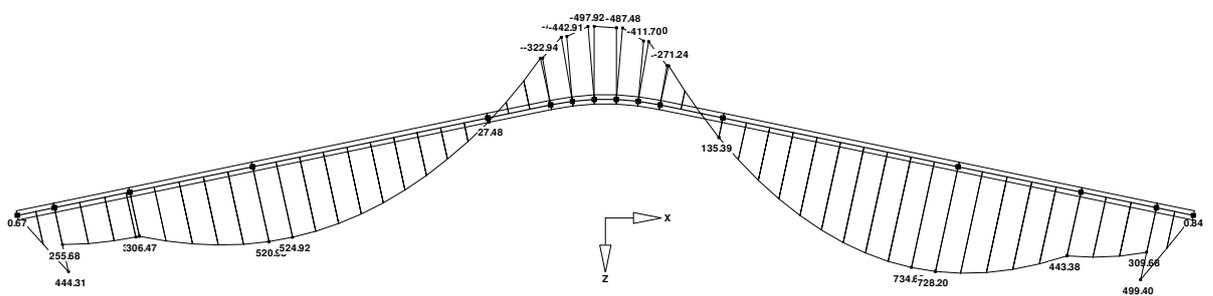
3.1.1. Eigengewicht: Dachaufbau + Binder



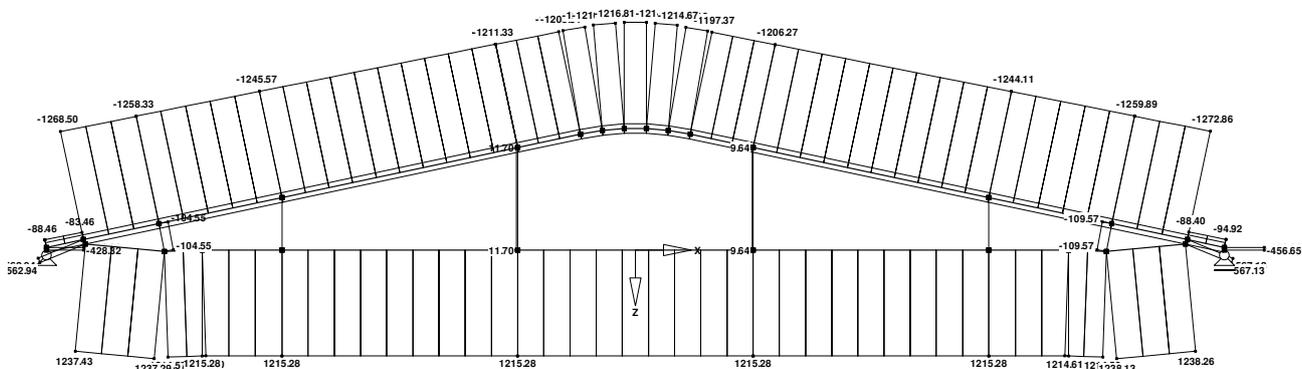
3.1.2. Lastbild Schnee mit Verwehung



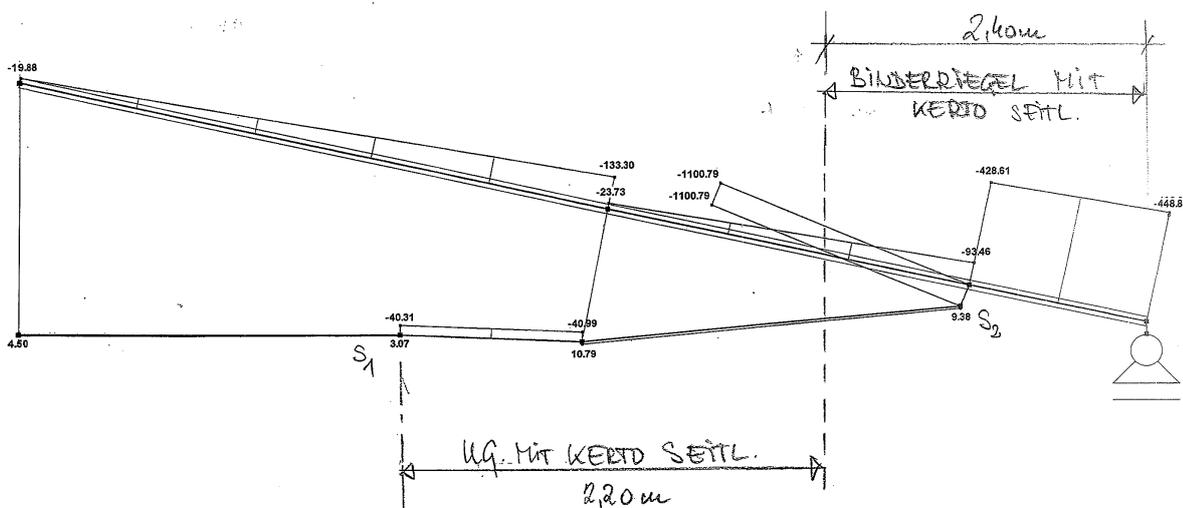
3.1.3. Biegemomente nach Theorie II. Ordnung für den Obergurt



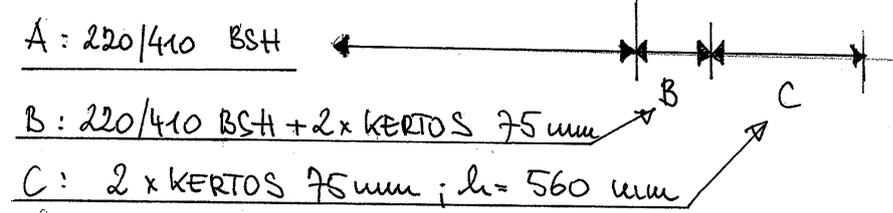
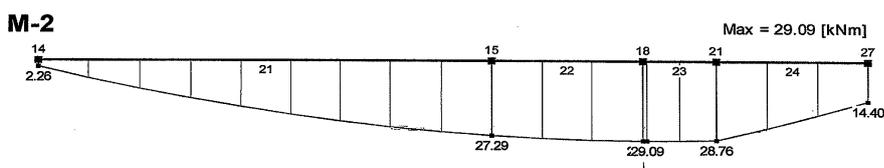
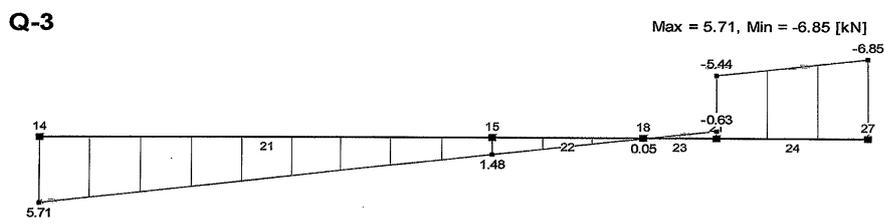
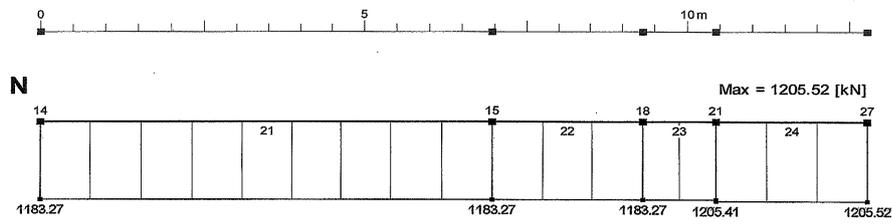
3.1.4. Normalkräfte nach Theorie II. Ordnung



3.1.5. Querkräfte nach Theorie II. Ordnung im Auflagerbereich und Lage der Klebeflächenschwerpunkte S_1 und S_2



3.1.6. Untergurt mit Kerto-S Anschluss



3.1.7. Auszug aus der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-100 [15]

Seite 12 der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-9.1-100 vom 26. Mai 2006

Für die erforderlichen Abminderungen bei der Bemessung von Verbindungsmitteln in den Schmalflächen von "KERTO[®]"-Furnierschichtholz gelten die Bestimmungen des Abschnitts 3.1.5 sinngemäß.

Tabelle 3: Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte in MN/m² und charakteristische Rohdichtekennwerte in kg/m³ für "KERTO[®]"-Furnierschichtholz

Art der Beanspruchung (siehe auch Anlage 6)		Furnierschichtholz "KERTO [®] -S"	Furnierschichtholz "KERTO [®] -Q"	
Nennstärke in mm		21 ≤ B ≤ 75	21 ≤ B ≤ 24	27 ≤ B ≤ 69
Festigkeitskennwerte				
Plattenbeanspruchung				
Biegung II zur Faser ¹	f _{m,0,k}	50	32	36
Biegung ⊥ zur Faser	f _{m,90,k}	-	9,0 ²	9,0
Druck	f _{c,90,k}	2,0	2,0	
Schub	f _{v,k}	2,3	1,5	
Scheibenbeanspruchung				
Biegung ¹	f _{m,k}	48	32	36
Zug II zur Faser	f _{t,0,k}	38	20	27
Zug ⊥ zur Faser	f _{t,90,k}	0,8	6,0	
Druck II zur Faser	f _{c,0,k}	38	20	27
Druck ⊥ zur Faser	f _{c,90,k}	6,0	9,0	
Schub	f _{v,k}	4,4	4,8	
Ausklinkung	k _n	6,0	16	
Steifigkeitskennwerte				
Elastizitätsmodul	E _{0,mean}	13800	10000	10500
Elastizitätsmodul	E _{0,05}	11600	8500	
Elastizitätsmodul	E _{90,mean}	300	1000 ²	2500
Schubmodul	G _{mean}	500	500	
Rohdichtekennwerte in kg/m³				
Rohdichte	ρ _k	480	480	
¹ Werte gelten für H ≤ 300 mm. Für H > 300 mm ist der charakteristische Festigkeitswert mit dem Beiwert $k_H = \left(\frac{300}{H}\right)^{0,12}$ zu multiplizieren. H ist die für die jeweilige Biegebeanspruchung maßgebende Höhe des Gesamtquerschnitts nach Anlagen 3, 4 und 5 in mm. ² Für B = 21 mm und den Furnieraufbau I-III-I darf f _{m,90,k} = 16 N/mm ² bzw. E _{90,mean} = 2500 N/mm ² angenommen werden. ³ Die charakteristischen Werte für Biegung, Zug und Druck unter dem Winkel α (Winkel zwischen der Faser Richtung der Deckschicht und der Beanspruchungsrichtung) sind im gleichen Verhältnis wie bei den zulässigen Spannungen in Tabelle 1, Fußnote 3, abzumindern.				



3.2. Allgemeine Querschnittsnachweise

3.2.1. Obergurt (220/1060 mm; GL 28h)

$$- \max M_d^{\text{II}} = 734,6 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_{m,d}^{\text{II}} = 1,78 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_d = -1240,0 \text{ kN} \quad ; \quad \sigma_{c,0,d} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

Materialseite:

Nutzungs-kategorie 1; KLED: kurz;

$$k_{mod} = 0,9 \quad ; \quad \gamma_M = 1,25 \quad ;$$

$$f_{c,0,d} = \frac{0,9 \cdot 2,65}{1,25} = 1,91 \text{ kN/cm}^2$$

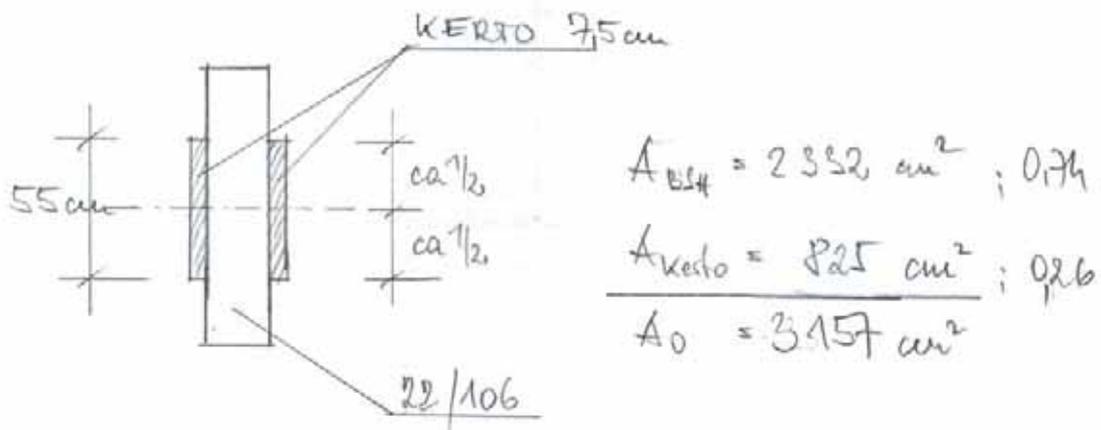
$$f_{m,d} = \frac{0,9 \cdot 2,18}{1,25} = 2,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \left(\frac{0,53}{1,91} \right)^2 + \frac{1,78}{2,02} = 0,96 < 1,0$$

$$- \max V_d^{\text{II}} = 428,6 \text{ kN} \quad ;$$

$$f_{v,k} = 0,30 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad k_{cr} = 0,83 \quad ;$$

$$f_{v,d} = \frac{0,9 \cdot 0,30}{1,25} = 0,216 \text{ kN/cm}^2 \quad ;$$



$$BSH: \sigma_{\text{vid}}^{\text{II}} = \frac{1,5 \cdot 0,74 \cdot 428,6}{2332} = 0,204 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,204}{0,216} = 0,94 < 1,0$$

$$\text{kerto: } V_{d,\text{kerto}} = 111,4 \text{ kN}; \quad \frac{0,204}{0,317} = 0,64 < 1,0$$

$$(f_{\text{vd}} = \frac{0,9 \cdot 0,44}{1,25} = 0,317 \text{ kN/cm}^2)$$

Wegen der seith. Aufkantung unter ca 12° zur Faserrichtung des Binders OG entsteht Absperwirkung, wodurch es gerechtfertigt ist, $k_{\text{er}} = 1$ zu setzen.

3.2.2. Untergurt (220/410 mm; GL 32h, teilweise seith. Kerto S 75 mm)

$$A.) \max N_d^{\text{II}} = 1183 \text{ kN} \quad ; \quad \sigma_{t,0,d}^{\text{II}} = 1,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_d^{\text{II}} = 29,10 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_{m,d}^{\text{II}} = 0,47 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{t,0,d} = \frac{0,9 \cdot 2,25}{1,25} = 1,62 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = \frac{0,9 \cdot 3,2}{1,25} = 2,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{1,31}{1,62} + \frac{0,47}{2,30} = 1,01 \approx 1,0$$

$$c.) M_{d}^{\text{II}} = 28,8 \text{ kNm}; \quad \sigma_{m,d} = 0,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{d}^{\text{II}} = 1205,4 \text{ kN}; \quad \sigma_{b,d} = 1,44 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kesto S: } k_{+} = \left(\frac{300}{560}\right)^{0,12} = 0,93;$$

$$f_{m,k} = 4,8 \text{ kN/cm}^2; \quad f_{m,d} = \frac{0,9 \cdot 4,8}{1,25} \cdot 0,93 = 3,21 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{t,0,k} = 3,8 \text{ kN/cm}^2; \quad f_{t,0,d} = \frac{0,9 \cdot 3,8}{1,25} \cdot 0,93 = 2,54 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,37}{3,21} + \frac{1,44}{2,54} = 0,68 < 1,0$$

mit angeschnittenem Zugrand d. Kesto-Platten:

$$\tan \alpha = \frac{70-41}{460}; \quad \alpha = 3,6^\circ;$$

$$k_{m,d} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d} \cdot \tan \alpha}{0,75 f_{m,d}}\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d} \cdot \tan^2 \alpha}{f_{t,0,d}}\right)^2}} \quad (\text{Zugrand})$$

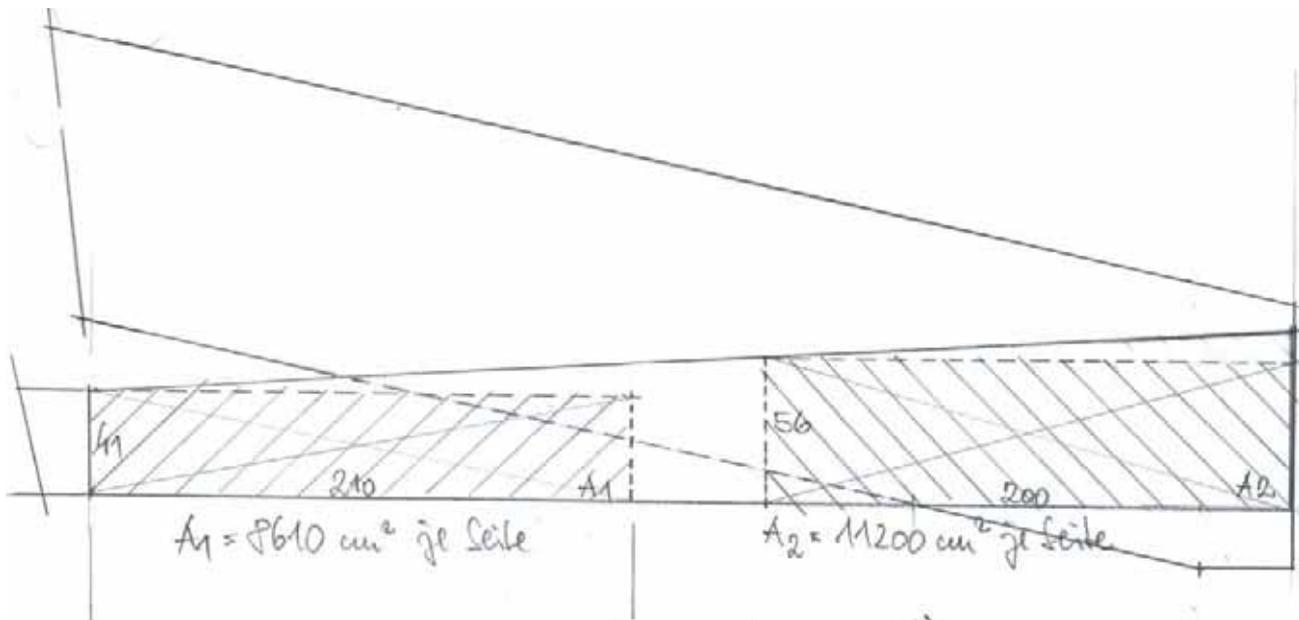
$$\text{mit } f_{m,d} = 3,21 \text{ kN/cm}^2; \quad f_{t,0,d} = \frac{0,9 \cdot 0,08}{1,25} = 0,0576 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{r,d} = \frac{0,9 \cdot 0,44}{1,25} = 0,317 \text{ kN/cm}^2;$$

$$k_{m, \alpha = 3,6^\circ} = 0,752 ; \frac{0,37}{0,75 \cdot 3,21} + \frac{1,44}{2,54} = 0,72 < 1,0$$

3.3. Anschlussverklebung Kerto auf BSH

3.3.1. Abstrahierung der Klebeflächen (auf eingeschriebene Rechteckflächen)



Nach en DR: $\max \tau_T = \frac{3 \cdot M_T}{h \cdot b^3} \cdot \left(1 + 0,6 \frac{b}{h}\right) = 9,69 M_T$

(1. Vergleich: $\max \tau_T = \frac{M_T}{\alpha \cdot b^2 \cdot h}$; $\alpha = 0,291$; $\max \tau_T = 9,72 \cdot M_T$)

(2. Vergleich: $J_{\text{FOR1}} = \eta \cdot \frac{h \cdot b^5}{3}$;
 $\eta = 1 - 0,63 \frac{b}{h} + 0,052 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^5$
 $\eta_{A1} = 0,877$;

$$J_{\text{rot},1} = 0,877 \cdot \frac{210 \cdot 0,41^3}{3} = 0,04281 \text{ m}^4$$

$$\max \tau_{\text{Tor},d} = \frac{M_{T,1}}{J_{\text{rot},1}} \cdot \max b = 9,69 \cdot M_T$$

Materialseite:

$$f_{v,d} = 0,216 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Blockschere: } \tau_{a,Rd} = 0,17 \cdot f_{v,d} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Rollschub: } f_{r,Rd} = \frac{0,9 \cdot 0,10}{1,25} = 0,072 \text{ kN/cm}^2$$

3.3.2. Anschlussfläche A_1

$$\text{aus } N_d^{\text{II}} = 1183 \text{ kN}; \quad \tau_{a,d} = \frac{1183}{2 \cdot 2610} = 0,069 \text{ kN/cm}^2$$

$$\dots \quad \frac{\tau_{a,d}}{\tau_{a,Rd}} = \frac{0,069}{0,15} = 0,46 < 1,0$$

$$\text{aus } M_{T,d}^{\text{II}} = M_{T,d} = 29,1 \text{ kNm}; \quad \tau_{\text{Tor},d} = 0,5 \cdot 9,69 \cdot 29,1 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{Tor},d} = 0,014 \text{ kN/cm}^2; \quad \frac{\tau_{\text{Tor},d}}{f_{r,d}} = \frac{0,014}{0,072} = 0,20 < 1,0$$

Anmerkung: Die in ÖNORM EN 1995-1-1 vorgeschene Interaktion von Schub aus Querkraft und Torsion (6.5.11) trifft hier nicht zu. Die Torsionsspannungen $\tau_{\text{Tor},d}$ haben die Wirkung von Rollschubspannungen.

3.3.3. Anschlussfläche A₂

aus N_d^{II} : $\tau_{ad} = \frac{1183}{2 \cdot 11200} = 0,053 \text{ kN/cm}^2$
 $\frac{0,053}{0,15} = 0,35 < 1,0$

aus M_d^{II} : $\tau_{\text{Tor,d}} = 0,008 \text{ kN/cm}^2$;

aus $V_{d,\text{keto}} = 111,4 \text{ kN}$; je Klebefläche : 55,7 kN,

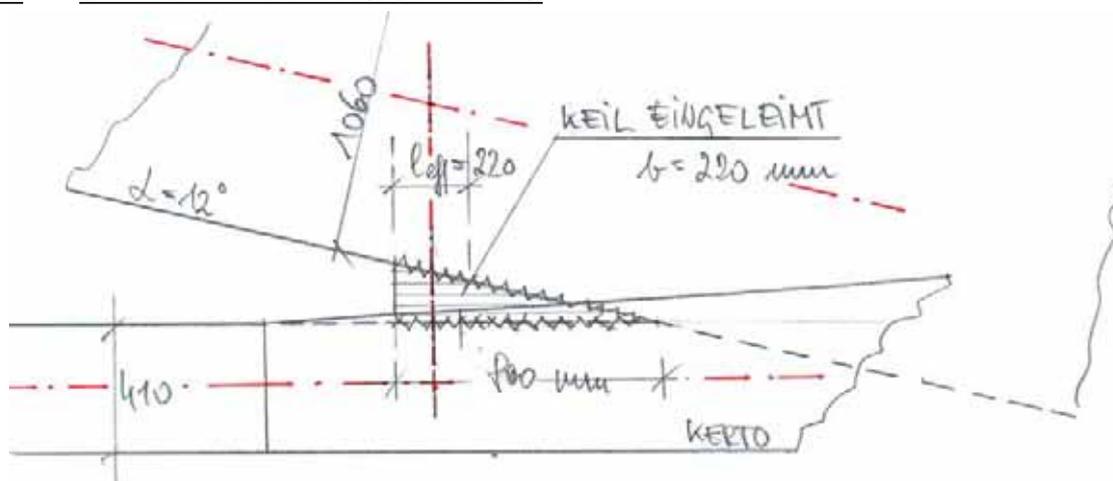
Anteil $55,7 \cdot \cos \alpha = 54,5 \text{ kN}$ quer zur Faser ($\alpha =$ Neigung OG gegen UG) ergibt Rollschub:

$\tau_{r,d} = \frac{54,5}{11200} = 0,005 \text{ kN/cm}^2$

$\Sigma \tau_{r,d} = 0,008 + 0,005 = 0,013 \text{ kN/cm}^2$

$\frac{0,013}{0,072} = 0,18 < 1,0$

3.4. Stützkeil zwischen OG und UG



Anm.: Wirkung des Keiles: OG auf UG mitabgestützt
ergibt Momenten-Entlastung bei den Anschluss-
klebflächen. (als Druckstab modelliert)

$$\text{mit } N = -110,0 \text{ kN};$$

Effektives Anschlussquerschnitt: 220/220 mm (red.)

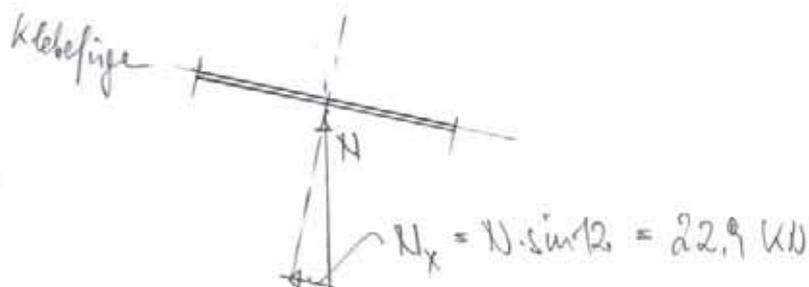
$$\text{In Klebfuge UG: } \sigma_{c90} = \frac{110}{22^2} = 0,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{c,90} = 1,0; f_{c,90,d} = 0,9 \cdot \frac{0,55}{1,25} = 0,24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,23}{0,24} = 0,96 \approx 1,0$$

$$\text{In Klebfuge OG: } l = \frac{22}{\cos 12} = 22,5 \text{ cm};$$

Leimfuge unter $\alpha = 12^\circ$ gegen Faserrichtung d. OG geneigt:
(= ident mit geschäfteter Klebverbindung):



$$\tau_a = \frac{22,9}{22 \cdot 22,5} = 0,046 \text{ kN/cm}^2;$$

Abminderung der Klebfugenfestigkeit durch z. Teil
"Hirnholzbedingung":

$$\eta = 1,05 - 1,40 \cdot \frac{1}{l/d} = 1,05 - 1,40 \cdot \frac{1}{1,4} = 0,75$$

$$t'_{a,rd} = \eta \cdot t_{a,rd} = 0,75 \cdot 0,17 \cdot f_{vd} = 0,079 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_a}{t'_{a,rd}} = \frac{0,046}{0,079} = 0,58 < 1,0$$

3.5 Herstellung – Transport – Montage

3.5.1 Herstellung im Werk

Mit der Herstellung großer, verklebter Knotenausbildungen der vorliegenden Art sollten ausschließlich Firmen mit entsprechender Erfahrung und den erforderlichen Einrichtungen betraut werden. Zudem müssen alle Arbeiten in geschlossenen, klimatisierten Hallen vorgenommen werden. Unternehmen mit der „Großen (deutschen) Leimgenehmigung“ erfüllen alle Voraussetzungen zur gütegeprüften Herstellung von verleimten (geklebten) Sonderkonstruktionen.

Die Verklebung erfolgte mit fugenfüllendem (bis 2 mm Fugendicke) Phenol- Resorcinharzleim (Dynosol S 204) bei Normalklima in eigens dafür angefertigten Pressvorrichtungen bei einem Pressdruck von ca. 0.04 KN/cm². Es wurden jeweils Pakete von 2 oder 3 Bindern auf einmal verpresst, bei einer Presszeit von 20 Stunden (im Tagesrhythmus) und einer Nachhärtezeit von ca. 72 Stunden. Alle Vorgänge wurden protokolliert und die Güte der Verklebung durch Delaminierungsproben abgesichert.



Abb. B3.12 Manueller Leimauftrag Dynosol S 204 (Quelle: H. Stingl)



Abb. B3.13 Ansetzen der Pressen (links) und Spindelpressen zu je 7 to Presskraft (rechts). (Quelle: H. Stingl)



Abb. B3.14 Presspaket aus drei Bindern (links) und BSH-Querschnitte mit Kerto-Platten; Leimaustritt als Kontrolle des Leimauftrages (rechts). (Quelle: H. Stingl)

3. Soweit möglich wurden bereits im Werk alle Stahlauflagerteile sowie Anschlusssteile der Dachverbände an den Trägern vormontiert.

3.5.2 Transport auf die Baustelle

Der Transport, der mit den Dachvorsprüngen bis zu 38.0 m langen und 3.90 m hohen Träger erfolgte problemlos mit angemieteten Spezialfahrzeugen. Selbstverständlich wurden vor der Entscheidung zu diesem Bindersystem die Transportmöglichkeiten abgesichert.



Abb. B3.15 Transport der Dachelemente auf die Baustelle (Quelle: H. Stingl)

3.5.3 Montage der Träger

Die Träger wurden mit Hilfe eines Mobilkranes auf der Baustelle auf die Betonfertigteilstützen eingehoben und montiert.



Abb. B3.16 Montage der Träger (links) und Binderauflager mit Anschluss Kerto-Platten und Stützkeilen zwischen den Gurten (rechts). (Quelle: H. Stingl)



Abb. B3.17 Fertig montiertes Dachtragwerk mit Pfettenlage und Dachverbänden (erstes Hallenschiff). (Quelle: H. Stingl)

3.6 Konstruktive Maßnahmen

1.) Kräfteinleitung: Zur Begrenzung von Spannungsspitzen im Bereich des Ansatzes der Kerto-Platten an den BSH-Zuggurt sollten entweder die Kerto-Platten schräg verlaufend unter max. 1 : 4 angehebelt oder die Laschenendausbildung mit einem Sägeschnitt entsprechend Abb. B3.18 versehen werden. Die Verschraubung der Plattenenden mit Vollgewindeschrauben dient der vorbeugenden Absicherung gegen Querschnittseinrisse bei den Platten.

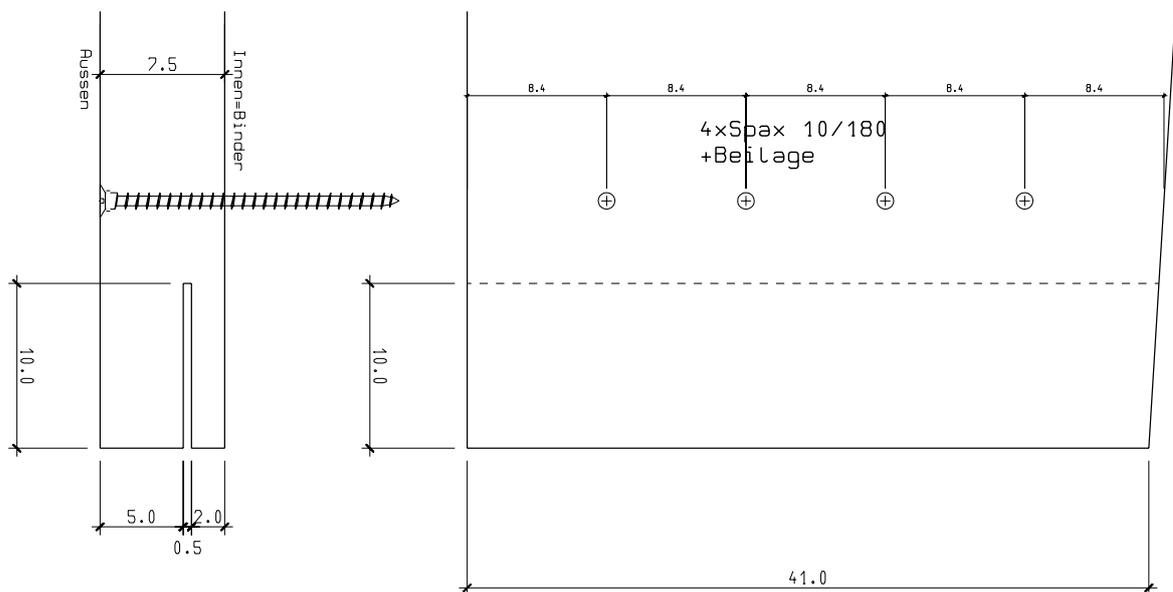


Abb. B3.18 Skizze konstruktive Maßnahme zur Kräfteinleitung in die Furnierschichtholzplatten

2.) Abstützung Binderriegel-Zuggurt: Wegen des Höhensprunges der Klebeflächen-Schwerpunkte ist es von statischem Vorteil, den „geknickten“ Zuggurt gegen den Binderriegel nach oben durch ein eingeleimtes Passtück abzustützen (vgl. Statik 2.2.)

3.7 Zusammenfassung und Ausblick

Es ist nicht nur eine Frage der Kosten, in Zusammenhang mit einem Dachtragwerk eine optimale Konstruktion zu finden, es ist auch zum (Denk-) Sport geworden, mit möglichst geringem Stahlanteil am Tragwerk auszukommen. Im vorliegenden Fall wurde diese Linie verfolgt und das Ergebnis lautet auf die etwa gleiche Menge Stahl pro m^3 Holz wie bei vollwandigen BSH-Satteldachträgern, also fast null.

Die neuen Holzwerkstoffe, allen voran Furnierschichtholz, zeichnen sich durch hohe, volumsbezogene Wirksamkeit in der mechanischen Beanspruchbarkeit aus. Das lässt große Kräfte auf engem Raum übertragen. Eine Weiterentwicklung könnte die technologische Einarbeitung von vorgespannten Kohlenstoff- oder Aramidfaser-Gittermatten – wie sie im Flugzeugbau Verwendung finden – für höchst beanspruchbare Holzwerkstoffe sein.

Die Vielfalt der am Markt verfügbaren Holzwerkstoffe ist dem Ingenieur wegen der vielen verschiedenen Materialkennwerte und deren Charakteristika oft eine Belastung. Andererseits ermöglicht das gezielte Variieren der Werkstoffe interessante und wirtschaftliche Baulösungen. Die Bewegungsfreiheit innerhalb der Holzwerkstoffe zeichnet Architekt und Ingenieur aus.

Mit der Ausführungsart des vorliegenden Projektes wurde eine durchaus wirtschaftliche Lösung einer Tragwerksvariante vorgezeigt. Dies gilt, wenn der Winkel zwischen Faserrichtung der Kertolasche und dem BSH-Obergurt klein genug ist, um die Spannungskomponenten quer zur Faserrichtung (Roll-

schubanteil) unter dem Grenzwert zu halten. Mit Verzicht auf genaue Nachweise werden hier als Maximum 14° vorgeschlagen.

An Forschungsbedarf in diesem Zusammenhang ergäbe sich die Erstellung einer FE-Modellrechnung mit Ergebnissen zum Spannungsverlauf im BSH und den Furnierschichtholzlaschen mit begleitenden Versuchen. Die Aussagen sollten auf eine rasche und einfache Bemessung abzielen.

Entwicklungsmöglichkeiten bieten sich im Einsatz von seitlichen Aufleimern bei Auflagerpressflächenverstärkungen, Rahmeneckausführungen, Trägersausklinkungen, Querszugverstärkungen, anderen Trägertypen wie Vierendelträger oder Ähnlichem. Oder anders zusammengefasst: Bei Kraft- und Spannungsumlenkungen, bei Verdichtung oder Verteilung von Kraftflüssen und bei Absperwirkungen im Holzbau.

3.8 Literaturhinweise

Die folgenden Literaturhinweise enthalten sowohl in diesem Kapitel zitierte Werke als auch Literaturquellen zur weiteren Vertiefung.

Im Text zitierte Literaturstellen

- [B3-1] DUTKO, P.: Grundlagen des Holzleimbaues. In: Bauingenieurpraxis Heft 51, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1969.
- [B3-2] HOCHREINER, G.: Entwurf Gutachtliche Stellungnahme 26. 06. 2000.

Literatur zur weiteren Vertiefung

- [B3-3] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR HOLZFORSCHUNG: Festigkeitsuntersuchung großflächig geklebter Holzverbindungen. In: DGfH-Projekt Nr. F-86/15, 1989.
- [B3-4] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR HOLZFORSCHUNG: Rechnerische Ermittlung des Spannungsverlaufs in Leimfugen großflächig geklebter Holzverbindungen nach der Methode der finiten Elemente. In: DGfH-Projekt Nr. F-86/15, 1989.
- [B3-5] EPPLE, A.: Untersuchung über Einflüsse auf die Spannungsverteilung in aufgeleimten Holzlaschen und hölzernen Knotenplatten. Dissertation, Universität Hamburg, 1983.
- [B3-6] GRÄFE, R. (Hrsg.): Zur Geschichte des Konstruierens. Dt. Verl.-Anst., Stuttgart, 1989.
- [B3-7] GLOS, P.; HENRICI, D., HORSTMANN, H.: Festigkeit großflächig geleimter Knotenverbindungen. In: Holz als Roh- und Werkstoff, Jg. 45, S. 355-364, 1987.

4 Produktionshalle Fa. HILTI

UNTERSCHANTE DACHTRAGWERKE und ihre STABILITÄTSPROBLEME

am Beispiel des Hallenneubaues der Zweigniederlassung der Fa. HILTI AG in Thüringen (Vorarlberg, AT)



Abb. B4.1 Neu errichtete Produktionshalle der Fa. HILTI AG in Thüringen. (Foto: Kaufmann Bausysteme GmbH)

4.1 Allgemeines

Historisch wird der Beginn der industriellen Revolution mit Ende 18. Jahrhundert bis Anfang 19. Jahrhundert angesetzt und zugleich in Verbindung gebracht mit der gesellschaftlichen Sensibilisierung zu den Themen Arbeit, Arbeitsverhältnisse, Arbeitsumfeld usw. In alten Bildern, noch vor der Erfindung der Fotografie, können wir heute die damaligen düsteren Arbeitsbedingungen unserer Ur-Urgroßeltern nachempfinden: In Rauch und Ruß gehüllte Menschengestalten werken in dunklen Schmiedehallen, in engen, von Maschinen, Vorgelegen und Transmissionsriemen kreuz und quer durchschnittenen, unfallträchtigen Werkstätten, kaum Luft, kaum Tageslicht. Zur Befreiung aus solchen tristen, sklavischen Situationen bedurfte es vieler späterer Generationen und weiterer, anders gelagerter Revolutionen, wie wir wissen.

Heute natürlich, nach zwei Jahrhunderten Entwicklung der Arbeitswelten, ist es für jeden Architekten und Ingenieur zum Dogma geworden, ein menschenwürdiges Arbeitsumfeld zu gestalten: Die Werk- und Arbeitsräume müssen hell und luftig sein und ansprechendes, freundliches Ambiente bieten. Die natürliche Ausleuchtung von Werkhallen wird großzügig angelegt, genauso wie weite Stützenraster

für verbesserte Bewegungsfreiheit sorgen. Der moderne Industriebau nützt die wissenschaftlichen Erkenntnisse der Ergonomie und des Bauwerkeinflusses auf die Psyche des „werktätigen“ Menschen (Licht, Farbe, Material, usw.). Zugleich sind die Planungen von Industriebauten von Funktion, Produktionsabläufen, Raumklimabedingungen, eventuelle spätere Funktionsänderungen u. dgl. bestimmt.

Die Erfahrung zeigt, dass fast immer ausgeglichene Bauwerksentwürfe und Realisierungen folgen, wenn rechtzeitig Teambildungen zu Stande kommen, in denen Architekt, Tragwerksplaner, Anlagenbauer und Haustechniker zusammen wirken. Erst aus einer konstruktiven Interaktion aller dieser beteiligten Personen entstehen optimale Baulösungen.

Zu den Nutzungskriterien kommen schließlich weitere Aspekte, wie die der Gesamtbaukosten, Amortisationszeit, Restwert, Entsorgungskosten, usw. hinzu. In der Planungsphase jedoch passiert es häufig, dass der Ausschreiber sein Kostenaugenmerk zuerst auf das Dachtragwerk richtet, in der Meinung, am wirksamsten hier den Sparstift ansetzen zu können. In POLONY [B4-3] ist nachzulesen, wie im Industriebau die Kostenverteilung vorliegt. Dort geht, bei vergleichsweise großen Hallen, mit ca. 5- bis 8 % der Gesamtbaukosten das Dachtragwerk in die Kalkulation ein, während dem gegenüber die Fassadenkosten immerhin zwischen 10 und 15 % ausmachen.

Allein Ingenieur und Architekt haben zusammen unter Wahrung der bauseitigen Vorgaben und Interessen das Gesamttragwerk mit den Möglichkeiten des Dachtragwerkes fest zu legen. Die Wirtschaftlichkeit müsste bei richtigem Vorgehen in der Planung automatisch anfallen und nicht primäres Ziel sein, da sonst andere, genau so wichtige Planungsziele verloren gehen.

Die Entscheidung, ob vollwandige oder aufgelöste Tragstrukturen die Dachkonstruktion bilden sollen, ist oftmals nur in der Haustechnik zu finden. Im Holzbau macht es wenig Sinn, wenn Vollwandträger in ihrer Lage von der Haustechnik-Leitungsführung mehrfach getroffen werden und Durchbrüche erforderlich machen. In diesem Falle sind aufgelöste, fachwerkartige Strukturen vorteilhafter als vollwandige.

Eine solche, für Holztragwerke günstige Lösung, findet sich in den unterspannten Konstruktionen, einer Tragwerkssonderart zwischen Balken und Fachwerk. Die darin auftretenden Zugglieder werden wegen der Effizienz der Kraftanschlüsse fast immer in Stahl gewählt. Gurte und Riegel, normalkraft- und biegebeansprucht, ergeben BSH-Querschnitte, rechteckig oder fast quadratisch, Furnierschicht-holzbalken oder sogar BSP-Platten bei unterspannten Flächentragwerken. In diesen Systemen gelingen wirtschaftliche Lösungen auch bei großen Spannweiten, wenn nur die Systemhöhen ausreichend gewählt werden können. Mit den dünnen Stahlquerschnitten wirken diese Träger optisch sehr ansprechend. Ein Brandschutzanstrich, hier auf den geringen Stahlanteil angewendet, erbringt Brandwiderstandsklassen der Gesamtkonstruktion R30 bis R60, wenn nicht ohnedies, wie häufig im Industriebau eingesetzt, Sprinkleranlagen konzipiert sind.

Historische Beispiele für „unterspannte Holzkonstruktionen“:

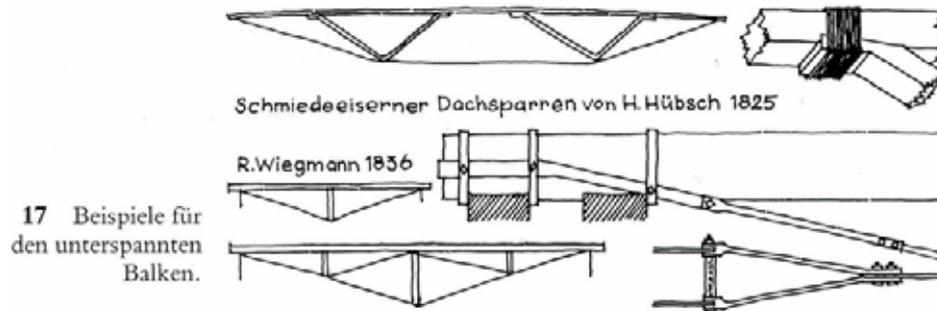
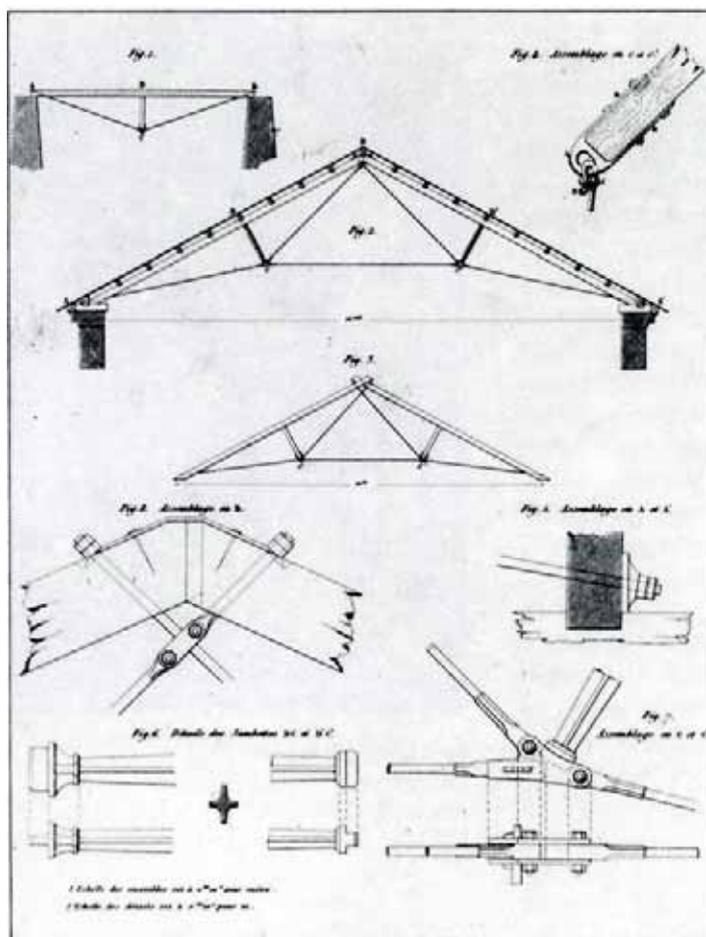


Abb. B4.2 Plonceuträger (Quelle: [B4-1])



16 Dachbinder nach Camille Polonceau (nach Revue générale de l'architecture, 1840, Tf. 2).

Abb. B4.3 Plonceuträger (Quelle: [B4-1])

4.2 Generelles zum Projekt

Bauherr: HILTI AG Zweigniederlassung Thüringen, A-6712 Thüringen

Bauvorhaben: Neubau Produktionshalle

Baujahr: 2008

Hallenlänge: ca. 92 m, Hallenbreite ca. 90 m, Grundrissfläche ca. 8250 m²

Architektur: ATP Innsbruck: DI Mathias Wehrle, A-6010 Innsbruck

Projektabwicklung: Bmstr. Dipl.-Arch. (FH) Mathias Simma

Statik: Merz Kley Partner GmbH, A-6850 Dornbirn. DI Konrad Merz, DI Bischof

Gesamtausführung Dachkonstruktion: Kaufmann Bausysteme GmbH, A-6870 Reuthe



Abb. B4.4 Innenansicht mit Blick auf die Lichtbänder (links), Halleninnenansicht mit Blick auf die unterspannten Hauptträger (rechts). (Fotos: Kaufmann Bausysteme GmbH)

Mit einer Hallentiefe von 90 m und Länge von ca. 92 m bietet die zweigeschoßige Halle eine gesamte Produktionsfläche von ca. 16500 m², verwendet für die Herstellung der bekannten HILTI-Bohrgeräte, Schneidwerkzeuge, Bohrhämmer und ähnliche Elektrowerkzeuge aus dem eigenem Firmenprogramm.

Wegen der geforderten Zweigeschoßigkeit wurde eine Beton-Skelettbauweise in Fertigteilen, allerdings nur bis auf Unterkante der Dachkonstruktion, gewählt. Der Stützenraster ist mit 10.0 / 25.0 m den Bedürfnissen der maschinellen Anlagen und Fertigungsabläufe angepasst. Ein größerer Raster schien wegen der relativ kleinen Erzeugnisse nicht wirtschaftlich.

Eine geforderte, beste natürliche Belichtung ließe sich bei diesen großen Grundrissabmessungen ohnedies nur über das Dach lösen, womit eine Shedausbildung mit Ausrichtung nach Norden zu konzipieren war. Weiters sollte das Dachtragwerk als leichte, aufgelöste Konstruktion auf den Stützenköpfen aufliegen.

Die enge Zusammenarbeit des Architekturbüros ATP, Herr DI Wehrle, mit dem Statikbüro Merz Kley u. Partner, Herr DI Bischof und im Vorfeld der Anbotslegung auch mit der Holzbaufirma ermöglichten erst die Einhaltung der äußerst kurzen Termine: Für Holzbauplanung, Werksfertigung und Montage standen der Fa. Kaufmann- Bausysteme nur knappe 8 Wochen zur Verfügung. Bereits 4 Wochen nach Auftragserhalt musste die Holzbaufirma mit der Montage beginnen. Bei der vorhandenen inneren Komplexität der Holzdachkonstruktion mit allen Details an den Auflagern, Knoten und Stabanschlüssen war es parallel eine herausragende Organisationsaufgabe an alle Beteiligten.

Die gesamte Logistik des Ablaufes, bestimmt durch beengte Platzverhältnisse im Abbundwerk und auf der Baustelle, baute auf just in time Abruf und Zustellung der Bauteile, auf Montage ohne Zwischenlagerung. Also musste die Reihenfolge der Verladungen und Anlieferungen exakt geplant und eingehalten werden, um unnötiges Verheben der Elemente und Teile zu vermeiden.

Alle Dachelemente wurden im Werk mit einer Schutzdachfolie ausgestattet, um bei der Montage witterungsunabhängig zu sein.

Ein Blick auf die Ausführungspläne zeigt hier sehr deutlich die Notwendigkeit exakter und durchgängiger Detaillierungen, selbst mit allen Angaben der Zuschnitte, Stahleinbauteile und Verbindungsmittel in allen Teilen der Konstruktion. Er lässt auch den Planungsaufwand erahnen, ehe noch irgendwelche Prozesse in der Fertigung ablaufen können.

**DETAIL 09 | STB-SÄULENKOPFANSCHLUSS
ACHSE B**

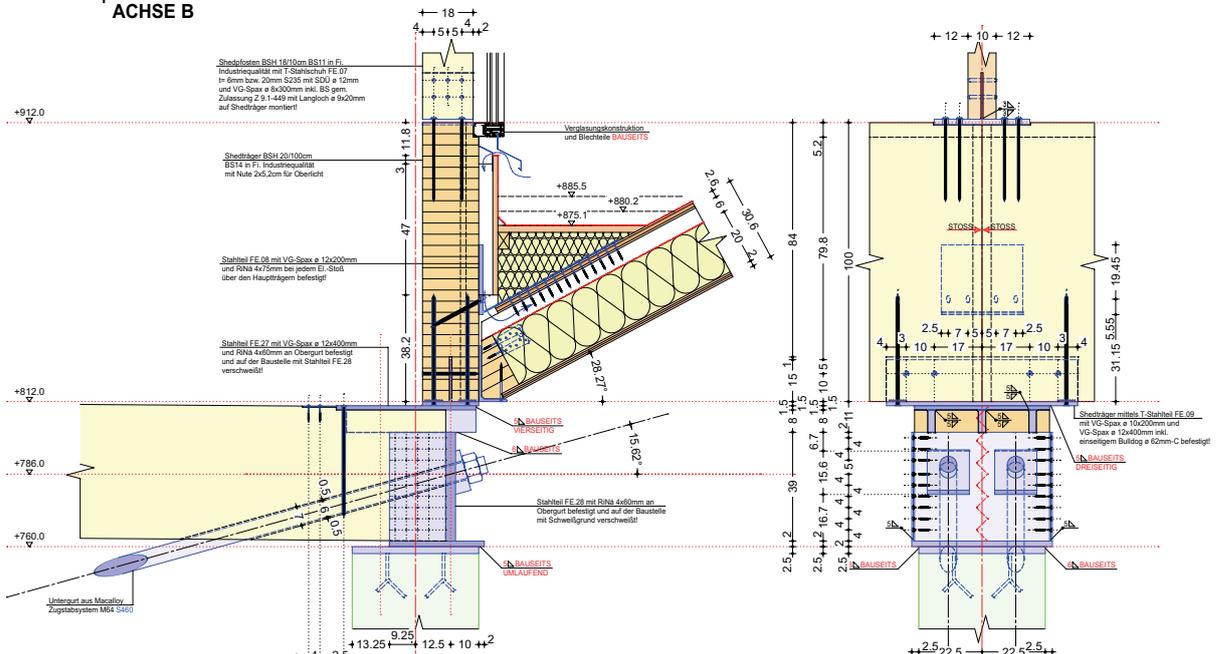


Abb. B4.5 Plananschnitt: Anschluss Dachelemente an Shedträger mit Rinnenausbildung, Auflagerund und Kopfausbildung des unterspannten Trägers usw. (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)

Die HILIT AG ist europaweit tätig und plant die Errichtung weiterer, ähnlicher Produktionshallen. Das Projekt in Thüringen wurde zugleich als Pilotprojekt mit hohem Entwicklungspotential gestartet.



Abb. B4.6 Rohbau Dachkonstruktion (Foto: Kaufmann Bausysteme GmbH)

4.3 System Dachtragwerk

Das Haupttragwerk bilden 25.0 m frei gespannte Träger mit Stahlunterspannung, bei einer Lasten-zugsbreite von 10.0 m. Sie liegen mit einer Gurthöhe von ca. 48 cm direkt auf den Stahlbeton-Fertigteilstützen auf. Die Unterspannung ist 2-teilig mit Spannstangen des Systems Macalloy M64 und drittelt die Stützweite. Über die Stahlauflagerteile werden Auflagerkraft und V- Komponente der schräg weglauenden Abspannung kurzgeschlossen, so dass lediglich ein geringer Querkraftanteil des Obergurtes für die Pressung senkrecht zur Faserrichtung des Holzes relevant ist. Die seitliche Stabilisierung des Obergurtes gegen Ausknicken geschieht in den Drittelpunkten durch die Shedträger und die anschließenden Dachscheiben. Ein Wegkippen des geknickten Zuggurtes wird durch Ein-spannung der V-Stützen im Obergurt und darüber hinaus in die weiter oben liegenden Shedträger durch „Verbindungs-Überbrückung“ des eigenen Obergurtes- verhindert.

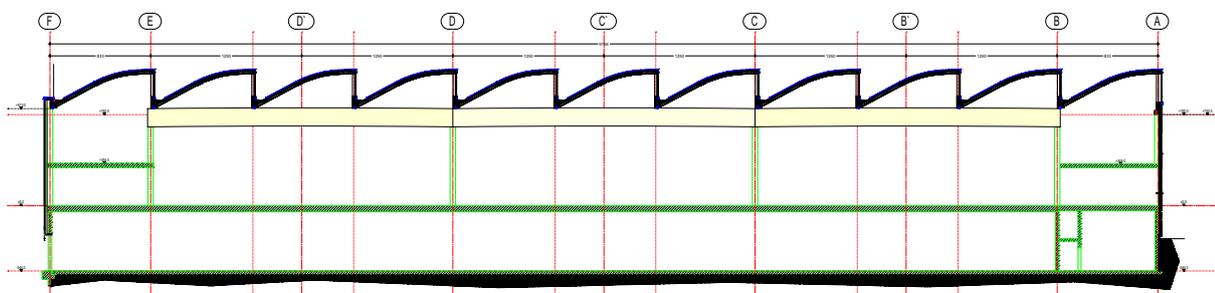


Abb. B4.7 Planausschnitt aus Hallenlängsschnitt der Halle (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)

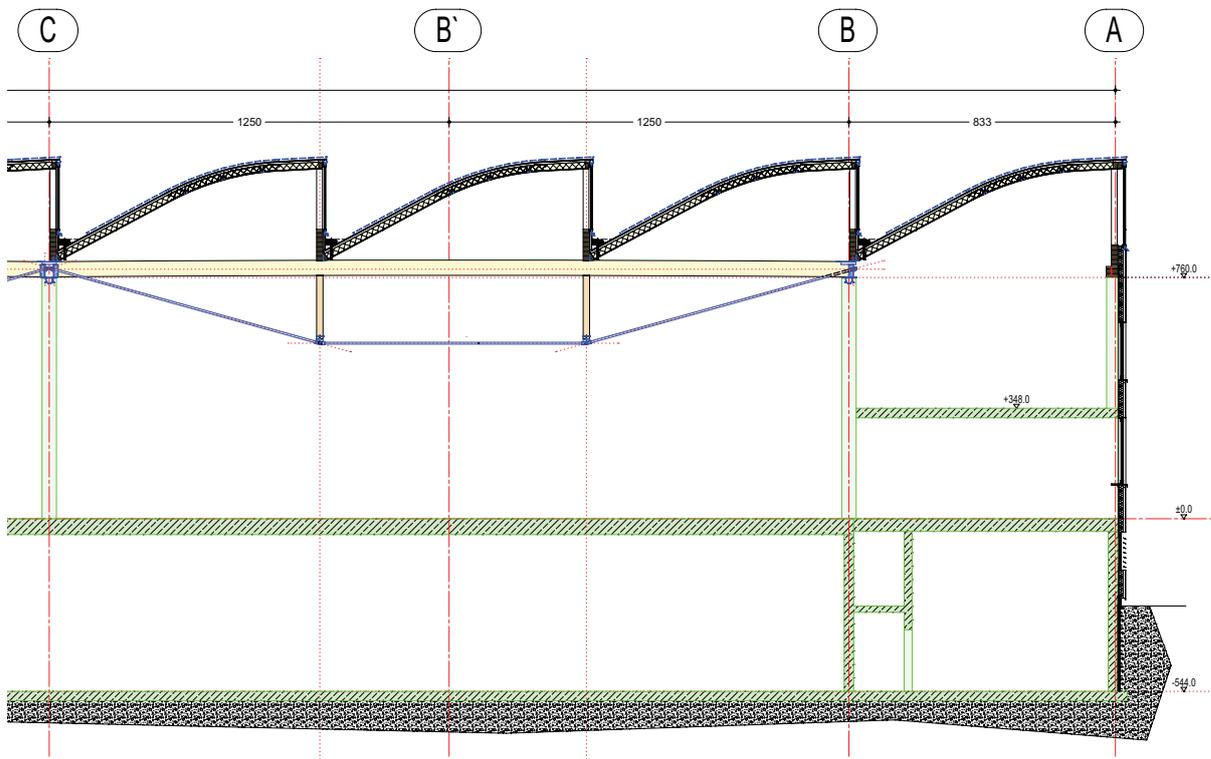


Abb. B4.8 Planausschnitt aus Hallenlängsschnitt mit Hauptträger (Quelle: Kaufmann Baustysteme GmbH)

SCHEMASCHNITT SHED

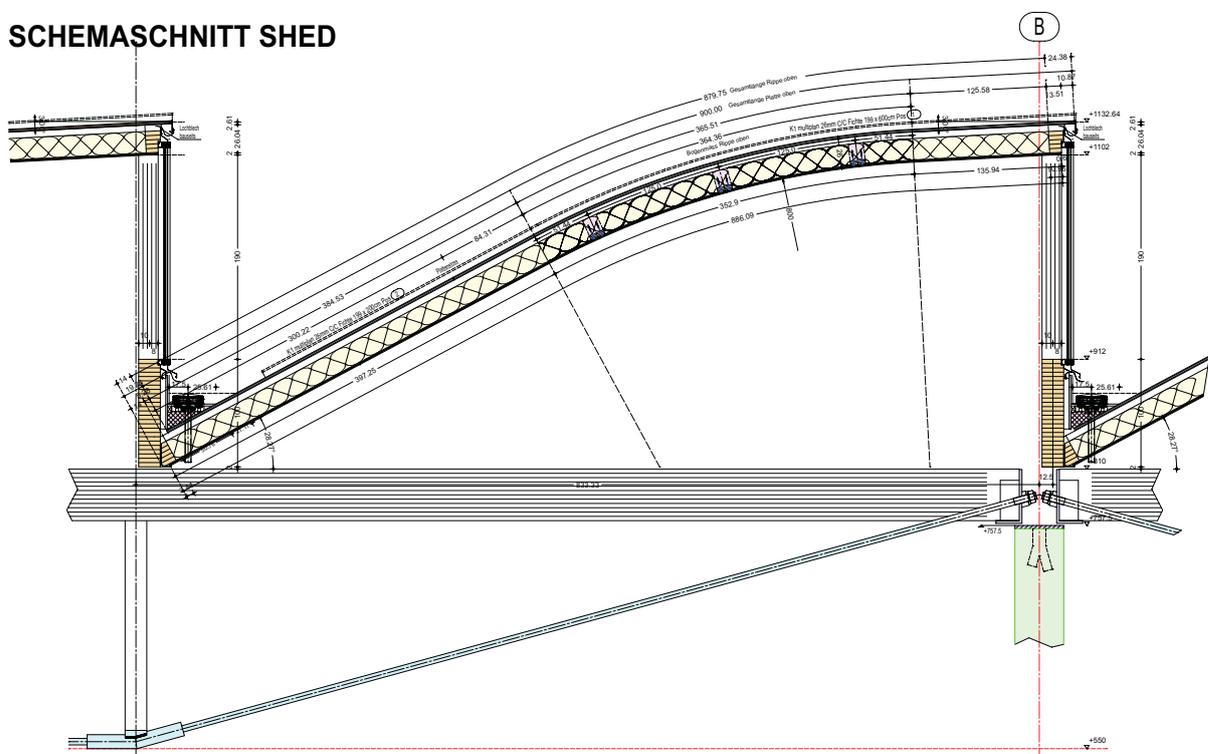


Abb. B4.9 Planausschnitt Shedelemente mit Aufständering am Shedträger (Quelle: Kaufmann Baustysteme GmbH)

Die Shedträger, Einfeldträger mit 10.0 m Stützweite, lagern auf Pressflächenverstärkungen und den vor genannten Hauptträgern auf. Ihr Achsabstand beträgt ca. 8.33 m, also in Drittelteilung zur Stützweite der Hauptträger. Aufständungen am Shedträger ermöglichen das Firstauflager der Shedelemente, während das Traufauflager direkt über am Shedträger abgehängte, durchgehende Stahlteile gebildet wird. In Längsrichtung gibt es lotrechte Rundstahl- Auskreuzungen bei den Aufständungen, quer dazu erfolgt die Stabilisierung über von unten nach oben aufgebaute Knotenverstärkungen durch Vollgewindeschrauben und Anbindung an die Scheibenwirkung der Dachelemente.

Die Shedelemente in Größe von ca. 2.0 m Breite und ca. 8.33 m Grundlänge sind als zweischalige, innen gedämmte, einsinnig gekrümmte Konstruktionen ausgeführt, aufgebaut aus BSH-Rippen mit unterer und oberer 3-Schichtplatte K1-Multiplan der Fa. MM-Kaufmann. Die so gebildeten Hohlkästen mit 26 cm Zwischenraum erlauben über der 20 cm Dämmung noch 6 cm Raum als Hinterlüftung oder zumindest als Klimaausgleichsschicht innerhalb der Elemente. Der Elementstoß erfolgt über übergreifende bzw. zurückgesetzte Plattenbeplankungen und enger Nagelung mit Scheibencharakter.

Die gesamte Deckenfläche der Halle wurde mit Sprinkleranlagen ausgerüstet, so dass an die Dachkonstruktion keine Brandschutzerfordernisse gestellt wurden.

4.4 Statische Nachweise

Anhand der bauseits vorliegenden Pläne und ausgeführten Dimensionen werden nachfolgend die relevanten statischen Nachrechnungen nach dem aktuell gültigen Normenpaket (Eurocode) aufgestellt und kombiniert.

Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkungen zu stahlunterspannten Trägern aus BSH.....	171
2	Einwirkungen.....	174
2.1	Eigenlasten Dachaufbau	174
2.2	Schneelasten	176
2.3	Windlasten auf Sheddach	177
2.4	Lastabtragung auf Shedträger	180
2.5	Lasten auf unterspannten Träger	181
2.6	Werksatz Haupt-Nebenträger	182
3	Unterspannter Träger.....	183
3.1	System, Dimensionen	183
3.2	Schnittlasten nach Theorie II. Ordnung	184
3.2.1	Ermittlung nach Kraftgrößenmethode (symm.)	184
3.2.2	Asymmetrische Laststellung	187
3.2.3	Temperatureinwirkung	189
3.2.4	Zusammenstellung der Bemessungswerte	190
3.3	Querschnittsnachweis Obergurt (Th. I. Ordn.) nach [14] und [2].....	191
4	Stabilitätsfälle	192
4.1	Biegeknicken des Obergurtes um die z-Achse	192
4.2	Biegeknicken in der Binderebene	194
4.2.1	Lastfallkombinationen	194
4.2.2	Imperfektionen	194
4.2.3	194
4.3	Zuggurtkippen	195
4.3.1	Theoretische Grundlagen	195
4.3.2	Ausführungsdetails und Modellbildung	202
4.3.2.1	Torsionssteifigkeit des Obergurtes	202
4.3.2.2	Drehfedersteifigkeit des Druckstabanschlusses	203
4.3.2.3	Gesamtdrehfedersteifigkeit des freien Obergurtes mit elastisch angeschlossener Kragstütze	205
4.3.2.4	Weitere Torsionslagerung des Obergurtes in 1 und 2 (gleichermaßen)	206
4.3.2.5	Anschluss des Zuggurtsystems an die Druckpfosten	208
4.3.3	Konkrete Nachweise nach Theorie II. Ordnung	211
4.3.3.1	Einordnung in Stabilitätsfälle nach 4.3.1.....	211
4.3.3.2	Druckpfosten Ausgangswerte	212
4.3.3.3	Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten	213
4.3.3.4	Kragstütze mit $EI = \infty$	214
4.3.3.5	Kragstütze mit EI (gemäß [B4-6])	215
4.3.3.6	Grenzmoment bei nicht klaffende Fuge zwischen Druckpfosten und Obergurt bzw. Obergurt und Shedträger	216
4.3.3.7	Torsionsmomente und Schubspannungen am Obergurt.....	218
5	Zusammenfassung.....	221



1. *Vorbemerkungen zu stahlunterspannten Trägern aus BSH*

Die besondere Wirksamkeit dieses Trägertyps – auch als Hybridsystem bezeichnet – entsteht bei Lastsymmetrie durch die Biegeentlastung des Obergurtes als Folge der Unterstützung durch die Vertikalstäbe. Demgegenüber bringt die Unterspannung zusätzliche Druckkräfte in den Obergurt. In den V-Stäben wirken die Umlenkkräfte des genickt geführten Untergurtes nach oben und entlastend. Die Verringerung der Biegemomente im OG ertüchtigt das System für große Spannweiten und macht es wirtschaftlich, da der eingesetzte Stahl aus Rund- oder Flachmaterial voll auf Zug ausgenutzt werden kann. Für die konstruktive Beherrschung der Umlenkung gibt es komplett fertige Zugstabsysteme mit vielen Anschlussmöglichkeiten der Stäbe bereits standardisiert im Handel.

Eine Unterscheidung der Typen in: Ein-, zwei- und mehrfach unterspannte Träger ist naheliegend. Beim mehrfach unterspannten Typus wird normalerweise eine Spannangenführung in Parabelform (Fischbauch) angesetzt, um bei Gleichlast die Momentenparabel des Druckgurtes abzubauen. Die Systemhöhe in Mitte sollte mindestens $L/12$ betragen, um im wirtschaftlichen Bereich zu liegen. Mit zunehmender Systemhöhe steigt der Biege widerstand während die Normalkräfte sinken. Im Falle asymmetrischer Belastung beim 2- und mehrfach unterspannten Träger wird der Obergurt mehr als Biegebalken herangezogen, da der Stützlinienanteil sich aus Gleichgewichtsgründen nur auf die kleinere der beiden Einzellasten beziehen kann. Eine einfache und wirksame Gegenmaßnahme bieten in diesem Fall Zugdiagonalen im 2. und vorletzten Feld, siehe untenstehende Skizze:

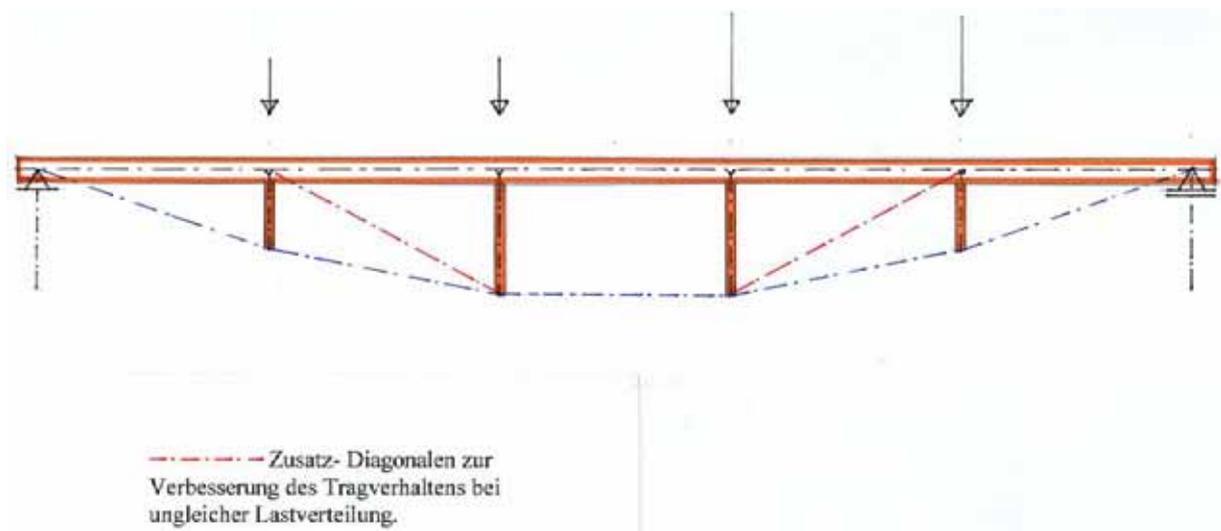
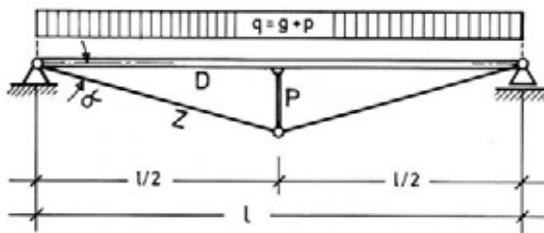


Abb. B4.10 Systemskizze „Unterspannter Träger“

Der INFORMATIONSDIENST HOLZ [B4-2] gibt einfache Bemessungsformeln für eine rasche Vorbemessung für unterspannte Systeme an:

Näherungsformeln für unterspannte Träger bei Gleichstreckenbelastung

Einfach unterspannter Träger



Biegemomente im Tragbalken:

$$\max M_{\text{Feld}} = + \frac{9}{512} \cdot q \cdot \ell^2$$

$$\min M_{\text{Stü}} = - \frac{1}{32} \cdot q \cdot \ell^2$$

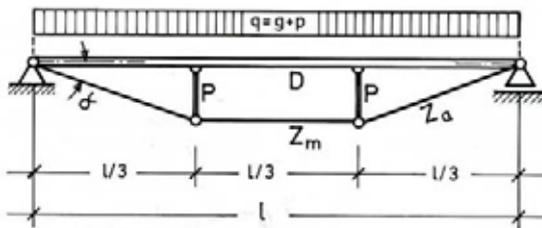
Längskräfte:

$$Z = + \frac{5}{16} \cdot \frac{q \cdot \ell}{\sin \alpha}$$

$$D = - \frac{5}{16} \cdot \frac{q \cdot \ell}{\tan \alpha}$$

$$P = - \frac{5}{8} \cdot q \cdot \ell$$

Doppelt unterspannter Träger



Biegemomente im Tragbalken:

$$\max M_{\text{Feld}} = + \frac{1}{112,5} \cdot q \cdot \ell^2$$

$$\min M_{\text{Stü}} = - \frac{1}{90} \cdot q \cdot \ell^2$$

Längskräfte:

$$Z_m = + \frac{11}{30} \cdot \frac{q \cdot \ell}{\tan \alpha}$$

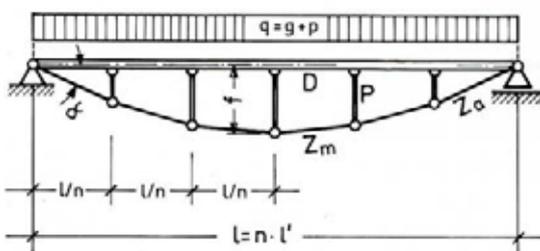
$$Z_a = + \frac{11}{30} \cdot \frac{q \cdot \ell}{\sin \alpha}$$

$$D = - \frac{11}{30} \cdot \frac{q \cdot \ell}{\tan \alpha}$$

$$P = - \frac{11}{30} \cdot q \cdot \ell$$

Mehrfach unterspannter Träger

Längsunterteilung in n gleiche Felder.
Die Knickpunkte des Zuggurtes liegen auf einer Parabel mit der Pfeilhöhe f.



Biegemomente im Tragbalken:

$$\max M_{\text{Feld}} \approx + \frac{q \cdot \ell^2}{12 \cdot n^2}$$

$$\min M_{\text{Stü}} \approx - \frac{q \cdot \ell^2}{9 \cdot n^2}$$

Längskräfte:

$$Z_m = + \frac{q \cdot \ell \cdot (n-1)}{2 \cdot n \cdot \tan \alpha}$$

$$Z_a = + \frac{q \cdot \ell \cdot (n-1)}{2 \cdot n \cdot \sin \alpha}$$

$$D = - \frac{q \cdot \ell \cdot (n-1)}{2 \cdot n \cdot \tan \alpha}$$

$$P = - \frac{q \cdot \ell}{n}$$

Abb. B4.11 Näherungsformeln zur Berechnung von unterspannten Systemen [B4-2]

Eine statische Berechnung dieser Trägerart, als Einfeldbalken, führt zu innerlich einfach statisch unbestimmten Systemen, die z.B. nach dem Kraftgrößenverfahren durch Ansatz der statisch Unbestimmten $X_1 = 1$ als H-Komponente im untersten Zuggurtstück gelöst werden können. Neben den

vorwiegenden Verformungsanteilen aus Stabdehnungen und Biegespannungen kann es angebracht sein, auf Schlupf der Verbindungen, Außermittigkeiten, Temperatureinwirkungen, sowie Schwind- und Quelleinflüsse auf das Holz in der Berechnung näher einzugehen.

Grundsätzlich wird empfohlen, die Träger mit Überhöhung herzustellen ($L/300$ bis $L/200$). Ein späteres Nachspannen der Untergurtstäbe sollte bereits beim Tragwerksentwurf mitbedacht werden, was oftmals „nur“ eine Frage der Zugänglichkeit ist.

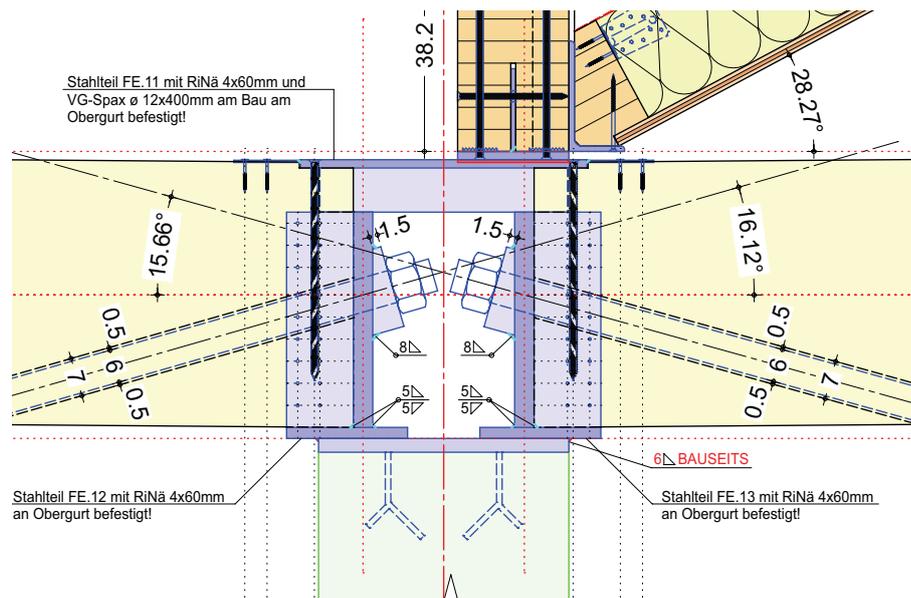


Abb. B4.12 Planausschnitt mit Auflagerdetail und Lage sowie Zugänglichkeit der Muttern (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)

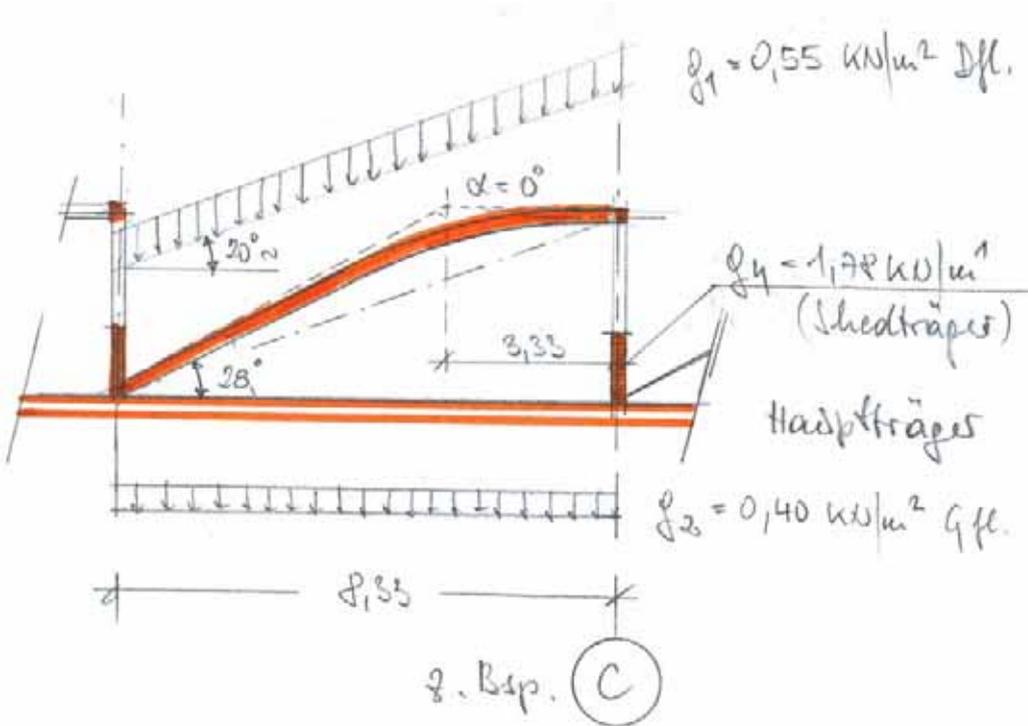
Beim System des, hier 2-fach, unterspannten Trägers liegen 3 Stabilitätsfälle vor, gegen die durch entsprechende konstruktive Maßnahmen wie Dimensionierung, Anbinden der Obergurte an Dachverbände und Sicherung der V-Stäbe gegen Kippen vorzugehen ist:

- Seitliches Ausknicken des Obergurtes aus der Binderebene (Siehe 4.1.)
- Ausknicken des Obergurtes in der Binderebene (Siehe 4.2.)
- „Zuggurtkippen“, d. h. seitliches Wegkippen der geknickt geführten Unterspannung aus der Binderebene (Siehe 4.3.)

2. Einwirkungen

2.1. Eigenlasten Dachaufbau

Blechendeckung	— 0,10 kN/m ² jfl.
2-schaliges Dachdekm.	— 0,45 — s —
<hr/>	
g ₁	0,55 kN/m ² jfl.
<hr/>	
g ₂ Installationslasten	0,40 kN/m ² jfl.
<hr/>	
Schlehdträger n 20/100 (450 kg/m ³)	— 0,90 kN/m ¹
Aufländerung (im Grundriss)	— 0,18
<hr/>	
g ₃ Schlehdträger	— 1,08 kN/m ¹
Glasfassade mit Rahmen H = 2,00 m; g = 0,35 kN/m ²	— 0,70 kN/m ¹
<hr/>	
g ₄ Schlehdachse	— 1,78 kN/m ¹
<hr/>	
Hauptträger:	
Og + V-Stäbe:	— 1,10 kN/m ¹
Unterspamm. + Stahl.	$\frac{1470}{25.0} \cdot n \sim$ — 0,60
<hr/>	
g ₅ Hauptträger	— 1,70 kN/m ¹

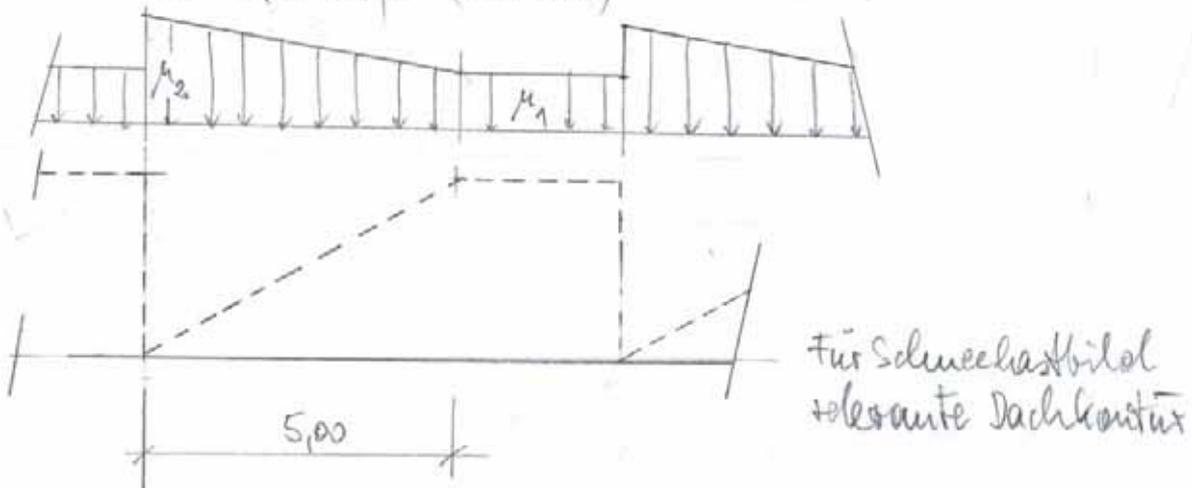


Dieser Schnitt Halle mit herausgegriffenem Sched und allen Eigenlasten.

2.2. Schneelasten

AT Thüringen V; SLZ 8; H = 573 m ü NN

$S_k = 3,13 \text{ kN/m}^2$ (a. Boden)



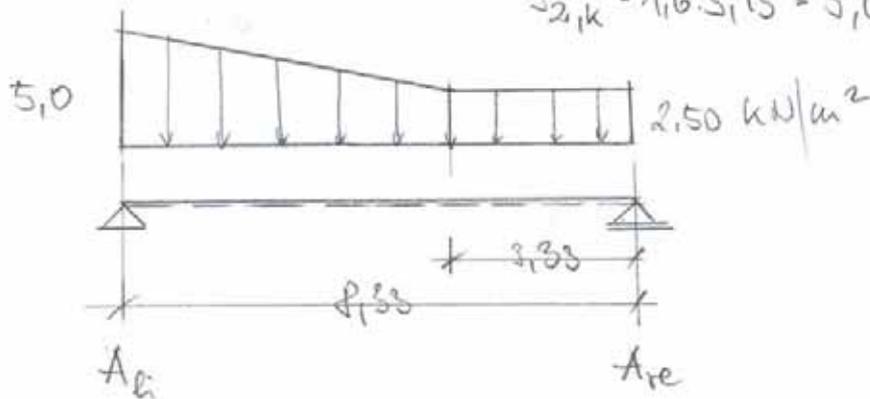
$$\text{case (i)}: \mu_1 = 0,8; \quad s_{1,k} = 0,8 \cdot 3,13 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{case (ii)}: \mu_2 = 1,6$$

$$\alpha_1 = 28^\circ; \quad \alpha_2 = 90^\circ;$$

$$\bar{\alpha} = \frac{28 + 90}{2} = 59^\circ$$

$$s_{2,k} = 1,6 \cdot 3,13 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$



$$A_{e1} = 15,42 \text{ kN/m}^2;$$

$$A_{re} = 11,66 \text{ kN/m}^2$$

$$+ A_{re} = 11,66$$

$$\underline{A = 27,08 \text{ kN/m}^2} \quad (\underline{\underline{= 3,25 \text{ kN/m}^2}} \wedge \underline{\underline{= 1,04 \cdot s_{k,1}}})$$

2.3. Windlasten auf Sheddach

(ÖNORM EN 1991-1-4, ÖNORM B 1991-1-4)

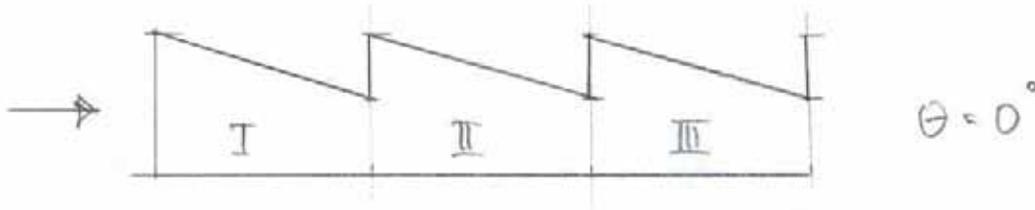
* Geländekategorie III

* Höhe über dem Boden $h = 11,50 \text{ m}$

* $c_e(z) = 1,9 \rightarrow s_{2,k} = 0,35 \text{ kN/m}^2$

$q_p(z) = 0,64 \text{ kN/m}^2$

Relevant sind a) b) (siehe Anhang)



Für Pultdach; $\alpha = 30^\circ$; Bereich H:

	I c_{pe}		II c_{pe}		III c_{pe}	
a.)	-0,2	+0,4	-0,16	+0,32	-0,12	+0,24
b1)		+0,4	-0,16	-0,16		-0,16
b2)	-0,2		-0,16		-0,16	

1) $c_{pi} > 0$; $c_{pi} = +0,2$; $c_p = -0,2 - 0,2 = -0,40$

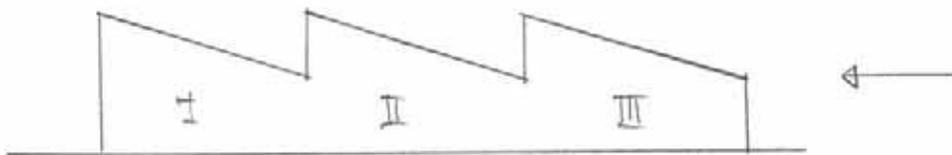
2) $c_{pi} < 0$; $c_{pi} = -0,3$; $c_p = 0,4 + 0,3 = +0,70$

Da Windexp für die hier vorgenommene Aufgabenstellung nicht relevant ist:

$\theta = 0^\circ$: $w_{dr} = c_p \cdot q_p = 0,70 \cdot 0,64 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

auf Dachfläche des Sheds einwirkend, die Lasten "verschärft" als "H" angesetzt.

* Anströmrichtung $\theta = 180^\circ$:



	I c_{pe}	II c_{pe}	III c_{pe}
a.)	-0,8	-0,64	-0,48
b1)	-0,8	+0,32	+0,32
b2)	-0,8	-0,64	-0,48

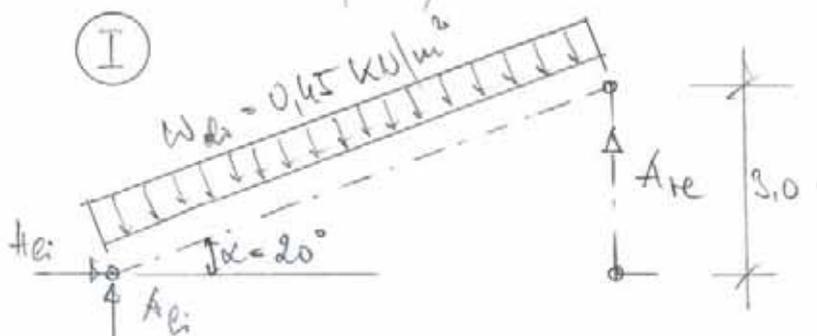
1.) $c_{pi} > 0$; $c_{pi} = 0,2$; $c_p = -0,8 - 0,2 = -1,0$

2.) $c_{pi} < 0$; $c_{pi} = -0,3$; $c_p = +0,32 + 0,3 = +0,62$

max Winddrucklast ; $w_{dr} = 0,62 \cdot 0,64 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

$0,40 < 0,45$

(Die Windsaugkräfte mit $\text{min } w_{sog} = -1,0 \cdot 0,64 = -0,64 \text{ kN/m}^2$.)



$$\underline{H_e = \frac{8,33 \cdot 0,45}{\cos \alpha} \cdot \sin \alpha = 1,36 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{A_{ei} = A_{re} = \frac{8,33 \cdot 0,45}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot \cos \alpha = 1,87 \text{ kN/m}^2}$$

$$\textcircled{\text{II}} \quad \underline{A_{ei} = A_{re} = \frac{8,33}{2} \cdot (0,32 + 0,15) \cdot 0,64 = 1,65 \text{ kN/m}^2}$$

2.4. Lastabtragung auf Shedträger

(bezogen auf Vertikal Komponenten)

Wippenweite auf Shedträger wirkend:

$$q_{1,k} = 0,55 \text{ kN/m}^2; \quad A_{ei} = A_{re} = \frac{8,33 \cdot 0,55}{2 \cdot \cos 20^\circ} = 2,44 \text{ kN/m}^2$$

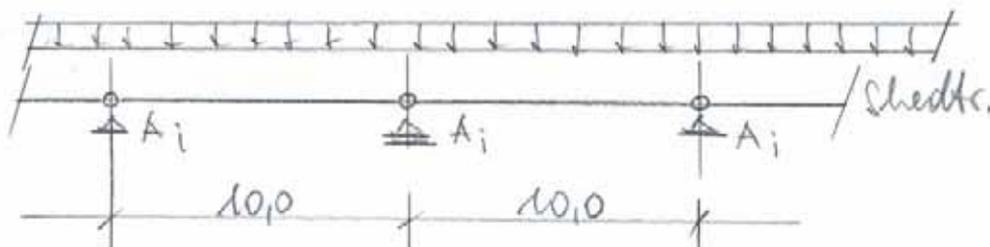
$$q_{2,k} = 0,40 \text{ kN/m}^2; \quad A_{ei} = A_{re} = \frac{8,33 \cdot 0,40}{2} = 1,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{A_{ei} = A_{re} = 4,10 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{A_{ei} + A_{re} = 8,20 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{q_{1,k} = 1,78 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{q_{konstr. \text{ auf Shedtr.}} = q_{shed,k} \approx 10,0 \text{ kN/m}^2}$$



$$\underline{A_{i, g, k} = 10,0 \cdot 10,0 = 100 \text{ kN}} \quad (= \text{Hauptträger-} \\ \text{-Belastung})$$

* Schneelasten voll (sv):

$$\underline{A_{i,sv,k} = 10,0 \cdot 27,08 = 270,8 \text{ kN}}$$

* Winddruckbelastung (vertikaler Anteil):

$$w_{dr}' = A_I + A_{II} = 1,87 + 1,65 = 3,52 \text{ kN/m}^2$$

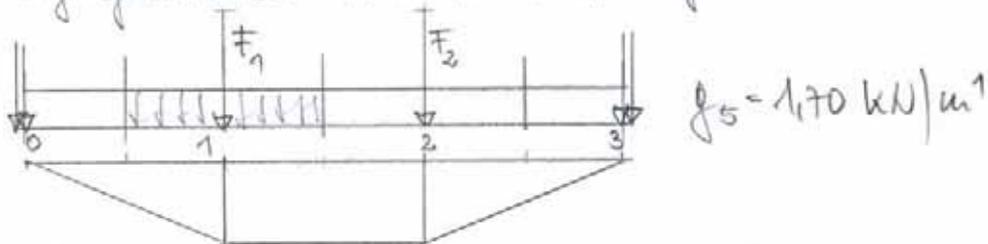
$$\underline{A_{i,w,k} = 10,0 \cdot 3,52 = 35,2 \text{ kN}}$$

2.5. Lasten auf unterspannten Träger

in Achsen 3 - 40; Achsabstand: 10,0 m

in den 1/3 - Punkten (H. 2.6. Wechsatz):

Eigengewichte; in Knotenlasten umgerechnet:

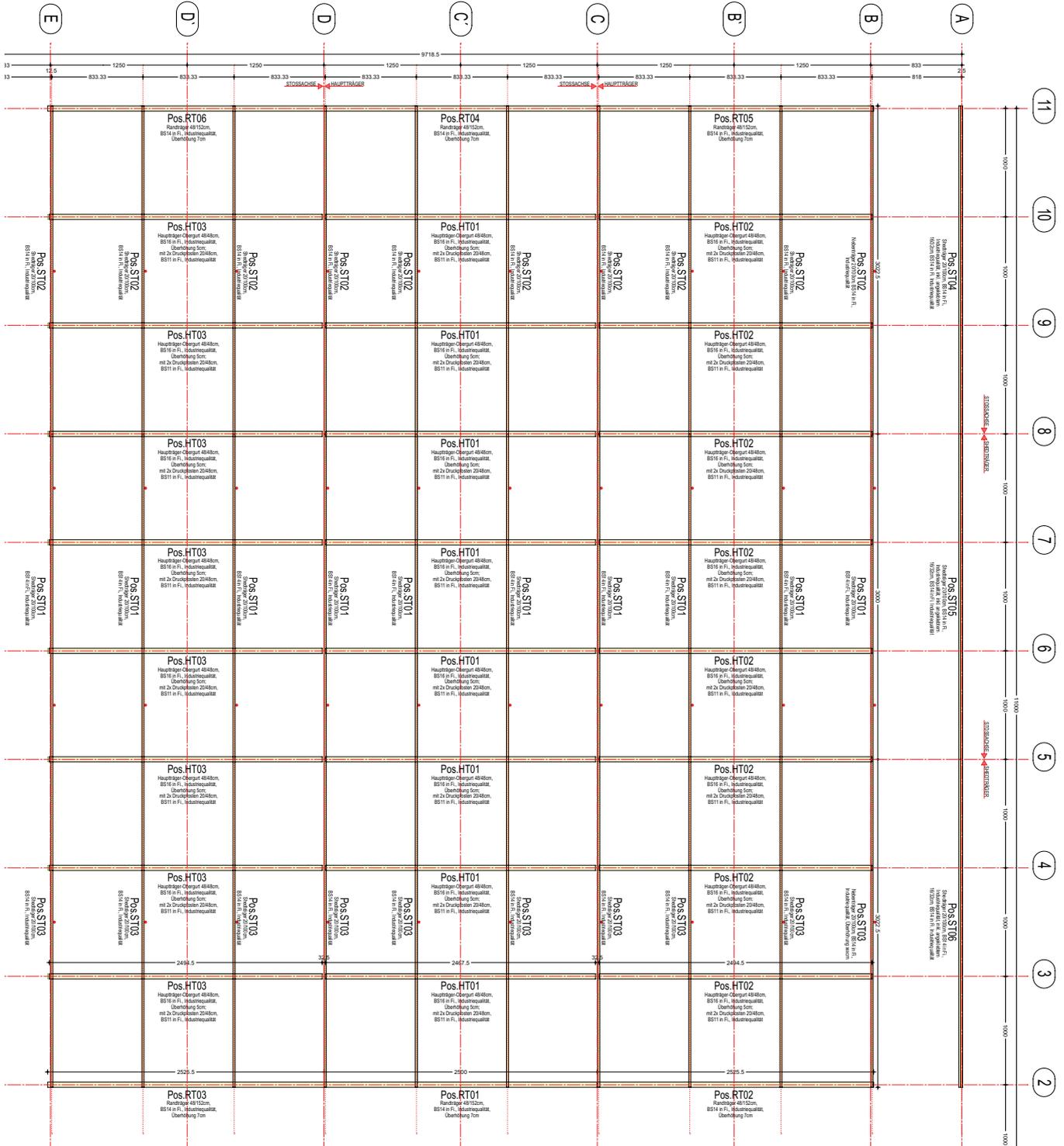


$$F_{1,g,k} = F_{2,g,k} = \frac{25,0}{3} \cdot 1,70 = 14,2 \text{ kN};$$

$$+ A_{i,g,k} = 100,0$$

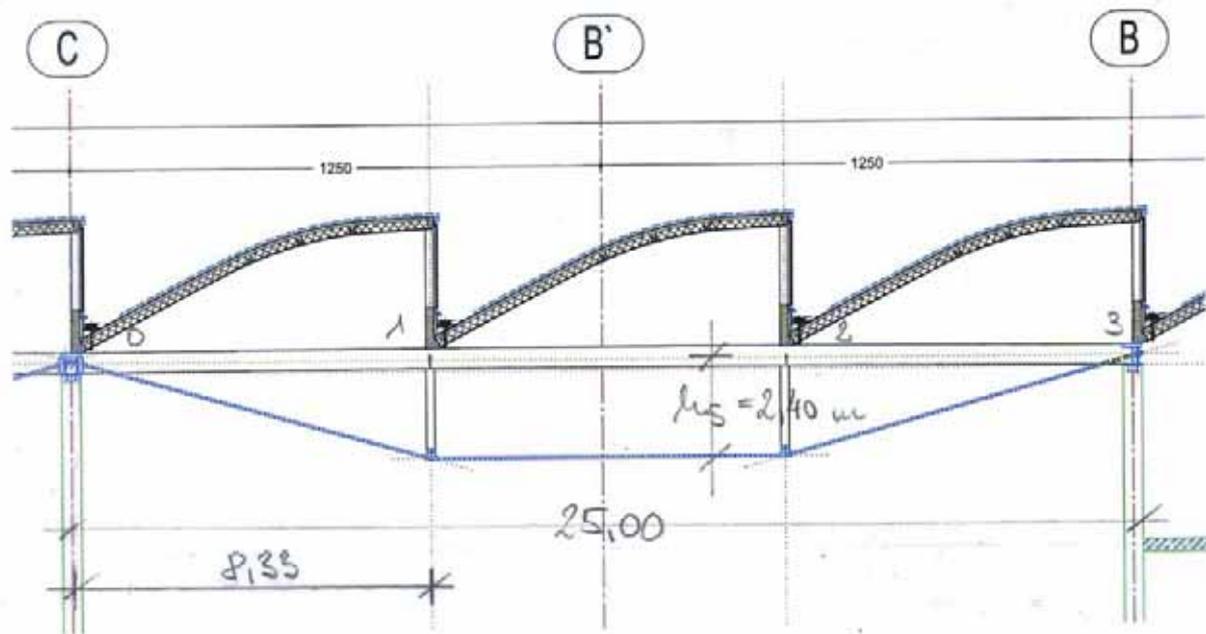
$$\underline{F_{G,k} = 114,2 \text{ kN}}$$

2.6. Werksatz Haupt-Nebenträger



3. *Unterspannter Träger*

3.1. *System, Dimensionen*



Oberspannt : 480/480 mm ; GL 32 h

V-Stäbe : 180/200 mm ; GL 24

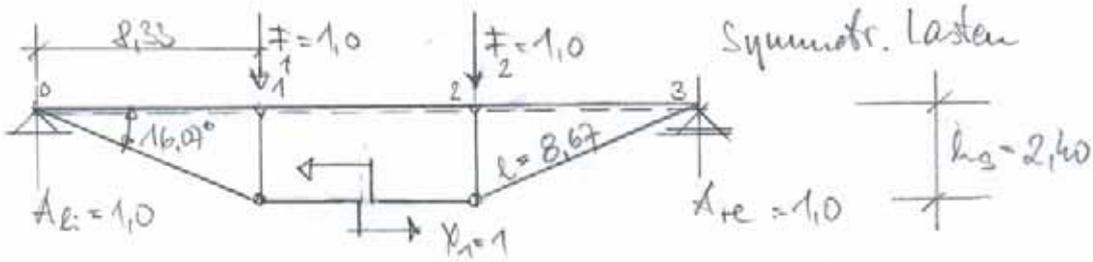
Unterspannt : Macalloy-System : 2 x M64, parallel.

Systemhöhe $h_s = 2,40$ m

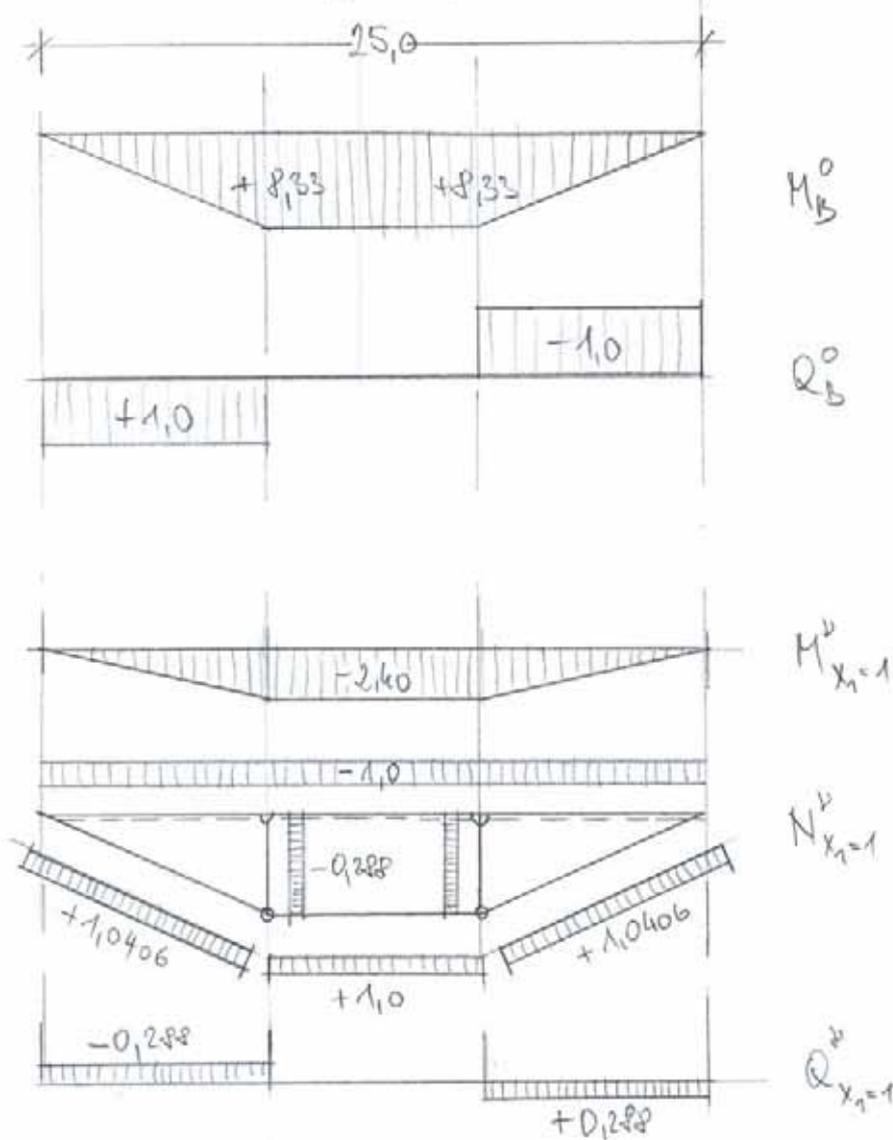
Da die Unterspannung nur Zugkräfte aufnimmt, ist das System nicht linear, d.h. die Überlagerung von symmetrischen und antisymmetrischen Lastfällen ist nicht direkt möglich.

3.2. Schnittlasten nach Theorie II. Ordnung

3.2.1. Ermittlung nach Kraftgrößenmethode (symm.)



stat. bestimmtes Grundsystem: $X_1 = 1$



* Verformungsanteile:

$$\delta_{1B} = \int_{(L)} \frac{M_B^0 \cdot M^p}{EJ} dx + \int_{(L)} \frac{N_B^0 \cdot N^p}{EA} dx + \int_{(L)} \frac{Q_B^0 \cdot Q^p}{GA \cdot x} dx$$

* Festigwerte: DIN 1052 [4]

Obergut: $A = 0,48 \cdot 0,48 = 0,23040 \text{ m}^2$

$$I_y = \frac{0,48^3 \cdot 0,48}{12} = 0,0044237 \text{ m}^4$$

$$E_{0, \text{mean}} = 1,370 \cdot E7 \text{ KN/m}^2$$

$$E_{0, \text{mean}} A_{H1} = 3,15648 \text{ E6 KN}$$

$$E_{0, \text{mean}} I_{H1} = 6,060442 \text{ E4 KNm}^2$$

V-Stäbe: $A = 0,20 \cdot 0,48 = 0,096 \text{ m}^2$

$$E_{0, \text{mean}} = 1,16 \text{ E7 KN/m}^2$$

$$E_{0, \text{mean}} A_{H2} = 1,1136 \text{ E6 KN}$$

Zugstäbe: 2 x M64 Macalloy 460 [Anhang]

$$A_s = 2 \cdot \frac{6,0^2 \cdot \pi}{4} = 56,6 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2,05 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$E_s A_s = 1,15866 \cdot \text{E6 KN}$$

* Der Verformungsanteil aus Querkraft wird vernachlässigt.

mit $E_c I_c$ -fachen Werten ($E_c I_c = 6,060442 \text{ kNm}^2$):

$$a_{11} = \left[2 \cdot 8,33 \cdot (-2,40)^2 \cdot \frac{1}{3} + 8,33 \cdot (-2,40)^2 \right]$$

$$+ \left[25,0 \cdot (-1,0)^2 \right] \cdot \frac{E_c I_c}{E_H A_{H1}}$$

$$+ \left[2 \cdot 2,40 \cdot (-0,25)^2 \right] \cdot \frac{E_c I_c}{E_H A_{H2}}$$

$$+ \frac{E_c I_c}{E_S A_S} \cdot \left[2 \cdot 8,67 \cdot 1,0406^2 + 8,33 \cdot 1 \right]$$

$$\underline{a_{11} = 79,968 + 0,48 + 0,022 + 1,4178 = 81,8976}$$

$$a_{1B} = \left[2 \cdot 8,33 \cdot (-2,40) \cdot 8,33 \cdot \frac{1}{3} + 8,33^2 \cdot (-2,40) \right]$$

$$\underline{a_{1B} = -277,56}$$

$$a_{11} \cdot x_1 + a_{1B} = 0; \quad \underline{x_1 = 3,389}$$

$$\underline{M_{1,B} = 8,33 - 3,389 \cdot 2,4 = +0,20 \text{ kNm} = M_{2,B}}$$

$$\underline{V_B = -3,39 \cdot 0,25 = -0,98 \text{ kN}}$$

$$\underline{Q_{0,B} = 1,0 - 0,98 = 0,02 \text{ kN}}$$

$$\underline{N_u = -3,39 \text{ kN}}$$

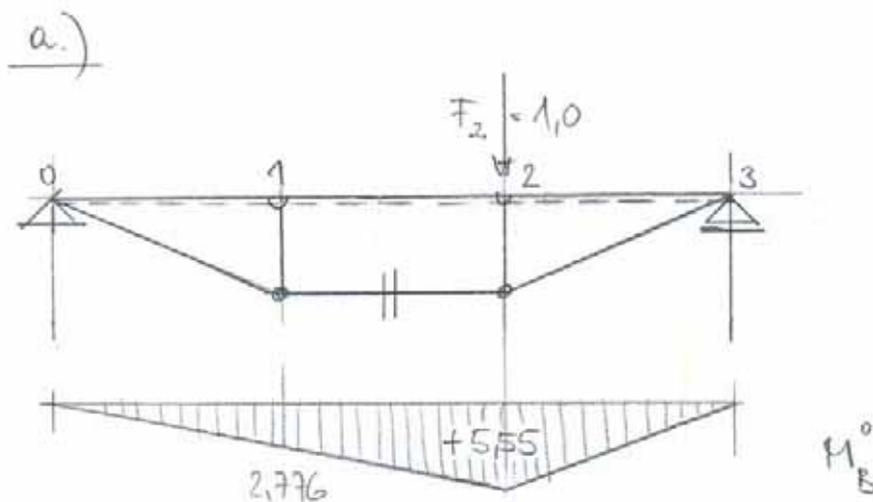
Vergleich mit Näherungslösung nach [1]

$$z_m = \frac{11 \cdot q \cdot l}{30 \cdot F_g \cdot \alpha} ; z = \frac{1/2 + 2 + 1/2}{25,0} = \frac{3}{25,0}$$

$$z_m = 3,22 \text{ KN} = 1,13 \cdot N$$

$$p (\hat{=} V_B) = - \frac{11}{30} \cdot q \cdot l = 1,10 \text{ KN} = 1,12 \cdot V_B$$

3.2.2. Asymmetrische Laststellung



$$a_{1B} = \frac{-2,776}{2} ; \underline{X_1 = \frac{3,380}{2} = 1,69}$$

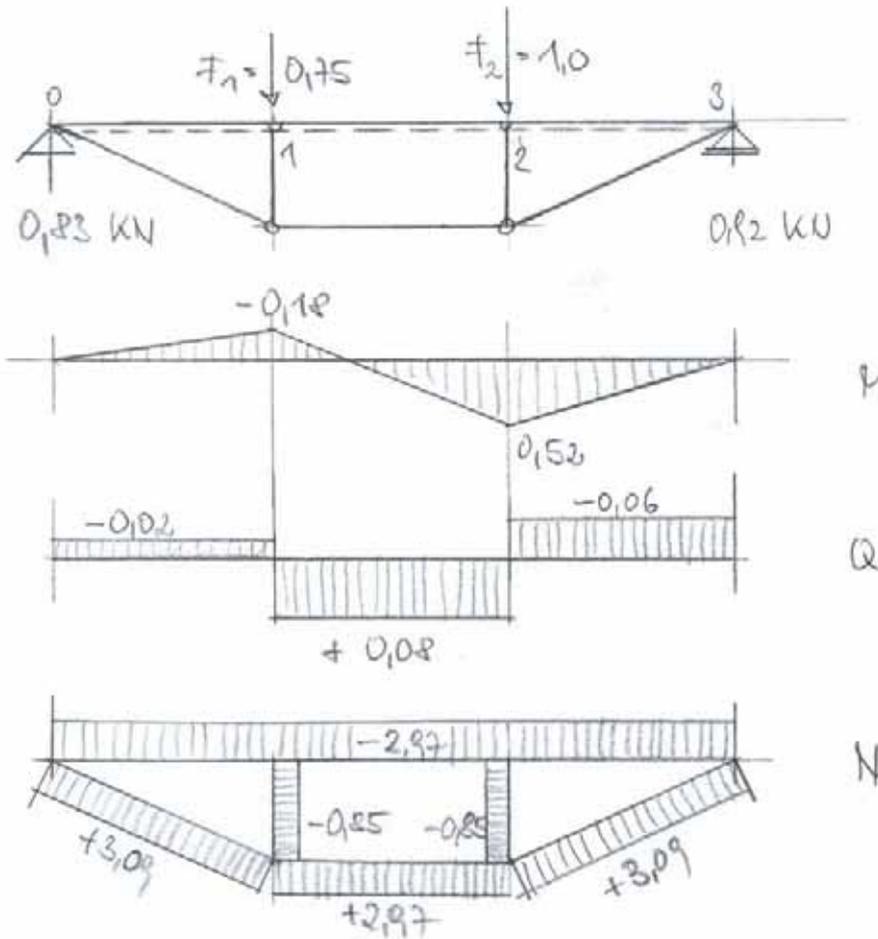
$$M_1 = 2,776 - 1,69 \cdot 2,4 = -1,28 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 5,55 - 1,69 \cdot 2,4 = +1,49 \text{ KNm}$$

$$Q_{01} = 0,15 \text{ KN} ; Q_3 = 0,18 \text{ KN} ; Q_1 = -0,35 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,69 \text{ KN} ; V = -0,49 \text{ KN}$$

b.) Ungleichmäßige Schneeverteilung (Annahme)



Angenommen wird eine Ungleichmäßigkeit der Schneeverteilung wie oben bei einer Schneelast von 75% von S_k :

$$\underline{F_{1,sk} = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 270,8 = 152,3 \text{ kN}}$$

$$\underline{F_{2,sk} = 0,75 \cdot 270,8 = 203,1 \text{ kN}}$$

3.2.3. Temperatureinwirkung

nach ÖNORM EN 1991-1-5 mind

ÖNORM B 1991-1-5 :

im Winter : $\Delta T_u = 25^\circ - 10^\circ = 15^\circ \text{C}$ (Annahme)

$$\underline{\alpha_{T, \text{Stahl}} = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}}$$

$$E_T = \Delta T_u \cdot \alpha_T ; a_{TB} = E_c \cdot I_c \cdot \int_{(L)} N^v \cdot E_T dx$$

(Kein Verformungsant. aus M)

$$\int_{(L)} N^v dx = [2 \cdot 8,67 \cdot 1,0406 + 8,83 \cdot 1,0] = 26,374$$

$$a_{TB} = 15 \cdot (1,2 \cdot 10^{-5}) \cdot (6,060442 \cdot 10^4) \cdot 26,374$$

$$a_{TB} = 287,21 ; a_{11} \cdot X_1 + a_{1B} = 0 ; \underline{X_1 = -3,55}$$

Bem. Werte:

$$M_{1, \Delta T} = (-2,4) \cdot (-3,55) = 8,52 \text{ kNm}$$

$$V_{1, \Delta T} = +1,03 \text{ kN}$$

$$Q_{0, \Delta T} = +1,03 \text{ kN} ; Q_{1,1e, \Delta T} = 0 ; Q_{2,1e} = -1,03 \text{ kN}$$

$$N_{u, \Delta T} = -3,55 \text{ kN} ; N_{0, \Delta T} = +3,55 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Schräg}, \Delta T} = -3,76 \text{ kN}$$

3.2.4. Zusammenstellung der Bemessungswerte

LASTFALLKOMBINATIONEN für Nachweis der Tragsicherheit, Th. 1. Ordnung												
Reaktionen	Charakteristische Werte [KN, KNm]						Bemessungswerte [KN, KNm] mit $E_{0,mean} = 1370 \text{ KN/cm}^2$					
	Zufolge Einheitslast	Zufolge Eigengew.	Zf. Schnee symm.	Zufolge Winddruck	Zf. Schnee ungleich	Zf. Temperaturerhöh.	LK1 1.35xG+1.5xSv	LK2 1.35xG+1.5xSv 1.5xSungleich	LK3 1.35xG+ 1.5xSv + 0.9xW	LK4 1.35xG+1.5xS ungleich+0.9xW	LK5 LK4 + 0.9xTemp.	
Ali ohne	1,000	114,2	270,8	35,2	169,2	0,0	560,4	408,0	592,1	439,7	439,7	
Are ohne	1,000	114,2	270,8	35,2	186,2	0,0	560,4	433,5	592,1	465,2	465,2	
N oben	-3,390	-387,3	-918,3	-119,4	-602,6	3,6	-1.900,3	-1.426,8	-2.007,8	-1.534,2	-1.531,0	
N unten	3,390	387,3	918,3	119,4	602,6	-3,6	1.900,3	1.426,8	2.007,8	1.534,2	1.531,0	
N schräg	3,527	403,0	955,6	124,2	627,1	-3,8	1.977,5	1.484,7	2.089,2	1.596,5	1.593,1	
M 1	0,200	22,3	52,9	6,9	-35,9	8,5	109,5	-23,7	115,7	-17,5	-9,9	
M 2	0,200	22,3	52,9	6,9	105,3	8,5	109,5	188,1	115,7	194,3	201,9	
V	-0,980	-111,5	-264,4	-34,4	-173,5	1,0	-547,1	-410,8	-578,1	-441,7	-440,8	
Q 0re	0,024	2,7	6,4	0,8	-4,3	1,0	13,2	-2,8	13,9	-2,1	-1,1	
Q 1re	0,000	0,0	0,0	0,0	16,9	0,0	0,0	25,4	0,0	25,4	25,4	
Q 2re	-0,024	-2,7	-6,4	-0,8	-12,6	-1,0	-13,2	-22,5	-13,9	-23,3	-24,2	
							$\psi_{0, temp.}$			= 0.6		
										= Bemessungsrelevante Schnittlasten		

3.3. Querschnittsnachweis Obergurt (Th. I. Ordn.) nach [14] und [2]

Querschnittswahl (Büro Mess, Kley, Partnes)

480/480 ; GL 32 h ; Blockverleimt

Lk 5:

$$\sigma_{m,d} = \frac{20190}{48^3/6} = 1,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1531}{48 \cdot 48} = 0,66 \text{ kN/cm}^2$$

→ Nkl 1 ; KLED : kurz [f + s + w]

$$k_{mod} = 0,9 ; \eta = 1,25$$

$$f_{m,d} = \frac{0,9 \cdot 3,2}{1,25} = 2,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{0,9 \cdot 2,9}{1,25} = 2,09 \text{ kN/cm}^2$$

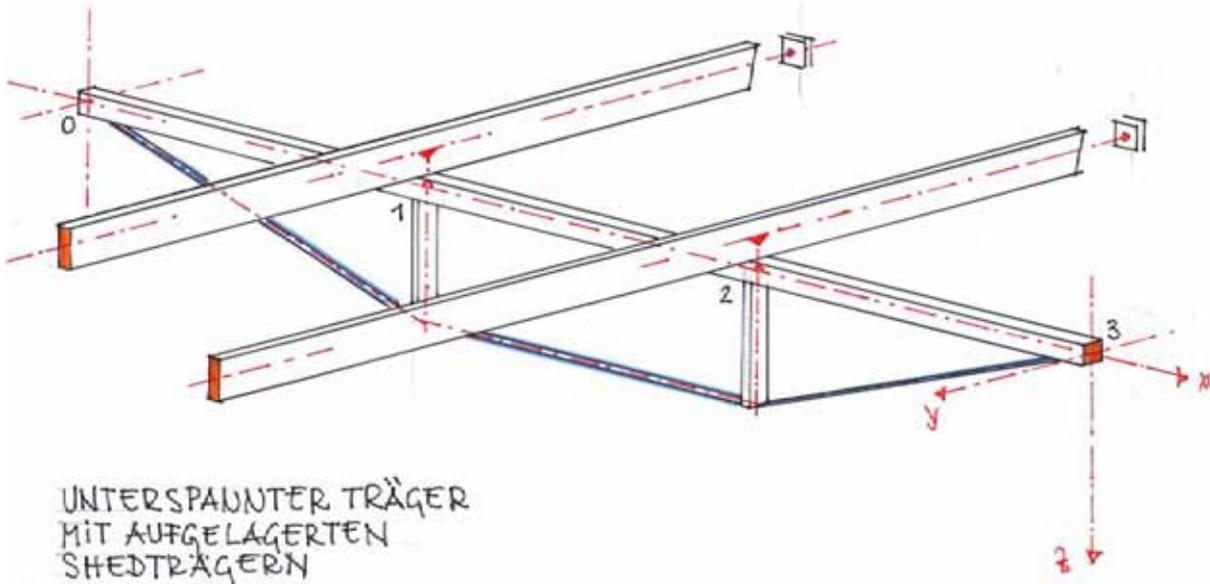
$$QS\text{Nw.}: \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{1,10}{2,30} + \frac{0,66}{2,09}$$

$$= \underbrace{0,47} + \underbrace{0,32}$$

$$\underline{0,79 < 1,0}$$

4. Stabilitätsfälle

4.1. Biegeknicken des Obergurtes um die z-Achse



Die O-Gurte sind in den $1/3$ Punkten durch die Shedträger und die zwischen liegenden Dach-Scheibenelemente seitlich gehalten.

Nachweisführung nach Ersatzstabverfahren:

$$S_{k,z} = \frac{l}{3} = \frac{25,0}{3} \approx 8,33 \text{ m} = S_{k,y} \quad ;$$

$$\lambda_z = \frac{885}{0,289 \cdot 48,0} = 60,05 \quad ; \quad E_{0,05} = \frac{5}{6} \cdot E_{0,mean}$$

$$E_{0,05} = \frac{5}{6} \cdot 1370 = 1141,7 \text{ KN/cm}^2$$

Siehe [2] Grundlagen und Normen.

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{60,05}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{2,9}{1142}} = 0,963 > 0,50$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2); \beta_c = 0,1$$

$$k_z = 0,9971 = k_y$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0,797 = k_{c,y}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{m,z} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \stackrel{!}{\leq} 1,0$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_{m,i} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \stackrel{!}{\leq} 1,0$$

a.) mit Lk3: $N_{d1} = -2007,8 \text{ kN}$; $\sigma_{c,0,d} = 0,97 \text{ kN/cm}^2$
 $M_{d1}^I = 115,7 \text{ kNm}$; $\sigma_{m,y,d}^I = 0,63 \text{ kN/cm}^2$

$$\frac{0,97}{0,797 \cdot 2,09} + \frac{0,63}{2,30} + 0 = 0,80 < 1,0$$

$$\frac{0,97}{0,797 \cdot 2,09} + 0,7 \cdot \frac{0,63}{2,30} + 0 = 0,71 < 1,0$$

b.) mit Lk5: $\frac{0,66}{0,797 \cdot 2,09} + \frac{1,10}{2,30} = 0,97 < 1,0$

4.2. Biegeknicken in der Binderebene

4.2.1. Lastfallkombinationen

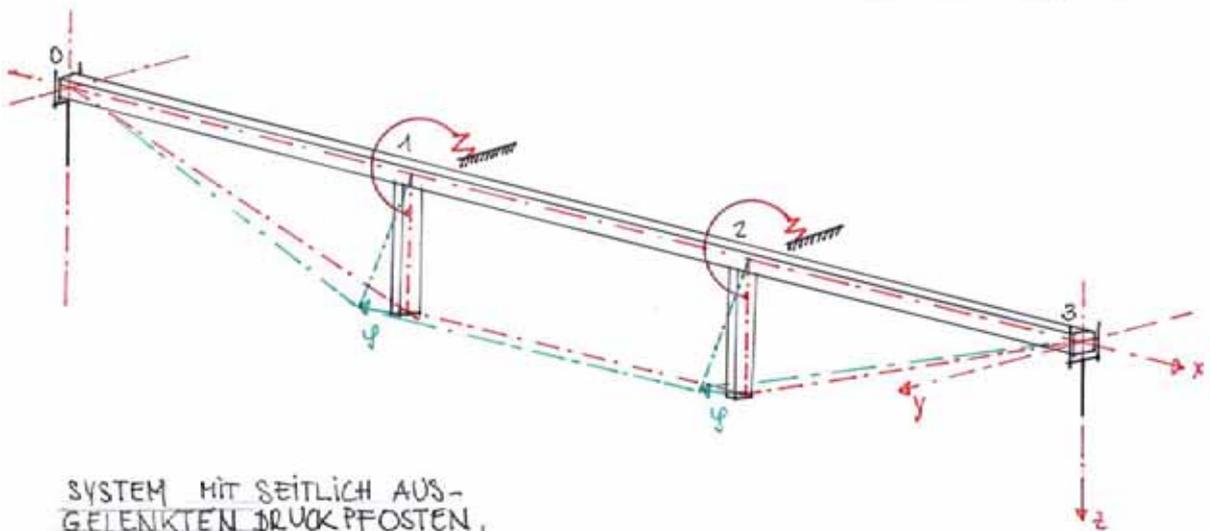
4.2.2. Imperfektionen

4.2.3. ...

4.3. Zuggurtkippen

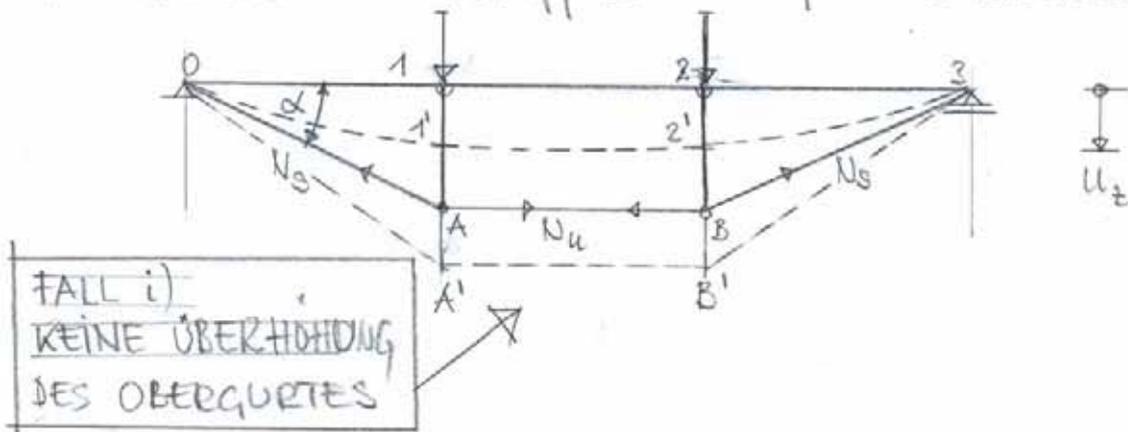
4.3.1. Theoretische Grundlagen

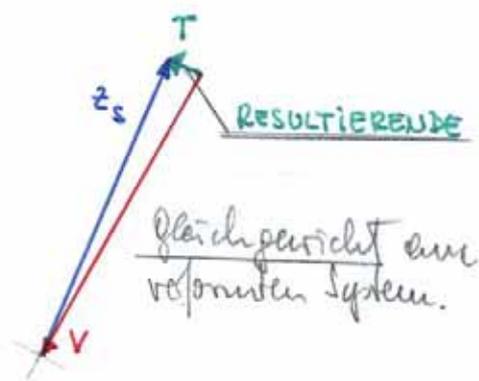
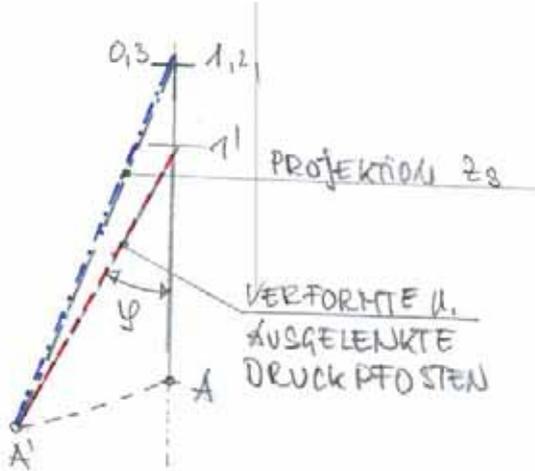
(Stabilitätsfall hervorgerufen durch Stützung eines gekrümmten Zuggurtes über einem Druckpfosten, der die Umkehrkräfte als Druckkraft überträgt)



SYSTEM MIT SEITLICH AUS-
GELENKTEN DRUCK PFOSTEN,
DREHFEDERN ZWISCHEN-
GELAGERTEM OBERGURT

Die unteren Stützpunkte können nach einer Seite oder wechselseitig auskippen. Im verformten Zustand:

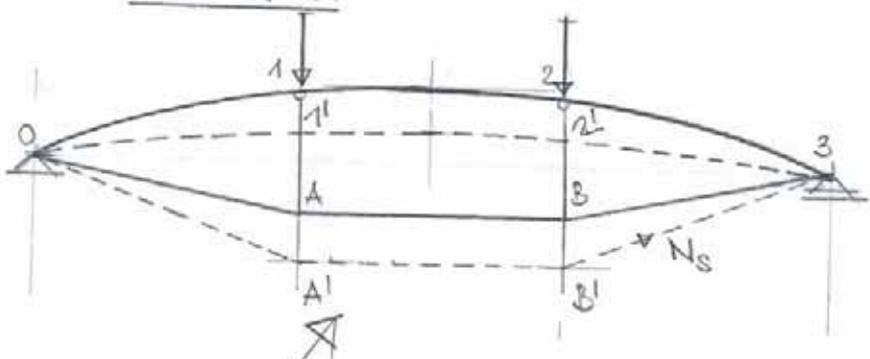




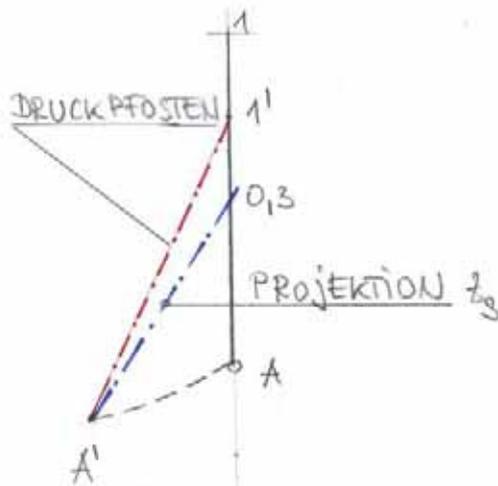
geometrische Gegebenheiten.

Kräfteverlegung im Knoten A'.

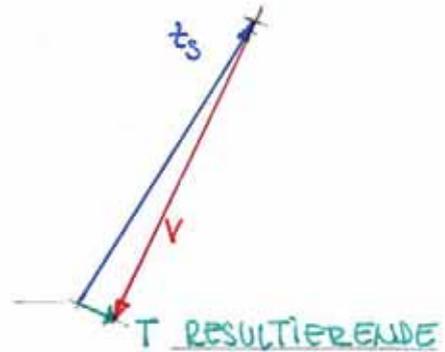
Wie eine seitliche Auslenkung des Knotens A im y im verformten Zustand antwortet das System mit einer abtreibenden Resultierenden, also Vergrößerung der Auslenkung. Die Figur ist also seitlich instabil.



FALL ii)
MIT ÜBERHÖHUNG



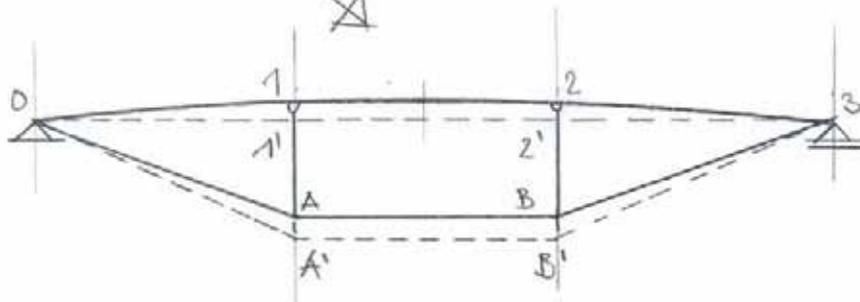
geometrische Gegebenheiten



Gleichgewicht am verformten System im Knoten A'.

Im Falle ii) des oberst überhöhten Systems, dass nach Durchsenkung die Linie $\overline{03}$ nicht unterschritten wird, antwortet das System mit einer rückwärtigen Komponente in den Endknoten des Druckpfosten. Das System ist seitlich stabil.

FALL iii)
OBERGURTLINIE
WAAGRECHT



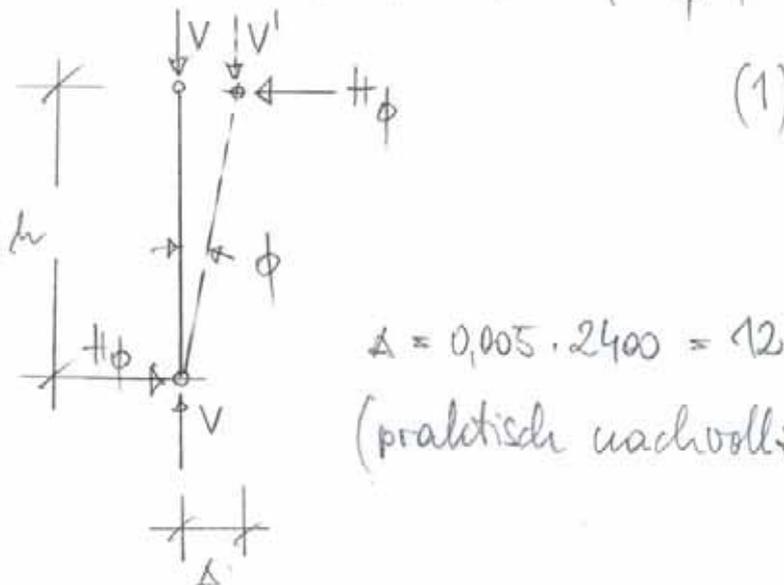
Die Lagen der Druckpfosten sind indifferent!

* Eine weitere Tendenz des Auskippens der Pfosten ergibt sich als Folge "ungewollter" Schrägstellung.
In [5] ist festgelegt:

$$\phi = 0,005 \quad \text{für } h \leq 5,0 \text{ m}$$

$$\phi = 0,005 \sqrt{\frac{5}{h}} \quad \text{für } h > 5,0 \text{ m}$$

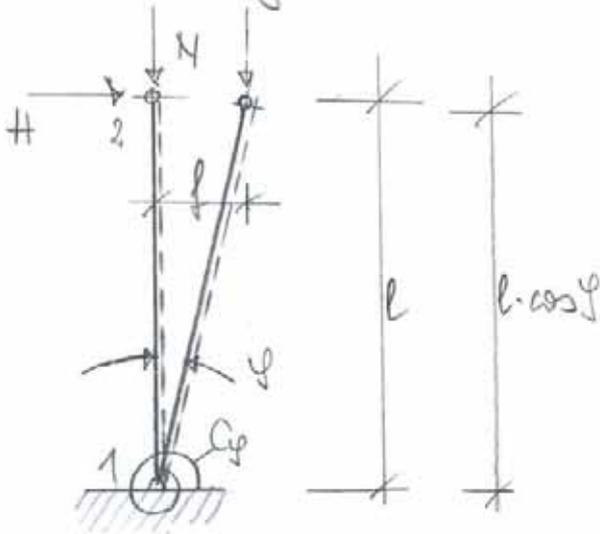
Mit $h = 2,40 \text{ m}$; $\phi = 0,005$; $H_{\phi} = \phi \cdot V = \frac{V}{200}$



$$\Delta = 0,005 \cdot 2400 = 12 \text{ mm}$$

(praktisch nachvollziehbar)

* Stabes Kragbalken mit elastischer Einspannung:



$$f = l \cdot \sin \varphi \approx l \cdot \varphi$$

$$(\varphi \ll 1)$$

$$l \cdot \cos \varphi \approx l$$

$$M_1 = H \cdot l + N \cdot f$$

$$M_1 = C_\varphi \cdot \varphi$$

$$C_\varphi \cdot \varphi - H \cdot l - N \cdot f = 0 ;$$

$$C_\varphi \cdot \varphi - H \cdot l - N \cdot l \cdot \varphi = 0 ; \quad \varphi = \frac{H \cdot l}{C_\varphi - N \cdot l}$$

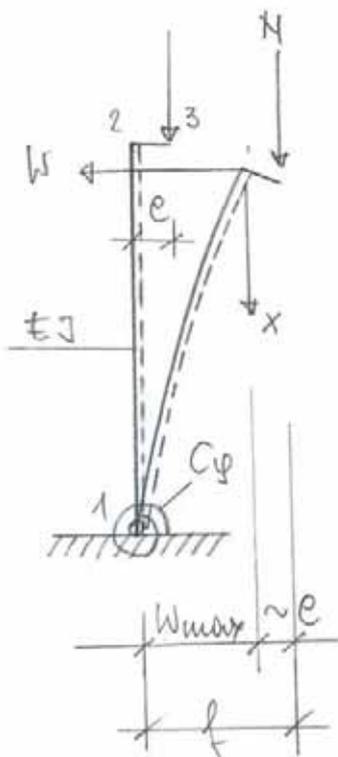
Sonderfall $H = 0$ ergibt Stabilitätsfall:

$$C_\varphi - N \cdot l = 0$$

$$N_{ki} = \frac{C_\varphi}{l} ; \quad (2)$$

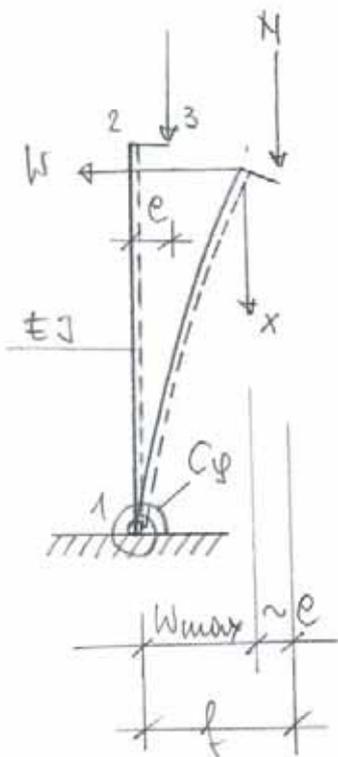
$$\varphi = \frac{H \cdot l}{C_\varphi} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{ki}}} \quad (3)$$

$$M^{\text{II}} = \alpha^{\text{II}} \cdot M^{\text{I}} ; \quad \varphi = \alpha^{\text{II}} \cdot \frac{H \cdot l}{C_\varphi} \quad (4)$$



$$f = e \cdot \frac{1}{\cos \epsilon \cdot \left(1 - \frac{1}{8} \cdot \epsilon \cdot \tan \epsilon\right)} \quad (10)$$

Wegen der geometrischen Nichtlinearität sind Lastfall-Überlagerungen nur bei "festgehaltenem" N (Normalkraft) möglich.



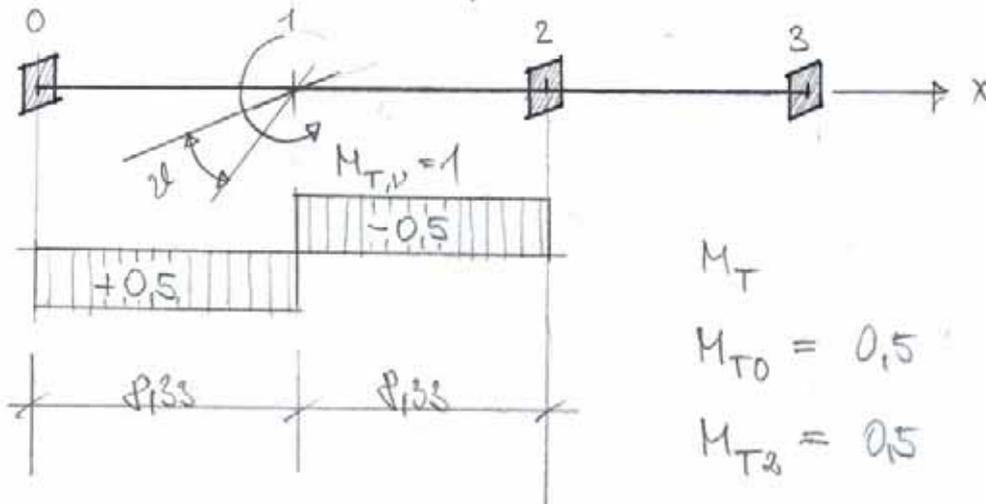
$$f = e \cdot \frac{1}{\cos \epsilon \cdot \left(1 - \frac{1}{\delta} \cdot \epsilon \cdot \tan \epsilon\right)} \quad (10)$$

Wegen der geometrischen Nichtlinearität sind Lastfall-Überlagerungen nur bei "festgehaltenem" N (Normalkraft) möglich.

4.3.2. Ausführungsdetails und Modellbildung

4.3.2.1. Torsionssteifigkeit des Obergurtes

(Gabellagerung in 0, 2)



$$\varphi_1 = \int_0^l \frac{M_{T,0} \cdot M_{T,x}}{G_T \cdot I_T} \cdot dx = \frac{l}{3 \cdot G_T \cdot I_T} \cdot 2 \cdot 0,5^2 = \frac{4,166}{G_T \cdot I_T}$$

mit $G_{T,mean} = 85 \text{ kN/cm}^2 \hat{=} 0,85 \cdot E6 \text{ kN/cm}^2$

$$I_T = 0,141 \cdot b^4 = 748480 \text{ cm}^4$$

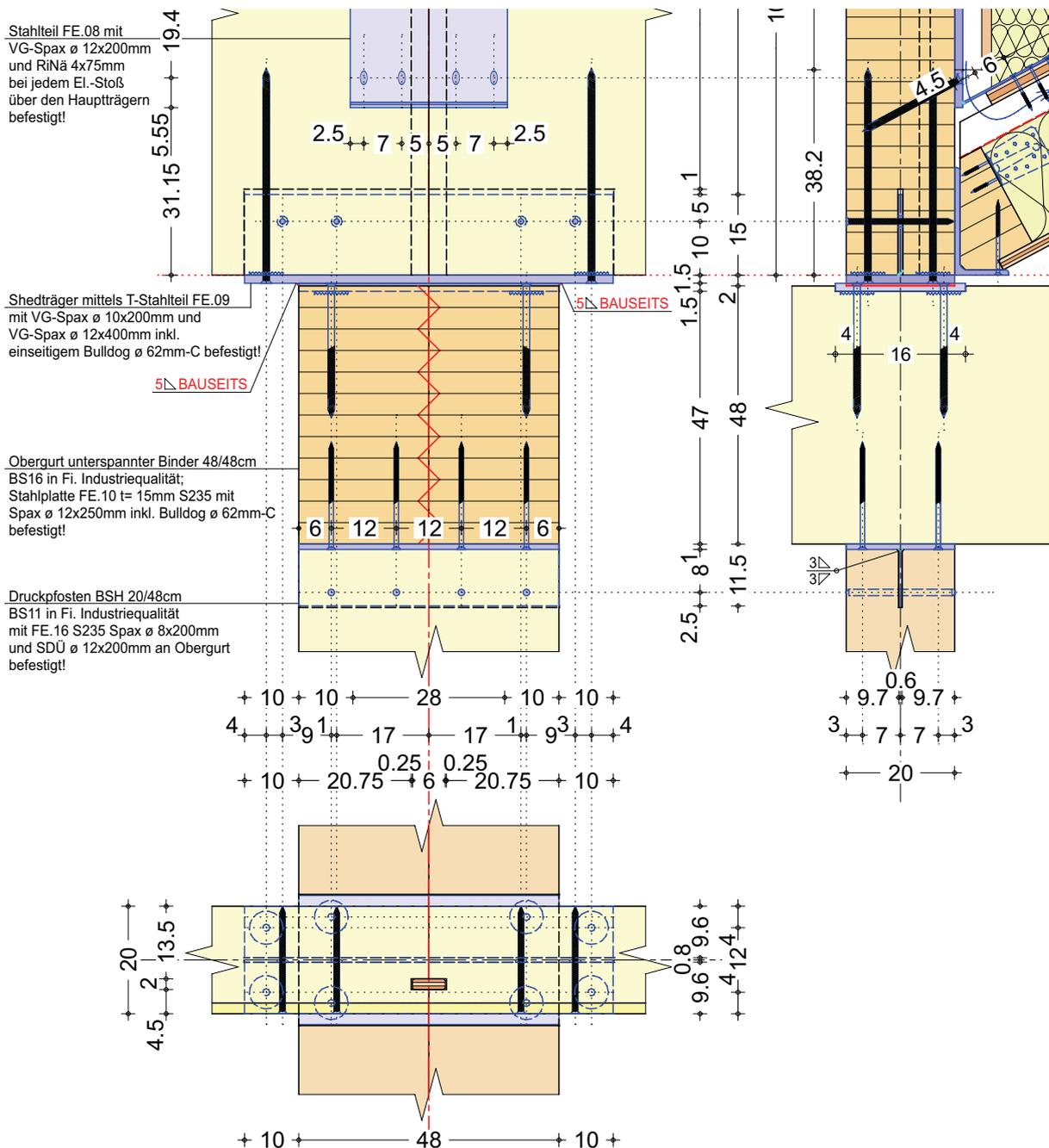
$$G_T \cdot I_T = 6362 \text{ kNm}^2; \quad \varphi_1 = 6,549 \cdot E-4$$

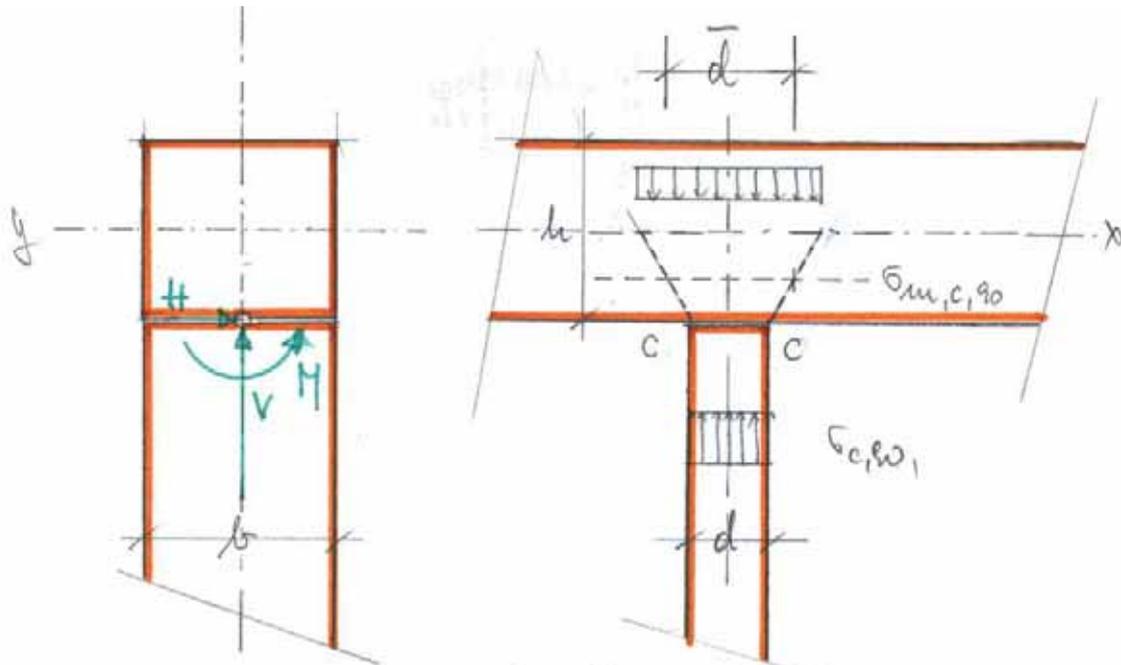
$$C_{\varphi,1}^T = \frac{1}{\varphi_1} = 1526,9 \text{ kNm rad}^{-1}$$

$$C_{\varphi,2}^T = -0,5 \cdot 1526,9 = -763,4 \text{ kNm rad}^{-1}$$

$$[M_{T,i}]_{2,1} = [C_{\psi_i}]_{2,2} \cdot [y_i]_{2,1} + [C_{\psi_i}^T] = \begin{bmatrix} 1526,9 & -763,4 \\ -763,4 & 1526,9 \end{bmatrix} \quad (11)$$

4.3.2.2. Drehfedersteifigkeit des Druckstabanschlusses



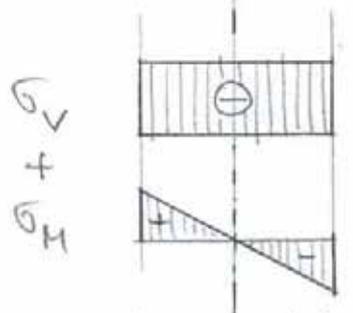


Annahme: Spannungsbreite-
breitungs- 30° im Übergang.

$$\bar{d} = d + \frac{h}{2} \cdot \tan 30^\circ$$

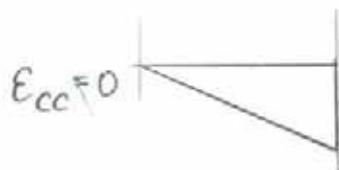
$$\sigma_{m,c,90} = \frac{d}{\bar{d}} \cdot \sigma_{c,90}$$

(gemittelte Druckspannung)



Betrachteter Grenzfall
des Überdrückung in Linie $\bar{c}\bar{c}$

$$\frac{(-) V}{b \cdot d} + \frac{6M}{b^2 d} = 0 ; M \leq \frac{b \cdot V}{6} ; \underline{\sigma_{c,90} = \frac{2V}{b \cdot d}}$$



$$E_{cc} = \frac{\sigma_{m,c,90}}{E_{90,mean}} ; \Delta z = E_{cc} \cdot \frac{h}{2}$$

$$\text{Einsenkung } \Delta z = \frac{h}{2} \cdot \frac{d \cdot \sigma_{c,90}}{d \cdot E_{90}} = \frac{V \cdot d \cdot h}{b \cdot d \cdot \bar{d} \cdot E_{90}}$$

$$\Delta z = \frac{V \cdot h}{b \cdot d \cdot E_{90}}; \quad y^M = \frac{\Delta z}{b}$$

$$\text{mit } C_y^M \cdot y^M = M; \quad C_y^M = \frac{M \cdot b}{\Delta z} = \frac{b \cdot V \cdot b \cdot d \cdot E_{90}}{6 \cdot V \cdot h}$$

$$C_y^M = \frac{b^3 \bar{d} \cdot E_{90}}{6 h} \quad (12)$$

H wird über Stahlbügelgruppen und Stahlteil an OQuat angeschlossen. (ohne weiteren Umr.)

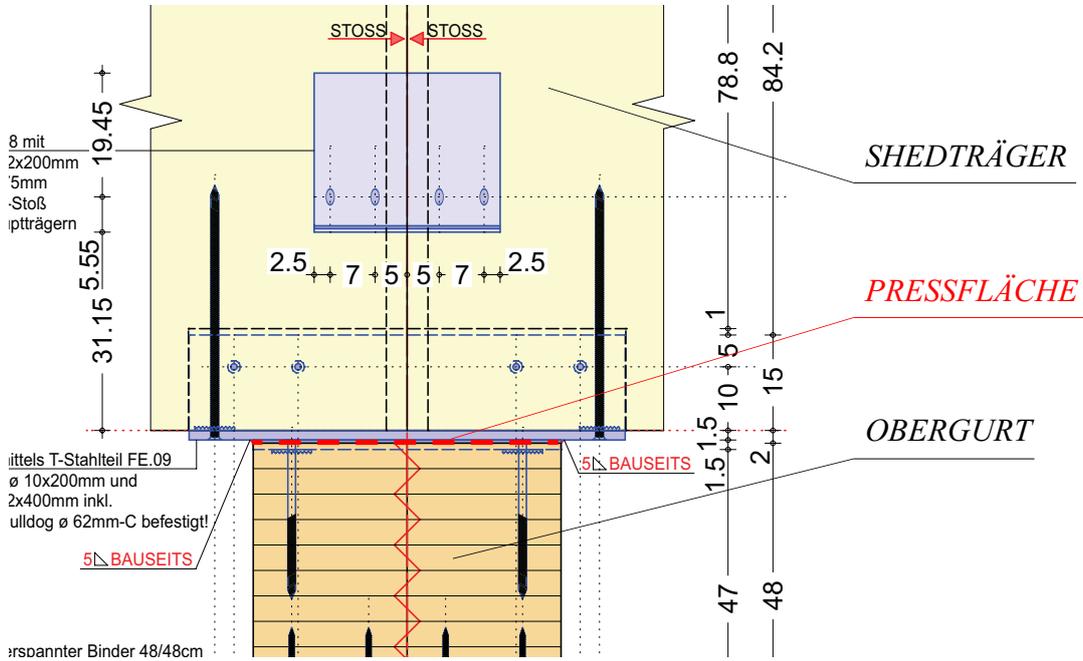
4.3.2.3. Gesamtdrehfedersteifigkeit des freien Obergurtes mit elastisch angeschlossener Kragstütze

'Hintereinanderschaltung' von C_y^T und C_y^M :

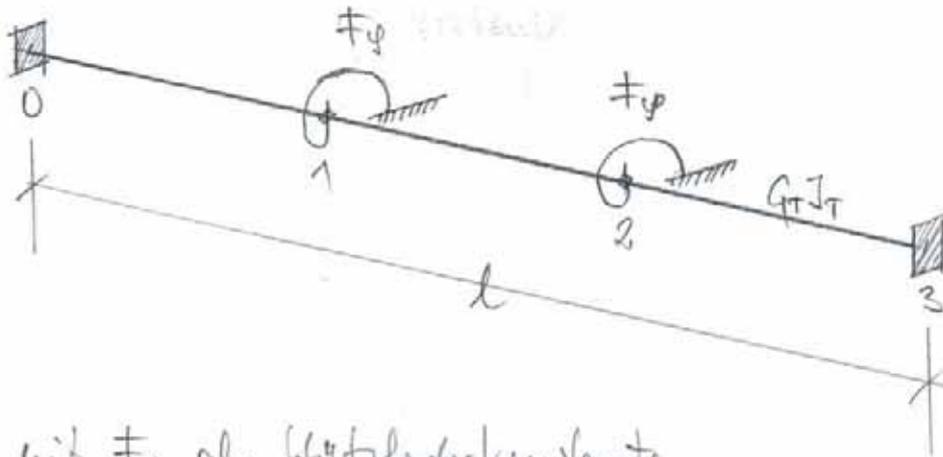
$$C_y = \frac{1}{\frac{1}{C_y^T} + \frac{1}{C_y^M}} = \frac{C_y^M \cdot C_y^T}{C_y^M + C_y^T} \quad (13)$$

(Momentenfeder des Druckstabanschlusses an Torsionsfeder des gabelgelagerten Obergurtes angeschlossen)

4.3.2.4. Weitere Torsionslagerung des Obergurtes in 1 und 2 (gleichermaßen)



Durch die Auflagerung des Shedträgers an Oberkante des Obergurtes ergeben sich für den Obergurt elastische Torsionslagerungen. Die oberkantenbedingte Drehfederkonstante leitet sich von der elastischen Pressung quer zur Faser ab, in ähnlicher Weise wie unter 4.3.2.2. behandelt.



mit k_ϕ als Stützfederkonstante.

Für das System Obergut = Torsionsbalken mit Torsionslagerungen in 1, 2, gilt dann für die Gesamtsteifigkeitsmatrix:

$$[C_\phi^{T2}] = [C_\phi^T] + k_\phi \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (14)$$

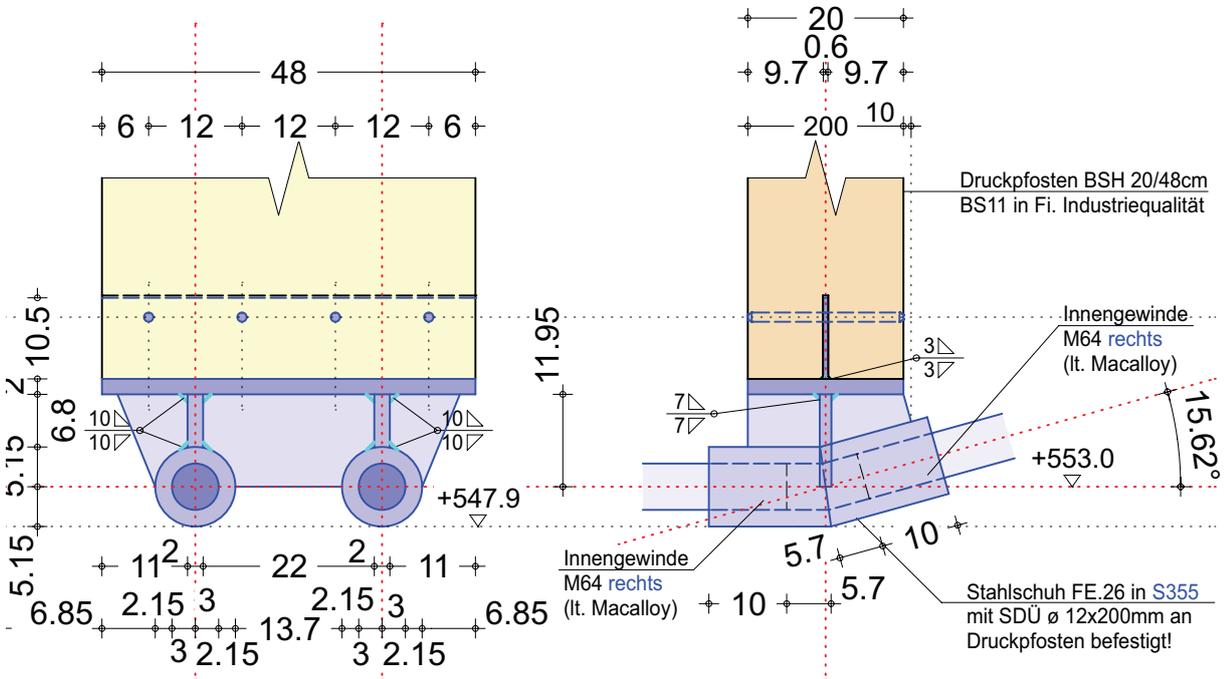
↑
aus 4.3.2.1.

Die Gesamt-Drehfedersteifigkeit für die Einspann. der Kräftestütze ergibt sich wie folgt:

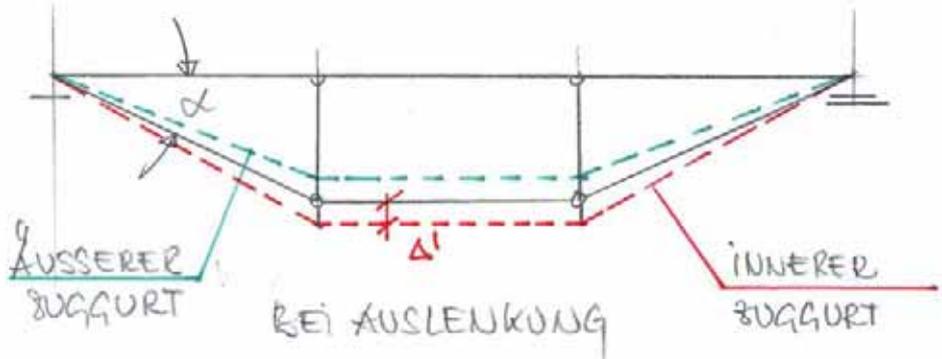
$$C_\phi = \frac{1}{\frac{1}{(C_\phi^{T2} + C_\phi^{HR})} + \frac{1}{C_\phi^H}} = \frac{(C_\phi^{T2} + C_\phi^{HR}) \cdot C_\phi^H}{C_\phi^{T2} + C_\phi^{HR} + C_\phi^H} \quad (15)$$

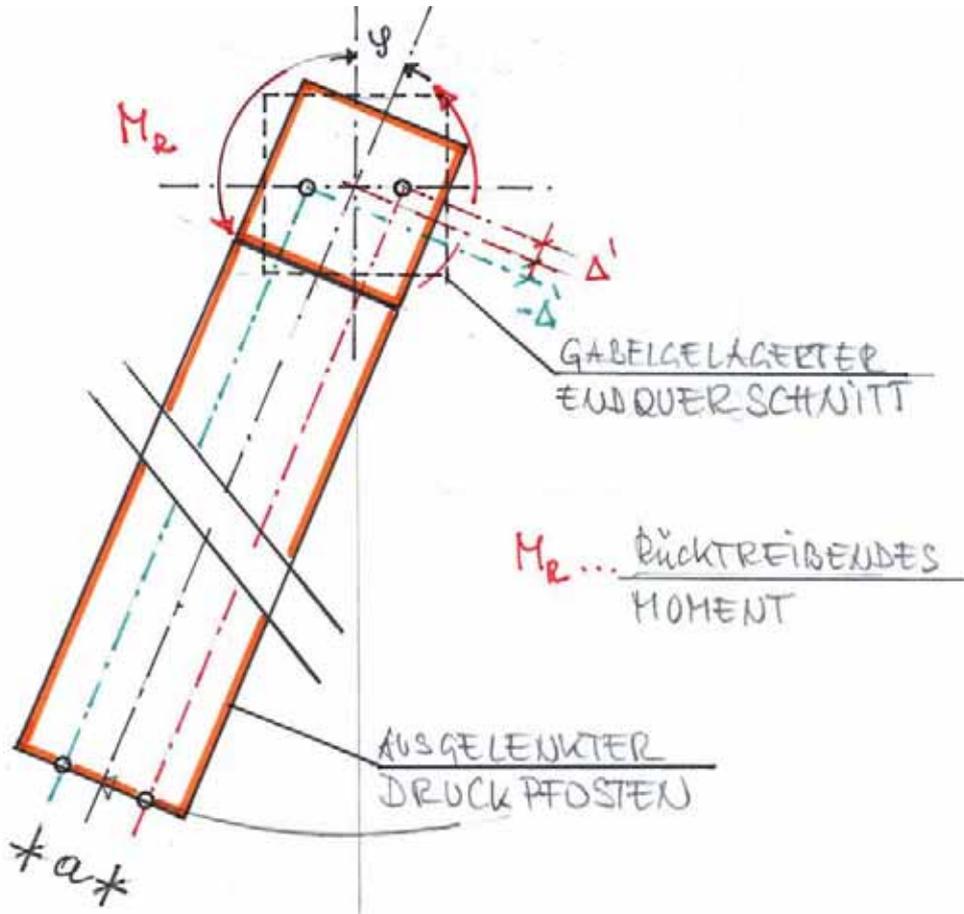
Gesamtsteifigkeit + Richtverbiegezugnutkräfte
Feder aus Pressung

4.3.2.5. Anschluss des Zuggurtsystems an die Druckpfosten



Lagen des mit Abstand a aneinanderliegenden Zugstäbe gibt es den Effekt eines rücktreibenden Momentes auf die ausgespannte Kragstübe:



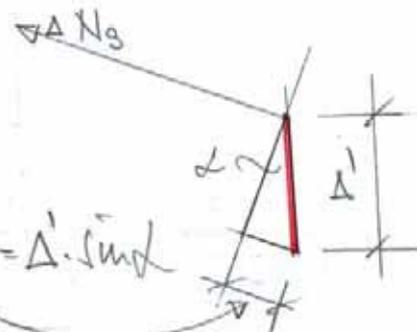


Δ' ... Projektion der Dehnungszunahme des inneren Zugastes als Folge φ .
(auf jeweils einer Auflagerseite)

Im Folgenden unter der Annahme der Auslenkung beider Druckpfosten um φ :

$$\Delta' = \frac{a}{2} \cdot \tan \varphi \approx \frac{a \cdot \varphi}{2}$$

Zusatzdehnung uG schräg: $\Delta S = \Delta' \cdot \sin \alpha$



Am schräg liegenden Zylinder: $\Delta E_s = \frac{\Delta s}{s'}$
 (mit $s' = \frac{l}{3 \cdot \cos \alpha}$). $\Delta E_s = \frac{a \cdot \varphi}{2 \cdot s'} \sin \alpha$

$$\Delta N_s = E_s A_s \cdot \Delta E_s; \quad \Delta V = \Delta N_s \cdot \sin \alpha;$$

$$\Delta M_{\text{Richt.}} = 2 \cdot \frac{a}{2} \cdot \Delta V = E_s A_s \cdot \frac{a^2 \cdot \sin^3 \alpha}{2 s'} \cdot \varphi$$

$$\underline{\underline{C_{\varphi}^{HR}}} = \frac{\Delta M_{\text{Richt.}}}{\varphi} = \underline{\underline{E_s A_s \cdot \frac{a^2 \cdot \sin^3 \alpha}{2 \cdot s'}}} \quad (16)$$

4.3.3. Konkrete Nachweise nach Theorie II. Ordnung

4.3.3.1. Einordnung in Stabilitätsfälle nach 4.3.1.

Trägerüberhöhung (H. Planansetzen) $w_c = 40 \text{ mm}$

Berechnung Träger-Durchbiegung: SLS: $\frac{w_c}{F} = 1,0$

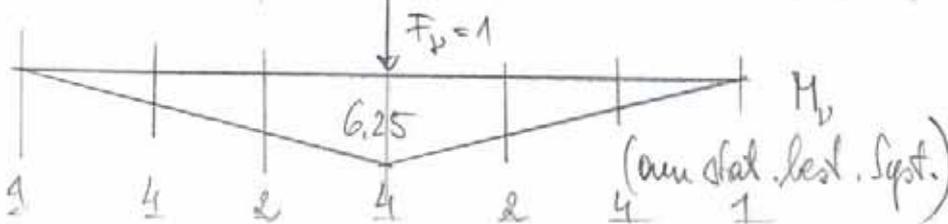
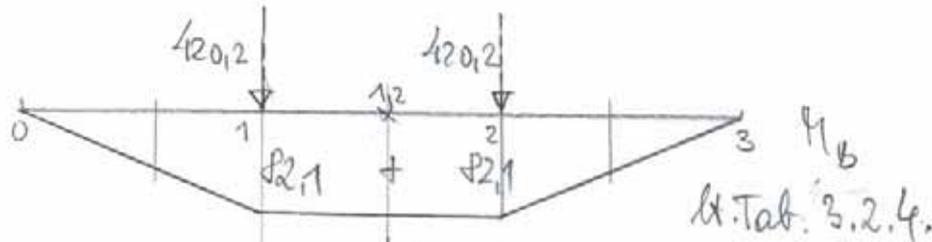
$F_{0,mean}$

Lasten: $F_{1,q,k} = 114,2 \text{ kN}$ max. Gesamtlast

$F_{1,s,v,k} = 270,8 \text{ kN}$

$F_{1,w,k} = 35,2 \text{ kN}$

$F_{1,r,k} = 420,2 \text{ kN}$



kein Normalkraftanteil (Reduktionssatz)

$$\delta_{,m} = \frac{1}{E_{+} I_{+1}(l)} \int M_k \cdot M_p \cdot dx = \frac{5701,5}{6,06044 E4}$$

$$\delta_m = 0,0941 \text{ m} \hat{=} 94,1 \text{ mm} > d_c = 40 \text{ mm}$$

Da die verformte OG-Systemlinie tiefer als die waagr. Linie Auflager - Auflager liegt, liegt der Fall i) lt. 4.3.1. vor: Die Druckfosten sind vert. instabil und bedürfen einer vert. Abstützung oder einer Einspannung in den Obergütern.

4.3.3.2. Druckfosten Ausgangswerte

Berechn. nach Th. II. Ordn. erfordert lt. ÖNORM die mit δ_m^c reduzierten Kräfte:

$$\begin{aligned} \text{GL 24 h: } E_{0, \text{mean}} &= 1260 \text{ KN/m}^2; \delta_m^c = 1,25 \\ \text{GL 32 h: } E_{0, \text{mean}} &\approx 1370 \text{ KN/m}^2; \text{--- " ---} \\ E_{90, \text{mean}} &= 46 \text{ KN/m}^2; \text{--- " ---} \end{aligned}$$

Die Nachweise werden lt. LK3 mit der größten Druckkraft geführt:

$$N_d = -578,1 \text{ KN} \quad (\text{Tabelle 3.2.4})$$

$$M_{d1} = \pm 0,005 \cdot 578,1 = \pm 2,89 \text{ KN}$$

Die weiteren Nachweise erfolgen unter vorausgesetzten gleichen Last- und Verformungsgegebenheiten des linken wie rechten Drückpfostens.

4.3.3.3. Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten

a) Nach (11): C_{φ}^T — Torsionssteifigkeit des 'freien', beidseitig gabelgelagerten Obergurtstabes.

$$C_{\varphi}^T = \frac{263,5}{\delta_{H_1}^T = 1,25} = 610,8 \text{ kNmrad}^{-1}$$

b) nach (16) C_{φ}^{HR} — Federsteifigkeit des rücktrieb. Momentes infolge 2-er Zugpunkte mit Abstand $a = 0,22 \text{ m}$

$$C_{\varphi}^{HR} = \frac{1,15866 \cdot 10^6 \cdot 0,22^2 \cdot \sin^2 \alpha}{2 \cdot 8,67} = 245,7 \text{ kNmrad}^{-1}$$

c) nach (12) C_{φ}^H — Federsteifigkeit des überdrückten Stabanschlusses an OG.

$$C_{\varphi}^H = \frac{0,48^3 \cdot 0,339 \cdot 4,6 \cdot 10^5}{6 \cdot 0,48 \cdot 1,25} = 1784 \text{ kNmrad}^{-1}$$

a), b) sind parallel geschaltet; c) mit einander

$$C_{\varphi, a, b} = 610,8 + 245,7 = 856,5 \text{ kNmrad}^{-1}$$

$$\text{nach (13)} \quad C_{\varphi, a, b, c} = \frac{256,5 \cdot 4784}{256,5 + 4784} = 726,5 \text{ kNmrad}^{-1}$$

d.) Nach 4.3.2.4. zusätzliche Drehlagerung in 1, 2,
 Unter Annahme gleicher Verformung (Auspressungen)
 des Oberquersstabes an der Unterseite durch Druck-
 pfeiler, wie an Oberseite durch Scheitlträger:

$$F_{\varphi} = C_{\varphi}^H = 4784,0 \text{ kNmrad}^{-1}$$

nach (14) = C_{φ}^{T2} — Gesamtsteifigkeit OG

$$C_{\varphi}^{T2} = C_{\varphi}^T + C_{\varphi}^H = 610,8 + 4784 = 5394,8 \text{ [kNmrad}^{-1}\text{]}$$

nach (15) :

$$\text{(gesamt)} \quad C_{\varphi, id} = \frac{(5394,8 + 245,7) \cdot 4784}{5394,8 + 245,7 + 4784} = 2584,4 \text{ [kNmrad}^{-1}\text{]}$$

4.3.3.4. Kragstütze mit $EI = \infty$

$$\text{nach (2)} \quad K_{ai} = \frac{C_{\varphi}}{l} \cdot i$$

$$\text{mit } C_{g,a,b,c} = 742,5; N_{ki} = \frac{726,5}{2,4} = 302,7 \text{ kN}$$

$$302,7 \text{ kN} < |N_d| = 578,1 \text{ kN}$$

→ Eine Mitwirkung des nach festem und aufgelagerten Stützträgers ist erforderlich.

$$\text{mit } C_{g,d} = 2588,4 \text{ kNm}^{-1}; N_{ki} = 1078,5$$

$$\alpha^{\text{II}} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{ki}}} = 2,15; M^{\text{I}} = 2,4 \cdot 2,89 = 6,93$$

$$M^{\text{II}} = 2,15 \cdot 6,93 = 14,9 \text{ kNm}$$

$$(4) \quad y^{\text{II}} = 2,15 \cdot \frac{2,89 \cdot 2,4}{2588,4} = 0,00575 \text{ (aufzuhl. Anfangs schrägstellung)}$$

$$\text{Gesamtanslenkung: } 25,8 \text{ mm}$$

4.3.3.5. Kragstütze mit EI (gemäß [B4-6])

$$(5) \quad \epsilon = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{N \cdot l^4}{EI}} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{578,1 \cdot 1,25^4}{1,26 \cdot 10^7 \cdot 1,84 \cdot 10^{-3}}}$$

$$\underline{\epsilon = 0,4234; (N + H \phi)}$$

$$n.(6) \quad \delta = \frac{C_g \cdot l}{E J} = \frac{2588,4 \cdot 2,4 \cdot 1,25}{23224} = 0,334$$

$$n.(7) \quad \underline{\alpha^{\text{II}}(\epsilon, \delta) = 2,48} ;$$

$$M_{\text{max}}^{\text{II}} = H_{\phi} \cdot l \cdot \alpha(\epsilon, \delta) = 2,48 \cdot 2,40 \cdot 2,48$$

$$M_{\text{max}}^{\text{II}} = 17,2 \text{ kNm} ; \quad \underline{y^{\text{II}} = \frac{17,2}{2588,4} = 0,00665 \text{ rad}}$$

$$\underline{w_{\text{max}}^{\text{II}} = \frac{H_{\phi} \cdot l}{N} \cdot (\alpha^{\text{II}} - 1) = 17,9 \text{ mm}}$$

$$\underline{\text{Gesamtauslenkung: } 0,005 \cdot 2400 + 17,9 = 29,9 \text{ mm}}$$

(des Druckpfostens) $\triangleq \frac{l}{s_0} \left(\text{bzw. } \frac{l_1}{s_0} \right)$

$$\underline{y_{\text{ges}} = 0,0125 \text{ rad} \quad (17)}$$

4.3.3.6. Grenzmoment bei nicht klaffende Fuge zwischen Druckpfosten und Obergurt bzw. Obergurt und Shedträger

nach 4.3.2.2. $\max M^{\text{II}} \leq \frac{V \cdot b}{6}$ und mit

$$M^{\text{II}} = l \cdot H_{\phi} \cdot \alpha^{\text{II}} = l \cdot \phi \cdot V \cdot \alpha^{\text{II}} \rightarrow \underline{b \geq 6 \cdot \alpha^{\text{II}} \cdot \phi \cdot l} \quad (18)$$

* nach Kriterium "nicht klaffende Fuge":

$$\max M_{\text{d}} = \frac{578,1 \cdot 0,48}{6} = 46,2 \text{ kNm}$$

* nach Kriterium $\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$; ÖNORM [5]

$$f_{c,90,k} = 0,83 \text{ KN/cm}^2; k_{c,90} = 1,75;$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_f} = \frac{0,80 \cdot 1,75 \cdot 0,83}{1,25} = 0,42 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_d^0 = \sigma_{c,90,d} \cdot d \cdot \frac{b}{2} = 0,42 \cdot 20 \cdot \frac{42}{2} = 201,6 \text{ KN};$$

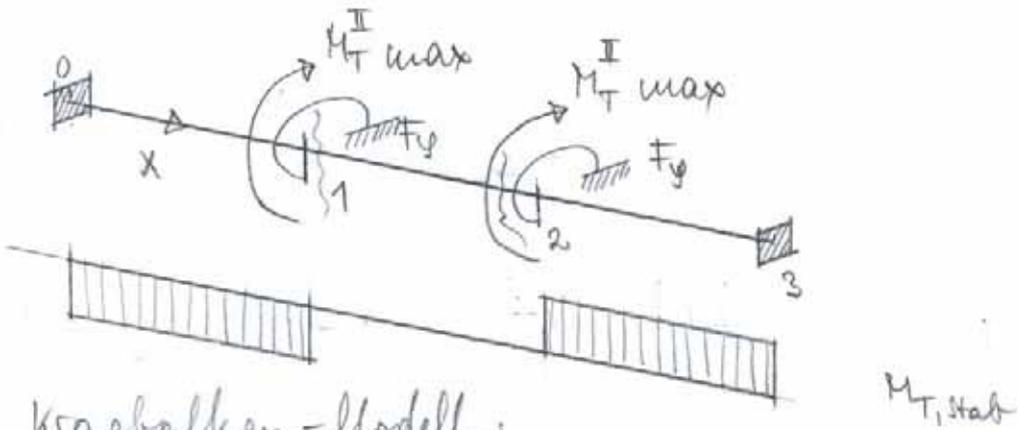
→ Pressflächenverstärkung mit $\alpha = \frac{V_d}{V_d^0} =$
 $= \frac{578,1}{201,6} = 2,87$ (Vollgerindegel. und Bleche
 ohne ev. Nachw.)

* Sicherheit gegen Klaffung des Füge:

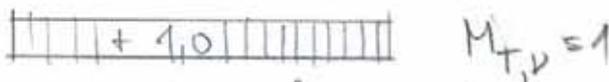
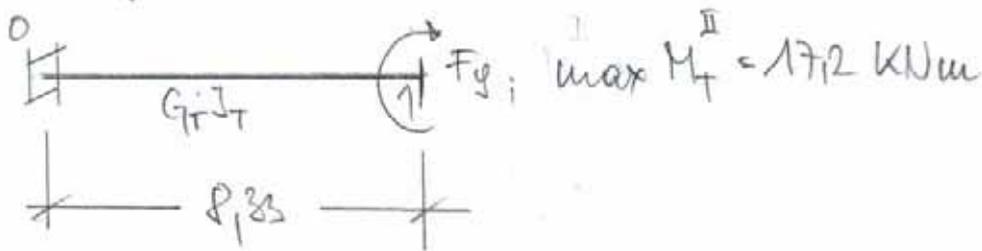
$$\frac{\max M_d}{\max M^I} = \frac{46,2 \text{ KNm}}{17,2 \text{ KNm}} = 2,68 \text{ (unter Voraussetzung}$$

des Aufnahmes von $V_d = 578,1 \text{ KN}$ durch Quer
 pressung des Obergurtes (mit Verstärkungsmaßnahmen))

4.3.3.7. Torsionsmomente und Schubspannungen am Obergurt



Kragbalken-Modell:



$$\vartheta_{M,stab} = \frac{1,0^2 \cdot 8,33 \cdot 1}{G_T I_T} = \frac{8,33 \cdot 1,25}{6862}$$

$$\vartheta_{11, Fedes} = \frac{1}{F_y} = \frac{1}{C_y^M + C_y^{HR}} = \frac{1}{4784 + 245,7}$$

$$M_{T,stab} \cdot \vartheta_{M,stab} = M_{Fedes} \cdot \vartheta_{11, Fedes}$$

$$(1,6367 \cdot 10^{-3}) \cdot M_{T,stab} = (0,1982 \cdot 10^{-3}) \cdot M_{Fedes}$$

$$M_{T,stab} + M_{Fedes} = M_{max}^{II}$$

$$M_{T, \text{stab}} = 0,1215 M_{\text{Fedes}} ;$$

$$M_{T, \text{stab}} = 1,86 \text{ kNm} ; M_{\text{Fedes}} = 15,34 \text{ kNm}$$

$$\varphi_{1,09} = (0,19822 \text{ E}^{-3}) \cdot 15,34 = 0,003049 \text{ rad.}$$

(Verdrehung φ_9 in 1,2)

$$\text{mit } W_T = 0,208 \cdot b^3 = 0,208 \cdot 4^3 = 23000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{T, \text{rel}} = \frac{M_{T, \text{rel,d}}}{23000} = \frac{1,86 \cdot 100}{23000} = 0,0081 \text{ kN/cm}^2$$

Nw.: Schubspannung aus Torsion mit Querschnittsschubspannung: ÖNORM EN

$$f_{v,d,t} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 0,35}{1,25} = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{\text{shape}} = 1,0 + 0,15 \frac{h}{b} = 1,15$$

$$\sigma_{\text{tor,d}} \stackrel{!}{\leq} k_{\text{shape}} \cdot f_{v,d} = 1,15 \cdot 0,25 = 0,289 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,0081}{0,289} = 0,028 < 1,0$$

Schub aus Querkraft:

$$\text{nach 3.2.4. LKS : } V_{d1} = 13,9 \text{ kN}$$

$$l_{\text{eff}} = k_{\text{cor}} \cdot l_0 = 0,83 \cdot 48 = 39,8 \text{ cm};$$

$$\tau_{\text{v,d}} = \frac{1,5 \cdot \text{Vol}}{l_{\text{eff}} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 13,9}{39,8 \cdot 48} = 0,011 \text{ KN/cm}^2$$

ÖNORM B ; $k_{\text{cor}} = 0,83$ unter Voraussetzung:

$$f_{v,k} = 0,3 \text{ KN/cm}^2;$$

$$f_{v,d,2} = \frac{0,9 \cdot 0,3}{1,25} = 0,22 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{0,011}{0,22} = 0,05 < 1,0$$

Lineare Interaktion:

$$\frac{\tau_{\text{total}}}{f_{v,d,1}} + \frac{\tau_{\text{v,d}}}{f_{v,d,2}} = \frac{0,0297}{0,229} + \frac{0,011}{0,22} = 0,08 \ll 1,0$$

Quadratische Interaktion: "en BR" [7]

$$\frac{\tau_{\text{total}}}{f_{v,d,1}} + \left(\frac{\tau_{\text{v,d}}}{f_{v,d,2}} \right)^2 = 0,037 \ll 1,0$$

5. Zusammenfassung

Ausgehend von den in 1. beschriebenen Tragmechanismen findet sich die angepasste und wirtschaftliche Lösung eines unterspannten Trägers durch Variation der Querschnitte des Obergurtes und der Zuggurte in einem ersten Schritt, nach einer einfachen Berechnung nach Theorie I. Ordnung.

Das behandelte System ist wegen der Unterspannung aus Zugstäben keine „lineare Struktur“ und deshalb bei der Behandlung ungleicher Belastungen in der Berechnung nach Theorie II. Ordnung besonders zu betrachten (Ausfall der Zugstäbe).

Der Stabilitätsfall 1 (vgl. 4.1.), Ausknicken des Obergurtes aus der Binderebene, kann mit dem Ersatzstabverfahren ausreichend genau und rasch berechnet werden.

Der Stabilitätsfall 2 (vgl. 4.2.), Ausknicken des Obergurtes in der Binderebene, erfordert in der Handrechnung einigen Aufwand, in der EDV-Berechnung aber eine Software, die auf die Nichtlinearität des Systems eingeht.

Einfügen weiterer Ergebnisse nach Berechnungsfall II

Der Stabilitätsfall 3 (vgl. 4.3.), Zuggurtkippen, lässt sich mit dem Ansatz proportional zur Druckpfostenkraft angesetzter Horizontalkräfte (Kraft unten und Gegenkraft oben) quer zur Binderebene modellieren. Im hier vorliegenden Fall hat die Berechnung $H_{\text{Ersatz}} = \text{ca. } V_d/80$ bei einer Endauslenkung nach Theorie II. Ordnung das ca. 2.5-Fache der Anfangsauslenkung (unge-wollte Schrägstellung) ergeben.

Bei geforderter wirtschaftlicher Ausnutzung des Systems können wohl auch die, in der Berechnung nach Theorie II. Ordnung anzusetzenden, geometrischen und strukturellen Stabimperfektionen des Obergurtes mit der werkmäßigen Binderüberhöhung zugleich angesetzt werden. Was sich teilkompensierend auswirkt.

Die nach früheren Berechnungen gemäß DIN 1052 mit einem Lasterhöhungsfaktor von $\gamma = 2.0$ erhaltenen Ergebnisse stimmen mit denen nach aktuellen Normen und den mit γ_M reduzierten mittleren E- und G-Modulen gut überein.

Da sich mit zunehmender Durchbiegung des Trägers, d. h. der Vertikalverformung des Obergurtes, die Tendenz des Zuggurtkippens erhöht, sind die Verformungsberechnungen bei relevantem Anteil an quasi-ständiger Last auch mit dem Langzeiteinfluss vorzunehmen.

Die Bedeutung einer Trägerüberhöhung durch gekrümmt hergestellten Obergurt wird unter in Kapitel 4.6 behandelt.

Der Einfluss der Temperatureinwirkung auf das Tragwerk ist laut der vorliegenden Berechnung gering und bedurfte so keiner weiteren Verfolgung.

4.5 Herstellung – Transport – Montage

4.5.1 Herstellung im Werk und Transport auf die Baustelle

Grundsätzlich wurde die gesamte Vorfertigung der Bauteile in klimatisierten Hallen der Fa. Kaufmann Bausysteme GmbH vorgenommen. Die Bearbeitung der Werkstücke erfolgte mit CNC-gesteuerten Anlagen, womit höchste Passgenauigkeit garantiert war. Die Tiefe der Vorfertigung ist im Holzbau immer wieder eine Frage: wie weit soll sie gehen, um die Bauteilgrößen möglichst groß und doch transport- und krangerecht, aber auch den Maßtoleranzen entsprechend zu halten. Darüber entscheiden die Konstrukteure im Team mit den Abbund- und Montageleitern. Alle Arbeiten im Werk wurden wie vorhin bereits erwähnt, auf das exakte Logistikkonzept abgestimmt.

4.5.2 Montage der Dachkonstruktion



Abb. B4.13 Montage der Dachkonstruktion (Fotos: Kaufmann Bausysteme GmbH)

Die Montage selbst ist im Hinblick auf Abspannung und Absicherung der montierten Teile bei diesem Hallentyp und den Abmessungen der Bauteile kein Problem. Eine an sich vorgeschriebene und auch aufwendige Sicherung des Montagepersonals durch Aufspannen von Fangnetzen erübrigt sich bei der Verwendung von fahrbaren Montage- und Hebebühnen. So verlief die Montage rasch und ohne Zwischenfälle – und vor allem trocken, da bereits mit einer ersten Dachfolie auf den Dachelementen der Regenschutz gegeben war.



Abb. B4.14 Zur Firstfeier (Foto: Kaufmann Bausysteme GmbH)

4.6 Konstruktive Maßnahmen

- Ausnützung von vollflächigen Dachelementen zur horizontalen Aussteifung des gesamten Dachtragwerkes durch Bildung von Schubfeldern.
- Eine Überhöhung des Obergurtes von unterspannten Tragwerken ist im Sinne der vorgenannten Aussagen zur statischen Berechnung angebracht. Eine Überhöhung durch Vorspannen der Stahluntergurte ist im Holzbau wegen ausgeprägter Kriecherscheinung und der hohen Vorspannkräfte nicht zielführend.
- Der Kräftekurzschluss der Vertikalkomponenten der Untergurtkräfte mit der Auflagerkraft über integrierende Stahlteile entlastet das Holz von der Auflagerholzpressung.
- Bei großen Normalkräften in den Vertikalen kann es sinnvoll sein, die Obergurteinzellasten über einen eingebohrten Stahlteil, der den Obergurt durchdringt, ebenfalls kurz zu schließen und die Kräfte ohne Querpressung direkt ins Hirnholz einzuleiten. Eine weitere Möglichkeit liegt in der Anwendung eingeleimter Gewindestäbe oder Vollgewindeschrauben (Siehe Abb. B4.15).
- Die einfachste Art, im Holzbau große Drucknormalkräfte einzutragen, ist die über Kontaktplatten und in diesem Falle, über Bohrungen und Durchführen der Rundstähle. Der Aufwand ist gering. Anders als beispielsweise bei Zugbandanschlüssen mit Flachstählen.
- Zuggurte 2-teilig, auseinanderliegend zu führen, verbessert die Stabilität gegen Zuggurtkippen. Ähnlich verhält es sich mit liegend eingebauten Breitflachstählen, die wiederum Anschlussprobleme an den Obergurt bringen können. Der Rechenstift entscheidet zwischen den beiden

Varianten.

- Zur seitlichen Abstützung der unteren freien Enden von Druckpfosten gibt es die Möglichkeit von Pfetten ausgehender Kopfbänder oder über die Hallenlänge durchgehender und an den Enden fix angeschlossener Seile oder Zugbänder. In diesem Falle sollte bei großen Seillängen durch eine Vorspannung möglichen Temperaturdehnungen entgegengewirkt werden.

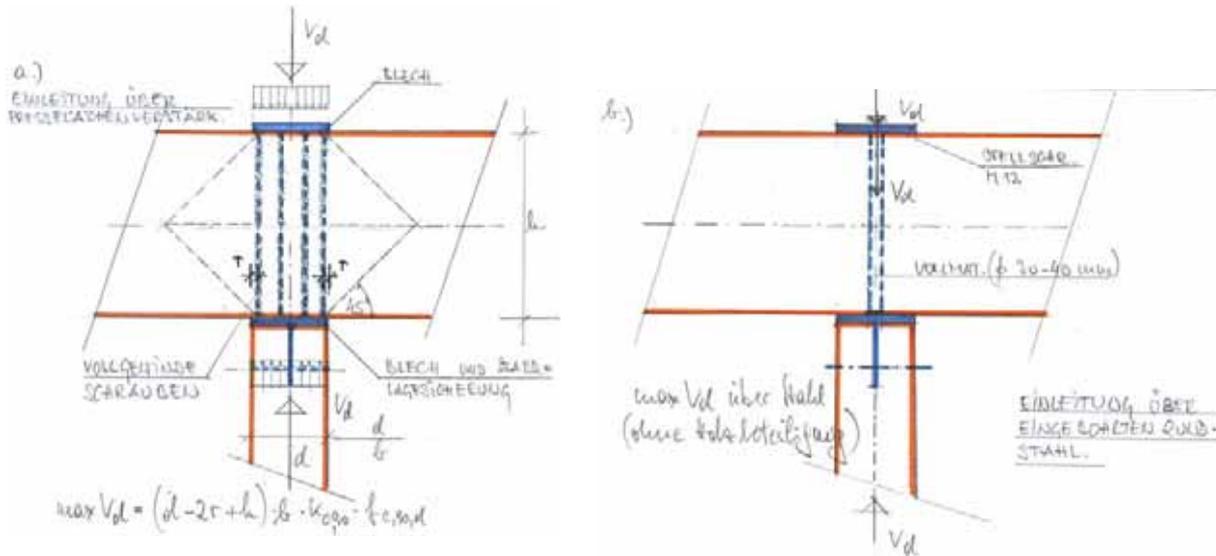


Abb. B4.15 Details im Anschlussbereich von Vertikale-Obergurt

4.7 Zusammenfassung und Ausblick

Unterspannte Konstruktionen ergeben im Ingenieurholzbau eine wirtschaftliche Methode, sowohl größere Spannweiten als auch höhere Lastkategorien zu bewältigen. Die Einsatzgebiete liegen im Hallenbau und auch Brückenbau, wie z. B. die über 30 m gespannte Fußgängerbrücke über die Raab in Feldbach zeigt. Der Tragwerkstypus entspricht den besonderen, aktuellen Forderungen nach vielfältiger Ausnutzung der Materialien und nach „Entmaterialisierung“ einer Konstruktion.

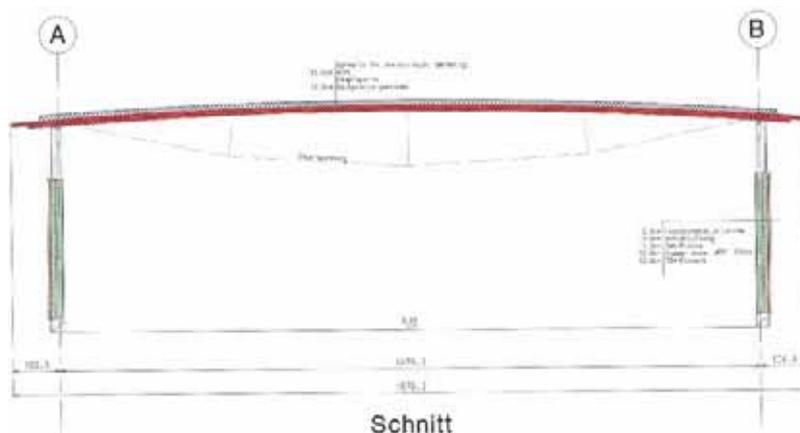


Abb. B4.16 Unterspannte BSP-Platte für Billa-Markt in Graz Andritz (Quelle: Stingl Holzleimbau)

Die in den letzten Jahren an gebauten Beispielen wahrgenommene Variation der Obergurtquerschnitte führt zu interessanten statisch-konstruktiven Lösungen. Die Palette reicht vom üblichen, hochkant gestellten Rechteckquerschnitt zum Quadratischen, vom Einzelbalken zum blockverleimten Hohlkasten bis hin zum liegend und in der Querschnittshöhe aufs Möglichste reduzierten Obergurt mit dem Ziel, an Konstruktionshöhe des Systems zu gewinnen. Der willkommenen Verringerung der Gurtnormalkräfte stehen Erhöhungen der Biegemomente gegenüber und sind in ihrer Auswirkung auf Verformung und Kosten gegenüber zu stellen. Der nächste diesbezügliche Entwicklungsschritt ist der Einsatz von plattenförmigen Holzwerkstoffen, wie Brettsperrholz und Furnierschichtholz. Die an sich geringe Plattenbiegesteifigkeit wird durch die Unterspannung um ein Vielfaches angehoben (Abb. B4.16 zeigt eine derartige Möglichkeit).

Die gebräuchliche Variation der Zuggurte reicht von den einteiligen über zwei- und mehrteilige Zugstabführungen in Rundstahl bis zu Breitflachstahl. Die Lösung der Gurtumlenkung wird in den verschiedenen, am Markt als Komplettlösungen erhältlichen, Systemen angeboten (Macalloy, Besista, Detan, u. a.). Bei Breitflachstahl genügt die Vorbiegung mit entsprechendem Radius.

Ausführungen mit Kohlefaser- oder Aramidfaser-Lamellen, wie sie zur Verstärkung von Betonbalken und Brettstichträgern bereits bewährt eingesetzt werden, sind denkbar, sofern die Kräfteanbindung an den Obergurtstab gelöst ist. Ein bogenförmiges Herumführen des Faserpaketes von der Unterkante auf die Oberkante des Obergurtes und im Weiteren die Verklebung mit diesem scheint machbar. Entgegen stehen die Probleme mit dem Brandschutz der Faserlamellen.

Eine feingliedrige Abstützung über Rohrprofile mit integrierten Umlenkungsknoten aus Stahl und Rundstahlspannstangen wird in der unten stehenden Abb. B4.17 gezeigt.



Abb. B4.17 Montage der Dachkonstruktion für Billa-Markt in Graz Andritz (Foto: Stingl Holzleimbau)

BSH-Fischbauchträger mit untenliegender, am Untergurt durchgehend aufgeklebter Kohlefaserlamelle, sind als faserverstärkte Träger bekannt. Ihr Tragmechanismus stützt sich auf die Querschnittsverbundwirkung und den gleichzeitig kontinuierlich von der Unterspannung gestützten oberen Trägerteil. Auch ohne Verbund gibt es dabei einen Zusatzeffekt ähnlich externer Spannkabelführung im Spannbetonbau.

Grenzsysteme unterspannter Konstruktionen sind Zwei- und Dreigelenkbogenträger mit horizontalem, gerade geführtem Zugband (vgl. Abb. B4.18). Die Vertikalstäbe, zug- und druckfest an den Binderriegel und an das Zugband angeschlossen, übernehmen Anteile an der Bogenstabilisierung in der Binderebene. Wesentliche Voraussetzung für das Funktionieren ist aber, die Zuggurte gespannt zu erhalten. Das heißt, dass jeweils ein Binderauflager horizontal verschiebbar bleiben muss, um die Straffung zu garantieren.



Abb. B4.18 Sport- und Freizeitzentrum in Frohnleiten, 48 m Stützweite, 11 m Binderachsteilung (links) und Produktionshalle der Rottenmanner Kabeltechnik in Rottenmann, 28 m Stützweite (rechts). (Fotos: Stingl Holzleimbau)

4.8 Literaturhinweise

Die folgenden Literaturhinweise enthalten sowohl in diesem Kapitel zitierte Werke als auch Literaturquellen zur weiteren Vertiefung.

Im Text zitierte Literaturstellen

- [B4-1] GRÄFE, R. (HRSG.): Zur Geschichte des Konstruierens. Dt. Verl.-Anst., Stuttgart, 1989.
- [B4-2] INFORMATIONSDIENST HOLZ: Konstruktionsbeispiele, Teil 3. EGH-Bericht, 1978.
- [B4-3] POLONY, ST.; STEIN, H.: Hallen: Planungshilfen für kostengünstige Konstruktion und Dimensionierung. Stahl,- Spannbeton, Stahl, Holz. 2., verbesserte Auflage, Verlag R. Müller, Köln, 1986.

Literatur zur weiteren Vertiefung

- [B4-4] KRENN, H.; MEINHARDT, G.; SCHICKHOFER, G.: enBR – Eurocodenahe Bemessungsrichtlinie. Graz, Fassung vom April 2007.

- [B4-5] PISCHL, R.: Bemessung im Holzbau: Von der nationalen zur europäischen Normung. ProHolz Austria, Juni 2001.
- [B4-6] PISCHL, R.: Bemessung im Holzbau: Zur Lösung von Spannungsproblemen der Theorie II. Ordnung. ProHolz Austria, Juni 2004.



Zusammenfassende Gedanken zum Konstruieren und Bauen mit Holz

1 Resumee

Spannt man den Bogen von einer ersten Skizze bis zur Begehbarkeit, d. h. Begreifbarkeit des Bauwerks – im wahrsten Sinn des Wortes – dann darf Bauen als Prozess der Materialisierung von Gedanken, Ideen und Theorien gesehen werden. Durch Konzentration der von uns bestimmten Energieflüsse erleben die Materialien Metamorphosen: sie nehmen neue Plätze ein, neue Gestalt, Funktion und Raum und sie sind einer Dienstbarkeit verpflichtet (Haus, Brücke, Turm ...). Eine zentrale Position entlang dieser Materialisierungskette nimmt das Tragwerk ein.

Tragwerksentwürfe entstehen in einem komplexen Zusammenspiel der linken und rechten Gehirnhälften: Wissen und Erfahrung sind in Hypothesen zu bündeln und finden sich als ein erster Schritt in der Ideenverwirklichung auf dem, noch zuvor unbeschriebenem, Papier. Dem folgen Teamgespräche, Vertiefungen und weitere Vorabbildungen in den Skizzen und Plänen. Mit den ersten Entwurfsstrichen am Papier sind bereits die Hälfte der Konstruktion und 80 Prozent der Kosten festgelegt. So die Aussage erfahrener Tragwerksplaner.

In der Praxis des Ingenieurholzbaues taucht immer wieder der Wunsch nach optimalem Tragwerksentwurf auf. Sofern es einen solchen überhaupt gibt, muss er die gestellten Randbedingungen der Tragsicherheit, Funktionalität, Wirtschaftlichkeit, Fertigungsmöglichkeit usw. erfüllen und ist somit zeitabhängig. Eine Gegenüberstellung mit anderen Projektlösungen ist nur am Papier, nicht aber in der Wirklichkeit sinnvoll möglich.

Qualitätsvergleiche sind im Bau real nicht machbar.

Diese Problematik ist teilweise durch Einhalten von Entwurfsschritten im Ingenieurholzbau umgehbar, die nachfolgend, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, als Anhaltspunkte beim Planen aufgelistet sind:

1.1 Phasen des Tragwerksentwurfes

1. Auswahl aus der **Fülle erprobter Holzbausysteme** treffen. Meistens verschaffen sie mit analogen und bereits erprobten Beispielen den Einstieg in einen Tragwerksentwurf und geben dem Ingenieur, Architekt, eine erste Planungsorientierung. Ansprechen der Randbedingungen wie Brandwiderstand, Bauteilgrößen, Möglichkeit der Elementfertigung etc.
2. Sondierung und Auswahl aus der großen **Angebotspalette der Holzwerkstoffe** und – aufgabenspezifisch – auch anderer Materialien. In der Kombination von Systemen und Materialien ergeben sich erste Entwürfe, die vom Bisherigen abweichen.
3. Ein Stück **Neuland im Entwurf** betreten, dabei aber die neue Idee noch am Bewährten, Bekannten und Gesichertem andocken (sogenannte Kühnheit des Tragwerkentwurfs erfordert eine verantwortliche Abklärung der Tragsicherheit.)
4. Vermeidung bzw. Beachtung von **Querzugerscheinungen** im Holz, direkt d. h. planmäßig oder indirekt durch Zwängungen hervorgerufen (z. B. Schwindvorgänge). Ansonsten sollten konstruktive Gegenmaßnahmen getroffen werden.
5. Beachtung **sekundärer Einwirkungen** auf das Tragwerk aus Quellen und Schwinden oder aus klimatischen Beanspruchungen durch Haustechnik (Warmluftanströmung), oder durch bauphysikalische Gesetzmäßigkeiten (Kondensatbildung in Elementen) herbeigeführt. Spätere Nutzungsänderungen des Bauwerkes erfordern neue Nachweise.
6. **Konstruktiven Holzschutz** in den Vordergrund stellen: Für Innenbauteile wie für außen liegende Holzbauteile unter den Aspekten: Sonneneinstrahlung, zeitlicher Verlauf der Holzfeuchteänderung, direkte Bewitterung, Spritzwassergefahr, Wasserablauf am Holz, Austrocknungsmöglichkeiten, bevorzugte Staub- und Schneeablagerungsstellen, am Holz stehende Wasserflächen, Befallsmöglichkeiten durch Mikroorganismen (Mikroklima), besondere kritische Zonen der Riseseildung im Holz, etc.
7. **Ausführbarkeit prüfen**: Während des Entwurfsprozesses Verbindung mit ausführenden Firmen oder Holzbauspezialisten aufnehmen. Ihr Know-how umfasst neben statisch konstruktivem Wissen zusätzlich die Fertigungs- und Montagebereiche und aktuelle Kostenübersicht und sollte deshalb genutzt werden.
8. Je nach Erfahrung des Konstrukteurs erfolgen **interaktiv Bemessungsabschätzungen** zur Realisierbarkeit mit genügend weiterem Entwurfsraum aber mit unteren und oberen Grenzen. Genaue statische Nachweise werden in der Entwurfsabfolge erst gegen Ende geführt, nach dem Prinzip „zuerst konstruieren dann rechnen“. (Dieses Prinzip führt den Ingenieur zu vertiefter Auseinandersetzung mit dem Entwurf.)
9. **Plausibilität der Rechenergebnisse** überprüfen durch: einfache Schlussfolgerungen durch Anwendung von Grundregeln der Baustatik, Bilden von Analogien, Modellvereinfachung, Simulation. (Mit der Eingabe in EDV-Programme wird das Problem zwar numerisch abgebildet, damit werden aber Teile des Phänomens „Tragwerk“ unsichtbar. Die Digitalisierung steht dem Analogen, Greifbarem, menschlich Erfahrbarem gegenüber.)
10. Schrittweises **Hinterfragen der Entwurfstauglichkeit** und Ansetzen von Gegenhypothesen zur

Verifizierung (bzw. Falsifizierung) der Qualität des Tragwerksentwurfes. Bei komplexen Aufgabenstellungen und vor allem beim Betreten einer „terra incognita“ spricht alles für das wichtige 4-Augen-Prinzip des Überprüfens (zwei Personen sehen mehr als eine!). Das aber setzt Kommunikationsfähigkeit, Kritikfähigkeit und gegenseitige Zugänglichkeit der handelnden Personen voraus.

Der Ganzheitlichkeit halber empfiehlt sich weiters:

1.2 Ausführungskontrolle

- In der Werksherstellung muß das Holz vor Feuchtigkeitsaufnahme geschützt sein, Maßtoleranzen sind einzuhalten, die Übereinstimmung mit den Fertigungsplänen ist zu garantieren.
- Transport und Montage sind so zu planen, dass keine Vorschädigungen der Tragwerksteile passieren können. Für besondere Transporte sind Statiken zu erstellen, die auf Verwindung und seitliches Ausbiegen von Trägern Bezug nehmen ebenso für die Montage.
- Im Zusammenhang mit der Wirkung von Dachverbänden sind maximal erlaubte Binderschrägstellungen und Vorverformungen in den Normen festgehalten und mit Messgeräten zu kontrollieren. (Kernbetriebe des Holzleimbauens mit dem Gütezeichen des Österreichischen Holzleimbauverbandes werden sowohl auf Herstellung als auch auf Errichtung von Holzleimbaukonstruktionen von außenstehenden, autorisierten Institutionen darauf hin überprüft.)

1.3 Bauwerkskontrolle

Innerhalb des Lebenszyklus eines Bauwerks sollten periodische Überprüfungen auf seinen Zustand, seine Tragfähigkeit und auf eventuelle Abweichungen vom ursprünglichen Nutzungscharakter durchgeführt werden.

Moderne elektronische Hilfsmittel ermöglichen ständige Kontrollmessungen und Beobachtungen an Bauwerken (Bauwerksmonitoring).



Abb. C1.1 Tragwerke der Natur – Analogie des Ganzen



2 Bibliographie

2.1 Normen

- [1] DIN 1052:2004-08 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.
- [2] ON B 1995-1-1:2009 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zu ON EN 1995-1-1.
- [3] ON B 4012:1997 Belastungsannahmen im Bauwesen – Veränderliche Einwirkungen – Nutzlasten.
- [4] ON B 4013:1983 Belastungsannahmen im Bauwesen – Schnee- und Eislasten.
- [5] ON B 4014:1993 Belastungsannahmen im Bauwesen – Statische Windwirkungen (nicht schwingungsanfällige Bauwerke).
- [6] ON B 4100-2:2004 Holzbau – Holztragwerke. Teil 2: Berechnung und Ausführung.
- [7] ON EN 1991-1-1:2003 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau.
- [8] ON EN 1991-1-2:2003 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke.
- [9] ON EN 1991-1-3:2005 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten.
- [10] ON EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.
- [11] ON EN 1991-1-5:2004 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.
- [12] ON EN 1991-1-6:2005 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während der Bauausführung.
- [13] ON EN 1991-1-7:2007 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.

- [14] ON EN 1995-1-1:2009 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.

2.2 Zulassungen

- [15] Z-9.1-100 vom 26. Mai 2006: „KERTO®“-Furnierschichtholz. Gültig bis 31. Mai 2011
- [16] Z-9.1-482 vom 15. Sept. 2000: KLH-Kreuzlagenholz. Gültig bis 30. Sept. 2005.
- [17] ETA-06/0138 vom 27. Juli 2006: KLH-Massivholzplatten – Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken. Gültig bis 26. Juli 2011.

2.3 Abbildungsverzeichnis

Teil A

1 Brettschichtholz und Holzleimbau: Konstruieren in neuen Dimensionen

Abb. A1.1: Brettschichtholz: „Von der Analyse zur Synthese“ (Quelle: H. Stingl)	2
Abb. A1.2: Verschieden aufgebaute Brettschichtholzquerschnitte (Quelle: H. Stingl)	2
Abb. A1.3: BSH- Rohlinge nach dem Abbund, hier blockverleimt (Quelle: Stingl Holzleimbau).....	3
Abb. A1.4: Konfiguration von Brettschichtholzbauteilen zu Tragwerken: BV Einkaufsmarkt in Hausmannstätten (Quelle: Stingl Holzleimbau)	4

2 Kurzer, entwicklungsgeschichtlicher Abriss zum Holzleimbau in Österreich

Abb. A2.1: Bogenbinder des Systems Emy, rechts: Gegenüberstellung stehende- liegende Bohlen. Quelle: Müller, [3].....	5
Abb. A2.2: Deutsche Eisenbahnhalle zur Weltausstellung in Brüssel, 1910, Bauzustand (Quelle: [A-3]).....	6
Abb. A2.3: Abb.: .3. Deutsche Eisenbahnhalle zur Weltausstellung in Brüssel, 1910, Querschnitt: 43 m (Quelle: [A-3]).....	6
Abb. A2.4: Gekrümmte Brettsperrholzplatten vor der Weiterverarbeitung zusammen mit BSH (Quelle: Stingl Holzleimbau).....	9

3 Die große Spannweite

Abb. A3.1: Montage Messehalle Klagenfurt, 1966 (Fotos: WIEHAG)	14
--	----

Teil B

1 Sportstadion Bruck/Mur

Abb. B1.1: Gesamtansicht Tribüne mit Überdachung (Quelle: H. Stingl)	17
Abb. B1.2: Unionbad in Graz: Arch. DI W. Kampits / Prof. DI Dr. H. Gamerith, Graz. Statik Massivbau: DI Kager, Ziv.-Ing.-Büro Eisner, Graz. Statik Holzkonstruktion: H. Stingl, Trofaiach. Pendelwände aus BSH-Rippen mit aufgeleimten BSP-Platten. Dachtragwerk aus BSH-BSP-Elementen (Pi). (Quelle. W. Kampits)	19
Abb. B1.3: Impulszentrum Bad Radkersburg: Arch. DI N. Frei, Hausmannstätten. Holzbau: Stingl Holzleimbau, Trofaiach. „Hallenschachtel“ aus Wand- und Dachscheiben mit Pi-Elementen als Schubfelder (Quelle: H. Stingl)	19
Abb. B1.4: Entwurfsstadien – Schrittweise zur Lösung: 1 (Quelle: H. Wallner)	21
Abb. B1.5: Entwurfsstadien – Schrittweise zur Lösung: 2 (Quelle: H. Wallner)	22
Abb. B1.6: Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 3 (Quelle: H. Stingl).....	22
Abb. B1.7: Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 4 (Quelle: H. Stingl).....	22
Abb. B1.8: Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 5 (Quelle: H. Stingl).....	23
Abb. B1.9: Entwurfsstadien – Schritte zur Lösung: 6 (Quelle: H. Stingl).....	24

Abb. B1.10: Rundrohrstützen und Dachelemente (Quelle: H. Stingl)	25
Abb. B1.11: Ausschnitt Elementanordnung in der Draufsicht (Quelle: H. Stingl)	26
Abb. B1.12: Mittelrippen, 2-teilige Randrippen mit 3-schichtigem BSP-Aufbau, Rohr als Überzugträger (Quelle: H. Stingl)	27
Abb. B1.13: Tribüne: Schnitt B-B (Quelle: H. Stingl)	28
Abb. B1.14: Tribüne: Werksatz-Dachdraufsicht (Quelle: H. Stingl)	29
Abb. B1.15: Tribüne: Axonometrie Fußdetail der Stahlstütze (Quelle: H. Stingl)	30
Abb. B1.16: Tribüne: Detail Integration Rohr in BSH-Rippen (Quelle: H. Stingl)	31
Abb. B1.17: Tribüne: Detail Anschluss Mittelrippe (Quelle: H. Stingl)	32
Abb. B1.18: Tribüne: Abhängung der Konstruktion an der Gebäuderückseite (Quelle: H. Stingl) ..	33
Abb. B1.19: Abbund und Vorbereitung zur Verleimung im Werk (Quelle: H. Stingl)	67
Abb. B1.20: Verleimung und Verpressung von BSP mit BSH im Werk (Quelle: H. Stingl)	68
Abb. B1.21: Transport der überbreiten Dachelemente auf die Baustelle (Quelle: H. Stingl)	68
Abb. B1.22: Einheben eines Dachelementes mittels eines Mobilkrans und Bauzustand (Quelle: H. Stingl)	69

2 Salzburg-Arena

Abb. B2.1: Salzburgarena (Foto: A. Hauch, WIEHAG)	73
Abb. B2.2: Messehalle Klagenfurt (Halle in aktuellem Zustand), ca. 100 m Spannweite, errichtet 1966 durch die Fa. WIEHAG (Foto: Archiv WIEHAG)	74
Abb. B2.3: Messehalle in Karlsruhe, 85 m Spannweite, errichtet 2004 von der Fa. WIEHAG (Foto: WIEHAG)	75
Abb. B2.4: Hallenmodell mit Zuschauerrängen (links), Tragwerksmodell (rechts). (Quelle: Architekturbüro/Bauherr)	77
Abb. B2.5: Binderauflager mit Ringträger (Quelle: WIEHAG)	78
Abb. B2.6: Salzburg-Arena: Isometrie und Längsschnitt (Quelle: WIEHAG)	79
Abb. B2.7: Salzburg-Arena: Binderprofil und Auflagerdetail (Quelle: WIEHAG)	80
Abb. B2.8: Darstellung des Pfettenrahmens mit Stahlstielen biegesteif an die Pfetten angeschlossen (Quelle: WIEHAG)	104
Abb. B2.9: Ausgeführter Trägerstoß im Bogenscheitel (Quelle: WIEHAG)	108
Abb. B2.10: Auflagerstahlteil vor der Montage an den Binder im Werk (Foto: WIEHAG)	121
Abb. B2.11: Einheben eines fertigen Binderpaares (Foto: WIEHAG)	122
Abb. B2.12: Erstes Binderdoppelfeld mit Verbänden und Abspannseilen (Foto: WIEHAG)	123
Abb. B2.13: Komplexität des Auflagerstahlteiles mit Anschluss an den „Auflagerring“ (Foto: WIEHAG) ..	123
Abb. B2.14: Ringträger an den vorgegebenen Auflagerkonturen (links), Firstknoten (rechts) (Foto: WIEHAG)	124

3 Holzindustrie Pabst

Abb. B3.1: Segelflugzeugbau anno 1925, Tragflächenbau und Heck aus geklebten, ausgesuchten Holzkleinquerschnitten. (Quelle: Bestand H. Stingl)	127
Abb. B3.2: Aufbau der Flugzeugrippen vor der Bespannung (aus „Werkstatt Praxis für den Bau von	

Gleit- und Segelflugzeugen“ von H. Jacobs, H. Lück).....	128
Abb. B3.3: Fachwerkträger mit aufgeklebten Sperrholz-Knotenplatten (aus [B3-1])	128
Abb. B3.4: Planausschnitt System „Freespan“ der Fa. WIEHAG (Quelle: WIEHAG)	129
Abb. B3.5: Fachwerkbogenbinder nach System „Freespan“ für die Produktionshalle der Fa. AMAG, Ranshofen/OÖ (Quelle: Fa. WIEHAG).....	129
Abb. B3.6: Blick auf die entstehenden zweischiffigen Hallen während der Montage (Quelle: H. Stingl)	131
Abb. B3.7: Hallenquerschnitte (Quelle: H. Stingl).....	132
Abb. B3.8: Werksatz-Ausschnitt (Quelle: H. Stingl)	132
Abb. B3.9: Binderprofil mit Pfettenlage (Quelle: H. Stingl).....	133
Abb. B3.10:Planausschnitt mit Binderauflager (Quelle: H. Stingl).....	133
Abb. B3.11:Transportfertiger Binder mit allen vormontierten Stahl-Verbindungsteilen (Quelle: H. Stingl)	134
Abb. B3.12:Manueller Leimauftrag Dynosol S 204 (Quelle: H. Stingl).....	155
Abb. B3.13:Ansetzen der Pressen (links) und Spindelpressen zu je 7 to Presskraft (rechts). (Quelle: H. Stingl)	156
Abb. B3.14:Presspaket aus drei Bindern (links) und BSH-Querschnitte mit Kerto-Platten; Leimaustritt als Kontrolle des Leimauftrages (rechts). (Quelle: H. Stingl)	156
Abb. B3.15:Transport der Dachelemente auf die Baustelle (Quelle: H. Stingl).....	157
Abb. B3.16:Montage der Träger (links) und Binderauflager mit Anschluss Kerto-Platten und Stützkeilen zwischen den Gurten (rechts). (Quelle: H. Stingl).....	157
Abb. B3.17:Fertig montiertes Dachtragwerk mit Pfettenlage und Dachverbänden (erstes Hallenschiff). (Quelle: H. Stingl)	158
Abb. B3.18:Skizze konstruktive Maßnahme zur Kraffeinleitung in die Furnierschichtholzplatten ..	159

4 Produktionshalle Fa. HILTI

Abb. B4.1: Neu errichtete Produktionshalle der Fa. HILTI AG in Thüringen. (Foto: Kaufmann Bausysteme GmbH).....	161
Abb. B4.2: Plonceausträger (Quelle: „Zur Geschichte des Konstruierens“ [B4-3]).....	163
Abb. B4.3: Plonceausträger (Quelle: [B4-3])	163
Abb. B4.4: Innenansicht mit Blick auf die Lichtbänder (links), Halleninnenansicht mit Blick auf die unterspannten Hauptträger (rechts). (Fotos: Kaufmann Bausysteme GmbH)	164
Abb. B4.5: Planausschnitt: Anschluss Dachelemente an Shedträger mit Rinnenausbildung, Auflage- und Kopfausbildung des unterspannten Trägers usw. (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)	165
Abb. B4.6: Rohbau Dachkonstruktion (Foto: Kaufmann Bausysteme GmbH).....	166
Abb. B4.7: Planausschnitt aus Hallenlängsschnitt der Halle (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)	166
Abb. B4.8: Planausschnitt aus Hallenlängsschnitt mit Hauptträger (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)	167
Abb. B4.9: Planausschnitt Shedelemente mit Aufständigung am Shedträger (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)	167
Abb. B4.10:Systemskizze „Unterspannter Träger“	171

Abb. B4.11:Näherungsformeln zur Berechnung von unterspannten Systemen [B4-2]	172
Abb. B4.12:Planausschnitt mit Auflagerdetail und Lage sowie Zugänglichkeit der Muttern (Quelle: Kaufmann Bausysteme GmbH)	173
Abb. B4.13:Montage der Dachkonstruktion (Fotos: Kaufmann Bausysteme GmbH).....	222
Abb. B4.14:Zur Firstfeier (Foto: Kaufmann Bausysteme GmbH)	223
Abb. B4.15:Details im Anschlussbereich von Vertikale-Obergurt.....	224
Abb. B4.16:Unterspannte BSP-Platte für Billa-Markt in Graz Andritz (Quelle: Stingl Holzleimbau)	224
Abb. B4.17:Montage der Dachkonstruktion für Billa-Markt in Graz Andritz (Foto: Stingl Holzleimbau)	225
Abb. B4.18:Sport- und Freizeitzentrum in Frohnleiten, 48 m Stützweite, 11 m Binderachsteilung (links) und Produktionshalle der Rottenmanner Kabeltechnik in Rottenmann, 28 m Stützweite (rechts). (Fotos: Stingl Holzleimbau).....	226

Teil C

1 Resumee

Abb. C1.1: Tragwerke der Natur – Analogie des Ganzen.....	231
---	-----

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S - Skripten, Vorlesungsunterlagen | F - Forschungsberichte
V - Vorträge, Tagungen | D - Diplomarbeiten

Institutskennzahl:

1 - Allgemeine Mechanik | 2 - Baustatik | 3 - Betonbau
4 - Holzbau & Holztechnologie | 5 - Stahlbau & Flächentragwerke
6 - Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 - Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 - Hochbau & Industriebau | 9 - Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl