

DIPLOMARBEIT

- überarbeitete Fassung -



Thema: **Wiederherstellung des Turmhelmes der Lukaskirche
Dresden**

Eingereicht von: cand. Ing. Regine Beyer (jetzt Ortlepp)
Matr.-Nr. 2480773
am 13. 08. 2001

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. M. Curbach (Professur Massivbau)
Prof. Dr.-Ing. habil. W. Graße (Professur Stahlbau)
Dipl.-Ing. H. Michler

Fakultät Bauingenieurwesen

Aufgabenstellung für die Diplomarbeit

in der Studienrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau Nr.: D 803
Name des Diplomanden: Regine Beyer
Thema: Wiederherstellung des Turmhelms
der Lukaskirche Dresden

Zielsetzung:

Der im Krieg zerstörte Turmhelm der Lukaskirche zu Dresden soll wiederhergestellt werden. Hierzu wird das seit 1962 bestehende Notdach über der Glockenstube entfernt und eine postkartengleiche Rekonstruktion des Turmhelms angestrebt. Die Turmspitze des östlichen Seitenturms soll ebenfalls hergestellt werden, wobei hier die Konstruktion des noch vollständig erhaltenen westlichen Seitenturms aufgenommen wird.

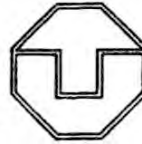
Aufgabenstellung:

Anhand der historischen Unterlagen soll die ursprüngliche Form des Turmhelms wiedererstanden. Grundlage bildet hierzu eine Fotografie aus der Zeit der Weihung der Kirche. Weitere Unterlagen müssen in den Archiven vom Landeskirchenamt, Denkmalämtern usw. sowie Bibliotheken recherchiert werden. Für den Turmhelm des Haupt- und des östlichen Nebenturms ist die äußere Form festzulegen und eine einsprechende Tragkonstruktion zu projektieren und vorzubemessen.

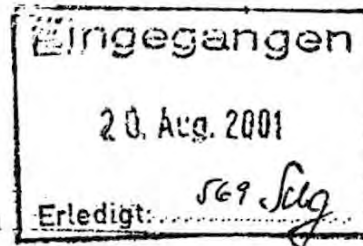
Betreuer: Prof. Dr.-Ing. M. Curbach (Professur Massivbau)
Prof. Dr.-Ing. habil. W. Graße (Professur Stahlbau)
Dipl.-Ing. H. Michler

Beginn am: 03.05.2001
Einzureichen am: 03.08.2001

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Verantwortlicher Hochschullehrer



Lehrstuhl für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach



14. August 2001
D 803

Beurteilung der Diplomarbeit von

Frau **Regine Beyer**

Thema: **Wiederherstellung des Turmhelms der Lukaskirche Dresden**

1. Zielsetzung und Aufgabenumfang

Die im Krieg zerstörten Bauteile Turmhelm und östlicher Seitenturm der Lukaskirche zu Dresden sollen wiederhergestellt werden. Hierzu wird das seit 1962 bestehende Notdach über der Glockenstube entfernt und eine postkartengleiche Rekonstruktion des Turmhelms angestrebt. Die Turmspitze des östlichen Seitenturms soll mit Anlehnung an die noch vollständig erhaltene Konstruktion des westlichen Seitenturms wiederhergestellt werden.

2. Inhalt und Ergebnisse

Anhand der historischen Unterlagen wird die ursprüngliche Form des Turmhelms recherchiert und rekonstruiert. Hierzu ist eine umfangreiche Suche in diversen Archiven und photographische Auswertung alter Fotografien notwendig. Auf Basis dieser Daten wird eine zeitgerechte Stahlkonstruktion als Tragkonstruktion im Turmhelm entworfen, dimensioniert und bautechnisch durchkonstruiert. Ein entsprechendes Montagekonzept wird erarbeitet. Die äußere Form wird definiert und als blechverkleidete Holzkonstruktion durchgebildet. Alle Teile werden überschlägig bemessen und zeichnerisch durchkonstruiert. Für den östlichen Seitenturm wird ebenfalls die äußere Form festgelegt. Als Tragkonstruktion wird hier eine Holzkonstruktion vorgeschlagen. Die Arbeit kann direkt als Grundlage für eine Ausführungsplanung verwendet werden.

3. Bewertung

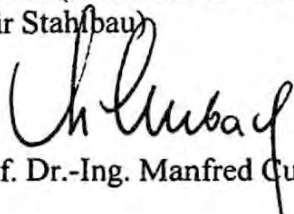
Die Diplomandin bearbeitet die Aufgabe mit großem Fleiß und Sachkenntnis. Neben der Aufgabe, die Form der Turmhaube und des Seitenturms aus alten Ansichten zu rekonstruieren, werden eine Bauaufnahme, eine statische Berechnung, eine baureife konstruktive Durchbildung und zeichnerische Dokumentation der Bauteile erarbeitet. Alle Teile werden sehr übersichtlich dargestellt. Es gelingt der Diplomandin, die Ergebnisse der Arbeit erfreulich kurz und in prägnanter Form darzustellen. Die vorliegende Arbeit kann jederzeit als Ausschreibungsunterlage für die Wiederherstellung der Turmhauben verwendet werden.

Die von Frau **Beyer** vorgelegte Diplomarbeit wird mit der Note

1,0 (sehr gut)

bewertet.

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach, Dipl.-Ing. H. Michler (Lehrstuhl für Massivbau),
Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße (Lehrstuhl für Stahlbau)


Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

THESEN

Da keine verwertbaren Pläne der Türme mehr vorhanden sind, wurde die äußere Geometrie des Helmes aus einer Fotografie rekonstruiert. Zur Anpassung des Maßstabes wurden die erforderlichen Maße durch ein Aufmaß bestimmt.

Aus den vorgegebenen Außenabmessungen wurde das statische System so entwickelt, daß es gut in die vorgegebene Geometrie eingepaßt ist. Des weiteren wird mit einer geradlinigen Stabführung ein möglichst direkter Kräftefluß mit wenig Umlenkkraften angestrebt.

Der Hauptturmhelm wird in Stahl wiederaufgebaut. Die Montage des Turmhelmes erfolgt vom Kirchvorplatz aus durch Einheben mit dem Mobilkran in drei Abschnitten.

Es werden jeweils mehrere gleiche Seitentafeln in transportfähigen Größen vorgefertigt. Auf dem Kirchvorplatz werden sie dann zu einem achteckigen Prisma bzw. einer achteckigen Pyramide zusammengesetzt. Hierbei werden die Profile zu zweiteiligen Stäben ergänzt. Die so entstehenden Schüsse werden danach aufeinandergesetzt und ergeben, mit der Dacheindeckung versehen, die drei Hebeabschnitte.

Die Hebeabschnitte werden nacheinander auf den Turm aufgesetzt, die Verbindungsstellen der Dacheindeckung werden nachgearbeitet.

Als grobes System für die Tragkonstruktion wird eine Fachwerkkonstruktion verwendet, da diese eine große Steifigkeit besitzt und kostengünstig ausgeführt werden kann. Die Aussteifung erfolgt mittels ausgekreuzter, druckschlaffer Diagonalen.

An den Öffnungen der Galerien muß von diesem System abgewichen werden. Hier ist keine Auskreuzung möglich. Als Sonderlösung wird auf eine Rahmenkonstruktion zurückgegriffen.

Die Verbindungen werden auf drei Knotentypen reduziert:

- Anschlüsse mit Knotenblechen zur Verbindung der einzelnen Schüsse,
- direkte Verschweißung innerhalb einer vorgefertigten Tafel,
- Verschweißung mit den Knotenblechen als Sonderlösung für die Rahmenstiele.

Für die Verankerung im Turmschaftmauerwerk werden die vorhandenen Anker nach einer Belastungsprüfung mit herangezogen. Die Aufstellung des unteren Montagebauteiles erfolgt auf dem Trägerrost. Dieser wird mittels einer Traverse an den vorhandenen Zugstäben verankert. Für den Anschluß wurde eine neue Lösung entwickelt.

Zur Herstellung der äußeren Form wird die Dacheindeckung auf in Form gefrästen Kanthölzern genagelt, die mit einer Schraube durch den Schlitz der zweiteiligen Stäbe befestigt werden. Durch den verbleibenden Abstand zwischen Stahlkonstruktion und Holzschalung ist eine gute Hinterlüftung und ein nachträglicher Korrosionsschutz möglich.

Für den östlichen Seitenturm wurde die Geometrie anhand eines Aufmaßes und der Rekonstruktion aus der Fotografie ermittelt.

INHALTSVERZEICHNIS

EINLEITUNG	1
1 DIE LUKASKIRCHE ZU DRESDEN	
1.1 Geschichtlicher Überblick zum Bau	3
1.2 Historische Unterlagen	5
1.3 Die Frage des rekonstruktiven Wiederaufbaus.....	7
2 BAUWERKSZUSTAND – DOKUMENTATION	
2.1 Dokumentierter Zustand nach historischen Unterlagen.....	10
2.1.1. Fotografien.....	10
2.1.2. Pläne.....	12
2.1.3. Gutachten und Niederschriften.....	14
2.2 Bestandserfassung u. Beschreibung des derzeitigen Zustandes...	19
2.2.1. Hauptturm mit provisorischer Notüberdachung	19
2.2.2. intakter westlicher Seitenturm	28
2.2.3. notüberdachter östlicher Seitenturm	35
3 FOTOGRAFISCHE REKONSTRUKTION DER ÄUßEREN FORM	
3.1 Allgemeines und Begriffe	37
3.2 Grundlagen der Rekonstruktion aus der Fotografie	40
3.3 Rekonstruktion der Maßverhältnisse in Grund- und Aufriß	41
3.3.1. Ermittlung Fluchtpunkte, Horizontlinie, Haupt- u. Augpunkt ...	41
3.3.2. Konstruktion der einzelnen Ebenen in Grund- und Aufriß.....	42
3.4 Maßstabsanpassung mittels Referenzmaßen.....	43

4	ENTWICKLUNG EINER TRAGKONSTRUKTION FÜR DEN HAUPTTURM	
4.1	Allgemeines	46
4.1.1.	Voraussetzungen und Annahmen.....	46
4.1.2.	Grundlegendes zur Tragkonstruktion.....	46
4.2	Konstruktionsprinzip und Bauablauf	54
4.2.1.	Gliederung in Baugruppen – Haupt- und Nebentragstruktur	54
4.2.2.	Montageprinzip und Herstellungsreihenfolge.....	55
4.2.3.	Fußpunktausbildung - die Verankerung im Mauerwerk	56
4.2.4.	Unterteilung in Hebeabschnitte.....	60
4.3	baukonstruktive Gesichtspunkte	63
4.3.1.	baukonstruktive Detailpunkte	63
4.3.2.	Korrosionsschutz.....	64
4.4	Lastannahmen (Einwirkungen)	65
4.4.1.	ständige Einwirkungen.....	65
4.4.2.	veränderliche Einwirkungen	70
4.4.3.	Teilsicherheitsbeiwerte.....	79
4.5	Schnittgrößenermittlung mittels R-Stab 5.0	80
4.5.1.	statisches Rechenmodell.....	80
4.5.2.	Eingabedaten der Belastung für die elektronische Berechnung ..	86
4.5.3.	Lastfälle und Lastfallkombinationen	95
4.5.4.	Schnittgrößen und Knicklängen.....	97
4.6	Vorbemessung und Nachweise der tragenden Stahlbauteile	110
4.6.1.	Haupttragstruktur	110
4.6.2.	Zwischendecken.....	124
4.6.3.	Lasteinleitung und Verankerung im Turmschaftmauerwerk.....	126
4.6.4.	Verbindungsstellen	130

5 TRAGKONSTRUKTION FÜR DEN ÖSTLICHEN SEITENTURM	
5.1 Voraussetzungen und Annahmen	136
5.2 Konstruktionsprinzip und Bauablauf.....	137
5.2.1. Grundlegendes zur Tragkonstruktion.....	137
5.2.2. Bestimmung der Geometrie.....	138
5.2.3. Montageprinzip und Herstellungsreihenfolge.....	143
5.3 Lastannahmen (Einwirkungen)	144
5.3.1. ständige Einwirkungen.....	144
5.3.2. veränderliche Einwirkungen	144
5.3.3. Lastfälle.....	145
5.3.4. Eingabedaten der Belastung für die Berechnung in R-Stab	146
5.4 Spannungen in den Holzquerschnitten	148
6 AUSBLICK, OFFENE FRAGEN	
6.1 weitere erforderliche Bestandsaufnahmen.....	157
6.2 Mauerwerk.....	158
6.3 Zuganker	159
6.4 Baugrund, Setzungsverhalten.....	159
6.5 Dynamik der Glocken.....	159
6.6 Problematik Brandschutz	160
6.7 Spindeltreppe im Hauptturm	160
Literaturverzeichnis	161
Abbildungsverzeichnis.....	165
Tabellenverzeichnis	167

ANHANG

Anhang 1 : weitere Verzeichnisse und Übersichten

Verzeichnis noch existierender historischer Pläne

Verzeichnis noch existierender historischer Schriften

Verzeichnis noch existierender historischer Fotografien

Verzeichnis der involvierten Ämter und Institutionen, Archive

Anhang 2 : Zeichnungen

Zeichnungsliste

Aufmaßzeichnungen

Zeichnungen Fotorekonstruktion

Zeichnungen nach historischen Plänen

Zeichnungen Statisches System

Konstruktionszeichnungen

Anhang 3 : - entfällt -

Anhang 4 : EDV-Ausdrucke statischer Berechnungen

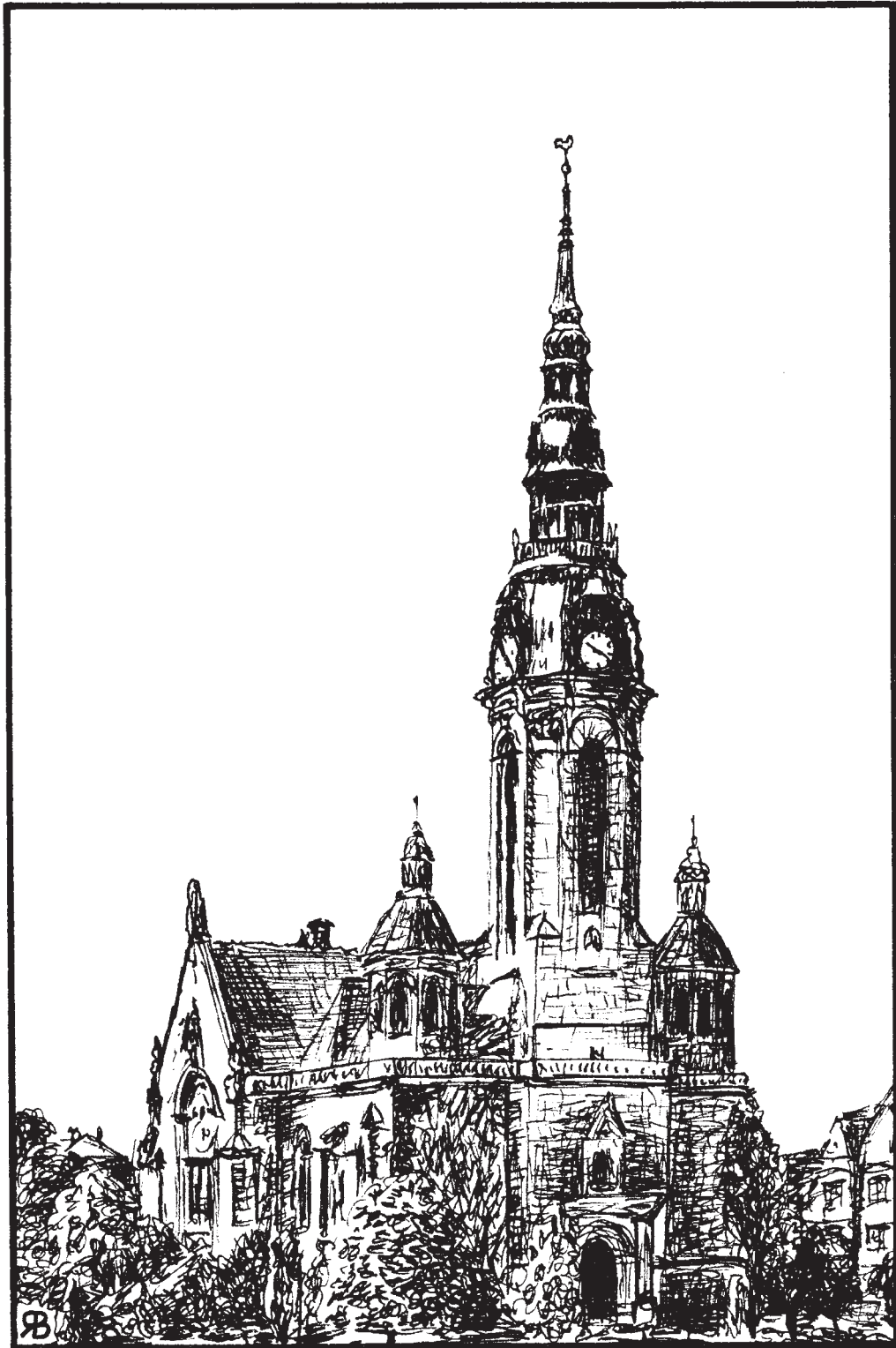
Anhang 5 : Übersichten und Überschlagsrechnungen

Anforderg. an nichtselbsttragende Metalldacheindeckungen

Anforderg. an Deckunterlagen aus Holz + Holzwerkstoffen

Nachrechnung nach historischen Lastannahmen

Glockenerregte Schwingungen



Lukaskirche um 1939

Bild 1 Lukaskirche - Freihandzeichnung nach einer Fotografie von 1939

EINLEITUNG

„In der Mitte der Vorderfront erhebt sich, nur wenig aus dem Bauwerke heraustretend, der kräftig emporstrebende, auf starken Mauern ruhende *Turm*, vom Sockel bis zur Spitze 83 m hoch. [...] Der fein durchgearbeitete, mit einer Galerie versehene, in eine lange Spitze auslaufende Helm ist in Eisen konstruiert und mit Kupfer gedeckt; an ihm vier steinerne Giebel mit Zifferblättern, auf seiner Spitze ein 1,40 m hoher, vergoldeter Hahn.“ Mit diesen Worten beschreibt der Oberkonsistorialrat Pfarrer D. Kühn voller Stolz den Hauptturm der Lukaskirche anlässlich der Weihe im Jahre 1904.

Von diesem Eindruck ist heute leider kaum noch etwas übrig geblieben. Die Luftangriffe auf Dresden im Februar 1945 haben den schlanken, gen Himmel strebenden Turmhelm nahezu völlig vernichtet. Inzwischen mit einer notdürftigen Überdachung versehen fristet der gemauerte Schaft nun schon seit über 50 Jahren sein Dasein. Aus Anlaß des 100jährigen Bestehens der Lukaskirche im Jahr 2003 soll das Bild der Zerstörung durch den zweiten Weltkrieg nun endgültig beseitigt und der Turmhelm in seiner äußeren Form wiederhergestellt werden.

Anhand einer vorhandenen Fotografie ist die äußere Form des wiederzuerichtenden Turmhelmes zu rekonstruieren und eine mögliche Tragkonstruktion, die wieder als Stahlkonstruktion ausgeführt werden soll, zu projektieren und vorzubemessen. Dem Anliegen des Denkmalschutzes ist hierbei Rechnung zu tragen.

Für die fehlende Turmspitze des östlichen Seitenturmes ist in diesem Zusammenhang ebenfalls eine Tragkonstruktion zu entwickeln und vorzubemessen, wobei hier die noch bestehende Konstruktion des westlichen Seitenturmes aufgenommen werden soll.

Es ist das Ziel der Arbeit, einen realisierbaren Konstruktionsvorschlag zu erarbeiten, mit dem ein postkartengleicher Wiederaufbau der beiden zerstörten Türme möglich wird. Die Schwerpunkte liegen hierbei insbesondere auf der

Formfindung und der Festlegung der geometrischen Abmessungen des Hauptturmhelmes sowie der Erarbeitung einer möglichen Konstruktion, wie der Turmhelm wieder auf den bestehenden Turmschaft aufgesetzt und daran verankert werden kann.

Es wird darauf hingewiesen, dass es sich bei der vorliegenden Arbeit nicht um eine abschließende Ausführungsstatik handelt. Sie liefert vielmehr eine Machbarkeitsstudie über mögliche Ausführungsvarianten und dient somit der Vorplanung.

Für die Möglichkeit, dieses sehr interessante Thema zu bearbeiten, möchte ich mich ganz besonders bei Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Curbach bedanken, da eine solche Aufgabenstellung eine nicht alltägliche Herausforderung darstellt.

Dem Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität Dresden gilt mein Dank für die jederzeitige Unterstützung, in erster Linie danke ich meinen Betreuern Herrn Dipl.-Ing. H. Michler und Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Curbach. Mein besonderer Dank richtet sich auch an Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. W. Graße vom Lehrstuhl für Stahlbau, der sich mit viel Geduld meinen Fragen gewidmet hat.

Der ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas in Dresden gebührt Dank für die sachdienliche Unterstützung und die gebotene Möglichkeit zur Erkundung der Türme. Dem Baureferenten Herrn Dr. Böhme des ev.-luth. Landeskirchenamtes Sachsen ist zu danken für die mir zur Verfügung gestellten Unterlagen. Hierfür danke ich ebenso Herrn Geisler vom Kulturamt Dresden.

Dresden, im August 2001

Regine Beyer

1 DIE LUKASKIRCHE ZU DRESDEN

1.1 Geschichtlicher Überblick zum Bau

Im Jahre 1889 wurde die Lukasparochie aus der Kreuzparochie wegen starken Anwachsens der Bevölkerung im Süden Dresdens abgezwiegt. Da man an den Kirchenbau nicht sofort herantreten konnte, wurde zunächst eine Interimskirche erstellt. Schon vor der Gründung der Lukasparochie hatte der Stadtrat der neuen Gemeinde einen geeigneten Kirchbauplatz als Patronatsgeschenk überwiesen. Im November 1890 wurde für das neu zu errichtende Kirchenbauwerk eine Preisbewerbung unter deutschen Architekten ausgeschrieben. Zur Ausführung wurde der, sich an gotischen Formen orientierende, Entwurf des Architekten Georg Weidenbach bestimmt. Hierzu wurde jedoch eine Umarbeitung mit stärkerer Betonung der Renaissance erwünscht. Der daraus entstandene, neue Entwurf wurde im September 1897 von der Baupolizei gutgeheißen. Nach einer Bauzeit von 4 ½ Jahren konnte die Gemeinde am 29. März 1903 in ihr neues Gotteshaus einziehen.

Dem Bauplatz entsprechend ist der Neubau der Lukaskirche zu Dresden von Norden nach Süden ausgerichtet. Das aufsteigende Gelände erforderte die Anlage einer Terrasse, welche auf der Vorderseite am höchsten ist. Die Kirche ist ein dreischiffiges Langhaus mit quadratischer Vierung; der schlanke Turm erhebt sich aus der Mitte der Vorderfront, gesäumt von zwei symmetrisch angeordneten Seitentürmen. Seine Höhe betrug einschließlich eines vergoldeten 1,40 m hohen Wetterhahnes vom Sockel bis zur Spitze 83 m [Kühn 1904]. Abweichend von den ursprünglichen Plänen, in denen eine Holzkonstruktion zu sehen ist, wurde seine mit einer Galerie versehene Helmkonstruktion in Eisen hergestellt. Wie ältere Schriften belegen, wurde dies von der Baupolizei gefordert, um dem baulichen Brandschutz Rechnung zu tragen, da man eine mögliche Zerstörung durch einen Brand infolge Blitzeinschlages befürchtete. Gleiches gilt für das Dach des Kirchenschiffes, dessen filigrane genietete Fachwerkkonstruktion noch heute erhalten ist.

Ohne äußeren Schaden überstand das Gotteshaus den ersten Weltkrieg -

mit Ausnahme der Bronzeplatten, welche im Jahre 1917 als Material für Kanonen enden sollten. Bis heute ist von der Lukaskirche das Geläut von stählernen Glocken zu hören. In naher Zukunft ist jedoch wieder der Einbau eines Bronzeengeläutes geplant, da diese einen besseren Klang haben. Im Zusammenhang damit soll der vorhandene Glockenstuhl rekonstruiert werden.

Zum Ende des zweiten Weltkrieges, beim Luftangriff auf Dresden im Jahre 1945, wurde der schlanke Turmhelm der Lukaskirche zerstört. Der Turm brannte aus, und von der Spitze war nur noch das abgekippte, nach Osten herunterhängende Stahlskelett übrig. Auch das Dach des östlichen Seitenturmes wurde durch das Feuer zerstört. 1950 entfernte man die herabhängende Kirchturmspitze. Aufgrund von Geld- und Baustoffmangel dauerte es noch viele Jahre, bis endlich die Sicherungsmaßnahmen in Angriff genommen werden konnten. Erst nach einem im Jahre 1961 erfolgten Blitzeinschlag in den Hauptturm wurde endgültig mit der Planung für die Sicherung begonnen, so



daß die beiden zerstörten Türme 1964 endlich durch eine Notüberdachung vor weiteren Witterungseinflüssen geschützt werden konnten. In diesem Zustand sind sie bis heute zu sehen.

Bild 2 Die Lukaskirche heute

1.2 Historische Unterlagen

Am Beginn dieser Studie steht die Recherche nach noch vorhandenen archivierten Unterlagen, welche Aufschluß über die ursprüngliche Konstruktion der Türme geben könnten. In Abhängigkeit von der Qualität der auffindbaren Unterlagen kann die ursprüngliche Form des Turmhelmes mehr oder weniger genau rekonstruiert werden. Eventuell noch vorhandene alte Bauzeichnungen würden eine exakte Rekonstruktion der originalen Form ermöglichen.

Unterlagen aus der Bauzeit

Wie die Recherche im Stadtarchiv ergab, sind die Originalakten aus der Bauzeit an das Dresdener Bezirkskirchenamt gegangen und dort, nach Auskunft der Landeskirchenarchivarin Frau Dr. Raddatz, im Krieg verbrannt.

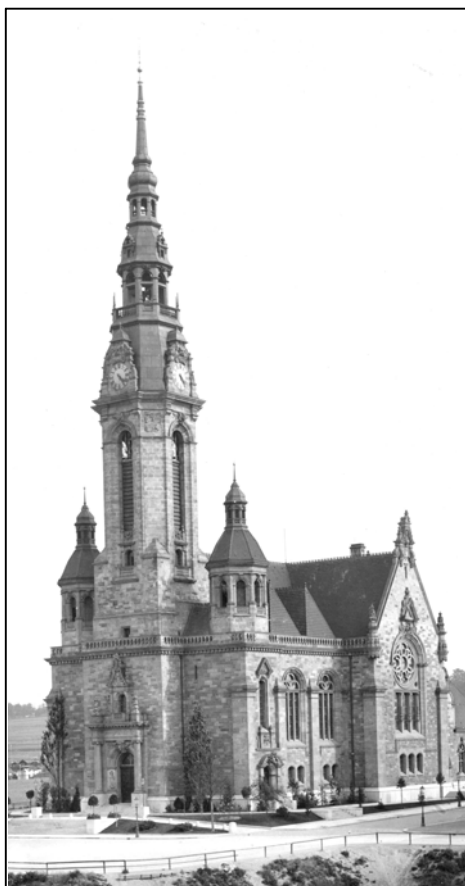


Bild 3 Lukaskirche zur Zeit der Erbauung um 1904

Somit kann in der vorliegenden Arbeit leider auf keine Baupläne mehr zurückgegriffen werden, wodurch die genauen Abmessungen des ehemaligen Turmhelmes nicht mehr so ohne weiteres rekonstruierbar sind. Dies hat zur Folge, daß für die Wiederherstellung des nicht mehr vorhandenen und somit auch nicht mehr nachmeßbaren Turmaufbaues andere Quellen herangezogen werden müssen, welche die einstige Form so genau wie möglich wiedergeben. Hierzu ist eine Fotografie aus der Zeit der Weihe der Kirche¹ besonders geeignet, da sie, als Fotoplatte noch vorhanden, ein sehr detailliertes Bild von der Ansicht der drei Türme liefert.

¹ siehe Anhang 1: Foto [Lukaskirche ~1904]

Einen weiteren Ansatzpunkt liefert [Kühn 1904], welcher in seiner Festschrift anlässlich des Lukaskirchenneubaues das Bauwerk einschließlich des Turmes verbal in seinen groben Abmessungen beschreibt. Hier wird eine Gesamthöhe des Turmes ab Oberkante des Sockels von 83 m genannt.

Ein aus dem Archiv der Kirchengemeinde stammender Plan, welcher eine schematische Darstellung einer Eisenkonstruktion für die statische Berechnung des Turmhelmes enthält¹, kann ebenfalls als Grundlage für eine neue Konstruktion dienen. Allerdings ist nicht bekannt, ob die Helmkonstruktion tatsächlich nach diesem Plan gebaut worden ist. Die vorhandenen Pläne des Turmhelmes² selbst sind leider nicht für die Rekonstruktion verwertbar, da sie – einer früheren Planungsphase entstammend – sowohl eine andere Konstruktion (Holz) als auch andere Höhenverhältnisse darstellen. Aufschlußreich bezüglich der Geometrie des vorhandenen Turmschaftes ist hingegen der Plan des Glockenstuhles³, da er zu den relativ spät erstellten Konstruktionszeichnungen gehört.

Unterlagen aus der Zeit nach der Zerstörung 1945

Die Bautätigkeit an der Lukaskirche in der Zeit nach der Zerstörung 1945 hingegen ist in den Akten des Baureferates des Ev.-luth. Landeskirchenamtes Sachsens nahezu lückenlos dokumentiert. Ergänzende schriftliche Unterlagen finden sich im Stadtarchiv der Stadt Dresden und, in geringerem Umfang, auch im Aktenarchiv des Landesdenkmalamtes Sachsen. Hierzu gehören diverse Gutachten, welche zur Frage der Standsicherheit des Hauptturmes erstellt wurden, Setzungsmessungen, Bauanträge sowie regelmäßige Berichte und Niederschriften des Architekten Burkhardt über den Stand der Baumaßnahmen im Zuge der Herstellung der Notüberdachung des Haupt- und des östlichen Seitenturmes. Leider ist der Versuch, mit dem Architekten Burkhardt persönlich in Verbindung zu treten, erfolglos geblieben. Die im Telefonbuch der Stadt Dresden verzeichneten Teilnehmer mit diesem Namen, gaben an,

¹ siehe Anhang 1: Plan [Thurmgerüst 1900]

² siehe Anhang 1: Pläne [Längsschnitt 1897] und [Seitenansicht ~1897]

³ siehe Anhang 1: Plan [Glockenstuhl 1902]

daß ihnen nichts von einem Architekten Burkhardt bekannt sei. Dieses Resultat wurde auch von Herrn Geisler, der für das Kulturamt der Stadt Dresden auf diesem Gebiet recherchiert, bestätigt. Ebenso wenig ist es gelungen, Nachfahren des aus Leipzig stammenden Architekten Weidenbach aufzufinden. Die Wahrscheinlichkeit, aus dieser Quelle Informationen zu erhalten, wäre in jedem Fall sehr gering gewesen. Somit bleibt die weitere Untersuchung der vorliegenden Arbeit auf die wenigen, zum Teil nicht dem tatsächlichen Bau entsprechenden, Pläne¹ und die vorhandenen schriftlichen Informationsquellen² sowie Fotoaufnahmen³ beschränkt.

Fotografien, welche das äußere Erscheinungsbild der Lukaskirche in verschiedenen Jahrzehnten ihres Bestehens wiedergeben, sind sowohl im Archiv der Kirchgemeinde als auch in der Deutschen Photothek in genügender Anzahl vorhanden.

Eine ausführliches Verzeichnis aller Archive, in denen verwertbare Unterlagen zur Lukaskirche zu finden sind, einschließlich einer Auflistung der jeweiligen dort zur Verfügung gestellten Materialien befindet sich im Anhang 1.

¹ siehe Anhang 1: Verzeichnis historischer Pläne

² siehe Anhang 1: Verzeichnis historischer Schriften

³ siehe Anhang 1: Verzeichnis historischer Fotografien

1.3 Die Frage des rekonstruktiven Wiederaufbaus

Wie bei vielen wiederzuerrichtenden Gebäuden wurde auch hier die Frage aufgeworfen, ob denn eine Wiederherstellung der alten Turmansicht richtig sei oder ob es vielmehr sinnvoll wäre, eine völlig neue Konstruktion zu entwerfen, welche den Zeitgeist ihrer Erbauung verkörpert – so wie dies bei vielen Rekonstruktionen vergangener Epochen der Fall war: Gebäudeteile wurden zerstört und wieder ergänzt im zu dieser Zeit üblichen Baustil. Insbesondere wurde diese Frage vom Baureferenten des Landeskirchenamtes Dr. Böhme aufgeworfen, mit der Begründung, daß die Originalbausubstanz nicht mehr vorhanden und somit auch nicht mehr als Denkmal pflegbar sei. Dies korreliert auch mit der häufig vertretenen Meinung von Architekten, man solle die alten Wunden einer Konstruktion aufzeigen. Diese Argumente haben durchaus ihre Richtigkeit. Dennoch ist diese heikle Frage, ob denn ein rekonstruktiver Wiederaufbau richtig sei, nicht so ohne weiteres mit ja oder nein zu beantworten. Denn andererseits kann auch die äußere Wirkung der ursprünglichen Gesamtkomposition des Bauwerkes durchaus repräsentativ sein. Die meisten Betrachter wird es wohl kaum interessieren, ob es sich hierbei um die Originalsubstanz oder um eine originalgetreue Kopie handelt – wird doch auf diese Weise das vom Krieg immer noch zerstörte Bild des Stadtteiles wieder ergänzt. Entscheidend ist in jedem Fall das Ziel, welches überhaupt erreicht werden soll.

Als auf der Sitzung des Fördervereines am 30. März diesen Jahres vom kirchlichen Baupfleger, Herrn Däßler, die Idee angesprochen wurde, auch einen neuen Entwurf für den Wiederaufbau des Turmhelmes in Betracht zu ziehen, stieß dieses bei den Vertretern der Kirchengemeinde auf heftigen Widerstand. Es herrschte weitestgehend Einigkeit darüber, daß ein Neuentwurf nicht gewünscht wird. Der Herr Pfarrer Pätzold erklärte, daß das schlanke Aussehen des Turmes für die Gesamtwirkung der Kirche besonders wichtig sei. Die Kirche sei ja im Ganzen noch erhalten, ebenso der Turmschaft, lediglich der Teil des Turmhelmes müßte ergänzt werden, wurde von Herrn Geisler, Mitarbeiter des Kulturamtes, angefügt; auf diese Weise würde dem

Stadtviertel noch etwas Originales bleiben, obwohl sehr viel zerstört wurde. Zudem sei es mit einer rekonstruktiven Wiederherstellung leichter, Spenden zu mobilisieren, so die Ansicht des Herrn Pfarrer Seickel, da das Gebäude dann wieder eine Einheit bildet. Hieraus zeichnet sich unverkennbar die Intention der vorliegenden Aufgabenstellung ab – die rekonstruktive Wiederherstellung der ehemals sehr schlanken Turmhaube in ihrer nach außen sichtbaren Wirkung.

Eine besonders entscheidende Rolle spielt in diesem Zusammenhang allerdings auch der Standpunkt der zuständigen Denkmalschutzbehörde. Nach der Aussage von Dr. Sterra, dem zuständigen Mitarbeiter des städtischen Denkmalamtes, ist die Lukaskirche ein Einzeldenkmal und kein Teil eines Denkmalschutzgebietes, sie besitzt auch keinen Status als Mahnmal, wie dies z. B. bei der Frauenkirche der Fall war. Insofern sind vom Denkmalschutz her, dieses Vorhaben betreffend, keine außergewöhnlichen Probleme zu erwarten. Ein postkartengleicher Wiederaufbau des Hauptturmes mit einer neuen, dem heutigen Stand der Technik entsprechenden Tragkonstruktion ist aus denkmalpflegerischer Sicht durchaus möglich, da die ursprüngliche Konstruktion nicht mehr vorhanden ist. Die Betrachtung der Wiederherstellung als Ergänzung eines fehlenden Teiles eines noch vollständig erhaltenen Ganzen, in diesem Fall das Gebäude an sich, wurde als denkbare Argument angesehen.

Nachdem die Ansichten der meisten Beteiligten in die selbe Richtung weisen, wird, wiewohl ein neuer Entwurf auch eine große Herausforderung wäre, in der vorliegenden Arbeit eine mögliche Lösung für die Tragkonstruktion für den rekonstruktiven Wiederaufbau des Hauptturmes entwickelt. Da die ursprüngliche Konstruktion des Turmhelmes aus Eisen bestand, wird für die neue Konstruktion auf den Werkstoff Stahl zurückgegriffen.

Der östliche Seitenturm wird nach dem Vorbild des noch vorhandenen westlichen Seitenturmes in Holz rekonstruiert.

2 BAUWERKSZUSTAND - DOKUMENTATION

2.1 Dokumentierter Zustand nach historischen Unterlagen

2.1.1. Fotografien

Mehreren Fotografien aus der Zeit vor der Zerstörung 1945 zeigen das ursprüngliche Erscheinungsbild des Hauptturmes. In ihrer zeitlichen Reihenfolge betrachtet ist insbesondere die fortschreitende Verfärbung der Kupferverkleidung des Turmhelmes deutlich ablesbar. So ist aus der Luftaufnahme [Hahn 1943] zu erkennen, daß der gesamte Aufbau des Helmes oberhalb der Uhrenscheiben ein und die selbe hellen Farbe besaß. Hieraus ergibt sich die Schlußfolgerung, daß der Turmhelm im Ganzen – einschließlich des Geländers der Turmgalerie – mit Kupferblech verkleidet war.

Die einstige Geometrie des Helmes mit ihren filigran ausgearbeiteten Schmuckelementen zeigt die Fotografie [Lukaskirche ~1904] mit einer vergleichbar hohen Genauigkeit, da die Auflösung der vorhandenen Fotoplatte wesentlich besser ist als eine Aufnahme mit einer üblichen Kleinbildkamera. Näheres hierzu folgt in Kapitel 3 - Fotografische Rekonstruktion der Helmgeometrie.

Eine weitere wichtige Grundlage für die vorliegende Arbeit liefert das Foto [Bombardierung 1945]. Dieses Zerstörungsbild weist eindeutig auf eine stählerne Tragkonstruktion des Turmhelmes hin, denn dieser Werkstoff besitzt – im Gegensatz zu der ursprünglich geplanten Holzkonstruktion – eine ausgeprägte Duktilität. Der zerstörte Turmhelm ist hier skizzenhaft einmal dargestellt.



Bild 4 Skizze herabhängender Turm

Eine Fotografie aus dem Jahre 1957 zeigt im wesentlichen den Zustand des Turmes, welcher die Grundlage für den Wiederaufbau bildet. Sie zeigt den erhaltenen Turmschaft einschließlich der gemauerten und mit Sandstein verkleideten Uhrenscheiben, allerdings ist hier der Sandstein noch fast vollständig erhalten.



Bild 5
zerstörter Turm
der Lukaskirche
1957

Im Zuge der Herstellung der Notdacheindeckung nach dem Blitzeinschlag im Jahre 1961 sind jedoch die oberen Teile der Sandsteinverkleidungen der Giebelscheiben entfernt worden. Dieses bildet nun die Ausgangssituation für die Planung des Wiederaufbaues. Die nächsten beiden Fotos zeigen den Zustand, wie er zur Zeit vorzufinden ist.

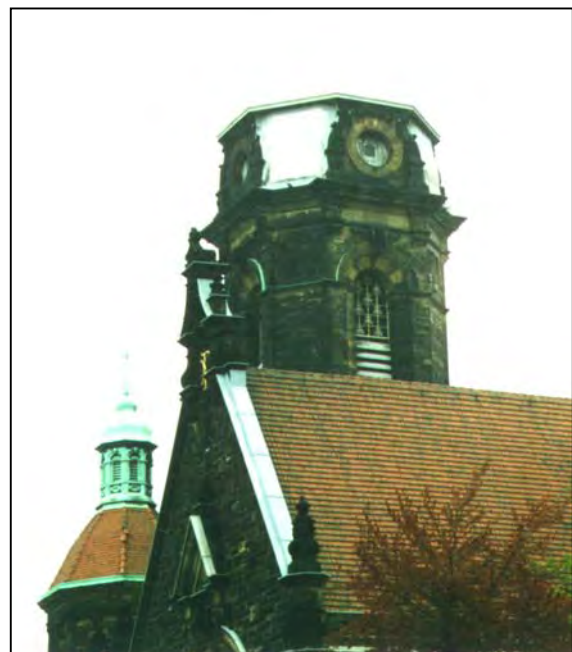


Bild 6
Lukaskirche 2001 mit proviso-
rischer Notdacheindeckung



Bild 7
oberer Abschluß
der Sandsteingie-
bel – Detailauf-
nahme 2001

Aus dieser Aufnahme geht genau der jetzige Abschluß der noch vorhandenen Sandsteinverkleidung der Uhrenscheiben hervor. Bei vergleichender Betrachtung mit [Lukaskirche ~1904] läßt sich diese Linie wiederfinden.



Bild 8 jetziger Abschluß der Sandsteingiebel rot eingezeichnet in [Lukaskirche ~1904], Ausschnitt

Alle fehlenden Teile oberhalb dieser Kante müssen beim Wiederaufbau neu ergänzt werden.

2.1.2. Pläne

Wie bereits in Kapitel 1 erwähnt wurde, sind die Pläne des Turmhelmes des Hauptturmes aus der Bauzeit leider nicht mehr vorhanden. Einziger Anhaltspunkt ist ein Schema für die statische Berechnung einer Eisenkonstruktion [Thurmgerüst 1900]. Diese Zeichnung enthält jedoch zum Teil größere Ab-

weichungen zwischen maßstäblicher Zeichnung und den Zahlenangaben der Vermaßung. Auch gibt es einige Stellen, an denen das System eindeutig symmetrisch ist und dennoch hiervon abweichende Maßangaben vorhanden sind. Demzufolge wird dieser Plan nur als ein erster Ansatz für die Entwicklung eines neuen statischen Systems herangezogen.

Der Plan [Glockenstuhl 1902] gibt die Geometrie des noch vorhandenen Turmschaftes und der Spindeltreppe wieder. Nachmessungen oberhalb der Kuppel und im unteren Bereich der Glockenstube bestätigen die hier angegebenen Innenmaße. Die Außenabmessungen – sowohl des Turmschaftes als auch des Gesimses im Uhrengeschoß – gehen aus diesem Plan recht genau hervor, konnten jedoch aufgrund fehlender Zugänglichkeit von mir nicht nachgeprüft werden.

Der Zustand nach der Herstellung der provisorischen Notüberdachung ist auf den Plänen des Architekten Burkhardt aus den Jahren 1962 – 1964 dargestellt. Wie sich im Zuge der Bearbeitung herausstellte, sind diese Pläne jedoch zum Teil fehlerhaft. Das von ihm dargestellte Aufmaß in [Turmdach 1964] konnte – insbesondere was den Abstand der gemauerten Giebelscheiben betrifft – durch eigene Messungen nicht bestätigt werden. Auch stimmen die Höhenangaben weder mit den Höhenverhältnissen aus der Fotografie [Lukaskirche ~1904] noch mit einem von mir erstellten Höhenaufmaß überein. Aufgrund dieser fehlerhaften Angaben können diese Pläne nicht für die weitere Planung herangezogen werden.

Für die in Holz konstruierten Seitentürme hingegen existieren Pläne im Archiv der Lukaskirchgemeinde. Maßstäbliche Darstellungen enthalten die Pläne [Längsschnitt 1897], [Seitenansicht ~1897] und [Treppenhäuser 1900]. Allerdings sind auch hier Abweichungen von der tatsächlichen Konstruktion vorhanden.

2.1.3. Gutachten und Niederschriften

Die Gutachten, welche wichtige Informationen bezüglich der Neuplanung des Turmhelmes liefern, seien hier in chronologischer Reihenfolge ausgewertet.

Gutachten [Henn 1946]:

Das erste noch dokumentierte Gutachten stammt von Prof. Dr.-Ing. Henn ein Jahr nach der Zerstörung durch den zweiten Weltkrieg. Als baulicher Befund werden Schäden am östlichen Giebel infolge Brandeinwirkung genannt, wobei die Sandsteinverkleidung schalenförmig abgeplatzt aber noch nicht vollständig abgelöst sei. Wegen der Gefahr des Absturzes sei es im Interesse der öffentlichen Sicherheit erforderlich, die Aufmauerung bzw. die schadhafte Sandsteinverblendung auf dieser Seite abzutragen. Die Verwerfungen des vorhandenen Eisenträgerrostes werden auf Stauchungen infolge Erwärmung bei der Brandeinwirkung zurückgeführt. Das Mauerwerk des Turmstumpfes und das Gewölbe über dem Glockenraum werden als unbeschädigt eingestuft. Bereits zu diesem Zeitpunkt werden drei Varianten für eine Notüberdachung als Witterungsschutz genannt, wobei seine Vorzugslösung in etwa der erst im Jahre 1964 ausgeführten Notdacheindeckung entspricht.

Bericht [Pfarramt 1947a]:

Im Bericht des Ev.-luth. Pfarramtes der Lukaskirche über den Stand der Bauarbeiten ist die Demontage der Eisenkonstruktion der herabhängenden Turmspitze sowie des Kupferbleches vom Turmhelm dokumentiert. Die Herstellung eines behelfsmäßigen Notdaches am Turm sei genehmigt und bestellt, heißt es hier. Wie inzwischen bekannt ist, hat sich diese Baumaßnahme jedoch noch einige Jahre verzögert.

statische Berechnung [StatGlockenst 1948]:

Die statische Berechnung zum Glockenstuhl aus dem Jahr 1948 liefert die wichtigsten Angaben zu den vorhandenen Glocken:

- zwei große Glocken, Masse je $\approx 5.000\text{kg}$
- zwei kleine Gocken, Masse je $\approx 1.500\text{kg}$
- maximaler Ausschlagwinkel $\delta_{\max} = 90^\circ$ (= Läutewinkel α nach DIN 4178)

Diese Daten sind für eine dynamische Berechnung als Glockenturm nach DIN 4178 erforderlich.

Gutachten [Hempel 1953]:

Ein weiteres Gutachten wurde von Prof. Dr. E. Hempel im Juni 1953 angefertigt. Hierin wird angegeben, daß der Turm selbst keinerlei Abweichungen von der Senkrechten aufzuweisen scheint und, da keinerlei Risse vorhanden seien, festgestellte Abweichungen z.T. von Anfang an bestanden haben. Genauere Messungen durch Dipl.-Ing. Preiss, die mehr Aufschluß über den Zustand geben sollen, geplant.

Gutachten [Preiss 1953]:

Dieses von Dipl.-Ing. Preiss im Oktober 1953 aufgestellte „Gutachten über die Standfestigkeit der Lukaskirche“ liefert nun für die Bestandserfassung genauere Ergebnisse. Nach Messungen von Dipl.-Ing. Finger ist zwischen Süd- und Nordseite des Kirchengebäudes ein Setzungsunterschied von 45cm eingetreten. Der Höhenbolzen an der Westseite hat sich gegenüber 1915 um 4,4 cm gesenkt. Die Turmneigung wird mit einem Überhang des Turmes in ≈ 40 m Höhe von ca. 12 cm beziffert. Folgende Schlüsse werden von Dipl.-Ing. Preiss aus den Meßergebnissen gezogen: 1.) Die ungleichmäßige Setzung kann noch nicht während der Bauzeit eingetreten sein. 2.) Die Hauptsetzungserscheinungen müssen in den ersten zehn Jahren nach Beendigung des Baues eingetreten sein. Sie seien jetzt zur Ruhe gekommen. 3.) Die Turmneigung von 12 cm entspricht nicht der bei einer schrägen Setzung von 45 cm Höhendifferenz zu erwartenden Größe, welche 35 cm betragen müßte. Daraus wird die Folgerung abgeleitet, daß sich der Turm als größte Einzellast annähernd lotrecht gesetzt hat. Selbiges gilt für die Stelle, an welcher die Last aus dem Hauptgurtbogen eingeleitet wird. In der maßstäblichen Darstellung der Sockellinie¹ ist dieses deutlich ablesbar. Die Setzungserscheinungen seien also durch zu große Bodenpressungen unter den Haupttraggliedern in lotrechter Richtung erfolgt, wobei die Außenwände infolge der guten Qualität der Mau-

¹ siehe Anhang 2: „Setzung der Lukaskirche in Dresden“ aus [Preiss 1953]

erwerksverbände diesen Setzungen gefolgt seien. Die maximale Bodenpressung unter dem Turmfundament wird mit $\approx 3,5 \text{ kg/cm}^2$ angegeben, was einem Sohldruck von $\sigma_s \approx 350 \text{ kN/m}^2$ entspricht. Diese sei, nachdem die Setzungen abgeklungen sind, als unbedenklich anzusehen. Die Standsicherheit sei nicht gefährdet; auch wird dem sichtbaren Mauerwerk ein guter Zustand bescheinigt. Als Schlußfolgerungen ergeben sich daraus für die vorliegende Arbeit: Bei einem Wiederaufbau des Turmhelmes muß die Standsicherheit des Baugrundes besonders beachtet werden. Es sollte möglichst leicht konstruiert werden, um den Baugrund nicht mehr als nötig zu belasten.

Protokoll [SteuDner 1954]:

Im dem von Architekt Steudner angefertigten Protokoll der Besprechung im Landeskirchenamt im Juli 1954 wurden ähnliche Ergebnisse festgehalten: Das Kuppelgewölbe oberhalb der Glockenstube sowie das gesamte Turmmauerwerk bis zur Höhe des Hauptgesimses seien standsicher. Durch die Brandeinwirkung seien lediglich die Ziegelsteinverblendungen der Giebeldreiecke beschädigt, und der Sandsteinaufbau teilweise in der oberen Schale ausgeglüht. Eine Notlösung unter Einbeziehung der vorhandenen Giebelscheiben wurde von ihm in Betracht gezogen.

Gutachten [Bohlig 1955]:

In dem im Jahre 1955 erstellten Gutachten von J. A. Bohlig werden zwei Modelle für einen Neuaufbau des Turmhelmes – eine „schlanke Spitze“ und eine „gedrungene Haube“ – erwähnt. Offenbar wurde bereits zu diesem Zeitpunkt der Gedanke eines Neuentwurfes in Betracht gezogen. Weiterhin wird von ihm die Standsicherheit des Ostgiebels bezweifelt, woraus die Forderung nach dem Abbruch aller vier Giebel erwächst. Der Wiederaufbau des ausgebrannten östlichen Seitenturmes könne einer kommenden Generation überlassen werden.

Schreiben [Feurich 1961]:

Das Schreiben des Pfarrers Feurich dokumentiert den Zeitpunkt des Blitzeinschlages in den Hauptturm am 04.06.1961 gegen 16 Uhr und hieraus re-

sultierende Beschädigungen.

Schreiben [Lukaskirche 1961]:

Hierin wird angeführt, daß das Bauaufsichtsamt die Auflage erteilt hat, die Turmhaube bis zum ersten Gesims abzutragen.

Niederschrift [Burkhardt 1964c]:

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen ist die Abtragung jedoch nur für die Giebeloberteile bis zum Abdecksims über den Uhlöchern erfolgt. Mit der Erhaltung der vier Giebelaufbauten als Substanz konnte zudem ihre Funktion als Simsaufkast erhalten bleiben.

Teil-Gebrauchsabnahmeschein [RatDerStadt 1965]:

Die stählerne Spindeltreppe oberhalb des Glockenstuhles wurde ab dem 05.07.1965 gesperrt und nur noch zur Beräumung des Uhrengeschosses freigegeben, da offenbar die Standsicherheit nicht mehr gewährleistet war. Eine Besichtigung des heutigen Zustandes vor Ort bestätigte, daß die Treppe im oberen Bereich entweder gesichert oder ausgewechselt werden muß.

Niederschrift [Burkhardt 1965b]:

Ebenfalls im Jahr 1965 sind durch den Architekten Burkhardt die in 1953 erfolgten Setzungsmessungen mit fast identischen Werten bestätigt worden. Als Schlußfolgerung lautet es hier wörtlich: „Eine Wiederherstellung des Turmes in der alten Höhe [...] kann wegen Überbelastung des Baugrundes nicht mehr erfolgen, es sei denn durch einen nichtvertretbaren Aufwand.“ Als Schlußfolgerung für den dennoch geplanten Wiederaufbau des Turmhelmes ergibt sich hieraus, daß die Problematik des Baugrundes besondere Beachtung finden muß.

Zusammenfassend wird festgehalten:

- Das Mauerwerk des Turmschaftes sowie das Gewölbe oberhalb der Glockenstube werden von allen als vollkommen in Ordnung eingestuft.
- Die Treppe oberhalb des Glockenstuhles muß ertüchtigt oder erneuert werden.
- Gewichte und Lätewinkel der momentan eingebauten Glocken sind bekannt.
- Unter dem Kirchengebäude sind ungleichmäßige Setzungen eingetreten, welche mittlerweile abgeklungen sind.
- Die Schiefstellung des Turmes beträgt $\approx 0,2^\circ$ nach Norden.
- Das Verhalten des Baugrundes unter dem Turmfundament wird als kritisch eingeschätzt ($\sigma_s \approx 350 \text{ kN/m}^2$). Hier werden genauere Untersuchungen bezüglich der Standsicherheit notwendig.

2.2 Bestandserfassung und Beschreibung des derzeitigen Zustandes

Parallel zu der Auswertung der vorhandenen Unterlagen wurde am Bauwerk eine Bestandsaufnahme durchgeführt.

2.2.1. Hauptturm mit provisorischer Notüberdachung

Die Konstruktion des derzeitigen Turmabschlusses des Hauptturmes wurde mit den mir zur Verfügung stehenden Mitteln wie Zollstock, Bandmaß, Laserdistometer u. a. zeichnerisch, maßlich und textlich aufgenommen. Wichtige Detailpunkte wurden fotografisch festgehalten. Aus dieser Bestandsaufnahme soll die Geometrie des oberen Turmabschlusses sowie eventuelle Schädigungen des vorhandenen Mauerwerkes hinreichend genau hervorgehen, da sie die Grundlage für die weitere Vorplanung bildet.

Die maßstäbliche zeichnerische Darstellung der aufgemessenen Geometrie des Turmabschlusses ist den Aufmaßzeichnungen A1.1, A1.2, A2.1, A2.2, A2.3, A3 und A4 im Anhang 2 zu entnehmen.

Zur besseren Überschaubarkeit werden die Ecken des Turmes sowie die Giebelscheiben durchnummeriert (siehe Zeichnung A2.1).

Im folgenden wird der vorgefundene bauliche Zustand, aufgeschlüsselt nach den verschiedenen Bauteilen, beschrieben.

Turmschaftmauerwerk:

Die Grundrißform des Hauptturmes ist im unteren Bereich – vom Sockel bis zur Glockenstube – quadratisch. In einer Höhe von ca. 3,50m über dem Fußboden der Glockenstube geht diese durch abgestufte gewölbeähnliche Mauerwerksbögen in eine Achteckform über.

Somit entstehen vier sehr massive Eckpfeiler, welche durchaus geeignet sind, die Lasten aus einer neuen, aufgehenden Turmhelmkonstruktion nach unten abzutragen.

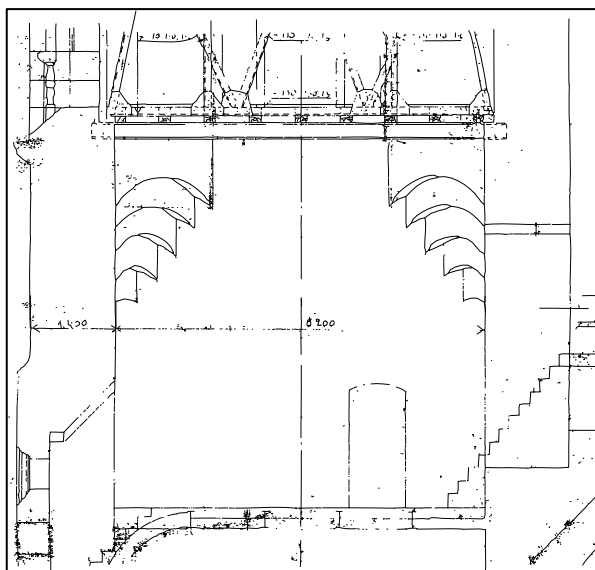


Bild 9
Ausschnitt aus [Glockenstuhl 1902]



Bild 10
abgestufte Mauerwerksbögen

Der Zustand des vorhandenen Vollziegel-Mauerwerkes an sich ist als sehr gut einzuschätzen, da keinerlei Beschädigungen oder Risse zu sehen sind.

Gewölbe über der Glockenstube:

Das Gewölbe über der Glockenstube ist in recht gutem Zustand, obwohl es nach der Zerstörung 1945 viele Jahre als letzte horizontale Abdeckung des Turmes der vollen Bewitterung ausgesetzt war.

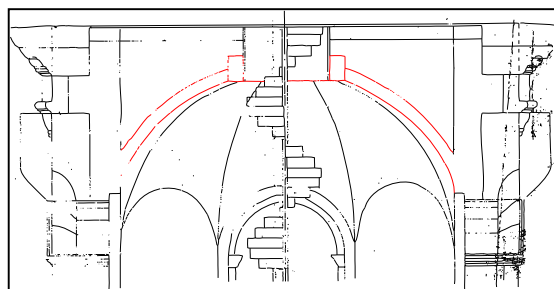


Bild 11
Ausschnitt aus [Glockenstuhl 1902]

Einzig der Druckring aus Sandstein weist kleinere Beschädigungen auf – hier ist die Überdeckung der eisernen Verankerung der Spindeltreppe ausgeplatzt. Die Oberseite des Gewölbes ist zum Teil mit Schutt bedeckt; an zwei Stellen fehlen einzelne Ziegelsteine.



Bild 12
Durchführung der Spindeltreppe

Giebelwandscheiben:

Die vier Giebelwandscheiben der Turmuhren bestehen aus Vollziegelmauerwerk mit einer außen aufgesetzten Sandsteinverblendung. Die Kanten der Mauerwerksscheiben sind gerade und laufen nach oben hin aufeinander zu. Die Sandsteinverblendung folgt im äußeren Bereich einer geschwungenen Linienführung, die innere Schale ist zum Teil bis zur Mauerwerkskante behauen. Ab einer Höhe von $\approx 4,40$ m ist das Mauerwerk abgetragen worden. Es



Bild 13 Giebelwandscheibe

zeigen sich keine Risse im Mauerwerk. Die Ziegeloberflächen sind sehr glatt. Auf die Brandeinwirkung im Jahre 1945 deutet lediglich der Fugenmörtel hin, der sich von der Oberfläche her zum Teil als loser Sand herauskratzen läßt. An den Brüstungen unterhalb der Uhrenöffnungen fehlen einige Ziegelsteine. Die meisten Beschädigungen weist der Ostgiebel auf.



Bild 14
Ziegeloberfläche



Bild 15
fehlende Ziegel in der Brüstung

Die Mauerwerksscheiben an sich sind sehr massiv ausgeführt. Momentan tragen sie die Lasten aus der Sandsteinverblendung sowie der Notdacheindeckung ab. Verbindungsstellen zu den Resten der alten Eisenkonstruktion sind nicht vorzufinden. Nur im Fußbereich der Scheiben sieht es so aus als würde ein Fachwerkstab zwischen Ziegel- und Sandsteinschicht hindurchlaufen, wodurch ein durchgehender eiserner Ring gebildet wird, welcher das Mauerwerk der Giebelwandscheiben umfaßt (siehe Bild unten „Fachwerkstab“).

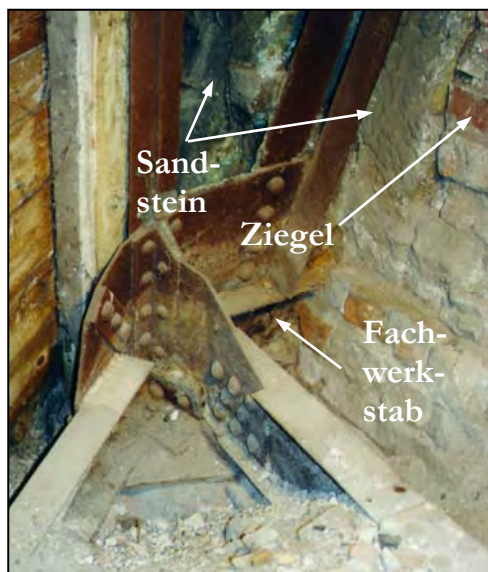


Bild 16
Fachwerkknoten an der Giebelwandscheibe

Reste der eisernen Fachwerkkonstruktion:

Zwischen den Mauerwerksscheiben der Turmuhren sind Reste der alten Eisenkonstruktion zu sehen (siehe nächstes Foto).

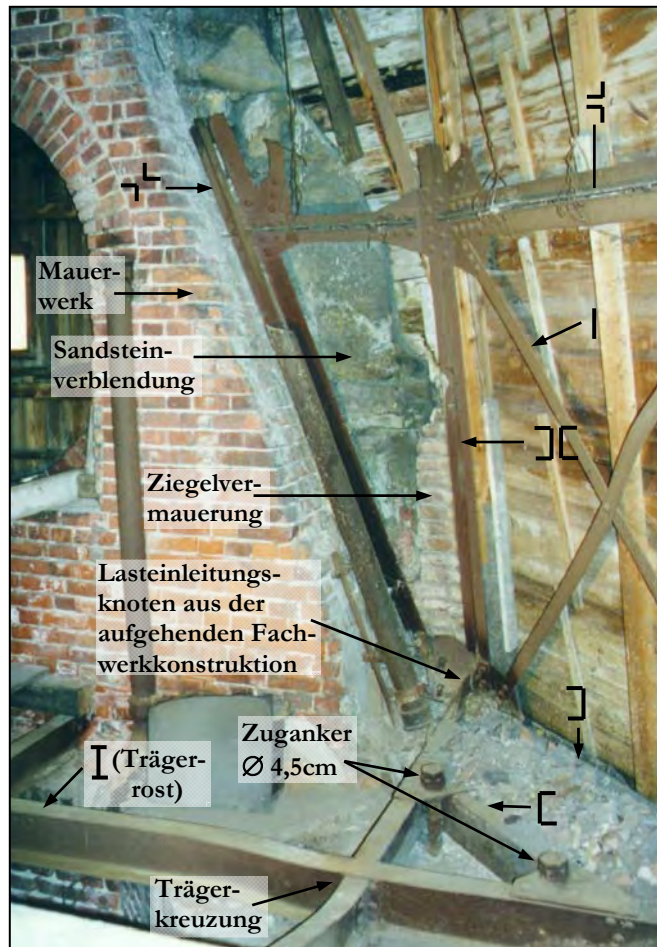


Bild 17 Reste der alten Eisenkonstruktion

Oberhalb der ersten Horizontalstäbe ist die Fachwerkkonstruktion abgeschnitten. Die Eisenkonstruktion ist als Fachwerk mit druckschlaffen Diagonalen aus Flacheisen ausgeführt worden. Alle Stäbe sind in den Fachwerkknoten durch Nietverbindungen an abgekantete Knotenbleche angeschlossen. Horizontale und Vertikalstäbe sind als zweiteilige Stäbe mit verschiedenen Profilen ausgeführt. Ein Fachwerkstab führt jeweils dicht neben der Giebelmauerwerksscheibe, noch innerhalb der Sandsteinverblendung, nach oben. Die nach oben führenden Gratsparren bestehen aus zwei Rücken an Rücken liegenden U-Profilen, in denen noch teilweise Reste einer Ziegelvermauerung zu sehen sind (siehe Detail). Offenbar waren die Ausfachungen dazwischen als dünne Mauerwerksscheiben, eingepaßt zwischen die Eisenkonstruktion, ausgeführt worden. Der zwischen den zweiteiligen Stäben verbleibende Spalt dient zur Befestigung der darüberliegenden Holzkonstruktion für die Dacheindeckung.

Oberhalb der ersten Horizontalstäbe ist die Fachwerkkonstruktion abgeschnitten. Die Eisenkonstruktion ist als Fachwerk mit druckschlaffen Diagonalen aus Flacheisen ausgeführt worden. Alle Stäbe sind in den Fachwerkknoten durch Nietverbindungen an abgekantete Knotenbleche angeschlossen. Horizontale und Vertikalstäbe sind als zweiteilige Stäbe mit verschiedenen Profilen ausgeführt. Ein Fachwerkstab führt jeweils dicht neben



Bild 18 Detail U-Profile

Eiserner Trägerrost:

Auf den Mauerwerkspfählern liegt ein Trägerrost aus eisernen I-Profilen (siehe Bild 17) auf, die von Ecke zu Ecke spannen und dort über Knotenbleche mit den anschließenden Stäben der aufgehenden Fachwerkkonstruktion verbunden sind. Sie dienen hierbei offensichtlich der Aufnahme der horizontalen Abtriebskräfte, welche sich aus der Dachneigung ergeben. Darüber hinaus wurden sie hauptsächlich als Träger für die Zwischendecke im Uhrengeschoß benötigt. Zudem ist die ankommende Spindeltreppe hieran befestigt. Diese I-Träger weisen starke Deformationen auf, deren Ursache möglicherweise in behinderter Temperaturdehnung während des Brandes im Jahre 1945 zu suchen ist.



Bild 19 Anschlußpunkt
Trägerrost – Fach-
werkkonstruktion

Ebenfalls können sie mit dem Einsturz des Turmes in Verbindung zu bringen sein, da die Stelle der größten Verwerfung mit der Kipprichtung des abgestürzten Helmes übereinstimmt.



Bild 20 Verwerfung



Bild 21 Riß

Die hierbei aufgetretenen Kräfte waren so groß, daß die Verbindung an der Trägerkreuzung in der Ecke E1 (Nordost) durchgerissen ist.

Für eine neue Konstruktion sind diese Träger aufgrund der starken Verwerfungen nicht wieder verwendbar. Bei einem Wiederaufbau sind diese zu entfernen.

Lasteinleitungsstellen von der Eisenkonstruktion in das Mauerwerk:

An den oben genannten Kreuzungsstellen liegen die I-Träger auf einem dicken Eisenblech auf dem Mauerwerk auf. Möglicherweise dienen sie der Einleitung der konzentrierten Druckkräfte aus der aufgehenden Fachwerkkonstruktion. An den in Bild 17 als „Lasteinleitungsknoten aus der aufgehenden

Fachwerkkonstruktion“ bezeichneten Punkten können insofern keine konzentrierten Druckkräfte eingeleitet worden sein, als daß sich diese Punkte genau auf dem Außenrand des darunterliegenden Turmschaftmauerwerkes befinden,

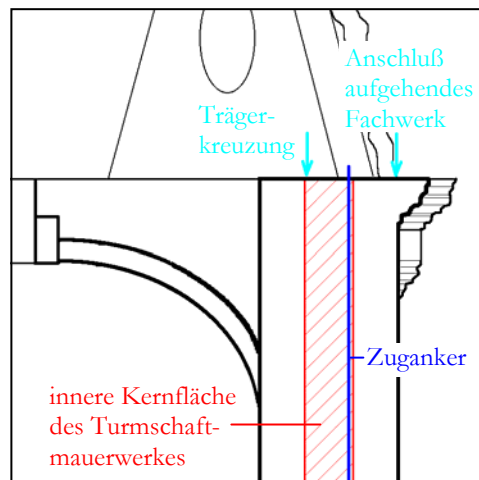


Bild 22 Skizze Schaftmauerwerk

obwohl diese Knotenpunkte auf den ersten Eindruck wie Lasteinleitungsstellen aussehen. Die Kreuzungspunkte der Träger hingegen befinden sich genau am Rand der ersten Kernfläche des Mauerwerkes, was eine Einleitung der Druckkräfte ohne klaffende Fuge ermöglicht. Diese Kreuzungspunkte sind zusätzlich durch eine Art Umklammerung aus abgewinkelten Flacheisen mit dem Mauerwerk gegen horizontale Verschiebungen gesichert (siehe Bild 23). In der Ecke E1 ist das Mauerwerk unter dieser Klammer leicht beschädigt. Es zeigen sich Risse und einzelne Ziegel sind ausgebrochen. In den anderen Ecken scheint das Mauerwerk jedoch unbeschädigt.



Bild 23 Mauerwerksklammer Ecke E1 (Nordost)

Des weiteren ist der Trägerrost durch Zuganker mit einem Durchmesser von $\approx 4,5$ cm im Mauerwerk verankert (siehe auch Bild 17). Die aus dem Einspannmoment des Helmes resultierenden Zug- und Druckkräfte infolge Windeinwirkung wurden offenbar unter Biegebeanspruchung des Trägerrostes aus den ankommenden vertikalen Fachwerkstäben in das Mauerwerk umgeleitet.



Bild 24 Detail Zuganker

Die Zuganker an sich scheinen in gutem Zustand zu sein. Große Deformationen sind nicht zu erkennen, auch ist die Korrosion noch nicht weit fortgeschritten (nur oberflächlicher Rostansatz). Bedenkt man, daß der Turmabschluß nach 1945 viele Jahre der freien Witterung ausgesetzt war, so kann daraus geschlossen werden, daß die tiefer im

Mauerwerk liegenden Bereiche der Anker keinesfalls stärker korrodiert sein können. Das vorhandene Gewinde ist im oberen Bereich in die Anker eingeschnitten, so daß für die damals einzuleitenden Zugkräfte die Kernfläche offenbar ausgereicht hat. Ab einer Höhe von ≈ 10 cm über der Mauerwerksoberkante steht der volle Querschnitt zur Verfügung. Eventuell sind diese Anker für eine neue Konstruktion nutzbar. Dies ist jedoch abhängig von der noch aufnehmbaren Last und der Machbarkeit, ein neues Gewinde aufzubringen, um mit einer neuen Konstruktion wieder anschließen zu können.

Das Problem der Krafteinleitung und Verankerung der neu zu erstellenden Stahlkonstruktion in das vorhandene Mauerwerk wird im Zuge der Bearbeitung neu zu lösen sein.

Spindeltreppe:

Die aus der Glockenstube im Uhrengeschoß ankommende Spindeltreppe weist Schäden an ihren Verankerungspunkten auf. Bei der Gewölbedurchführung ist der Sandstein abgeplatzt, so daß der eiserne Dorn, welcher der Veran-

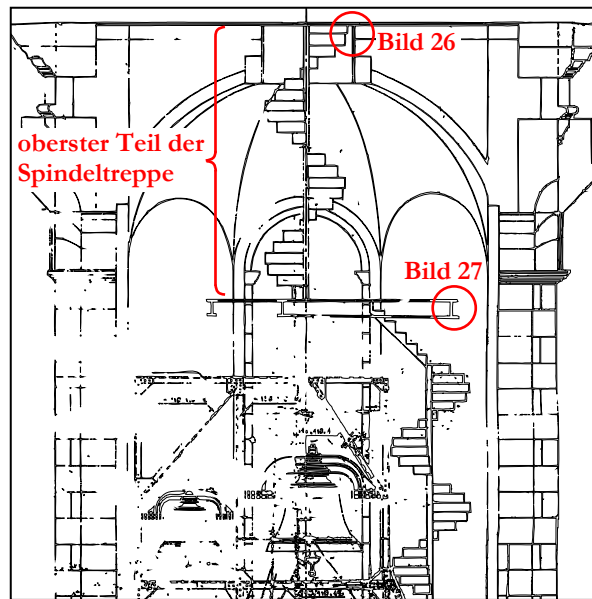


Bild 25 Ausschnitt aus [Glockenstuhl 1902]

kerung diente, freiliegt. Auffallend ist auch, daß die Spindeltreppe beim Begehen im obersten Bereich wesentlich stärker schwankt als der Teil, welcher parallel zum Glockenstuhl nach oben führt. Die einzige Befestigung am oberen Ende besteht momentan in einer einzelnen kleinen Schraube, welche die Spindeltreppe mit dem Trägerrost im Uhrengeschoß



Bild 26 Schraubverbindung zu Trägerrost

verbindet. Wenn der Trägerrost entfernt wird, ist die Standsicherheit daher nicht mehr gegeben, so daß die Treppe zeitweilig anderweitig gesichert werden muß.



Bild 27 Auflager der I-Träger oberhalb des Glockenstuhles

In der Glockenstube oberhalb des Glockenstuhles steht die Treppe auf zwei eisernen I-Trägern auf, deren Befestigungspunkte zum Teil ebenfalls Schäden aufweisen.

Für eine spätere Nutzung mit Besucherkehr zur Aussichtsplattform ist die Treppe komplett auszutauschen, da sie auch weitere Anforderungen, wie z. B. Zwischenpodeste nach jeder 16. Stufe, nicht erfüllt.

Weitere Eisenteile:

Auf einem der vorhandenen Eckpfeiler befinden sich zwei gußeiserne Zylinder mit je einem Schlitz und Loch in der Mitte. Weitere solche Zylinder sind in einer anderen Ecke gestapelt. Scheinbar handelt es sich hierbei um Gegengewichte oder ähnliche Bestandteile der mechanischen Uhrwerke, die bei der Demontage des herabhängenden Turmhelmes nicht mit entfernt wurden.

Ebenfalls befinden sich oberhalb des Gewölbes noch Reste der ehemaligen eisernen Ziffernblätter. Schriftart und Größe der Zahlen sind noch deutlich zu erkennen. Für eine postkartengleiche Rekonstruktion können sie als Vorlage für den Entwurf der Ziffernblätter neu einzusetzender Uhren dienen. Aufgrund ihrer Größe und des hohen Gewichts können sie jedoch nicht über die Treppe nach unten gebracht werden.

2.2.2. intakter westlicher Seitenturm

Da der östliche Seitenturm nach dem Vorbild des noch vorhandenen westlichen Seitenturmes wiedererrichtet werden soll, ist eine genaue Bestandsaufnahme der vorhandenen Konstruktion erforderlich, weil auf diese Weise die Errichtung eines genauen Abbildes möglich wird.

Die zeichnerische Darstellung der aufgemessenen Geometrie des Turmabschlusses ist den Aufmaßzeichnungen A5.1 und A5.2 im Anhang 2 zu entnehmen. Grundlage für die Zeichnung bildet hierbei der Plan [Treppenhäuser 1900] von Georg Weidenbach.

Die Tragkonstruktion des noch vollständig erhaltenen westlichen Seitenturmes ist, wie im Plan dargestellt, eine Holzkonstruktion. Allerdings sind bei genauerer Betrachtung der vorhandenen Konstruktion bereits einige Abweichungen von dem Plan zu erkennen. Die sich daraus ergebenden Änderungen sind im Schnitt (Plan A5.2) blau dargestellt. So befindet sich zum Beispiel der

horizontale Balkenring nicht in Fußbodenhöhe sondern oberhalb der im Originalplan ebenfalls anders dargestellten Zangen.

Ein wesentliches Problem bei der Erstellung des Aufmaßes für die Aufnahme der vorhandenen Konstruktion stellt die Zugänglichkeit zur Spitze des westlichen Seitenturmes dar. Anhand von Fotoaufnahmen soll dies im folgenden genauer beschrieben werden.

Der Zugang zur Dachkonstruktion des westlichen Seitenturmes ist durch drei Leitern gegeben. Vom Treppeneingang führt die erste Holzleiter im Turmzimmer bis zur Dachluke des Deckengewölbes. Im Plan von Georg Weidenbach ist dieses Gewölbe noch gar nicht eingezeichnet.



Bild 28 Leiter 1 - zum Deckengewölbe

Oberhalb des Deckengewölbes bildet der Turm ein regelmäßiges Achteck. Die Wände bestehen im unteren Bereich aus Sandstein, über den Fensteröffnungen schließt sich Ziegelmauerwerk an.

Auf dieses ist der hölzerne Dachstuhl aufgesetzt. In jeder zweiten Ecke



Bild 29 Mauerwerk und Holzbalkendecke

führt eine eiserne Zugstange nach oben, die dem hölzernen Dachstuhl als Verankerung dient.

Die nächste horizontale Ebene wird durch eine Holzbalkendecke gebildet, welche wiederum durch die nächste Leiter erschlossen wird.

Bei dieser freistehenden Leiter sind die Witterungseinflüsse, denen sie ausgesetzt war, deutlich zu spüren. Der auf dem nächsten Foto abgebildete

Geländerstab bietet keine Absturzsicherheit mehr. In der Mitte der Holzbal-

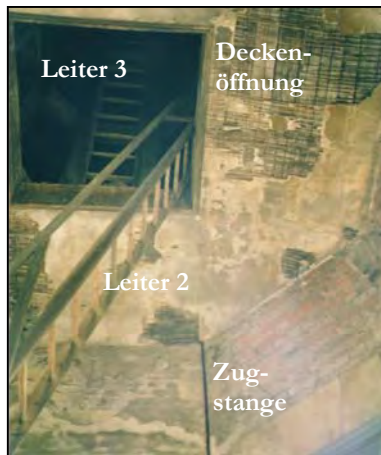


Bild 30 Leiter 2 – zur Holzbalkendecke



Bild 31 Leiter 2 – Blick auf das Gewölbe

kendecke befindet eine große Öffnung von ca. 1,40 x 1,40 m. Um diese herum sind acht Holzstützen gruppiert, welche die Auflasten aus der Laterne tragen.

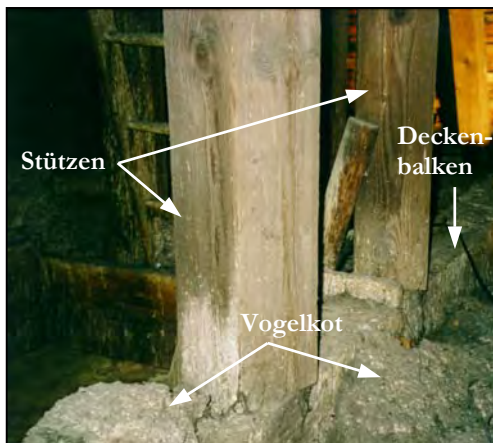


Bild 32 Deckenbalken mit Stützen

Sie sind in radialer Richtung angeordnet. Jeweils zwei dieser Stützen stehen auf einem durchlaufenden Deckenträger auf (siehe Bild 32).

In halber Höhe sind diese Stützen durch einen horizontalen Balkenring miteinander verbunden. An diesen Punkten sind die Stützen jeweils durch eine Zange mit den zugehörigen Gratsparren verbunden. Zwischen diesem Balkenring und dem Fußboden der Laterne befinden sich, abweichend vom originalen Plan des Architekten

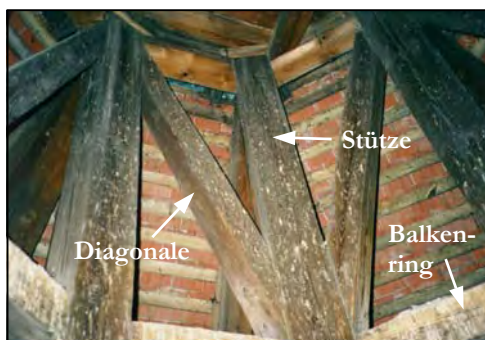


Bild 33 Stützen mit Diagonalen

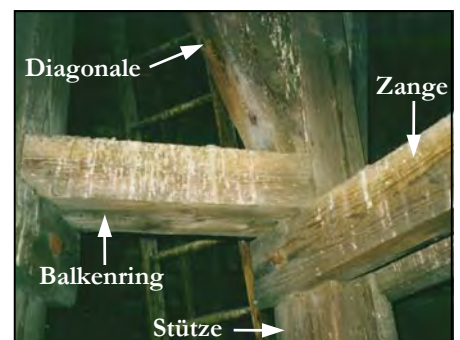


Bild 34 Anschlußdetail

Weidenbach, einfache, sich jeweils an den Kopf- und Fußpunkten treffende Diagonalen, welche der Aussteifung dienen.

Die Dachflächen des biberschwanzgedeckten Turmdaches werden von jeweils zwei Sparren getragen, die sich am oberen Ende des Ziegeldaches mit den Gratsparren verschneiden (Bild 35). Zur Bildung der Dachwölbung sind auf die Sparren zusätzliche, schräggeschnittene Kanthölzer aufgesetzt, die an



Bild 35 Verschneidung Gratsparren und Sparren

der dicksten Stelle eine Höhe von 13 cm besitzen (Bild 36). Darauf ist die Dachlattung befestigt, welche die Ziegel trägt.

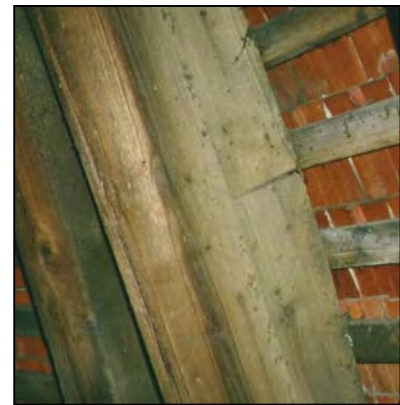


Bild 36 Aufsetzholz auf Sparren

Das Aufmessen der Sparrenabstände in der Ebene der Holzbalkendecke (Horizontalschnitt H2–H2) ist wegen der darüberliegenden Deckenbalken, die im Bild 32 zu sehen sind, nur oberhalb dieser möglich. Aufgrund der Dachneigung führt dies zwangsläufig zu kleineren Meßergebnissen als die an den Sparrenfußpunkten tatsächlich vorhandenen Abstände betragen. Die Konstruktion im allgemeinen ist gezeichnet durch die jahrzehntelange Unterschlupfmöglichkeit für Vögel. Alle horizontal ausgerichteten Bauteile sind hoch bedeckt mit Vogelkot, was das Aufmessen der vorhandenen Konstruktion nicht gerade erleichtert.

Das Aufmaß der Höhe bis zur darüberliegenden Decke am Fußpunkt der kupfergedeckten Laterne wurde dadurch erschwert, daß die Öffnung in der

Holzbalkendecke genauso groß ist wie der Durchmesser der Laterne. Die Öffnung in der Dielung ist dort oben wesentlich kleiner (siehe Bild 37).



Bild 37 Holzdielung in Ebene des Laternenfußpunktes

Somit läßt sich mit einem Bandmaß kein direktes Lot nach unten fallen, da sich der Fußpunkt in Öffnungsmitte befindet. Zudem befindet sich im mittleren Bereich der Deckenebene eine große Öffnung, so daß diese Stelle nur auf der Leiter betreten werden. Die Höhenmaße wurden daher von der Deckenebene aus nach oben mit einem Laserdistometer aufgenommen.

Zu dieser Ebene führt die dritte und letzte Leiter. Sie endet knapp oberhalb der Dielung am Fußpunkt der beginnenden Laterne. Da hier die freie Fallhöhe nach unten bereits mehr als acht Meter beträgt, war eine Messung ohne zusätzliche Absturzsicherung nicht mehr durchführbar.

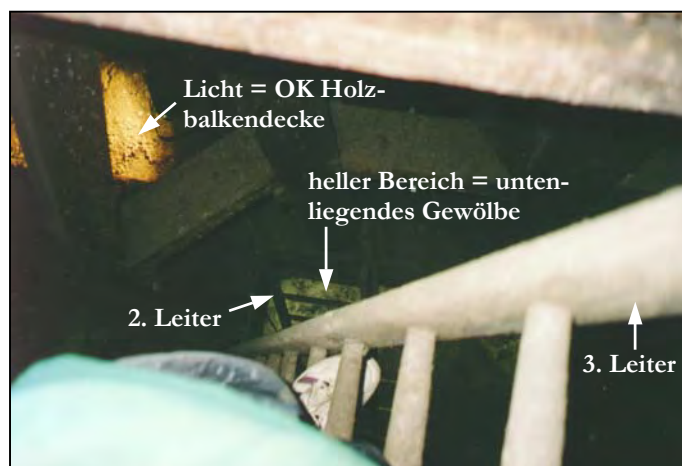


Bild 38 Blick von der dritten Leiter nach unten

Die Verhältnisse am oberen Ausstieg der letzten Leiter sind sehr beengt. Hinzu kommt, daß die 3 cm dicke Dielung mit großen Haufen Vogelkotes be-

deckt ist, so daß ein Herauftreten ohne vorheriges Freilegen nicht möglich ist.

Die Spitze selbst ist momentan überhaupt nicht erreichbar, da – wie bereits erwähnt – die letzte der vorhandenen Leitern am Fußpunkt der kupfernen Galerie endet. Daher verbleibt als Möglichkeit für die höhenmäßige Aufnahme der obenliegenden Bauteile derzeit nur die Messung mit dem Laserdistometer. Die hiermit aufgenommenen Höhenmessungen stimmen jedoch nicht mit den Angaben aus dem alten Plan von Georg Weidenbach überein. Es ergeben sich zum Teil Abweichungen von bis zu 60 – 80 cm. Hierbei sind die vor Ort gewonnenen Höhenmaße im allgemeinen größer als auf der alten Zeichnung dargestellt.

Nun gibt es zwei Möglichkeiten der Interpretation dieser Ergebnisse: zum einen sind die Meßergebnisse bezüglich der Meßgenauigkeit mit größeren Unsicherheiten behaftet, da auch die Lichtverhältnisse sehr schlecht sind; zum anderen ist es durchaus möglich, daß der Turm letztendlich doch größer gebaut worden ist als ursprünglich geplant war. Beim Hauptturm ist dieses ja auch der Fall. Hierfür sollen die Außenabmessungen noch mit der Rekonstruktion aus der Fotografie verglichen werden (siehe Kapitel 5).

Die in Ebene der Holzbalkendecke beginnenden Stützen laufen bis zum oberen Ende der Laterne durch. Darauf befindet sich ein durchgehender achteckiger Balkenring. Zusätzlich ist jede Stütze im Kopfbereich mit der übernächsten durch ein weiteres Kantholz verbunden. Die Öffnungen der Laterne sind durch Platten verschlossen, so daß hierdurch kein Licht einfallen kann. Diese Platten sind nach innen abnehmbar, allerdings ist die Verriegelung sehr fest verkeilt. Unterhalb der Platten befindet sich der gesimsähnliche kupferverkleidete Übergangsbereich von der Laterne zur Ziegeldacheindeckung (im Bild 40 als Außenansicht dargestellt). In diesem

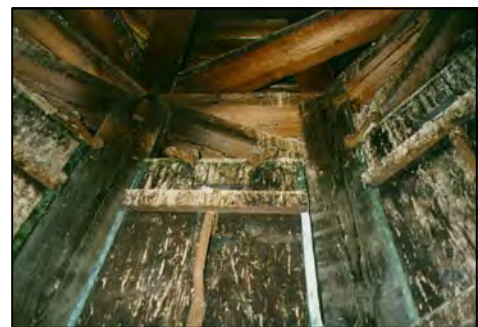


Bild 39 Innenansicht der Laterne mit abnehmbaren Platten

Bereich, der sich direkt über der Dielung befindet, ist das Kupferblech innen

frei sichtbar. Die Äußere Form wird durch Bretter erzeugt, die an den acht Stützen befestigt sind (Bild 41).

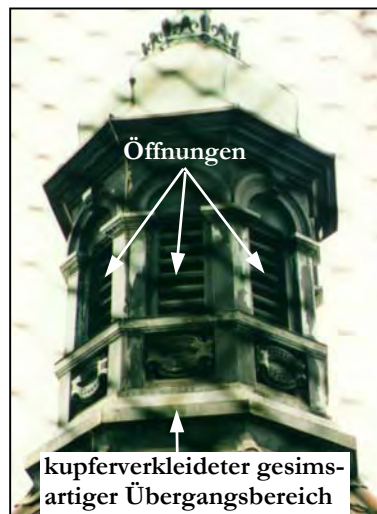


Bild 40 Außenansicht der Laterne vom Hauptturm aus

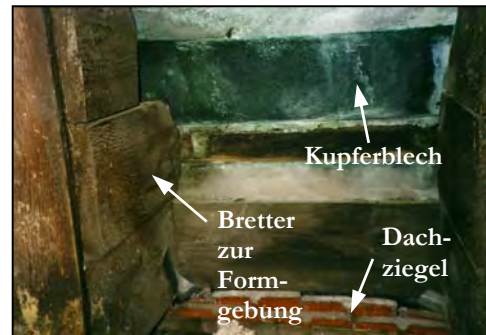


Bild 41 Innenansicht gesimsartiger Übergangsbereich

Die Spitze der Laterne entspricht von der Konstruktion her der Darstellung auf dem Plan von Weidenbach: Auf dem Balkenring, der die Stützenköpfe verbindet, liegt ein quadratisch eingefasstes Balkenkreuz auf, welches die – hier im Bild nicht sichtbare – Helmstange trägt. Auf halber Höhe wird diese Helmstange von zwei übereinanderliegenden, sich im rechten Winkel kreuzenden, Zangen eingefasst. Zur Spitze führen acht Gratsparren, von denen jeder zweite durch die Zangen zusätzlich ausgesteift wird. Sie stehen auf dem Balkenkreuz auf. Die Kupferdacheindeckung wird von einer Holzschalung getragen.



Bild 42 Blick in die Spitze der Laterne

2.2.3. notüberdachter östlicher Seitenturm

Infolge der Nutzung des oberen Turmzimmers durch das Landeskirchenamt ist der Zutritt zum oberen Abschluß nur eingeschränkt möglich. Feststehende Leitern, wie sie im westlichen Seitenturm zu finden sind, sind hier nicht vorhanden.

Vergleichend zum noch erhaltenen westlichen Seitenturm interessieren hier am östlichen Turm hauptsächlich die Höhe und der Zustand des noch vorhandenen Mauerwerkes, auf welches die neue Holzkonstruktion aufgesetzt werden soll. Die aufgenommenen Abmessungen des Turmschaftes sind in der Aufmaßzeichnung A6 dargestellt. Wie zu erwarten unterscheiden sich die Grundrisse der beiden Seitentürme nicht voneinander.

Der auffälligste Unterschied zum noch erhaltenen westlichen Seitenturm ist, daß im Turmzimmer des östlichen Turmes nahe unter dem Deckengewölbe fünf zusätzliche Holzbalken 16/16 cm eingebracht worden sind. Entweder dienten sie einem früheren Einbau der Innenaussattung, oder sie wurden nachträglich zur Stabilisierung eingebracht. Diese Balken befinden sich in gutem Zustand – ob sie jedoch eine Tragwirkung besitzen, ist nicht zu erkennen.



Bild 43 Holzbalken im Turmzimmer

Der Zugang zum Turm erfolgt wie beim westlichen Seitenturm durch die Dachluke im Deckengewölbe.

Das Ziegelmauerwerk am momentanen Turmabschluß ist noch in Ordnung, es zeigt keinerlei Risse. Oberhalb der Sandsteinstürze der Fenster sind 13 Ziegelschichten im Kreuzverband aufgemauert. Den Abschluß bildet eine liegende Rollschicht, in der ziemlich viele Steine fehlen (Bild 44). Diese Mauerwerksschicht ist vor dem Aufsetzen einer neuen Dachkonstruktion aus-

zubessern, die fehlenden Steine sind zu ergänzen. Die Oberkante der Rollschicht entspricht in ihrer Höhenlage genau der Unterkante Holzbalkendecke im westlichen Seitenturm. Auch ist das abschließende Gesims in der Außenansicht noch vollständig erhalten. Somit kann mit einer neuen Konstruktion direkt auf diese Mauerwerksschicht aufgesetzt werden.



Bild 44 Mauerwerk im Kreuzverband und fehlende Ziegel in der Rollschicht



Bild 45 noch vorhandene Zugstange

Die eisernen Zugstangen in jeder zweiten Ecke, welche im westlichen Seitenturm der Verankerung der Holzdachkonstruktion dienen, sind hier ebenfalls noch vorhanden (Bild 45). Sie sind nur schräg zur Seite gebogen, da sie für die momentane Notdacheindeckung nicht verwendet wurden. Wie die Verankerung des Notdaches gelöst wurde, ist vom Gewölbe aus nicht erkennbar. Eine Wiederverwendung der eisernen Zugstangen zur Lagesicherung einer neuen Konstruktion erscheint durchaus möglich, da sie in ihrer Länge nicht gekürzt worden sind.

3 FOTOGRAFISCHE REKONSTRUKTION DER HELMGEOMETRIE

3.1 Allgemeines und Begriffe

Nachdem die Recherche in Archiven und Bibliotheken ergab, daß die Originalbaupläne, da sie einem Feuerschaden zum Opfer gefallen waren, nicht mehr für die weitere Planung verfügbar sind, muß im folgenden Teil der Arbeit die geometrische Form des Hauptturmes aus einer Fotografie rekonstruiert werden.

Zunächst sollen die verwendeten Bezeichnungen für die einzelnen Teile des Turmhelmes definiert werden, um eine eindeutige Zuordnung zu gewährleisten. Hierzu dient untenstehende Skizze (Bild 46).

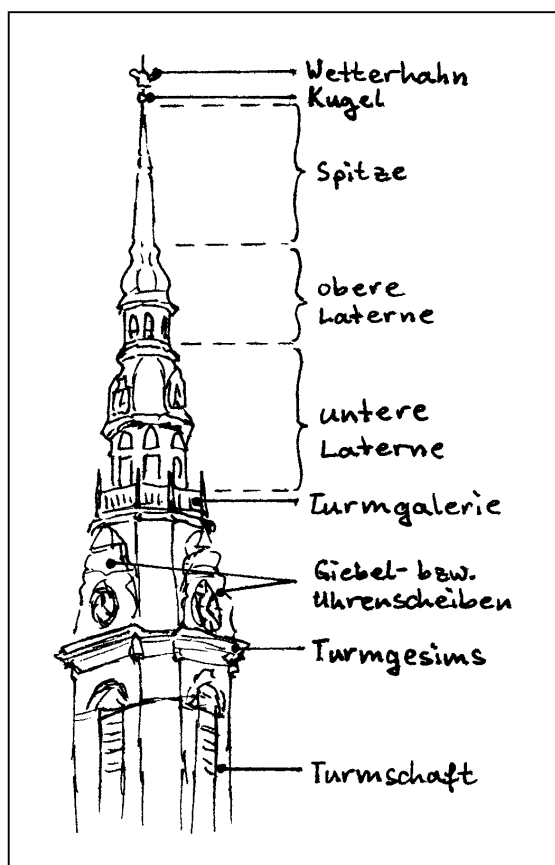


Bild 46
Definition der Begriffe

Als Grundlage für die geometrische Rekonstruktion dient die Fotografie [Lukaskirche ~1904], welche als Titelbild der Arbeit dargestellt ist. Auf der nächsten Seite ist die Ausschnittvergrößerung des zu rekonstruierenden Turmhelmes abgebildet.

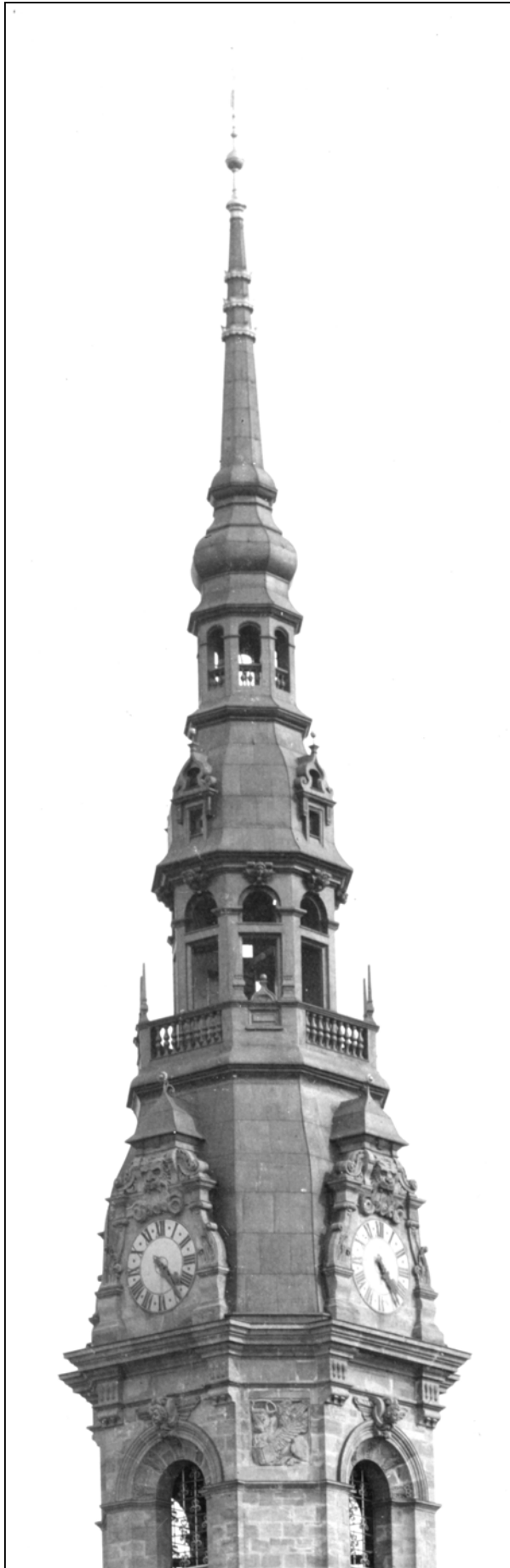


Bild 47 Ausschnittvergrößerung
des Turmhelmes aus
[Lukaskirche ~1904]

Diese Aufnahme entspricht einer Zentralprojektion mit zwei Fluchtpunkten. In der dritten Richtung sind die stürzenden Linien bereits entzerrt, d. h. der dritte Fluchtpunkt liegt im Unendlichen. Auf der Zeichnung F 1.1 im Anhang 2 sind diese Zusammenhänge mit Zuordnung der wichtigsten Bezeichnungen genauer dargestellt. Das Foto ist auf der Zeichnung um einige Grad im Uhrzeigersinn gedreht. Dieses ist erforderlich, da der Turmschaft auf der Fotografie nicht lotrecht abgebildet ist.

Im Vergleich zu den anderen verfügbaren Fotoaufnahmen bietet diese Fotografie mit Abstand die beste Auflösung und somit die größte Detailgenauigkeit. Dennoch sind auch hier nicht mehr alle Details zu erkennen – so kann zum Beispiel die Rekonstruktion von filigraneren Schmuckelementen nicht mehr exakt erfolgen. Ebenso wenig ist der Wetterhahn aus dieser Fotografie erkennbar, da sich dieser in den Wind dreht und die Windrichtung zum Aufnahmezeitpunkt ungefähr der Blickrichtung des Fotografen entsprochen hat. Hierfür muß ein Neuentwurf unter Absprache mit dem zuständigen städtischen Denkmalschutzamt erfolgen. Eventuell sind dafür die in der Fotografie [Lukaskirche 1939] noch erkennbaren Umrisse als Grundlage nutzbar. Dagegen ist die Höhe des vergoldeten Hahnes von 1,40 m bekannt [Kühn 1904]. Für die vorliegende Arbeit sind diese Details jedoch nicht von Bedeutung, da sie auf den Entwurf der Tragkonstruktion keinen Einfluß haben. Eher problematisch für die konstruktive Gestaltung einer neuen Stahltragkonstruktion sind Geometriedaten wie die Dicke der Stützen an den Galerien nach innen oder die Breite des Geländers an der Turmgalerie, was aus der Fotografie ebenfalls kaum zu erkennen ist. Hierbei ist von Bedeutung, welche Profile verwendet werden können, da sie – gemeinsam mit einer Holzummantelung als Unterkonstruktion für die Dacheindeckung – in die vorgegebenen geometrischen äußeren Abmessungen passen müssen. Diese nicht mehr oder nicht mehr genau aus der Fotografie rekonstruierbaren Abmessungen solcher Detailpunkte werden durch Schätzung und im Vergleich mit sinnvollen Erfahrungswerten (z. B. Geländerbreite) neu festgelegt. Probleme mit dem Denkmalschutz dürfte es hierbei nicht geben, da nur Abmessungen neu fest-

gelegt werden, für die tatsächlich keine Informationen mehr vorhanden sind, da sie aus dem Foto nicht mehr hervorgehen. Die Geometrie des Turmhelmes als Ganzes indes ist fast vollständig aus dem Foto rekonstruierbar.

Die Fotorekonstruktion bildet somit die Grundlage für den Entwurf einer neuen Stahltragkonstruktion, da nur auf diesem Wege die Bestimmung der originalgetreuen äußeren Geometrie des Helmes möglich ist. Ohne bekannte Abmessungen kann schließlich keine sinnvolle Konstruktion entworfen werden.

3.2 Grundlagen der Rekonstruktion aus der Fotografie

Viele Literaturquellen beschreiben zwar die Konstruktion von zentralperspektivischen Bildern auf vorgegebenen Grund- und Aufriß, jedoch erfährt man in der Regel nichts über den umgekehrten Fall. In Büchern zur Bauaufnahme finden sich zum Teil kurze Bemerkungen dazu, daß es die Möglichkeit gibt, aus fotografierten Bildern Abmessungen zu rekonstruieren. Hierfür seien weitere wichtige Angaben, wie z. B. Brennweite, Gegenstandsweite Linse-Objekt bzw. der Standpunkt des Fotografen erforderlich [Wangerin 1992]. Diese Parameter sind bei dem vorliegenden Foto jedoch nicht bekannt. Allerdings sind sie auch nicht in jedem Fall zwingend erforderlich.

Die Fotografie an sich liefert zunächst nur die Größenverhältnisse der Bauelemente zueinander. Der entstehende Grundriß besitzt einen unbekanntem Maßstab x und der Aufriß einen unbekanntem Maßstab y . Um diese unbekanntem Maßstäbe ermitteln zu können, werden als Voraussetzung vorhandene Referenzmaße benötigt, d. h. bekannte Abmessungen z. B. des noch vorhandenen Turmschaftes, mit Hilfe derer der Maßstab festgelegt werden kann.

Die genaueste Beschreibung zur Rekonstruktion gegebener Perspektiven konnte dem Buch „*Darstellende Geometrie für Ingenieure*“ entnommen werden [FuKiNi 1992].

3.3 Rekonstruktion der Maßverhältnisse in Grund- und Aufriß

Im folgenden soll das Konstruktionsprinzip bezugnehmend auf die Zeichnungen F 1.1 und F 1.2 genauer erläutert werden.

3.3.1. Ermittlung von Fluchtpunkten, Horizontlinie, Haupt- und Augpunkt (Zeichnung F 1.1)

Die Fotografie ist gegeben. Nun muß der sonst übliche Weg zur Konstruktion einer Perspektive rückwärts beschrritten werden. Die optische Achse (=Bildachse) ist bei einem Foto normalerweise in der Mitte des Bildes, wenn es sich nicht um einen Ausschnitt handelt. Die Bildmitte wird hier also für die Lagebestimmung des Hauptpunktes¹ herangezogen. Weiterhin erforderlich, um aus der Perspektive den Grund- und Aufriß rekonstruieren zu können, ist das entzerrte Bild, d. h. es liegt eine Perspektive mit zwei Fluchtpunkten vor. Diese Voraussetzung ist bei dem vorliegenden Foto erfüllt. Durch das Entzerrern wandert die optische Achse, die normalerweise mit dem Hauptpunkt in Fotomitte endet, in die Höhe der Horizontlinie hinunter. Der Horizont selbst ist leicht zu bestimmen. Durch signifikante Fluchtlinien zweier im Grundriß senkrecht zueinander stehender Richtungen können die Fluchtpunkte aus deren Schnittpunkten ermittelt werden. Als Fluchtlinien eignen sich insbesondere First-, Trauf- und Sockellinien, da sie eine relativ lange Basis liefern, so daß nur geringe Winkelabweichungen entstehen. Die konstruierten Fluchtpunkte unterliegen dennoch einer daraus resultierenden geringfügigen Streuung, da es sich um schleifende Schnittpunkte handelt. Zur Festlegung der Fluchtpunkte werden diese Werte gemittelt. Ihre Verbindung ist der Horizont. Das Lot von der Bildmitte auf den Horizont liefert den Hauptpunkt. Als nächstes ist der Augpunkt (=Fotografenstandpunkt) zu bestimmen, der auf der verlängerten optischen Achse liegen muß. Der Winkel zwischen den Sehstrahlen zu den Fluchtpunkten beträgt, da die Bauwerkskanten, welche der Bestimmung der Fluchtpunkte dienten, im Grundriß senkrecht aufeinander stehen, 90°. Demzufolge kann der Augpunkt als Schnittpunkt der optischen

¹ Lotfußpunkt der optischen Achse auf die Bildebene π

Achse mit dem durch die Fluchtpunkte gehenden Thaleskreis ermittelt werden. Die Lage der parallel zum Horizont verlaufenden Bildebene π kann willkürlich festgelegt werden, da der Maßstab des entstehenden Grundrisses im nachhinein festgelegt werden muß.

3.3.2. Konstruktion der einzelnen Ebenen in Grund- und Aufriß (Zeichnung F 1.2)

Nachdem der Augpunkt bekannt ist, wird in umgekehrter Weise vom Foto weg in den Grundriß gearbeitet. Nacheinander werden nun für jede im Foto festgelegte Horizontalebene die zugehörigen Grundrisse konstruiert. Die hierzu nötigen Vertikalen werden von den Eckpunkten im Foto aus in die Bildebenenspur π verlängert und dann auf den Augpunkt bezogen. Dadurch sind die Sehstrahlen gefunden, auf denen die Eckpunkte des jeweiligen Grundrisses liegen müssen. Zur weiteren Konstruktion muß ein Eckpunkt festgelegt werden, von dem aus dann alle weiteren Punkte der jeweiligen Ebene konstruiert werden können. Hierzu sind die Sehstrahlen zu den Fluchtpunkten mittels Parallelverschiebung durch diesen Punkt zu zeichnen, um somit die Richtungen für die Kanten zu erhalten. Für Kanten, die im Original im 45° -Winkel zu den Kanten stehen, welche zur Festlegung der Fluchtlinien verwendet wurden, sind diese Parallelen entsprechend um einen Winkel von 45° im Grundriß zu drehen. Die Schnittpunkte dieser Kanten mit den benachbarten Sehstrahlen liefern die nächsten Eckpunkte im Grundriß usw. Sind alle Eckpunkte einer Ebene gefunden, kann die nächste Ebene konstruiert werden. Durch den Beginn der Konstruktion mit dem ersten Eckpunkt an einer beliebigen Stelle auf dem Sehstrahl stimmt der Maßstab zweier Grundrißebenen zunächst nicht überein. Um die Maßverhältnisse aufeinander abzustimmen, ist die neu konstruierte Grundrißebene noch um den Augpunkt zu skalieren, so daß die jeweiligen Punkte der Turmmittelachse aufeinanderfallen. Dieses Prinzip wird nun Ebene für Ebene durchgeführt, bis der Grundriß in seinen Maßverhältnissen vollständig ist.

Ist nun der Grundriß vorhanden, kann mit der Konstruktion der Höhen-

verhältnisse im Aufriß begonnen werden. Diese erfolgt wiederum nacheinander für jede Ebene. Von den Eckpunkten im Grundriß aus werden lotrechte Linien nach oben gezeichnet. Danach werden die zugehörigen Eckpunkte im Foto mit dem Hauptpunkt verbunden. Die sich daraus ergebenden Schnittpunkte von je zwei zugehörigen Linien liefern die Eckpunkte im Aufriß. Wurde fehlerfrei konstruiert, müssen alle Punkte auf einer Höhe liegen. Aufgrund der Ungenauigkeiten beim Auffinden der Punkte im Foto ergibt sich auch hier eine geringfügige Streuung – die Höhe der einzelnen Ebenen bestimmt sich aus dem jeweiligen Mittelwert. Nachdem diese Konstruktion wiederum für alle Ebenen durchgeführt wurde, sind die Höhenverhältnisse der Ebenen untereinander vollständig. Es fehlt nur noch die Anpassung des Maßstabes an eine vorgegebene, bekannte Höhe.

3.4 Maßstabsanpassung mittels Referenzmaßen

Da die Rekonstruktion aus der Fotografie selbst nur Maßverhältnisse liefert, müssen hierfür erforderliche Referenzmaße zum Anpassen des Maßstabes aus bekannten Maßen vorhandener Bauteile gewonnen werden. Da die unbekanntesten Maßstäbe x und y von Grund- und Aufriß unterschiedlich sind muß die Anpassung getrennt erfolgen. Zudem sollten jeweils mindestens zwei Referenzmaße herangezogen werden, um eventuelle Fehler auszugleichen.

Für den Grundriß werden die erforderlichen Referenzmaße zum Anpassen des Maßstabes aus dem alten Plan [Glockenstuhl 1902] gewonnen. Dieses sind im einzelnen die Gesamtbreite des Turmschaftes von 9 m sowie des Turmgesimses von 11 m als Kontrollmaß. Die konstruierten Grundrisse werden auf die Turmschaftbreite von 9 m skaliert. Die hierbei entstandenen Abmessungen des Gesimses aus der Rekonstruktion stimmen gut mit dem vorgegebenen Kontrollmaß von 11 m überein. Zum Schluß werden die so konstruierten Grundrißabmessungen der einzelnen Ebenen auf ganzzahlige Maße festgelegt, so daß im oberen Bereich des Helmes wieder regelmäßige Achtecke entstehen.

Größere Probleme bereitete die Maßstabsanpassung der Höhen. Zunächst wurden als Grundlage hierfür die Zeichnungen des Architekten Burkhardt herangezogen, die zur Zeit der Herstellung des Notdaches entstanden sind. Angegeben wurden hier eine Höhe des Turmgesimses von 40 m über OK Fußboden und als Kontrollmaß weiterhin eine Höhe des Hauptsimses von 16 m über OK Fußboden. Bei der Skalierung der konstruierten Höhen auf eines dieser Maße ergab sich jeweils beim Kontrollmaß eine viel zu große Abweichung, d. h. die beiden Maße passen nicht zusammen – eines dieser beiden Maße muß falsch sein. Um dennoch ein verwendbares Referenzmaß zu erhalten wurde ein eigenes Höhenaufmaß durchgeführt. Weitere Referenzmaße wurden im Eingangsbereich genommen. Es liefert die Höhe der Oberkante der Giebelwandscheiben über OK Fußboden bzw. über OK Sockel. Diese Oberkante ist als Außenansicht auf den Bildern 7 und 8 auf der Seite 12 im Kapitel 2 im heutigen und originalen Zustand zu sehen. Als weiteres Kontrollmaß kann ebenfalls die Angabe aus [Kühn 1904] herangezogen werden, wonach die Höhe des Turmes einst 83 m von der Sockeloberkante bis zur Spitze betragen hat. Allerdings geht hieraus nicht hervor, ob der 1,40 m hohe Wetterhahn in diese Maß bereits mit eingerechnet wurde oder nicht. Skaliert man die konstruierten Höhen auf die durch Aufmaß gewonnene Höhe des derzeitigen Turmabschlusses, so liegt die konstruierte Spitze des Wetterhahnes ziemlich genau in einer Höhe von 83 m über der Sockellinie. Auch die Höhe des Hauptsimses von 16 m über OK Fußboden stimmt ziemlich gut mit der Fotorekonstruktion überein. Was nicht stimmt, ist die Höhenangabe des Turmgesimses von Burkhardt. Nach meiner Messung ist der Turmschaft tatsächlich ca. 44 m hoch.

Die rekonstruierten Höhen wurden letztendlich auf das Bezugsmaß Wetterhahnspitze von 83 m über der Sockellinie bezogen (siehe Tabelle 1 auf der nächsten Seite).

Als Ergebnis der Maßstabsanpassung wird die Gesamthöhe des Turmhelmes inklusive des Wetterhahnes zu 40 m über dem Turmgesims für den Entwurf einer neuen Tragkonstruktion festgelegt.

4 ENTWICKLUNG EINER TRAGKONSTRUKTION FÜR DEN HAUPTTUM

4.1 Allgemeines

4.1.1. Voraussetzungen und Annahmen

Nachdem nun die Formfindung bezüglich der äußeren Abmessungen mit den Ausführungen in Kapitel 3 abgeschlossen wurde, kann darauf aufbauend eine mögliche Konstruktionslösung entwickelt werden.

Die Außenabmessungen – sowohl des Turmschaftes als auch des Gesimses im Uhrengeschoß – wurden hierfür aus dem Plan [Glockenstuhl 1902] unter der Annahme ihrer Richtigkeit übernommen, da sie von mir maßlich nicht erfaßt werden konnten. Jedoch handelt es sich bei diesem Plan um eine der zuletzt von Weidenbach erstellten Zeichnungen, die mit der endgültigen Bauausführung übereinzustimmen scheinen. Als wichtigste Maße werden übernommen: die maximale Gesimsbreite von 11 m, der Turmschaftaußendurchmesser von 9 m sowie die Wanddicke des Turmschaftes an der langen Seite von 1,27 m.

4.1.2. Grundlegendes zur Tragkonstruktion

Die Gesamtkonstruktion ist eine Kombination aus räumlicher Fachwerk- und Rahmenlösung. Bekanntermaßen ist eine reine Fachwerkkonstruktion steifer als eine vergleichbare Rahmenlösung. Somit wird also eine Fachwerkkonstruktion auch wesentlich geringere Verformungen aufweisen.

Anforderungen an die Konstruktion

Infolge der Windbeanspruchung ist, zumindest im oberen Teil der Helmkonstruktion, mit größeren Verschiebungen in horizontaler Richtung zu rechnen. Daher wird angestrebt, möglichst steif zu konstruieren, so daß als Grundkonzept von einer Fachwerklösung ausgegangen wird, von welcher nur

an den vorgegebenen Öffnungen abgewichen werden muß. Hinzu kommt außerdem, daß bei einer Fachwerkkonstruktion die Verwendung wesentlich kleinerer Querschnitte möglich ist als bei einer reinen Rahmenkonstruktion. Des weiteren ist bezüglich der Schwingungsanregung aus Glockenläuten zu beachten, daß keine Resonanzerscheinungen auftreten dürfen. Daher fordert die DIN 4178 einen Resonanzabstand von der maßgebenden Erregerschwingung – das ist die dritte Glockenteilschwingung – von 20% beim rechnerischen Nachweis. Besonders zu beachten ist hierbei, daß die Eigenschwingzahlen der Konstruktion größer sein müssen als die Erregerfrequenzen der Glocken, damit beim Ein- und Ausläuten nicht jedesmal die Resonanzschwelle überschritten wird [Kramer 1997]. Meist sind jedoch die Eigenfrequenzen bestehender Türme zu niedrig, so daß diese erhöht werden müßten¹. Darum entfällt die Möglichkeit einer nachträglichen Frequenzoptimierung mittels einzubringender Zusatzmassen, da diese die Eigenfrequenzen senken. Eine Erhöhung der Eigenfrequenzen kann nur durch eine Erhöhung der Steifigkeit der Turmkonstruktion erreicht werden. Also ist es auch aus diesem Grunde erforderlich, bereits im Entwurf eine möglichst steife Konstruktion zu erreichen, da eine nachträgliche Erhöhung der Steifigkeit nahezu unmöglich ist.

Eine weitere wichtige Forderung für den Entwurf einer neuen Konstruktion ergibt sich aus den in Kapitel 2 beschriebenen Setzungsproblemen mit dem Baugrund. Da der Baugrund, älteren Gutachten zufolge, gewisse Probleme der Tragfähigkeit bei konzentrierten Lasten, wie sie aus dem Turm eingeleitet werden, aufweist, ist es also erforderlich, die Konstruktion bezüglich ihres Eigengewichtes zu optimieren.

Als Grundkonzept für die Systemfindung wird auf die wenigen noch vorhandenen Informationen zu der alten Konstruktion zurückgegriffen. Man kann davon ausgehen, daß die alte Konstruktion ja bis zur Zerstörung funktioniert hat und somit als Vorbild für einen Neuentwurf durchaus dienlich sein kann. Eine wichtige Grundlage bildet hierfür die in Kapitel 2 behandelte Bauaufnahme.

¹ Konsultation Prof. Ruge, Lehrstuhl für Baudynamik

Die letzte Restriktion betrifft das Anliegen des Denkmalschutzes. Einem rekonstruktiven Wiederaufbau schien bei dem Gespräch mit dem zuständigen Mitarbeiter des städtischen Denkmalsamtes nichts im Wege zu stehen – allerdings sollten die Eingriffe in die bestehende, noch denkmalpflegerisch wertvolle Substanz auf das notwendigste beschränkt werden. Diese Problematik betrifft besonders die Entwicklung einer neuen Verankerungslösung.

Die neu zu errichtende Konstruktion sollte jedoch bezüglich ihres Lastabtrages optimiert werden. D. h. ein Mitgehen der Haupttragglieder mit der äußeren Form, wie es in [Thurmgerüst 1904] dargestellt ist, soll an Stellen, wo auch ein geradliniger Lastabtrag möglich ist, vermieden werden, um keine unnötigen Umlenkkräfte zu erzeugen. Die Tragwirkung des Gesamtsystems wird damit deutlich verbessert. Insbesondere betrifft dies den unteren Teil des Turmes. Für die Formgebung der Dacheindeckung wird hier eine zweite Tragkonstruktion verwendet, welche lediglich die Lasten aus der Dacheindeckung wie die lokal angreifenden Windkräfte aufnehmen muß, und damit wesentlich kleinere Querschnitte erfordert.

Systemfindung und Aussteifungslösung

Weiterhin mußte abgewägt werden, ob zur Ausfachung und Aussteifung des räumlichen Fachwerkes eher einfache, zug- und drucksteife Diagonalen oder besser druckschlaffe Auskreuzungen herangezogen werden sollten. Zur Klärung dieser Frage sind wieder mehrere Aspekte zu berücksichtigen: Zum einen wird durch den Einsatz von einfachen Diagonalen die Anzahl der diagonalen Fachwerkstäbe gegenüber gekreuzten Diagonalen auf die Hälfte verringert. Somit wird auch die Zahl der zu schweißenden Anschlüsse verringert, was sicherlich vorteilhaft ist. Allerdings werden – setzt man einfache Diagonalen ein – die Stäbe, infolge der Windeinwirkung aus verschiedenen Richtungen, wechselnd sowohl durch Zug als auch durch Druck beansprucht. Dies hat zur Folge, daß die Diagonalen in diesem Fall stabilitätsgefährdet sind und auf Knicken nachgewiesen werden müssen, so daß sich im Endeffekt wieder größere Querschnitte ergeben als es bei druckschlaffen, gekreuzten

Diagonalen der Fall wäre. Hier liegen die Vorteile klar in der günstigen Querschnittsauslastung, da die Zugfestigkeit ausgenutzt werden kann. Nun sind im Inneren des Turmhelmes optische Aspekte unwesentlich, so daß der zweite Diagonalstab problemlos ausknicken kann, während der andere auf Zug beansprucht wird. Hierfür ist der Einsatz einfachster Profile möglich, welche möglichst geringe Kosten verursachen, da für die Zugbeanspruchung das Trägheitsmoment unbedeutend ist. Bei der Anwendung von gekreuzten Diagonalen ist es sogar möglich, als Querschnitt einfache Flacheisen zu verwenden, die aus Blechen geschnitten werden können – das Walzen von Profilen entfällt. Zudem werden die Anschlüsse an die Horizontal- und Vertikalstäbe einfacher. Letztendlich erweisen sich, auch unter oben genannter Problematik der Eigengewichtsminimierung, die gekreuzten Diagonalen als vorteilhaft, da der Querschnitt zweier Zugstäbe deutlich unter dem eines Druckstabes – zumindest bei größeren Knicklängen – liegt.

Unter dem Aspekt der Einheitlichkeit der Konstruktion werden folglich die gekreuzten Diagonalen zur Ausfachung nahezu in der gesamten Helmkonstruktion herangezogen. Ausnahmen ergeben sich lediglich an einzelnen Stellen, an denen der Einsatz von sich kreuzenden Diagonalen infolge der äußeren Form des Helmes geometrisch nicht möglich ist.

Sonderlösungen

Ausnahmen, welche eine reine Fachwerkkonstruktion unmöglich machen, sind die Öffnungen in den Laternen. Die optische Wirkung der Außenansicht erfordert hier die Durchsichtigkeit zwischen den Stützen. Folglich ist an diesen Stellen keinerlei Ausfachung möglich, da diese von außen sichtbar wäre und somit den originalen Anblick verfälschen würde. Demzufolge wird an diesen Stellen auf eine Rahmenlösung zurückgegriffen. Aufgrund der planmäßig auftretenden Momentenbeanspruchung wird hier der Einsatz stärkerer Profile erforderlich. Zur Optimierung der Konstruktion wird angestrebt, sowohl die Momente in den Rahmenstielen als auch die horizontalen Verschiebungen der Rahmenriegel möglichst gering zu halten. Daher soll der verschiebliche Rah-

menanteil an der Gesamtkonstruktion auf das zwingend notwendige Maß beschränkt werden.

Des Weiteren besteht bei verschieblichen Rahmen das Problem der großen Knicklängen. Um diesem entgegenzuwirken erscheint es sinnvoll, mit einer teilweisen Einspannung der Rahmenstiele in die anschließenden Fachwerkelemente ein höhere Steifigkeit zu erzielen. Konstruktiv ist dies möglich durch biegesteife Anschlüsse oder bis in das Nachbarfeld durchlaufende Profile. Hierzu kommt, dass gerade der Bereich der Stützen der unteren Turmgalerie das „kritische“ Geschoß bezüglich der größten Belastung ist. Zu sehen ist dies am besten im Ausdruck des Verformungszustandes im Anhang 5. Schlösse man die Stützen an ihren Fußpunkten gelenkig an ($M=0$), so ergäben sich extrem große Verformungen, denen man nur durch starke Vergrößerung der tragenden Profile entgegenwirken kann. Da jedoch somit wieder das Eigengewicht erhöht wird, was aus oben genannten Gründen nicht gewollt ist, muß für diese Problematik eine andere Lösung gefunden werden. Die einfachen Anschlüsse mittels Knoten- und Bindeblechen, wie sie an den anderen Stellen zum Einsatz kommen, sind demzufolge hier nicht einsetzbar. Die Rahmenstiele müssen also als Profil ausgeführt werden, das Biegung überträgt, wohingegen in den reinen Fachwerksbereichen theoretisch nur Normkraftbeanspruchte Stäbe vorkommen, welche lediglich infolge konstruktiv erforderlicher Ausmittigkeiten zusätzlich in geringem Maße auf Biegung und ggf. auch auf Torsion beansprucht werden. Bei den reinen Fachwerkstäben werden zweiteilige Stäbe aus Winkeleisen verwendet, da dieses Profil kostengünstig ist. Nun ist dies aber kein geeignetes Profil für die stark biegebeanspruchten Rahmenstiele. Die erste Überlegung ging in die Richtung, die Winkeleisen jeweils durch ein zweites zu einem Hohlprofil zu ergänzen. Somit könnte das Konzept der preiswerten Winkelprofile beibehalten werden. Nachteilig ist hierbei jedoch, daß für jeden Stab zwei durchgehende Schweißnähte über die gesamte Stablänge hergestellt werden müssen. Unter Beachtung dieses Aspektes werden für die Stützen der Galerien, gleich Hohlprofile verwendet. Diese sind zwar teurer, sparen aber dafür den Arbeitsaufwand des Schweißens ein. Diese

Lösung ist vertretbar, da sie zwar eine Sonderlösung darstellt, an diesen Stellen aber nur eine Ausnahme mit Abweichung von der sonstigen Konstruktionsweise bildet.

Nun gibt es jedoch Unterschiede bei der Möglichkeit der Einspannung dieser Rahmenstiele in die Fachwerkkonstruktion. Während dies bei der oberen Galerie am Fußpunkt problemlos möglich ist, da noch ein Fachwerksfeld in der selben Ausrichtung unten anschließt, muß für die Stützen der unteren Galerie im Fußpunkt eine andere Lösung gefunden werden. Um eine sinnvolle Momentenübertragung zu gewährleisten, muß das unten anschließende Profil genauso gewählt werden. Denn es wird durch die Einspannung infolge eines biegesteifen Anschlusses ein Teil der Momentenbeanspruchung in die darunterliegenden vertikalen Fachwerkstäbe übertragen, die somit keine reinen Fachwerkstäbe bleiben. Da nun diese Stäbe auch momentenbeansprucht sind, sind die Winkelprofile ohnehin nicht mehr ausreichend. Es wird daher für die Vertikalstäbe des unteren, ersten Montageoteles ebenfalls auf Hohlprofile zurückgegriffen. Die Verbindung dieser zwei Stäbe miteinander soll nun einen direkten Lastabtrag ermöglichen, aber dennoch am Montageprinzip nichts ändern. Da weiterhin Hohlprofile aus Korrosionsschutzgründen allseitig geschlossen werden müssen – dies geschieht üblicherweise über eine Fuß- und eine Kopfplatte – ist es an dieser Stelle sinnvoll, die oben aufgesetzten Profile durch eine Baustellennaht an die bereits aus dem unteren Montageabschnitt vorhandenen Knotenbleche anzuschließen. Würde man die Stäbe vorher mit jeweils einer Kopf- und einer Fußplatte versehen, ergäbe sich das Problem, zwei übereinanderliegende Knotenbleche zu verbinden, wofür es meiner Ansicht nach keine sinnvolle Lösung gibt.

Eine weitere Sonderlösung betrifft die Rahmenriegel der Laternen. Am oberen Ende der Öffnungen sind diese jeweils ausgerundet, so daß hier ausreichend Platz vorhanden ist, mittels schräger Bleche eine kopfbandähnliche Abstrebung einzubringen, wodurch die aussteifende Wirkung der fehlenden Diagonalen zum Teil wieder hergestellt werden kann. Die am stärksten beanspruchten Horizontalstäbe befinden sich in dem umlaufenden Ring der

unteren Galerie. Hier ist die Momentenbeanspruchung sehr groß und trotzdem keine Aussteifung möglich. Hiefür wird, der Belastung entsprechend, ebenfalls auf Hohlprofile zurückgegriffen. Das Konzept der zweiteiligen Stäbe wird auch hier beibehalten, um die Kupferverkleidung befestigen zu können. Die Profile werden in ihren Abmessungen um eine Stufe kleiner gewählt als die der Stützen, damit infolge des schrägen Anschlußwinkels dennoch eine umlaufende Schweißnaht möglich ist.

Um nun das Ziel der Einspannung in die Fachwerkkonstruktion weiterzuverfolgen, werden z. B. bei den Öffnungen der unteren Laterne die Rahmenstiele bis zur Höhe des nächsten Knickes (Übergang zum Pyramidenstumpf) durchgeführt. Das obere Fachwerkfeld wirkt somit stabilisierend. Darüber ist dann wieder der Anschluß von reinen Fachwerkfeldern möglich. Bei den Öffnungen der oberen Laterne erfolgt selbige Einspannung am Fußpunkt, indem dort die Profile durchlaufen.

Die Frage nach der Einbeziehung der Mauerwerksscheiben in die Tragwirkung

Die vorhandenen Mauerwerksscheiben könnten unter Umständen zur Aussteifung der Helmkonstruktion in horizontaler Richtung mit herangezogen werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß die Lasteinleitung nur Wandparallel erfolgen sollte. Anderenfalls würde das Mauerwerk durch zusätzliche Momente senkrecht zur Wand belastet. In jedem Fall müßte ein Nachweis der Standsicherheit erfolgen.

Wie die in den folgenden Abschnitten durchgeführte Berechnung zeigen wird, ist die aussteifende Wirkung der Mauerwerksscheiben – gerade im unteren Teil des Turmhelmes – gar nicht erforderlich, da dieser ohnehin eine viel größere Steifigkeit besitzt als die darüberliegende Konstruktion.

Stabilisierung der Mauerwerksscheiben

Andererseits kann das Mauerwerke aber durch einen Anschluß an die Stahlkonstruktion auch zusätzlich stabilisiert werden. Bei den Resten der zerstörten alten Stahlkonstruktion sind Ansätze von umlaufenden Stahlprofilen

zu erahnen, welche die Mauerwerksscheiben ringförmig umschlossen haben könnten (siehe auch Kapitel 2). Diese verlaufen zwischen der Ziegelaufmauerung und der Sandsteinverkleidung. Die Sandsteinverkleidung ist sehr wahrscheinlich an der Aufmauerung verankert; die umlaufenden Stahlringe stabilisieren die durch das Eigengewicht der Sandsteinverkleidung mit Zusatzmomenten belasteten Mauerwerksscheiben. Zur Aussteifung der Stahlkonstruktion wurde das Mauerwerk aber scheinbar nicht herangezogen – zumindest konnten keine Lasteinleitungsstellen gefunden werden. Bei der zu entwerfenden Konstruktion wird also die Annahme zugrundegelegt, daß keine Verbindung zwischen Mauerwerk und Stahlkonstruktion vorhanden ist. Die Diagonalen im unteren Bereich des Turmhelmes werden die Funktion der Aussteifung problemlos übernehmen können. Entstehende Abtriebskräfte werden durch den sowieso als Zwischendecke benötigten Trägerrost aufgenommen.

Für die wieder zu ergänzenden Teile der Sandsteinverblendung gibt es im folgenden zwei Möglichkeiten: Erstere besteht im Wiederaufmauern der vorhandenen Wandscheiben und Verankerung der Sandsteinverblendung mit Trag- und Halteankern im neuen Mauerwerk. Dieses setzt jedoch die ausreichende Standsicherheit der Mauerwerksscheiben voraus. Die zweite Möglichkeit wäre die Verankerung der Sandsteinverblendung direkt an der Stahlkonstruktion, wobei auf eine Aufmauerung verzichtet werden könnte. Auf diese Weise würde das zusätzliche Gewicht, was eine Aufmauerung mit sich bringen würde, eingespart. Allerdings ist in diesem Fall das Stahlskelett für diese zusätzliche Belastung zu konstruieren. Dieses verkompliziert unnötig den Lastabtrag, weil die Haupttragglieder in diesem Bereich wesentlich weiter innen liegen als die Turmaußenhaut. Dieser Gedanke bringt also keine Vorteile für die Gesamtkonstruktion und wird somit wieder verworfen.

Verbindungen

Um Kosten zu senken wird angestrebt, die Verbindungen möglichst einfach auszuführen. Dies gilt sowohl für die Verbindungen der Stahlkonstruktion als auch für die Anschlüsse der Holzschalung für die Kupferdacheindeckung. Die

Menge an einzusetzenden Verbindungsmitteln soll möglichst gering gehalten werden.

Es wird davon ausgegangen, daß sich Schweißverbindungen kostengünstiger herstellen lassen als vergleichsweise Schraubverbindungen. Zudem ist bei der direkten Schweißverbindung die Lastübertragung zwischen den Bauteilen wesentlich günstiger als bei einem ausmittigem Schraubanschluß, wie er beispielsweise bei den Hohlprofilen erforderlich würde, da diese Profile aus Korrosionsschutzgründen allseitig geschlossen sein müssen, also auf keinen Fall angebohrt werden dürfen.

Um ein klares Konzept zu schaffen, werden die Verbindungsstellen auf drei wesentliche Knotentypen reduziert: 1. Verbindung mit Knoten- und Bindeblechen – dieser Knotentyp findet sich an allen Eckpunkten, an denen vorgefertigte Teile zusammengefügt werden, 2. direktes Anschweißen der Flansche von Horizontalstäben aus Winkelprofilen an die Vertikalstäbe bei der Herstellung vorgefertigter Tafeln und 3. direktes Anschweißen der Hohlprofile für die Rahmenstiele und meistbeanspruchten Stützen an die angrenzenden Knotenbleche (wie oben bereits erläutert).

4.2 Konstruktionsprinzip und Bauablauf

4.2.1. *Gliederung in Baugruppen – Haupt- und Nebentragstruktur*

Die Bauteile der Tragstruktur werden nach ihrer unterschiedlichen Tragfunktion unterschieden. Die zeichnerische Darstellung hierzu ist dem Anhang 2, Plan S2 zu entnehmen. Die Haupttragstruktur umfaßt alle die Stäbe, welche direkt am Lastabtrag beteiligt sind. Dies sind in erster Linie die Vertikalstäbe, welche die Lasten auf direktem Wege nach unten in das Mauerwerk ableiten. Hierzu gehören jedoch auch die Horizontalstäbe und Diagonalen, welche hauptsächlich für die Horizontallasten zuständig sind. Für diese Stäbe

wird die Vorbemessung durchgeführt.

Des Weiteren werden zur Horizontalaussteifung und für die Begehbarkeit der Zwischendecken horizontale Trägerroste benötigt. Diese werden jedoch nicht direkt durch maßgebende Lasten wie Windeinwirkung beansprucht. Diese Stäbe werden der Nebentragstruktur zugeordnet – eine Vorbemessung wird hierfür aber auch durchgeführt.

Als letztes bleiben diejenigen Stäbe, welche nur zur Abtragung der Lasten aus der Dacheindeckung zuständig sind. Diese Querschnitte werden konstruktiv gewählt zu zweiteiligen Stäben L100x10.

4.2.2. Montageprinzip und Herstellungsreihenfolge

Die Konstruktion wird insbesondere durch die Montagetechnologie bestimmt. Das Montageprinzip geht im wesentlichen aus den Konstruktionsplänen hervor; daher sollen hier nur einige Erläuterungen folgen.

Die Montage des Turmhelmes erfolgt vom Lukasplatz aus in einzelnen komplett vorgefertigten Teilen mit einem Autokran. Auf diese Weise werden die hohen Kosten für das Vorhalten eines Baugerüsts gespart. Ausreichend Platz zum Aufstellen eines solchen Kranes ist vorhanden – auch sind Mobilkrane mit entsprechender Ausladung und Tragkraft auf dem Markt erhältlich.

Fügeprinzip

Die Vormontage erfolgt im Stahlbaubetrieb zu Teilfertigteilscheiben in transportfähigen Größen (siehe Konstruktionspläne K1 – K6). Diese werden in der Regel in achtfacher Ausfertigung hergestellt, im unteren Bereich in vierfacher Ausführung. Durch die Werkstattfertigung kann eine hohe Qualität der Schweißnähte infolge Gütekontrolle gewährleistet werden.

Die Teilfertigteile werden per LKW-Transport auf den Kirchenvorplatz

geliefert. Hier erfolgt die Montage der vorgefertigten Scheiben zu einzelnen Schüssen in der Form von achteckigen Prismen bzw. Pyramidenstümpfen. Die oberen Abschlußebenen werden mit dem Trägerrost der Zwischendecke ausgesteift. Sind alle Schüsse eines Hebeabschnittes fertiggestellt, erfolgt die Endmontage der einzelnen Schüsse zu den später zu hebenden vorgefertigten Abschnitten (siehe Plan K1).

Um eine entsprechende Qualität der Schweißverbindungen zu gewährleisten ist eine Einhausung des Montageplatzes empfehlenswert.

Nach Fertigstellung der Stahltragkonstruktion werden die Kupferdacheindeckung und -verkleidung ebenfalls am Boden vorgefertigt, nur die Anschlußstellen der einzelnen zu hebenden Abschnitte müssen nach der Endmontage auf dem Turm fertiggestellt werden.

Wenn die Vorfertigung beendet ist, werden die einzelnen Abschnitte nacheinander mit dem Mobilkran auf den Turm gehoben. Der Anschluß zweier Teile erfolgt auf dem Turm in der Weise, daß zuerst Justierschrauben angezogen werden, um die erforderliche Paßgenauigkeit zu erzielen, danach werden eine begrenzte Anzahl Baustellenschweißnähte ausgeführt. Anschließend wird an diesen Stellen die Dacheindeckung vollständig geschlossen. Hierfür ist jedoch ein kleines Gerüst, welches am Turm befestigt werden kann, ausreichend.

4.2.3. Fußpunktausbildung - die Verankerung im Mauerwerk

„Gründung“ auf dem Mauerwerk

Unter Verwendung eines Trägerrostes, wie er heute noch zu sehen ist, kann direkt auf das vorhandene Mauerwerk aufgesetzt werden.

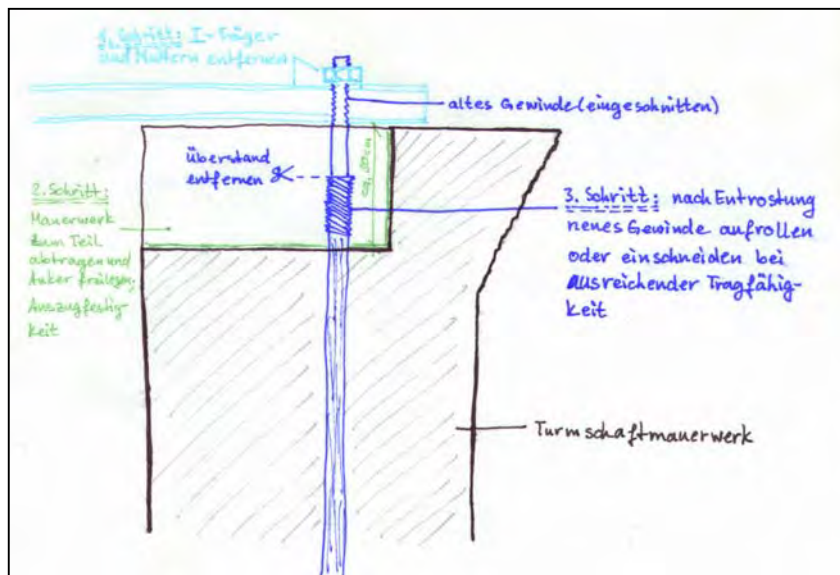
Sollen die vorhandenen Anker wieder nutzbar gemacht werden, so müßte die Zugfestigkeit durch Belastungsversuche geprüft und ein neues Gewinde

geschnitten werden.

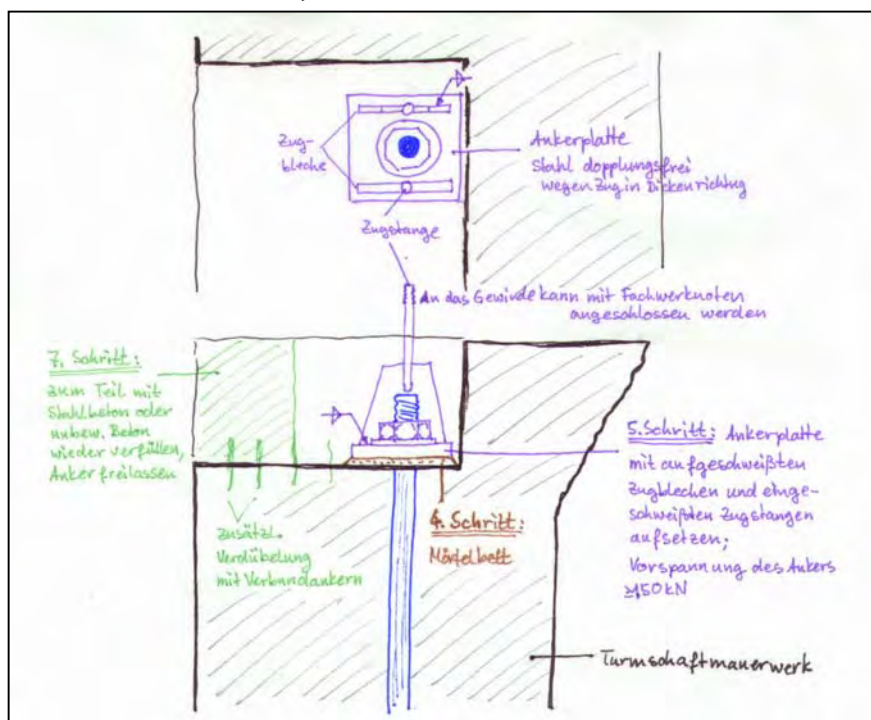
Alternative wäre dafür die Verwendung einer neuen Lasteinleitungskonstruktion, welche jedoch einen stärkeren Eingriff in die vorhandene Bausubstanz darstellt und möglicherweise auch kostenaufwendiger ist. Die Lösung, welche die größten Freiheiten für eine neue Turmkonstruktion bietet, wäre einen Teil des vorhandenen Mauerwerkes abzutragen und durch einen für die zu erwartenden Zugkräfte aus der Helmkonstruktion ausgelegten, entsprechend im Mauerwerk verankerten Stahlbetonringbalken zu ersetzen. Dieser kann an nahezu jeder beliebigen Stelle mit entsprechenden Einbauteilen zum druck- und zugfesten Anschluß der Helmkonstruktion versehen werden. Hierbei kann es aber eventuell zu denkmalpflegerischen Einsprüchen kommen, da auf diese Weise ein Teil der Originalsubstanz verlorenggeht. Es stellt sich nur die Frage, wie pflegenswert diese, der Öffentlichkeit sowieso nicht zugängliche, Stelle ist. Ein großer Vorteil besteht bei dieser Variante darin, ein neues horizontal ausnivelliertes Plateau zu schaffen, auf dem die neue Helmkonstruktion exakt vertikal ausgerichtet werden kann. Ungeklärt ist jedoch auch hier, wie die Verankerung des Ringbalkens im Mauerwerk erfolgen soll – unter Nutzung der vorhandenen Anker oder mit einer neuen Konstruktion.

Die günstigste Lösung besteht aus meiner Sicht darin, das statische System des Turmhelmes am Fußpunkt so weit nach innen zu ziehen, so daß zum einen eine ausreichende Überdeckung durch die Mauerwerksaußenkante (da=9 m) für die Lasteinleitung der Druckkräfte in den Kernbereich des Mauerwerkes gewährleistet wird, vorhanden ist, und daß andererseits Zug- und Druckeinleitung nahe beieinander konzentriert werden können. Allerdings muß in diesem Fall der Bereich bis zur Dacheindeckung „ausgefüttert“ werden, so wie es oben im Bereich der Wölbungen der Laternenhauben erforderlich ist. Dies stellt aber kein weiteres Problem dar.

Unter Berücksichtigung aller maßgebenden Aspekte – auch der Erhaltung von möglichst viel vorhandener Bausubstanz wurde für die Lasteinleitungskonstruktion der Zugkräfte die folgende Lösung entwickelt:



1. alten Trägerrost und Muttern entfernen
2. Mauerwerk zum Teil abtragen und Zuganker freilegen
3. Zuganker prüfen nach Aufnahme der max. einzuleitenden Last von 150kN; wenn nicht ausreichend, sind neue, ausreichend dimensionierte Anker einzusetzen; wenn Tragkraft ausreicht: neues Gewinde aufrollen oder einschneiden, Überstand entfernen



4. Mörtelbett vorbereiten
5. dann: Stahlplatte (Ankerplatte) mit aufgeschweißten Zugblechen

- aufschrauben und Anker mit $\geq 150\text{kN}$ vorspannen, so daß max. Zugkraft überdrückt wird, sonst führen Verformungen infolge unterschiedlicher Lasten zum Lockern der Verbindung
6. Ankerköpfe sollen zugänglich bleiben, um evtl. nachspannen zu können, den Rest wieder verfüllen (Stahlbeton)
 7. Trägerrost (zweiteilige U-Profile) aufbringen

Hierzu siehe auch Detail auf dem Konstruktionsplan K2.

Die Druckeinleitungspunkte werden in eine Line mit den vorhandenen Ankern gelegt. Dabei sollten die Druckeinleitungsstellen möglichst nahe an den Mauerwerksscheiben liegen.

Mit einem aufgelösten zweiteiligen U-Profil werden die Lasteinleitungspunkte des Trägerrostes aus der aufgehenden Fachwerkkonstruktion ähnlich einer Traverse untergehalten; dabei umfassen die beiden U-Profile den späteren Fußpunkt der V-Stäbe der Fachwerkkonstruktion; Anschlußbleche für die justierende Verschraubung und spätere Baustellenschweißung werden an die Flansche der U-Profile angeschweißt.

Die erforderlichen Zugstangen zum Niederhalten der „Traverse“ werden in die Zugbleche der Ankerplatte eingeschweißt.

Die aufgehenden Vertikalstäbe der Fachwerkkonstruktion werden nachträglich (beim Einheben) auf die zweiteiligen U-Profile des Trägerrostes aufgesetzt und ihre Fußplatten zunächst durch Montagejustierschrauben fixiert. Danach erfolgt die Herstellung der endgültigen Schweißverbindung, damit der Anschluß zug- und druckfest ist. Die Druckkräfte werden über die zweiteiligen U-Profile des Trägerrostes abgetragen; die Zugkräfte über die Traverse. Eventuelle Einbautoleranzen können durch das aufgelöste zweiteilige U-Profil der Traverse ausgeglichen werden. Hierzu siehe Detail auf dem Konstruktionsplan K6.

4.2.4. Unterteilung in Hebeabschnitte

Nun stellt sich die Frage, wieviele Konstruktionsabschnitte sich als sinnvoll erweisen. Hierbei sind mehrere Aspekte zu berücksichtigen. Zum ersten wirkt sich jede Anschlußstelle zweier Teile, deren Montage auf dem Turm erfolgen muß, ungünstig auf die Bauzeit und somit sowohl auf die Lohnkosten als auch auf die Vorhaltekosten für den Mobilkran aus. Andererseits führen zu große Einzelteile, der Extremfall wäre ein Heben des Turmhelmes im Ganzen, zu unnötigen Beanspruchungen im Montagezustand. Dieser Lastfall sollte jedoch für die Bemessung möglichst nicht maßgebend werden, da die Konstruktion dann für ihre restliche Lebensdauer unnötigerweise überbemessen wäre.

Weiterhin ist zu beachten, daß mit zunehmender Größe der zu hebenden Teile auch die Vorfertigung auf dem Kirchenvorplatz verkompliziert wird, da man ab einer bestimmten Höhe ebenfalls wieder auf ein Baugerüst – eigens für die Vorfertigung – angewiesen ist.

Desweiteren sollte die Unterteilung in die Hebeabschnitte möglichst an Stellen erfolgen, an denen die Zugänglichkeit für die Endmontage, sowohl für die Tragkonstruktion als auch für die Kupferdacheindeckung, auf dem Turm gegeben ist. Hierfür bieten sich natürlich die Öffnungen in den Laternen an. Nun ist auch hier wieder zu überlegen, ob die Auftrennung sinnvoll unterhalb der Öffnungen, in der Ebene der Plattformen, oder besser oberhalb der Öffnungen, in der Ebene der Unterkanten der Laternenhauben, erfolgen soll. Bei einer Teilung der Konstruktion oberhalb der Öffnungen ist die Anschlußstelle, an welcher die Teile oben auf dem Turm zusammengefügt werden, durch den Überstand der darüberliegenden Laternenhaube vor Witterungseinflüssen wie ablaufendes Regenwasser geschützt. Somit muß die Kupferverkleidung dort nicht unbedingt rundum geschlossen sein – die Stahlkonstruktion im Inneren könnte an der Anschlußstelle frei zugänglich sein. Daraus entsteht der Vorteil, daß die Kupferverkleidung vollständig am Boden vorgefertigt werden kann, weil nach der Verbindung der Stahlkonstruktion nicht nachgearbeitet werden muß. Andererseits muß für den

Zeitpunkt der Herstellung der Verbindungsstellen für die damit betrauten Arbeiter in dieser Ebene die Begehbarkeit ermöglicht werden. Dies erfordert sowohl das Vorhandensein einer Zwischendecke mit Absturzsicherung als auch der Treppe. Letzteres bedeutet, daß die Auftrennung der auch für spätere Wartungsarbeiten erforderlichen Spindeltrappe ebenfalls in die selben Abschnitte erfolgen muß. Eine Auftrennung der Treppe, zumindest im unteren Abschnitt des Helmes, muß sowieso in der Ebene der Turmgalerie erfolgen, da eine zentrische Anordnung wegen der aus der Glockenstube ankommenden, bereits vorhandenen Spindeltrappe hier nicht möglich ist, zumindest wenn diese weiterverwendet wird. Bei einem Austausch dieser Treppe kann auch über eine zentrisch durchlaufende Lösung bis zur Turmgalerie nachgedacht werden.

Diese Auftrennung der Treppe stellt jedoch kein Problem dar. Nachteilig wirkt sich allerdings aus, daß eigens für diesen Montagezustand jeweils an der Unterseite der Laternenhauben später nicht mehr erforderliche Zwischendecken angeordnet werden müssen. Betrachtet man diesen Aspekt etwas näher, so bietet sich eine Trennung in die Abschnitte eher am jeweils unteren Ende der Öffnungen an, da hier in jedem Fall Decken als sogenannte "Wetterböden" erforderlich sind, auf denen durch die Öffnungen eindringendes Niederschlagswasser und Schnee abgeleitet werden können. Zudem ist in diesen Ebenen eine Begehbarkeit – zumindest zu untergeordneten Zwecken – in jedem Fall vorzusehen, da sonst die Öffnungen und insbesondere auch die Turmgalerie keinen Sinn ergeben. Zudem wird eine eventuelle Begehbarkeit für Besucherverkehr bis zur Turmgalerie in Betracht gezogen. Auch eine Teilung der Treppe wäre aus oben angeführten Gründen wie auch aufgrund eines in jedem Fall anzuordnenden Treppenausstrittes an dieser Stelle zweckmäßig. Nachteilig ist bei dieser Variante allerdings, daß einige Nacharbeiten an der Abdichtung der Kupferverkleidung nach der Endmontage oben auf dem Turm erfolgen müssen. Dafür sind die Lichtverhältnisse und die Zugänglichkeit für die Herstellung der Verbindungen der Stahlkonstruktion bei dieser Variante

besser. Zudem werden die Kosten für eine temporäre Absturzsicherung eingespart, da das Geländer der Turmgalerie am ersten Hebeabschnitt befestigt ist.

Nun ist jedoch bei der oberen Galerie die Problematik der Stützeinspannung in das vorhandene Fachwerk zu betrachten. Wie oben bereits erläutert, ist es für die ausreichende Steifigkeit erforderlich, daß die Profile bis zur Ebene des Knickpunktes in der Dacheindeckung durchlaufen. Somit kann eine Auftrennung im oberen Bereich nur am unteren Ende der Profile erfolgen. Ein begehbare Zwischenboden wird zur Verteilung der Umlenkkräfte in dieser Ebene sowieso angeordnet. Für die Montage dieses Hebeabschnittes ist eine temporäre Absturzsicherung erforderlich.

Als Resultat der Abwägung dieser verschiedenen Möglichkeiten wird die Konstruktion also montagetechnisch im unteren Teil in der Ebene der begehbaren Plattform aufgetrennt, im oberen Bereich im Knickpunkt unterhalb der Plattform. Eine weitere Trennung des oberen Teils in Laterne und Spitze wird als nicht sinnvoll angesehen, da die Nacharbeiten an der Dacheindeckung auf dem Turm aufgrund der schlechten Zugänglichkeit sehr aufwendig sein würden.

Wichtig ist in jedem Fall, daß die einzelnen Hebeteile im Bauzustand in sich geschlossene und geometrisch stabile Einheiten bilden.

Die Unterteilung ist dem Plan K1 im Anhang 2 zu entnehmen.

4.3 baukonstruktive Gesichtspunkte

4.3.1. *baukonstruktive Detailpunkte*

Unter diesem Punkt ist insbesondere eine Anschlußausbildung für die Kupferdacheindeckung zu entwickeln. Es ist zu beachten, daß sich Kupfer und Stahltragkonstruktion wegen der sonst eintretenden Kontaktkorrosion nicht berühren dürfen.

Nach den Regeln des deutschen Dachdeckerhandwerks ist eine nichttragende Dacheindeckung auf Kupferblech in jedem Fall auf einer Holzschalung zu verlegen. Diese Holzschicht hat gleichzeitig die erforderliche Schutzwirkung gegen Berührung der beiden verschiedenen Metalle. Als Regelausführung wird hierfür eine Mindestdicke von 3 cm gewählt. Infolge der großen Spannweiten im Montageteil 1 werden für die Deckunterlage in diesem unteren Bereich dickere Bohlen von 3,5 cm benötigt.

Der Anschluß der Holzschalung an die Stahlkonstruktion erfolgt in der Weise, daß an jedem Vertikalstab ein Kantholz, welches entsprechend der benötigten Außenmaße (siehe hierzu Plan F2.4) in Form gefräst wird, mit einer Montageschraube durch den Schlitz der zweiteiligen Profile befestigt wird. Die Breite des Schlitzes ist mit 3 cm so groß bemessen, daß der Durchmesser auch größerer Schrauben hindurch paßt. Für den Schraubenkopf wird das Holz gesenkt, damit hierauf die Holzschalung bündig genagelt werden kann.

Unter den Fußböden der Turmgalerien ist eine Abdichtung vorzusehen. Diese kann ebenfalls aus Kupferblech ausgeführt werden, damit beim Wasserablauf keine Korrosion in Fließrichtung des Wassers auftreten kann. Entsprechend sind die erforderlichen Fallrohre auch in Kupfer auszuführen (Einheitlichkeit der Materialwahl).

Die Turmspitze bildet den oberen Abschluß einschließlich des Drehlagers für den Wetterhahne. Diese sind Sonderbauteile, die z. B. aus Edelstahl bestehen könnten, da hier die Verträglichkeit mit Kupfer gegeben ist. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden diese Teile jedoch nicht weiter betrachtet.

4.3.2. *Korrosionsschutz*

Die Stahlkonstruktion ist unbedingt vor Korrosion zu schützen, um eine entsprechende Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Die Konstruktion ist durch die Anschlüsse der Holzschalung auf Kanthölzern hinterlüftet, so daß sie im Falle eindringender Feuchte über die offenen Galerien schnell wieder austrocknen kann. Dennoch hat die Konstruktion – über diese Galerieöffnungen – ständig Außenluftkontakt, wenngleich sie nicht der direkten Bewitterung ausgesetzt ist.

Als guter Korrosionsschutz wird sollte ein Duplex-System verwendet werde, das aus einer Verzinkung und zusätzlichen Anstrichen besteht.

Die auf der Baustelle hergestellten Anschlüsse müssen, insbesondere nach der Fertigstellung der Schweißnähte, von hand nachgearbeitet werden, damit der Schutz vollständig ist. Duplex-Systemen wird eine Haltbarkeit von ca. 30 Jahren bescheinigt. Nach Ablauf dieser Zeit muß der Korrosionsschutz erneuert werden. Durch den oben erwähnten Abstand zwischen Stahlkonstruktion und Holzschalung ist ein nachträglicher Neuanstrich für den größten Teil der Konstruktion problemlos möglich. Einziger Nachteil sind die Stellen der Vertikalstäbe, an denen die Kanthölzer aufliegen. Hier ist jedoch die Möglichkeit des Feuchtezutrittes und somit die Abnutzung der vorhandenen Korrosionsschutzschicht wesentlich geringer.

4.4. Lastannahmen (Einwirkungen)

4.4.1. ständige Einwirkungen

Eigenlasten

Dacheindeckung

Der Turmhelm wird vollständig in Kupferblech auf Holzschalung eingedeckt. Nach den Regeln des Deutschen Dachdeckerhandwerks¹ sind nichtselbstragende Metaldacheindeckungen grundsätzlich auf vollflächigen Deckunterlagen zu verlegen. Deckunterlagen aus Holz sind mit Nut und Feder zu verwenden.

Die Mindestdicke der Deckunterlagen beträgt ≥ 24 mm bzw. bei stark Windsoggefährdeten Bauteilen ≥ 30 mm (im Bereich von Sogspitzen).

In Abhängigkeit von der Stützweite der Holzschalung müssen zum Teil größere Dicken gewählt werden.

Nach DIN 1055, T.1 gilt als Berechnungsgewicht für Kupferdach mit doppelter Falzung (Kupferblech 0,6 mm dick, einschließlich 22 mm Schalung) $g = 0,30 \text{ kN/m}^2$.

Dieser Wert muß in Abhängigkeit der jeweils erforderlichen Schalungsdicke erhöht werden.

Vordimensionierung der Holzschalung (Deckunterlage)

Ermittlung der erforderlichen Schalungsdicke in Abhängigkeit von der Stützweite nach DIN 1052, Teil 1 unter Windbeanspruchung:

- Belastung infolge Winddruck: $w_d = 0,88 \text{ kN/m}^2$ (Zusatzlast)
- Belastung aus Eigengewicht: in Windrichtung ≈ 0 , da Dachneigung $> 80^\circ$

¹ siehe Anhang 5: Anforderungen an nichtselbstragende Metaldacheindeckungen

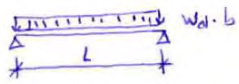
- zulässige Spannungen (NH, S10), LFH Z:


Biegung: zul $\sigma_B = 1,25 \cdot 10 \text{ MN/m}^2 = 12,5 \text{ MN/m}^2$

- zulässige Durchbiegungen von Dach- und Deckenschalungen:
unter Gesamtklast $f \leq L/200$

- erforderliche Schalungsdicke bezügl. Biegung:

Nachweisformat: $\frac{M/W_n}{\text{zul } \sigma_B} \leq 1$ mit W_n ... nutzbares Widerstandsmoment

stat. System Schalungsbrett:  $w_d \cdot b$ $\max M = \frac{w_d \cdot b \cdot L^2}{8}$

Querschnitt Schalungsbrett:  $W_n = \frac{bd^2}{6}$; $y = \frac{bd^3}{12}$

Einsetzen in Nachweis: $\frac{w_d \cdot b \cdot L^2 \cdot b^3}{8 \cdot b \cdot d^2} \leq 12,5 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_B$

$$\frac{L^2}{d^2} \leq \frac{4}{3} \cdot 12,5 \text{ MN/m}^2 : 0,88 \text{ kN/m}^2 = w_d$$

$$\frac{L^2}{d^2} \leq 18,94 \cdot 10^3$$

$$d \geq \sqrt{\frac{L^2}{18,94 \cdot 10^3}} = 7,266 \cdot 10^{-3} \cdot L$$

- erforderliche Schalungsdicke bezügl. Durchbiegung:

E-Modul NH, S10, $u \leq 20\%$: $E = 10.000 \text{ MN/m}^2$

$$f = \frac{w_d \cdot b \cdot L^4}{76,8 E I} = \frac{0,88 \cdot b \cdot L^4 \cdot 12}{76,8 \cdot 10.000 \cdot 10^3 \cdot b \cdot d^3} = 1,375 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{L^4}{d^3}$$

$$\frac{L}{200} = \text{zul } f \geq \text{vorh } f = 1,375 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{L^4}{d^3}$$

$$\frac{L^3}{d^3} \leq \frac{1}{200 \cdot 1,375 \cdot 10^{-8}} = 363.636,36$$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{L^3}{363.636,36}} = 14,010 \cdot 10^{-3} \cdot L \quad (\text{maßgebend})$$

Somit ergibt sich die erforderliche Schalungsdicke in Abhängigkeit von der Stützweite zu:

$$\boxed{d_{\text{erf}}^{[\text{mm}]} \geq 14 \cdot L_w^{[\text{m}]}}$$

Rechenwert Eigengewicht NH: $g_{\text{max}} = 6 \text{ kN/m}^3$

Die Festlegung der Schalungsdicken pro Höhenabschnitt des Turmhelmes erfolgt tabellarisch:

	max Lw [m]	erf d [mm]	Erhöhung Δg [kN/m ²]	Rechenwert g [kN/m ²]
+40.00				
+35.35		$\underline{30} = d_{\min}^{\text{seg}}$	0,05	0,35
+26.65	0,48	6,7 $< \underline{30} = d_{\min}^{\text{seg}}$	0,05	0,35
+22.35	1,08	15 $< \underline{30} = d_{\min}^{\text{seg}}$	0,05	0,35
+19.10	1,08	15 $< \underline{30} = d_{\min}^{\text{seg}}$	0,05	0,35
+15.10	1,90	26,6 $< \underline{30} = d_{\min}^{\text{seg}}$	0,05	0,35
+9.50	1,90	26,6 $< \underline{30} = d_{\min}^{\text{seg}}$	0,05	0,35
±0.00	2,40	33,6 gew. $\underline{35}$	0,08	0,38

Tab. 2 Eigenlasten aus der Dacheindeckung (Flächengewichte)

Stahltragkonstruktion (Haupttragstruktur + Horizontalausstüfung)

spezif. Gewicht Stahl: $7,85 \cdot 10^{-8} \text{ kN/mm}^3$

Die Eigenlast der Stahltragkonstruktion wird durch das Rechenprogramm für die tragenden Stahlquerschnitte anhand der Querschnittsflächen und Stablängen automatisch berücksichtigt.

Der Anteil an Knotenblechen, Beulsteifen und in den Stabquerschnitten nicht erfaßten Tragwerksteilen (wie die Zusatzkonstruktion zur Formgebung der Dacheindeckung) wird durch einen panschalen Aufschlag von 30% berücksichtigt. (Erhöhungsfaktor 1,3)

Zwischendecken

- Decken bei ±0.00, +15.10, +19.10, +22.35, +26.65 m:

Holzdielung $d = 3 \text{ cm}$: $\underline{g} = 0,03 \text{ m} \cdot 6 \text{ kN/m}^3 = \underline{0,18 \text{ kN/m}^3}$

Die Eigenlasten der Stahlträger werden durch das Rechenprogramm als tragende Stahlquerschnitte automatisch berücksichtigt.

• Decken bei +8.50 und +20.00 m (Wetterböden):

Holzdielung $d = 3\text{cm}$: $g_{\text{HD}} = 0,18 \text{ kN/m}^2$

Abdichtung Metallblech : $g_{\text{Metall}} = 0,1 \text{ kN/m}^2$

$$\underline{\underline{\Sigma g = 0,28 \text{ kN/m}^2}}$$

Geländer Turmgalerie

Holm und Eckstäbe werden als Stahlprofile mit Kupferverkleidung auf Holzschalung ausgeführt.

Die Füllstäbe werden aus Holz gedreckselt und mit Kupfer verkleidet.

Die kurzen Seiten werden durch eine Verbretterung, ebenfalls kupferverkleidet, geschlossen.

Geländerhöhe : 1,10 m

Füllstäbe / Verbretterung : $1,10 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 = 0,77 \text{ kN/m}$
(beidseitig Kupfer)

Holm / Geländerläufe : $\approx 0,2 \text{ kN/m} + 0,30 \cdot 0,35 \cdot 4 = 0,62 \text{ kN/m}$

pauschaler Ansatz $\Sigma \approx \underline{\underline{1,5 \text{ kN/m Geländerlänge}}}$

Spindeltreppen

Treppendurchmesser $d_{\text{TR}} = 1,50 \text{ m}$

Nach [Stahltreppen 1990] betragen die Auflagerkräfte einer 5m hohen Spindeltreppe mit $d_{\text{TR}} = 1,60$ für

Wohngebäude $V = 22,6 \text{ kN}$; $H = 0,8 \text{ kN}$ (nur Verkehrslast auf Geländer)

öff. Gebäude $V = 30,2 \text{ kN}$; $H = 1,0 \text{ kN}$ (nur Verkehrslast auf Geländer)

Die V-Lasten setzen sich zusammen aus einem Anteil $g_f = 1,0 \text{ kN/m}^2$ und einem Anteil $p = 3,5 \text{ kN/m}^2$ (Wohngeb.) bzw. $p = 5 \text{ kN/m}^2$ (öff. Geb.).

Aufgesplittet verbleibt als Eigenlast : $22,6 \cdot \frac{1,0}{3,5+1,0} = 5,02 \text{ kN}$

(bzw. $30,2 \cdot \frac{1,0}{5+1,0} = 5,03 \text{ kN}$)

Daraus ergibt sich $\underline{\underline{G_T = 5,03 \text{ kN}/5\text{m} \approx 1 \text{ kN/m Treppenhöhe}}}$

- Treppe von OK Sims (± 0.00) bis OK Turmgalerie (+ 8.50):

$$\underline{G = 8,50 \text{ m} \cdot 1 \text{ kN/m} = \underline{8,50 \text{ kN}}}$$

- Treppe von OK Turmgalerie (+8.50) bis Zwischendecke ü. Galerie (+15.10):

$$\underline{G = 6,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ kN/m} = \underline{6,60 \text{ kN}}}$$

Die Eigenlasten der Leitern oberhalb + 15. 10 m werden bereits durch den Erhöhungsfaktor der Eigenlast der Stahltragkonstruktion mit erfaßt.

- Treppe von Glockenstube (Trägerlage bei -10.00) bis OK Sims (± 0.00):

$$\underline{G = 10,00 \text{ m} \cdot 1 \text{ kN/m} = \underline{10 \text{ kN}}}$$

Kugel

$\varnothing 60 \text{ cm}$; Annahme Blechdicke $t = 10 \text{ mm}$

Materialvolumen: $V = \frac{4}{3} \pi t (3r^2 - 3rt + t^2)$

$$= \frac{4}{3} \cdot 3,14 \cdot 10 \cdot (3 \cdot 300^2 - 3 \cdot 300 \cdot 10 + 10^2) = 10,93 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Gewicht Stahl: $10,93 \cdot 10^6 \cdot 7,85 \cdot 10^{-8} = 0,86 \text{ kN}$

panschale Erhöhung für Ausstüpfungen: 20%

$$\Rightarrow \underline{G \approx 1,2 \cdot 0,86 \approx \underline{1 \text{ kN}}}$$

Wetterhahn (überschläglich)

$$b \times h = 1,60 \times 1,40 \text{ m} \Rightarrow A = 2,24 \text{ m}^2$$

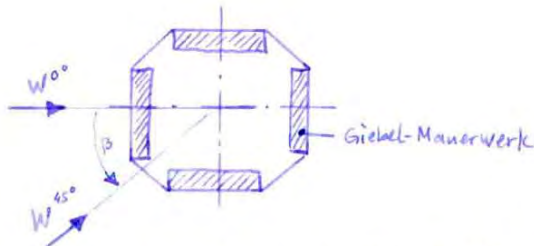
$$\text{beidseitig Stahlblech } t = 10 \text{ mm} \Rightarrow V = 2,24 \cdot 0,01 = 0,0224 \text{ m}^3$$

$$\underline{G \approx 78,5 \cdot 0,0224 = \underline{1,8 \text{ kN}}}$$

4.4.2. verändertliche Einwirkungen

Windlasten

Bezüglich der Belastung aus Wind werden zwei Anströmrichtungen unterschieden:

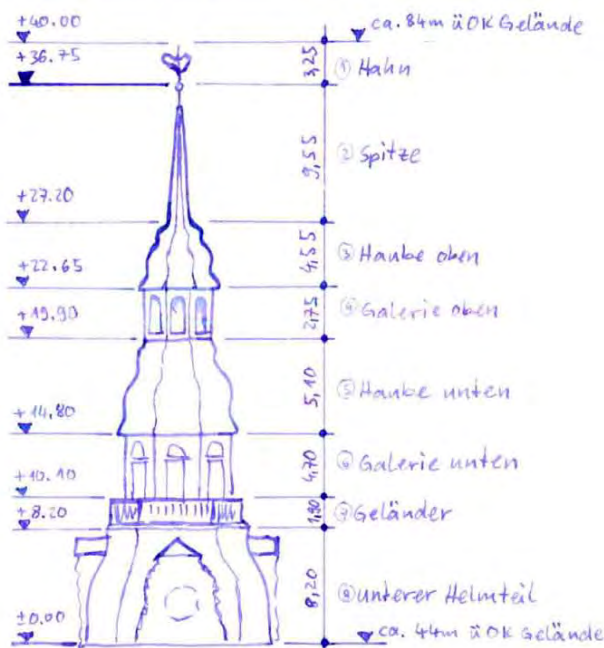


$\beta = 0^\circ$: Anströmung \perp Giebel

$\beta = 45^\circ$: Anströmung über Eck

Bemessungsmaßgebend ist $\beta = 0^\circ$, da der Helm um diese Achse das kleinste Widerstandsmoment besitzt.

Gliederung des Turmhelmes in vertikale Abschnitte:



Für die Ermittlung der Windlasten gibt DIN 1055, T.4 zwei Möglichkeiten an:

- 1) Die Ermittlung von resultierenden Windkräften auf prismatische Stäbe mittels Kraftbeiwerten c_f . Sie wirkt auf das gesamte Bauwerk/Bauteil.
- 2) Die Ermittlung von Winddrücken auf die Seiten- und Dachflächen prismatischer Baukörper. Hier werden auch Sogspitzen berücksichtigt, welche dynamische Windwirkungen enthalten.

Auf der sicheren Seite liegend wird er jeweils höhere Wert als maßgebend angesetzt, d.h. die Winddrücke nach 2) werden ggf. erhöht, falls sie nach 1) eine größere resultierende Windkraft ergibt.

Die Ermittlung des Winddrucks (und-sogs) erfolgt jeweils getrennt für die auf der vorigen Seite skizzierten vertikalen Abschnitte.

Lage des Bauwerks im Gelände:



vertikale Lage zw. 20m und 100m ü. OK Gel.

⇒ Windgeschwindigkeit $v = 42 \text{ m/s}$

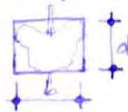
Staudruck $q = 1,1 \text{ kN/m}^2$

(gilt für den gesamten Turmhelm)

Abschnitt ① - Wetterhahn

vereinfachte Annahme als Flagge mit festgespanntem Flaggentuch

unschränkendes Rechteck



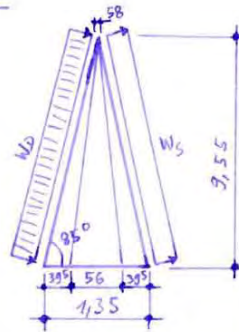
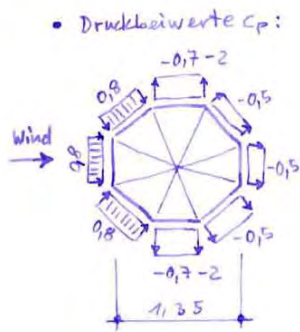
$b \times d = 1,60 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}$ [Kühn 1304]

Abmessungsverhältnis $d/b = 1,60/1,60 = 0,875 < 5$ ⇒ Kraftbeiwert $c_f = 1,2$

Bezugsfläche $A = 1,60 \cdot 1,40 = 2,24 \text{ m}^2$

resultierende Windkraft: $\underline{W_1} = c_f \cdot q \cdot A = 1,2 \cdot 1,1 \cdot 2,24 = \underline{2,96 \text{ kN}}$
(angreifend im Schwerpunkt bei +39,30m)

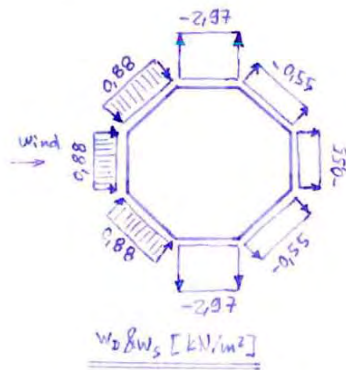
Abschnitt ② - Spitze



Dachneigung $\approx 85^\circ$
 \Rightarrow Bauwerk wirkt ähnlich einer Wand
 \Rightarrow Sogspitzen an Windparallelen Seiten $c_p = -2$
 (auf einer Brücke von $1m \leq \frac{1.35}{8} \leq 2m$)

• Kraftbeiwert c_f : $\lambda = 2 \cdot \frac{3.55}{\frac{1.35 + 0.58}{2}} = 19.7 \Rightarrow \psi = 0.75 \Rightarrow c_f = 1.4 \cdot 0.75 = 1.05$
 resultierende Windkraft: $W_2(c_f) = 1.05 \cdot 1.1 \cdot \frac{1.35 + 0.58}{2} \cdot 3.55 = 10.71 \text{ kN}$

Winddrücke/-sog: $w = c_p \cdot q = 0.8 \cdot 1.1 = 0.88 \text{ kN/m}^2$



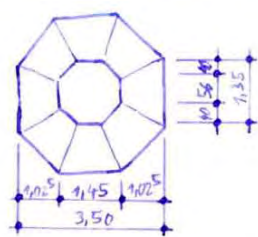
$-0.7 \cdot 1.1 = -0.77 \text{ kN/m}^2$
 $-2 \cdot 1.1 = -2.2 \text{ kN/m}^2$
 $-0.5 \cdot 1.1 = -0.55 \text{ kN/m}^2$
 $\left. \begin{matrix} -0.77 \\ -2.2 \\ -0.55 \end{matrix} \right\} \approx -2.97 \text{ kN/m}^2$

\Rightarrow hieraus resultierende Windkraft:

$W_2(c_p) = \frac{1.35 + 0.58}{2} \cdot 3.55 \cdot (0.88 + 0.55) \cdot 1.1$
 $= 13.18 \text{ kN} > W_2(c_f)$

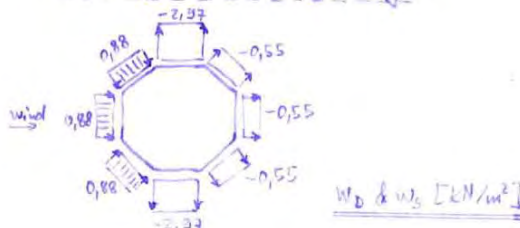
\Rightarrow Windkraft $W_2(c_f)$ ist nicht maßgebend

Abschnitt ③ - Haube oben



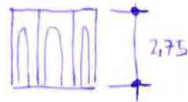
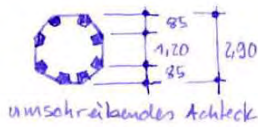
• Windkraft mittels c_f : $\lambda = 3.9 \Rightarrow c_f = 1.4 \cdot 0.65 = 0.91 \Rightarrow W_3(c_f) = 0.91 \cdot 1.1 \cdot 14.29 = 14.30 \text{ kN}$
 • Windkraft mittels c_p : $W_2(c_p) = \frac{3.50 + 1.35}{2} \cdot 4.55 \cdot (0.88 + 0.55) = 15.77 \text{ kN}$ (maßgeb.)

\Rightarrow Werte für Winddruck/-sog:



Abschnitt ④ - Galerie oben

Auf der sicheren Seite liegend wird dieser Abschnitt näherungsweise als geschlossen betrachtet, da die einzelnen Stützen einen großen Anteil an der Gesamtwindangriffsfläche besitzen.

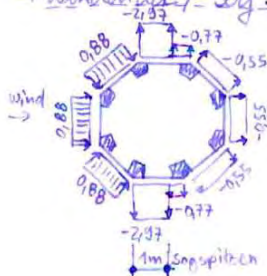


βen Anteil an der Gesamtwindangriffsfläche besitzen.

$$W_4(c_p) = 1,29 \cdot 1,1 \cdot 7,98 = 11,32 \text{ kN} \quad (\text{mit } \lambda \geq 70; c_p = 1,29)$$

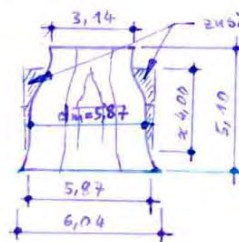
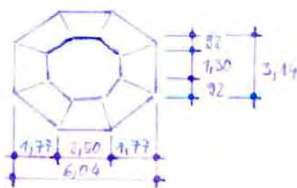
$$W_4(c_p) = 2,90 \cdot 2,75 \cdot (0,88 + 0,55) = 11,40 \text{ kN} \quad (\text{maßgebend})$$

⇒ Winddruck /- sog:



w_D & w_S [kN/m²]

Abschnitt ⑤ - Haube unten



⇒ Windangriffsfläche je Seitenaufbau:

$$A = \frac{5,87 - 3,14}{2} \cdot \frac{4,00}{2} = 2,70 \text{ m}^2$$

⇒ zusätzliche Windkraft:

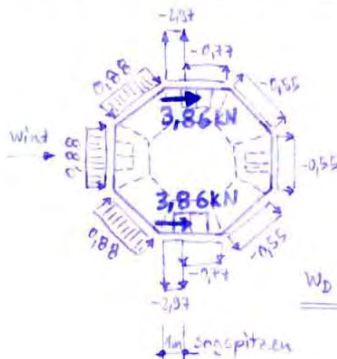
$$W_{S,zus} = 2 \cdot 2,70 \cdot (0,88 + 0,55) = 7,72 \text{ kN}$$

$$(W_{S,zus}/2 = 3,86 \text{ kN})$$

• Windkraft mittels c_p : $W_S^{(c_p)} = 1,29 \cdot 1,1 \cdot 5,87 \cdot 5,10 = 28,30 \text{ kN}$

• Windkraft mittels c_p : $W_S(c_p) = \frac{6,04 + 3,14}{2} \cdot 5,10 \cdot (0,88 + 0,55) = 33,47 \text{ kN}$ (maßg.)

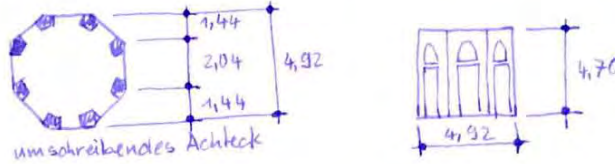
Winddruck /- sog + zusätzl. Einzellasten:



w_D & w_S [kN/m²] + $2 \cdot W_{S,zus}/2$ [kN]

Abschnitt ⑥ - Galerie unten

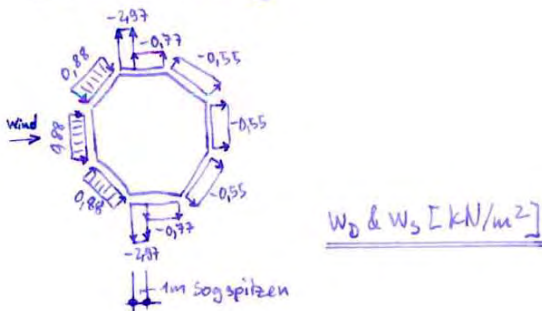
Auf der sicheren Seite liegend wird dieser Abschnitt näherungsweise als geschlossen betrachtet, da die einzelnen Stützen einen großen Anteil an der Gesamtwindangriffsfläche besitzen.



$$W_6(c_f) = 1,29 \cdot 1,1 \cdot 4,92 \cdot 4,70 = 32,81 \text{ kN}$$

$$W_6(c_p) = 4,92 \cdot 4,70 \cdot (0,38 + 0,55) = 33,07 \text{ kN (maßg.)}$$

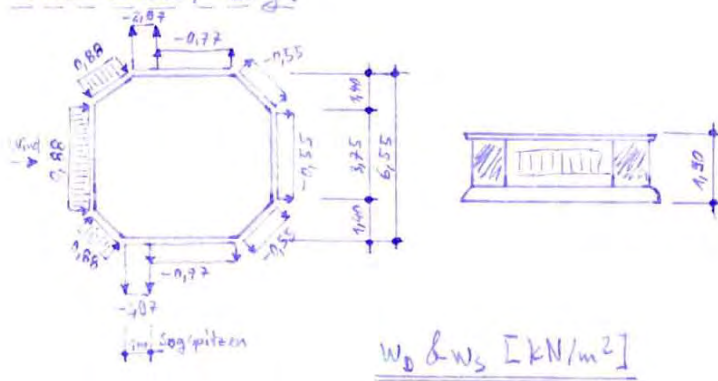
Winddruck / -sog:



Abschnitt ⑦ - Geländer

Dieses wird ebenfalls näherungsweise als geschlossen betrachtet (s. oben).

Winddruck / -sog:



Verkehrslasten

auf Zwischendecken (lotrecht)

Bis zur Turmgalerie (+8.50) wird eine öffentliche Zugänglichkeit eingeplant. Daraus ergeben sich bis in diese Ebene erhöhte Verkehrslastannahmen.

- Decken ±0.00m und +8.50m :

$p = 5 \text{ kN/m}^2$

- Decken +15.10, (+19.10), +20.00, +22.35, +26.65m :

Zeitweiliger Aufenthalt von Personen

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

an Geländer Turmgalerie (horizontal)

$P_H = 1 \text{ kN/m}$ in Holmhöhe

auf Treppen

bis zur Höhe +8.50m : $p = 5 \text{ kN/m}^2$ ($\approx 5 \times \text{Eigencast } g = 10 \text{ kN/m}^2$)

ab Höhe +8.50m : $p = 3,5 \text{ kN/m}^2$ ($\approx 3,5 \times \text{Eigencast } g = 10 \text{ kN/m}^2$)

- Treppe ±0.00m bis +8.50m :

$P = 5 \cdot 8,50 \text{ kN} = 42,5 \text{ kN}$ (lotrecht) ; $P_H = 1,0 \text{ kN}$ (horizontal; inf. last auf Geländerholm)

siehe Bemerkungen zu Eigenlastannahmen Spindeltreppen

- Treppe +8.50m bis +15.10m :

$P = 3,5 \cdot 6,60 \text{ kN} = 23,1 \text{ kN}$ (lotrecht) ; $P_H = 0,8 \text{ kN}$ (horizontal; inf. last auf Geländerholm)

- Treppe -10.00m bis ±0.00m :

$P = 5 \cdot 10 \text{ kN} = 50 \text{ kN}$ (lotrecht) ; $P_H = 1,0 \text{ kN}$ (horizontal; inf. last auf Geländerholm)

(nach: Estantreppen 1990)

auf Leitern (ab +15.10m)

„Mannlast“ : $P = 1 \text{ kN}$ (lotrecht)

Schneelasten

Aufgrund der steilen Dachneigung des Turmhelmes von mehr als 70° ist keine Schneelast in Ansatz zu bringen.

(Abminderungsfaktor $k_s = 0$ nach DIN 1055, Teil 5)

Dynamische Beanspruchung aus Glockenläuten

Der Hauptturm wird durch schwingende Glocken beansprucht und fällt somit in den Gültigkeitsbereich der DIN 4178 - Glockentürme.

Bei einem rechnerischen Nachweis wird folgendes gefordert: „Die Turmeigenschwingzahl soll höher als die höchste glockenteilschwingzahl 3. Ordnung sein und zu dieser einen Abstand von mindestens 20% des Wertes haben (Resonanzabstand). [...] Zur Ermittlung der Turmeigenschwingzahlen wird auf die Literatur verwiesen.“

In der Literatur wird übereinstimmend angegeben, daß die unumgänglichen Vereinfachungen bei Lastannahmen, Baustoffkennwerten, Steifigkeitsannahmen (insbesondere bei ribanfälligen Mauerwerk und Stahlbeton) sowie Baugrundeigenschaften und evtl. nicht berücksichtigter Verkleidungsbautile, welche bei einem rechnerischen Nachweis erforderlich sind, zu erheblichen Ungenauigkeiten bei der Ermittlung der Turmeigenschwingzahlen führen [Kramer 1997], [Schütz 1994], usw. Zudem existiert eine kaum abschätzbare Beeinflussung des Schwingungsverhaltens von Türmen, die ein- oder zweiseitig in das Kirchenschiff eingebunden sind. Eine

Berechnung führt nur bei freistehenden einzelnen Türmen zu genaueren Ergebnissen. Daher ist es in der Regel erforderlich, Schwingungsmessungen am bestehenden Bauwerk durchzuführen, um die Turmeigenschwingzahlen genau feststellen zu können.

Im vorliegenden Fall sind die Schwingungsmessungen am fertiggestellten Bauwerk durchzuführen, da nur so das Zusammenwirken von Turmschaftmauerwerk und neu zu errichtender Helmkonstruktion erfaßt werden kann. Eine Messung am Turmschaft allein zum jetzigen Zeitpunkt würde keine brauchbaren Ergebnisse liefern.

Wird die Turmeigenschwingzahl am bestehenden Bauwerk meßtechnisch ermittelt, so verkleinert sich der in DIN 4178 geforderte Resonanzabstand auf 10%.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Schwingungsverhalten für die neu zu errichtende Helmkonstruktion herausgelöst überschläglich abgeschätzt. Hierzu wird auf den Anhang 5 verwiesen.

4.4.3. Teilsicherheitsbeiwerte

ständige Einwirkungen, ungünstig wirkend	1,35
- " - , günstig wirkend	1,0
veränderliche Einwirkungen	1,5

Kombinationsbeiwert bei mehreren veränd. Einwirkg.: 0,9

Die Teilsicherheitsbeiwerte sowie der Kombinationsbeiwert werden bei der Bildung der Grundkombinationen nach DIN 18800, Teil 1 (710) berücksichtigt.

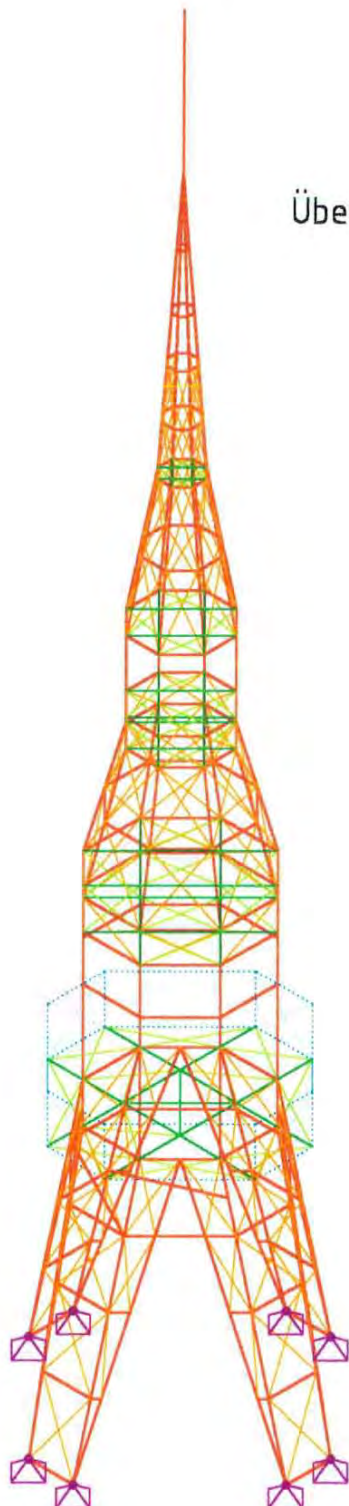
4.5. Schnittgrößenermittlung mittels R-Stab 5.0

4.5.1. statisches Rechenmodell

Statisches System im Endzustand

Die maßstäbliche Zeichnung in Ansicht und Schnitten ist auf den Plänen S1 und S2 im Anhang 2 dargestellt.

Übersichtsskizze isometrisch



LEGENDE

Haupttragfunktion - Turmaußenskelett

- Horizontal- und Vertikalstäbe
- Diagonalstäbe

Nebentragfkt. - Horizontalaussteifungen

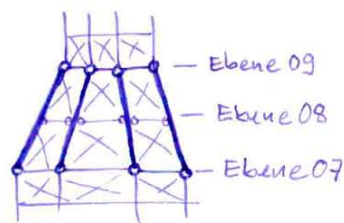
- Trägerroste
- Diagonalen

- Geländer der Turmgalerie

Die Modellierung des statischen Systems als Mischsystem aus Fachwerk und Rahmentragwerk, da infolge der Öffnungen der Galerien keine Modellierung als reines räumliches Fachwerk möglich ist.

Um eine möglichst große Steifigkeit des Systems zu erzielen - dies ist nötig, damit die Eigenkreisfrequenzen möglichst groß werden, um dem Resonanzproblem im Lastfall Glockenläuten zu begegnen, wurden auch Vertikalstäbe als biegesteif durchlaufend modelliert, die bei der Montage aus einem durchgehenden Profil hergestellt werden können (innerhalb eines Schusses).

Beispiel:



keine Zwischengelenke der Vertikalstäbe in Ebene 08 (Sparren)

Zudem hat sich durch Vergleichsrechnungen ergeben, daß sinnvoll auch die Fußpunkte der Rahmenstiele der Galerieöffnungen biegesteif an die von unten ankommenden Sparren angeschlossen werden sollten, um die Verformungen infolge Windlast zu begrenzen. An diesen Stellen wurden die Anschlussbedingungen also ebenfalls ohne Stabendgelenke definiert.

Die Auflagerbedingungen wurden als allseitig gelenkig definiert, da ein biegesteifer Anschluß hier nicht gewährleistet werden kann.

Bei den gekreuzten Diagonalen wird zugelassen, daß sie unter Druckbeanspruchung ausknicken. Bei der Modellierung wird dieses durch die Definition als sog. „Knickstäbe“ erreicht, die Druckkräfte nur bis zur Euler-Knicklast aufnehmen und danach versagen, d.h. im System ausfallen.

Zur besseren Übersichtlichkeit werden die horizontalen Ebenen in aufsteigender Reihenfolge durchnummeriert. (siehe nächstes Blatt)

Die Knotennumerierung erfolgt ebenfalls systematisch von unten aufsteigend zur Spitze; zuerst für die Achtecke (Grate) und dann für alle zusätzlichen Knoten (z.B. entlang der Uhranschieben, Schnittpunkte der Trägerroste in den horizontalen Ausschüfungsebenen).

Die Lage des globalen Koordinatensystems zur Zuordnung der Knotenpunktkoordinaten ist auf der nächsten Seite abgebildet.

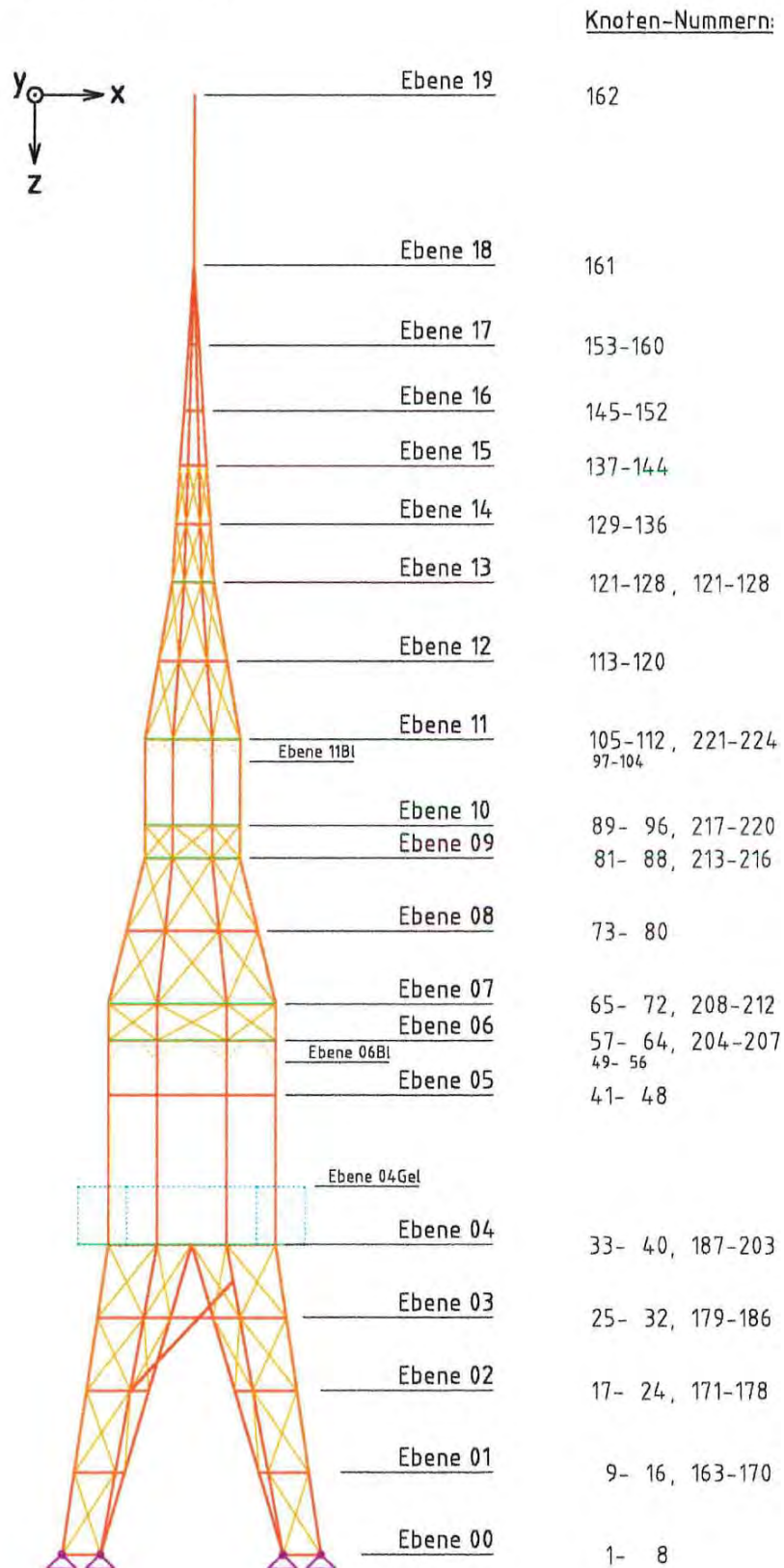
Auf der übernächsten Seite sind die vergebenen Stabnummern angetragen; farblich gekennzeichnet nach der Funktion im System.

Tabellarische Ausdrücke siehe „Strukturdaten“ im Ausdruckprotokoll von R-Stab im Anhang 4.

Als Berechnungspart wird Theorie I. Ordnung gewählt, da in diesem System keine großen Normalkräfte (vgl. Kranbahnstützen) auftreten, welche zu nicht mehr vernachlässigbaren Vergrößerungen der Biegemomente führen könnten.

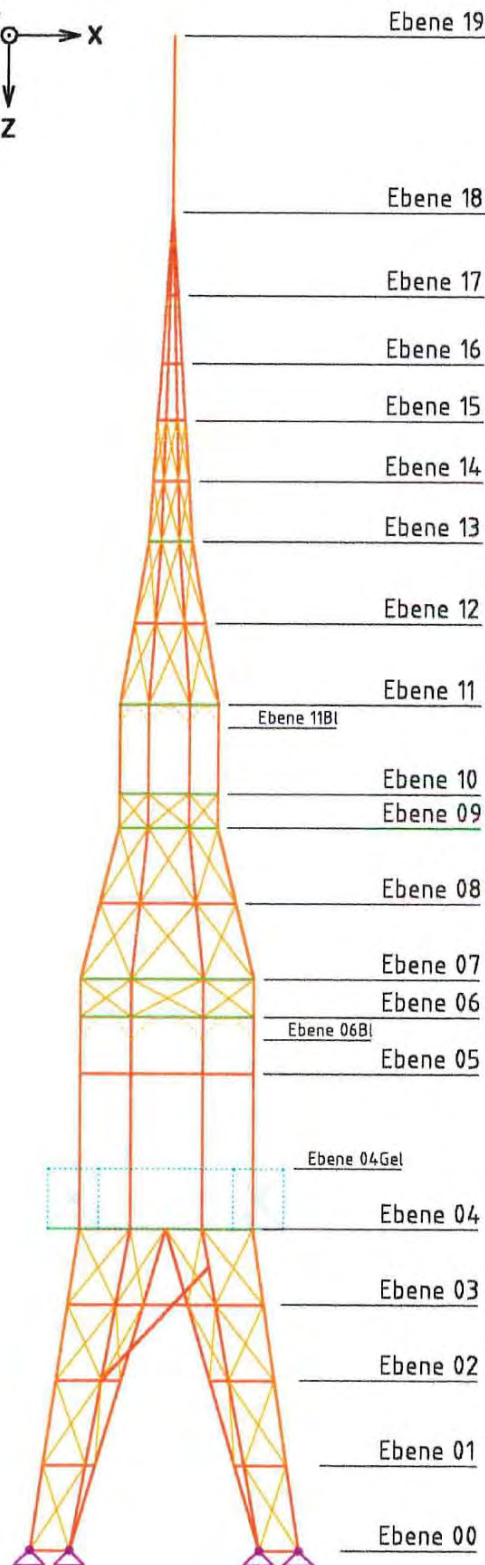
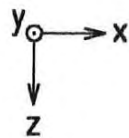
Lage des globalen Koordinatensystems und
Definition der horizontalen Ebenen mit Knotennummerierung

Ansicht M 1:200



Lage des globalen Koordinatensystems und
Definition der horizontalen Ebenen mit Stabnumerierung

Ansicht M 1:200

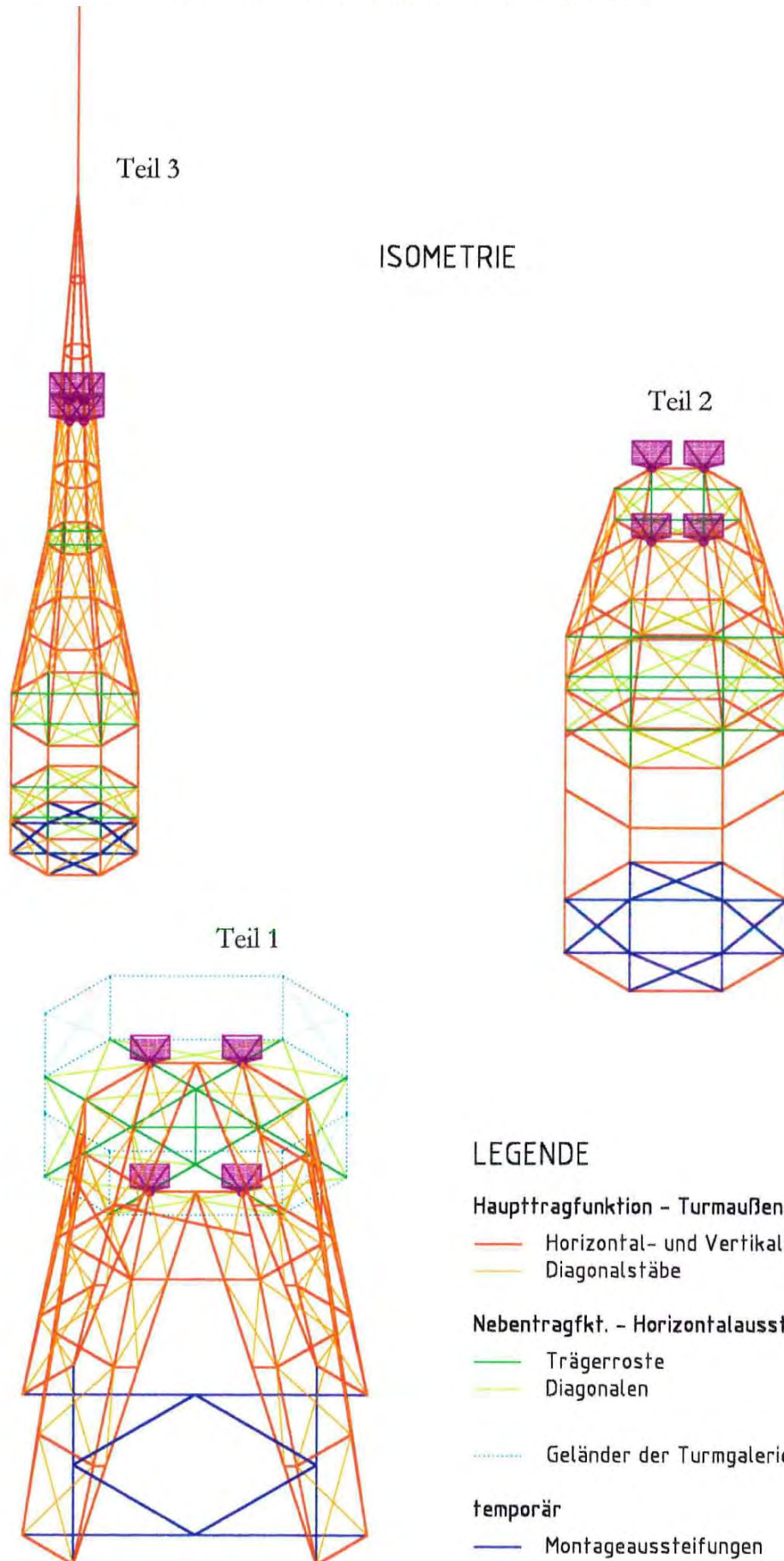


Stab-Nummern:

Vertikal- und Diagonalstäbe:
Horizontalstäbe:

	161
	153-160
	346-353
	145-152
	338-345
	137-144
	330-337
	129-136, 538-553
	322-329
	121-128, 522-537
	314-321, 638-649, 714-721
	113-120, 506-521
	306-313
	105-112, 490-505
	298-305, 626-637, 706-713
	97-104
	89- 96
	290-297, 614-625, 698-705
	81- 88, 474-489
	282-289, 602-613, 690-697
	73- 80, 458-473
	274-281
	65- 72, 442-457
	266-273, 590-601, 682-689
	57- 64, 426-441
	258-265, 578-589, 674-681
	49- 56
	41- 48
	250-257
	33- 40
	738-745
	722-729, 746-753
	238-249, 554-577, 650-673, 730-737
	25- 32, 186-193, 402-425
	222-237
	17- 24, 178-185, 378-401
	210-221
	9- 16, 170-177, 362-377
	198-209
	1- 8, 162-169, 354-361
	194-197

Statische Systeme der drei Teile im Bauzustandzustand



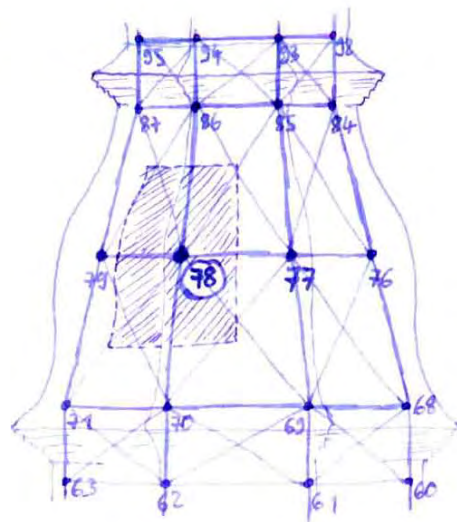
Bei der Modellierung der statischen Systeme im Bauzustand (Teile 1, 2, 3) werden die vergebenen Knoten- und Stabnummierungen der stat. Gesamtsystems im Endzustand, der besseren Übersichtlichkeit wegen, beibehalten. Die Lage des globalen Koordinatensystems wird ebenfalls nicht verändert. Die Änderung der Lagerknoten ist im Anhang 4 tabellarisch aufgelistet.

4.5.2. Eingabedaten der Belastungen für die elektronische Berechnung

Eigenlasten Dacheindeckung

Die in den Lastannahmen unter 4.4.1. ermittelten Flächenlasten $g [kN/m^2]$ werden entsprechend ihrer Einzugsflächen als Knotenkräfte in die Fachwerkknoten eingeleitet.

Skizze:



Lasteinleitungsfläche für Knoten 78

(beispielhaft)

Tabelle der Integration über die Lastzugsflächen siehe Anhang 4.

Die Zuordnung der jeweiligen Knotenlasten zu den Knotennummern in R-Stub ist nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

Zuordnung der Eigenlasten aus der Dacheindeckung zu den R-Stab-Knoten :

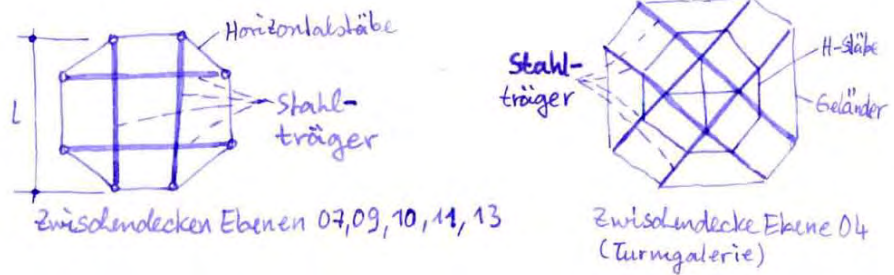
Ebene	Lasten pro Knoten $G_{Kn, i}$ [kN]	Σ Knotenlast G_{Kn} [kN]	zugehörige R-Stab- Knotennummern
18	0,601	0,601	161
17	0,075 0,141	0,216	153-160
16	0,141 0,129	0,270	145-152
15	0,129 0,148	0,278	137-144
14	0,148 0,214	0,362	129-136
13	0,214 0,422	0,636	121-128
12	0,422 0,517	0,940	113-120
11	0,517 0,617	1,134	105-112
10	0,617 0,201	0,818	89-96
09	0,201 0,576	0,777	81-88
08	0,576 0,576	1,152	73-80
07	0,576 0,438	1,013	65-72
06	0,438 0,722	1,159	57-64
05	0,722 1,973	2,695	41-48
04	1,973	1,973	33-40
04Gel	2,891	2,891	228-235
04	2,891	2,891	196-203
	1,142	1,142	33-40
03	0,759 0,692	1,451	25-32
	0,383 0,412	0,795	179-186
02	0,692 0,619	1,311	17-24
	0,412 0,486	0,898	171-178
01	0,619 0,554	1,173	9-16
	0,486 0,499	0,985	163-170
00	1,053	1,053	1-8

Tab. 3 Knotenlasten aus Eigengewicht der Dacheindeckung

Eigenlasten Zwischendecken

Die Zwischendecken bestehen jeweils aus vier, sich überkreuzenden, Stahlträgern.

Skizze:



Die gleichmäßig verteilten Flächenlasten werden vereinfachend jeweils zu einem Viertel auf die Träger als gleichmäßige Linienlast aufgeteilt: $g_{TR} = \frac{g_{Eb} \cdot A}{4}$

Ebene Nr.	g_{Eb} [kN/m ²]	Deckenfläche A_{Eb} [m ²]	Trägerlänge L [m]	Linienlast g_{TR} [kN/m]	Stab-Nr. in R-Stab
04	0,28	35,22	8,81	1,119	554 - 577
07	0,18	13,78	4,58	0,542	590 - 601
09	0,18	4,43	2,60	0,307	602 - 613
10	0,28	4,43	2,60	0,477	614 - 625
11	0,18	4,43	2,60	0,307	626 - 637
13	0,18	0,86	1,15	0,135	638 - 649

Tab. 4 Stablasten aus Eigenlast Zwischendecken

Eigenlasten der Spindeltreppe

Treppe von Ebene 04 bis Ebene 07:

Einzellast $G = 6,60 \text{ kN}$ in Knoten Nr. 195

Eigenlast Kugel

Einzellast $G = 1 \text{ kN}$ in Stab 161 bei $x = 1,40 \text{ m}$

Eigenlast Wetterhahn

Einzellast $G = 1,8 \text{ kN}$ in Stab 161 bei $x = 3,25 \text{ m}$

Windlasten

Die in den Lastannahmen unter 4.4.2. ermittelten Flächenlasten für Winddruck und Windsog werden analog der Eigenlasten an der Dachindeckung entsprechend ihrer Einzugsflächen als Knotenkräfte in die Fachwerkknoten eingeleitet. Vereinfachend wird hier aufgrund der extrem steilen Dachneigung angenommen, daß Winddruck und -sog in horizontaler Richtung wirken. Zudem heben sich die (kleinen) Vertikallastanteile wegen der achteckigen Grundrißform gegenseitig nahezu auf.

In horizontaler Richtung werden jedoch die Wirkungsrichtungen der Druck- und Sogkräfte getrennt nach x- und y-Richtung betrachtet, um eventuell auftretende Zugspannungen in den Horizontalstäben infolge Windsog mit zu erfassen.

Die Tabelle der Integration über die Lasteinleitungsflächen befindet sich im Anhang 4.

Zusätzliche Windwirkungen an Unstetigkeiten in der Dachhaut (Abschnitte ⑤ und ⑧ nach den Lastannahmen in 4.4.2.) werden durch zusätzliche Knotenlasten erfaßt.

Die Zuordnung der jeweiligen Knotenlasten zu den Knotennummern im R-Stab ist nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

Auf den Wetterhahn wirkt $P_y = 2,96 \text{ kN}$ in Stab 161 bei $x = 3,25 \text{ m}$.

Zuordnung der Windlasten zu den R-Stab-Knoten :

Ebene	Lasten pro Knoten aus Flächenlast				zus. Einzellasten $W_{Kn,zus}$ [kN] P-Y	Σ Knotenlast W_{Kn} [kN]		zugehörige R-Stab- Knotennummern
	$W_{Kn,i-i+1}$ [kN] P-X	P-Y	$W_{Kn,i-1-i}$ [kN] P-X	P-Y		P-X	P-Y	
18			0,000	1,481		0,000	1,481	161
17	-0,067	0,161	-0,125	0,303		-0,192	0,464	153
	0,067	0,161	0,125	0,303		0,192	0,464	154
	0,385	0,067	0,723	0,125		1,109	0,192	155
	0,360	0,042	0,676	0,078		1,037	0,120	156
	0,042	0,101	0,078	0,189		0,120	0,290	157
	-0,042	0,101	-0,078	0,189		-0,120	0,290	158
	-0,360	0,042	-0,676	0,078		-1,037	0,120	159
	-0,385	0,067	-0,723	0,125		-1,109	0,192	160
16	-0,125	0,303	-0,115	0,277		-0,240	0,580	145
	0,125	0,303	0,115	0,277		0,240	0,580	146
	0,723	0,125	0,663	0,115		1,387	0,240	147
	0,676	0,078	0,620	0,072		1,297	0,150	148
	0,078	0,189	0,072	0,173		0,150	0,362	149
	-0,078	0,189	-0,072	0,173		-0,150	0,362	150
	-0,676	0,078	-0,620	0,072		-1,297	0,150	151
	-0,723	0,125	-0,663	0,115		-1,387	0,240	152
15	-0,115	0,277	-0,132	0,318		-0,247	0,596	137
	0,115	0,277	0,132	0,318		0,247	0,596	138
	0,663	0,115	0,762	0,132		1,425	0,247	139
	0,620	0,072	0,712	0,082		1,332	0,154	140
	0,072	0,173	0,082	0,199		0,154	0,372	141
	-0,072	0,173	-0,082	0,199		-0,154	0,372	142
	-0,620	0,072	-0,712	0,082		-1,332	0,154	143
	-0,663	0,115	-0,762	0,132		-1,425	0,247	144
14	-0,132	0,318	-0,190	0,458		-0,322	0,777	129
	0,132	0,318	0,190	0,458		0,322	0,777	130
	0,762	0,132	1,096	0,190		1,857	0,322	131
	0,712	0,082	1,024	0,119		1,737	0,201	132
	0,082	0,199	0,119	0,286		0,201	0,485	133
	-0,082	0,199	-0,119	0,286		-0,201	0,485	134
	-0,712	0,082	-1,024	0,119		-1,737	0,201	135
	-0,762	0,132	-1,096	0,190		-1,857	0,322	136
13	-0,190	0,458	-0,375	0,906		-0,565	1,365	121
	0,190	0,458	0,375	0,906		0,565	1,365	122
	1,096	0,190	2,167	0,375		3,263	0,565	123
	1,024	0,119	2,027	0,235		3,051	0,353	124
	0,119	0,286	0,235	0,566		0,353	0,853	125
	-0,119	0,286	-0,235	0,566		-0,353	0,853	126
	-1,024	0,119	-2,027	0,235		-3,051	0,353	127
	-1,096	0,190	-2,167	0,375		-3,263	0,565	128
12	-0,375	0,906	-0,460	1,110		-0,835	2,017	113
	0,375	0,906	0,460	1,110		0,835	2,017	114
	2,167	0,375	2,655	0,460		4,822	0,835	115
	2,027	0,235	2,482	0,287		4,509	0,522	116
	0,235	0,566	0,287	0,694		0,522	1,260	117
	-0,235	0,566	-0,287	0,694		-0,522	1,260	118
	-2,027	0,235	-2,482	0,287		-4,509	0,522	119
	-2,167	0,375	-2,655	0,460		-4,822	0,835	120
11	-0,460	1,110	-0,439	1,059		-0,899	2,169	105
	0,460	1,110	0,439	1,059		0,899	2,169	106
	2,655	0,460	2,533	0,439		5,187	0,899	107
	2,482	0,287	1,851	0,274		4,333	0,562	108
	0,287	0,694	0,274	0,662		0,562	1,356	109
	-0,287	0,694	-0,274	0,662		-0,562	1,356	110
	-2,482	0,287	-1,851	0,274		-4,333	0,562	111
	-2,655	0,460	-2,533	0,439		-5,187	0,899	112

- Fortsetzung Tabelle siehe nächste Seite -

Ebene	Lasten pro Knoten aus Flächenlast				zus. Einzellasten $W_{Kn,zus}$ [kN] P-Y	Σ Knotenlast W_{Kn} [kN]		zugehörige R-Stab- Knotennummern
	$W_{Kn,i-i+1}$ [kN] P-X	P-Y	$W_{Kn,i-1-i}$ [kN] P-X	P-Y		P-X	P-Y	
10	-0,439	1,059	-0,179	0,431		-0,617	1,490	89
	0,439	1,059	0,179	0,431		0,617	1,490	90
	2,533	0,439	1,031	0,179		3,563	0,617	91
	1,851	0,274	0,672	0,112		2,523	0,386	92
	0,274	0,662	0,112	0,269		0,386	0,931	93
	-0,274	0,662	-0,112	0,269		-0,386	0,931	94
	-1,851	0,274	-0,672	0,112		-2,523	0,386	95
	-2,533	0,439	-1,031	0,179		-3,563	0,617	96
09	-0,179	0,431	-0,512	1,236		-0,690	1,667	81
	0,179	0,431	0,512	1,236		0,690	1,667	82
	1,031	0,179	2,955	0,512		3,985	0,690	83
	0,672	0,112	1,406	0,320		2,078	0,431	84
	0,112	0,269	0,320	0,772		0,431	1,042	85
	-0,112	0,269	-0,320	0,772		-0,431	1,042	86
	-0,672	0,112	-1,406	0,320		-2,078	0,431	87
	-1,031	0,179	-2,955	0,512		-3,985	0,690	88
08	-0,512	1,236	-0,691	1,668		-1,203	2,903	73
	0,512	1,236	0,691	1,668		1,203	2,903	74
	2,955	0,512	3,765	0,691	1,930	6,720	3,133	75
	1,406	0,320	1,286	0,432	1,930	2,692	2,682	76
	0,320	0,772	0,432	1,042		0,752	1,814	77
	-0,320	0,772	-0,432	1,042		-0,752	1,814	78
	-1,406	0,320	-1,286	0,432	1,930	-2,692	2,682	79
	-2,955	0,512	-3,765	0,691	1,930	-6,720	3,133	80
07	-0,691	1,668	-0,389	0,939		-1,080	2,606	65
	0,691	1,668	0,389	0,939		1,080	2,606	66
	3,765	0,691	2,218	0,389		5,984	1,080	67
	1,286	0,432	0,724	0,243		2,011	0,675	68
	0,432	1,042	0,243	0,587		0,675	1,629	69
	-0,432	1,042	-0,243	0,587		-0,675	1,629	70
	-1,286	0,432	-0,724	0,243		-2,011	0,675	71
	-3,765	0,691	-2,218	0,389		-5,984	1,080	72
06	-0,389	0,939	-0,642	1,549		-1,031	2,488	57
	0,389	0,939	0,642	1,549		1,031	2,488	58
	2,218	0,389	3,660	0,642		5,878	1,031	59
	0,724	0,243	1,195	0,401		1,919	0,644	60
	0,243	0,587	0,401	0,968		0,644	1,555	61
	-0,243	0,587	-0,401	0,968		-0,644	1,555	62
	-0,724	0,243	-1,195	0,401		-1,919	0,644	63
	-2,218	0,389	-3,660	0,642		-5,878	1,031	64
05	-0,642	1,549	-1,754	4,234		-2,396	5,784	41
	0,642	1,549	1,754	4,234		2,396	5,784	42
	3,660	0,642	10,004	1,754		13,664	2,396	43
	1,195	0,401	3,267	1,096		4,462	1,497	44
	0,401	0,968	1,096	2,647		1,497	3,615	45
	-0,401	0,968	-1,096	2,647		-1,497	3,615	46
	-1,195	0,401	-3,267	1,096		-4,462	1,497	47
	-3,660	0,642	-10,004	1,754		-13,664	2,396	48
04	-0,128	0,310				-0,128	0,310	33
	0,128	0,310				0,128	0,310	34
	0,732	0,128				0,732	0,128	35
	0,239	0,080				0,239	0,080	36
	0,080	0,194				0,080	0,194	37
	-0,080	0,194				-0,080	0,194	38
	-0,239	0,080				-0,239	0,080	39
	-0,732	0,128				-0,732	0,128	40
04Gel			-0,293	1,076		-0,293	1,076	228
			0,293	1,076		0,293	1,076	229
			2,023	0,293		2,023	0,293	230
			0,869	0,183		0,869	0,183	231
			0,673	0,673		0,673	0,673	232

- Fortsetzung Tabelle siehe nächste Seite -

Ebene	Lasten pro Knoten aus Flächenlast				zus. Einzellasten $W_{Kn,zus}$ [kN]	Σ Knotenlast W_{Kn} [kN]		zugehörige R-Stab- Knotennummern
	$W_{Kn, i-i+1}$ [kN] P-X	P-Y	$W_{Kn, i-1-i}$ [kN] P-X	P-Y		P-X	P-Y	
04Gel			-0,673	0,673		-0,673	0,673	233
			-0,869	0,183		-0,869	0,183	234
			-2,023	0,293		-2,023	0,293	235
04	-0,293	1,076				-0,293	1,076	196
	0,293	1,076				0,293	1,076	197
	2,023	0,293				2,023	0,293	198
	0,869	0,183				0,869	0,183	199
	0,673	0,673				0,673	0,673	200
	-0,673	0,673				-0,673	0,673	201
	-0,869	0,183				-0,869	0,183	202
	-2,023	0,293				-2,023	0,293	203
	0,000	0,000	-0,627	2,367		-0,627	2,367	33
	0,000	0,000	0,627	2,367		0,627	2,367	34
	0,000	0,000	4,325	0,627		4,325	0,627	35
	0,000	0,000	1,915	0,392		1,915	0,392	36
	0,000	0,000	0,392	1,480		0,392	1,480	37
	0,000	0,000	-0,392	1,480		-0,392	1,480	38
	0,000	0,000	-1,915	0,392		-1,915	0,392	39
	0,000	0,000	-4,325	0,627		-4,325	0,627	40
					0,730	0,000	0,730	188,190
03	-0,627	1,497	-0,674	1,323		-1,301	2,820	25
	0,627	1,497	0,674	1,323		1,301	2,820	26
	3,564	0,627	2,865	0,674		6,428	1,301	27
	1,153	0,392	0,989	0,421		2,143	0,813	28
	0,392	0,936	0,421	0,827		0,813	1,763	29
	-0,392	0,936	-0,421	0,827		-0,813	1,763	30
	-1,153	0,392	-0,989	0,421		-2,143	0,813	31
	-3,564	0,627	-2,865	0,674		-6,428	1,301	32
	0,000	0,870	0,000	0,649		0,000	1,519	179
	0,000	0,870	0,000	0,649		0,000	1,519	180
	0,761	0,000	0,568	0,000		1,329	0,000	181
	0,761	0,000	0,568	0,000		1,329	0,000	182
	0,000	0,544	0,000	0,406		0,000	0,949	183
	0,000	0,544	0,000	0,406		0,000	0,949	184
	-0,761	0,000	-0,568	0,000		-1,329	0,000	185
	-0,761	0,000	-0,568	0,000		-1,329	0,000	186
02	-0,674	1,323	-0,796	1,104		-1,470	2,427	17
	0,674	1,323	0,796	1,104		1,470	2,427	18
	2,865	0,674	1,836	0,796		4,700	1,470	19
	0,989	0,421	0,767	0,497		1,756	0,919	20
	0,421	0,827	0,497	0,690		0,919	1,517	21
	-0,421	0,827	-0,497	0,690		-0,919	1,517	22
	-0,989	0,421	-0,767	0,497		-1,756	0,919	23
	-2,865	0,674	-1,836	0,796		-4,700	1,470	24
	0,000	0,649	0,000	0,308		0,000	0,957	171
	0,000	0,649	0,000	0,308		0,000	0,957	172
	0,568	0,000	0,270	0,000		0,837	0,000	173
	0,568	0,000	0,270	0,000		0,837	0,000	174
	0,000	0,406	0,000	0,193		0,000	0,598	175
	0,000	0,406	0,000	0,193		0,000	0,598	176
	-0,568	0,000	-0,270	0,000		-0,837	0,000	177
	-0,568	0,000	-0,270	0,000		-0,837	0,000	178
01	-0,796	1,104	-0,817	0,944		-1,612	2,048	9
	0,796	1,104	0,817	0,944		1,612	2,048	10
	1,836	0,796	1,247	0,817		3,083	1,612	11
	0,767	0,497	0,622	0,510		1,389	1,008	12
	0,497	0,690	0,510	0,590		1,008	1,280	13
	-0,497	0,690	-0,510	0,590		-1,008	1,280	14
	-0,767	0,497	-0,622	0,510		-1,389	1,008	15
	-1,836	0,796	-1,247	0,817		-3,083	1,612	16
	0,000	0,308	0,000	0,127		0,000	0,436	163

- Fortsetzung Tabelle siehe nächste Seite -

Ebene	Lasten pro Knoten aus Flächenlast				zus. Einzellasten $W_{Kn,zus}$ [kN] P-Y	Σ Knotenlast W_{Kn} [kN]		zugehörige R-Stab- Knotennummern
	$W_{Kn,i-i+1}$ [kN]		$W_{Kn,i-1-i}$ [kN]			P-X	P-Y	
	P-X	P-Y	P-X	P-Y				
01	0,000	0,308	0,000	0,127		0,000	0,436	164
	0,270	0,000	0,112	0,000		0,381	0,000	165
	0,270	0,000	0,112	0,000		0,381	0,000	166
	0,000	0,193	0,000	0,080		0,000	0,272	167
	0,000	0,193	0,000	0,080		0,000	0,272	168
	-0,270	0,000	-0,112	0,000		-0,381	0,000	169
	-0,270	0,000	-0,112	0,000		-0,381	0,000	170
	00	-0,817	0,944				-0,817	0,944
	0,817	0,944				0,817	0,944	10
	1,247	0,817				1,247	0,817	11
	0,622	0,510				0,622	0,510	12
	0,510	0,590				0,510	0,590	13
	-0,510	0,590				-0,510	0,590	14
	-0,622	0,510				-0,622	0,510	15
	-1,247	0,817				-1,247	0,817	16

Tab. 5 Knotenlasten aus Windeinwirkung

Verkehrslasten auf Zwischendecken

Die Aufteilung der Flächenlasten erfolgt analog zur Aufteilung des Eigengewichts jeweils zu $\frac{1}{4}$ der Deckenfläche auf jeden Träger als Linienlast.

Ebene Nr.	P_{Eb} [kN/m ²]	Deckenfläche A_D [m ²]	Trägerlänge L [m]	Linienlast g_{TR} [kN/m]	Stab-Nr. im R-Stab
04	5	31,61	8,81	17,94	554-577
07	2	13,78	4,58	6,02	590-601
09	2	4,43	2,60	3,41	602-613
10	2	4,43	2,60	3,41	614-625
11	2	4,43	2,60	3,41	626-637
13	2	0,86	1,15	1,50	638-649

Verkehrslasten auf Spindeltreppe

Treppe von Ebene 04 bis 07 - Lagerkräfte horizontal und vertikal als Einzellasten in Knoten Nr. 195:

$$P_y = 0,8 \text{ kN}$$

$$P_z = 23,1 \text{ kN}$$

Verkehrslasten auf Leitern

Je Aufstufensebene als Einzellasten $P_z = 0,5 \text{ kN}$ in Knoten

Nr. 208, 209 (Eb. 07) und

217, 218 (Eb. 10)

sowie $P_z = 1 \text{ kN}$ in Knoten Nr. 221 (Eb. 11)

Geländer - horizontale Verkehrslast

Umlaufende Linienlast $p_H = 1 \text{ kN/m}$ auf Stäbe 738-745

in Richtung \pm der lokalen 2-Achse (nach außen bzw. innen).

Als Einzellasten von $1 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 1,2 \text{ kN}$ auf Stäbe 89-96

bei $x = 0,90 \text{ m}$ in Richtung \pm der lokalen 3-Achse (n. außen bzw. innen).

4.5.3. Lastfälle und Lastfallkombinationen

Lastfälle:

Es werden die folgenden Einzellastfälle definiert:

LF 1 - Eigengewicht der Stahltragkonstruktion incl. Zuschlag von 30% für Knotenbleche + Zusatzkonstruktion zur Formgebung der Dachflächen, Dacheindeckung, Treppen, Geländer, Kugel, Wetterhahn
(ständige Last)

LF 2 - Wind
(veränderliche Last)

LF 3 - Lotrechte Verkehrslasten auf Zwischendecken, Galerien und Spindeltreppen, Leitern
(veränderliche Last)

LF 4 - horizontale Verkehrslasten auf Geländerholme
(veränderliche Last)

Hierbei handelt es sich um die charakteristischen Werte.

Lastfallkombinationen zur Bildung der Grundkombinationen der Bemessungswerte:

Die Grundkombinationen nach DIN 18800 werden aus den folgenden Kombinationslastfällen gebildet:

LF 11 - Bemessungswerte Eigengewicht
 $1,35 \cdot LF 1$ (ständ. Lasten)

LF 12 - Bemessungswerte Eigengewicht + Wind
 $1,35 \cdot LF 1 + 1,5 \cdot LF 2$ (SK 1.1)

LF 13 - Bemessungswerte Eigengewicht + Wind, wenn das Eigengewicht günstig wirkt
 $1,0 \cdot LF 1 + 1,5 \cdot LF 2$ (SK 1.2)

LF 14 - Bemessungswerte Eigengewicht + Verkehrslasten

$$1,35 * LF 1 + 1,5 * (LF 3 + LF 4) \quad (GK 1.3)$$

LF 15 - Bemessungswerte Eigengew. + 0,9 * alle Veränderlichen

$$1,35 * LF 1 + 0,9 * 1,5 * (LF 2 + LF 3 + LF 4) \quad (GK 2)$$

Die Kombinationslastfälle wurden im Statik-Programm nicht als Lastfallkombinationen definiert, sondern von Hand überlagert und als neue Lastfälle eingegeben, da in dem gewählten statischen System mit druckschlaffen Diagonalen gearbeitet wird („Knickstäbe“, die infolge der Belastung im System ausfallen können) und es sich somit um eine nichtlineare Berechnung handelt. Bei der iterativen Berechnung werden zu Anfang alle Stäbe als vorhanden angesehen; fallen Stäbe durch Überschreiten der Euler-Knicklast aus wird für das neue statische System erneut die Berechnung durchgeführt bis kein Stab mehr ausfällt.

Bei der programmseitig angebotenen Bildung von Lastfallkombinationen gelten grundsätzlich die Superpositionsprinzipien der linearen Statik, d. h. bereits berechnete Ergebnisse der Einzellastfälle werden ohne Überprüfung des statischen Systems miteinander addiert. Durch die oben genannte Nichtlinearität bei dem gewählten statischen System ist es prinzipiell möglich, daß jeder Lastfall mit einem anderen geometrischen System berechnet wird, da immer andere Stäbe aufgrund unterschiedlicher Belastung ausfallen. Im Überlagerungsfall würden dann wieder andere Stäbe ausfallen. Deshalb wird die Berechnung für jeden von Hand gebildeten Kombinationslastfall mit den jeweiligen Gesamtlasten durchgeführt.

Um hieraus die jeweils maßgebende Grundkombination programmseitig selektieren zu können, wurde aus diesen Kombinationslastfällen eine Alternativ-Lastfall-Kombination gebildet:

$$LK 1 := LF 11 \text{ oder } LF 12 \text{ oder } LF 13 \text{ oder } LF 14 \text{ oder } LF 15$$

4.5.4. Schnittgrößen und Knicklängen

Aufgrund der großen Stabanzahl werden für die Schnittgrößen nur die Extremalwerte der maßgebenden Lastfälle tabellarisch aufgeführt. (LK 1).

Die Ausgabe der Daten erfolgt geordnet nach Querschnitten, um die Zuordnung für die spätere Vormessung übersichtlicher zu gestalten.

In Tabelle 6 auf den nächsten Seiten sind die maßgebenden Schnittgrößen mit Angabe der zugehörigen Stabnummern und Lastfälle je Querschnitt aufgelistet.

Die vollständige Tabelle der Extremwerte der Schnittgrößen für alle Stäbe befindet sich im Anhang 4.

Die Knicklängen wurden mit dem Programm RSKNICK unter Einbeziehung der in RSTAB ermittelten Schnittgrößen berechnet. Bei nichtkonstanten Normalkräften über die Stablänge wurde der jeweilige Maximalwert als über die Stablänge konstant angesetzt. Ebenfalls auf der sicheren Seite liegend, wurde die Entlastung durch Zugkräfte nicht berücksichtigt.

Die Berechnung der Knicklängen und Knicklasten erfolgt auf der Grundlage der Eigenwertanalyse des Gesamtsystems. Der Verzweigungslastfaktor beträgt $\eta_{K1} = \frac{M_{K1}}{N} = 1,381$.

Die tabellarische Auflistung der Knicklängen und Knicklasten, geordnet nach Stabnummern, befindet sich im Anhang 4.

Die maßgebenden Lastfälle im Endzustand beinhalten (fast) alle die Windbelastung.

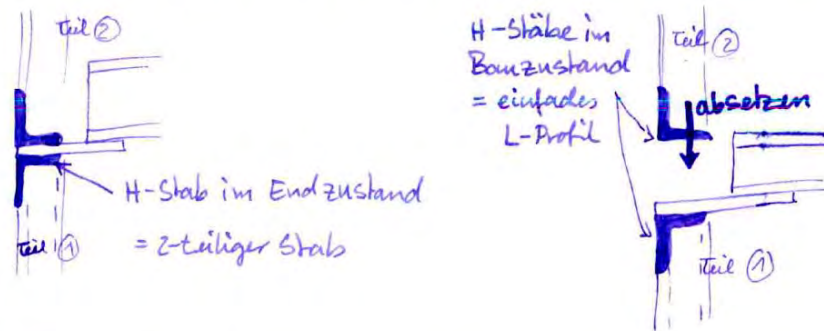
Im Bauzustand beim Heben der drei Montageteile ist jedoch nur das Eigengewicht als Last zu beachten.

Wie den Tabellen F1-F3 für die drei Montageteile zu entnehmen ist, werden die Schnittgrößen im Montagezustand an keiner Stelle größer als die Maximalwerte im Endzustand.

Somit wird der Montagezustand nicht bemessungsmaßgebend.

Zu untersuchen sind lediglich die Stäbe, welche durch das Auftrennen in die drei Teile einen „halben“ Querschnitt erhalten.

Skizze:



Bei diesen Stäben sind die aufnehmbaren Lasten im Bauzustand geringer. Diese Querschnitte sind in den folgenden drei Tabellen blau gekennzeichnet.

Tab.6 - Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 1: DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 00-04)									
5	2.31	MAX N	97.44	-2.70	.97	-1.7	2.91	5.94	LF13
1	.00	MIN N	-303.21	-.18	-1.64	.50	.01	.26	LF15
28	2.05	MAX Q-2	57.88	29.49	-8.73	-2.58	-16.21	-57.87	LF12
31	2.05	MIN Q-2	58.35	-29.40	-8.65	2.63	-16.10	57.74	LF12
32	.00	MAX Q-3	-257.77	-15.82	17.20	-.24	-1.02	5.88	LF12
28	2.05	MIN Q-3	75.97	28.83	-10.04	-2.60	-18.17	-56.60	LF13
31	.00	MAX T	74.27	-28.67	-9.46	2.65	1.89	-2.51	LF13
28	.00	MIN T	73.78	28.75	-9.53	-2.60	1.93	2.55	LF13
27	2.05	MAX M-2	-253.54	15.66	16.48	.25	33.63	-38.18	LF12
28	2.05	MIN M-2	75.97	28.83	-10.04	-2.60	-18.17	-56.60	LF13
31	2.05	MAX M-3	58.35	-29.40	-8.65	2.63	-16.10	57.74	LF12
28	2.05	MIN M-3	57.88	29.49	-8.73	-2.58	-16.21	-57.87	LF12
Querschnitt-Nr. 2: L 60x6 (V-Stäbe parallel Uhrenscheiben + H-Stab Ebene 00)									
189	2.11	MAX N	49.80	-.05	.25	.00	.30	.06	LF13
188	.00	MIN N	-75.91	.05	.26	.00	-.31	.04	LF12
188	.00	MAX Q-2	-75.91	.05	.26	.00	-.31	.04	LF12
181	.00	MIN Q-2	38.24	-.05	-.02	.00	.04	-.04	LF13
188	2.11	MAX Q-3	-75.72	.05	-.32	.00	.30	-.07	LF12
93	2.11	MIN Q-3	-75.55	.05	-.32	.00	-.30	-.07	LF12
162	.00	MAX T	-2.74	.00	-.05	.00	.01	.00	LF11
162	.00	MIN T	-2.74	.00	-.05	.00	.01	.00	LF11
193	.00	MAX M-2	-75.22	.05	-.27	.00	.31	.04	LF13
188	.00	MIN M-2	-75.39	.05	.27	.00	-.31	.04	LF13
181	2.11	MAX M-3	38.38	-.05	-.06	.00	-.05	.07	LF13
188	2.11	MIN M-3	-75.72	.05	.32	.00	.30	-.07	LF12
Querschnitt-Nr. 3: DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40 (V-Stäbe (Stützen) Ebene 04-07)									
39	4.10	MAX N	115.39	37.14	4.97	-1.34	11.19	-90.16	LF13
35	.00	MIN N	-209.89	-29.58	-3.16	.97	3.21	-45.63	LF15
48	.00	MAX Q-2	-143.14	38.28	-.68	-.26	1.19	26.57	LF12
43	.00	MIN Q-2	-142.31	-38.33	-.62	.26	1.11	-26.64	LF12
38	.00	MAX Q-3	85.18	15.09	10.60	-.51	-21.58	26.57	LF12
59	.00	MIN Q-3	-161.76	13.62	-19.62	.21	5.01	10.37	LF15
36	.00	MAX T	110.41	-37.19	5.00	1.28	-9.26	-62.28	LF13
39	.00	MIN T	110.89	37.14	4.97	-1.34	-9.19	62.13	LF13
38	4.10	MAX M-2	91.25	15.09	10.60	-.51	21.89	-35.30	LF12
38	.00	MIN M-2	85.18	15.09	10.60	-.51	-21.58	26.57	LF12
36	4.10	MAX M-3	105.05	-37.41	5.34	1.27	11.65	90.50	LF12
39	4.10	MIN M-3	105.51	37.36	5.31	-1.33	11.58	-90.44	LF12
Querschnitt-Nr. 4: 2L(A) L 80x8-30 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 07-09)									
77	2.07	MAX N	53.71	.14	-.49	.00	-.59	.00	LF13
67	.00	MIN N	-115.89	.00	-.78	.00	.92	.00	LF15
71	.00	MAX Q-2	15.23	.22	-.37	.00	.76	.00	LF15
68	.00	MIN Q-2	15.48	-.21	-.39	.00	.78	.00	LF15
65	.00	MAX Q-3	-90.91	-.14	.65	.00	-.78	.00	LF12
72	2.07	MIN Q-3	-113.52	.01	-.97	.00	-.88	-.03	LF15
65	.00	MAX T	-106.53	-.14	.33	.00	-.25	.00	LF15
65	.00	MIN T	-21.30	.00	.05	.00	.03	.00	LF11
72	.00	MAX M-2	-114.20	.01	-.79	.00	.93	.00	LF15
67	2.07	MIN M-2	-115.21	.00	-.96	.00	-.88	.00	LF15
68	2.07	MAX M-3	16.15	-.21	-.58	.00	-.23	.44	LF15
71	2.07	MIN M-3	15.91	.22	-.56	.00	-.20	-.46	LF15
Querschnitt-Nr. 5: DUENQ 2-HOHL 70X6,3-40 (V-Stäbe (Stützen) Ebene 09-11)									
102	.50	MAX N	56.49	4.73	1.99	.00	2.50	-5.94	LF13
83	.00	MIN N	-96.92	12.08	.64	.01	.57	-.39	LF15
84	.00	MAX Q-2	-.13	14.22	-1.27	.01	.03	.01	LF12
87	.00	MIN Q-2	-.06	-14.22	-1.27	-.01	.03	-.01	LF12
81	.00	MAX Q-3	-91.82	-5.88	2.52	-.01	.22	-.37	LF15
89	.00	MIN Q-3	-68.75	4.13	-3.23	.00	2.66	4.52	LF15
82	.00	MAX T	-91.74	5.86	2.51	.01	.23	.37	LF15
86	.00	MIN T	27.39	-4.49	-1.26	-.02	-.46	.36	LF15
89	.00	MAX M-2	-68.75	4.13	-3.23	.00	2.66	4.52	LF15
98	.50	MIN M-2	-62.93	-4.83	-2.27	.00	-2.95	6.13	LF12
99	.50	MAX M-3	-53.77	-12.22	-.97	.00	-1.27	15.61	LF12
104	.50	MIN M-3	-53.94	12.21	-.98	.00	-1.27	-15.61	LF12
Querschnitt-Nr. 6: 2L(A) L 60x6-30 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 11-13)									
118	2.19	MAX N	29.19	-.09	-.22	.00	-.27	.00	LF13
106	.00	MIN N	-54.84	.12	.44	.00	-.50	.00	LF12
107	.00	MAX Q-2	-37.35	.26	-.44	.00	.48	.00	LF15
112	.00	MIN Q-2	-37.06	-.26	-.44	.00	.47	.00	LF15
105	.00	MAX Q-3	-48.87	-.23	.62	.00	-.65	.00	LF15
107	2.19	MIN Q-3	-36.94	.26	-.52	.00	-.57	-.56	LF15
105	.00	MAX T	-48.87	-.23	.62	.00	-.65	.00	LF15
105	.00	MIN T	-7.95	.00	.04	.00	-.01	.00	LF11
105	2.19	MAX M-2	-48.46	-.23	.55	.00	.63	.50	LF15
105	.00	MIN M-2	-48.87	-.23	.62	.00	-.65	.00	LF15
112	2.19	MAX M-3	-36.65	-.26	-.52	.00	-.57	.56	LF15
107	2.19	MIN M-3	-36.94	.26	-.52	.00	-.57	-.56	LF15

- Folgeseite -

- Fortsetzung Tab. 6 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			T	Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3		M-2	M-3		
Querschnitt-Nr. 13: 2L(A) L 60x6-30 (H-Stäbe Ebene 07-10)										
266	.00	MAX N	28.98	.18	.00	.00	.01	.04		LF12
284	.00	MIN N	-21.27	.10	.01	.00	-.01	.00		LF15
268	.00	MAX Q-2	-17.48	2.46	-.02	.00	.02	2.20		LF12
272	1.90	MIN Q-2	-17.52	-2.47	.02	.00	.02	2.21		LF12
281	.00	MAX Q-3	5.40	.78	.19	.00	-.20	.56		LF15
275	.00	MIN Q-3	5.45	-.46	-.20	.00	.10	-.37		LF15
266	.00	MAX T	2.01	.18	.00	.00	.00	.04		LF11
266	.00	MIN T	2.01	.18	.00	.00	.00	.04		LF11
274	.00	MAX M-2	4.80	.19	-.01	.00	.15	-.13		LF15
275	1.49	MIN M-2	5.45	-.74	-.20	.00	-.20	.52		LF15
272	1.90	MAX M-3	-17.52	-2.47	.02	.00	.02	2.21		LF12
272	.00	MIN M-3	-18.02	-2.15	.02	.00	-.02	-2.15		LF13
Querschnitt-Nr. 14: 2L(A) L 80x8-30 (H-Stäbe Ebene 11)										
298	.00	MAX N	17.46	.16	.00	.00	.00	-.19		LF12
302	.00	MIN N	-8.91	.14	.00	.00	.02	-.10		LF13
300	.00	MAX Q-2	1.61	18.87	-.01	.00	.00	10.23		LF12
304	1.08	MIN Q-2	1.62	-18.88	.01	.00	.00	10.24		LF12
301	.00	MAX Q-3	-7.18	11.11	.04	.00	-.02	5.67		LF15
303	.00	MIN Q-3	-7.18	-10.76	-.04	.00	.02	-6.08		LF15
298	.00	MAX T	1.49	.28	.00	.00	.00	-.35		LF14
298	.00	MIN T	.93	.18	.00	.00	.00	-.01		LF11
301	1.07	MAX M-2	-7.18	10.75	.04	.00	.02	-6.08		LF15
300	1.08	MIN M-2	2.61	16.95	-.03	.00	-.02	-9.41		LF15
304	1.08	MAX M-3	1.62	-18.88	.01	.00	.00	10.24		LF12
304	.00	MIN M-3	1.62	-18.52	.01	.00	-.02	-9.96		LF12
Querschnitt-Nr. 15: 2L(A) L 40x4-30 (H-Stäbe Ebene 12-13)										
307	.00	MAX N	5.77	-1.14	-.81	.00	.27	-.42		LF15
310	.00	MIN N	-3.29	.02	.00	.00	.16	-.08		LF13
331	.00	MAX Q-2	2.22	3.32	-1.12	.00	.17	.51		LF12
337	.30	MIN Q-2	2.34	-3.43	1.12	.00	.18	.51		LF12
337	.00	MAX Q-3	2.34	-3.41	1.12	.00	-.17	-.53		LF12
331	.00	MIN Q-3	2.22	3.32	-1.12	.00	.17	.51		LF12
306	.00	MAX T	-.47	.03	.00	.00	.00	.00		LF11
306	.00	MIN T	-.47	.03	.00	.00	.00	.00		LF11
306	.78	MAX M-2	5.72	-.03	.00	.00	.29	-.26		LF15
308	.00	MIN M-2	4.25	.52	.35	.00	-.37	.40		LF15
331	.00	MAX M-3	2.22	3.32	-1.12	.00	-.17	.51		LF12
337	.00	MIN M-3	2.36	-3.41	1.12	.00	-.17	-.53		LF13
Querschnitt-Nr. 16: L 60x6 (H-Stäbe Ebene 14-17)										
338	.00	MAX N	3.21	.02	.02	.00	-.17	-.05		LF13
324	.00	MIN N	-.81	-.93	-.72	.00	.35	-.13		LF15
349	.12	MAX Q-2	.46	5.37	3.63	.00	.27	-.31		LF12
351	.00	MIN Q-2	.47	-5.36	-3.62	.00	.27	-.31		LF12
348	.12	MAX Q-3	.04	5.17	5.19	.00	.38	-.29		LF13
352	.00	MIN Q-3	.05	-5.21	-5.23	.00	.38	-.29		LF13
322	.00	MAX T	2.87	-.10	-.12	.00	-.13	-.08		LF12
322	.00	MIN T	.06	-.01	.04	.00	-.02	.00		LF11
328	.39	MAX M-2	-.67	.94	.82	.00	.38	-.13		LF12
327	.00	MIN M-2	-.68	.06	1.66	.00	-.36	.01		LF12
352	.12	MAX M-3	.05	-5.21	-5.22	.00	-.25	.34		LF13
349	.12	MIN M-3	.46	5.37	3.63	.00	.27	-.31		LF12
Querschnitt-Nr. 17: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Ebene 00-04)										
411	2.76	MAX N	34.46	-.02	.01					LF13
374	.00	MIN N	-9.68	.00	.00					LF15
355	.00	MAX Q-2	8.63	.03	-.01					LF12
355	2.78	MIN Q-2	8.71	-.03	.01					LF12
403	2.41	MAX Q-3	1.04	.02	.02					LF11
403	.00	MIN Q-3	.97	-.02	-.02					LF11
Querschnitt-Nr. 18: Flachstahl 60/6 (Diagonalen Ebene 06-07, 09-10)										
486	1.41	MAX N	56.70	-.03	.00					LF12
475	.00	MIN N	-.82	.03	.00					LF11
426	.00	MAX Q-2	.00	.05	.00					LF11
426	2.15	MIN Q-2	.05	-.05	.00					LF11
426	.00	MAX Q-3	.00	.05	.00					LF11
426	.00	MIN Q-3	.00	.05	.00					LF11
Querschnitt-Nr. 19: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Ebene 07-09, 11-13)										
454	2.66	MAX N	17.26	-.02	.01					LF13
439	.00	MIN N	-.53	.01	.00					LF14
444	.00	MAX Q-2	6.62	.03	-.01					LF12
444	2.67	MIN Q-2	6.69	-.03	.01					LF12
444	2.67	MAX Q-3	6.69	-.03	.01					LF12
444	.00	MIN Q-3	6.62	.03	-.01					LF12

- Folgeseite -

- Fortsetzung Tab. 6 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 7: 2L(A) L 60x6-30 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 13-18)									
157	2.21	MAX N	41.85	.54	-.32	.00	-.67	-1.13	LF13
122	.00	MIN N	-50.38	-.04	.00	.00	.02	.00	LF12
156	.00	MAX Q-2	17.97	1.28	-.10	.00	-.01	.12	LF12
159	.00	MIN Q-2	17.93	-1.28	-.11	.00	-.01	-.12	LF12
153	.00	MAX Q-3	-45.81	-.49	.31	.00	-.01	.00	LF12
157	2.21	MIN Q-3	41.65	.54	-.33	.00	-.67	-1.13	LF12
121	.00	MAX T	-50.25	.09	-.01	.00	.03	.00	LF12
121	.00	MIN T	-3.76	.00	.02	.00	.00	.00	LF11
153	2.21	MAX M-2	-45.20	-.49	.29	.00	.65	1.09	LF13
157	2.21	MIN M-2	41.65	.54	-.33	.00	-.67	-1.13	LF12
159	2.21	MAX M-3	18.35	-1.28	-.13	.00	-.27	2.70	LF12
156	2.21	MIN M-3	18.39	1.28	-.13	.00	-.27	-2.70	LF12
Querschnitt-Nr. 8: RO 159x4,5 (Helmstange)									
161	4.65	MAX N	.00	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MIN N	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MAX Q-2	-5.18	4.44	.00	.00	.00	14.43	LF12
161	.00	MIN Q-2	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MAX Q-3	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MIN Q-3	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MAX T	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MIN T	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	4.65	MAX M-2	.00	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MIN M-2	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
161	.00	MAX M-3	-5.18	4.44	.00	.00	.00	14.43	LF12
161	4.65	MIN M-3	.00	.00	.00	.00	.00	.00	LF11
Querschnitt-Nr. 9: L 60x6 (H-Stäbe Ebene 00)									
364	2.28	MAX N	7.51	.00	.01				LF13
365	.00	MIN N	-21.98	.00	-.02				LF15
196	1.48	MAX Q-2	.00	.17	.41	.00	.29	-.10	LF12
195	.00	MIN Q-2	.00	-.17	-.40	.00	.28	-.10	LF12
197	1.48	MAX Q-3	.00	-.04	1.00	.00	.66	.04	LF12
194	.00	MIN Q-3	.00	.04	-1.07	.00	.72	.05	LF12
194	.00	MAX T	.00	.04	-1.07	.00	.72	.05	LF12
194	.00	MIN T	.00	-.05	-.05	.00	.03	-.01	LF11
194	.00	MAX M-2	.00	.04	-1.07	.00	.72	.05	LF12
194	1.48	MIN M-2	.00	.13	-.98	.00	-.81	-.09	LF13
195	1.48	MAX M-3	.00	-.08	-.31	.00	-.25	.08	LF13
195	.00	MIN M-3	.00	-.17	-.40	.00	.28	-.10	LF12
Querschnitt-Nr. 10: 2L(A) L 80x8-30 (H-Stäbe Ebene 01-04)									
247	.00	MAX N	32.14	.10	.01	.01	-.30	.00	LF13
248	.00	MIN N	-53.67	.35	-1.10	-.01	1.03	.00	LF15
206	.00	MAX Q-2	-3.88	22.36	1.86	.02	-.45	5.50	LF12
205	.25	MIN Q-2	-3.58	-30.28	-2.63	-.02	-.64	7.43	LF12
227	.00	MAX Q-3	6.53	-.09	3.09	.01	.20	.13	LF13
232	.73	MIN Q-3	6.49	.05	-3.11	-.01	.22	.16	LF13
206	.00	MAX T	-3.88	22.36	1.86	.02	-.45	5.50	LF12
205	.00	MIN T	-3.58	-30.19	-2.61	-.02	.02	-.18	LF12
232	.00	MAX M-2	6.49	.22	-3.06	-.01	2.46	.25	LF13
240	1.90	MIN M-2	-.92	-.24	-1.83	.00	-1.88	.00	LF13
205	.25	MAX M-3	-3.58	-30.28	-2.63	-.02	-.64	7.43	LF12
203	.25	MIN M-3	4.69	19.24	2.24	.01	.55	-4.70	LF13
Querschnitt-Nr. 11: DUENQ 2-HOHL 110X10-40 (Horizontalring Ebene 05)									
252	.00	MAX N	15.63	83.39	3.65	.53	-4.08	77.21	LF12
255	.00	MIN N	-.51	.73	-.10	-.05	.08	-.69	LF14
252	.00	MAX Q-2	15.63	83.39	3.65	.53	-4.08	77.21	LF12
256	1.90	MIN Q-2	15.53	-83.44	-3.71	-.54	-4.13	77.27	LF12
252	.00	MAX Q-3	15.63	83.39	3.65	.53	-4.08	77.21	LF12
256	.00	MIN Q-3	15.53	-81.35	-3.71	-.54	2.91	-79.28	LF12
257	.00	MAX T	13.53	-45.20	2.95	1.07	-3.36	-41.69	LF12
251	.00	MIN T	13.54	47.45	-2.87	-1.04	2.15	46.09	LF12
256	.00	MAX M-2	15.53	-81.35	-3.71	-.54	2.91	-79.28	LF12
256	1.90	MIN M-2	15.53	-83.44	-3.71	-.54	-4.13	77.27	LF12
256	1.90	MAX M-3	14.64	-83.09	-3.70	-.54	-4.12	77.33	LF13
256	.00	MIN M-3	15.53	-81.35	-3.71	-.54	2.91	-79.28	LF12
Querschnitt-Nr. 12: 2L(A) L 100x10-30 (H-Stäbe Ebene 06)									
258	.00	MAX N	25.09	.52	.00	.00	.11	.53	LF15
264	.00	MIN N	-22.94	-14.74	.09	.00	-.13	-14.34	LF12
260	.00	MAX Q-2	-22.90	15.71	-.09	.00	.05	14.58	LF12
264	1.90	MIN Q-2	-22.94	-15.74	.09	.00	.05	14.62	LF12
259	.00	MAX Q-3	5.16	7.72	.16	.00	-.22	7.13	LF12
265	.00	MIN Q-3	5.36	-6.65	-.15	.00	.08	-6.49	LF12
258	.00	MAX T	.15	.50	.00	.00	.00	.22	LF11
258	.00	MIN T	.15	.50	.00	.00	.00	.22	LF11
258	.00	MAX M-2	18.05	.34	.00	.00	.13	.26	LF13
259	.00	MIN M-2	5.16	7.72	.16	.00	-.22	7.13	LF12
264	1.90	MAX M-3	-22.94	-15.74	.09	.00	.05	14.62	LF12
264	.00	MIN M-3	-22.94	-14.84	.09	.00	-.13	-14.37	LF13

- Folgesseite -

- Fortsetzung Tab. 6 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			T	Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3		M-2	M-3		
Querschnitt-Nr. 20: 2UR U 180-30 (Trägerrost Ebene 04)										
562	.00	MAX N	20.31	-7.8	2.45	-1.15	-1.76	-1.05	LF13	
559	.00	MIN N	-34.37	.93	-19.32	-.65	28.01	1.24	LF15	
577	.00	MAX Q-2	2.59	8.21	12.25	.19	-12.49	9.17	LF12	
572	.00	MIN Q-2	2.77	-8.36	12.25	-.19	-12.48	-9.44	LF12	
557	.00	MAX Q-3	-22.70	-.47	45.85	.29	.00	.00	LF15	
556	1.34	MIN Q-3	-15.26	-.04	-37.46	1.00	.00	.00	LF14	
560	.00	MAX T	-9.12	.58	34.10	1.80	.00	.00	LF15	
562	.00	MIN T	10.97	-.72	-11.58	-1.70	17.62	-.97	LF15	
563	1.34	MAX M-2	-22.79	.47	39.27	-.45	54.82	-.63	LF15	
573	.00	MIN M-2	2.84	-7.44	16.79	-1.24	-15.01	-8.97	LF12	
576	.00	MAX M-3	2.98	7.89	13.47	1.10	-11.96	9.42	LF13	
572	.00	MIN M-3	2.77	-8.36	12.25	-.19	-12.48	-9.44	LF12	
Querschnitt-Nr. 21: 2UR U 120-30 (Trägerrost Ebene 06-07)										
586	.00	MAX N	21.73	.01	-7.8	-.21	1.46	.01	LF15	
600	.00	MIN N	-18.05	.02	8.86	.00	4.42	.04	LF15	
598	.00	MAX Q-2	13.44	.35	-1.33	-.19	.60	.24	LF13	
596	.00	MIN Q-2	13.45	-.35	2.49	.19	-1.96	-.24	LF13	
590	.00	MAX Q-3	-5.41	.01	23.97	.47	-17.36	.00	LF14	
601	1.34	MIN Q-3	-5.57	.01	-23.69	.47	-17.17	.00	LF14	
596	.00	MAX T	4.67	-.32	22.02	.56	-16.10	-.22	LF15	
598	.00	MIN T	4.73	.32	-9.48	-.56	5.01	.21	LF15	
591	.95	MAX M-2	-5.49	.01	-.20	.00	9.54	.00	LF14	
590	.00	MIN M-2	-11.28	.19	22.48	.43	-17.66	.21	LF15	
590	.00	MAX M-3	-5.53	.20	3.55	.06	-4.12	.24	LF12	
593	.00	MIN M-3	-5.58	-.20	3.59	-.06	-4.15	-.24	LF12	
Querschnitt-Nr. 22: 2UR U 80-30 (Trägerrost Ebene 09-11)										
634	.00	MAX N	11.33	.06	-4.9	-.19	.58	.04	LF12	
602	.00	MIN N	-14.53	.01	6.90	.40	.00	.00	LF15	
611	.00	MAX Q-2	-4.42	.22	6.70	-.34	.00	.00	LF15	
613	.00	MIN Q-2	-4.47	-.22	-2.67	.35	3.56	-.17	LF15	
623	.00	MAX Q-3	1.10	.00	8.25	-.47	.00	.00	LF14	
619	.76	MIN Q-3	1.03	.00	-8.11	.46	.00	.00	LF14	
620	.00	MAX T	-4.49	-.12	7.71	.66	.00	.00	LF15	
622	.00	MIN T	-4.39	.11	-3.23	-.65	4.06	.08	LF15	
618	.54	MAX M-2	1.02	.01	-.01	.00	4.83	.00	LF14	
602	.00	MIN M-2	-2.79	.00	.95	.05	.00	.00	LF11	
606	1.08	MAX M-3	-11.22	-.17	-.23	.02	.57	-.10	LF12	
611	.76	MIN M-3	-4.42	.22	2.66	-.34	3.56	-.17	LF15	
Querschnitt-Nr. 23: 2L(A) L 40x4-30 (Trägerrost Ebene 13)										
649	.00	MAX N	5.58	-.03	.13	.00	.00	.00	LF13	
640	.00	MIN N	-3.54	-.02	-.19	.00	.04	.00	LF12	
647	.00	MAX Q-2	5.50	.03	-.02	.00	.02	.01	LF12	
649	.00	MIN Q-2	5.51	-.03	.11	.00	.00	.00	LF12	
638	.00	MAX Q-3	-2.89	.00	1.64	.00	-.35	.00	LF15	
640	.34	MIN Q-3	-3.49	-.02	-1.47	.00	-.26	.01	LF15	
638	.00	MAX T	-.54	.00	1.46	.00	-.26	.00	LF14	
638	.00	MIN T	-.34	.00	.16	.00	-.03	.00	LF11	
639	.26	MAX M-2	-3.02	.01	.02	.00	.16	.00	LF15	
638	.00	MIN M-2	-2.89	.00	1.64	.00	-.35	.00	LF15	
639	.00	MAX M-3	-3.12	.01	.13	.00	.01	.01	LF12	
642	.00	MIN M-3	-3.13	-.01	.13	.00	.01	-.01	LF12	
Querschnitt-Nr. 24: 2UR U 80-30 (Geländerstäbe vertikal)										
724	1.60	MAX N	-3.53	1.18	-.10	.00	.00	.00	LF13	
725	.00	MIN N	-9.25	-1.28	1.89	.00	-3.02	-2.05	LF12	
724	.00	MAX Q-2	-5.25	1.47	.16	.00	-.26	2.35	LF12	
729	.00	MIN Q-2	-5.25	-1.47	.16	.00	-.25	-2.35	LF12	
722	.00	MAX Q-3	-5.79	.85	2.19	.00	-3.50	1.36	LF12	
726	.00	MIN Q-3	-3.89	.58	-.25	.00	.40	.92	LF13	
722	.00	MAX T	-5.25	1.11	1.01	.00	-1.61	1.78	LF11	
722	.00	MIN T	-5.25	1.11	1.01	.00	-1.61	1.78	LF11	
726	.00	MAX M-2	-3.89	.58	-.25	.00	.40	.92	LF13	
722	.00	MIN M-2	-5.79	.85	2.19	.00	-3.50	1.36	LF12	
724	.00	MAX M-3	-5.25	1.47	.16	.00	-.26	2.35	LF12	
729	.00	MIN M-3	-5.25	-1.47	.16	.00	-.25	-2.35	LF12	
Querschnitt-Nr. 25: 2UR U 80-30 (Geländerstäbe horizontal)										
734	.00	MAX N	21.22	.00	.36				LF13	
730	.00	MIN N	-18.29	.00	.48				LF12	
738	.00	MAX Q-2	6.14	2.66	.54				LF14	
738	3.55	MIN Q-2	6.14	-2.66	-.54				LF14	
738	.00	MAX Q-3	1.42	.00	.54				LF11	
738	3.55	MIN Q-3	1.42	.00	-.54				LF11	
Querschnitt-Nr. 26: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Trägerroste + Geländer)										
652	.00	MAX N	13.44	.00	.03				LF13	
713	.00	MIN N	-.67	.00	.02				LF15	
746	.00	MAX Q-2	-.18	.03	.00				LF14	
746	2.48	MIN Q-2	-.13	-.03	.00				LF14	
663	.00	MAX Q-3	2.61	.00	.05				LF12	
663	2.85	MIN Q-3	2.61	.00	-.05				LF12	

Tab. 6.1 - Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt - Bauzustand Montage teil 1

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 1: DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 00-04)									
17	MAX N	2.05	74.20	-2.41	-7.11	5.06	-14.83	5.83	
31	MIN N	.00	-35.99	-6.67	5.42	-6.83	.43	-8.95	
28	MAX Q-2	2.05	-33.01	6.76	4.73	6.82	10.86	-4.85	
31	MIN Q-2	2.05	-33.03	-6.77	4.73	-6.83	10.86	4.85	
25	MAX Q-3	.00	60.75	4.79	15.55	6.90	-18.65	12.93	
17	MIN Q-3	2.05	74.20	-2.41	-7.11	5.06	-14.83	5.83	
29	MAX T	2.05	63.67	4.70	14.86	6.93	12.58	3.17	
26	MIN T	.00	60.67	-4.80	15.55	-6.94	-18.66	-12.93	
25	MAX M-2	2.05	63.71	4.70	14.86	6.90	12.58	3.18	
26	MIN M-2	.00	60.67	-4.80	15.55	-6.94	-18.66	-12.93	
25	MAX M-3	.00	60.75	4.79	15.55	6.90	-18.65	12.93	
26	MIN M-3	.00	60.67	-4.80	15.55	-6.94	-18.66	-12.93	
Querschnitt-Nr. 2: L 60x6 (V-Stäbe parallel Uhrenscheiben + H-Stab Ebene 00)									
184	MAX N	2.11	10.27	-.02	.00	.00	-.06	.01	
178	MIN N	.00	-43.97	.02	.08	.00	.01	.06	
170	MAX Q-2	.00	-34.20	.04	.08	.00	-.07	.05	
186	MIN Q-2	.00	-27.94	-.03	-.24	.00	.34	-.03	
187	MAX Q-3	.00	-27.91	-.03	.24	.00	-.34	-.03	
186	MIN Q-3	.00	-27.94	-.03	-.24	.00	.34	-.03	
162	MAX T	2.37	-8.90	.01	.07	.00	.08	-.02	
162	MIN T	.00	-9.11	.01	.00	.00	.00	.01	
186	MAX M-2	.00	-27.94	-.03	-.24	.00	.34	-.03	
187	MIN M-2	.00	-27.91	-.03	.24	.00	-.34	-.03	
178	MAX M-3	.00	-43.97	.02	.08	.00	.01	.06	
170	MIN M-3	2.37	-33.98	.04	.15	.00	.20	-.04	
Querschnitt-Nr. 9: L 60x6 (H-Stäbe Ebene 00)									
362	MAX N	2.28	6.80	.00	.02	.00	.65	.08	
194	MIN N	.00	-1.50	.07	-.89	.00	-.60	-.10	
194	MAX Q-2	1.48	-1.50	.17	-.79	.00	-.60	-.10	
195	MIN Q-2	.00	-1.50	-.17	.79	.00	-.60	-.10	
195	MAX Q-3	1.48	-1.50	-.07	.89	.00	.65	.08	
194	MIN Q-3	.00	-1.50	.07	-.89	.00	.65	.08	
194	MAX T	.00	-1.50	.07	-.89	.00	.65	.08	
194	MIN T	.00	-1.50	.07	-.89	.00	.65	.08	
194	MAX M-2	.00	-1.50	.07	-.89	.00	.65	.08	
194	MIN M-2	1.48	-1.50	.17	-.79	.00	-.60	-.10	
194	MAX M-3	.00	-1.50	.07	-.89	.00	.65	.08	
194	MIN M-3	1.48	-1.50	.17	-.79	.00	-.60	-.10	
Querschnitt-Nr. 10: 2L(A) L 80x8-30 (H-Stäbe Ebene 01-04)									
237	MAX N	1.18	3.62	-.19	-.04	.00	1.52	-.42	
236	MIN N	.00	-53.65	.19	.05	.00	-1.58	3.90	
209	MAX Q-2	.00	-6.53	18.78	2.07	.01	-.50	4.56	
202	MIN Q-2	.25	-6.53	-18.78	-2.07	-.01	-.50	4.56	
224	MAX Q-3	.00	-29.66	2.92	3.65	.01	-3.35	2.36	
223	MIN Q-3	1.80	-29.67	-2.92	-3.65	-.01	-3.34	2.36	
238	MAX T	.25	-6.53	18.69	2.05	.01	.02	-.16	
239	MIN T	.00	-6.53	-18.70	-2.05	-.01	.02	-.16	
223	MAX M-2	.00	-29.67	-2.33	-3.50	-.01	3.09	-2.37	
224	MIN M-2	.00	-29.66	2.92	3.65	.01	-3.35	2.36	
214	MAX M-3	.50	-2.53	-10.50	-1.25	.00	-.60	5.03	
226	MIN M-3	.00	-48.56	-14.53	-1.03	-.01	-.82	-6.62	
Querschnitt-Nr. 17: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Ebene 00-04)									
416	MAX N	2.76	27.07	-.03	.01				
378	MIN N	.00	.22	.00	.00				
355	MAX Q-2	.00	3.64	.03	-.01				
355	MIN Q-2	2.78	3.72	-.03	.01				
403	MAX Q-3	2.41	25.30	.02	.02				
403	MIN Q-3	.00	25.23	-.02	-.02				
Querschnitt-Nr. 20: 2UR U 180-30 (Trägerrost Ebene 04)									
566	MAX N	1.69	16.82	.00	11.80	.00	23.21	.00	
569	MIN N	.00	-18.64	.00	7.35	.00	-9.16	.00	
572	MAX Q-2	.00	1.74	3.23	8.83	-.62	-10.50	3.49	
573	MIN Q-2	.00	1.74	-3.01	8.83	.62	-10.50	-3.24	
570	MAX Q-3	.00	-4.27	-1.98	16.75	1.69	-12.59	-1.35	
567	MIN Q-3	1.69	16.82	.00	-15.66	.00	.00	.00	
570	MAX T	.00	-4.27	-1.98	16.75	1.69	-12.59	-1.35	
571	MIN T	.00	-3.92	1.65	16.75	-1.69	-12.59	1.05	
566	MAX M-2	1.69	16.82	.00	11.80	.00	23.21	.00	
570	MIN M-2	.00	-4.27	-1.98	16.75	1.69	-12.59	-1.35	
572	MAX M-3	.00	1.74	3.23	8.83	-.62	-10.50	3.49	
573	MIN M-3	.00	1.74	-3.01	8.83	.62	-10.50	-3.24	

- Fortsetzung Tab. 6.1 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			T	Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3		M-2	M-3		
Querschnitt-Nr. 24: 2UR U 80-30 (Geländerstäbe vertikal)										
724	MAX N	1.60	-4.77	1.21	-1.10	.00	.00	.00		
722	MIN N	.00	-9.22	.99	3.38	.00	-5.41	1.59		
724	MAX Q-2	.00	-5.25	1.21	-1.10	.00	1.75	1.94		
725	MIN Q-2	.00	-5.25	-1.21	-1.10	.00	1.75	-1.94		
722	MAX Q-3	.00	-9.22	.99	3.38	.00	-5.41	1.59		
724	MIN Q-3	.00	-5.25	1.21	-1.10	.00	1.75	1.94		
722	MAX T	.00	-9.22	.99	3.38	.00	-5.41	1.59		
722	MIN T	.00	-9.22	.99	3.38	.00	-5.41	1.59		
722	MAX M-2	.00	-5.25	1.21	-1.10	.00	1.75	1.94		
724	MIN M-2	.00	-9.22	.99	3.38	.00	-5.41	1.59		
722	MAX M-3	.00	-5.25	1.21	-1.10	.00	1.75	1.94		
725	MIN M-3	.00	-5.25	-1.21	-1.10	.00	1.75	-1.94		
Querschnitt-Nr. 25: 2UR U 80-30 (Geländerstäbe horizontal)										
738	MAX N	3.55	4.78	.00	-54					
739	MIN N	.00	-2.31	.00	.29					
730	MAX Q-2	.00	.50	.00	.48					
730	MIN Q-2	.00	.50	.00	.48					
738	MAX Q-3	.00	4.78	.00	.54					
738	MIN Q-3	3.55	4.78	.00	-54					
Querschnitt-Nr. 26: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Trägerroste + Geländer)										
747	MAX N	2.48	6.17	-.03	.00					
658	MIN N	.00	-1.15	.00	.05					
747	MAX Q-2	.00	6.12	.03	.00					
747	MIN Q-2	2.48	6.17	-.03	.00					
658	MAX Q-3	.00	-1.15	.00	.05					
658	MIN Q-3	2.85	-1.15	.00	-.05					
Querschnitt-Nr. 27: L 100x10 (H-Stäbe Ebene 04)										
245	MAX N	.95	19.65	-.44	-.41	-.01	-.31	.00		
247	MIN N	.00	-.01	-.91	-.69	-.02	.18	.00		
242	MAX Q-2	.00	.01	1.08	.94	.02	-.57	.94		
247	MIN Q-2	.95	-.01	-1.08	-.86	-.02	-.56	.95		
240	MAX Q-3	.00	17.19	.18	.95	.03	-1.07	.00		
239	MIN Q-3	1.90	17.29	-.18	-.93	-.03	-1.05	.00		
238	MAX T	.00	19.27	.18	.88	.03	-1.03	.00		
239	MIN T	.00	17.29	.18	-.57	-.03	.37	.00		
240	MAX M-2	1.90	17.19	-.18	.59	.03	.39	.00		
240	MIN M-2	.00	17.19	.18	.95	.03	-1.07	.00		
244	MAX M-3	.00	.01	1.08	.90	.02	-.56	.95		
243	MIN M-3	.00	19.36	-.26	-.25	-.01	.02	-.33		

Tab. 6.2 - Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt - Bauzustand Montage teil 2

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 3: DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40 (V-Stäbe (Stützen) Ebene 04-07)									
63	MAX N	1.00	35.44	3.09	-4.02	.06	-2.69	-1.42	
34	MIN N	.00	8.46	.44	.21	.16	-.12	.10	
59	MAX Q-2	.00	33.95	3.09	-4.02	.06	1.33	1.67	
60	MIN Q-2	.00	33.95	-3.09	-4.02	-.06	1.33	-1.67	
33	MAX Q-3	.00	8.48	-.44	.22	-.17	-.10	-.12	
59	MIN Q-3	.00	33.95	3.09	-4.02	.06	1.33	1.67	
42	MAX T	.90	16.92	1.74	.11	.20	-.42	.77	
41	MIN T	.00	15.56	-1.73	-.10	-.20	-.51	-2.33	
59	MAX M-2	.00	33.95	3.09	-4.02	.06	1.33	1.67	
59	MIN M-2	1.00	35.43	3.09	-4.02	.06	-2.69	-1.42	
42	MAX M-3	.00	15.59	1.74	.11	.20	-.52	2.34	
45	MIN M-3	.00	15.59	-1.74	-.11	-.20	-.52	-2.34	
Querschnitt-Nr. 4: 2L(A) L 80x8-30 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 07-09)									
75	MAX N	2.07	57.40	.11	-.12	.00	.00	.00	
73	MIN N	.00	-2.37	-.10	.16	.00	-.15	-.22	
75	MAX Q-2	2.07	57.40	.11	-.12	.00	.00	.00	
76	MIN Q-2	.00	56.72	-.11	.06	.00	.06	-.23	
73	MAX Q-3	.00	-2.37	-.10	.16	.00	-.15	-.22	
67	MIN Q-3	2.07	46.53	.09	-.24	.00	-.17	-.18	
65	MAX T	.00	11.02	-.09	.10	.00	.01	.00	
65	MIN T	.00	11.02	-.09	.10	.00	.01	.00	
67	MAX M-2	.00	45.85	.09	-.06	.00	.14	.00	
67	MIN M-2	2.07	46.53	.09	-.24	.00	-.17	-.18	
75	MAX M-3	.00	56.72	.11	.06	.00	.06	.23	
Querschnitt-Nr. 11: DUENQ 2-HOHL 110X10-40 (Horizontalring Ebene 05)									
250	MAX N	1.90	1.60	-1.06	.00	.00	.48	.01	
252	MIN N	.00	-1.42	1.05	.00	.00	-.48	.55	
257	MAX Q-2	.00	-.01	5.75	.53	.36	-.51	4.70	
255	MIN Q-2	1.90	-.01	-5.75	-.53	-.36	-.51	4.70	
253	MAX Q-3	.00	-.03	5.74	.54	.36	-.51	4.69	
251	MIN Q-3	.00	-.03	-3.65	-.54	-.36	.52	-4.20	
253	MAX T	.00	-.03	5.74	.54	.36	-.51	4.69	
251	MIN T	.00	-.03	-3.65	-.54	-.36	.52	-4.20	
251	MAX M-2	.00	-.03	-3.65	-.54	-.36	.52	-4.20	
251	MIN M-2	1.90	-.03	-5.74	-.54	-.36	-.51	4.69	
255	MAX M-3	1.90	-.01	-5.75	-.53	-.36	-.51	4.70	
255	MIN M-3	.00	-.01	-3.66	-.53	-.36	.50	-4.22	
Querschnitt-Nr. 12: 2L(A) L 100x10-30 (H-Stäbe Ebene 06)									
258	MAX N	1.90	4.99	-.50	.00	.00	.04	.14	
263	MIN N	.00	-1.45	-1.58	.09	.00	-.09	-1.80	
261	MAX Q-2	.00	-1.43	2.59	-.09	.00	.09	2.15	
259	MIN Q-2	1.90	-1.43	-2.59	.09	.00	.09	2.15	
259	MAX Q-3	1.90	-1.43	-2.59	.09	.00	.09	2.15	
261	MIN Q-3	.00	-1.43	2.59	-.09	.00	.09	2.15	
258	MAX T	.00	4.99	.50	.00	.00	.04	.14	
258	MIN T	.00	4.99	.50	.00	.00	.04	.14	
259	MAX M-2	1.90	-1.43	-2.59	.09	.00	.09	2.15	
259	MIN M-2	.00	-1.43	-1.58	.09	.00	-.09	-1.81	
259	MAX M-3	1.90	-1.43	-2.59	.09	.00	.09	2.15	
259	MIN M-3	.00	-1.43	-1.58	.09	.00	-.09	-1.81	
Querschnitt-Nr. 13: 2L(A) L 60x6-30 (H-Stäbe Ebene 07-10)									
274	MAX N	1.48	-1.24	-.14	.00	.00	.02	-.01	
275	MIN N	.00	-9.27	-.51	.12	.00	-.09	-.44	
277	MAX Q-2	.00	-9.27	.79	-.12	.00	.09	.53	
275	MIN Q-2	1.49	-9.27	-.79	.12	.00	.09	.53	
275	MAX Q-3	.00	-9.27	-.51	.12	.00	-.09	-.44	
277	MIN Q-3	.00	-9.27	.79	-.12	.00	.09	.53	
266	MAX T	.00	-3.40	.18	.00	.00	.00	.04	
266	MIN T	.00	-3.40	.18	.00	.00	.00	.04	
275	MAX M-2	1.49	-9.27	-.79	.12	.00	.09	.53	
275	MIN M-2	.00	-9.27	-.51	.12	.00	-.09	-.44	
275	MAX M-3	1.49	-9.27	-.79	.12	.00	.09	.53	
275	MIN M-3	.00	-9.27	-.51	.12	.00	-.09	-.44	
Querschnitt-Nr. 18: Flachstahl 60/6 (Diagonalen Ebene 06-07, 09-10)									
428	MAX N	2.14	9.90	-.05	.00				
430	MIN N	.00	-.09	.05	.00				
426	MAX Q-2	.00	-.08	.05	.00				
426	MIN Q-2	2.15	-.03	-.05	.00				
426	MAX Q-3	.00	-.08	.05	.00				
426	MIN Q-3	.00	-.08	.05	.00				
Querschnitt-Nr. 19: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Ebene 07-09, 11-13)									
460	MAX N	2.43	18.92	-.02	.01				
458	MIN N	.00	-.21	.02	-.01				
442	MAX Q-2	.00	.48	.03	-.01				
442	MIN Q-2	2.66	.54	-.03	.01				
442	MAX Q-3	2.66	.54	-.03	.01				
442	MIN Q-3	.00	.48	.03	-.01				

- Folgesseite -

- Fortsetzung Tab. 6.2 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			T	Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3		M-2	M-3		
Querschnitt-Nr. 21: 2UR U 120-30 (Trägerrost Ebene 06-07)										
584	MAX N	1.34	5.19	.00	.70	.06	1.36	-.01		
598	MIN N	.00	-18.30	.04	-2.15	-.03	1.10	.00		
590	MAX Q-2	.00	-4.74	.06	1.81	.08	-1.13	.06		
592	MIN Q-2	.00	-4.74	-.06	-.20	-.08	.22	-.02		
596	MAX Q-3	.00	-18.29	-.04	3.76	.03	-2.87	-.05		
598	MIN Q-3	1.34	-18.30	.04	-3.76	-.03	-2.87	-.05		
578	MAX T	.00	-5.16	.00	.90	.09	.00	.00		
580	MIN T	.00	-5.16	.00	-.27	-.09	.78	.00		
597	MAX M-2	.95	-18.23	.00	.00	.00	1.56	.01		
596	MIN M-2	.00	-18.29	-.04	3.76	.03	-2.87	-.05		
590	MAX M-3	.00	-4.74	.06	1.81	.08	-1.13	.06		
593	MIN M-3	.00	-4.74	-.06	1.81	-.08	-1.13	-.06		
Querschnitt-Nr. 22: 2UR U 80-30 (Trägerrost Ebene 09-11)										
609	MAX N	1.08	.01	.00	-.39	.00	.92	.00		
603	MIN N	.00	-.34	.00	.39	.00	.12	.00		
602	MAX Q-2	.00	-.33	.00	.42	.00	.00	.00		
602	MIN Q-2	.00	-.33	.00	.42	.00	.00	.00		
608	MAX Q-3	.00	-.01	.00	1.48	.00	.00	.00		
610	MIN Q-3	.76	.00	.00	-1.48	.00	.00	.00		
602	MAX T	.00	-.33	.00	.42	.00	.00	.00		
502	MIN T	.00	-.33	.00	.42	.00	.00	.00		
609	MAX M-2	.54	.01	.00	.00	.00	1.02	.00		
602	MIN M-2	.00	-.33	.00	.42	.00	.00	.00		
602	MAX M-3	.76	-.33	.00	-.12	.00	.12	.00		
602	MIN M-3	.00	-.33	.00	.42	.00	.00	.00		
Querschnitt-Nr. 26: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Trägerroste + Geländer)										
674	MAX N	.00	.10	.00	.04					
690	MIN N	.00	-.03	.00	.02					
674	MAX Q-2	.00	.10	.00	.04					
674	MIN Q-2	.00	.10	.00	.04					
674	MAX Q-3	.00	.10	.00	.04					
674	MIN Q-3	2.32	.10	.00	-.04					
Querschnitt-Nr. 27: L 100x10 (H-Stäbe Ebene 04 + Montageaussteifung)										
245	MAX N	.95	4.61	-.18	-.18	.00	-.23	.00		
243	MIN N	.00	-5.95	.00	.00	.00	-.15	-.08		
256	MAX Q-2	1.34	3.97	1.57	-4.17	.04	.00	.00		
257	MIN Q-2	.00	-3.41	-1.57	4.19	.04	.00	.00		
260	MAX Q-3	.00	-.23	-1.56	4.22	.04	.00	.00		
259	MIN Q-3	1.34	-.23	1.56	-4.22	-.04	.00	.00		
256	MAX T	1.34	3.97	1.57	-4.17	.04	.00	.00		
254	MIN T	.00	-.28	-1.55	4.18	-.04	.00	.00		
258	MAX M-2	1.04	-1.79	.28	.05	.00	5.09	1.45		
238	MIN M-2	1.90	-1.83	-.18	-.62	.00	-.47	.00		
255	MAX M-3	.76	1.84	-.04	.45	.00	4.97	1.48		
238	MIN M-3	.95	-1.83	.00	-.44	.00	.03	-.08		
Querschnitt-Nr. 28: L 60x6 (H-Stäbe Ebene 09)										
284	MAX N	.00	.00	.04	.04	.00	-.09	.00		
282	MIN N	.00	-.09	.04	.04	.00	.07	.00		
282	MAX Q-2	.00	-.09	.04	.04	.00	.07	.00		
282	MIN Q-2	1.08	-.09	-.04	-.04	.00	.07	.00		
285	MAX Q-3	.00	-.03	.04	.19	.00	-.09	.00		
283	MIN Q-3	1.07	-.03	-.04	-.19	.00	-.09	.00		
282	MAX T	1.08	-.09	-.04	-.04	.00	.07	.00		
282	MIN T	.00	-.09	.04	.04	.00	.07	.00		
282	MAX M-2	.54	-.09	.00	.00	.00	.08	-.01		
283	MIN M-2	1.07	-.03	-.04	-.19	.00	-.09	.00		
282	MAX M-3	.00	-.09	.04	.04	.00	.07	.00		
282	MIN M-3	.54	-.09	.00	.00	.00	.08	-.01		

Tab. 6.3 - Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt - Bauzustand Montage teil 3

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 5: DUENQ 2-HOHL 70X6,3-40 (V-Stäbe (Stützen) Ebene 09-11)									
102	MAX N	.50	6.30	.02	-.02	.00	-.03	-.02	
87	MIN N	.00	1.75	-.04	-.01	.00	.00	.00	
82	MAX Q-2	.00	1.89	.05	-.01	.00	.00	.00	
81	MIN Q-2	.00	1.91	-.05	-.01	.00	.00	.00	
81	MAX Q-3	.00	1.91	-.05	-.01	.00	.00	.00	
90	MIN Q-3	.00	5.11	.02	-.03	.00	.02	.02	
81	MAX T	.00	1.91	-.05	-.01	.00	.00	.00	
81	MIN T	.00	1.91	-.05	-.01	.00	.00	.00	
89	MAX M-2	.00	5.22	-.02	-.02	.00	.02	-.02	
98	MIN M-2	.50	6.15	.02	-.03	.00	-.04	-.02	
81	MAX M-3	.90	2.31	-.05	-.01	.00	-.01	.04	
82	MIN M-3	.90	2.29	.05	-.01	.00	.00	-.04	
Querschnitt-Nr. 6: 2L(A) L 60x6-30 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 11-13)									
113	MAX N	2.19	7.36	.00	-.04	.00	-.02	.00	
120	MIN N	.00	5.58	.00	.04	.00	-.01	.00	
105	MAX Q-2	2.19	6.70	.00	-.04	.00	-.02	.00	
105	MIN Q-2	.00	6.29	.00	.03	.00	-.01	.00	
115	MAX Q-3	.00	5.60	.00	.04	.00	-.01	.00	
105	MIN Q-3	2.19	6.70	.00	-.04	.00	-.02	.00	
105	MAX T	.00	6.29	.00	.03	.00	-.01	.00	
105	MIN T	.00	6.29	.00	.03	.00	-.01	.00	
105	MAX M-2	.98	6.47	.00	.00	.00	.01	.00	
105	MIN M-2	2.19	6.70	.00	-.04	.00	-.02	.00	
105	MAX M-3	.00	6.29	.00	.03	.00	-.01	.00	
105	MIN M-3	2.19	6.70	.00	-.04	.00	-.02	.00	
Querschnitt-Nr. 7: 2L(A) L 60x6-30 (V-Stäbe (Sparren) Ebene 13-18)									
133	MAX N	1.60	13.13	.08	-.05	.00	-.05	-.09	
137	MIN N	.00	-6.01	.13	-.05	.00	.05	.12	
137	MAX Q-2	.00	-6.01	.13	-.05	.00	.05	.12	
138	MIN Q-2	.00	-6.01	-.13	-.05	.00	.05	-.12	
139	MAX Q-3	.00	1.77	-.13	.07	.00	-.06	-.11	
137	MIN Q-3	1.50	-5.73	.13	-.07	.00	-.03	-.08	
121	MAX T	.00	8.57	.02	.00	.00	.01	.00	
121	MIN T	.00	8.57	.02	.00	.00	.01	.00	
137	MAX M-2	.00	-6.01	.13	-.05	.00	.05	.12	
139	MIN M-2	.00	1.77	-.13	.07	.00	-.06	-.11	
137	MAX M-3	.00	-6.01	.13	-.05	.00	.05	.12	
138	MIN M-3	.00	-6.01	-.13	-.05	.00	.05	-.12	
Querschnitt-Nr. 8: RO 159x4,5 (Helmstange)									
161	MAX N	4.65	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MIN N	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MAX Q-2	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MIN Q-2	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MAX Q-3	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MIN Q-3	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MAX T	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MIN T	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MAX M-2	4.65	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MIN M-2	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MAX M-3	.00	-5.18	.00	.00	.00	.00	.00	
161	MIN M-3	4.65	.00	.00	.00	.00	.00	.00	
Querschnitt-Nr. 13: 2L(A) L 60x6-30 (H-Stäbe Ebene 07-10)									
294	MAX N	1.08	.03	-.10	.00	.00	.00	.00	
296	MIN N	.00	-.08	.10	.00	.00	.00	.00	
290	MAX Q-2	.00	.02	-.10	.00	.00	.00	.00	
290	MIN Q-2	1.08	.02	-.10	.00	.00	.00	.00	
290	MAX Q-3	.00	.02	.10	.00	.00	.00	.00	
290	MIN Q-3	.00	.02	.10	.00	.00	.00	.00	
290	MAX T	1.08	.02	-.10	.00	.00	.00	.00	
290	MIN T	.00	.02	.10	.00	.00	.00	.00	
290	MAX M-2	.00	.02	.10	.00	.00	.00	.00	
290	MIN M-2	1.08	.02	-.10	.00	.00	.00	.00	
290	MAX M-3	.00	.02	.10	.00	.00	.00	.00	
290	MIN M-3	.54	.02	.00	.00	.00	.00	-.03	
Querschnitt-Nr. 14: 2L(A) L 80x8-30 (H-Stäbe Ebene 11)									
299	MAX N	1.07	-.83	-.16	.00	.00	.00	.00	
298	MIN N	.00	-1.21	.18	.00	.00	.00	-.01	
299	MAX Q-2	.00	-.83	.21	.00	.00	.00	.03	
301	MIN Q-2	1.07	-.83	-.20	.00	.00	.00	.02	
298	MAX Q-3	.00	-1.21	.18	.00	.00	.00	-.01	
298	MIN Q-3	.00	-1.21	.18	.00	.00	.00	-.01	
298	MAX T	.00	-1.21	.18	.00	.00	.00	-.01	
298	MIN T	.00	-1.21	.18	.00	.00	.00	-.01	
298	MAX M-2	.00	-1.21	.18	.00	.00	.00	-.01	
298	MIN M-2	1.08	-1.21	-.19	.00	.00	.00	.00	
299	MAX M-3	.00	-.83	.21	.00	.00	.00	.03	
300	MIN M-3	.54	-1.11	-.01	.00	.00	.00	-.06	

- Folgeseite -

- Fortsetzung Tab. 6.3 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 15: 2L(A) L 40x4-30 (H-Stäbe Ebene 12-13)									
320	MAX N	.48	.34	-.02	.00	.00	.00	-.01	
306	MIN N	.00	-.79	.03	.00	.00	.00	.01	
331	MAX Q-2	.00	.03	1.65	-.07	.00	.01	.25	
337	MIN Q-2	.30	.04	-1.63	.07	.00	.01	.24	
333	MAX Q-3	.30	.07	-1.58	.08	.00	.01	.24	
335	MIN Q-3	.00	.06	1.58	-.08	.00	.01	.24	
306	MAX T	.78	-.79	-.03	.00	.00	.00	.01	
306	MIN T	.00	-.79	.03	.00	.00	.00	.01	
331	MAX M-2	.00	.03	1.65	-.07	.00	.01	.25	
331	MIN M-2	.30	.03	1.62	-.07	.00	-.01	-.25	
331	MAX M-3	.00	.03	1.65	-.07	.00	.01	.25	
331	MIN M-3	.30	.03	1.62	-.07	.00	-.01	-.25	
Querschnitt-Nr. 16: L 60x6 (H-Stäbe Ebene 14-17)									
338	MAX N	.00	.13	-.01	-.01	.00	-.01	-.01	
322	MIN N	.00	-.92	-.04	-.04	.00	.03	.00	
353	MAX Q-2	.12	-.07	1.25	.99	.00	.06	-.07	
347	MIN Q-2	.00	-.07	-1.25	-.98	.00	.06	-.07	
353	MAX Q-3	.12	-.07	1.25	.99	.00	.06	-.07	
347	MIN Q-3	.00	-.07	-1.25	-.98	.00	.06	-.07	
322	MAX T	.00	-.92	-.04	-.04	.00	.03	.00	
322	MIN T	.00	-.92	-.04	-.04	.00	.03	.00	
339	MAX M-2	.00	-.03	-1.01	-.74	.00	.08	-.11	
339	MIN M-2	.22	-.03	-.99	-.72	.00	-.08	.11	
339	MAX M-3	.22	-.03	-.99	-.72	.00	-.08	.11	
339	MIN M-3	.00	-.03	-1.01	-.74	.00	.08	-.11	
Querschnitt-Nr. 18: Flachstahl 60/6 (Diagonalen Ebene 06-07, 09-10)									
488	MAX N	1.40	.29	-.03	.00				
481	MIN N	.00	-.10	.03	.00				
474	MAX Q-2	.00	.07	.03	.00				
474	MIN Q-2	1.41	.11	-.03	.00				
474	MAX Q-3	.00	.07	.03	.00				
474	MIN Q-3	.00	.07	.03	.00				
Querschnitt-Nr. 19: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Ebene 07-09, 11-13)									
552	MAX N	1.64	3.18	-.01	.00				
545	MIN N	.00	-.42	.01	.00				
490	MAX Q-2	.00	.89	.02	.00				
490	MIN Q-2	2.37	.96	-.02	.00				
490	MAX Q-3	2.37	.96	-.02	.00				
490	MIN Q-3	.00	.89	.02	.00				
Querschnitt-Nr. 22: 2UR U 80-30 (Trägerrost Ebene 09-11)									
623	MAX N	.76	.05	.00	.53	-.07	.68	.00	
632	MIN N	.00	-.89	.00	.95	.05	.00	.00	
614	MAX Q-2	.00	-.11	.00	1.25	.07	.00	.00	
614	MIN Q-2	.00	-.11	.00	1.25	.07	.00	.00	
617	MAX Q-3	.00	-.06	.00	1.26	-.07	.00	.00	
619	MIN Q-3	.76	-.06	.00	-1.26	.07	.00	.00	
614	MAX T	.00	-.11	.00	1.25	.07	.00	.00	
616	MIN T	.00	-.11	.00	-.53	-.07	.68	.00	
615	MAX M-2	.54	-.10	.00	.00	.00	.75	.00	
614	MIN M-2	.00	-.11	.00	1.25	.07	.00	.00	
614	MAX M-3	.76	-.11	.00	.54	.07	.68	.00	
614	MIN M-3	.00	-.11	.00	1.25	.07	.00	.00	
Querschnitt-Nr. 23: 2L(A) L 40x4-30 (Trägerrost Ebene 13)									
638	MAX N	.34	.40	.00	.08	.00	.01	.00	
646	MIN N	.00	-.01	.00	-.06	.00	.01	.00	
638	MAX Q-2	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
638	MIN Q-2	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
638	MAX Q-3	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
640	MIN Q-3	.34	.39	.00	-.17	.00	-.03	.00	
638	MAX T	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
638	MIN T	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
639	MAX M-2	.24	.36	.00	.00	.00	.02	.00	
638	MIN M-2	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
638	MAX M-3	.34	.40	.00	.08	.00	.01	.00	
638	MIN M-3	.00	.40	.00	.17	.00	-.03	.00	
Querschnitt-Nr. 26: Flachstahl 40/6 (Diagonalen Trägerroste + Geländer)									
720	MAX N	.00	.10	.00	.01				
706	MIN N	.00	-.10	.00	.02				
698	MAX Q-2	.00	.00	.00	.02				
698	MIN Q-2	.00	.00	.00	.02				
698	MAX Q-3	.00	.00	.00	.02				
698	MIN Q-3	1.32	.00	.00	-.02				

- Folgeseite -

- Fortsetzung Tab. 6. 3 -

Stab-Nr.	x [m]		Kräfte [kN]			Momente [kNm]			zugehörige Lastfälle
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
Querschnitt-Nr. 28: L 60x6 (H-Stäbe Ebene 09 + Montageaussteifung)									
607	MAX N	.76	.15	.05	-.13	.00	.00	.00	
610	MIN N	.00	-.18	.00	-.08	.00	.08	.02	
604	MAX Q-2	.76	.05	.05	-.13	.00	.00	.00	
602	MIN Q-2	.00	-.07	-.05	.13	.00	.00	.00	
602	MAX Q-3	.00	-.07	-.05	.13	.00	.00	.00	
604	MIN Q-3	.76	.05	.05	-.13	.00	.00	.00	
282	MAX T	.00	.00	.04	.04	.00	-.01	.00	
282	MIN T	.00	.00	.04	.04	.00	-.01	.00	
603	MAX M-2	.54	-.01	.00	.00	.00	.09	.03	
282	MIN M-2	1.08	.00	-.04	-.04	.00	-.01	.00	
603	MAX M-3	.54	-.01	.00	.00	.00	.09	.03	
282	MIN M-3	.54	.00	.00	.00	.00	.00	-.01	

4.6. Vorbemessung und Nachweise der tragenden Stahlbauteile

4.6.1. Stäbe der Haupttragstruktur

Wie auf dem Plan S2 im Anhang 2 dargestellt ist, gehören hierzu alle Sparrer bzw. Vertikalstäbe, die umlaufenden Horizontalstäbe sowie die auskrenzenden Diagonalen.

(Die Träger und Diagonalen der Zwischendecken dienen lediglich der Horizontalausstüfung und der Aufnahme der Personenlasten und werden daher im nächsten Abschnitt gesondert betrachtet.)

Materialwahl

Da die Tragkonstruktion dynamischen Belastungen infolge der schwingenden Glocken ausgesetzt ist, wird als Stahlklasse St 37-2 gewählt.

Wahl des Nachweisverfahrens

Die maßgebenden Nachweise für die Vorbemessung werden nach dem Verfahren Elastisch - Elastisch geführt, da eine Ausnutzung plastischer Querschnittsreserven u.a. wegen der glockenerregten Schwingungen nicht erfolgen kann.

Spannungsnachweis

Dieser Nachweis wird mit dem Programm STAHL geführt. Er folgt als tabellarischer Ausdruck auf den nächsten vier Seiten für die Spannungen aus den maßg. Schnittgrößen.

Projekt: Lukaskirche - Hauptturm Stahlträgergerüst des Hauptturmhelmes	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 1
		05.08.2001

SPANNUNGSNACHWEIS NACH DIN 18800 - INHALT

Spannungsnachweis nach DIN 18800 - Inhalt	1
Grafik - Struktur - gerendert	1
STAHL1 - Spannungsanalyse	
· Basisangaben	2
· Grenzspannungen	2
· Querschnitte	2
· Ergebnisse	3
· Max. Spannungen in Querschnitten	3

STRUKTUR - GERENDERT

Isometrie



Projekt: Lukaskirche - Hauptturm Stahltraggerüst des Hauptturmhelmes	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 2 05.08.2001
--	--	----------------------------

STAHL1 - SPANNUNGSANALYSE

BASISANGABEN

ZU BEMESSENDE STÄBE
Alle

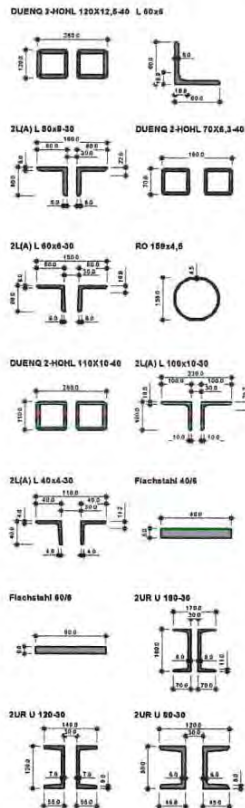
ZU BEMESSENDE LASTFÄLLE

- LF11 - Bemessungswerte Eigengewicht
- LF12 - Bemessungswerte Wind + Eigengewicht
- LF13 - Bemessungswerte Wind + Eigengewicht, günstig
- LF14 - Bemessungswerte Eigengewicht + Verkehrslast
- LF15 - Bem.-werte Eigengew.+0,9*alle Veränderlichen

GRENZSPANNUNGEN

Mat.-Nr.	Material-Bezeichnung	Material-Norm, Kriterium	Grenzspannungen [kN/cm ²]		
			Sigma	Tau	Sigma-v
1	Stahl St 37	DIN 18800 t ≤ 40	21.82	12.6	21.82

QUERSCHNITTE



Quer.-Nr.	Mat.-Nr.	Querschnittsbezeichnung Querschnittsdrehung	I-T [cm ⁴] A [cm ²]	I-2 [cm ⁴] Alpha pl. y	I-3 [cm ⁴] Alpha pl. z
1	1	DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40	3161.73 107.50	2077.49 1.00	8957.50 1.00
2	1	L 60x6 α = -45.00°	0.85 6.91	36.10 1.00	9.43 1.00
3	1	DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40	3161.73 107.50	2077.49 1.00	8957.50 1.00
4	1	2L(A) L 80x8-30	5.34 24.60	144.60 1.14	492.39 1.25
5	1	DUENQ 2-HOHL 70X6,3-40	359.52 32.10	217.65 1.00	1188.82 1.00
6	1	2L(A) L 60x6-30	1.69 13.82	45.60 1.14	186.23 1.25
7	1	2L(A) L 60x6-30	1.69 13.82	45.60 1.14	186.23 1.25
8	1	RO 159x4,5	1303.43 21.84	652.27 1.00	652.27 1.00
9	1	L 60x6 α = -45.00°	0.85 6.91	36.10 1.00	9.43 1.00
10	1	2L(A) L 80x8-30	5.34 24.60	144.60 1.14	492.39 1.25
11	1	DUENQ 2-HOHL 110X10-40	2151.67 80.00	1336.67 1.00	5836.67 1.00
12	1	2L(A) L 100x10-30	13.05 38.40	354.00 1.14	1070.64 1.25
13	1	2L(A) L 60x6-30	1.69 13.82	45.60 1.14	186.23 1.25
14	1	2L(A) L 80x8-30	5.34 24.60	144.60 1.14	492.39 1.25
15	1	2L(A) L 40x4-30	0.33 6.16	8.96 1.14	51.24 1.25
16	1	L 60x6 α = -45.00°	0.85 6.91	36.10 1.00	9.43 1.00
17	1	Flachstahl 40/6	0.29 2.40	0.07 1.00	3.20 1.00
18	1	Flachstahl 60/6	0.43 3.60	0.11 1.00	10.80 1.00
19	1	Flachstahl 40/6	0.29 2.40	0.07 1.00	3.20 1.00
20	1	2UR U 180-30	336.26 56.00	2700.00 1.00	883.00 1.00
21	1	2UR U 120-30	167.10 34.00	728.00 1.00	413.14 1.00
22	1	2UR U 80-30	78.55 22.00	212.00 1.00	230.26 1.00
23	1	2L(A) L 40x4-30	0.33 6.16	8.96 1.14	51.24 1.25
24	1	2UR U 80-30	78.55	212.00	230.26

Projekt: Lukaskirche - Hauptturm	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 3
Stahltraggerüst des Hauptturmhelmes		05.08.2001

QUERSCHNITTE

Quer.-Nr.	Mat.-Nr.	Querschnittsbezeichnung Querschnittsdrehung	I-T [cm ⁴] A [cm ²]	I-2 [cm ⁴] Alpha pl. y	I-3 [cm ⁴] Alpha pl. z
24			22.00	1.00	1.00
25	1	2UR U 80-30	78.55 22.00	212.00 1.00	230.26 1.00
26	1	Flachstahl 40/6	0.29 2.40	0.07 1.00	3.20 1.00

MAX. SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung [kN/cm ²] vorh	Spannung [kN/cm ²] grenz	Ausnutzung
Querschnitt Nr. 1 - DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40 - V-Stäbe (Sparren) Ebene 0							
Sigma gesamt	32	2.050	35	LF12	-17.80	21.82	0.82
Tau gesamt	31	2.050	57	LF13	1.09	12.60	0.09
Sigma-v	32	2.050	35	LF12	17.80	21.82	0.82
Querschnitt Nr. 2 - L 60x6 - V-Stäbe parallel Uhrenscheiben + H-Stab Ebene							
Sigma gesamt	188	0.000	8	LF12	-15.41	21.82	0.71
Tau gesamt	188	2.110	4	LF12	0.11	12.60	0.01
Sigma-v	188	0.000	8	LF12	15.41	21.82	0.71
Querschnitt Nr. 3 - DUENQ 2-HOHL 120X12,5-40 - V-Stäbe (Stützen) Ebene 0							
Sigma gesamt	36	4.100	12	LF12	18.13	21.82	0.83
Tau gesamt	39	0.000	59	LF12	-0.90	12.60	0.07
Sigma-v	36	4.100	12	LF12	18.14	21.82	0.83
Querschnitt Nr. 4 - 2L(A) L 80x8-30 - V-Stäbe (Sparren) Ebene 07-09							
Sigma gesamt	67	2.070	9	LF15	-8.18	21.82	0.37
Tau gesamt	72	2.070	5	LF15	-0.11	12.60	0.01
Sigma-v	67	2.070	9	LF15	8.18	21.82	0.37
Querschnitt Nr. 5 - DUENQ 2-HOHL 70X6,3-40 - V-Stäbe (Stützen) Ebene 09-							
Sigma gesamt	104	0.500	42	LF12	-15.36	21.82	0.70
Tau gesamt	84	0.000	1	LF12	1.03	12.60	0.08
Sigma-v	104	0.500	42	LF12	15.36	21.82	0.70
Querschnitt Nr. 6 - 2L(A) L 60x6-30 - V-Stäbe (Sparren) Ebene 11-13							
Sigma gesamt	105	0.000	9	LF15	-9.68	21.82	0.44
Tau gesamt	106	0.000	2	LF15	0.14	12.60	0.01
Sigma-v	105	0.000	9	LF15	9.68	21.82	0.44
Querschnitt Nr. 7 - 2L(A) L 60x6-30 - V-Stäbe (Sparren) Ebene 13-18							
Sigma gesamt	156	2.210	4	LF13	13.22	21.82	0.61
Tau gesamt	159	1.760	2	LF12	-0.21	12.60	0.02
Sigma-v	156	2.210	4	LF13	13.22	21.82	0.61
Querschnitt Nr. 8 - RO 159x4,5 - Helmstange							
Sigma gesamt	161	0.000	1	LF12	-17.82	21.82	0.82
Tau gesamt	161	0.000	10	LF12	0.41	12.60	0.03
Sigma-v	161	0.000	1	LF12	17.82	21.82	0.82
Querschnitt Nr. 9 - L 60x6 - H-Stäbe Ebene 00 + einfache Diag. Ebene 01-							
Sigma gesamt	194	1.480	2	LF12	10.82	21.82	0.50
Tau gesamt	194	0.000	5	LF12	-0.33	12.60	0.03
Sigma-v	194	1.480	2	LF12	10.82	21.82	0.50
Querschnitt Nr. 10 - 2L(A) L 80x8-30 - H-Stäbe Ebene 01-04							
Sigma gesamt	206	0.000	1	LF12	15.19	21.82	0.70
Tau gesamt	206	0.000	2	LF12	3.23	12.60	0.26
Sigma-v	206	0.000	1	LF12	15.20	21.82	0.70
Querschnitt Nr. 11 - DUENQ 2-HOHL 110X10-40 - Horizontalring Ebene 05							
Sigma gesamt	256	1.900	38	LF12	18.95	21.82	0.87
Tau gesamt	256	1.900	31	LF12	2.70	12.60	0.21
Sigma-v	256	1.900	38	LF12	19.12	21.82	0.88
Querschnitt Nr. 12 - 2L(A) L 100x10-30 - H-Stäbe Ebene 06							
Sigma gesamt	264	1.900	4	LF12	-16.33	21.82	0.75
Tau gesamt	264	1.900	2	LF12	-0.94	12.60	0.07
Sigma-v	264	1.900	4	LF12	16.33	21.82	0.75
Querschnitt Nr. 13 - 2L(A) L 60x6-30 - H-Stäbe Ebene 07-10							
Sigma gesamt	272	1.900	4	LF12	-10.24	21.82	0.47
Tau gesamt	272	1.900	2	LF12	-0.35	12.60	0.03
Sigma-v	272	1.900	4	LF12	10.24	21.82	0.47
Querschnitt Nr. 14 - 2L(A) L 80x8-30 - H-Stäbe Ebene 11							
Sigma gesamt	304	1.080	1	LF12	19.82	21.82	0.91
Tau gesamt	300	0.000	2	LF12	1.66	12.60	0.13
Sigma-v	304	1.080	1	LF12	19.82	21.82	0.91
Querschnitt Nr. 15 - 2L(A) L 40x4-30 - H-Stäbe Ebene 12-13							
Sigma gesamt	308	0.000	10	LF15	-12.37	21.82	0.57
Tau gesamt	307	0.770	2	LF15	-0.65	12.60	0.05

Projekt: Lukaskirche - Hauptturm	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 4
Stahltraggerüst des Hauptturmhelmes		05.08.2001

MAX. SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung vorh	Spannung [kN/cm ²] grenz	Ausnutzung
Sigma-v	308	0.000	10	LF15	12.37	21.82	0.57
Querschnitt Nr. 16 - I 60x6 - H-Stäbe Ebene 14-17							
Sigma gesamt	352	0.000	9	LF13	10.52	21.82	0.48
Tau gesamt	352	0.000	3	LF13	-2.93	12.60	0.23
Sigma-v	352	0.000	9	LF13	10.52	21.82	0.48
Querschnitt Nr. 17 - Flachstahl 40/6 - Diagonalen Ebene 00-04							
Sigma gesamt	411	2.760	1	LF13	14.31	21.82	0.66
Tau gesamt	403	0.000	5	LF11	-0.02	12.60	0.00
Sigma-v	411	2.760	5	LF13	14.31	21.82	0.66
Querschnitt Nr. 18 - Flachstahl 60/6 - Diagonalen Ebene 06-07, 09-10							
Sigma gesamt	486	1.410	1	LF12	15.74	21.82	0.72
Tau gesamt	426	0.000	5	LF11	0.02	12.60	0.00
Sigma-v	486	1.410	5	LF12	15.74	21.82	0.72
Querschnitt Nr. 19 - Flachstahl 40/6 - Diagonalen Ebene 07-09, 11-13							
Sigma gesamt	454	2.660	1	LF13	7.19	21.82	0.33
Tau gesamt	444	0.000	5	LF12	0.01	12.60	0.00
Sigma-v	454	2.660	5	LF13	7.19	21.82	0.33
Querschnitt Nr. 20 - 2UR U 180-30 - Trägerrost Ebene 04							
Sigma gesamt	563	1.340	1	LF15	-19.30	21.82	0.88
Tau gesamt	560	0.000	11	LF15	3.20	12.60	0.25
Sigma-v	563	1.340	1	LF15	19.30	21.82	0.88
Querschnitt Nr. 21 - 2UR U 120-30 - Trägerrost Ebene 06-07							
Sigma gesamt	590	0.000	14	LF15	-15.24	21.82	0.70
Tau gesamt	596	0.000	11	LF15	2.59	12.60	0.21
Sigma-v	590	0.000	14	LF15	15.24	21.82	0.70
Querschnitt Nr. 22 - 2UR U 80-30 - Trägerrost Ebene 09-11							
Sigma gesamt	624	0.490	6	LF14	9.16	21.82	0.42
Tau gesamt	620	0.000	11	LF15	3.12	12.60	0.25
Sigma-v	624	0.490	6	LF14	9.16	21.82	0.42
Querschnitt Nr. 23 - 2L(A) L 40x4-30 - Trägerrost Ebene 13							
Sigma gesamt	638	0.000	9	LF15	-11.72	21.82	0.54
Tau gesamt	638	0.000	5	LF15	0.74	12.60	0.06
Sigma-v	638	0.000	9	LF15	11.72	21.82	0.54
Querschnitt Nr. 24 - 2UR U 80-30 - Geländerstäbe vertikal							
Sigma gesamt	725	0.000	7	LF12	-11.46	21.82	0.53
Tau gesamt	722	0.000	4	LF12	-0.28	12.60	0.02
Sigma-v	725	0.000	7	LF12	11.46	21.82	0.53
Querschnitt Nr. 25 - 2UR U 80-30 - Geländerstäbe horizontal							
Sigma gesamt	734	0.000	1	LF13	0.96	21.82	0.04
Tau gesamt	738	0.000	2	LF14	0.23	12.60	0.02
Sigma-v	734	0.000	4	LF13	0.97	21.82	0.04
Querschnitt Nr. 26 - Flachstahl 40/6 - Diagonalen Trägerroste + Geländer							
Sigma gesamt	652	0.000	1	LF13	5.60	21.82	0.26
Tau gesamt	663	0.000	5	LF12	0.03	12.60	0.00
Sigma-v	652	0.000	5	LF13	5.60	21.82	0.26

Bei einer Ausnutzung $\leq 1,00$ ist der Nachweis erfüllt.

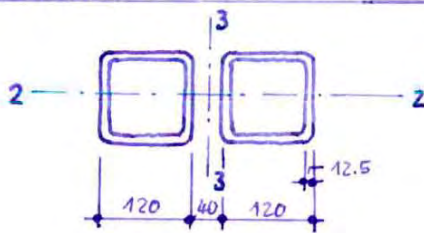
Da die Schnittgrößen nach der Theorie I. Ordnung ermittelt wurden, wird eine ca. 80%ige Auslastung der gewählten Profile angedreht.

Unter Beachtung sinnvoller Mindestabmessungen, auch im Hinblick auf die Knicksicherheit, können nicht alle Profile bezüglich des Spannungsnachweises ausgelastet werden. Zudem sollten möglichst wenig verschiedene Profile zum Einsatz kommen, um Kosten zu minimieren.

Der Spannungsnachweis für die Trägerreste oberhalb des jetzigen Turmabschlusses wird an dieser Stelle gleich mit erbracht, da die Stäbe im System als notwendige Ausstützung bereits mit modelliert wurden. Die Querschnitte der Träger für die Turmgalerie wurde durch die Definition exzentrischer Stabanschlüsse berücksichtigt.

Nachweise Biegeknicken

Querschnitte Nr. 1 und 3 - zweif. Druckstab Q-Rohr MSH 120 x 12,5



KSL $\alpha \Rightarrow \alpha = 0,21$
(warm geführt)

$$\begin{aligned}
 A &= 104,20 \text{ cm}^2 \\
 J_2 &= 2077,49 \text{ cm}^4 ; i_2 = 4,40 \text{ cm} \\
 J_3 &= 8957,49 \text{ cm}^4 ; i_3 = 9,13 \text{ cm} \\
 J_T &= 3105,74 \text{ cm}^4 ; i_p = 10,13 \text{ cm} \\
 W_2 &= 346,25 \text{ cm}^3 ; W_{pl,2} = 433,36 \text{ cm}^3 \\
 W_3 &= 639,82 \text{ cm}^3 ; W_{pl,3} = 860,00 \text{ cm}^3 \\
 \alpha_{p,2} &= 1,25 ; \alpha_{p,3} = 1,34
 \end{aligned}$$

Das Zusammenwirken der Querschnittsteile wird über Flachstahlfutterstücke $t=40\text{mm}$ sichergestellt.

Maximaler Achsabstand der Flachstahlfutterstücke a :

min Trägheitsradius des Einzelquerschnitts $i_1 = 4,34 \text{ cm}$

$$\text{Bedingung: } a/i_1 \leq 15 \Rightarrow \underline{a \leq 15 \cdot 4,34 \text{ cm} = 65,1 \text{ cm}}$$

Unter Einhaltung von max a darf der Nachweis nach Element (4.10) DIN 18800, T.2 wie für einteilige Druckstäbe, auch rechtwinklig zur Stoffriemachse, geführt werden.

maßgebende Druckkraft: $N_d = -303,21 \text{ kN}$ (Grundkombi. 2, Stab 1)

Knicklängen (aus RSKNICK): $S_{K,2} = 10,21 \text{ m}$ mit $\beta_2 = 4,418$
für Ersatzstabverfahren

$$S_{K,3} = 21,20 \text{ m} \quad \beta_3 = 9,173$$

Stabendmomente: Fußpkt. gelenkig $\Rightarrow M_2^u = M_3^u = 0$ $\psi = 0$
 Kopfpkt.: $M_2^o = -2,33 \text{ kNm}$ $\beta_{m,\psi} = 0,66$
 $M_3^o = -4,47 \text{ kNm}$

Nachweismethode 1 für zweiachs. Biegung mit Normalkraft:

$$\frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}} + \frac{M_2}{M_{pl,2,d}} \cdot k_2 + \frac{M_3}{M_{pl,3,d}} \cdot k_3 \leq 1$$

$$\chi = \min(\chi_2, \chi_3)$$

$$\lambda_{k,2} = \frac{s_{k,2}}{i_2} = \frac{10,21}{0,044} = 232,05 \quad \lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{240}}$$

$$\lambda_{k,3} = \frac{s_{k,3}}{i_3} = \frac{21,20}{0,0913} = 232,20 \text{ (unq.)} = 92,93$$

$$\bar{\lambda}_{k,3} = \frac{\lambda_{k,3}}{\lambda_a} = \frac{232,20}{92,93} = 2,499 \Rightarrow \chi = 0,14$$

$$N_{pl,d} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{104,2 \text{ cm}^2 \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,1} = 2.273 \text{ kN}$$

$$M_{pl,2,d} = \frac{W_{pl,2} \cdot f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{433,36 \cdot 24}{1,1} = 9.455 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,3,d} = \frac{860,00 \cdot 24}{1,1} = 18.763 \text{ kNm}$$

$$a_2 = \bar{\lambda}_{k,2} \cdot (2 \cdot \beta_{m,2} - 4) + (\alpha_{pl,2} - 1) = 2,5 \cdot (2 \cdot 0,66 - 4) + (1,25 - 1) = -6,45 \leq 0,8$$

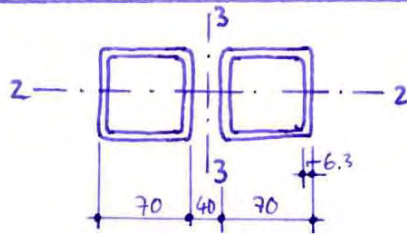
$$k_2 = 1 - \frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}} \cdot a_2 = 1 - \frac{303,21}{0,14 \cdot 2273} \cdot (-6,45) = 7,15 \leq 1,5$$

$$a_3 = 2,5 \cdot (2 \cdot 0,66 - 4) + (1,34 - 1) = -6,36 \leq 0,8$$

$$k_3 = 1 - \frac{303,21}{0,14 \cdot 2273} \cdot (-6,36) = 7,06 \leq 1,5$$

Nachweis: $\frac{303,21}{0,14 \cdot 2273} + \frac{2,33}{9455} \cdot 1,5 + \frac{4,47}{18763} \cdot 1,5 = 0,95 \leq 1$ (erfüllt)

Querschnitt Nr. 5 - zweifäl. Druckstab Q-Bohr MSH 70x6.3



$$\begin{aligned}
 A &= 32,10 \text{ cm}^2 \\
 J_2 &= 217,65 \text{ cm}^4 & ; i_2 &= 2,60 \text{ cm} \\
 J_3 &= 1188,82 \text{ cm}^4 & ; i_3 &= 6,09 \text{ cm} \\
 J_T &= 355,27 \text{ cm}^4 & ; i_p &= 6,62 \text{ cm} \\
 W_2 &= 62,19 \text{ cm}^3 & ; W_{pl,2} &= 76,69 \text{ cm}^3 \\
 W_3 &= 132,09 \text{ cm}^3 & ; W_{pl,3} &= 176,58 \text{ cm}^3 \\
 \alpha_{pl,2} &= 1,23 & ; \alpha_{pl,3} &= 1,34
 \end{aligned}$$

KSL $\alpha \Rightarrow \alpha = 0,21$
(warm gefertigt)

max. Abstand der Flachstahlflankenstücke mit $t=40 \text{ mm}$ für das Zusammenwirken des Querschnittes: $\underline{\underline{a \leq 15 \cdot 2,58 = 38,7 \text{ cm}}}$

maßg. Druckkraft: $N_d = 96,92 \text{ kN}$ (Gr.-komb. 2, Stab 83)

Knicklängen: $s_{k,2} = 5,84 \text{ m}$; $s_{k,3} = 13,65 \text{ m}$

Stabendmomente: $M_2^u = 0,57 \text{ kNm}$; $M_2^o = 1,15 \text{ kNm}$ (≈ 0 ; vernachlässigbar)
 $M_3^u = -0,39 \text{ kNm}$; $M_3^o = -11,25 \text{ kNm} \Rightarrow \beta_{m,3} = 0,66$ ($\neq 0$)

\Rightarrow NW einachs. Bieg. mit N

$$\lambda_{k,2} = \frac{5,84}{0,026} = 224,62 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{k,2} = \frac{224,62}{92,93} = 2,42 \quad ; \quad \underline{\underline{\chi_2 = 0,15}}$$

$$\lambda_{k,3} = \frac{13,65}{0,0609} = 224,14 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{224,14}{92,93} = 2,41 \quad ; \quad \underline{\underline{\chi_3 = 0,15}}$$

$$\underline{\underline{N_{pl,d} = \frac{32,10 \cdot 24}{1,1} = 700,36 \text{ kN}}}$$

$$\underline{\underline{M_{pl,3,d} = \frac{176,58 \cdot 24}{1,1} = 3852,65 \text{ kNm}}}$$

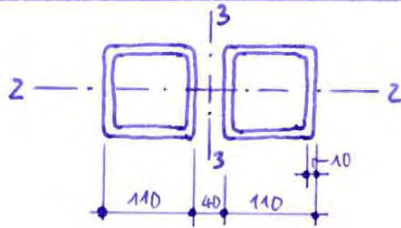
$$\alpha_3 = 2,41 (2 \cdot 0,66 - 4) + (1,34 - 1) = -6,12 \leq 0,0$$

$$\underline{\underline{k_3 = 1 - \frac{36,92}{0,15 \cdot 700,36} \cdot (-6,12) = 6,64 \leq 1,5}}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}} + \frac{M_3}{M_{pl,3,d}} \cdot k_3 \leq 1$$

$$\frac{96,92}{0,15 \cdot 700,36} + \frac{11,25}{3852,65} \cdot 1,5 = \underline{\underline{0,93 \leq 1}} \quad (\text{erfüllt})$$

Querschnitt Nr. 11 - zweifach. Druckstab aus Q-Rohr MSH 110x10



$$\begin{aligned}
 A &= 80,00 \text{ cm}^2 \\
 J_2 &= 1336,67 \text{ cm}^4 & ; \quad i_2 &= 4,09 \text{ cm} \\
 J_3 &= 5836,67 \text{ cm}^4 & ; \quad i_3 &= 8,54 \text{ cm} \\
 J_T &= 2125,00 \text{ cm}^4 & ; \quad i_p &= 9,47 \text{ cm} \\
 W_2 &= 243,03 \text{ cm}^3 & ; \quad W_{pl,2} &= 300,00 \text{ cm}^3 \\
 W_3 &= 448,97 \text{ cm}^3 & ; \quad W_{pl,3} &= 600,00 \text{ cm}^3 \\
 \alpha_{pl,2} &= 1,23 & ; \quad \alpha_{pl,3} &= 1,34
 \end{aligned}$$

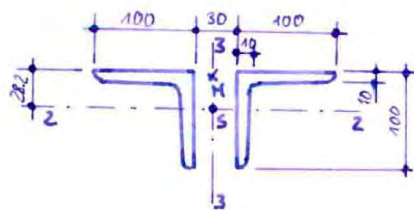
KSL a $\Rightarrow \alpha = 0,21$
(warm gefertigt)

max. Abstand d. Flachstahlfutterstücke für Zus.-wirk.: $a \geq 15 \cdot 4,05 = \underline{60,75 \text{ cm}}$

maßg. Druckkraft: $N_d = -0,51 \text{ kN}$ (GK 1.3, Stab 255)

\Rightarrow NW. nach Element (318) - Rahmeneinzel ohne Druckkraft unter Berücksichtigung der Momentenbeanspruchung und des Verzweigungslastfaktors; aber $M_2 \approx M_3 \approx 0$ im Stab 255 und bei stärker M-beanspruchten Stäben $N > 0$ (Zug)
 \Rightarrow BK-NW nicht maßgebend!

Querschnitt Nr. 12 - zweifach. Druckstab aus L 100x10



$$\begin{aligned}
 A &= 38,40 \text{ cm}^2 \\
 J_2 &= 354,00 \text{ cm}^4 & ; \quad i_2 &= 3,04 \text{ cm} \\
 J_3 &= 1070,64 \text{ cm}^4 & ; \quad i_3 &= 5,28 \text{ cm} \\
 J_T &= 13,05 \text{ cm}^4 & ; \quad i_p &= 6,17 \text{ cm} \\
 W_2 &= \begin{cases} 49,30 \text{ cm}^3 \\ -125,53 \text{ cm}^3 \end{cases} & ; \quad W_{pl,2} &= 90,70 \text{ cm}^3 \\
 W_3 &= 93,10 \text{ cm}^3 & ; \quad W_{pl,3} &= 166,25 \text{ cm}^3 \\
 \alpha_{pl,2} &= 1,80 & ; \quad \alpha_{pl,3} &= 1,76
 \end{aligned}$$

max. Abstand Flachstahlfutterstücke: $a \geq 15 \cdot 1,95 = \underline{29,25 \text{ cm}}$

maßg. Druckkraft: $N_d = -22,94 \text{ kN}$ (GK 1.1, Stab 264)

Knicklängen: $s_{k,2} = 15,92 \text{ m}$; $s_{k,3} = 26,59 \text{ m}$

Stabendmomente: $M_{2,li} = -0,13 \text{ kNm}$; $M_{2,re} = 0,05 \text{ kNm}$ \Rightarrow vernachlässigbar
 $\Rightarrow s_{m,2} = \text{klein}$

$$M_{3,li} = -14,34 \text{ kNm}; \quad M_{3,re} = 14,61 \quad \Rightarrow \beta_{m,3} = 0,66 + 0,4 \cdot (-1) = 0,22$$

\Rightarrow NW einachs. Biegung mit N

$$\lambda_{k,3} = \frac{26,59}{0,0528} = 503,60 & ; \quad \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{503,60}{92,93} = 5,42 \quad \Rightarrow \chi_3 = \frac{1}{5,42 \cdot (5,42 + 0,21)} = 0,03$$

$$N_{pl,d} = \frac{38,40 \cdot 24}{1,1} = \underline{837,82 \text{ kN}}$$

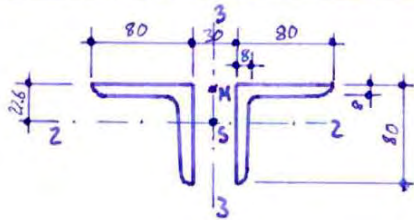
$$M_{pl,3,d} = \frac{166,25 \cdot 24}{1,1} = \underline{\underline{3627,27 \text{ kNm}}}$$

$$\alpha_3 = 5,42 \cdot (2 \cdot 0,22 - 4) + (1,76 - 1) = -18,54 \leq 0,8$$

$$\underline{\underline{k_3}} = 1 - \frac{22,94}{903 \cdot 1745,45} \cdot (-18,54) = \underline{\underline{0,92 \leq 1,5}}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{22,94}{903 \cdot 837,82} + \frac{14,61}{3627,27} \cdot 1,5 = \underline{\underline{0,92 \leq 1}} \quad (\text{erfüllt})$$

Querschnitte Nr. 4 + 10 + 14 - zweiteil. Druckstab aus L 80x8



$$A = 24,60 \text{ cm}^2$$

$$J_2 = 144,60 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i_2 = 2,42 \text{ cm}$$

$$J_3 = 492,38 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i_3 = 4,47 \text{ cm}$$

$$J_T = 5,34 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i_P = 5,15 \text{ cm}$$

$$W_2 = \begin{cases} 25,19 \text{ cm}^3 \\ -63,98 \text{ cm}^3 \end{cases} \quad ; \quad W_{pl,2} = 46,44 \text{ cm}^3$$

$$W_3 = 51,38 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{pl,3} = 92,42 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{pl,2} = 1,80 \quad ; \quad \alpha_{pl,3} = 1,76$$

$$KSLC \Rightarrow \alpha = 0,49$$

max. Abstand Flachstahlfullstücken: $a \geq 15 \cdot 1,17 = \underline{\underline{17,55 \text{ cm}}}$
für NW als einseitiger Druckstab

Dieser Abstand kann bei der Montage nicht sinnvoll umgesetzt werden.

gew. $a = 50 \text{ cm}$ und Nachweis als 2-teiliger Rahmenstab für Knicken
⊥ Stoffröhren Achse (maßg. Knickrichtung)

$$\text{maßg. } N_d = -118,89 \text{ kN} \quad (\text{Stab 67, GK 2}) \quad ; \quad \text{zug. } M_2 = 0,92 \text{ kNm} \approx 0$$

↳ NW wirkte Druckkraft

Nachweis des Einzelstabes zwischen den Fullstücken nach Element (406):

$$\text{Normalkraft im Gut: } N_G = \frac{N}{r} = \frac{118,89}{2} = 59,45 \text{ kN}$$

$$\text{Schlankheitsgrad Gurtabchnitt: } \lambda_{k,1} = \frac{s_{k,1}}{i_1} = \frac{a}{i_1} = \frac{50}{1,55} = 32,26$$

$$\text{Nachweisformel: } \frac{N}{\alpha \cdot N_{pl,d}} \leq 1 \quad (\text{Element (304)})$$

$$\lambda_{k,1} = \frac{32,26}{92,93} = 0,35 \Rightarrow \underline{\underline{\alpha = 0,92}}$$

$$\underline{\underline{N_{pl,d,G}}} = \frac{12,30 \cdot 24}{1,1} = \underline{\underline{268,36 \text{ kN}}}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{59,45}{0,92 \cdot 268,36} = \underline{\underline{0,24 \leq 1}} \quad (\text{erfüllt})$$

Knicken \perp Stoffachse (wie einseitiger Stab) für mittige Druckkraft

$$s_{k,3} = 8,03 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{k,3} = \frac{8,03}{0,0447} = 179,64 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{179,64}{92,93} = 1,93 \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$N_{pl,d} = N_{pl,d,6} \cdot 2 = 268,36 \cdot 2 = 536,73 \text{ kN}$$

Nachweis: $\frac{118,89}{0,21 \cdot 536,73} = 1,05 > 1 \Rightarrow$ knapp nicht erfüllt!

\Rightarrow Änderung der Querschnittswahl von Querschnitt Nr. 4 im (2) L 100 \times 10 (wie Querschnitt Nr. 12)

\rightarrow neuer Nachweis für Knicken \perp Stoffachse:

$$\frac{118,89}{0,21 \cdot 837,82} = 0,68 \leq 1 \quad (\text{erfüllt})$$

NW für Knicken \perp Stoffachse war bereits erfüllt

\rightarrow neuer maßgebender Stab für Querschnitt Nr. 10 + 14 - (2) L 80 \times 8

maßg. $N_d = -53,67 \text{ kN}$ (Stab 248, 6 K 2) ; zug. $M_2 = M_3 = 0$

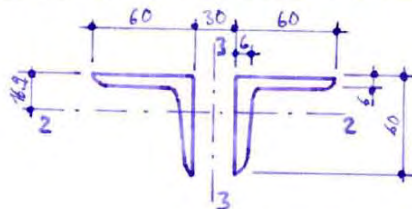
NW \perp Einzelstab zwischen Füllstücken mit $a = 50 \text{ cm}$ wurde bereits für eine höhere Normalkraft erbracht

NW Gesamtstab für Knicken \perp Stoffachse:

$$s_{k,3} = 11,79 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{k,3} = \frac{11,79}{0,0447} = 263,76 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{263,76}{92,93} = 2,84 \Rightarrow \alpha = 0,11$$

Nachweis: $\frac{53,67}{0,11 \cdot 536,73} = 0,90 \leq 1 \quad (\text{erfüllt})$

Querschnitt Nr. 6 + 7 + 13 - zweifäl. Druckstab aus L 60 \times 6



KSL c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$J_2 = 45,60 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = 186,23 \text{ cm}^4$$

$$J_T = 1,69 \text{ cm}^4$$

$$W_2 = \begin{cases} 10,58 \text{ cm}^3 \\ -26,98 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$W_3 = 24,83 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{pl,2} = 1,80$$

$$\alpha_{pl,3} = 1,75$$

$$; i_2 = 1,82 \text{ cm}$$

$$; i_3 = 3,67 \text{ cm}$$

$$; i_p = 4,15 \text{ cm}$$

$$; W_{pl,2} = 19,59 \text{ cm}^3$$

$$; W_{pl,3} = 44,12 \text{ cm}^3$$

maßg. $N_d = -54,84 \text{ kN}$ (Stab 106,6 k 1.1) ; zug. $M_2 \approx M_3 \approx 0$

gewählter Abstand für Flachstahl-Futterbleche: $\alpha = 50 \text{ cm}$

o Knicken \perp Stofffreie Achse - NW des Einzelstabes zw. Futterblechen:

$$\lambda_{k,1} = \frac{50}{1,17} = 42,74 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,1} = \frac{42,74}{92,93} = 0,46 \Rightarrow \underline{\underline{\alpha = 0,86}}$$

$$N_G = \frac{54,84}{2} = 27,42 \text{ kN}$$

$$N_{pl,d,6} = \frac{6,91 \cdot 24}{1,1} = 150,76 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{27,42}{0,86 \cdot 150,76} = 0,21 \leq 1 \quad (\text{erfüllt})$$

o Knicken \perp Stoffachse - NW am Gesamtstab

$$s_{k,3} = 7,18 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{k,3} = \frac{7,18}{0,0367} = 195,64 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{195,64}{92,93} = 2,11 \Rightarrow \underline{\underline{\alpha = 0,18}}$$

$$N_{pl,d} = 150,76 \cdot 2 = 301,52 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{54,84}{0,18 \cdot 301,52} = 1,01 > 1 \Rightarrow (\text{knapp}) \text{ nicht erfüllt!}$$

\Rightarrow Änderung der Querschnittswahl von Querschnitt 6 in (2) L80x8

\rightarrow maßg. NW für Knicken \perp Stoffachse für diesen Querschnitt wurde bereits am Stab 248 mit größerer Knicklänge geführt \Rightarrow erfüllt!

\rightarrow neuer maßgebender Stab für Querschnitt Nr. 7 + 13 - (2) L60x6

maßg. $N_d = -50,38$ (Stab 122,6 k 1.1) ; zug. $M_2 \approx M_3 \approx 0$

o NW Einzelstab Knicken \perp Stofffreie Achse bereits für größeres N_d erbracht

o NW Gesamtstab Knicken \perp Stoffachse:

$$s_{k,3} = 7,49 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{k,3} = \frac{7,49}{0,0367} = 204,90 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{204,90}{92,93} = 2,20 \Rightarrow \underline{\underline{\alpha = 0,16}}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{50,38}{0,16 \cdot 301,52} = 1,04 > 1 \Rightarrow \text{auch knapp nicht erfüllt!}$$

\Rightarrow Änderung der Querschnittswahl von Querschn. 7 in (2) L80x8

\rightarrow maßg. NW für Knicken \perp Stoffachse ist hier mit Stab 248 bereits erfüllt!

→ neuer maßgebender Stab für Querschnitt 13 - (2) L 60x6

maßg. $N_d = -21,27 \text{ kN}$ (Stab 284,6 k 2)

o NW Knicken \perp stofffreie Achse am Einzelstab ist bereits erfüllt

o NW Knicken \perp Stoffachse am Gesamtstab:

$$s_{k,3} = 11,52 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{k,3} = \frac{11,52}{0,0367} = 313,90 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{313,90}{92,93} = 3,38$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\alpha}} = \frac{1}{3,38(3,38+0,49)} = \underline{\underline{0,076}}$$

Nachweis: $\frac{21,27}{0,076 \cdot 301,52} = \underline{\underline{0,93}} \leq 1$ (erfüllt)

Querschnitt Nr. 15+23 - zweiteil. Druckstab aus L 40x4

Unter Berücksichtigung der Problematik Stabilitätsgefährdung infolge Knicken werden diese Profile ebenfalls vergrößert

↳ Änderung der Querschnittswahl Quers. 15+13 in (2) L 60x6

Die maßg. BK-Nachweise wurden bereits geführt.

Querschnitt Nr. 2+9 - L 60x6 (KSLc)

maßg. $N_d = -75,91 \text{ kN}$ (Stab 188,6 k 1.1) ; zugeh. $M_2 \approx M_3 = 0$

$s_{k,3} = 1,37 \text{ m}$

$\bar{i}_3 = 1,17 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{k,3} = \frac{1,37}{0,0117} = 117,10 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{117,10}{92,93} = 1,26 \Rightarrow \underline{\underline{\alpha}} = \underline{\underline{0,40}}$

$N_{pl,d} = \frac{6,91 \cdot 24}{1,1} = \underline{\underline{150,76 \text{ kN}}}$

Nachweis: $\frac{75,91}{0,40 \cdot 150,76} = 1,26 > 1 \Rightarrow$ nicht erfüllt!

↳ Änderung der Querschnittswahl in L 80x8

→ $\bar{i}_{3, \text{neu}} = 1,55 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{k,3, \text{neu}} = \frac{1,37}{0,0155} = 88,39 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3, \text{neu}} = \frac{88,39}{92,93} = 0,95 \Rightarrow \underline{\underline{\alpha}} = \underline{\underline{0,57}}$

$N_{pl, \text{neu}} = \frac{12,3 \cdot 24}{1,1} = \underline{\underline{268,36 \text{ kN}}}$

Nachweis: $\frac{75,91}{0,57 \cdot 268,36} = \underline{\underline{0,50}} \leq 1$ (erfüllt)

Projekt: Lukaskirche - Hauptturm Stahltraggerüst des Hauptturmhelmes	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 1 05.08.2001
--	--	----------------------------

B/T-NACHWEIS - INHALT

b/t-Nachweis - Inhalt	1
B-ZU-T1 - Überprüfung der (b/t)-Werte	
· Basisangaben	1
· Materialien	1
· Ergebnisse	1
· querschnittsbezogen	1

B-ZU-T1 - ÜBERPRÜFUNG DER (B/T)-WERTE

BASISANGABEN

ZU BEMESSENDE STÄBE
Alle

ZU BEMESSENDE STABZÜGE
Alle

ZU BEMESSENDE LASTFÄLLE
LK1 - Alternativ-LFK zur automatischen Auswahl d. maßg. LFK

NACHWEISVERFAHREN
 Elastisch - Elastisch
 Elastisch - Plastisch
 Schubspannungen berücksichtigen

MATERIALIEN

Mater-Nr.	Material-Bezeichnung	Norm, Kriterium	Fließgrenze f _{yk} [N/mm ²]	Kommentar
1	Stahl St 37	DIN 18800, t ≤ 40 m	240.00	

NACHWEIS

QUERSCHNITTSBEZOGEN

Quer-Nr.	Querschnitts-Bezeichnung	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	LF-Nr.	Feld-Nr.	vorh (b/t)	grenz (b/t)	Ausnutzung
1	DUENQ 2-HOHL 120	32	2.05	K1 +Q-	6	8.57	14.6	0.58
2	L 60x6	e2	2.11	LK1 -N	1	7.67	15.5	0.49
4	2L(A) L 80x8-30	e2	1.08	K1 -Q-	2	7.75	14.7	0.53
5	DUENQ 2-HOHL 70X	88	0.90	LK1 -T	2	10.0	16.4	0.61
6	2L(A) L 60x6-30	e2	2.21	LK1 -N	1	7.67	17.7	0.43
8	RO 159x4,5	e2	0.00	K1 +Q-	1	17.1	109.	0.16
11	DUENQ 2-HOHL 110	e2	0.00	LK1 +N	7	9.98	14.1	0.70
12	2L(A) L 100x10-3	e2	1.90	LK1 -N	2	7.80	16.1	0.48
15	2L(A) L 40x4-30	e2	0.00	K1 +Q-	4	7.50	19.4	0.39
20	2UR U 180-30	e2	1.34	LK1 -N	1	4.64	13.7	0.34
21	2UR U 120-30	e2	0.00	LK1 -N	4	4.33	15.4	0.28
22	2UR U 80-30	e2	0.00	LK1 -N	2	3.88	18.2	0.21

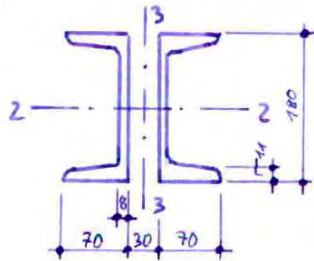
4.6.2. Zwischendecken

Spannungsnachweis

Der Spannungsnachweis für die Deckenträger wurde bereits unter Punkt 4.6.1. erbracht (Programm STAHL).

Biegeknicken / Biegedrillknicken

Querschnitt Nr. 20 - ZUR U 180 - 30 (Element 04)



$$\begin{aligned}
 A &= 56,00 \text{ cm}^2 \\
 J_2 &= 2700 \text{ cm}^4 ; \lambda_2 = 6,94 \text{ cm} \\
 J_3 &= 883 \text{ cm}^4 ; \lambda_3 = 3,97 \text{ cm} \\
 J_T &= 336 \text{ cm}^4 ; i_p = 8,13 \text{ cm} \\
 C_H &= 50491 \text{ cm}^6 \\
 W_{pl,2} &= 368,07 \text{ cm}^3 ; \kappa_{pl,2} = 1,23 \\
 W_{pl,3} &= 202,38 \text{ cm}^3 ; \kappa_{pl,3} = 1,74
 \end{aligned}$$

KSL c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$\max M_2 = 54,82 \text{ kNm}$; zugeh. $N = -22,79 \text{ kN}$ (Stab 563, GK 2) = 1,34 m)

Nachweis für 1-achs. Biegung mit Normalkraft:

$s_{k,2} = 4,58 \text{ m}$ (Annahme gelenkige Lagerung auf den Knotenblechen); $\beta = 3,42$

$\Rightarrow \lambda_{k,2} = \frac{4,58}{0,0694} = 65,99 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,2} = \frac{65,99}{92,93} = 0,71 \Rightarrow \chi_k = 0,72$ (für BK)

$N_{pl,d} = \frac{56,00 \cdot 24}{1,1} = 1221,82 \text{ kN}$; $M_{pl,17,d} = \frac{368 \cdot 24}{1,1} = 8029 \text{ kNm}$

Biegeknick-NW: $\frac{22,79}{0,72 \cdot 1221,82} + \frac{0,66 \cdot 54,82}{8029} + \Delta u \leq 1$

$\Delta u = \frac{22,79}{0,72 \cdot 1221,82} \left(1 - \frac{22,79}{0,72 \cdot 1221,82} \right) \cdot 0,72^2 \cdot 0,71^2 = 0,007$

$0,00259 + 0,0045 + 0,007 = 0,014 \leq 1$ (erfüllt)

\Rightarrow Biegeknicken ist bei den Trägerrosten nicht maßgebend!

Nachweisformat BDK: $\frac{N}{\chi_k \cdot N_{pl,d}} + \frac{M_2}{\chi_k \cdot M_{pl,2,d}} \cdot k_2 \leq 1$

$\lambda_{k,3} = \frac{4,58}{0,0397} = 115,37 \Rightarrow \bar{\lambda}_{k,3} = \frac{115,37}{92,93} = 1,24 \Rightarrow \chi_k = 0,41$

$M_{k,i,y,d} = 1,0 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 883}{1,34^2 \cdot 1,1} \cdot \left(\sqrt{\frac{50491 + 0,039 \cdot 1,34^2 \cdot 336}{883} + 0,25 \cdot 9^2} + 0,5 \cdot (-9) \right)$
 $= 130133 \text{ kNcm} \hat{=} 1301,33 \text{ kNm}$

$$\lambda_M = \sqrt{8029 / 1301,33} = 2,48 > 0,4$$

$$\psi = 0; n = 2,5$$

$$\chi_K = \left(1 / (1 + 2,48^{2 \cdot 2,5})\right)^{1/2,5} = 0,162$$

$$k_y = 1 \text{ (auf d. sich. Seite liegend lt. DIN 18800)}$$

$$\text{Nachweis BDK: } \frac{22,79}{0,41 \cdot 1221,82} + \frac{54,82}{0,162 \cdot 8029} \cdot 1,0 \leq 1$$

$$0,00259 + 0,0421 \leq 1$$

$$\underline{\underline{0,045}} \leq 1 \quad (\text{erfüllt})$$

⇒ Biegedrillknicken ist ebenfalls nicht maßgebend!

Erforderlicher maximaler Abstand der Flachdrahtstabsstücke für das Zusammenwirken des Querschnittes wie ein einseitiger Stab:

$$\underline{\underline{a \leq 15 \cdot 2,02 = 30,3 \text{ cm}}} \quad (\text{Stabsabstand})$$

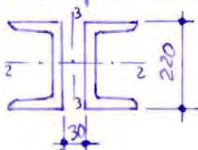
Da Biegeknicken und Biegedrillknicken so unwahrscheinlich ist (Sicherheit 95%), ist ein vollständiges Zusammenwirken des Querschnittes \perp Stabreihen nicht unbedingt erforderlich, d. h. a kann auch größer gewählt werden.

Die Träger in den anderen Ebenen der Zwischendecken sind noch geringer belastet (kleineres M_3), da der Ansatz der erhöhten Verkehrslast nur bis zur Ebene der Turmgalerie gemacht wurde (Besucherverkehr Aussichtsplattform).

Daher kann davon ausgegangen werden, daß Biegeknicken und Biegedrillknicken auch in den anderen Ebenen nicht bemessungsmaßgebend werden. Die Querschnittsoptimierung erfolgte am Spannungsnachweis.

Trägerrost am Turmkopf (Ebene 00)

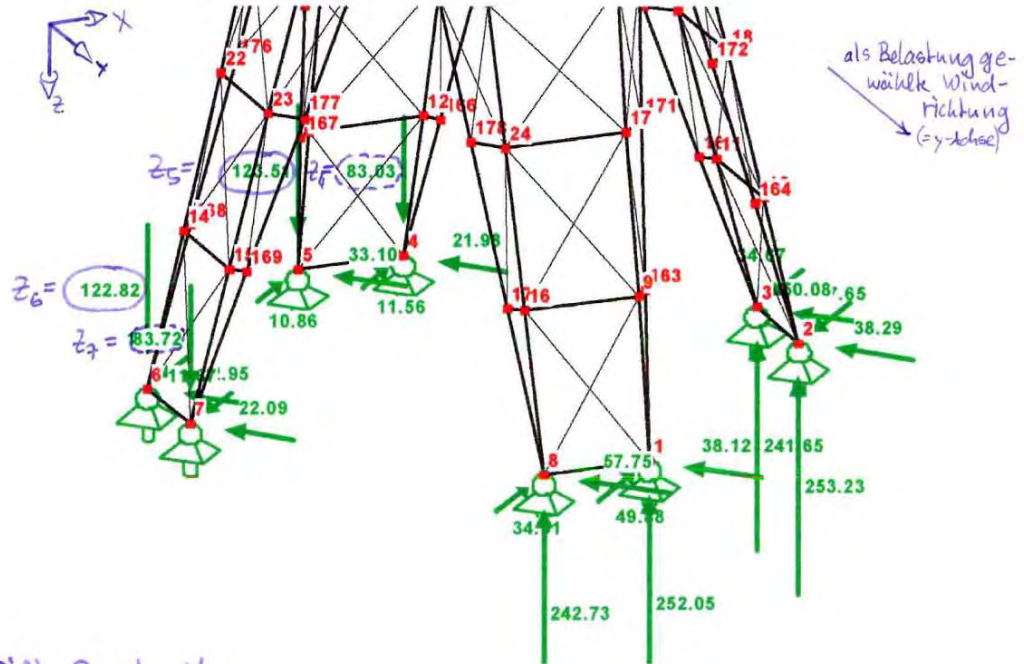
In Anlehnung an die noch vorhandenen Träger mit I 220 und I 200 wird für die Hauptträger als Querschnitt ZUR U 220-30 gewählt.



4.6.3. Lasteinleitung und Verankerung im Turmschaftmauerwerk

maßgebende Lastkombination: $1,0 \cdot \text{Eigengewicht (günstig wirkend)} + 1,5 \cdot \text{Wind}$
(LF 13)

Hier entstehen die größten Auflagerzugkräfte



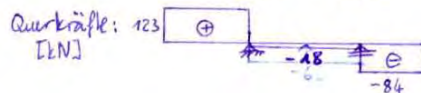
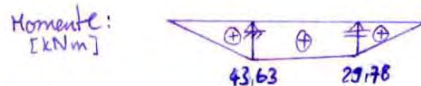
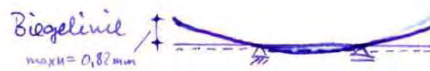
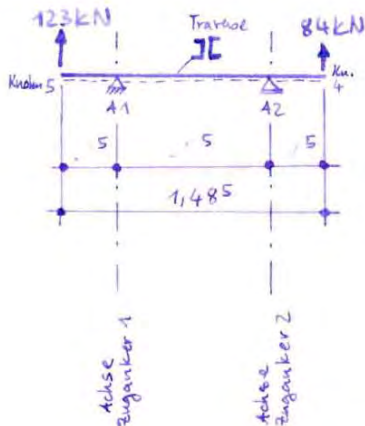
größte Zugkraft:

$\text{max. } z = z_5 \approx z_6 = 123 \text{ kN}$

am Nachbarknoten derselben Ecke vorhandene Zugkraft:

$\text{zug. } z = z_4 \approx z_7 = 84 \text{ kN}$

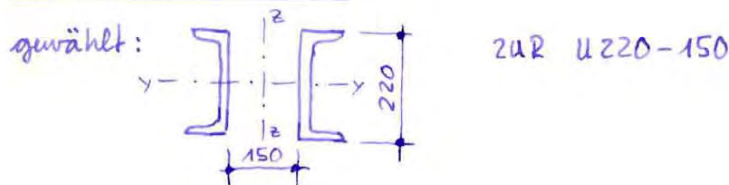
Statisches System für Lasteinleitung in die vorh. Anker (LF 13):



$\Rightarrow \text{max. aufzunehmende Ankerzugkraft: } z_{A, \text{max}} = 141,30 \text{ kN}$

Für diese Zugkraft ist die Tragfähigkeit der Anker durch Prüfung mittels Probebelastung sicherzustellen.

Nachweis der Traverse:



$$A = 74,80 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 5380 \text{ cm}^4 ; i_y = 8,49 \text{ cm} ; W_y = 491 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 449 \text{ cm}^4 ; i_z = 10,15 \text{ cm} ; W_z = 29 \text{ cm}^3$$

(Querschnitt wird nicht zusammen)

$$J_T = 29,75 \text{ cm}^4$$

$$C_{\text{tr}} = 174830 \text{ cm}^6$$

$$\text{max. Randspannung: } \sigma_{R,y} = \frac{M}{W_y} = \frac{4363}{491} = 8,89 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{max. Zul. Spannung: } \sigma_{\text{zul}} = 21,82 \text{ kN/cm}^2$$

nach DIN 18800

$$\circ \text{ Spannungsnachweis: } \frac{8,89}{21,82} = 0,41 \leq 1 \quad (\text{erfüllt, Auslastung } 41\%)$$

◦ Stabilitätsnachweise (BK, BDK) nicht maßg., da $\eta_{k_i} > 10$
(Programm FE-BGDK)

Um ein Abheben der Stabenden der Traverse bei Verformung infolge Windlastumlagerung zu verhindern, empfiehlt es sich, die Zugaufleger an der Lastumlagerungsstelle in die Anker (A1 und A2) vorzuspannen.

Die gewählten Profile für die Haupttragkonstruktion incl. Zwischendecken und Turmgalerie-Geländer sind auf den nächsten beiden Seiten tabellarisch aufgelistet.

(beachte: -zweiköpfige Stäbe sind als ein Querschnitt ausgewiesen
-Stabzüge sind durchlaufende Profile)

Projekt: Lukaskirche - Hauptturm	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 1
Stahltraggerüst des Hauptturmhelmes	- gew. Profile Haupttragkonstruktion + Zwischendecken und Turmgalerie	06.08.2001

STAHL1 - SPANNUNGSANALYSE

STÜCKLISTE STABBEZOGEN

Pos-Nr.	Anzahl Stäbe	Querschnitt	Länge [m]	G-Länge [m]	E-Gewicht [kg/m]	Gewicht [kg]	G-Gewicht [t]
1	16	1 - DUENQ 2-HOHL 120X	2.311	36.981	84.388	195.04	3.12
2	16	1 - DUENQ 2-HOHL 120X	2.054	32.872	84.388	173.37	2.77
3	8	3 - DUENQ 2-HOHL 120X	4.100	32.800	84.388	345.99	2.77
4	8	3 - DUENQ 2-HOHL 120X	0.900	7.200	84.388	75.95	0.61
5	8	3 - DUENQ 2-HOHL 120X	0.600	4.800	84.388	50.63	0.41
6	8	3 - DUENQ 2-HOHL 120X	1.000	8.000	84.388	84.39	0.68
7	16	4 - 2L(A) L 100x10-30	2.071	33.136	30.144	62.43	1.00
8	8	5 - DUENQ 2-HOHL 70X6	0.900	7.200	25.202	22.68	0.18
9	8	5 - DUENQ 2-HOHL 70X6	1.850	14.800	25.202	46.62	0.37
10	8	5 - DUENQ 2-HOHL 70X6	0.500	4.000	25.202	12.60	0.10
11	16	6 - 2L(A) L 80x8-30	2.186	34.975	19.311	42.21	0.68
12	16	7 - 2L(A) L 80x8-30	1.604	25.665	19.311	30.98	0.50
13	8	7 - 2L(A) L 80x8-30	1.504	12.031	19.311	29.04	0.23
14	8	7 - 2L(A) L 80x8-30	1.805	14.438	19.311	34.85	0.28
15	8	7 - 2L(A) L 80x8-30	2.206	17.645	19.311	42.59	0.34
16	1	8 - RO 159x4,5	4.650	4.650	17.146	79.73	0.08
17	16	2 - L 80x8	2.369	37.902	9.656	22.87	0.37
18	16	2 - L 80x8	2.106	33.691	9.656	20.33	0.33
19	4	9 - L 80x8	1.485	5.940	9.656	14.34	0.06
20	4	10 - 2L(A) L 80x8-30	1.594	6.374	19.311	30.77	0.12
21	8	10 - 2L(A) L 80x8-30	0.252	2.012	19.311	4.86	0.04
22	4	10 - 2L(A) L 80x8-30	1.702	6.808	19.311	32.87	0.13
23	8	10 - 2L(A) L 80x8-30	0.503	4.023	19.311	9.71	0.08
24	4	10 - 2L(A) L 80x8-30	1.799	7.194	19.311	34.73	0.14
25	8	10 - 2L(A) L 80x8-30	0.727	5.812	19.311	14.03	0.11
26	4	10 - 2L(A) L 80x8-30	1.176	4.706	19.311	22.72	0.09
27	4	10 - 2L(A) L 80x8-30	1.895	7.580	19.311	36.60	0.15
28	8	10 - 2L(A) L 80x8-30	0.950	7.600	19.311	18.35	0.15
29	4	11 - DUENQ 2-HOHL 110	1.900	7.600	62.800	119.32	0.48
30	4	11 - DUENQ 2-HOHL 110	1.895	7.580	62.800	119.01	0.48
31	4	12 - 2L(A) L 100x10-3	1.900	7.600	30.144	57.27	0.23
32	4	12 - 2L(A) L 100x10-3	1.895	7.580	30.144	57.12	0.23
33	4	13 - 2L(A) L 60x6-30	1.900	7.600	10.849	20.61	0.08
34	4	13 - 2L(A) L 60x6-30	1.895	7.580	10.849	20.56	0.08
35	4	13 - 2L(A) L 60x6-30	1.480	5.920	10.849	16.06	0.06
36	4	13 - 2L(A) L 60x6-30	1.492	5.968	10.849	16.19	0.06
37	8	13 - 2L(A) L 60x6-30	1.080	8.640	10.849	11.72	0.09
38	8	13 - 2L(A) L 60x6-30	1.075	8.598	10.849	11.66	0.09
39	4	14 - 2L(A) L 80x8-30	1.080	4.320	19.311	20.86	0.08
40	4	14 - 2L(A) L 80x8-30	1.075	4.299	19.311	20.76	0.08
41	4	15 - 2L(A) L 60x6-30	0.780	3.120	10.849	8.46	0.03
42	4	15 - 2L(A) L 60x6-30	0.771	3.083	10.849	8.36	0.03
43	4	15 - 2L(A) L 60x6-30	0.480	1.920	10.849	5.21	0.02
44	4	15 - 2L(A) L 60x6-30	0.474	1.895	10.849	5.14	0.02
45	4	16 - L 60x6	0.390	1.560	5.424	2.12	0.01
46	4	16 - L 60x6	0.389	1.556	5.424	2.11	0.01
47	4	15 - 2L(A) L 60x6-30	0.300	1.200	10.849	3.25	0.01
48	4	15 - 2L(A) L 60x6-30	0.304	1.216	10.849	3.30	0.01
49	8	16 - L 60x6	0.220	1.760	5.424	1.19	0.01
50	8	16 - L 60x6	0.120	0.960	5.424	0.65	0.01
51	8	17 - Flachstahl 40/6	2.776	22.211	1.884	5.23	0.04
52	8	9 - L 80x8	2.280	18.241	9.656	22.02	0.18
53	8	17 - Flachstahl 40/6	2.838	22.704	1.884	5.35	0.04
54	8	17 - Flachstahl 40/6	2.027	16.212	1.884	3.82	0.03
55	8	17 - Flachstahl 40/6	2.298	18.380	1.884	4.33	0.03
56	8	17 - Flachstahl 40/6	2.699	21.588	1.884	5.08	0.04
57	8	17 - Flachstahl 40/6	2.054	16.432	1.884	3.87	0.03
58	8	17 - Flachstahl 40/6	2.412	19.294	1.884	4.54	0.04
59	8	17 - Flachstahl 40/6	2.762	22.097	1.884	5.20	0.04
60	8	18 - Flachstahl 60/6	2.147	17.177	2.826	6.07	0.05
61	8	18 - Flachstahl 60/6	2.143	17.142	2.826	6.06	0.05
62	8	19 - Flachstahl 40/6	2.665	21.318	1.884	5.02	0.04
63	8	19 - Flachstahl 40/6	2.668	21.341	1.884	5.03	0.04
64	8	19 - Flachstahl 40/6	2.426	19.405	1.884	4.57	0.04
65	8	19 - Flachstahl 40/6	2.427	19.413	1.884	4.57	0.04
66	8	18 - Flachstahl 60/6	1.406	11.247	2.826	3.97	0.03
67	8	18 - Flachstahl 60/6	1.402	11.215	2.826	3.96	0.03
68	8	19 - Flachstahl 40/6	2.371	18.966	1.884	4.47	0.04
69	8	19 - Flachstahl 40/6	2.368	18.943	1.884	4.46	0.04

Projekt: Lukaskirche - Hauptturm	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 2
Stahltraggerüst des Hauptturmhelmes	- gew. Profile Haupttragkonstruktion + Zwischendecken und Turmgalerie	06.08.2001

STÜCKLISTE STABBEZOGEN

Pos-Nr.	Anzahl Stäbe	Querschnitt	Länge [m]	G-Länge [m]	E-Gewicht [kg/m]	Gewicht [kg]	G-Gewicht [t]
70	8	19 - Flachstahl 40/6	2.269	18.153	1.884	4.28	0.03
71	8	19 - Flachstahl 40/6	2.267	18.137	1.884	4.27	0.03
72	16	19 - Flachstahl 40/6	1.661	26.582	1.884	3.13	0.05
73	14	19 - Flachstahl 40/6	1.640	22.962	1.884	3.09	0.04
74	8	20 - 2UR U 180-30	1.344	10.748	43.960	59.06	0.47
75	4	20 - 2UR U 180-30	1.895	7.580	43.960	83.31	0.33
76	4	20 - 2UR U 180-30	1.690	6.760	43.960	74.29	0.30
77	8	20 - 2UR U 180-30	1.167	9.334	43.960	51.29	0.41
78	16	21 - 2UR U 120-30	1.340	21.440	26.690	35.76	0.57
79	8	21 - 2UR U 120-30	1.900	15.200	26.690	50.71	0.41
80	24	22 - 2UR U 80-30	0.760	18.240	17.270	13.13	0.32
81	12	22 - 2UR U 80-30	1.080	12.960	17.270	18.65	0.22
82	8	23 - 2L(A) L 60x6-30	0.335	2.680	10.849	3.63	0.03
83	4	23 - 2L(A) L 60x6-30	0.480	1.920	10.849	5.21	0.02
84	6	26 - Flachstahl 40/6	2.323	13.938	1.884	4.38	0.03
85	8	26 - Flachstahl 40/6	2.847	22.777	1.884	5.36	0.04
86	8	26 - Flachstahl 40/6	2.225	17.803	1.884	4.19	0.03
87	16	26 - Flachstahl 40/6	2.325	37.200	1.884	4.38	0.07
88	24	26 - Flachstahl 40/6	1.321	31.695	1.884	2.49	0.06
89	8	26 - Flachstahl 40/6	0.585	4.683	1.884	1.10	0.01
90	8	24 - 2UR U 80-30	1.600	12.800	17.270	27.63	0.22
91	4	25 - 2UR U 80-30	3.200	12.800	17.270	55.26	0.22
92	4	25 - 2UR U 80-30	2.390	9.560	17.270	41.28	0.17
93	4	25 - 2UR U 80-30	3.550	14.200	17.270	61.31	0.25
94	4	25 - 2UR U 80-30	1.895	7.580	17.270	32.73	0.13
95	8	26 - Flachstahl 40/6	2.480	19.841	1.884	4.67	0.04
96	8	27 - 2UR U 220-30	1.050	8.400	58.718	61.65	0.49
97	4	27 - 2UR U 220-30	5.000	20.000	58.718	293.59	1.17
98	8	28 - DUENQ 2U 220-150	0.566	4.525	58.954	33.35	0.27
99	4	28 - DUENQ 2U 220-150	0.354	1.414	58.954	20.84	0.08
100	8	27 - 2UR U 220-30	1.300	10.400	58.718	76.33	0.61
Summe	781			1318.0			26.08

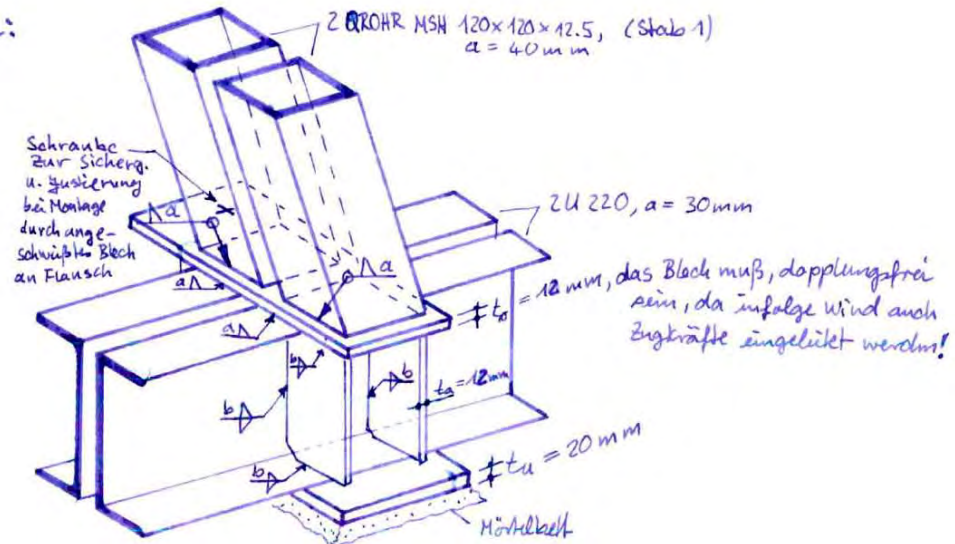
STÜCKLISTE STABZUGBEZOGEN

Pos-Nr.	Anzahl Stäbzeuge	Stabzug-Bezeichnung	Länge [m]	G-Länge [m]	E-Gewicht [kg/m]	Gewicht [kg]	G-Gewicht [t]
1	8	V-Stäbe E 00-04	8.732	69.852	84.388	736.83	5.89
2	8	Stäbe Uhrenscheiben	8.949	71.593	9.656	86.41	0.69
3	8	Stützen untere Galerie	6.600	52.800	84.388	556.96	4.46
4	8	V-Stäbe Haube untere	4.141	33.128	30.144	124.83	1.00
5	8	Stützen obere Galerie	3.250	26.000	25.202	81.91	0.66
6	8	V-Stäbe Haube obere G	4.371	34.968	19.311	84.41	0.68
7	8	V-Stäbe Spitze	8.722	69.778	19.311	168.44	1.35
8	2	Trägerrost Ebene 04	6.916	13.831	43.960	304.01	0.61
9	4	Trägerrost Ebene 04	2.510	10.041	43.960	110.35	0.44
10	8	Trägerrost Ebene 06	4.580	36.640	26.690	122.24	0.98
11	8	Trägerrost Ebene 09	2.600	20.800	17.270	44.90	0.36
12	4	Trägerrost Ebene 13	1.150	4.600	10.849	12.48	0.05
13	4	Traversen	1.485	5.940	58.954	87.54	0.35
14	2	Trägerrost Ebene 00	9.700	19.400	58.718	569.56	1.14
15	4	Trägerrost Ebene 00	2.350	9.400	58.718	137.99	0.55
Summe	92			478.77			19.20

4.6.4. maßgebende Verbindungsstellen

Fußpunkt der Vertikalstäbe des ersten Montageabschnittes

Skizze:



maßgebende Schnittgrößen:

größte Druckkraft: $N = -302,11 \text{ kN} \hat{=} 302,110 \text{ N}$

resultierende Spannungen σ_{\perp} in den zu bemessenden Kehlnähten:

$l_w = 2 \cdot 3 \cdot 120 \text{ mm} = 720 \text{ mm}$; $A_w = a \cdot l_w$

$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_w} = \frac{302,110 \text{ N}}{a \cdot 720 \text{ mm}} = \frac{419,6 \text{ N/mm}}{a}$

zul. Spannung: $\sigma_{w,kt} = 207,27 \text{ N/mm}^2 \leq \text{verh. } \sigma_{\perp}$

$\Rightarrow \text{erf } a = \frac{419,6}{207,27} = 2,02 \text{ mm} < \text{min } a = \sqrt{12,5} - 0,5 = 3,0 \text{ mm}$

\Rightarrow gewählt: $a = 3 \text{ mm}$

\rightarrow erf b ergibt sich konstruktiv, da die Doppelnäht eine größere Spannung übertragen kann aus

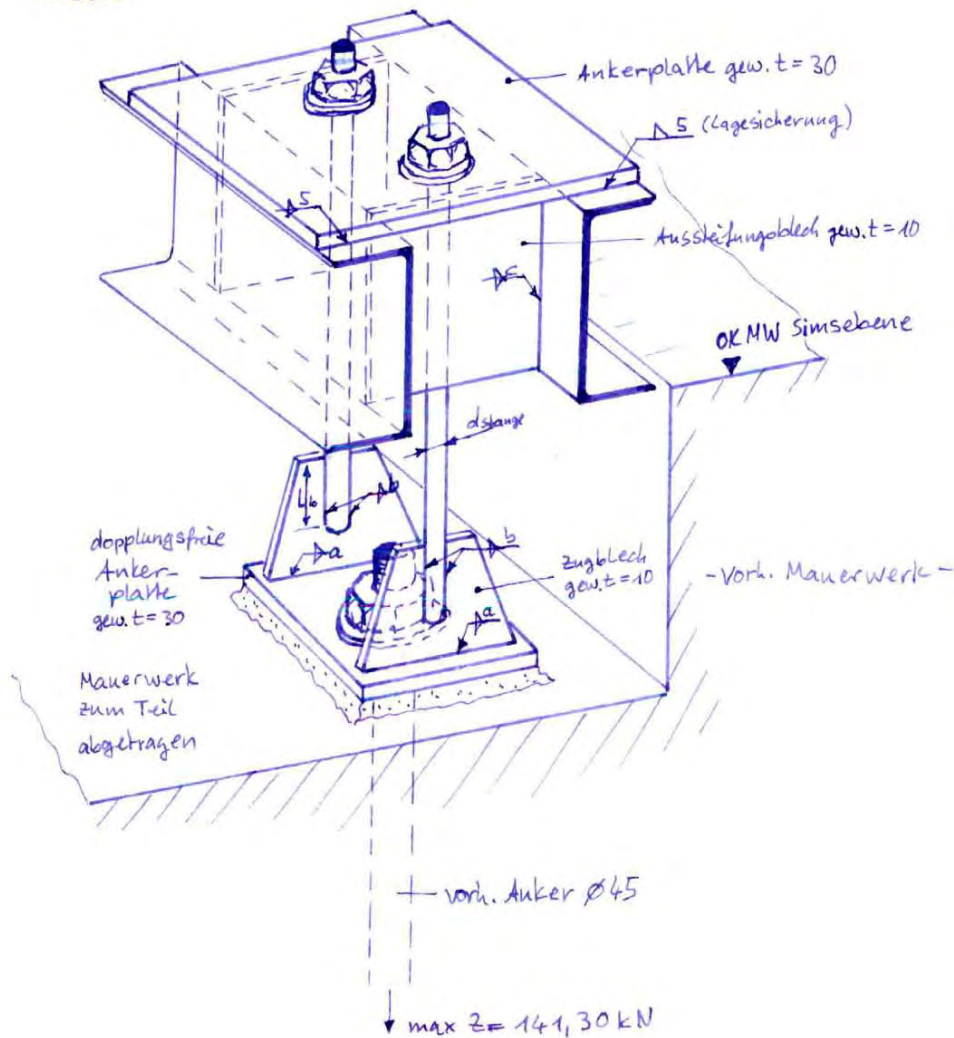
$\text{min } b = \sqrt{12} - 0,5 = 2,96 \text{ mm}$

\Rightarrow gewählt: $b = 3 \text{ mm}$

* Da die Ausfüllungsbleche im darunterliegenden U-Profil aus Korrosionsschutzgründen besser nicht geschlossen werden sollten, wird die vierte Seite rechnerisch nicht mit angesetzt (keine Kraftweiterleitung möglich).

Anschluß an die vorhandenen Zuganker

Skizze:



- erforderlicher Zugankerdurchmesser je Stange:

$$\sigma_{R,d} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{\text{Stange}} = \frac{\pi}{4} d^2$$

$$\frac{141\,300}{2 \cdot \frac{\pi}{4} d^2} \geq 240 \Rightarrow \text{erf } d = \sqrt{\frac{141\,300}{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 240}} = 19,4 \text{ mm}$$

gewählt: $d_{\text{Stange}} = 25 \text{ mm}$, um ggf. etwas höher vorspannen zu können

- erforderliche Schweißnahtdicke: $b \geq \sqrt{25} - 0,5 = 4,5 \text{ mm}$

erforderliche Länge nach Spannungsweis: $\frac{Z/2}{4 \cdot b \cdot l_b} \leq 207,27 = \sigma_{w,R,d}$

$$\Rightarrow b \geq \frac{141\,300/2}{4 \cdot 4,5 \cdot 207,27} = 18,9 \text{ mm}$$

gewählt: $l_b = 100 \text{ mm}$

- erforderliche Schweißnahtdicke für \triangleright Zugblech an Ankerplatte:

$$a \geq \sqrt{30} - 0,5 = 4,98 \text{ mm}$$

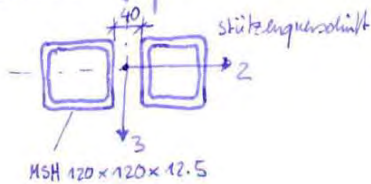
gewählt $a = 5 \text{ mm}$

$$L_a = 15 \text{ cm} \Rightarrow L_w = 2 \cdot 15 = 30 \text{ cm} \Rightarrow A_w = 300 \cdot 5 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_w = \frac{141300/2}{1500} = 47,1 \text{ N/mm}^2 \leq 207,27 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{w,Rd} \quad (\text{NW erfüllt})$$

Anschluss der Fußpunkte der Stützen d. unteren Galerie an die ankommenden V-Stäbe

maßgebende Schnittgrößen für maximale Spannungen am Stützenfuß:



Grundkomb. 1.1:

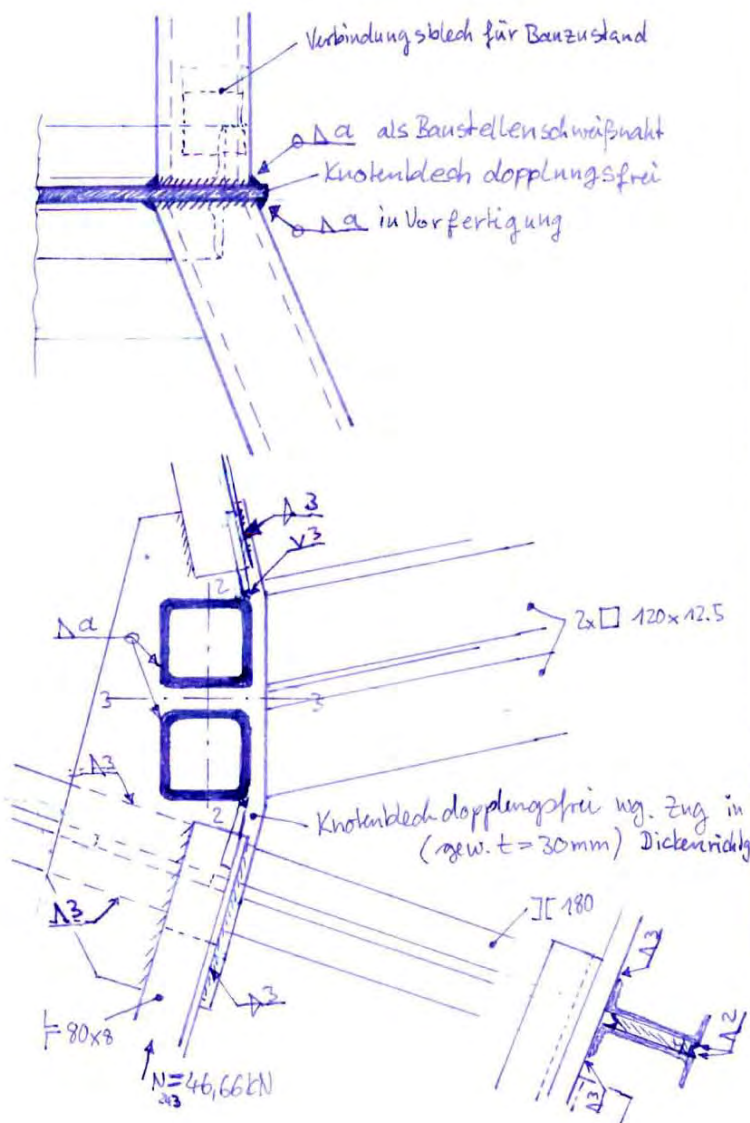
$$N = 98,99 \text{ kN (Zug)}$$

$$Q_2 = -37,41 \text{ kN}; Q_3 = 5,34 \text{ kN}$$

$$M_3 = -62,87 \text{ kNm}; M_2 = -10,24 \text{ kNm}$$

$$M_T = 1,27 \text{ kNm}$$

Skizze:



Spanng.-NW Schweißnaht:

$$\text{gew. } a = 10 \text{ mm}$$

$$L_w = 2 \cdot 4 \cdot 120 = 960 \text{ mm}$$

$$A_w = 960 \cdot 10 = 96000 \text{ mm}^2$$

$$W_{w,2} = 355077 \text{ mm}^3$$

$$W_{w,3} = 550571 \text{ mm}^3$$

$$\max \sigma_{w,A} = \frac{98990}{4800} + \frac{1024 \cdot 10^6}{147000} + \frac{6287 \cdot 10^6}{550571} = 163,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\max \sigma_a = \frac{37410 \text{ N}}{4 \cdot 120 \cdot 5 \text{ mm}^2} = 15,59 \text{ N/mm}^2$$

max σ_T infolge M_T und Auswölbe von N_{Zuz} : $\sigma_T = 35640000 \text{ mm}^2$

$$M_T(N) = 46,66 \cdot \frac{0,12}{2} = 2,80 \text{ kNm}$$

$$M_T = 1,27 + 2,80 = 4,07 \text{ kNm}$$

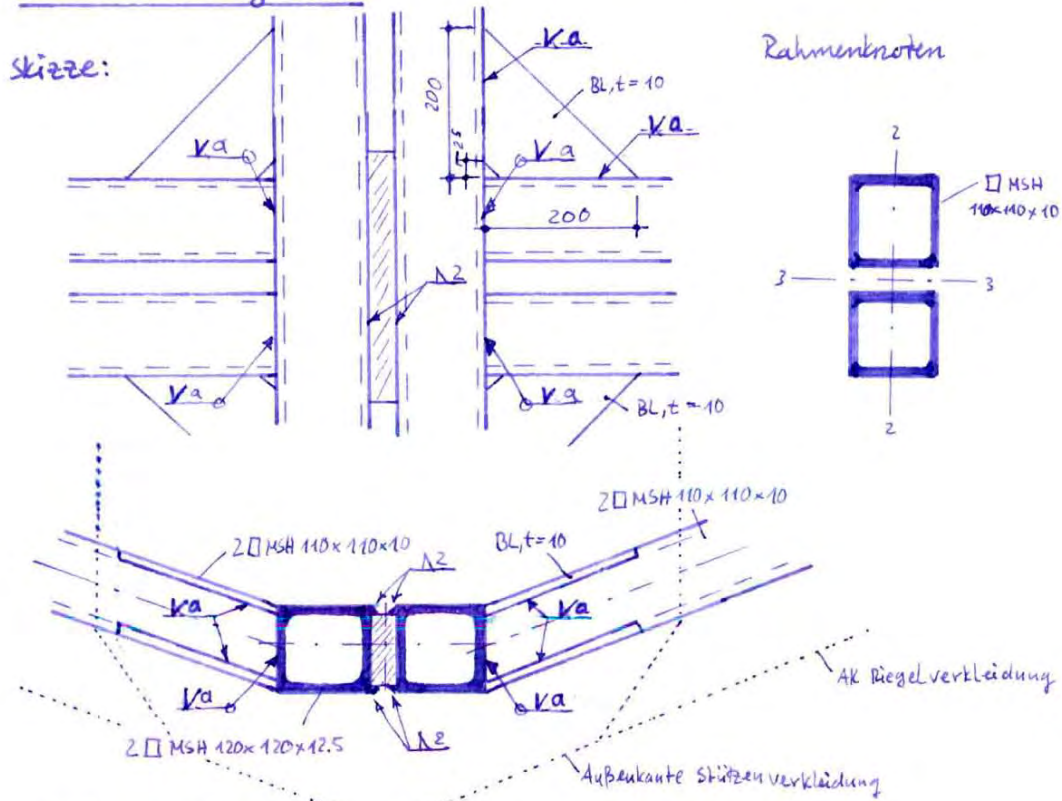
$$\max \sigma_T = \frac{407 \cdot 10^6}{35640000} \cdot \sqrt{140^2 + \left(\frac{120}{2}\right)^2} = 17,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w,v} = \sqrt{163,65^2 + 15,59^2 + 17,39^2} = 165,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{165,31}{207,27} = 0,80 \leq 1$$

\Rightarrow NW erfüllt

Anschluss der horizontalen Rahmenriegel (umlaufender Ring) der unteren Galerie



maßgebende Schnittgrößen:

Slab 252: $\max M_3 = -79,27 \text{ kNm}$
 Zug $M_2 = 2,86 \text{ kNm}$
 Zug $Q_2 = 81,32 \text{ kN}$
 Zug $Q_3 = 3,66 \text{ kN}$
 Zug $N = 15,61 \text{ kN}$

gew. $\alpha = 10 \text{ mm}$ (V-Naht)

Schweißnahtgeometrie
 $L_w = 2 \cdot 4 \cdot 110 \text{ mm} = 880 \text{ mm}$
 $A_w = 880 \cdot 10 = 8800 \text{ mm}^2$
 $W_{w,2} = 236389 \text{ mm}^3$
 $W_{w,3} = 46848 \text{ mm}^3$
 $J_T = 27527800 \text{ mm}^4$

$$\max \sigma_{w,d} = \frac{15610}{4400} + \frac{79,27 \cdot 10^6}{468487} + \frac{2,86 \cdot 10^6}{236389} = 214,33 \text{ N/mm}^2 > 207,27 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{w,R,d}$$

⇒ zusätzliche Ausstüpfungsbleche mit gew. $t = 10 \text{ mm}$ zur Verringerung der Spannungen infolge M_3 in den umlaufenden V-Nähten (Rahmeneckausbildung)

↳ erhöhtes Widerstandsmoment der Schweißnähte um die z-Achse: $W_{w,neu} = 1457270 \text{ mm}^3$

$$\max \sigma_{w,d} = \frac{15610}{4400} + \frac{79,27 \cdot 10^6}{1457270} + \frac{2,86 \cdot 10^6}{236389} = 99,52 \text{ N/mm}^2$$

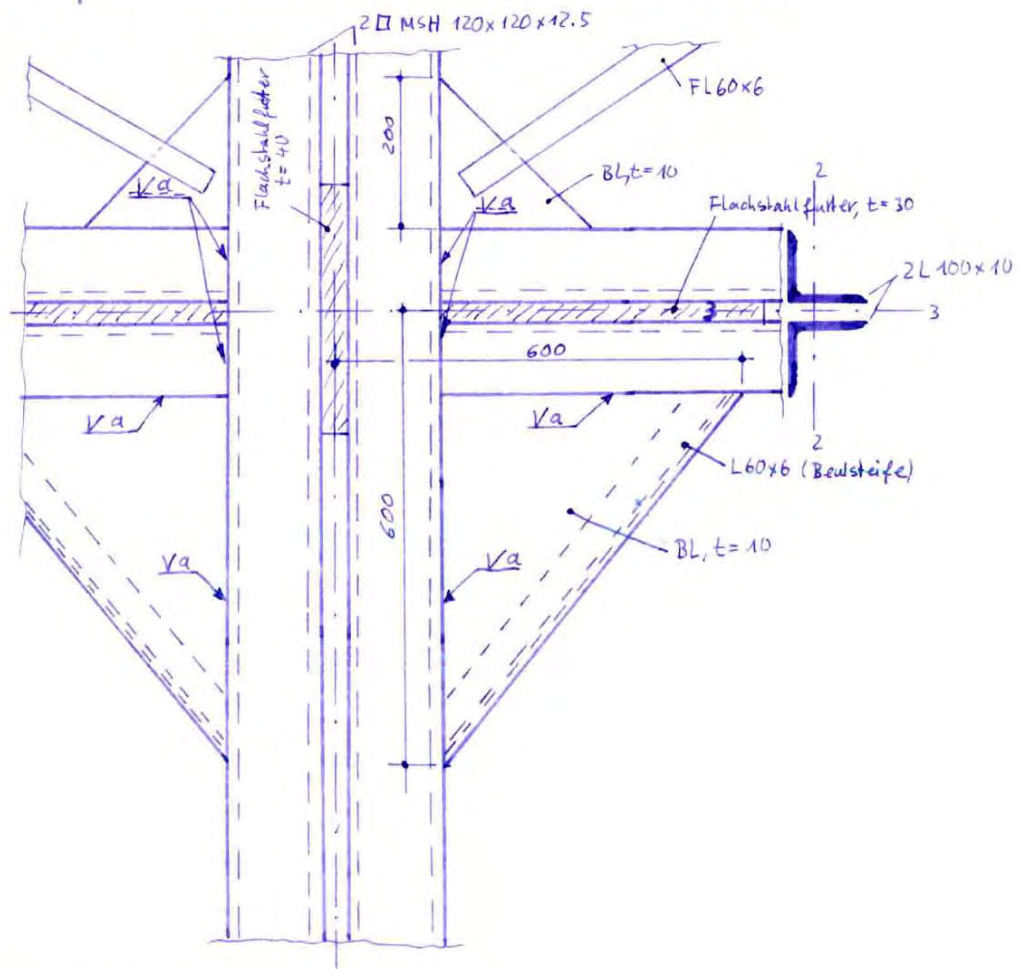
$$\max \tau_{\alpha,d} = \frac{81220}{4 \cdot (110 + 175) \cdot 10} = 7,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w,v} = \sqrt{99,52^2 + 7,12^2} = 99,77 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{99,77}{207,27} = 0,48 \leq 1$$

↳ NW erfüllt

Anschluß der oberen Rahmenriegel d. unt. Galerie



maßgebende Schnittgrößen: (Stab 264)

$$N = -22,94 \text{ kN}$$

$$Q_2 = -15,74 \text{ kN}$$

$$M_2 = 0,05 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 14,61 \text{ kNm}$$

gewählt: $a = 10 \text{ mm}$

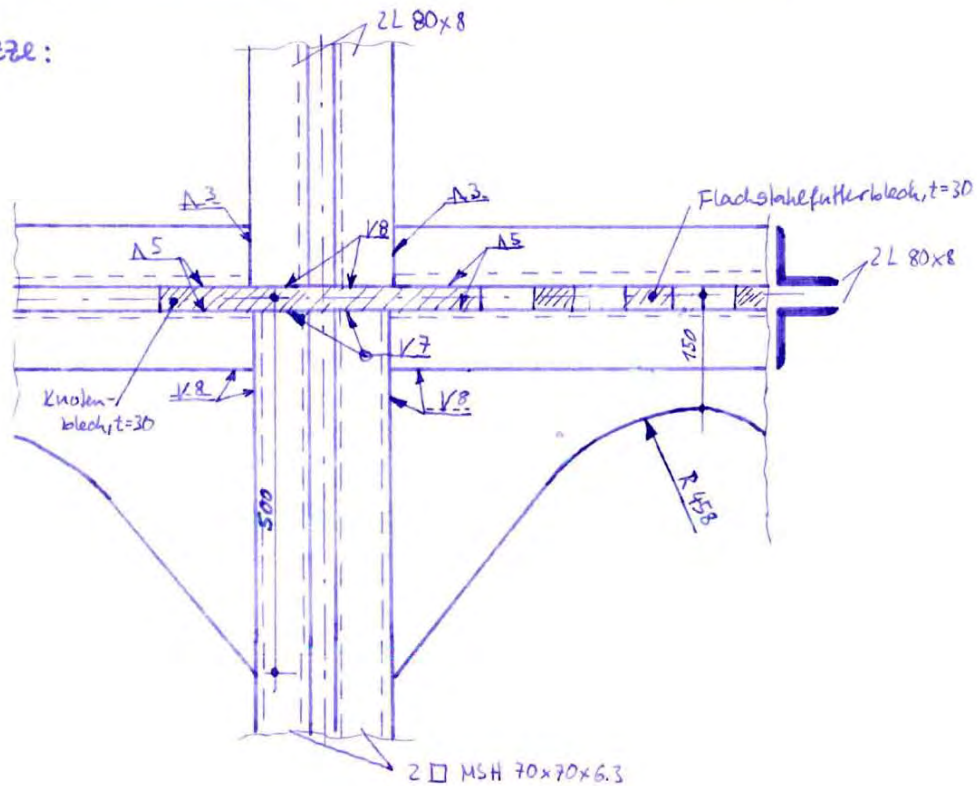
bei V-Naht entspricht Schweißnahtgeometrie der Querschnittsgeometrie

$$\Rightarrow \text{aus Spanng-NW: } \sigma_{w,v} = \sigma_v(264) = 163,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{163,30}{207,27} = \underline{\underline{0,79}} \leq 1$$

Knotenpunkt Rahmenriegel-Stütze obere Galerie

Skizze:



max. Vergleichsspannung im V-Naht Stützenkopf ($a=7\text{ mm}$) aus Spang.-NW:

Stab 104: $\sigma_{\text{v}} = 153,60 \text{ N/mm}^2 < 207,27 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\text{v,R1d}}$

max M_3 im Horizontalstab: $M_3 = 10,24 \text{ kNm}$, zug. $Q_2 = 18,88 \text{ kN}$, zug. $N = 1,61 \text{ kN}$

- im unteren Teilstab des 2-teiligen Horizontalstabes erfolgt die Momentenübertragung über das Ausstüpfungsblech
- Normalkräfte können über das Knotenblech weitergeleitet werden
- Die Ausstüpfungsbleche unterstützen die volle Stablänge, so daß im Stab selbst kaum Momentenbeanspruchung auftritt
- Das Zusammenwirken des zweiteiligen Druckstabes wird durch Flachstahlfutterbleche aller 15 cm sichergestellt

5 TRAGKONSTRUKTION FÜR DEN ÖSTLICHEN SEITENTURM

5.1 Voraussetzungen und Annahmen

Da der östliche Seitenturm nach dem Vorbild des noch vorhandenen westlichen Seitenturmes wiedererrichtet werden soll, ist eine genaue Bestandsaufnahme der vorhandenen Konstruktion erforderlich, weil auf diese Weise die Errichtung eines genauen Abbildes möglich wird. Leider ist diese aufgrund fehlender Zugänglichkeit und wegen des ungesicherten Aufstieges nicht vollständig möglich gewesen (siehe Abschnitt 2.2.2.). Zudem ergaben sich insbesondere im Bereich der Laterne extreme Abweichungen von dem alten Plan [Treppenhäuser 1900]. Da nun die Maßstabsanpassung für die fotografische Rekonstruktion des Hauptturmhelmes bereits als Ergebnis vorliegt, kann im folgenden auch für den Seitenturm hierauf zurückgegriffen und einige markante Ebenen des westlichen Seitenturmes ebenfalls aus der Fotografie rekonstruiert werden, um sie als Kontrollmaße für die Außenabmessungen heranziehen zu können (Zeichnungen F 3.1 – F 3.3). Der Vergleich des alten Planes von Georg Weidenbach mit der rekonstruierten äußeren Geometrie aus der Fotografie zeigt deutlich, daß die von mir festgestellten sehr großen Maßabweichungen zwischen Aufmaß und altem Plan nicht an der Ungenauigkeit des eigenen Aufmaßes liegen. Es wurde also nicht nur der Hauptturm anders gebaut als die alten Pläne darstellen, sondern es ist auch der Seitenturm in Wirklichkeit ca. einen Meter höher. Die rekonstruierten Maße sind vielmehr mit den vor Ort gewonnenen Abmessungen in Übereinstimmung zu bringen.

Für den Entwurf der hölzernen Tragkonstruktion werden daher als Grundlage die Abmessungen der äußeren Form aus der Fotografie in Zusammenhang mit den, leider in der Spitze nicht vollständigen, aufgemessenen Daten herangezogen. Hieraus eventuell entstehende geringe Maßabweichungen von der originalen Konstruktion müssen gegebenenfalls nachträglich korrigiert werden, wenn ein gesichertes Aufmaß der vorhandenen Konstruktion erstellt worden ist, was jedoch an der Konstruktion an sich nichts ändert.

Im Rahmen der Diplomarbeit beschränken sich die Untersuchungen für den Seitenturm weitestgehend auf die Formfindung und Festlegung der Achsabmessungen. Es werden die Lastannahmen getroffen, und es erfolgt ein Nachweis der Bruttoquerschnitte. Eine Vorbemessung der maßgebenden Verbindungsstellen ist im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht möglich.

5.2 Konstruktionsprinzip und Bauablauf

5.2.1. Grundlegendes zur Tragkonstruktion

Für die Planung des Tragwerkes für den zerstörten Helm des östlichen Seitenturmes wird als Grundlage das Tragsystem des noch vorhandenen westlichen Seitenturmes herangezogen. Es kann davon ausgegangen werden, daß dieses Tragsystem, da es ja auf den westlichen Turm sichtbar gut funktioniert, gut geeignet ist, wieder einen neuen Helm zu tragen.

Die Tragkonstruktion wird demnach auch wieder als eine Holzkonstruktion ausgeführt werden. Hierbei wird die Laterne von acht durchgehenden, radial angeordneten Stützen getragen, welche jeweils als Paar auf einem von Mauerwerksauflager zu Mauerwerksauflager durchlaufenden Deckenbalken ruhen. Am Kopf- und Fußpunkt der Laterne, unterhalb der Öffnungen sowie auf halber Höhe zu dieser werden die Sparren wie im westlichen Turm durch einen Balkenring miteinander verbunden. Die Aussteifung der Stützen erfolgt zwischen dem ersten Balkenring und dem Fußpunkt der Galerie nach Vorbild des vorhandenen Turmes durch einfache Diagonalen, von denen sich je zwei paarweise an ihren Kopf- bzw. Fußenden gegeneinander abstützen.

Die Konstruktion des Ziegeldaches wird durch acht Gratsparren gebildet, welche auf dem Mauerwerk auf einer Fußschwelle aufstehen und sich an ihrem oberen Ende – am Fußpunkt der Laterne – gegen die Stützen lehnen. In halber Höhe werden sie durch eine Zangenverbindung mit den Stützen zusätzlich gesichert. Zum Tragen der Dachhaut, Biberschwanz-Doppeldeckung auf Holzlattung, werden pro Dachfläche zwei Bindersparren

angeordnet, die im Kopfbereich gegen die Gratsparren angeschifft werden.

Die Spitze der Laterne wird aus acht Gratsparren gebildet, von denen jeweils zwei gegenüberliegende Sparren über eine Zangen verbunden werden. Diese Zangen dienen als Auflagerpunkt für die Helmstange. Auf die Sparren wird die Holzschalung für die Kupferdachverkleidung aufgebracht, die noch eine zusätzliche aussteifende Wirkung hat.

Für die Verbindungen ist jedoch eine rein zimmermannsmäßige Ausführung (z. B. Zapfenverbindungen) heute nicht mehr üblich – sie erfolgt wie mittlerweile übliche Ausführungen des Ingenieurholzbaus. Eine Dimensionierung dergleichen wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit jedoch nicht mehr vorgenommen, da hier bei der Vorplanung die Festlegung der Geometrie im Vordergrund steht. Als Dimension der Tragglieder wird die Querschnittswahl des noch vorhandenen westlichen Seitenturmes angesetzt und bezüglich der Spannungen nachgerechnet. Eine eventuelle Optimierung und statische Berechnung, insbesondere auch der Verbindungsstellen, bleibt einer späteren Planungsphase vorbehalten.

5.2.2. Bestimmung der Geometrie

Da die noch vorhandenen alten Pläne des Architekten von Georg Weidenbach den Seitenturm leider auch nicht so darstellen, wie er in Wirklichkeit gebaut wurde, wird die Geometrie der hölzernen Tragkonstruktionen basierend auf dem vor Ort gewonnenen Aufmaß bestimmt. Als Hilfestellung und Plausibilitätskontrolle, daß keine groben Fehler vorliegen, wird der Außenmaß aus der fotografischen Rekonstruktion (siehe Pläne F3.2 und F3.3) verwendet.

Die Wölbung im Ziegeldach entsteht durch auf die Grat- und Bindersparren aufgesetzte Kanthölzer mit linear veränderlichem Querschnitt und einer maximalen Dicke von 13 cm. Die Formgebung des gesimsähnlichen kupferverkleideten Kranzes am oberen Abschluß des Ziegeldaches wird durch entsprechend geschnittene Bretter erreicht, welche senkrecht zur Dachhaut eingebracht und an den Stützen befestigt werden(siehe Bild 41 im Kapitel 2).

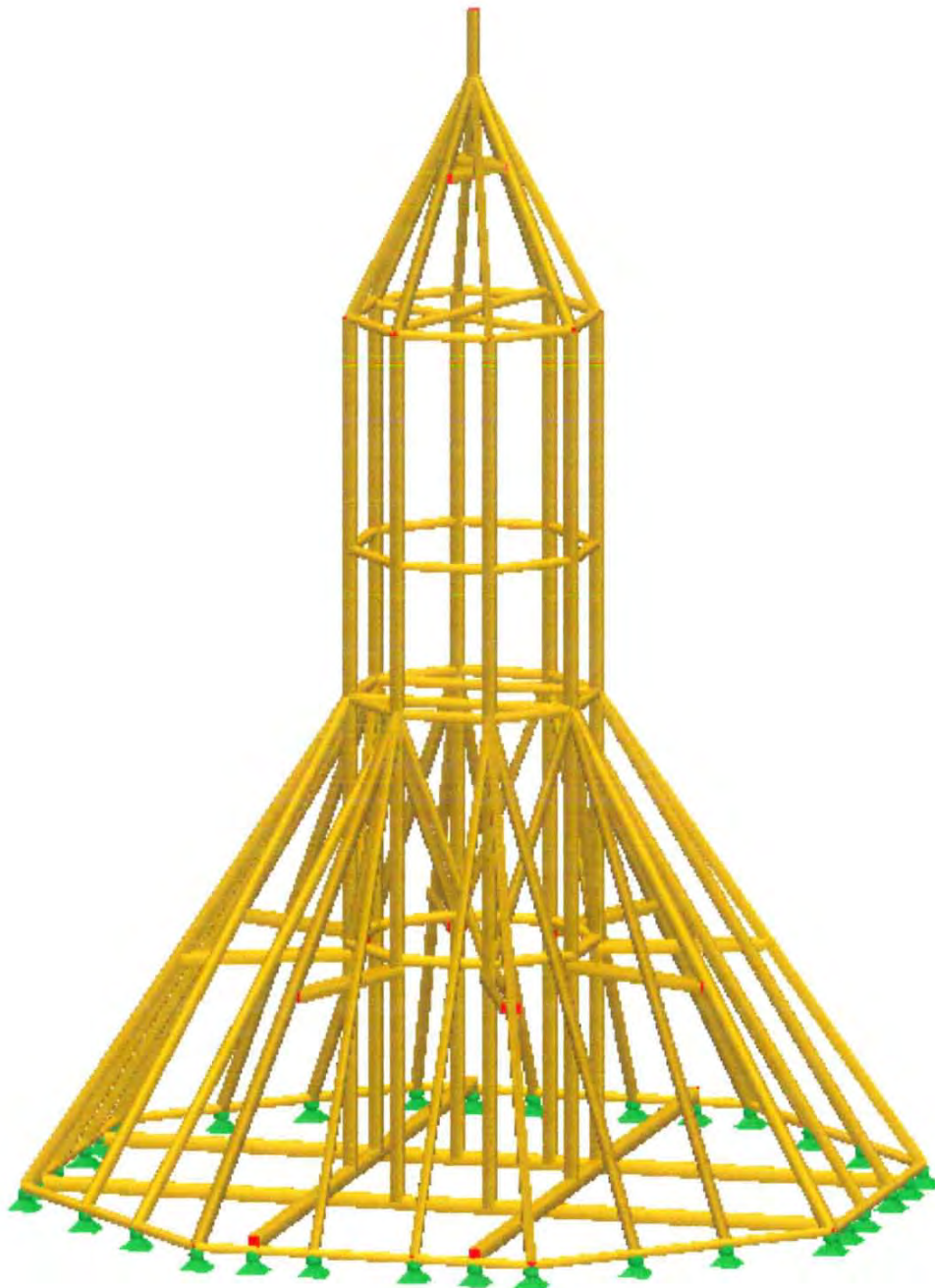
Die gewölbte Form der kupfernen Haube auf der Laterne wird ebenfalls durch Aufsetzhölzer auf die Sparren erreicht, deren genaue Geometrie wegen der im Abschnitt 2.2.2 angesprochenen Probleme zum jetzigen Zeitpunkt leider nicht bekannt ist.

Auf den folgenden beiden Seiten sind die aus dem Aufmaß gewonnenen Achsmaße für die Tragkonstruktion maßstäblich dargestellt.

<p>Projekt: Lukaskirche - Seitenturm Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm</p>	<p>Position: Holztragskelett - gerendert Holztragkonstruktion 3D</p>	<p>08.08.2001</p>
---	---	-------------------

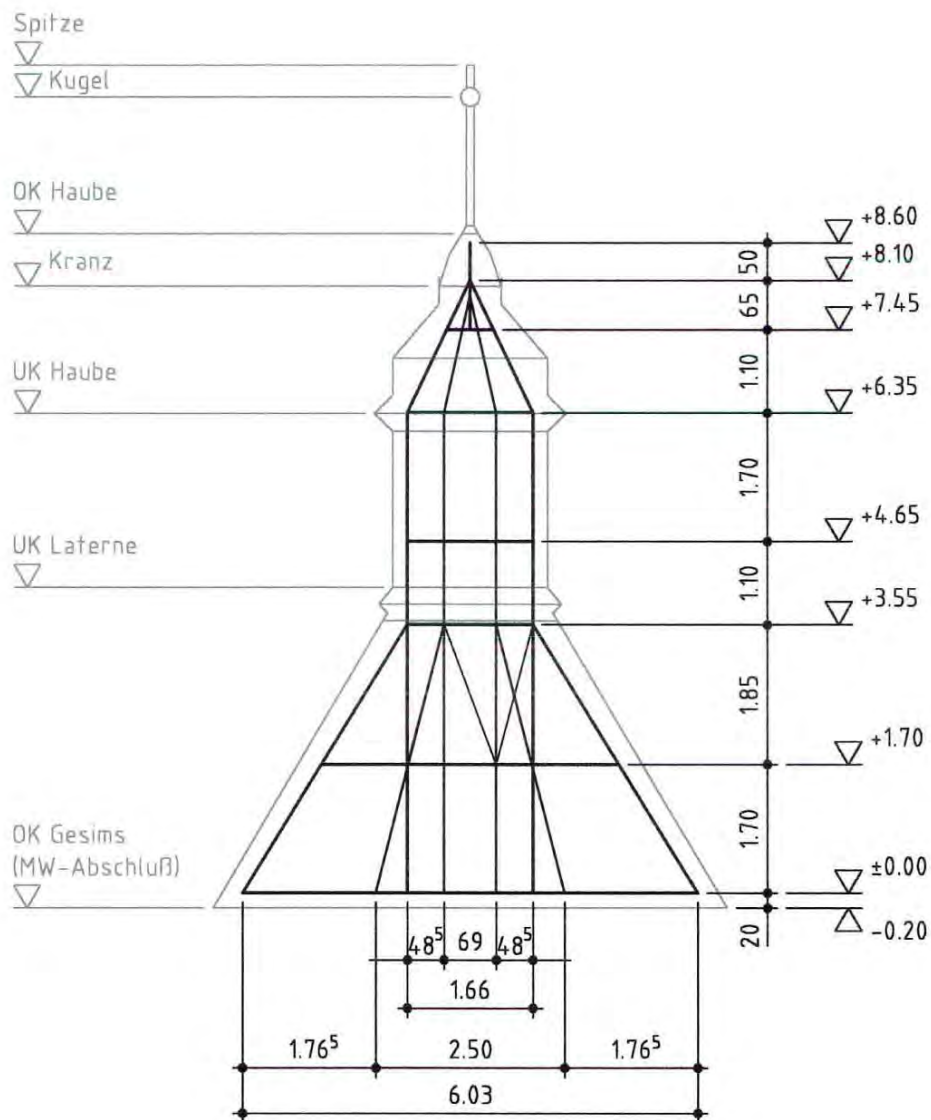
HOLZTRAGKONSTRUKTION GERENDERT

Isometrie

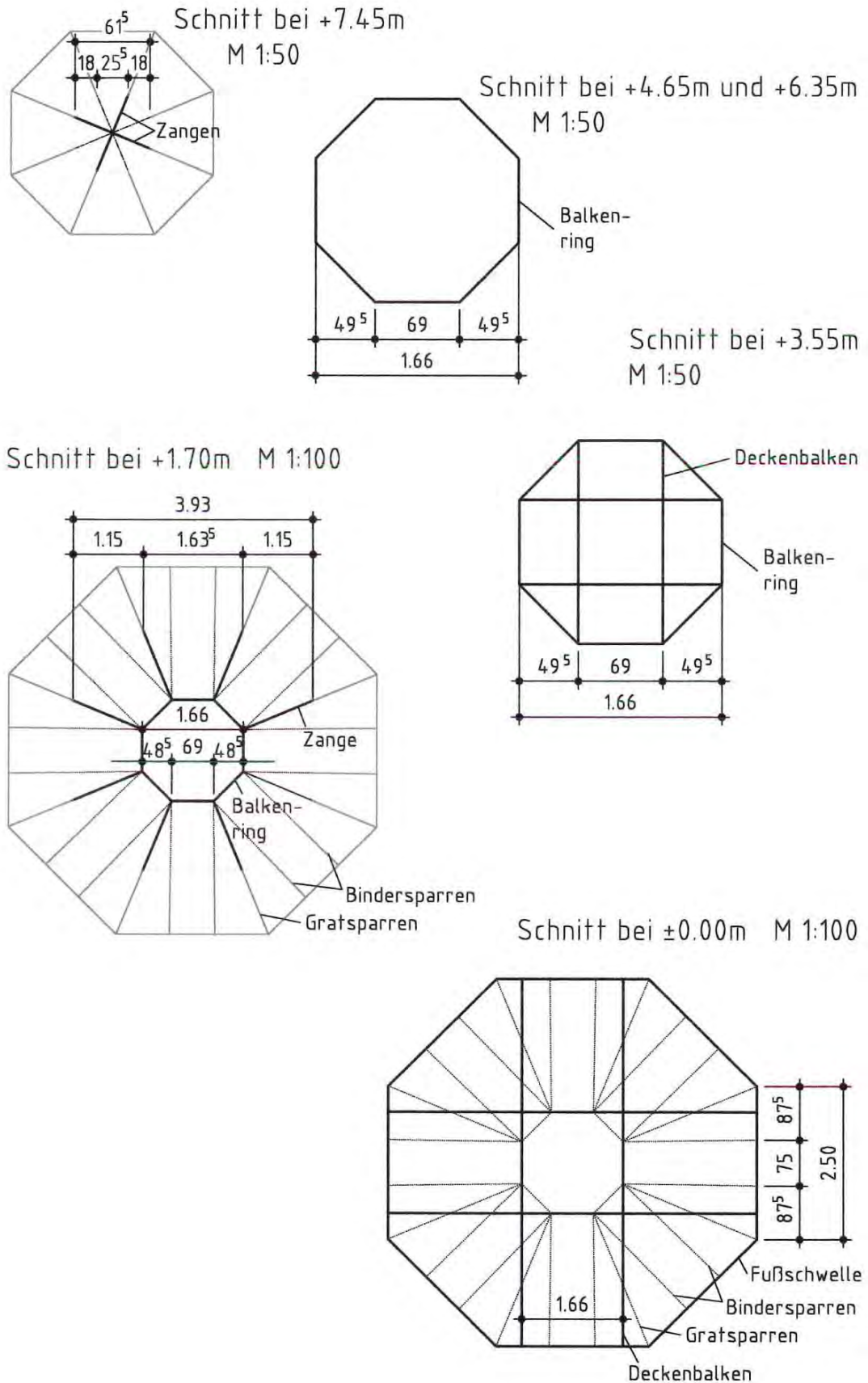


Festlegung der Achsen für die Holzkonstruktion nach dem Aufmaß des westlichen Seitenturmes M 1:100

grau hinterlegt: Umriss nach Fotorekonstruktion



Festlegung der Achsen für die Holzkonstruktion nach dem Aufmaß des westlichen Seitenturmes



5.2.3. Montageprinzip und Herstellungsreihenfolge

Die Herstellungsfolge wird hauptsächlich durch die äußeren Abmessungen der Konstruktion bestimmt. Der neu zu errichtende Helm hat eine Gesamthöhe einschließlich der Spitze von ca. 10 m. Der maximale Durchmesser am Fußpunkt entspricht in etwa dem des Turmschaftmauerwerkes mit ca. 6,30 m hier zu kommt am Ende noch die umlaufende Kupferdachrinne, welche auf dem Sims aufliegt.

Aufgrund dieser Abmessungen ist ein Straßentransport des im Ganzen vorgefertigten Helmes, wie dies z. B. in [Holzturm 1979] beschrieben wird, hier nicht möglich. Zudem ist eine teilweise Vorfertigung von Einzelelementen, wie dies beim Hauptturm geplant ist, hier aufgrund der Konstruktionsweise kaum möglich. Die durchgehenden Laternenstützen zwingen der Konstruktion bereits ihre Mindestabmessungen auf, die in der Höhe fast das Maß der endgültigen Konstruktion erreichen. Eine Vorfertigung von Teilen, wie z. B. dem inneren Kern aus Stützen und die hierzu einzige Möglichkeit eines liegenden Transportes mit dem zugehörigen Aufwand des Aufrichtens bringen keine Vorteile, da erstens die Querschnitte für diese zusätzlichen Lasten dimensioniert werden müssen, was den Materialeinsatz erhöht, und zweitens ein Abbund dieser Teile auf dem Kirchenvorplatz schnell möglich ist.

Daher erscheint als sinnvollste Variante – auch in Bezug auf die ansonsten geringen Abmessungen, zumindest im Vergleich zum Hauptturm – die komplette Vorfertigung des Helmes einschließlich der Dacheindeckung auf dem Kirchenvorplatz. Der Helm kann dann im Ganzen mit dem Autokran auf das Turmmauerwerk gehoben werden, wie dies schon vielerorts bei kleineren Kirchen erfolgreich praktiziert wurde [Holzturm 1991], [Internetpublikationen].

Um zusätzliche Beanspruchungen der Verbindungen auf Zug im Montagelastfall zu vermeiden, sollte die Krafteinleitung aus der Kranaufhängung sinnvollerweise in den Fußbereich mittels Traversen geschehen.

Nach dem Einheben wird die Holzkonstruktion an den vorhandenen Zugstangen verankert.

5.3. Lastannahmen (Einwirkungen)5.3.1. ständige EinwirkungenEigenlasten (H)

• Katene als Kupferblech auf Holzschalung $d=3\text{cm}$ wie beim Hauptturm: Rechenwert $g = 0,35 \text{ kN/m}^2$ \rightarrow aufzuteilen auf die Sparren und Stützen

• Aufsatzhölzer auf die Grat Sparren und Bindersparren:

$$\text{NH, S10} \quad g_{\text{td}} = 6 \text{ kN/m}^3$$

durchschnittlicher Querschnitt ca. $12 \times 10 \text{ cm} \rightarrow A = 0,012 \text{ m}^2$

gibt als Linienlast pro Sparren: $g = 6 \cdot 0,012 = 0,072 \text{ kN/m}$

• Bibenschwanz-Doppelddeckung auf Holzlattung:

$$g_{\text{ztl}} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

Zuschlag für Verankerung $0,1 \text{ kN/m}^2$

$$\left. \begin{array}{l} g_{\text{ztl}} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Zuschlag für Verankerung } 0,1 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \underline{g = 0,85 \text{ kN/m}^2} \rightarrow \text{aufzuteilen auf die Sparren}$$

• hölzerne Tragkonstruktion:

Die Eigenlasten der tragenden Bauteile werden durch das Rechenprogramm automatisch berücksichtigt (Annahme NH, S10).

• Dielen der Zwischendecken:

Dicke $3 \text{ cm} \Rightarrow \underline{g = 6 \cdot 0,03 = 0,18 \text{ kN/m}^2}$ \rightarrow aufzuteilen auf die Deckbalken

5.3.2. veränderliche EinwirkungenWindlasten (Z) (, (H))

Staudruck wie beim Hauptturm: $q = 1,1 \text{ kN/m}^2$

Druck- und Sogbeiwerte werden vom Hauptturm übernommen

\Rightarrow Winddrücke: - Luv: $0,88 \text{ kN/m}^2 \perp \text{DFL}$

- Lee: $-0,55 \text{ kN/m}^2 \perp \text{DFL}$

- Windparallel: $-0,77 \text{ kN/m}^2 \perp \text{DFL}$

- im Bereich von Sogspitzen: $-2,2 \text{ kN/m}^2 \perp \text{DFL}$

$\left. \begin{array}{l} \text{je aufzuteilen} \\ \text{auf die Sparren} \\ \text{und Stützen} \end{array} \right\}$

Verkehrslasten (H)

- auf Zwischendecken (zur Inspektion)
bedingte Begehbarkheit $\Rightarrow \underline{q = 1 \text{ kN/m}^2}$ \rightarrow aufzuteilen auf die Deckenbalken

Schneelasten (H)

$$\text{Dachneigung } \alpha = \arctan \frac{3,55 \text{ m}}{2,185 \text{ m}} = 58^\circ \quad \Rightarrow k_s = 0,30$$

$$\text{Schneelastzone III, Geländehöhe } \leq 300 \text{ m üNN} \Rightarrow \text{Regel-} \\ \text{schneelast } s_0 = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

\Rightarrow Schneelast je m^2 Grundrißprojektion:

$$\underline{\underline{s}} = 0,30 \cdot 0,75 = \underline{\underline{0,225 \text{ kN/m}^2}} \text{ GRFL} \quad \rightarrow \text{ aufzuteilen auf die Sparrten}$$

5.3.3. Lastfälle

LF H - Summe der ungünstig wirkenden Hauptlasten

LF HZ - Summe der ungünstig wirkenden Haupt- und Zusatzlasten

bei reiner Windbeanspruchung (d.h. keine Verkehrs- und Schneelasten) zählt Windlast als Hauptlast

somit ergeben sich die folgenden Lastfälle nach DIN 1052:

$$\text{LF H}_1 := \text{Eigengewicht} + \text{Verkehrslast} + \text{Schneelast}$$

$$\text{LF H}_2 := \text{Eigengewicht} + \text{Windlast}$$

$$\text{LF H}_3 := \text{Eigengewicht} + \text{Verkehrslast} + \text{Schneelast} + \text{Windlast}$$

Für den Abhebenachweis der Verankerung wird wie beim Hauptturm als maßgebend angesetzt:

$$1,0 \cdot \text{Eigengewicht} + 1,5 \cdot \text{Windlast}$$

5.3.4. Eingabedaten der Belastung für die Berechnung in R-Stub

Das Rechenmodell ist dem Statik-Ausdruckprotokoll im Anhang 4 zu entnehmen.

Im Bauzustand (Heben) erfolgt die Laduleitung mittels Transosen, die durch die Öffnungen in der Laterne geführt werden. Als Belastung wirkt hier nur das Eigengewicht.

Eigengewicht (H)

- Kupferdacheindeckung:

$$\text{Fläche je Sparren: } (8,60 - 6,35) \cdot 1,05 \text{ m} / 2 = 1,18 \text{ m}^2$$

$$\text{Sparrenlänge: } 1,967 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Linienlast je Sparren: } \underline{g_{sp} = 0,35 \cdot 1,18 / 1,967 = 0,21 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Einzugsbreite je Stütze: } 0,85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Linienlast je Stütze: } \underline{g_{st} = 0,35 \cdot 0,85 = 0,30 \text{ kN/m}}$$

- Aufkatzhölzer auf Grat- und Bindasparren:

$$\underline{g_{sp} = 0,072 \text{ kN/m}}$$

- Ziegelddeckung:

$$\text{durchschnittliche Lastzugsbreite je Sparren: } (0,96 + 2,60) / (3 \cdot 2) = 0,593 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Linienlast je Sparren: } \underline{g_{sp} = 0,85 \cdot 0,593 = 0,50 \text{ kN/m}}$$

- Dielenung:

$$\text{Fläche am Laternenboden: } 4 \cdot 0,69 \cdot 0,495 + 2 \cdot 0,495^2 = 2,35 \text{ m}^2$$

$$\text{Balkenlänge (2 Balken): } 2 \cdot 1,66 \text{ m} = 3,32 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Linienlast pro oberer Deckenbalken: } \underline{g_{B_{oi}} = 0,18 \cdot 2,35 / 3,32 = 0,13 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Fläche in Simsekane: } 4 \cdot 2,50 \cdot 1,765 + 2 \cdot 1,765^2 + 250^2 - 1,66^2 = 11,49 \text{ m}^2$$

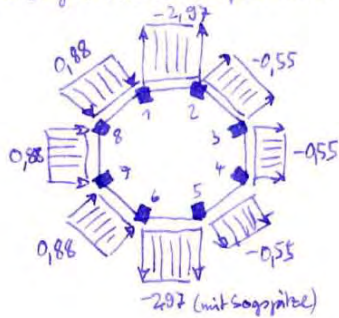
$$\text{Balkenlänge (4 Balken): } 4 \cdot 6,03 = 24,12 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Linienlast pro unterer Deckenbalken: } \underline{g_{B_{ui}} = 0,18 \cdot 11,49 / 24,12 = 0,09 \text{ kN/m}}$$

Windlast

• Spitze:

Einzugsbreite eines Sparrens von einer Dachfläche: $1,18/1,967/2 = 0,30\text{m}$



Sparren 7+8: $w_3 = 2 \cdot 0,88 \cdot 0,30 = 0,53\text{ kN/m}$
in Richtg. lokale 3-Achse

Sparren 3+4: $w_3 = 2 \cdot (-0,55) \cdot 0,30 = -0,33\text{ kN/m}$
in Richtg. lokale 3-Achse

Sparren 2 + 5: $w_3 = -2,97 \cdot \cos 22,5^\circ \cdot 0,3 - 0,55 \cdot \cos 22,5^\circ \cdot 0,3 = -0,98\text{ kN/m}$
in Richtg. lokale 3-Achse

$w_2 = (2,97 \cdot \sin 22,5^\circ + 0,55 \cdot \sin 22,5^\circ) \cdot 0,3 = 0,28\text{ kN/m}$ (Sp. 2)
 $-0,28\text{ kN/m}$ (Sp. 5)
in Richtg. lokale 2-Achse

Sparren 1+6: $w_3 = (0,88 - 2,97) \cdot \cos 22,5^\circ \cdot 0,3 = -0,58\text{ kN/m}^2$
in Richtg. lokale 3-Achse

$w_2 = (-2,97 - 0,88) \cdot \sin 22,5^\circ \cdot 0,3 = -0,44\text{ kN/m}^2$ (Sp. 1)
 $+0,44\text{ kN/m}^2$ (Sp. 6)
in Richtg. lokale 2-Achse

• Laterne:

Einzugsbreite einer Stütze je Seite: $0,85\text{m}/2 = 0,425\text{m}$

Winkel in der horizontalen Ebene wie oben \Rightarrow Umrechg. über Lastzuugsbrücken

Stütze 1: $w_2 = -0,44 \cdot \frac{0,425}{0,30} = -0,62\text{ kN/m}$; $w_3 = -0,58 \cdot \frac{0,425}{0,30} = -0,82\text{ kN/m}$

Stütze 2: $w_2 = 0,28 \cdot \frac{0,425}{0,30} = 0,40\text{ kN/m}$; $w_3 = -0,38 \cdot \frac{0,425}{0,30} = -0,53\text{ kN/m}$

Stütze 3+4: $w_3 = -0,33 \cdot \frac{0,425}{0,30} = -0,47\text{ kN/m}$

Stütze 5: $w_2 = -0,40\text{ kN/m}$; $w_3 = -0,53\text{ kN/m}$

Stütze 6: $w_2 = 0,62\text{ kN/m}$; $w_3 = -0,82\text{ kN/m}$

Stütze 7+8: $w_3 = 0,53 \cdot \frac{0,425}{0,30} = 0,75\text{ kN/m}$

• Ziegeldach:

Sogspitzen nur auf Gratsparren 1 und 6, sonst wirkt $w_3 = -0,77\text{ kN/m}^2$
und Nachbargparren

Einzugsbreite eines Gratparrens je Seite: $0,593/2 = 0,30\text{m}$ (wie Spitze)

\hookrightarrow Liniennlasten für Gratparren sind identisch

Bindersparren sind jeweils nur in Richtung der lokalen 3-Achse beansprucht

Umrechnung der Flächenlasten analog Eigengewicht:

Spannen zw. Grabspannen 7+8, 1+8, 7+6: $w_3 = 0,593 \text{ m} \cdot 0,88 \text{ kN/m}^2 = 0,52 \text{ kN/m}$

" " " 1+2, 5+6: mit Sogspitze: $w_{3,s} = 0,593 \cdot (-2,97) = -1,76 \text{ kN/m}$
 ohne Sogspitze: $w_3 = 0,593 \cdot (-0,77) = -0,46 \text{ kN/m}$

" " " 2+3, 3+4, 4+5: $w_3 = 0,593 \cdot (-0,55) = -0,33 \text{ kN/m}$

Verkehrslast (H)

obere Deckenbalken: $p = 1,0 \cdot \frac{2,35}{3,32} = 0,71 \text{ kN/m}$

untere Deckenbalken: $p = 1,0 \cdot \frac{11,49}{24,12} = 0,48 \text{ kN/m}$

Schneelast (H)

als Projektion in globale Z-Richtung!

Spannen im Spitzel: $s = 0,30 \text{ m} \cdot 0,225 \text{ kN/m}^2 = 0,068 \text{ kN/m}$

Spannen Ziegeldach: $s = 0,593 \cdot 0,225 = 0,13 \text{ kN/m}$

5.4. Spannungen in den Holzquerschnitten

Im Rahmen der Brantersuchung wird nur eine Nachrechnung der Brattoquerschnitte vorgenommen. Die Dimensionierung der Verbindungsstellen bleibt einer späteren Ausführungsplanung vorbehalten.

Die Spannungsermittlung für die Holzquerschnitte wird mit dem Programm „HOLZ“ durchgeführt und ist auf den nächsten Seiten abgedruckt.

Im LF HZ dürfen die zulässigen Spannungen um 25% erhöht werden.

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Position: Holztragskelett Holztragkonstruktion 3D	Seite: 1 08.08.2001
---	---	----------------------------

INHALT

Inhalt 1

Strukturdaten

Grafik - statisches System 1

Belastungen

·Basisangaben der Lastfälle 1

LF-Kombinationen 1

HOLZ1 - Spannungsbemessung LF H

·Basisangaben 2

·Zulässige Spannungen 2

·Querschnitte 2

·Ergebnisse 2

·Maximale Spannungen in Querschnitten 2

HOLZ2 - Spannungsbemessung LF HZ

·Basisangaben 5

·Zulässige Spannungen 5

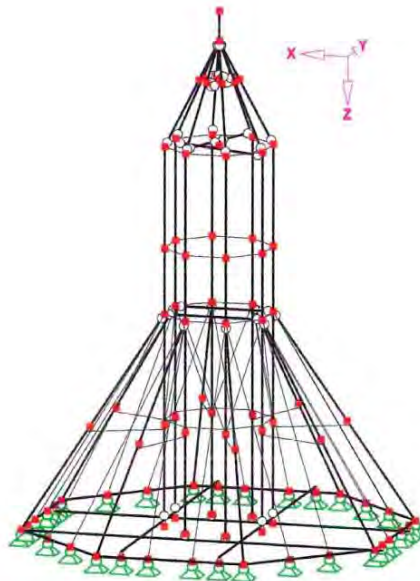
·Querschnitte 5

·Ergebnisse 6

·Maximale Spannungen in Querschnitten 6

STATISCHES SYSTEM

Isometrie



BELASTUNG

BASISANGABEN DER LASTFÄLLE

LF-Nr.	LF-Bezeichnung	Faktor	Überlagerungsart	Eigengewicht
1	Eigengewicht Hauptlast	1.00	Ständig	1.00
2	Windlast Zusatzlast, allein mit Eigengewicht	1.00	Veränderlich	-
3	Verkehrslast Hauptlast	1.00	Veränderlich	-
4	Schneelast Hauptlast	1.00	Veränderlich	-

LF-KOMBINATIONEN

LK-Nr.	LK-Bezeichnung	Kombinationskriterium
1	LF H1	LF1/Ständig + LF3 + LF4
2	LF H2	LF1/Ständig + LF2
3	LF HZ	LF1/Ständig + LF2 + LF3 + LF4
4	1,0 * g + 1,5 * w	LF1/Ständig + 1.50*LF2

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Position: Holztragskelett Holztragkonstruktion 3D	Seite: 2 08.08.2001
---	---	----------------------------

HOLZ1 - SPANNUNGSBEMESSUNG LF H

BASISANGABEN

ZU BEMESSENDE STÄBE
Alle

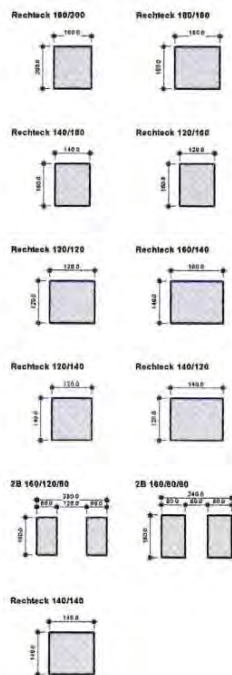
ZU BEMESSENDE LASTFÄLLE
LK1 - LF H1
LK2 - LF H2

ANGABEN ZUM STABILITÄTSNACHWEIS
Nach Omega-Verfahren
Maximal möglicher Schlankheitsgrad Lambda: 150
Ausknicken aus der Ebene möglich: Nein

ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Mat.-Nr.	Material-Bezeichnung	Zulässige Spannungen [kN/cm ²]				
		Sigma-Bi	Sigma-Zug	Sigma-Druck	Tau-Schub	Torsion
1	Nadelholz S10/MS	1.00	0.70	0.85	0.09	0.10

QUERSCHNITTE



Quer.-Nr.	Mat.-Nr.	Querschnittsbezeichnung Querschnittsdrehung	I-T [cm ⁴] A [cm ²]	2 [cm ⁴] Alpha pl.	3 [cm ⁴] Alpha pl. z
1	1	Rechteck 160/200	14009.320.00	10666.100	6826.61.00
2	1	Rechteck 180/180	14766.324.00	8748.100	8748.100
3	1	Rechteck 140/180	8640.252.00	6804.100	4116.100
4	1	Rechteck 120/160	4975.192.00	4096.100	2304.100
5	1	Rechteck 120/120	2916.144.00	1728.100	1728.100
6	1	Rechteck 160/140	6957.224.00	3658.100	4778.100
7	1	Rechteck 120/140	3903.168.00	2744.100	2016.100
8	1	Rechteck 120/120	2916.144.00	1728.100	1728.100
9	1	Rechteck 120/160	4975.192.00	4096.100	2304.100
10	1	Rechteck 120/140	3903.168.00	2744.100	2016.100
11	1	Rechteck 120/120	2916.144.00	1728.100	1728.100
12	1	Rechteck 140/120	3903.168.00	2016.100	2744.100
13	1	2B 160/120/80	3749.256.00	5461.100	26965.100
14	1	2B 160/80/80	3749.256.00	5461.100	17749.100
15	1	Rechteck 140/140	5403.196.00	3201.100	3201.100

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung [kN/cm ²]	Ausnutzung
Querschnitt Nr. 1 - Rechteck 160/200 - Deckenbalken						
Sigma M	5	0.690	1	LK2	-0.058	1.00
Sigma Zug	6	0.000	1	LK1	0.009	0.70
Sigma Druck	11	0.000	1	LK1	-0.008	0.85
Sigma Zug+M	5	0.690	3	LK2	0.061	0.06
Sigma Druck+M	5	0.690	1	LK2	-0.058	0.06
Sigma-k Druck	10	0.000	1	LK1	-0.013	0.85

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm	Position: Holztragskelett	Seite: 3
Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Holztragkonstruktion 3D	08.08.2001

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung vorh	Spannung [kN/cm ²] zul	Ausnutzung
Sigma-k M	5	0.690	1	LK2	-0.053	1.00	0.05
Sigma-k Druck+M	5	0.690	1	LK2	-0.053		0.05
Tau aus Q	5	0.690	5	LK2	-0.006	0.09	0.07
Tau aus M-T	1	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	5	0.690	5	LK2			0.01
Querschnitt Nr. 2 - Rechteck 180/180 - Stützen							
Sigma M	15	0.000	1	LK2	0.184	1.00	0.18
Sigma Zug	14	1.850	1	LK2	0.019	0.70	0.03
Sigma Druck	30	0.000	1	LK2	-0.020	0.85	0.02
Sigma Zug+M	14	1.850	1	LK2	0.202		0.21
Sigma Druck+M	15	0.000	1	LK2	0.184		0.18
Sigma-k Druck	30	0.000	1	LK2	-0.024	0.85	0.03
Sigma-k M	15	0.000	1	LK2	0.178	1.00	0.18
Sigma-k Druck+M	15	0.000	1	LK2	0.178		0.18
Tau aus Q	15	0.000	5	LK2	-0.014	0.09	0.16
Tau aus M-T	13	0.000	1	LK2	-0.001	0.10	0.01
Interaktion T+Q	15	0.000	5	LK2			0.03
Querschnitt Nr. 3 - Rechteck 140/180 - Gratsparren							
Sigma M	46	0.440	1	LK2	-0.164	1.00	0.16
Sigma Zug	48	2.220	1	LK2	0.003	0.70	0.00
Sigma Druck	51	0.000	1	LK2	-0.035	0.85	0.04
Sigma Zug+M	46	0.440	1	LK2	-0.164		0.16
Sigma Druck+M	46	0.440	1	LK2	-0.177		0.18
Sigma-k Druck	51	0.000	1	LK2	-0.050	0.85	0.06
Sigma-k M	46	0.440	1	LK2	-0.160	1.00	0.16
Sigma-k Druck+M	46	0.440	1	LK2	-0.179		0.18
Tau aus Q	45	0.000	5	LK2	-0.009	0.09	0.10
Tau aus M-T	45	0.000	1	LK2	0.002	0.10	0.02
Interaktion T+Q	46	2.220	5	LK2			0.02
Querschnitt Nr. 4 - Rechteck 120/160 - Bindersparren							
Sigma M	61	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	71	4.170	1	LK2	0.031	0.70	0.04
Sigma Druck	61	0.000	1	LK2	-0.047	0.85	0.06
Sigma Zug+M	71	4.170	1	LK2	0.031		0.04
Sigma Druck+M	61	0.000	1	LK2	-0.047		0.06
Sigma-k Druck	61	0.000	1	LK2	-0.205	0.85	0.24
Sigma-k M	61	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	61	0.000	1	LK2	-0.205		0.24
Tau aus Q	63	0.000	5	LK2	-0.023	0.09	0.26
Tau aus M-T	61	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	63	0.000	5	LK2			0.07
Querschnitt Nr. 5 - Rechteck 120/120 - Fußschwelle							
Sigma M	84	2.500	1	LK2	-0.174	1.00	0.17
Sigma Zug	77	0.000	1	LK1	0.000	0.70	0.00
Sigma Druck	77	0.000	1	LK1	0.000	0.85	0.00
Sigma Zug+M	84	2.500	1	LK2	-0.174		0.17
Sigma Druck+M	84	2.500	1	LK2	-0.174		0.17
Sigma-k Druck	77	0.000	1	LK1	0.000	0.85	0.00
Sigma-k M	84	2.500	1	LK2	-0.158	1.00	0.16
Sigma-k Druck+M	84	2.500	1	LK2	-0.158		0.16
Tau aus Q	84	2.500	5	LK2	-0.004	0.09	0.05
Tau aus M-T	82	0.000	1	LK2	0.004	0.10	0.04
Interaktion T+Q	84	2.500	5	LK2			0.04
Querschnitt Nr. 6 - Rechteck 160/140 - Horizontalring unten							
Sigma M	85	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	86	0.000	1	LK2	0.010	0.70	0.01
Sigma Druck	91	0.000	1	LK2	-0.011	0.85	0.01
Sigma Zug+M	86	0.000	1	LK2	0.010		0.01
Sigma Druck+M	91	0.000	1	LK2	-0.011		0.01
Sigma-k Druck	91	0.000	1	LK2	-0.012	0.85	0.01
Sigma-k M	85	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	91	0.000	1	LK2	-0.012		0.01
Tau aus Q	85	0.000	5	LK1	0.000	0.09	0.00
Tau aus M-T	85	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	85	0.000	5	LK1			0.00
Querschnitt Nr. 7 - Rechteck 120/140 - Horizontalring Laternenboden							
Sigma M	93	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	94	0.000	1	LK2	0.030	0.70	0.04
Sigma Druck	95	0.000	1	LK1	-0.040	0.85	0.05
Sigma Zug+M	94	0.000	1	LK2	0.030		0.04
Sigma Druck+M	95	0.000	1	LK1	-0.040		0.05

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm	Position: Holztragskelett	Seite: 4
Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Holztragkonstruktion 3D	08.08.2001

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung [kN/cm ²]		Ausnutzung
					vorh	zul	
Sigma-k Druck	95	0.000	1	LK1	-0.043	0.85	0.05
Sigma-k M	93	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	95	0.000	1	LK1	-0.043		0.05
Tau aus Q	93	0.000	5	LK1	0.000	0.09	0.00
Tau aus M-T	93	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	93	0.000	5	LK1			0.00
Querschnitt Nr.	8	Rechteck 120/120 - Horizontalringe oben					
Sigma M	101	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	111	0.000	1	LK2	0.010	0.70	0.01
Sigma Druck	106	0.000	1	LK2	-0.009	0.85	0.01
Sigma Zug+M	111	0.000	1	LK2	0.010		0.01
Sigma Druck+M	106	0.000	1	LK2	-0.009		0.01
Sigma-k Druck	106	0.000	1	LK2	-0.010	0.85	0.01
Sigma-k M	101	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	106	0.000	1	LK2	-0.010		0.01
Tau aus Q	101	0.000	5	LK1	0.000	0.09	0.00
Tau aus M-T	101	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	101	0.000	5	LK1			0.00
Querschnitt Nr.	9	Rechteck 120/160 - Sparren Spitze					
Sigma M	125	0.820	1	LK2	-0.110	1.00	0.11
Sigma Zug	118	0.730	1	LK2	0.020	0.70	0.03
Sigma Druck	119	0.000	1	LK2	-0.028	0.85	0.03
Sigma Zug+M	117	0.820	3	LK2	0.114		0.12
Sigma Druck+M	125	0.820	1	LK2	-0.117		0.12
Sigma-k Druck	119	0.000	1	LK2	-0.034	0.85	0.04
Sigma-k M	125	0.820	1	LK2	-0.103	1.00	0.10
Sigma-k Druck+M	125	0.820	1	LK2	-0.112		0.11
Tau aus Q	125	0.000	5	LK2	-0.009	0.09	0.10
Tau aus M-T	120	0.000	1	LK2	-0.002	0.10	0.02
Interaktion T+Q	120	0.000	5	LK2			0.03
Querschnitt Nr.	10	Rechteck 120/140 - Deckenbalken Laternenboden					
Sigma M	133	0.830	1	LK1	0.082	1.00	0.08
Sigma Zug	133	0.000	1	LK1	0.000	0.70	0.00
Sigma Druck	134	0.000	1	LK2	-0.066	0.85	0.08
Sigma Zug+M	133	0.830	1	LK1	0.082		0.08
Sigma Druck+M	134	0.410	3	LK2	-0.081		0.09
Sigma-k Druck	134	0.000	1	LK2	-0.090	0.85	0.11
Sigma-k M	133	0.830	1	LK1	0.074	1.00	0.07
Sigma-k Druck+M	134	0.830	3	LK2	-0.109		0.13
Tau aus Q	133	0.000	5	LK1	0.007	0.09	0.08
Tau aus M-T	133	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	133	0.000	5	LK1			0.01
Querschnitt Nr.	11	Rechteck 120/120 - Deckenbalken oben					
Sigma M	135	0.900	1	LK2	0.049	1.00	0.05
Sigma Zug	138	0.000	1	LK2	0.011	0.70	0.02
Sigma Druck	135	0.000	1	LK2	-0.017	0.85	0.02
Sigma Zug+M	135	0.900	1	LK2	0.049		0.05
Sigma Druck+M	135	0.900	3	LK2	-0.066		0.07
Sigma-k Druck	135	0.000	1	LK2	-0.019	0.85	0.02
Sigma-k M	135	0.900	1	LK2	0.048	1.00	0.05
Sigma-k Druck+M	135	0.900	3	LK2	-0.067		0.07
Tau aus Q	135	0.000	5	LK2	0.002	0.09	0.02
Tau aus M-T	135	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	135	0.000	5	LK2			0.00
Querschnitt Nr.	12	Rechteck 140/120 - Diagonalen					
Sigma M	139	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	142	0.000	1	LK2	0.034	0.70	0.05
Sigma Druck	139	0.000	1	LK2	-0.048	0.85	0.06
Sigma Zug+M	142	0.000	1	LK2	0.034		0.05
Sigma Druck+M	139	0.000	1	LK2	-0.048		0.06
Sigma-k Druck	139	0.000	1	LK2	-0.075	0.85	0.09
Sigma-k M	139	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	139	0.000	1	LK2	-0.075		0.09
Tau aus Q	139	0.000	5	LK1	0.000	0.09	0.00
Tau aus M-T	139	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	139	0.000	5	LK1			0.00
Querschnitt Nr.	13	2B 160/120/80 - Zangen unten					
Sigma M	147	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	148	0.000	1	LK2	0.004	0.70	0.01
Sigma Druck	154	0.000	1	LK2	-0.007	0.85	0.01
Sigma Zug+M	148	0.000	1	LK2	0.004		0.01

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm	Position: Holztragskelett	Seite: 5
Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Holztragkonstruktion 3D	08.08.2001

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung [kN/cm ²]		Ausnutzung
					vorh	zul	
Sigma Druck+M	154	0.000	1	LK2	-0.007	0.85	0.01
Sigma-k Druck	154	0.000	1	LK2	-0.007	0.85	0.01
Sigma-k M	147	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	154	0.000	1	LK2	-0.007		0.01
Tau aus Q	147	0.000	5	LK1	0.001	0.09	0.01
Tau aus M-T	147	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	147	0.000	5	LK1			0.00
Querschnitt Nr. 14 - 2B 160/80/80							
Sigma M	157	0.330	1	LK2	0.028	1.00	0.03
Sigma Zug	155	0.000	1	LK2	0.003	0.70	0.00
Sigma Druck	157	0.000	1	LK1	-0.001	0.85	0.00
Sigma Zug+M	157	0.330	1	LK2	0.028		0.03
Sigma Druck+M	157	0.330	3	LK2	-0.028		0.03
Sigma-k Druck	157	0.000	1	LK1	-0.001	0.85	0.00
Sigma-k M	157	0.330	1	LK2	0.025	1.00	0.03
Sigma-k Druck+M	157	0.330	3	LK2	-0.026		0.03
Tau aus Q	157	0.330	5	LK2	-0.003	0.09	0.04
Tau aus M-T	155	0.000	6	LK2	0.009	0.10	0.09
Interaktion T+Q	155	0.000	6	LK2			0.09
Querschnitt Nr. 15 - Rechteck 140/140							
Sigma M	159	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma Zug	159	0.650	1	LK2	0.002	0.70	0.00
Sigma Druck	160	0.000	1	LK1	0.000	0.85	0.00
Sigma Zug+M	159	0.650	1	LK2	0.002		0.00
Sigma Druck+M	160	0.000	1	LK1	0.000		0.00
Sigma-k Druck	160	0.000	1	LK1	0.000	0.85	0.00
Sigma-k M	159	0.000	1	LK1	0.000	1.00	0.00
Sigma-k Druck+M	160	0.000	1	LK1	0.000		0.00
Tau aus Q	159	0.000	1	LK1	0.000	0.09	0.00
Tau aus M-T	159	0.000	1	LK1	0.000	0.10	0.00
Interaktion T+Q	159	0.000	1	LK1			0.00

HOLZ2 - SPANNUNGSBEMESSUNG LF HZ

BASISANGABEN

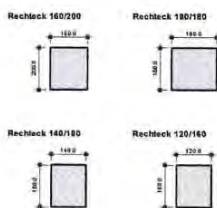
ZU BEMESSENDE STÄBE
Alle

ZU BEMESSENDE LASTFÄLLE
LK3 - LF HZ

ANGABEN ZUM STABILITÄTSNACHWEIS
Nach Omega-Verfahren
Maximal möglicher Schlankheitsgrad Lambda: 150
Ausknicken aus der Ebene möglich: Nein

ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

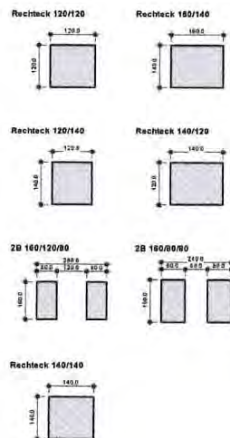
Mat.-Nr.	Material-Bezeichnung	Zulässige Spannungen [kN/cm ²]				
		Sigma-Biege	Sigma-Zug	Sigma-Druck	Tau-Schub	Tau-Torsion
1	Nadelholz S10/MS	1.00	0.70	0.85	0.09	0.10



QUERSCHNITTE

Quer.-Nr.	Mat.-Nr.	Querschnittsbezeichnung Querschnittsdrehung	I-T [cm ⁴]	2 [cm ⁴]	3 [cm ⁴]
			A [cm ²]	Alpha pl. y	Alpha pl. z
1	1	Rechteck 160/200	14009.3	10666.6	6826.6
2	1	Rechteck 180/180	14766.6	8748.0	8748.0
3	1	Rechteck 140/180	8640.3	6804.0	4116.0
4	1	Rechteck 120/160	4975.1	4096.0	2304.0

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm	Position: Holztragskelett	Seite: 6
Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Holztragkonstruktion 3D	08.08.2001



QUERSCHNITTE

Quer.-Nr.	Mat.-Nr.	Querschnittsbezeichnung Querschnittsdehnung	-T [cm ⁴] A [cm ²]	-2 [cm ⁴] Alpha pl.	-3 [cm ⁴] Alpha pl. z
4			192.00	1.00	1.00
5	1	Rechteck 120/120	2916.8 144.00	1728.0 1.00	1728.0 1.00
6	1	Rechteck 160/140	6957.6 224.00	3658.6 1.00	4778.6 1.00
7	1	Rechteck 120/140	3903.4 168.00	2744.0 1.00	2016.0 1.00
8	1	Rechteck 120/120	2916.8 144.00	1728.0 1.00	1728.0 1.00
9	1	Rechteck 120/160	4975.1 192.00	4096.0 1.00	2304.0 1.00
10	1	Rechteck 120/140	3903.4 168.00	2744.0 1.00	2016.0 1.00
11	1	Rechteck 120/120	2916.8 144.00	1728.0 1.00	1728.0 1.00
12	1	Rechteck 140/120	3903.4 168.00	2016.0 1.00	2744.0 1.00
13	1	2B 160/120/80	3749.8 256.00	5461.3 1.00	26965. 1.00
14	1	2B 160/80/80	3749.8 256.00	5461.3 1.00	17749. 1.00
15	1	Rechteck 140/140	5403.8 196.00	3201.3 1.00	3201.3 1.00

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung [kN/cm ²] vorh zul	Ausnutzung	
Querschnitt Nr. 1 - Rechteck 160/200 - Deckenbalken							
Sigma M	5	0.690	1	LK3	-0.082	1.25	0.07
Sigma Zug	6	0.000	1	LK3	0.009	0.88	0.01
Sigma Druck	7	0.000	1	LK3	-0.012	1.06	0.01
Sigma Zug+M	5	0.690	3	LK3	0.090		0.07
Sigma Druck+M	5	0.690	1	LK3	-0.082		0.07
Sigma-k Druck	7	0.000	1	LK3	-0.020	1.06	0.02
Sigma-k M	5	0.690	1	LK3	-0.075	1.25	0.06
Sigma-k Druck+M	5	0.690	1	LK3	-0.075		0.06
Tau aus Q	5	0.690	5	LK3	-0.007	0.11	0.07
Tau aus M-T	1	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	5	0.690	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr. 2 - Rechteck 180/180 - Stützen							
Sigma M	15	0.000	1	LK3	0.186	1.25	0.15
Sigma Zug	14	1.850	1	LK3	0.021	0.88	0.02
Sigma Druck	30	0.000	1	LK3	-0.020	1.06	0.02
Sigma Zug+M	14	1.850	1	LK3	0.206		0.17
Sigma Druck+M	15	0.000	1	LK3	0.186		0.15
Sigma-k Druck	30	0.000	1	LK3	-0.024	1.06	0.02
Sigma-k M	15	0.000	1	LK3	0.180	1.25	0.14
Sigma-k Druck+M	15	0.000	1	LK3	0.180		0.14
Tau aus Q	15	0.000	5	LK3	-0.015	0.11	0.13
Tau aus M-T	13	0.000	1	LK3	-0.001	0.13	0.01
Interaktion T+Q	15	0.000	5	LK3			0.02
Querschnitt Nr. 3 - Rechteck 140/180 - Gratsparren							
Sigma M	46	0.440	1	LK3	-0.164	1.25	0.13
Sigma Zug	48	2.220	1	LK3	0.003	0.88	0.00
Sigma Druck	51	0.000	1	LK3	-0.039	1.06	0.04
Sigma Zug+M	46	0.440	1	LK3	-0.164		0.13
Sigma Druck+M	45	2.040	1	LK3	-0.179		0.15
Sigma-k Druck	51	0.000	1	LK3	-0.056	1.06	0.05
Sigma-k M	46	0.440	1	LK3	-0.160	1.25	0.13
Sigma-k Druck+M	46	0.440	1	LK3	-0.182		0.15
Tau aus Q	45	0.000	5	LK3	-0.009	0.11	0.08
Tau aus M-T	45	0.000	1	LK3	0.002	0.13	0.01
Interaktion T+Q	46	2.220	5	LK3			0.02
Querschnitt Nr. 4 - Rechteck 120/160 - Bindersparren							
Sigma M	61	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	71	4.170	1	LK3	0.031	0.88	0.04
Sigma Druck	61	0.000	1	LK3	-0.051	1.06	0.05
Sigma Zug+M	71	4.170	1	LK3	0.031		0.04

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm	Position: Holztragskelett	Seite: 7
Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Holztragkonstruktion 3D	08.08.2001

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung vorh	Spannung zul	Ausnutzung
Sigma Druck+M	61	0.000	1	LK3	-0.051	1.06	0.05
Sigma-k Druck	61	0.000	1	LK3	-0.223	1.06	0.21
Sigma-k M	61	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	61	0.000	1	LK3	-0.223		0.21
Tau aus Q	63	0.000	5	LK3	-0.023	0.11	0.21
Tau aus M-T	61	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	63	0.000	5	LK3			0.04
Querschnitt Nr. 5 - Rechteck 120/120 - Fußschwelle							
Sigma M	84	2.500	1	LK3	-0.174	1.25	0.14
Sigma Zug	77	0.000	1	LK3	0.000	0.88	0.00
Sigma Druck	77	0.000	1	LK3	0.000	1.06	0.00
Sigma Zug+M	84	2.500	1	LK3	-0.174		0.14
Sigma Druck+M	84	2.500	1	LK3	-0.174		0.14
Sigma-k Druck	77	0.000	1	LK3	0.000	1.06	0.00
Sigma-k M	84	2.500	1	LK3	-0.158	1.25	0.13
Sigma-k Druck+M	84	2.500	1	LK3	-0.158		0.13
Tau aus Q	84	2.500	5	LK3	-0.004	0.11	0.04
Tau aus M-T	82	0.000	1	LK3	0.004	0.13	0.03
Interaktion T+Q	84	2.500	5	LK3			0.03
Querschnitt Nr. 6 - Rechteck 160/140 - Horizontalring unten							
Sigma M	85	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	86	0.000	1	LK3	0.010	0.88	0.01
Sigma Druck	91	0.000	1	LK3	-0.012	1.06	0.01
Sigma Zug+M	86	0.000	1	LK3	0.010		0.01
Sigma Druck+M	91	0.000	1	LK3	-0.012		0.01
Sigma-k Druck	91	0.000	1	LK3	-0.013	1.06	0.01
Sigma-k M	85	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	91	0.000	1	LK3	-0.013		0.01
Tau aus Q	85	0.000	5	LK3	0.000	0.11	0.00
Tau aus M-T	85	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	85	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr. 7 - Rechteck 120/140 - Horizontalring Laternenboden							
Sigma M	93	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	94	0.000	1	LK3	0.030	0.88	0.03
Sigma Druck	95	0.000	1	LK3	-0.040	1.06	0.04
Sigma Zug+M	94	0.000	1	LK3	0.030		0.03
Sigma Druck+M	95	0.000	1	LK3	-0.040		0.04
Sigma-k Druck	95	0.000	1	LK3	-0.043	1.06	0.04
Sigma-k M	93	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	95	0.000	1	LK3	-0.043		0.04
Tau aus Q	93	0.000	5	LK3	0.000	0.11	0.00
Tau aus M-T	93	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	93	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr. 8 - Rechteck 120/120 - Horizontalringe oben							
Sigma M	101	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	111	0.000	1	LK3	0.011	0.88	0.01
Sigma Druck	106	0.000	1	LK3	-0.009	1.06	0.01
Sigma Zug+M	111	0.000	1	LK3	0.011		0.01
Sigma Druck+M	106	0.000	1	LK3	-0.009		0.01
Sigma-k Druck	106	0.000	1	LK3	-0.010	1.06	0.01
Sigma-k M	101	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	106	0.000	1	LK3	-0.010		0.01
Tau aus Q	101	0.000	5	LK3	0.000	0.11	0.00
Tau aus M-T	101	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	101	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr. 9 - Rechteck 120/160 - Sparren Spitze							
Sigma M	125	0.820	1	LK3	-0.110	1.25	0.09
Sigma Zug	118	0.730	1	LK3	0.020	0.88	0.02
Sigma Druck	119	0.000	1	LK3	-0.028	1.06	0.03
Sigma Zug+M	117	0.820	3	LK3	0.114		0.10
Sigma Druck+M	125	0.820	1	LK3	-0.117		0.09
Sigma-k Druck	119	0.000	1	LK3	-0.034	1.06	0.03
Sigma-k M	125	0.820	1	LK3	-0.103	1.25	0.08
Sigma-k Druck+M	125	0.820	1	LK3	-0.112		0.09
Tau aus Q	125	0.000	5	LK3	-0.009	0.11	0.08
Tau aus M-T	120	0.000	1	LK3	-0.002	0.12	0.02
Interaktion T+Q	120	0.000	5	LK3			0.02
Querschnitt Nr. 10 - Rechteck 120/140 - Deckenbalken Laternenboden							
Sigma M	133	0.830	1	LK3	0.082	1.25	0.07
Sigma Zug	133	0.000	1	LK3	0.000	0.88	0.00
Sigma Druck	134	0.000	1	LK3	-0.067	1.06	0.06

Projekt: Lukaskirche - Seitenturm	Position: Holztragskelett	Seite: 8
Holztragkonstruktion für den östlichen Seitenturm	Holztragkonstruktion 3D	08.08.2001

MAXIMALE SPANNUNGEN IN QUERSCHNITTEN

Spannungsart	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt Nr.	LF Nr.	Spannung [kN/cm ²]		Ausnutzung
					vorh	zul	
Sigma Zug+M	133	0.830	1	LK3	0.082	1.06	0.07
Sigma Druck+M	134	0.830	3	LK3	-0.149		0.13
Sigma-k Druck	134	0.000	1	LK3	-0.093	1.06	0.09
Sigma-k M	133	0.830	1	LK3	0.074	1.25	0.06
Sigma-k Druck+M	134	0.830	3	LK3	-0.167		0.15
Tau aus Q	133	0.000	5	LK3	0.007	0.11	0.06
Tau aus M-T	133	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	133	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr.	11 - Rechteck 120/120 - Deckenbalken oben						
Sigma M	135	0.900	1	LK3	0.049	1.25	0.04
Sigma Zug	138	0.000	1	LK3	0.011	0.88	0.01
Sigma Druck	135	0.000	1	LK3	-0.018	1.06	0.02
Sigma Zug+M	135	0.900	1	LK3	0.049		0.04
Sigma Druck+M	135	0.900	3	LK3	-0.066		0.06
Sigma-k Druck	135	0.000	1	LK3	-0.020	1.06	0.02
Sigma-k M	135	0.900	1	LK3	0.048	1.25	0.04
Sigma-k Druck+M	135	0.900	3	LK3	-0.068		0.06
Tau aus Q	135	0.000	5	LK3	0.002	0.11	0.02
Tau aus M-T	135	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	135	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr.	12 - Rechteck 140/120 - Diagonalen						
Sigma M	139	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	142	0.000	1	LK3	0.035	0.88	0.04
Sigma Druck	139	0.000	1	LK3	-0.048	1.06	0.05
Sigma Zug+M	142	0.000	1	LK3	0.035		0.04
Sigma Druck+M	139	0.000	1	LK3	-0.048		0.05
Sigma-k Druck	139	0.000	1	LK3	-0.075	1.06	0.07
Sigma-k M	139	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	139	0.000	1	LK3	-0.075		0.07
Tau aus Q	139	0.000	5	LK3	0.000	0.11	0.00
Tau aus M-T	139	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	139	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr.	13 - 2B 160/120/80 - Zangen unten						
Sigma M	147	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	148	0.000	1	LK3	0.004	0.88	0.00
Sigma Druck	154	0.000	1	LK3	-0.007	1.06	0.01
Sigma Zug+M	148	0.000	1	LK3	0.004		0.00
Sigma Druck+M	154	0.000	1	LK3	-0.007		0.01
Sigma-k Druck	154	0.000	1	LK3	-0.007	1.06	0.01
Sigma-k M	147	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	154	0.000	1	LK3	-0.007		0.01
Tau aus Q	147	0.000	5	LK3	0.001	0.11	0.00
Tau aus M-T	147	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	147	0.000	5	LK3			0.00
Querschnitt Nr.	14 - 2B 160/80/80						
Sigma M	157	0.330	1	LK3	0.028	1.25	0.02
Sigma Zug	155	0.000	1	LK3	0.003	0.88	0.00
Sigma Druck	157	0.000	1	LK3	-0.001	1.06	0.00
Sigma Zug+M	157	0.330	1	LK3	0.028		0.02
Sigma Druck+M	157	0.330	3	LK3	-0.028		0.02
Sigma-k Druck	157	0.000	1	LK3	-0.001	1.06	0.00
Sigma-k M	157	0.330	1	LK3	0.025	1.25	0.02
Sigma-k Druck+M	157	0.330	3	LK3	-0.026		0.02
Tau aus Q	157	0.330	5	LK3	-0.004	0.11	0.03
Tau aus M-T	155	0.000	6	LK3	0.009	0.13	0.07
Interaktion T+Q	155	0.000	6	LK3			0.07
Querschnitt Nr.	15 - Rechteck 140/140						
Sigma M	159	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma Zug	159	0.650	1	LK3	0.002	0.88	0.00
Sigma Druck	160	0.000	1	LK3	0.000	1.06	0.00
Sigma Zug+M	159	0.650	1	LK3	0.002		0.00
Sigma Druck+M	160	0.000	1	LK3	0.000		0.00
Sigma-k Druck	160	0.000	1	LK3	0.000	1.06	0.00
Sigma-k M	159	0.000	1	LK3	0.000	1.25	0.00
Sigma-k Druck+M	160	0.000	1	LK3	0.000		0.00
Tau aus Q	159	0.000	1	LK3	0.000	0.11	0.00
Tau aus M-T	159	0.000	1	LK3	0.000	0.13	0.00
Interaktion T+Q	159	0.000	1	LK3			0.00

6 AUSBLICK, OFFENE FRAGEN

Dieses Kapitel beinhaltet noch offenstehende Fragestellungen, die im Rahmen der Diplomarbeit nicht geklärt werden konnten sowie Hinweise auf noch durchzuführende Arbeiten.

Es wird an dieser Stelle noch einmal daraufhingewiesen, daß es sich bei der Diplomarbeit noch nicht um eine abschließende Statik handelt, sondern um eine Voruntersuchung zum Zweck der Formfindung und Festlegung der Geometrie sowie der Konstruktion.

6.1 weitere erforderliche Bestandsaufnahmen

Hauptturm

Die Außenabmessungen des Turmschaftes gründen sich in der vorliegenden Arbeit auf die Rekonstruktion aus der Fotografie [Lukaskirche ~1904] sowie den Plan [Glockenstuhl 1902], welcher einen Schnitt durch den Hauptturm im Bereich der Glockenstube darstellt. Ein prüfendes Aufmaß der Außenabmessungen, z. B. fotogrammetrische Erfassung der vorhandenen Turmgeometrie, ist im Rahmen der Diplomarbeit nicht erstellt worden, da dieses von der Kirchengemeinde bereits an Prof. Zimmermann (HTW Dresden) im Auftrag gegeben worden war.

Falls noch nicht erfolgt, ist eine genaue Einmessung der Geometrie des Turmschaftes noch durchzuführen. Zusätzlich ist eine Einmessung in der Vertikalen zur Kontrolle der lotrechten Stellung durchzuführen, da in den sechziger Jahren bereits eine geringe Neigung gen Norden festgestellt wurde.

Seitentürme

Ein genaues Aufmaß der Spitze des vorhandenen westlichen Seitenturmes ist bisher aufgrund fehlender Zugänglichkeit und Absturzsicherung – ungesicherte Leitern, die bereits in Höhe Unterkante Laterne enden sowie große Fallhöhe von > 8 m – nicht vollständig gewesen.

Die im Kapitel 5 entworfene Konstruktion gründet sich daher auf die rekonstruierten Abmessungen der äußeren Form aus der Fotografie in Zusammenhang mit den vor Ort aufgemessenen Daten.

Da es bei dem östlichen Seitenturm infolge der Symmetrie ganz besonders auf die genaue Übernahme der vorhandenen Geometrie des intakten westlichen Seitenturmes ankommt, ist dieses Aufmaß zu vervollständigen. Zum Messen im Inneren muß der Turm gesichert werden. Eine Zugangsmöglichkeit zur Spitze ist zu schaffen. Die genauen Außenabmessungen sind noch aufzunehmen. Dies kann sinnvoll im Zuge der Einmessung des Hauptturmschaftes geschehen.

Die Achsabmessungen der Holzkonstruktion sind hiernach ggf. auf die von den Plänen abweichenden Maße der originalen Konstruktion zu korrigieren. Die Konstruktion an sich wird hierdurch keine wesentlichen Änderungen erfahren.

6.2 Mauerwerk

Da dies bis jetzt nicht erfolgt ist, sind in einer späteren Planungsphase noch genauere Untersuchungen bezüglich der Standsicherheit des gemauerten Turmschaftes erforderlich, da dessen Standsicherheit bisher als gegeben vorausgesetzt wurde. Die ausreichende Festigkeit des Mauerwerkes für die Aufnahme der neuen Lasten ist noch nachzuweisen.

Dieses gilt in analoger Weise für den östlichen Seitenturm.

Zusätzlich ist zu untersuchen, ob die Giebelmauerwerksscheiben nach Herausnehmen der Reste der alten Stahlkonstruktion ohne zusätzliche Stabilisierung allein eine ausreichende Standsicherheit aufweisen, um weiterhin das Eigengewicht der Sandsteinverkleidung abzutragen. Im Rahmen dieser Voruntersuchung war dieses nicht möglich.

6.3 Zuganker

Die vorhandenen Zuganker sollen möglichst für die neue Konstruktion reaktiviert werden, um die vorhandene Bausubstanz, insbesondere das Turmmauerwerk, zu schonen.

Es sind Belastungsversuche durchzuführen, ob die erforderliche Zugkraft, die für den maßgebenden Lastfall¹ zu $\approx 150\text{kN}$ pro Anker ermittelt wurde von den Zugankern aufgenommen werden kann. Danach entscheidet es sich, ob noch eine zusätzliche Verankerung der neuen Helmkonstruktion im Turmschaftmauerwerk geschaffen werden muß.

6.4 Baugrund, Setzungsverhalten

Ein zur Zeit der Noteindeckung erfolgtes Gutachten bescheinigt bereits eine sehr starke Belastung des Baugrundes. Dies geht zum Teil soweit, daß von einem Wiederaufbau des Turmhelmes völlig abgeraten wurde.

Zur Prüfung dieses Sachverhaltes muß die Belastung unter dem Turmfundament des Hauptturmes noch einmal genau untersucht werden. Ist die Situation wirklich so kritisch, dann ist die Möglichkeit der Baugrundverbesserung z.B. durch Injektionen in Betracht zu ziehen.

6.5 Dynamik der Glocken

Im Rahmen der Diplomarbeit wurde nur eine Überschlagsrechnung, losgelöst für den Turmhelm, als Abschätzung durchgeführt. Diese ergab, daß die Eigenfrequenzen der Stahlkonstruktion einen ausreichenden Resonanzabstand zu der Erregerfrequenz aus der dritten Glockenteilschwingung nach Norm haben. Problematisch ist höchstens die fünfte Teilschwingung, hier sind aber die Erregerkräfte viel geringer.

Die Überschlagsrechnung befindet sich im Anhang 5.

Das Schwingungsverhalten und Dämpfung des gemauerten Turmteiles sowie Baugrundeinflüsse und Einspanngrad in das Kirchenschiff können nur viel zu ungenau abgeschätzt werden. Damit liefert eine Rechnung keine aussagekräftigen Ergebnisse. Es ist demnach erforderlich, die Eigenfrequenz meßtechnisch zu ermitteln.

Das Schwingungsverhalten des vorhandenen Turmstumpfes zu messen wäre zwar möglich gewesen, bringt jedoch keine verwertbaren Ergebnisse, da Turmstumpf und Helm als Ganzes wirken und die so (am unvollständigen Bauwerk) gemessenen Eigenfrequenzen nicht den tatsächlichen Eigenfrequenzen nach dem Wiederaufbau des Helmes entsprechen.

Die Schwingungsmessung hat sinnvoll erst zu erfolgen, wenn das Bauwerk fertiggestellt ist.

6.6 Problematik Brandschutz

Infolge der Holzschalung ist in der Helmkonstruktion eine erhöhte Brandlast gegeben, welche im Falle eines eventuellen Brandes die Stahlkonstruktion in Mitleidenschaft ziehen kann, da bei direkter Beflammung die kritische Stahltemperatur überschritten wird.

Als Schutz für die Stahlkonstruktion wird ein im Brandfall aufschäumender Anstrich empfohlen.

Diesbezüglich sollte jedoch noch der Rat eines Sachverständigen eingeholt werden.

6.7 Spindeltreppe im Hauptturm

Für eine spätere Nutzung mit Besucherverkehr zur Aussichtsplattform ist die Spindeltreppe komplett auszutauschen, da insbesondere im oberen Bereich

¹ max. Auflagerzugkraft bei der Grundkomb. Bemessungswerte für Eigengewicht + Wind

die Standsicherheit nicht mehr gegeben ist und Zwischenpodeste nicht in genügender Zahl vorhanden sind. Der obere Treppenteil ist beim Wiederaufbau des Helmes zu erneuern.

Der Austausch der Spindeltreppe im unteren Bereich des Glockenstuhles zum gleichen Zeitpunkt erscheint nicht sinnvoll, da die Erneuerung des Geläutes und des Glockenstuhles als nächste Baumaßnahme geplant ist. Hierbei muß die Treppe ohnehin erneuert werden.

LITERATURVERZEICHNIS

Monografien und Aufsätze:

- [Becker 1981] BECKER, K., BILEK, H.-U., DIETRICH, W.: Erneuerung der Turmspitze der Frauenkirche Esslingen. In: *Bauingenieur* 56 (1981), S. 267-273
- [Beuth 1994] LINDNER, J. (Hrsg.) ; SCHEER, J. (Hrsg.) ; SCHMIDT, H. (Hrsg.) ; GENTZ, E. u. a. (Mitarb.): *Stahlbauten: Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis Teil 4*. 2. Auflage, Berlin: Beuth-Verlag 1994. - ISBN 3-410-13024-1
- [Boese 1990] BOESE, Margit: *Die Lukaskirche in Dresden*. Dresden, Technische Universität Dresden, Sektion Architektur, Baugeschichtsarbeit, 1989/90
- [Bulicek 1994] BULICEK, H.: Wiederaufbau des gotischen Turmhelmes auf der Pfarr- und Universitätskirche St.Nikola in Passau. In: *Bauingenieur* 69 (1994), S. 227-228
- [Dachdeck 1997] ZENTRALVERBAND DES DEUTSCHEN DACHDECKERHANDWERKS – FACHVERBAND DACH-, WAND- UND ABDICHTUNGSTECHNIK – E.V. (Hrsg.): *Deutsches Dachdeckerhandwerk – Regeln für Dachdeckungen*. 1. Auflage. Köln: Rudolf Müller 1997. - ISBN 3-481-01291-8
- [FuKiNi 1992] FUCKE, Rudolf ; KIRCH, Konrad ; NICKEL, Heinz: *Darstellende Geometrie für Ingenieure*. 14. Auflage. Leipzig: Fachbuchverlag Leipzig - Köln 1992. - ISBN 3-343-00778-1
- [Geisler 1993] GEISLER, M.: *Ein Kleinod der Südvorstadt ist neunzig geworden: die Lukaskirche*. In: *Dresdner Amtsblatt* (1993), Nr.30, S. 5
- [Hälbig 2001] HÄLBIG, Heinz: *Eine Kirche mit Tonstudio: „Sächsischer Bote“ stellt Kirchen in Dresden vor (Folge 13): Lukaskirche*. In: *Sächsischer Bote* 9 (2001), Nr.11, S. 3
- [Harnach 1989] HARNACH, R.: Zur Berechnung und Konstruktion eines Glockenturms. In: *Bauen mit Holz* (1994), Nr. 1, S. 7-11
- [Holzturm 1979] Kirchendachstuhl und Turmhelm in vorgefertigten Elementen. In: *Bauen mit Holz* 81 (1979), Nr. 7, S. 355-356, 359-361
- [Holzturm 1980] Der neue Kirchturm der katholischen Pfarrkirche in Waldzell O. Ö. In: *Bauen mit Holz* 82 (1980), Nr. 10, S. 582-584
- [Holzturm 1987] Ein Kirchturmdach in zwei Großelementen vorgefertigt.

- In: *Bauen mit Holz* 89 (1987), Nr. 5, S. 288-289
- [Holzturm 1991] Zwiebelturm komplett am Boden vorgefertigt. In: *Bauen mit Holz* 93 (1991), Nr. 11, S. 814-815
- [Katzarova 1996] KATZAROVA, P. ; MAIER, V. (Hrsg.): *Darstellende Geometrie (Perspektive und Schattenkonstruktionen)*. Dortmund: Universität Dortmund 1996
- [Königer 1902] KÖNIGER, Otto ; EDITION „LIBRI RARI“ (Hrsg.): *Allgemeine Baukonstruktionslehre mit besonderer Beziehung auf das Hochbauwesen*. Bd. 3 : *Die Konstruktionen in Eisen*. 6. Auflage, Nachdr. Leipzig: J. M. Gebhardt's Verlag 1902. - ISBN 3-88746-316-1
- [Kramer 1997] KRAMER, Kurt: *Glocken in Geschichte und Gegenwart*. Bd. 2 : *Beiträge zur Glockenkunde/Beratungsausschuß für das deutsche Glockenwesen*. 1. Auflage. Karlsruhe: Badenia-Verlag 1997. - ISBN 3-7617-0341-4
- [Kühn 1904] KÜHN, D.: *Die Lukaskirche in Dresden*. Leipzig: Trenkler & Co. 1904
- [Kupfer 1986] KUPFER, K., LINSE, D.: Rekonstruktion des Kirchturmes Dießen. In: *Bauingenieur* 61 (1986), S. 205-208
- [Petersen 1993] PETERSEN, Christian: *Stahlbau*. 3., überarb. und erw. Auflage. Braunschweig: Vieweg 1993. - ISBN 3-528-28837-X
- [Pieper 1983] PIEPER, Klaus: *Sicherung historischer Bauten*. 1. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn 1983. - ISBN 3-433-00967-8
- [Schneider 1998] SCHNEIDER, Klaus-Jürgen (Hrsg.): *Bautabellen für Ingenieure*. 13. Auflage, Düsseldorf: Werner-Verlag 1998. - ISBN 3-8041-3477-7
- [Schöler 1904] SCHÖLER, Richard: *Die Eisenkonstruktionen des Hochbaues*. 2. Auflage, Nachdr. Leipzig: Verlag von Bernh. Friedr. Voigt 1904. - ISBN 3-8262-1903-1
- [Schütz 1994] SCHÜTZ, K.G.: Dynamische Beanspruchung von Glockentürmen. In: *Bauingenieur* 69 (1994), S. 211-217
- [Stahltreppen 1990] STAHL-INFORMATIONEN-ZENTRUM (Hrsg.): *Merkeblatt Nr. 355 – Entwurfshilfen für Stahltreppen*. 1. Auflage 1990. - ISSN 0175-2006
- [Steinmann 2000] STEINMANN, Ralf: Ein Glockenturm aus Stahl. In: *Stahlbau* 69 (2000), Nr. 7, S. 507-513
- [Wangerin 1992] WANGERIN, Gerda: *Bauaufnahme: Grundlagen, Methoden, Darstellung*. 2., verb. und erw. Auflage. Braunschweig: Vieweg 1992. - ISBN 3-528-18834-0
- [Warth 1900] WARTH, Otto ; EDITION „LIBRI RARI“ (Hrsg.): *Allgemeine Baukonstruktionslehre mit besonderer Beziehung auf das Hochbau-*

wesen. Bd. 2 : *Die Konstruktionen in Holz*. 6. Auflage,
8. Nachdr. Leipzig: J. M. Gebhardt's Verlag 1900. -
ISBN 3-88746-019-7

[Weiss 1996] WEISS, G.: *Darstellende Geometrie für Architektur und Landschaftsarchitektur*. Dresden: Institut für Geometrie der Technischen Universität Dresden 1996

Internetpublikationen:

Außensanierung der Evangelisch Reformierten Kirche Büllach. URL www.nbt.ch. -
Neues Büllacher Tageblatt 04.09.1999

Die alte Oberndorfer Kapelle. URL <http://www.st-sebastian-kuppenheim.de/GeschO.htm>.

HOLZBAU KESSEL GMBH EUSKIRCHEN: *Kirchturm in Niederkassel*. URL
<http://www.holzbau-kessel.de/galerie/galerie.htm>.

JAKOB SCHERRER SÖHNE AG: *Fachartikel Kirchturm-Dachsanieung Kirche Gossau/ Zürich*. URL <http://www.cupolux.ch/fachartikel/fachartikel/gossau.html>.

Kirchturm bekommt „Hut“ zurück. URL http://www.berliner-morgenpost.de/archiv2000/000307/lokanzeiger_s/story40004.html. -
Lokalanzeiger Berliner Morgenpost 07.03.2000

KÖRNER, Ulrich.: *Die Petrikirche in Dortmund*. URL <http://www.bauwesen.uni-dortmund.de/zentreinr/cadetc/afd/petri/petrititel.html>. - bearbeitet 1996

Lützensener Kirche wieder vereint. URL
http://www.kranmagazin.de/Archiv/Kranmagazin_15/15_Einsatz/15_kirche/15_kirche.html. - Kran-Magazin Online

SVZ: *Kirchturm mit neuer Spitze*. URL <http://home.t-online.de/home/P.E.T.E.R/wfpr1999.htm#160899-1>. - 16.08.1999

URBAN GMBH: *Kirchturm mit neuer Spitze*. URL <http://www.urban-krane.de/referenzen.htm#kirche>. - SVZ Online 14.08.1999

VEREIN ZUM WIEDERAUFBAU DES KIRCHTURMES DER ST.PETRI-KIRCHE ZU WOLDEGK E.V.: *Turmneubau*. URL <http://www.dorfkirchen.de/woldegk/>.

Technische Vorschriften – Normen und Regelwerke:

DIN 1052 Teil 1 04.88.

Holzbauberke: Berechnung und Ausführung

DIN 1052-1/A1 10.96.

Holzbauberke: Teil 1: Berechnung und Ausführung. Änderung 1

DIN 1052 TEIL 2 04.88.

Holzbauberke: Mechanische Verbindungen

DIN 1052-2/A1 10.96.

Holzbauberke: Teil 2: Mechanische Verbindungen. Änderung 1

DIN 1055 TEIL 1 06.78.

Lastannahmen für Bauten: Lagerstoffe, Baustoffe, Bauteile: Eigenlasten und Reibungswinkel

DIN 1055 TEIL 3 03.71.

Lastannahmen für Bauten: Verkehrslasten

DIN 1055 TEIL 4 08.86.

Lastannahmen für Bauten: Verkehrslasten: Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken

DIN 1055 TEIL 5 06.75.

Lastannahmen für Bauten: Verkehrslasten: Schneelast und Eislast

DIN 1055 TEIL 5 A1 06.75.

Lastannahmen für Bauten: Verkehrslasten: Schneelast und Eislast

DIN 4178 08.78.

Glockentürme

DIN 18800 TEIL 1 11.90.

Stahlbauten: Bemessung und Konstruktion

DIN 18800 TEIL 2 11.90.

Stahlbauten: Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken

DIN 18800 TEIL 3 11.90.

Stahlbauten: Stabilitätsfälle, Plattenbeulen

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Einleitung

Bild 1 Lukaskirche – Freihandzeichnung nach einer Fotografie von 1939

Kapitel 1

Bild 2 Die Lukaskirche heute

Bild 3 Lukaskirche zur Zeit der Erbauung um 1904 [Lukaskirche ~1904]

Kapitel 2

Bild 4 Skizze herabhängender Turm

Bild 5 zerstörter Turm der Lukaskirche 1957 [Lukaskirche 1957]

Bild 6 Lukaskirche 2001

Bild 7 oberer Abschluß der Sandsteingiebel – Detailaufnahme 2001

Bild 8 jetziger Abschluß der Sandsteingiebel rot eingezeichnet in [Lukaskirche ~1904], Ausschnitt

Bild 9 Ausschnitt aus [Glockenstuhl 1902]

Bild 10 abgestufte Mauerwerksbögen

Bild 11 Ausschnitt aus [Glockenstuhl 1902]

Bild 12 Gewölbe mit Durchführung der Spindeltreppe

Bild 13 Giebelwandscheibe

Bild 14 Ziegeloberfläche

Bild 15 fehlende Ziegel in der Brüstung

Bild 16 Fachwerkknoten an der Giebelwandscheibe

Bild 17 Reste der alten Eisenkonstruktion

Bild 18 Detail U-Profile

Bild 19 Anschlußpunkt Trägerrost Fachwerkkonstruktion

Bild 20 Verwerfung

Bild 21 Riß

Bild 22 Skizze Schaftmauerwerk

Bild 23 Mauerwerksklammer

Bild 24 Detail Zuganker

Bild 25 Ausschnitt aus [Glockenstuhl 1902]

- Bild 26 Schraubverbindung Trägerrost
Bild 27 Auflager der I-Träger oberhalb des Glockenstuhles
Bild 28 Leiter 1 - zum Deckengewölbe
Bild 29 Mauerwerk und Holzbalkendecke
Bild 30 Leiter 2 – zur Holzbalkendecke
Bild 31 Leiter 2 – Blick auf das Gewölbe
Bild 32 Deckenbalken mit Stützen
Bild 33 Stützen mit Diagonalen
Bild 34 Anschlußdetail
Bild 35 Verschneidung Gratsparren und Sparren
Bild 36 Aufsetzholz auf Sparren
Bild 37 Holzdielung in Ebene des Laternenfußpunktes
Bild 38 Blick von der dritten Leiter nach unten
Bild 39 Innenansicht der Laterne mit abnehmbaren Platten
Bild 40 Außenansicht der Laterne vom Hauptturm aus
Bild 41 Innenansicht gesimsartiger Übergangsbereich
Bild 42 Blick in die Spitze der Laterne
Bild 43 Holzbalken im Turmzimmer
Bild 44 Mauerwerk im Kreuzverband und fehlende Ziegel in der Rollschicht
Bild 45 noch vorhandene Zugstange

Kapitel 3

- Bild 46 Definition der Begriffe
Bild 47 Ausschnittvergrößerung des Turmhelmes aus [Lukaskirche ~1904]

TABELLENVERZEICHNIS

Kapitel 3

- Tab. 1 Skalierung der aus der Foto-Rekonstruktion gewonnenen Maßverhältnisse auf die Höhenangabe aus [Kühn 1904]

Kapitel 4

- Tab. 2 Eigenlasten aus der Dacheindeckung (Flächengewichte)
Tab. 3 Knotenlasten aus Eigengewicht der Dacheindeckung
Tab. 4 Stablasten aus Eigenlast Zwischendecken
Tab. 5 Knotenlasten aus Windeinwirkung
Tab. 6 Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt
Tab.6.1 Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt – Bauzustand Montageteil 1
Tab.6.2 Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt – Bauzustand Montageteil 2
Tab.6.3 Extremalwerte der Schnittgrößen je Querschnitt – Bauzustand Montageteil 3

ANHANG

Anhang 1 : weitere Verzeichnisse und Übersichten

Verzeichnis noch existierender historischer Pläne

Verzeichnis noch existierender historischer Schriften

Verzeichnis noch existierender historischer Fotografien

Verzeichnis der involvierten Ämter und Institutionen, Archive

Anhang 2 : Zeichnungen

Zeichnungsliste

Aufmaßzeichnungen

Zeichnungen Fotorekonstruktion

Zeichnungen nach historischen Plänen

Zeichnungen Statisches System

Konstruktionszeichnungen

Anhang 3 : - entfällt -

Anhang 4 : EDV-Ausdrucke statischer Berechnungen

Anhang 5 : Übersichten und Überschlagsrechnungen

Anforderg. an nichtselbsttragende Metaldacheindeckungen

Anforderg. an Deckunterlagen aus Holz + Holzwerkstoffen

Nachrechnung nach historischen Lastannahmen

Glockenerregte Schwingungen

VERZEICHNIS NOCH EXISTIERENDER HISTORISCHER PLÄNE

- [Altstadt 1945] ARCHITEKT FISCHER: *Altstadt*, Stand 26.09.1945 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Dachmittlung 1962] ARCHITEKT BURKHARDT: *Lukaskirche Dresden, neue Verdachung Haupt- und Nebenturm – Grundriß Dachausmittlung für Projektierung der Blitzschutzanlage*, Entwurf 27.01.1962, Blatt Nr. 6 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Glockenstuhl 1902] ARCHITEKT WEIDENBACH: *Lukas-Kirche zu Dresden – Glockenstuhl*, Stand 30.04.1902 (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Glockenstuhl 1948] PLANVERFASSER UNBEKANNT: *Glockenstuhl der Lukaskirche zu Dresden*, Stand 20.01.1948 (Quelle: Kulturamt Dresden)
- [Längsschnitt 1897] ARCHITEKT WEIDENBACH: *Lukas-Kirche zu Dresden – Längsschnitt*, Stand 10.07.1897 (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Nachtrag 1946] ARCHITEKT FISCHER: *Lukaskirche Dresden – Zeichnungen zum Nachtrag vom 18.12.46*, Stand 18.12.1946 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Notdächer 1948] BAUMEISTER HENZE: *Lukaskirche Dresden – Notdächer über dem Turm und Treppentürmchen*, Entwurf vom 15.06.1948 (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Seitenansicht ~1897] ARCHITEKT WEIDENBACH: *Lukas-Kirche zu Dresden – Seitenansicht*, Datum unbekannt (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Seitenansicht 1962] ARCHITEKT BURKHARDT: *Lukaskirche Dresden – Seitenansicht (für Projektierung der Blitzschutzanlage) mit neuer Verdachung Hauptturm*, Entwurf 27.01.1962, Blatt Nr. 7 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Thurmgerüst 1900] PLANVERFASSER UNBEKANNT: *Neubau der Lukaskirche zu Dresden – Schema zur Berechnung des eisernen Thurmgerüstes*, Stand 03.04.1900 (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Treppenhäuser 1900] ARCHITEKT WEIDENBACH: *Lukas-Kirche zu Dresden – Längs- und Querschnitt der Treppenhäuser am Hauptturm*, Datum unbekannt (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)

- [Turmansicht 1962] ARCHITEKT BURKHARDT: *Turmeindeckung Lukaskirche ab +40,00 – Ansicht*, Entwurf 24.01.1962, Blatt Nr. 4 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Turmdach 1964] ARCHITEKT BURKHARDT: *Lukaskirche Dresden-Süd – Turmüberdachung*, Stand 08.07.1964 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Turmquerschnitt 1962] ARCHITEKT BURKHARDT: *Turmeindeckung Lukaskirche – Dachdraufsicht und Querschnitt Turm Massivdach*, Entwurf 24.01.1962, Blatt Nr. 5 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Verdachung 1962] ARCHITEKT BURKHARDT: *Lukaskirche Dresden – Eingangsseite mit neuer Verdachung Haupt- und Nebenturm*, Entwurf 05.04.1962, Blatt Nr. 8 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)

VERZEICHNIS NOCH EXISTIERENDER HISTORISCHER SCHRIFTEN

- [Bauamt 1961a] BAUAMT: *Schreiben an das ev.-luth. Kirchen-Pfarramt*, 13.06.1961 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Bauamt 1961b] BAUAMT: *Schreiben an den VEB Ausbau, Abteilg. Gerüste*, 10.08.1961, Auszug (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Bauamt 1964] BAUAMT: *Schreiben an das ev.-luth. Pfarramt*, 14.07.1964, Abschrift (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Baupolizei 1901] RATH DER STADT DRESDEN – BAUPOLIZEIAMT: *Lukasparochie – Bedingungen zur Errichtung des Pfarrhauses*, 26.04.1901 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Bohlig 1955] BOHLIG: *Gutachten betr. Instandsetzung der hies. Lukaskirche*, 25.02.1955 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1962] ARCHITEKT BURKHARDT: *Erläuterungsbericht zum Bauvorhaben Lukaskirche*, 14.04.1962 (Quelle: Kulturamt Dresden)
- [Burkhardt 1964a] ARCHITEKT BURKHARDT: *Erläuterungsbericht Vorrichtungsarbeiten Lukaskirche Dresden-Süd*, 25.03.1964 (Quelle: Kulturamt Dresden)
- [Burkhardt 1964b] ARCHITEKT BURKHARDT: *Niederschrift über den Stand der Wiederherstellungsarbeiten Lukaskirche*, 25.05.1964 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1964c] ARCHITEKT BURKHARDT: *Niederschrift über den Stand der Wiederherstellungsarbeiten Lukaskirche*, 06.07.1964 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1964d] ARCHITEKT BURKHARDT: *Niederschrift über den Stand der Wiederherstellungsarbeiten Lukaskirche*, 17.07.1964 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1964e] ARCHITEKT BURKHARDT: *Niederschrift Anlaufbesprechung über Dacheindeckung Hauptturm*, 17.07.1964 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1964f] ARCHITEKT BURKHARDT: *Niederschrift über den Stand der Arbeiten am Hauptturm Lukaskirche*, 29.10.1964 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)

- [Burkhardt 1965a] ARCHITEKT BURKHARDT: *Bericht an den Kirchenvorstand der Ev.-luth. Lukaskirche in Dresden*, 25.02.1965 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1965b] ARCHITEKT BURKHARDT: *Niederschrift zur Klärung und Festlegung der eingetretenen Bauverzögerung am Hauptturm Lukaskirche in Dresden-Süd*, 15.06.1965 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Burkhardt 1966] ARCHITEKT BURKHARDT: *Statischer Nachweis der Turmüberdachung der Lukaskirche Dresden-Süd*, 28.01.1966 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [Feurich 1961] PFARRER FEURICH: *Schreiben an das Ev.-luth. Bezirkskirchenamt betr. Schaden am Kirchengebäude durch Blitzeinwirkung*, 06.06.1961 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Hempel 1953] PROF. DR. HEMPEL: *Gutachten zur Frage der Wiederherstellung der Lukaskirche in Dresden*, 31.07.1953 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Henn 1946] PROF. DR.-ING. HENN: *Gutachten über den baulichen Zustand des Turmes der Lukaskirche zu Dresden und Vorschlag zu Baumaßnahmen zu seiner Erhaltung*, 07.10.1946 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Lukaskirche 1945] LUKASKIRCHE ZU DRESDEN: *Antrag auf Wiederaufbau*, 26.11.1945 (Quelle: Kulturamt Dresden)
- [Lukaskirche 1946a] LUKASKIRCHE ZU DRESDEN: *Schreiben an das Ev.-luth. Landeskirchenamt Sachsens*, 26.04.1946 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Lukaskirche 1946b] LUKASKIRCHE ZU DRESDEN: *Bauanzeige an Landeskirchenamt Dresden*, 02.09.1946 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Lukaskirche 1946c] LUKASKIRCHE ZU DRESDEN: *Schreiben an das Amt für Wiederaufbau*, 25.10.1946 (Quelle: Kulturamt Dresden)
- [Lukaskirche 1961] LUKASKIRCHE ZU DRESDEN: *Stellungnahme wegen des inzwischen eingetretenen Blitzschadens an das Ev.-luth. Bezirkskirchenamt*, 18.07.1961 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [Nadler 1980] PROF. DR.-ING. NADLER (Chefkonservator): *Schreiben an R. Köhler*, 09.04.1980, Auszug (Quelle: Landesdenkmalamt)
- [Pfarramt 1947a] EV.-LUTH. PFARRAMT DER LUKASKIRCHE DRESDEN-STADT: *Bericht über den Stand der Bauarbeiten*, 09.06.1947 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)

- [Pfarramt 1947b] EV.-LUTH. PFARRAMT DER LUKASKIRCHE: *Schreiben an das Bauaufsichtsamt*, 15.12.1947 (Quelle: Kulturamt Dresden)
- [Preiss 1953] DIPL.-ING. PREISS: *Gutachten über die Standfestigkeit der Lukaskirche zu Dresden*, 17.10.1953 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)
- [RatDerStadt 1965] RAT DER STADT DRESDEN-SÜD: *Teil-Gebrauchsabnahmeschein Reparatur des Turmes und des Daches der Lukaskirche Dresden-Süd*, 05.07.1965 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [StatGlockenst 1948] VERFASSEN UNBEKANNT: *Statische Berechnung zum Glockenstuhl der Lukas-Kirche zu Dresden*, 24.01.1948 (Quelle: Stadtarchiv Dresden)
- [SteuDtner 1954] ARCHITEKT STEUDTNER: *Bericht über den baulichen Zustand der Lukaskirche zu Dresden*, 08.07.1954 (Quelle: Ev.-luth. Landeskirchenamt)

VERZEICHNIS NOCH EXISTIERENDER HISTORISCHER FOTOGRAFIEN

- [Bombardierung 1945] FOTOGRAF UNBEKANNT: *Dresden nach der Bombardierung 1945*, Rechte: Dt. Photothek, Archiv-Nr. PS 98/1 (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Hahn 1943] FOTOGRAF HAHN: *Luftbild-Schrägaufnahme, Blick über die Südvorstadt mit Lukaskirche nach SO, 1943*, Rechte: Dt. Photothek, Archiv-Nr. 331026A (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Loder 1945] LODER, E.: *Dresden Lukaskirche vor 1945*, Rechte: Dt. Photothek, Archiv-Nr. 77705 (Quelle: Dt. Photothek)
- [Lukaskirche ~1904] FOTOGRAF UNBEKANNT: *Großaufnahme Lukaskirche, Blick nach SO, ~1904*, Rechte: Gemeinde (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Lukaskirche 1939] FOTOGRAF UNBEKANNT: *Großaufnahme Lukaskirche, Blick nach NW, 1939*, Rechte: Gemeinde (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Lukaskirche 1957] FOTOGRAF UNBEKANNT: *Lukaskirche, Blick nach NO, 1957*, Rechte: privat (Quelle: privat)
- [Lukaskirche 1989a] BOESE: *Großaufnahme Lukaskirche, Blick nach SO, 1989*, aus [Boese 1990] (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Lukaskirche 1989b] BOESE: *Großaufnahme Lukaskirche, Blick nach NW, 1989*, aus [Boese 1990] (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Lukaskirche 1989c] BOESE: *Großaufnahme Lukaskirche, Blick nach NO, 1989*, aus [Boese 1990] (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)
- [Möbius 1958] MÖBIUS.: *Dresden, Blick von der Sternwarte der Technischen Hochschule auf die Stadt, im Vordergrund Fritz-Förster-Platz, Ausschnitt, Sept. 1958*, Rechte: Dt. Photothek, Archiv-Nr. 137906A (Quelle: Dt. Photothek)
- [Stadtgut 1937] FOTOGRAF UNBEKANNT: *Blick vom Stadtgut Rücknitz, 1937*, Rechte: Dt. Photothek (Quelle: Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas)

VERZEICHNIS DER INVOLVIERTEN ÄMTER UND INSTITUTIONEN, ARCHIVE

1 Ev.-luth. Kirchengemeinde St. Lukas Lukasplatz 01069 Dresden

1.1. *Zuständigkeit:*

Auftraggeber

1.2. *Ansprechpartner:*

Herr Pfarrer Seickel, Herr Pfarrer Petzold, Herr Ballschuh (stellv. Vors. Kirchenvorstand)

1.3. *Konsultationen:*

- 20.02.2001 Sichtung vorhandener Pläne im Pfarramt
erste Turmbesichtigung mit Herrn Michler und Dr. Wiese
- 02.03.2001 erstes Gespräch mit den Pfarrern Seickel und Petzold
- 05.03.2001 Besprechung mit Herrn Ballschuh
- 30.03.2001 Beratung mit Vertretern der Gemeinde zwecks Wiederaufbau
des Lukas-Kirchturmes
- 27.04.2001 Beratung mit Vertretern der Gemeinde zwecks Gründung
eines „Fördervereins Lukaskirche“

1.4. *zur Verfügung gestellte Unterlagen (jeweils in chronologischer Reihenfolge):*

Fotografien:

[Lukaskirche 1904]	[Lukaskirche 1957]
[Stadtgut 1937]	[Lukaskirche 1989a]
[Lukaskirche 1939]	[Lukaskirche 1989b]
[Hahn 1943]	[Lukaskirche 1989c]
[Bombardierung 1945]	

Schriften:

- [Kühn 1904]
- [Boese 1990]

Pläne:

[Längsschnitt 1897]	[Thurmgerüst 1900]
[Seitenansicht ~1897]	[Glockenstuhl 1902]
[Treppenhäuser 1900]	[Notdächer 1948]

2 Ev.- luth. Landeskirchenamt Sachsens
Lukasstraße 6
01069 Dresden

2.1. *Zuständigkeit:*

kirchlicher Genehmigungsweg unbekannt

2.2. *Ansprechpartner:*

Herr Dr. Böhme (Baureferent), Frau Dr. Raddatz (Landeskirchenarchivarin)

2.3. *Konsultationen:*

05.03.2001 Telefonat mit Frau Dr. Raddatz (Archiv) – Auskunft, daß im Archiv keine Unterlagen von vor 1945 vorh. (Feuerschaden)

16.03.2001 Akteneinsicht Bauakten bei Herrn Dr. Böhme im Baureferat

23.03.2001 Akteneinsicht Bauakten im Baureferat, Kopien anfertigen

2.4. *zur Verfügung gestellte Unterlagen (jeweils in chronologischer Reihenfolge):*

Fotografien:

- keine -

Schriften:

[Lukaskirche 1946a]

[Lukaskirche 1961]

[Lukaskirche 1946b]

[Burkhardt 1964a]

[Henn 1946]

[Burkhardt 1964b]

[Pfarramt 1947]

[Burkhardt 1964c]

[Hempel 1953]

[Burkhardt 1964d]

[Preiss 1953]

[Burkhardt 1964e]

[Steudtner 1954]

[Burkhardt 1965a]

[Bohlig 1955]

[Burkhardt 1965b]

[Feurich 1961]

Pläne:

- keine -

3 Landeshauptstadt Dresden
Kulturamt, Abt. Regionalgeschichte
Königstraße 15
01097 Dresden

3.1. Zuständigkeit:

kulturgeschichtliches Interesse

3.2. Ansprechpartner:

Herr Geisler

3.3. Konsultationen:

15.03.2001 Telefonat mit Herrn Geisler – Unterlagen im Stadtarchiv nur nach 1945

22.03.2001 Gespräch mit Herrn Geisler im Kulturamt

3.4. zur Verfügung gestellte Unterlagen aus dem Stadtarchiv:

Schriften:

[Lukaskirche 1945]

[Lukaskirche 1946c]

[Pfarramt 1947b]

[Burkhardt 1962]

[Burkhardt 1964a]

[Geisler 1993]

Pläne (nach 1945):

[Glockenstuhl 1948]

**4 Landeshauptstadt Dresden
Denkmalschutzamt
Königstraße 15
01097 Dresden**

4.1. Zuständigkeit:

Genehmigungsbehörde (untere Denkmalschutzbehörde)

4.2. Ansprechpartner:

Herr Dr. Sterra

4.3. Konsultationen:

15.03.2001 Gespräch mit Dr. Sterra, im Beisein von Herrn Michler und Herrn Dr. Weiß (in Vertretung von Herrn Ballschuh)

4.4. zur Verfügung gestellte Unterlagen (jeweils in chronologischer Reihenfolge):

- keine -

**5 Landesamt für Denkmalpflege Sachsen
Augustusstraße 2
01067 Dresden
Aktenarchiv, Planarchiv**

5.1. Zuständigkeit:

keine

5.2. Ansprechpartner:

Herr Trommler (Amtsleiter und Stadtkonservator), Frau Gaudian (Aktenarchiv), Frau Niederlag (Planarchiv)

5.3. Konsultationen:

10.04.2001 Aktenarchiv – Sichtung vorh. Unterlagen

11.04.2001 Anruf im Planarchiv

5.4. zur Verfügung gestellte Unterlagen (in chronologischer Reihenfolge):

Schriften (nach 1950):

[Nadler 1980]

Pläne (nach 1945):

- Planarchiv ist zur Zeit geschlossen (wg. Baumaßnahmen im Haus) -

- Originale aus der Bauzeit sind aber nicht vorhanden -

6 Landeshauptstadt Dresden
Stadtarchiv
Elisabeth-Boer-Straße 1
01099 Dresden

6.1. Ansprechpartner:

Frau Stade (Lesesaal), Frau Gräfe (Bausachen)

6.2. Konsultationen:

09.03.2001 Lesesaal – Sichtung Aktenverzeichnis Kirchenamt, Kartei der Baupolizei (vor 1945 nichts vorh.)

15.03.2001 Telefonat mit Fr. Gräfe – Akten sind angefordert

20.03.2001 Lesesaal – Akteneinsicht Bau- und Grundstücksakten

22.03.2001 Lesesaal – Akteneinsicht Bau- und Grundstücksakten, Kopierauftrag

6.3. zur Verfügung gestellte Unterlagen (jeweils in chronologischer Reihenfolge):

Schriften:

[Baupolizei 1901]

[StatGlockenst 1948]

[Bauamt 1961a]

[Bauamt 1961b]

[Bauamt 1964]

[RatDerStadt 1965]

[Burkhardt 1966]

Pläne (nach 1945):

[Altstadt 1945]

[Nachtrag 1946]

[Turmansicht 1962]

[Turmquerschnitt 1962]

[Dachmittlung 1962]

[Seitenansicht 1962]

[Verdachung 1962]

[Turmdach 1962]

**7 Sächsische Landesbibl. – Staats- und Universitätsbibl. Dresden
Abteilung Deutsche Photothek
Bautzener Straße 19
01099 Dresden**

7.1. Ansprechpartner:

--

7.2. Konsultationen:

15.03.2001 Lesesaal – durchsehen der Kartei (Suchbegriffe: Lukaskirche,
Luftaufnahmen Dresden)

7.3. zur Verfügung gestellte Unterlagen (in chronologischer Reihenfolge):

Fotografien:

[Loder 1945]

[Hahn 1943] (Ausschnitt)

[Möbius 1958]

ZEICHNUNGSLISTE

A Aufmaßzeichnungen

- A1.1 Aufmaß Hauptturmabschluß – Grundriß Turmschaft und Giebelwandscheiben
- A1.2 Aufmaß Hauptturmabschluß – Grundriß Turmschaft mit Lage d. eisernen Träger
- A1.3 Aufmaß Hauptturmabschluß – Schnitt 1-1
- A2.1 Aufmaß Hauptturmabschluß – Numerierung der Wandscheiben und Ecken
- A2.2 Aufmaß Hauptturmabschluß – Giebelwandscheiben 1+2 - Ansichten und Schnitte
- A2.3 Aufmaß Hauptturmabschluß – Giebelwandscheiben 3+4 - Ansichten und Schnitte
- A3 Hauptturm – Höhenaufmaß
- A4 Referenzmaße im Eingangsbereich
- A5.1 Aufmaß westl. Seitenturm – Horizontalschnitte
- A5.2 Aufmaß westl. Seitenturm – Längsschnitt L1-L1
- A6 Aufmaß östl. Seitenturm – Längs- und Horizontalschnitt

F Zeichnungen Fotorekonstruktion

- F1.1 Fotorekonstruktion Hauptturm - Prinzipdarstellung der Rückrekonstruktion aus der Zentralperspektive: Fluchtpunkte, Horizontlinie, Haupt- und Augpunkt
- F1.2 Fotorekonstruktion Hauptturm - Prinzipdarstellung der Rückrekonstruktion aus der Zentralperspektive: Konstruktion Grund- und Aufrisse markanter Ebenen
- F1.3 Fotorekonstruktion Hauptturm – Konstruktion von Detailpunkten
- F2.1 Fotorekonstruktion Hauptturm – Höhenentwicklung: Ansicht und zugehörige Ebenen im Grundriß
- F2.2 Fotorekonstruktion Hauptturm – Abmessungen der markanten Ebenen im Grundriß

- F2.3 Fotorekonstruktion Hauptturm – 3D-Drahtmodell der markanten Höhenebenen
- F2.4 Fotorekonstruktion Hauptturm – Außenmaße Hauptturmhelm: Ansicht und Schnitte
- F3.1 Fotorekonstruktion Seitenturm – Markierung der Höhenebenen im Foto
- F3.2 Fotorekonstruktion Seitenturm – Schnitt und zugehöriger Grundriß
- F3.3 Fotorekonstruktion Seitenturm – Grundrisse markanter Ebenen

H Zeichnungen nach historischen Plänen

- H1.1 Statisches System aus Plan [Thurmgerüst 1900] - Ansicht
- H1.2 Statisches System aus Plan [Thurmgerüst 1900] – Draufsicht
- H3 Setzungsmessung Preiss aus [Preiss 1953]

K Konstruktionszeichnungen

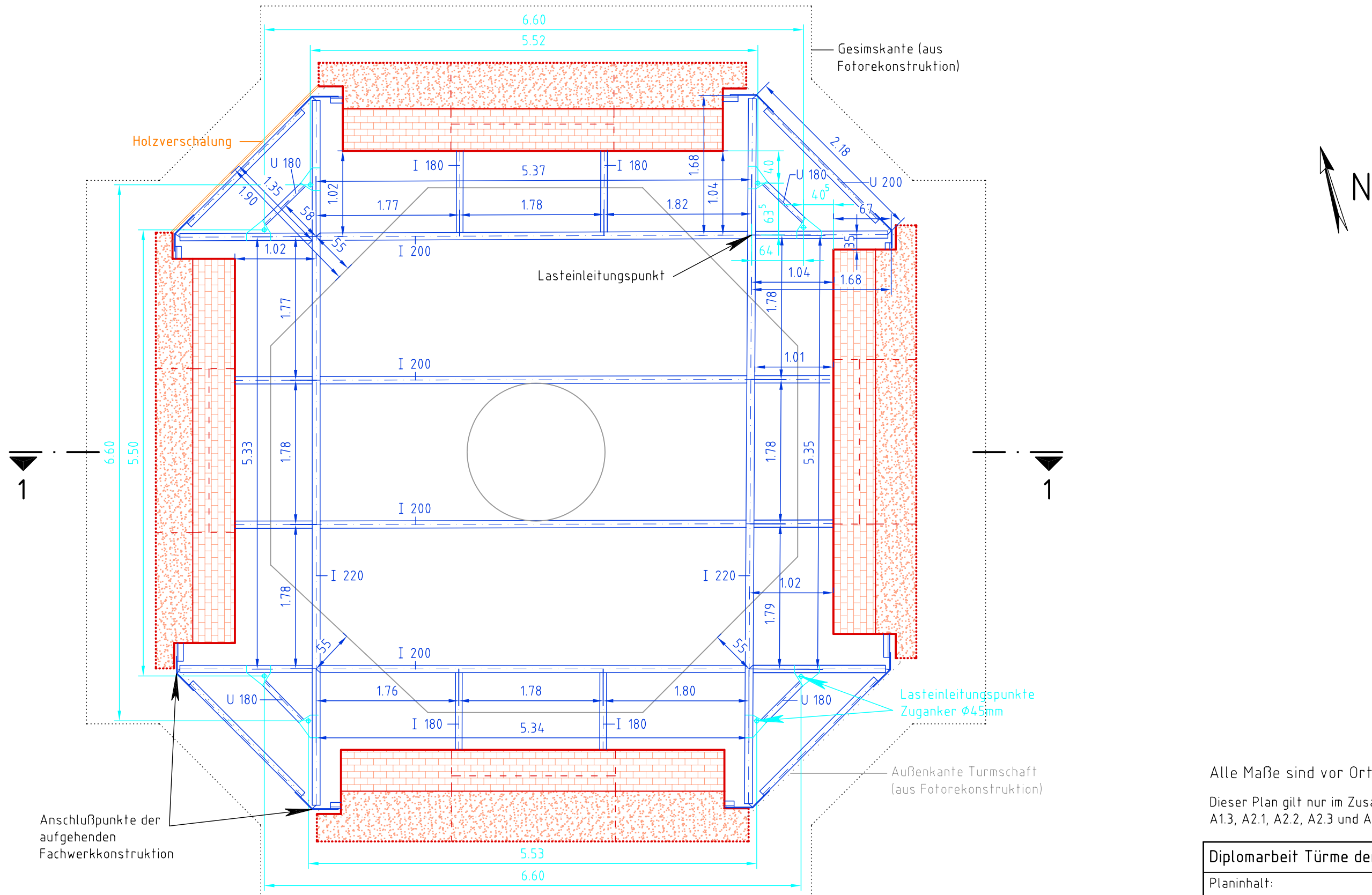
- K1 Montageprinzip – schematische Darstellung
- K2 Vorbereitende Arbeiten am Hauptturmkopf
- K3.1 Montageteil 1 – erster Abschnitt
- K3.2 Montageteil 1 – zweiter Abschnitt
- K3.3 Montageteil 1 – fertiger Zustand
- K4.1 Montageteil 2 – erster Abschnitt
- K4.2 Montageteil 2 – Endmontage
- K5.1 Montageteil 3 – erster Abschnitt
- K5.2 Montageteil 3 – Endmontage
- K6 Detailausbildungen

S Zeichnungen Statisches System

- S1 Einpassung des statischen Systems in die Außenmaße der Helmgeometrie
- S2 Statisches System – Ansicht und Schnitte

Aufmaß Turmabschluss des Hauptturmes der Lukaskirche

Grundriß Turmschaft und Giebelwandscheiben mit Lage der eisernen Träger



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

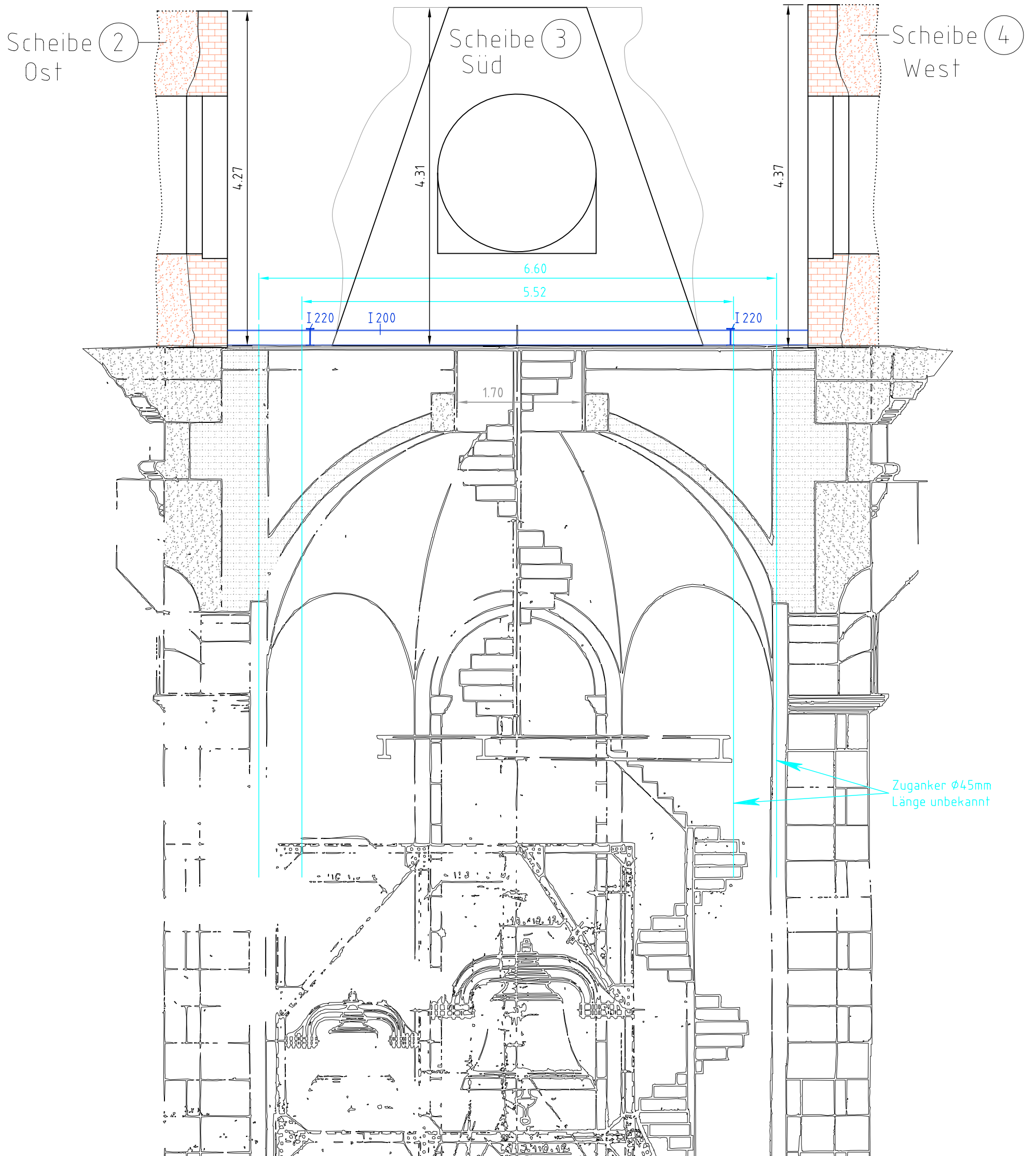
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen A1.1, A1.3, A2.1, A2.2, A2.3 und A3

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Aufmaß Hauptturmabschluss	Maßstab: 1:50
Lage der eisernen Träger	Blatt-Nr.: A 1.2

Aufmaß Turmabschluss des Hauptturmes der Lukaskirche

Schnitt 1-1 M 1:50



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen A1.1, A1.2, A2.1, A2.2, A2.3 und A3

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:

Aufmaß Hauptturmabschluss

Schnitt 1-1

Datum: 24.07.01

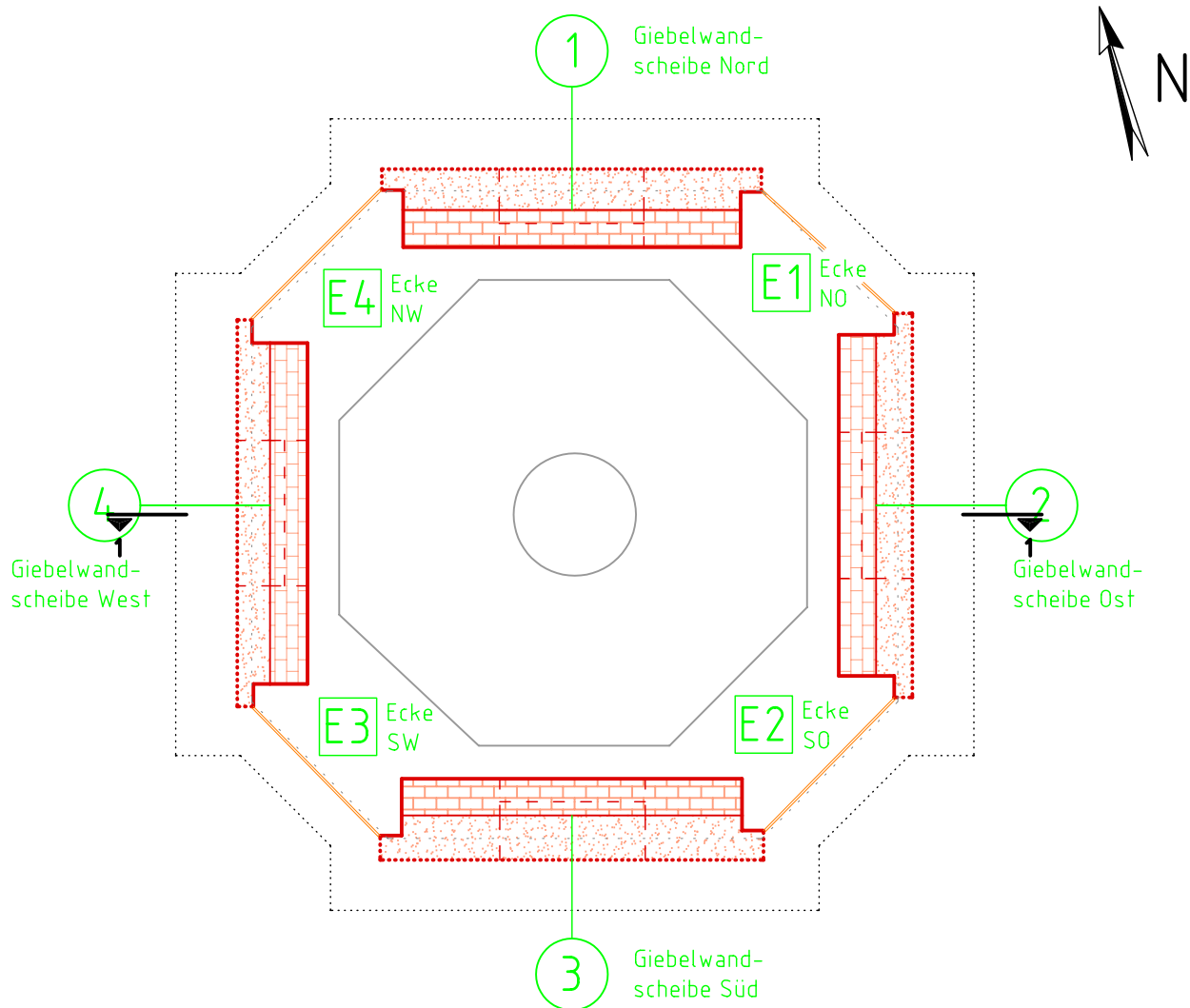
Maßstab:

1:50

Blatt-Nr.: A 1.3

Aufmaß Turmabschluss des Hauptturmes der Lukaskirche

Numerierung d. Giebelscheiben und Ecken M 1:100



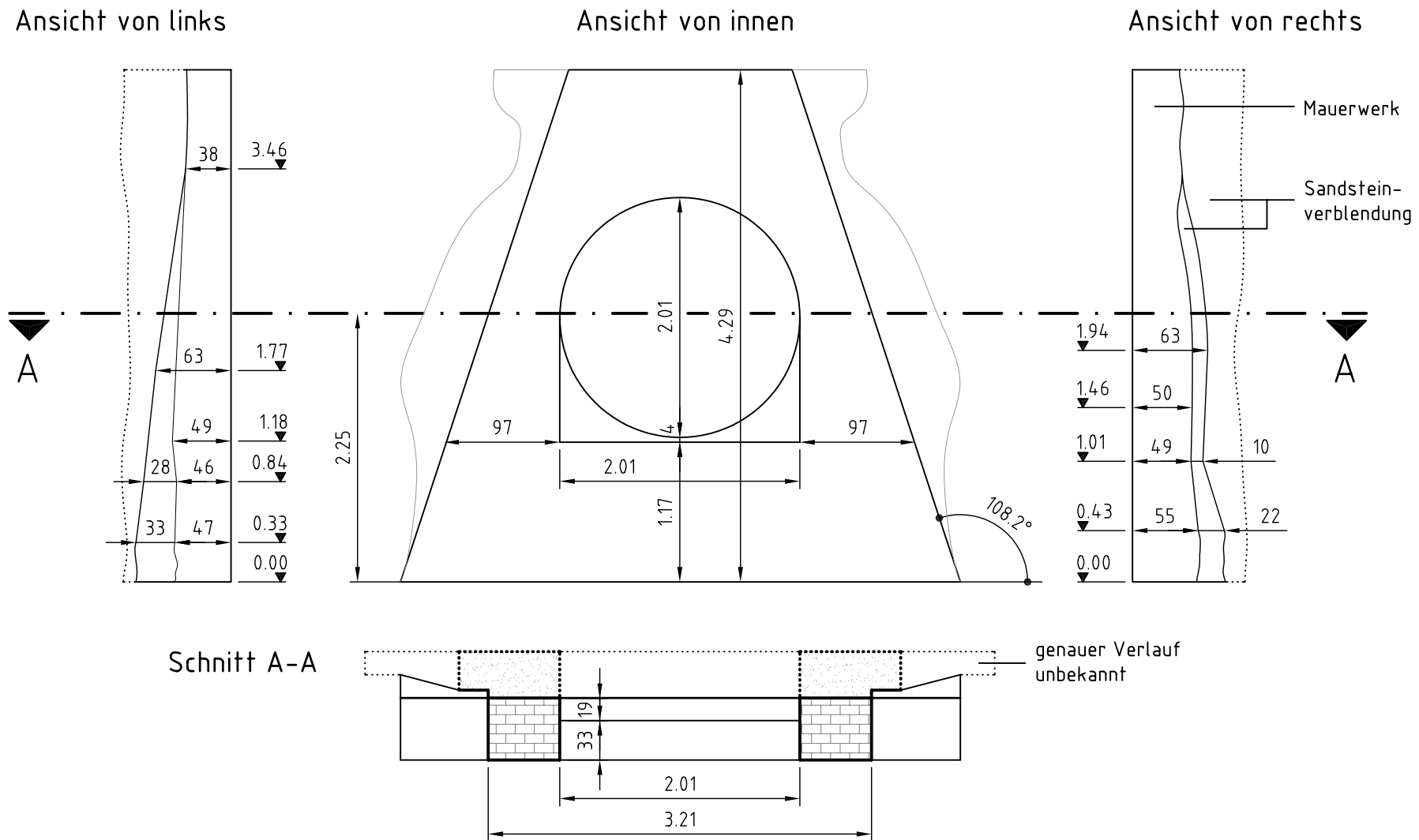
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen A1.1, A1.2, A1.3, A2.2, A2.3 und A3

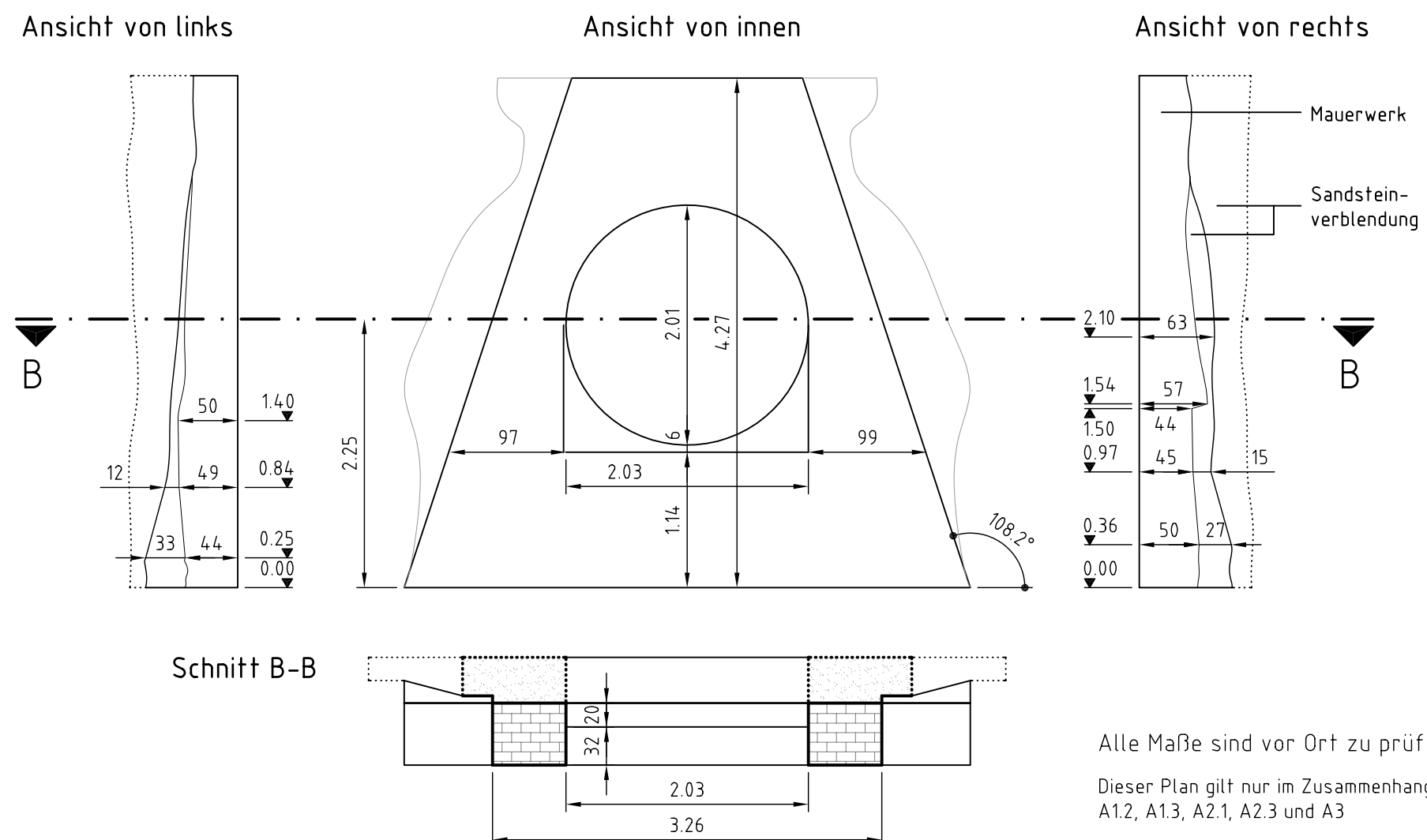
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 12.07.01
Aufmaß Hauptturmabschluss	Maßstab:
Numerierung der Giebelwandscheiben und Ecken	1:100
	Blatt-Nr.: A 2.1

Aufmaß Turmabschluß des Hauptturmes der Lukaskirche Giebelwandscheiben - Ansichten und Schnitte

1 Wandscheibe Nord M 1:50



2 Wandscheibe Ost M 1:50



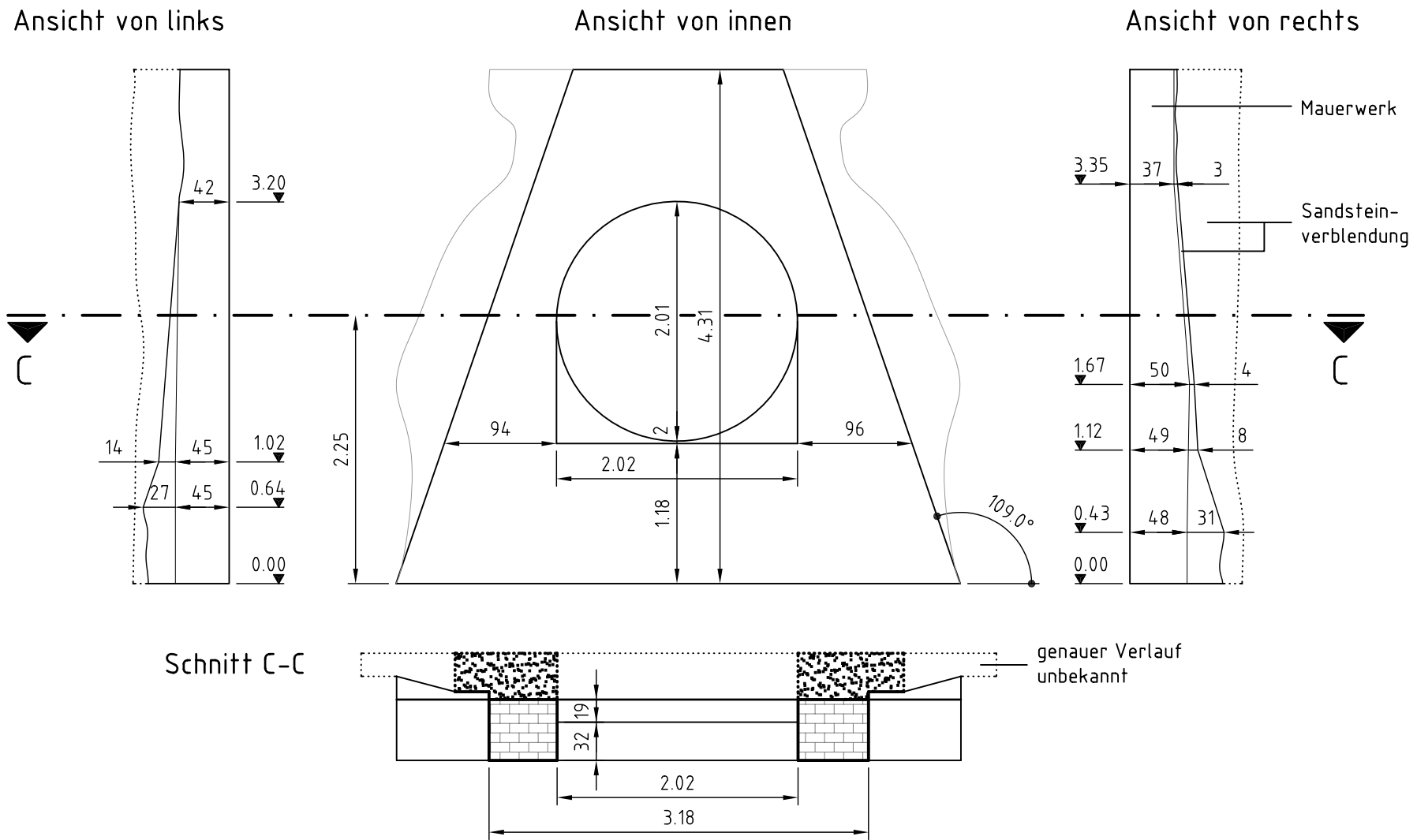
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen A1.1, A1.2, A1.3, A2.1, A2.3 und A3

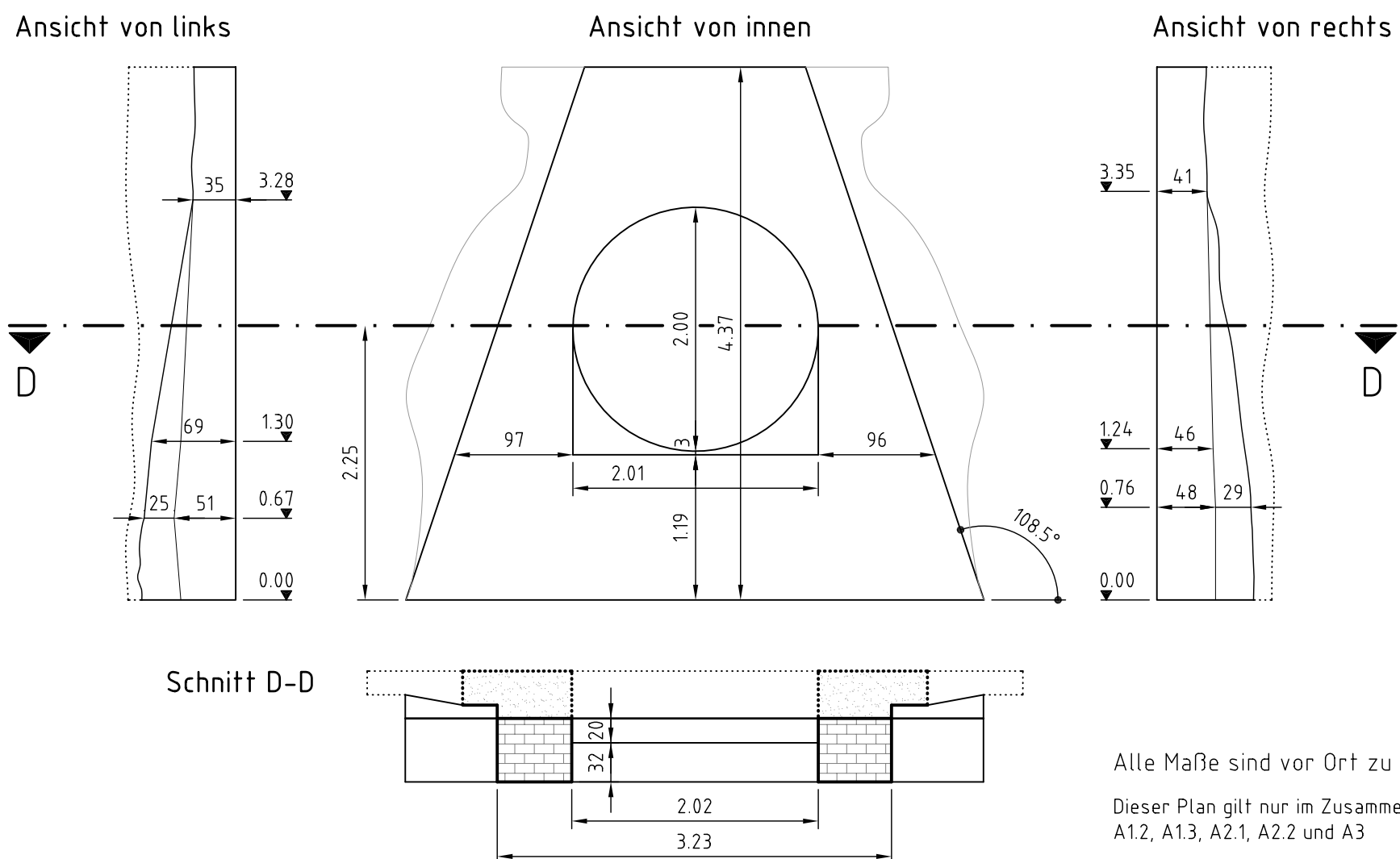
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Aufmaß Hauptturmabschluß	Maßstab:
Giebelwandscheiben - Ansichten und Schnitte	1:50
	Blatt-Nr.: A 2.2

Aufmaß Turmabschluß des Hauptturmes der Lukaskirche Giebelwandscheiben - Ansichten und Schnitte

3 Wandscheibe Süd M 1:50



4 Wandscheibe West M 1:50



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

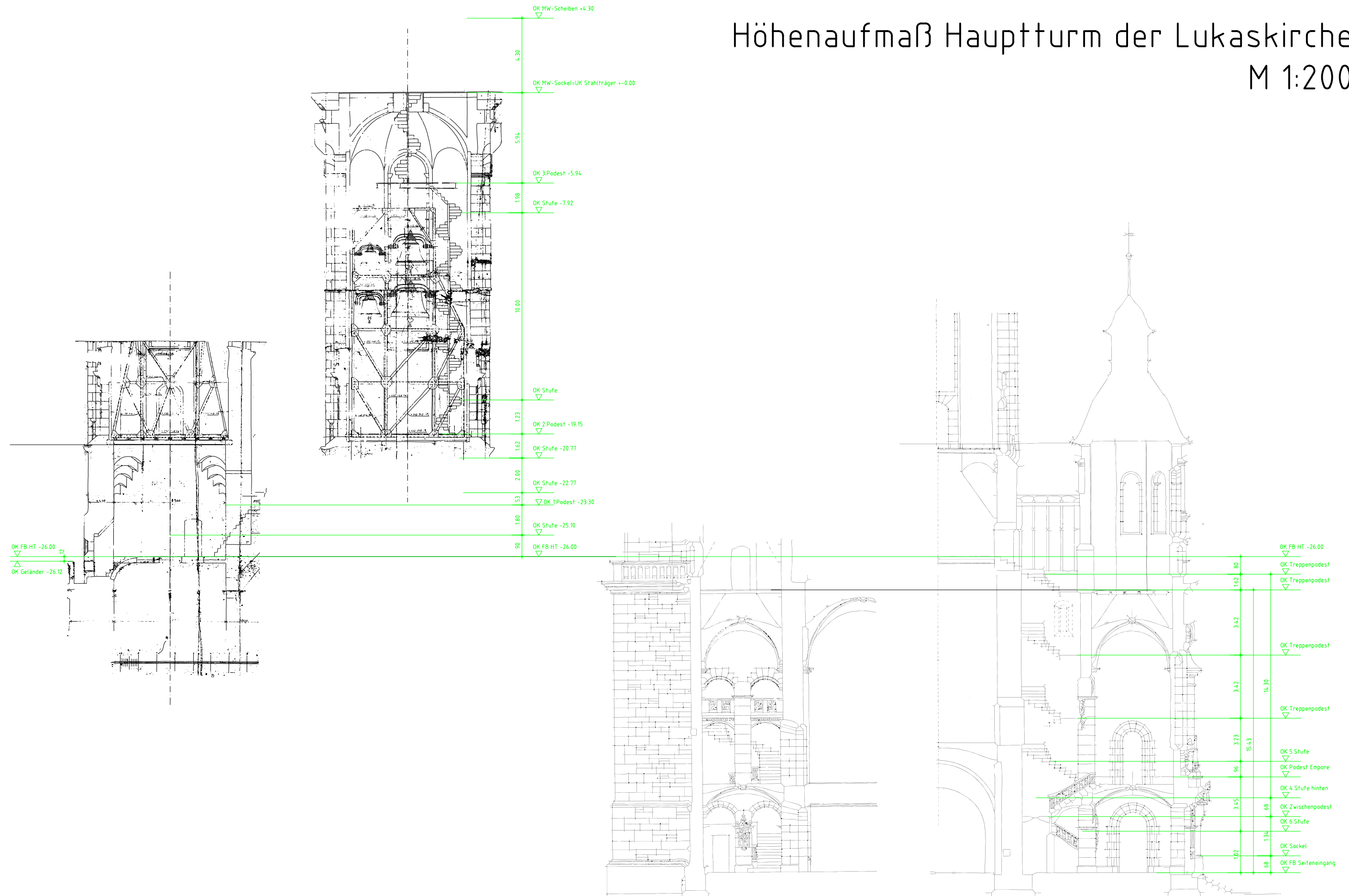
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen A1.1, A1.2, A1.3, A2.1, A2.2 und A3

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Aufmaß Hauptturmabschluß	Maßstab: 1:50
Giebelwandscheiben - Ansichten und Schnitte	Blatt-Nr.: A 2.3

Höhenaufmaß Hauptturm der Lukaskirche

M 1:200



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen A1.1, A1.2, A2.1, A2.2 und A2.3

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Höhenaufmaß Hauptturm	Maßstab:
Schnitt	1:200
	Blatt-Nr.: A 3

Referenzmaße im Eingangsbereich

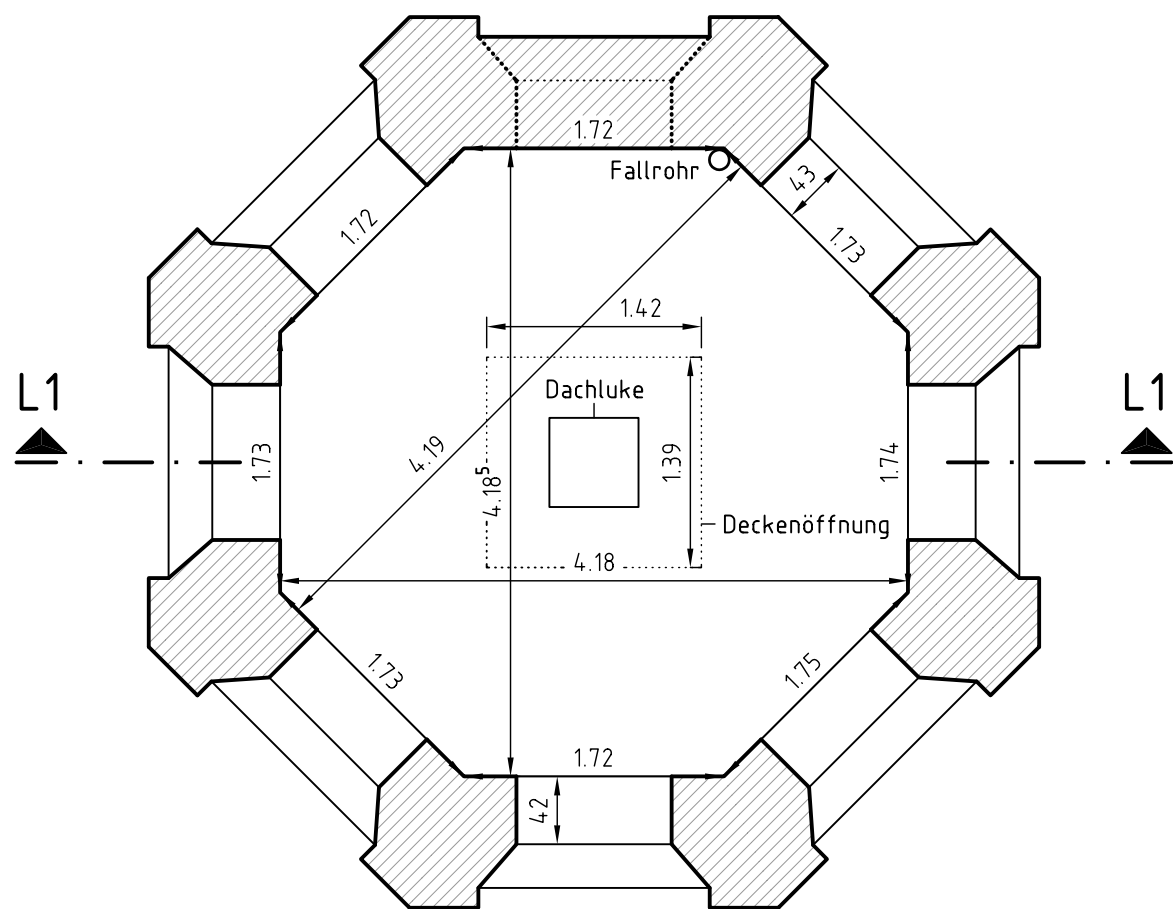


Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

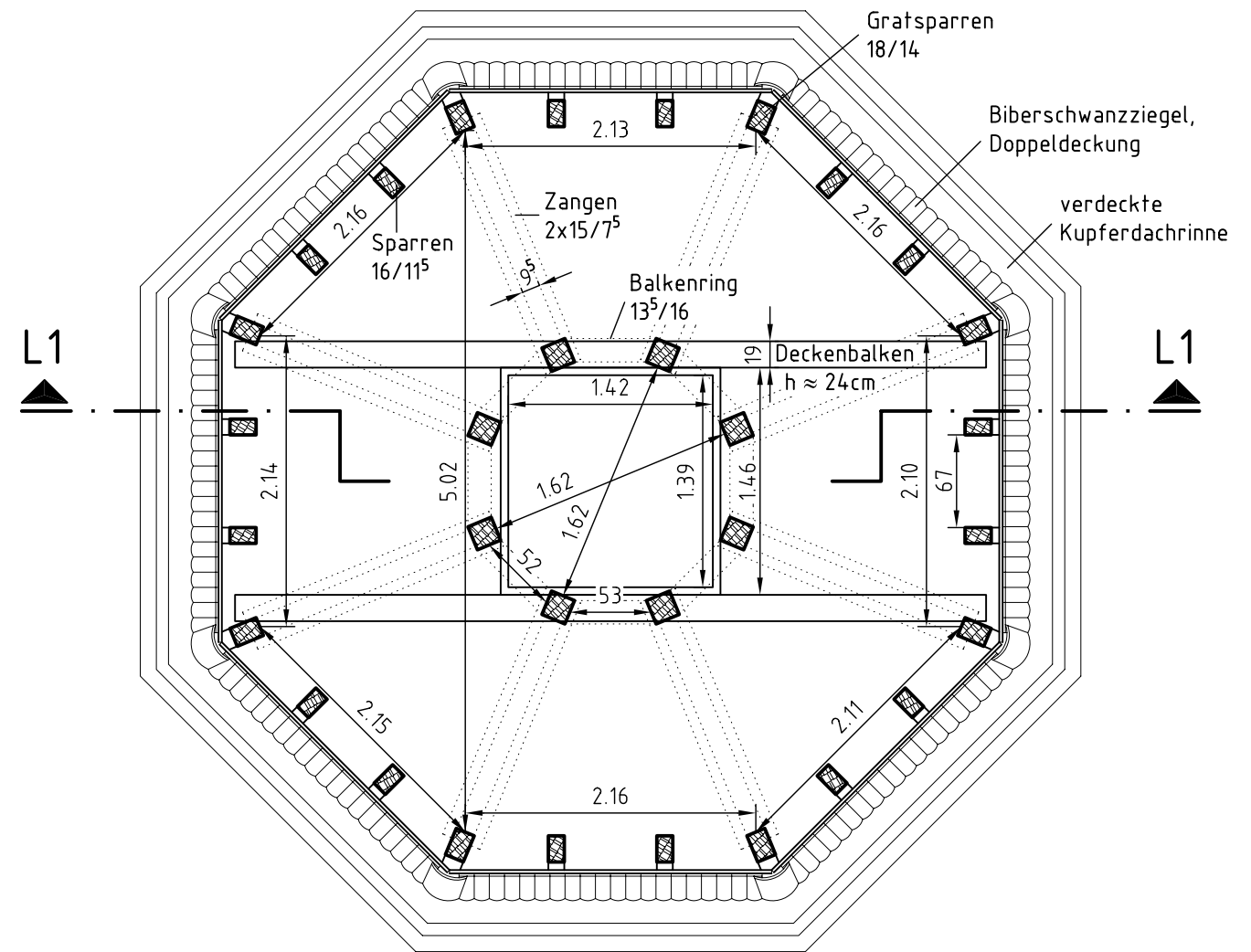
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Eingangsbereich	Maßstab:
Referenzmaße	unmaßstäblich
	Blatt-Nr.: A 4

Aufmaß intakter westlicher Seitenturm der Lukaskirche

Horizontalschnitt H1-H1
M 1:50



Horizontalschnitt H2-H2
M 1:50



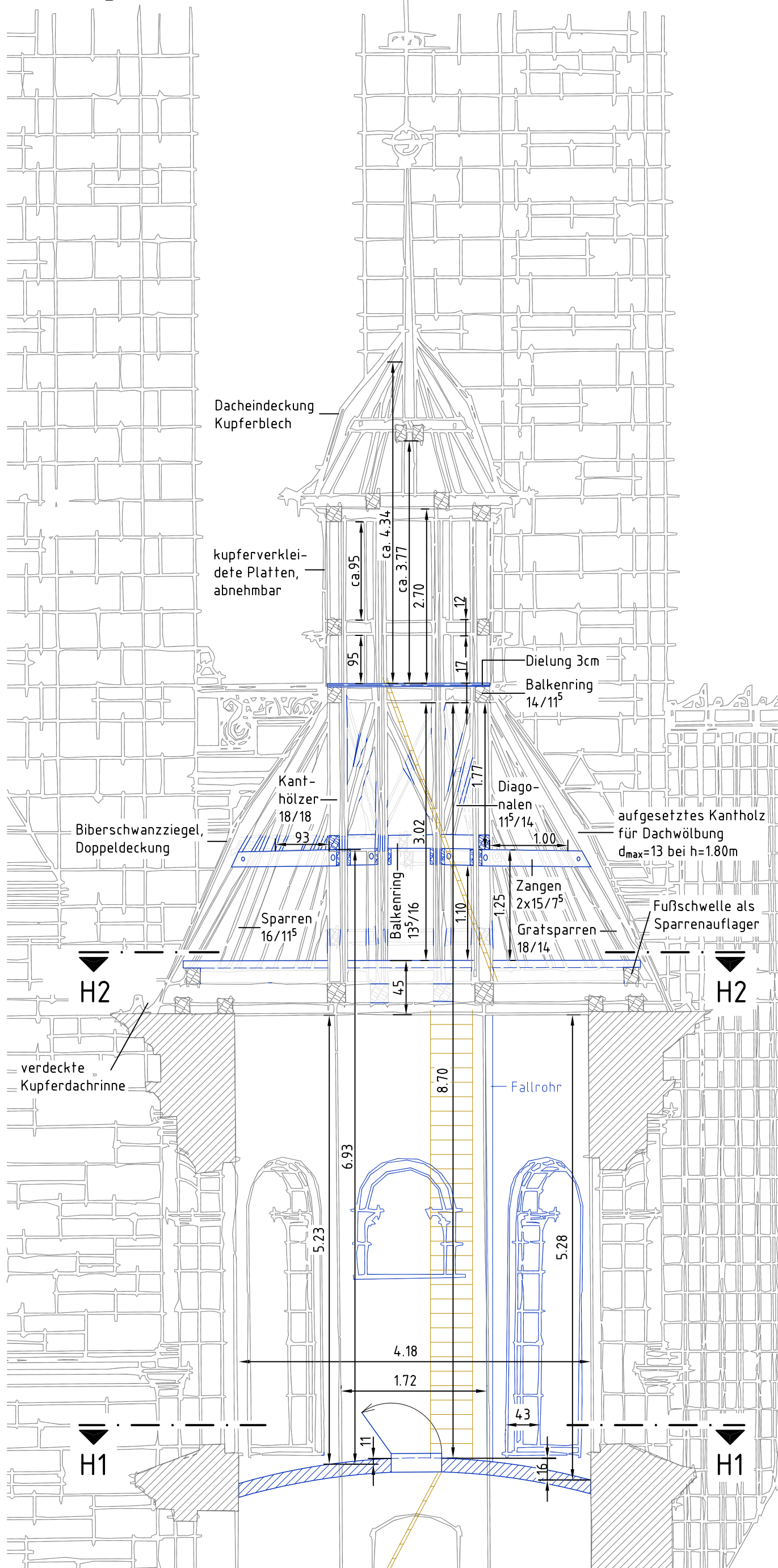
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit dem Plan A5.2

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 27.07.01
Aufmaß westl. Seitenturm	Maßstab:
Horizontalschnitte	1:50
	Blatt-Nr.: A 5.1

Aufmaß intakter westlicher Seitenturm der Lukaskirche

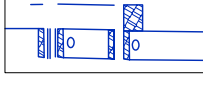
Längsschnitt L1-L1 M 1:50



ZU BEACHTEN :

Die Höhenmaße im Bereich der Laterne sind mit großen Unsicherheiten behaftet, da die Zugänglichkeit nicht gegeben ist und schlechte Lichtverhältnisse vorherrschen. (keine Leiter mehr vorhanden)

LEGENDE

-  Bauteile nach Originalplan [Treppenhäuser 1900]
-  nicht vorhandene Bauteile, die jedoch im Originalplan [Treppenhäuser 1900] eingezeichnet sind
-  Korrekturen bei Abweichungen vom Originalplan
-  Sparren 16/11⁵ 93 vor Ort gemessene Werte
-  vorhandene Leitern für Zugänglichkeit (ungesicherte Falhöhe)

Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

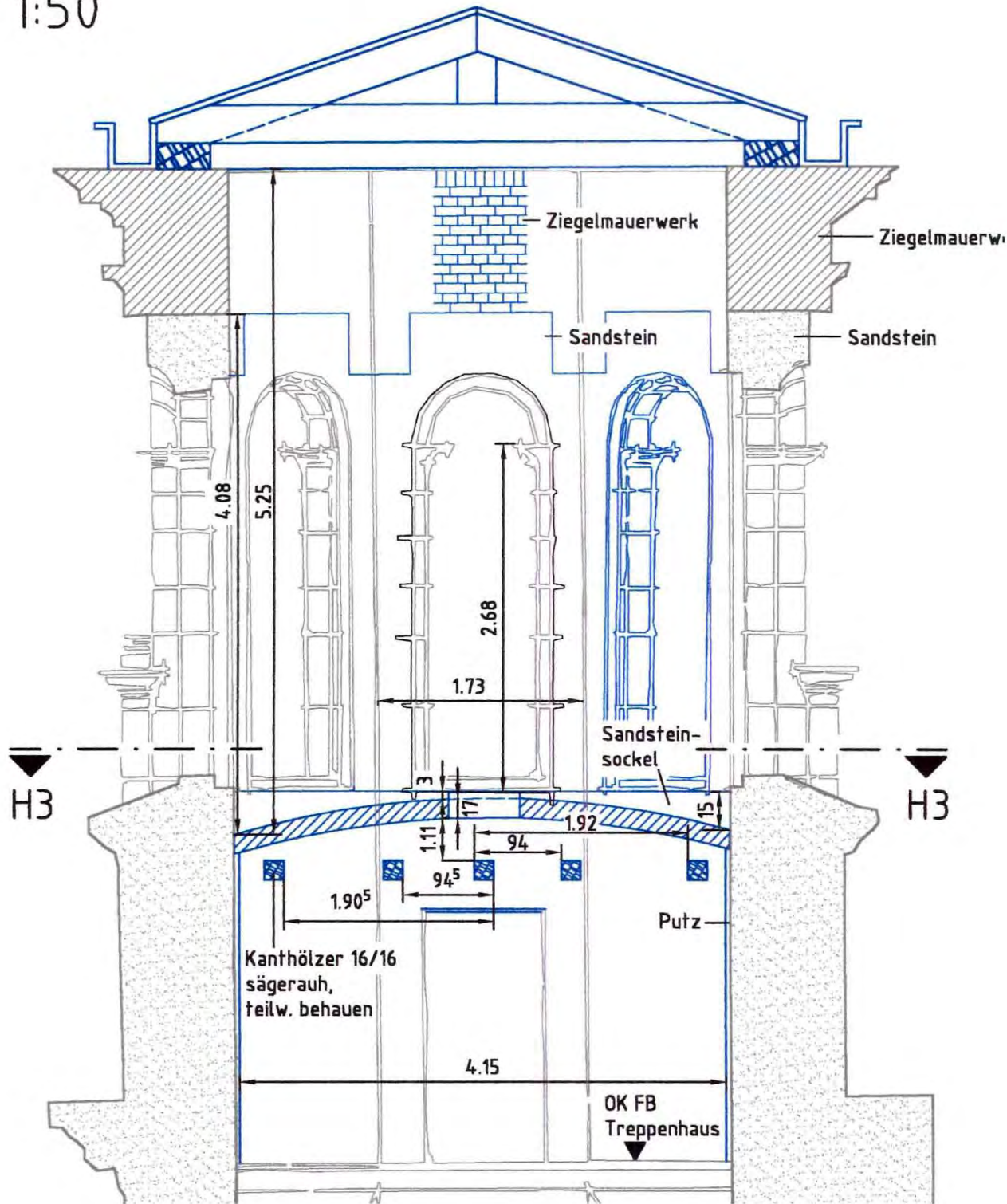
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit dem Planen A5.1

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 26.07.01
Aufmaß westl. Seitenturm	Maßstab: 1:50
Längsschnitt L1-L1	Blatt-Nr.: A 5.2

Aufmaß zerstörter östlicher Seitenturm der Lukaskirche

Längsschnitt L2-L2

M 1:50



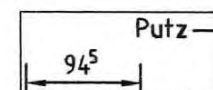
LEGENDE



Bauteile nach Originalplan
[Treppenhäuser 1900]



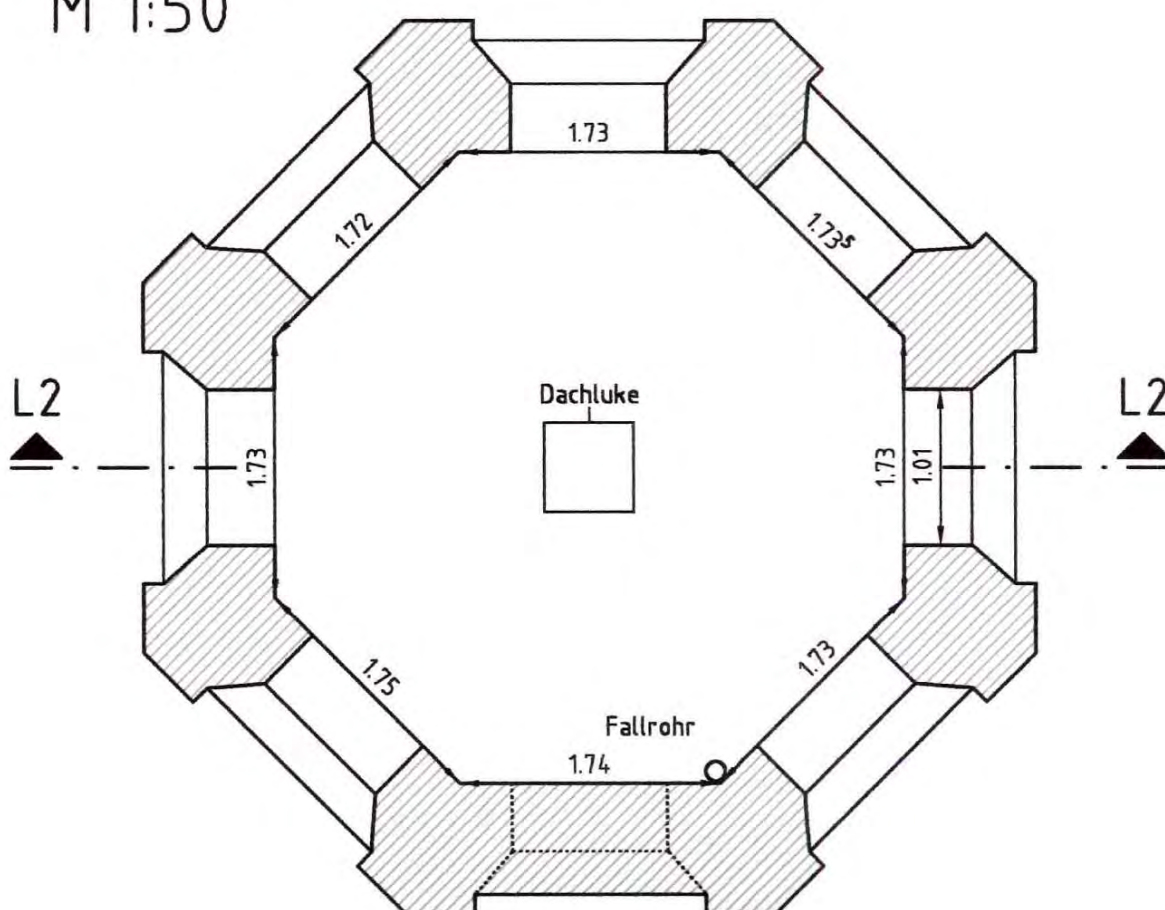
Korrekturen bei Abweichungen
vom Originalplan



Putz
vor Ort
aufgenommene Werte

Horizontalschnitt H3-H3

M 1:50



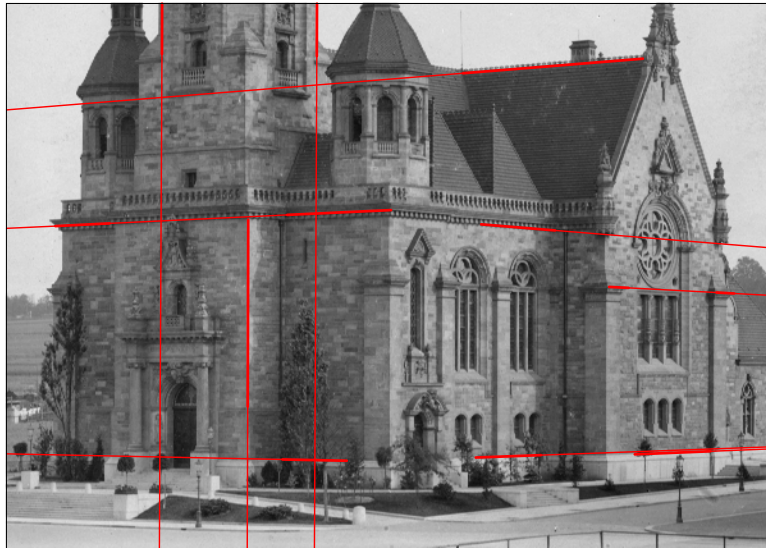
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 26.07.01
Aufmaß östl. Seitenturm	Maßstab:
Längsschnitt L2-L2	1:50
Horizontalschnitt H3-H3	Blatt-Nr.: A 6

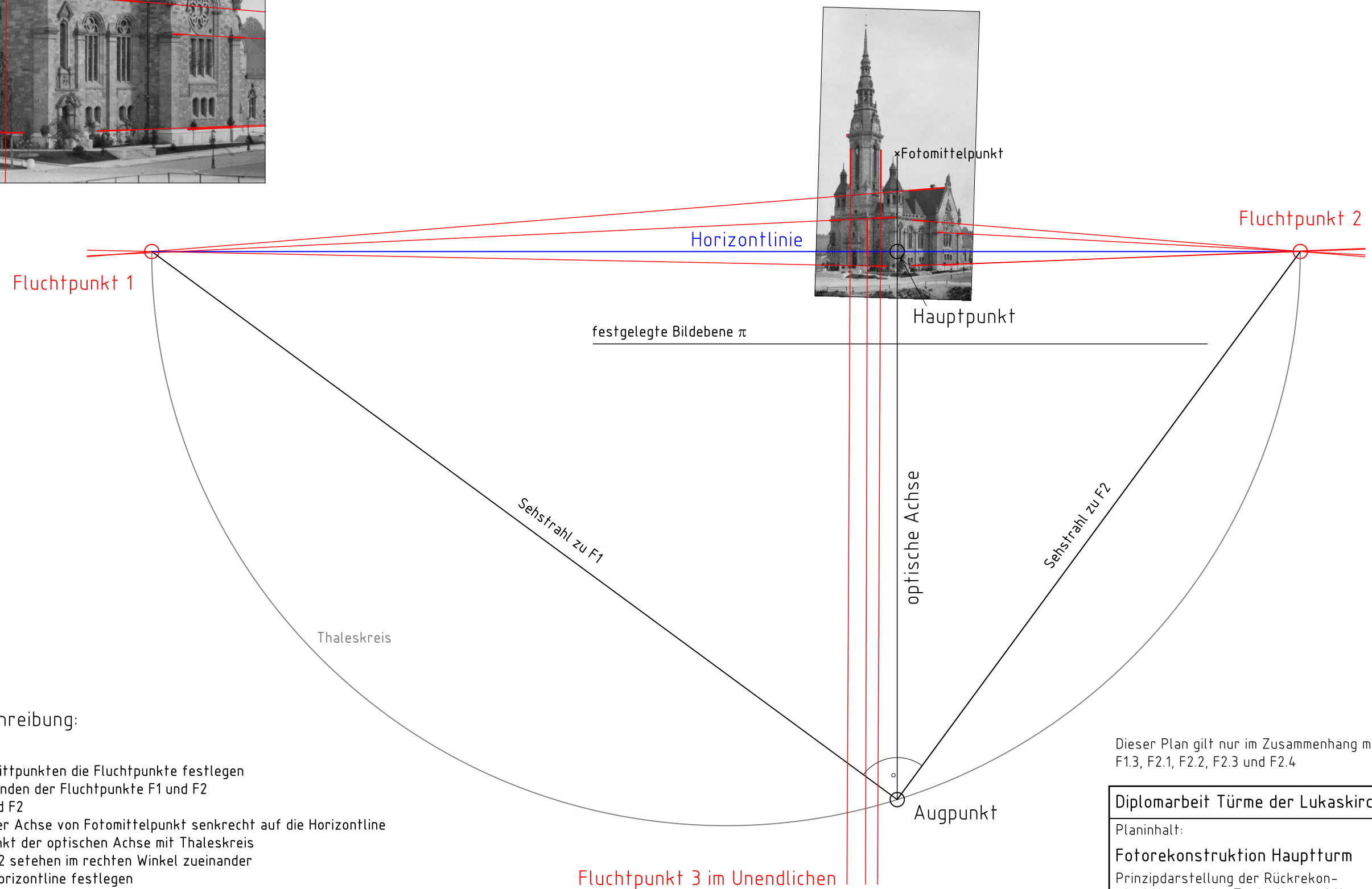
Rekonstruktion der Außenmaße der Helmgeometrie aus der Fotografie [Lukaskirche ~1904]

Ermittlung von Fluchtpunkten, Horizontline, Hauptpunkt, Augpunkt

Detail: maßgebende Fluchtlinien



Prinzipdarstellung der Konstruktion - unmaßstäblich



Konstruktionsbeschreibung:

1. Fluchtlinien einzeichnen
2. aus den steuenden Schnittpunkten die Fluchtpunkte festlegen
3. Horizontline durch Verbinden der Fluchtpunkte F1 und F2
4. Thaleskreis durch F1 und F2
5. Hauptpunkt aus optischer Achse von Fotomittelpunkt senkrecht auf die Horizontline
6. Augpunkt als Schnittpunkt der optischen Achse mit Thaleskreis
7. Sehstrahlen zu F1 und F2 setzen im rechten Winkel zueinander
8. Bildebene parallel zur Horizontline festlegen

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.2, F1.3, F2.1, F2.2, F2.3 und F2.4

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 29.07.01
Fotorekonstruktion Hauptturm	Maßstab: unmaßstäblich
Prinzipdarstellung der Rückrekonstruktion aus der Zentralperspektive	Blatt-Nr.: F 1.1

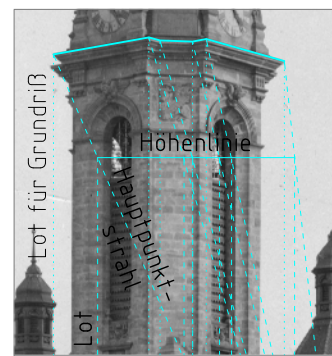
Rekonstruktion der Außenmaße der Helmgeometrie aus der Fotografie [Lukaskirche ~1904]

Konstruktion Grundrisse und Aufrisse markanter Ebenen

Prinzipdarstellung der Konstruktion beispielhaft für Ebene Turmgessims (unmaßstäblich)



Detail links: Turmhelm mit markanten Linien



Detail Aufriss-konstruktion

F 1

Horizontlinie

F 2

Ebene Turmgessims

festgelegte Bildebene π

Hauptpunkt

Sehstrahl zu F1

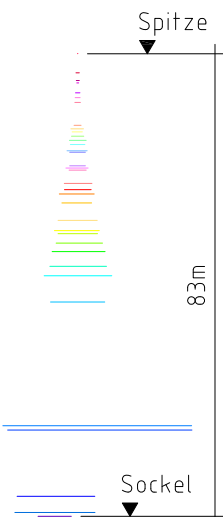
Parallelen zu Sehstrahlen nach F2
Parallelen zu Sehstrahlen nach F1

Sehstrahl zu F2

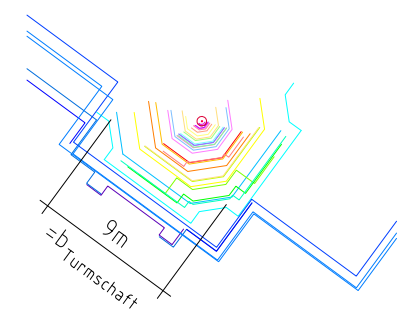
Sehstrahlen
optische Achse

Augpunkt

Auszug konstruierter Aufriß mit Referenzmaß:



Auszug konstruierter Grundriß mit Referenzmaß:



Konstruktionsbeschreibung:

Grundrißkonstruktion:

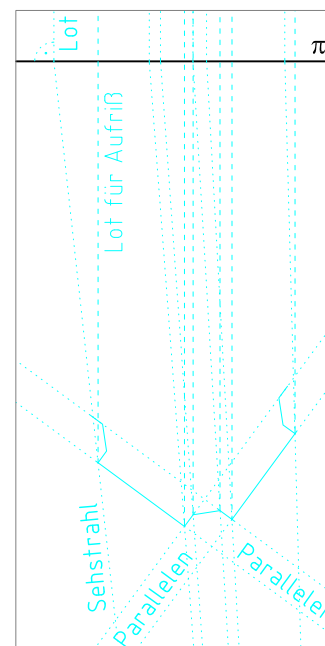
1. Höhenebenen festlegen und Kanten im Bild nachziehen
2. Lote von den Eckpunkten auf die Bildebene fallen
3. Sehstrahlen als Verbindung der Lotfußpunkte mit dem Augpunkt zeichnen
4. Parallelverschiebung der Fluchtpunktsehstrahlen
5. Umrißkanten durch Verbinden der Schnittpunkte Sehstrahl-Parallele

Aufrißkonstruktion:

6. Lote der Eckpunkte des Grundrisses nach oben fallen
7. Eckpunkte aus dem Bild mit Hauptpunkt verbinden
8. Höhenlinie als Verbindungslinie der Schnittpunkte Lote-Hauptpunktstrahlen

Skalierung mit Referenzmaßen:

9. Turmschaftbreite 9m als Referenzmaß nach [Glockenstuhl 1902], Skalierungsmittelpunkt=Augpunkt
10. Referenzmaß ist vorgegebene Höhe 83m von Sockellinie bis Spitze nach [Kühn 1904]



Detail Grundriß-konstruktion

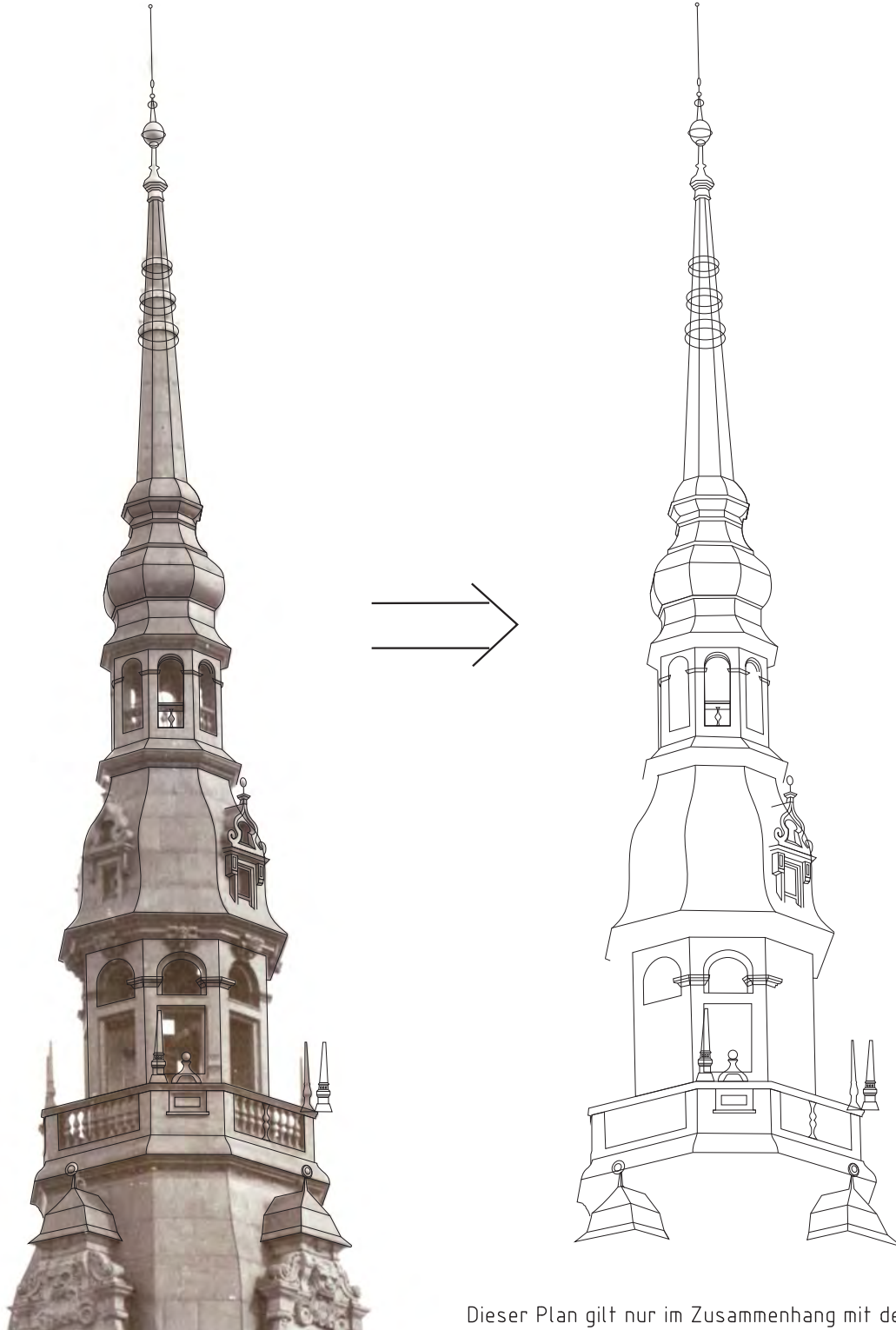
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.3, F2.1, F2.2, F2.3 und F2.4

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:	Datum: 29.07.01
Fotorekonstruktion Hauptturm	Maßstab: unmaßstäblich
Prinzipdarstellung der Rückrekonstruktion aus der Zentralperspektive	Blatt-Nr.: F 1.2

Rekonstruktion der Außenmaße der Helmgeometrie aus der Fotografie [Lukaskirche ~1904]

Detailpunkte



Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F2.1, F2.2, F2.3 und F2.4

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:

Fotorekonstruktion Hauptturm

Konstruktion von Detailpunkten

Datum: 29.07.01

Maßstab:

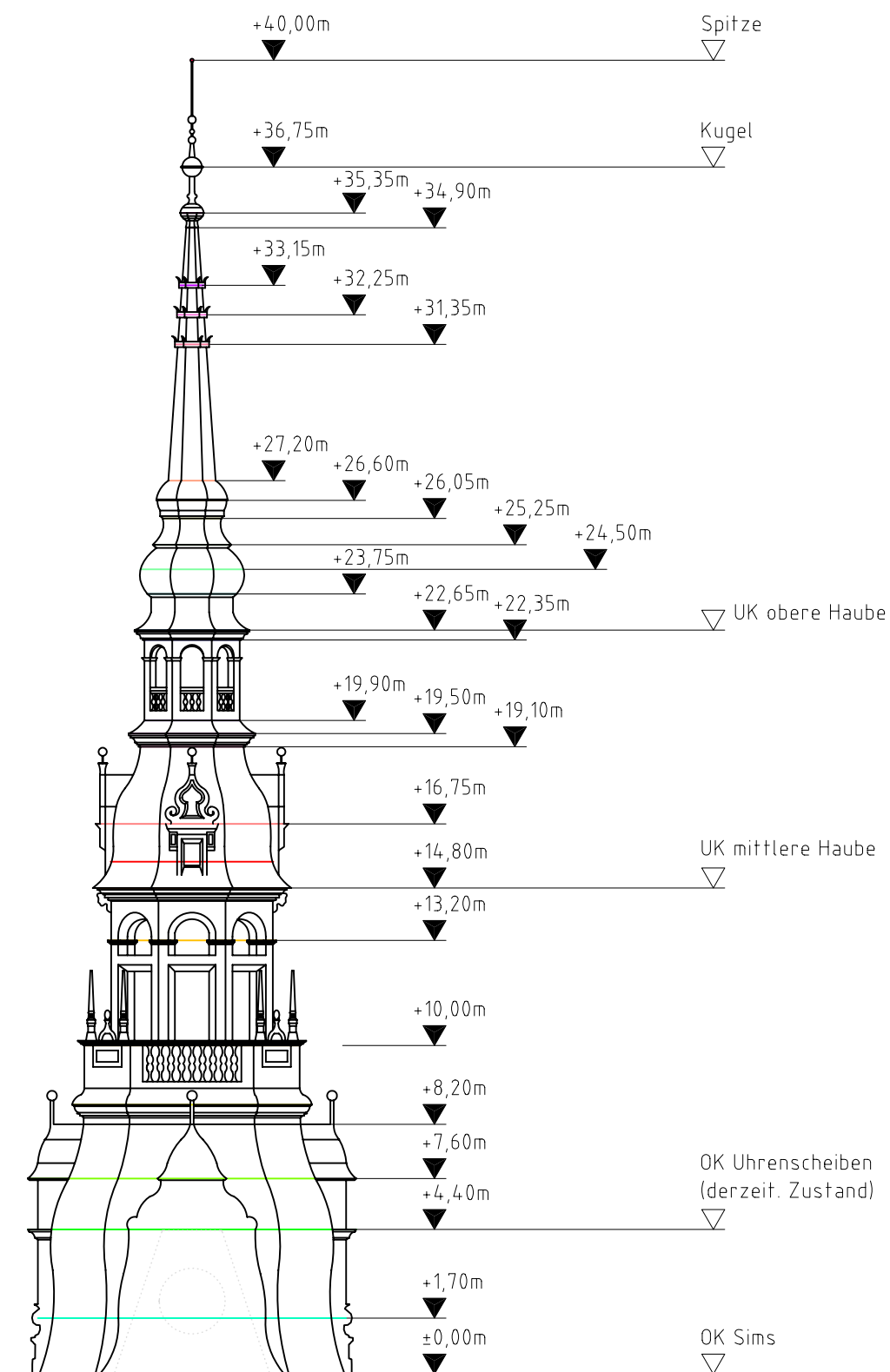
unmaßstäblich

Blatt-Nr.: F 1.3

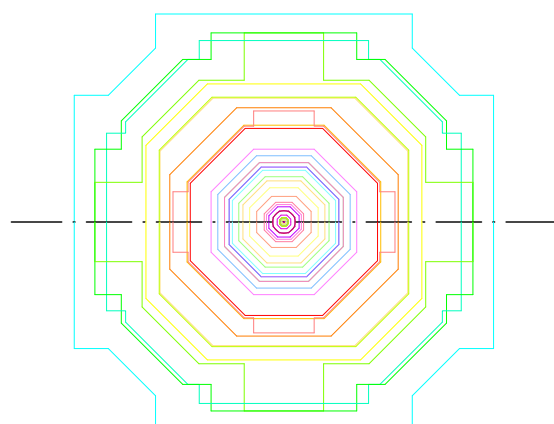
Hauptturm der Lukaskirche Höhenverlauf des Turmhelmes

Außenmaße rekonstruiert aus der Fotografie von 1904

Ansicht M 1:200



zugeh. Höhenebenen
im Grundriß M 1:200



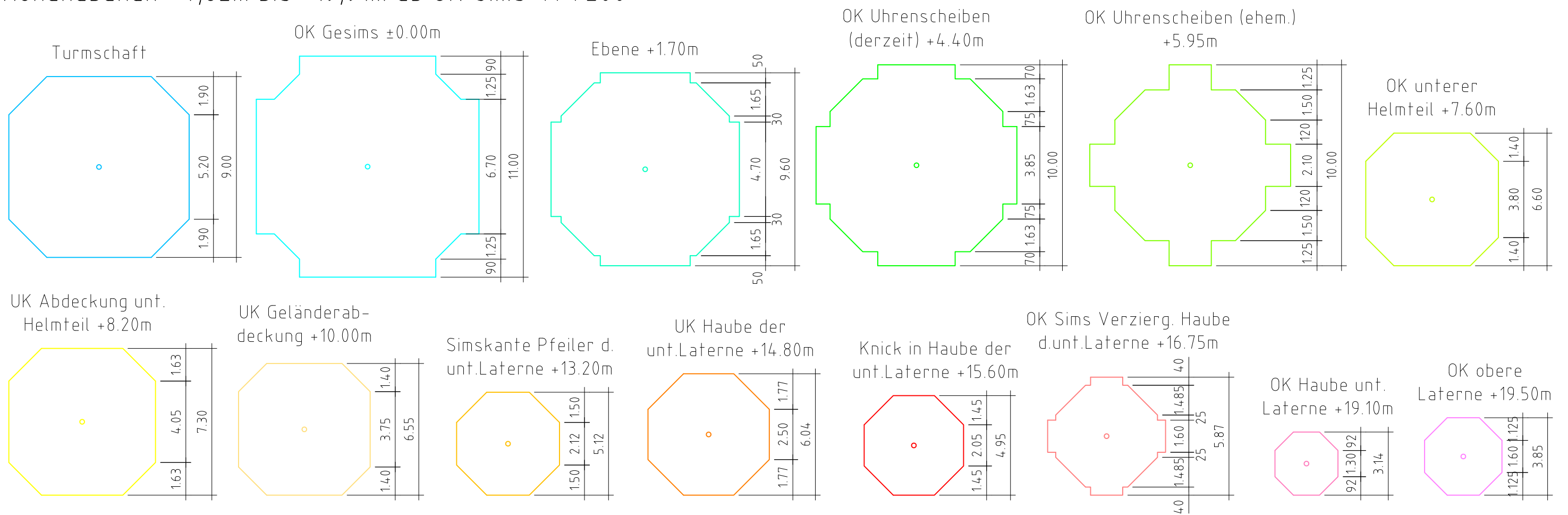
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F1.3, F2.2, F2.3 und F2.4

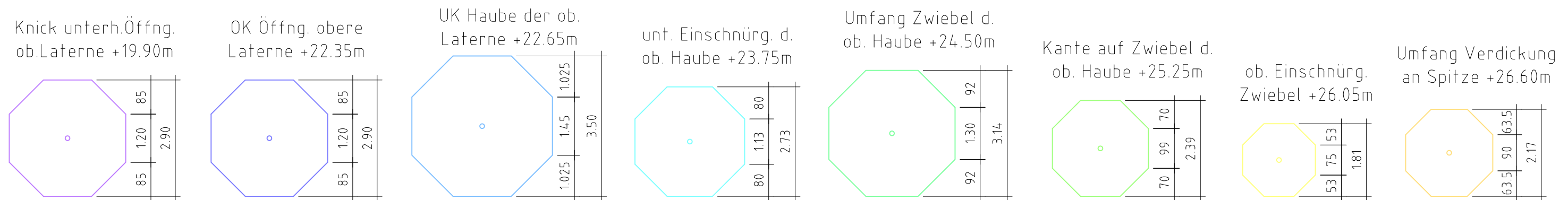
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 11.07.01
Fotorekonstruktion Hauptturm	Maßstab: 1:200
Höhenentwicklung - Ansicht und zugehörige Ebenen im Grundriß	Blatt-Nr.: F 2.1

Festlegung für die Außenmaße der Helmgeometrie - Grundrisse maßg. Ebenen (nach Fotorekonstruktion)

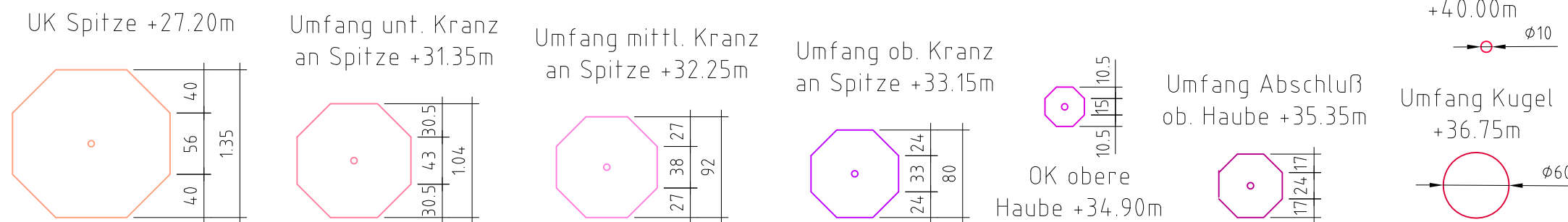
Höhenebenen -4,82m bis +19,91m ab OK Sims M 1:200



Höhenebenen +22,35m bis +26,59m ab OK Sims M 1:100



Höhenebenen +27,22m bis +40,19m ab OK Sims M 1:50

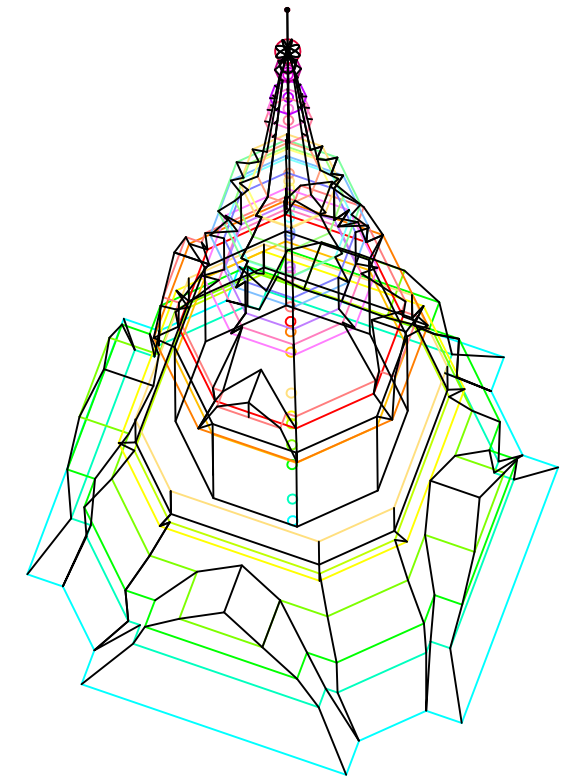
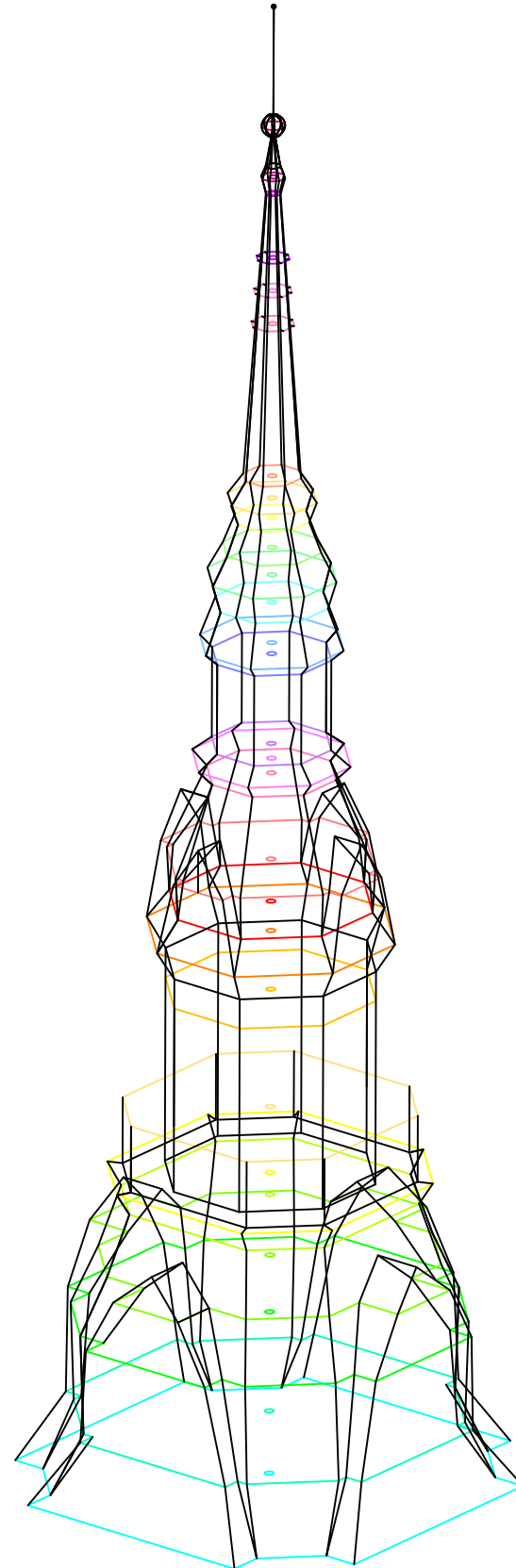
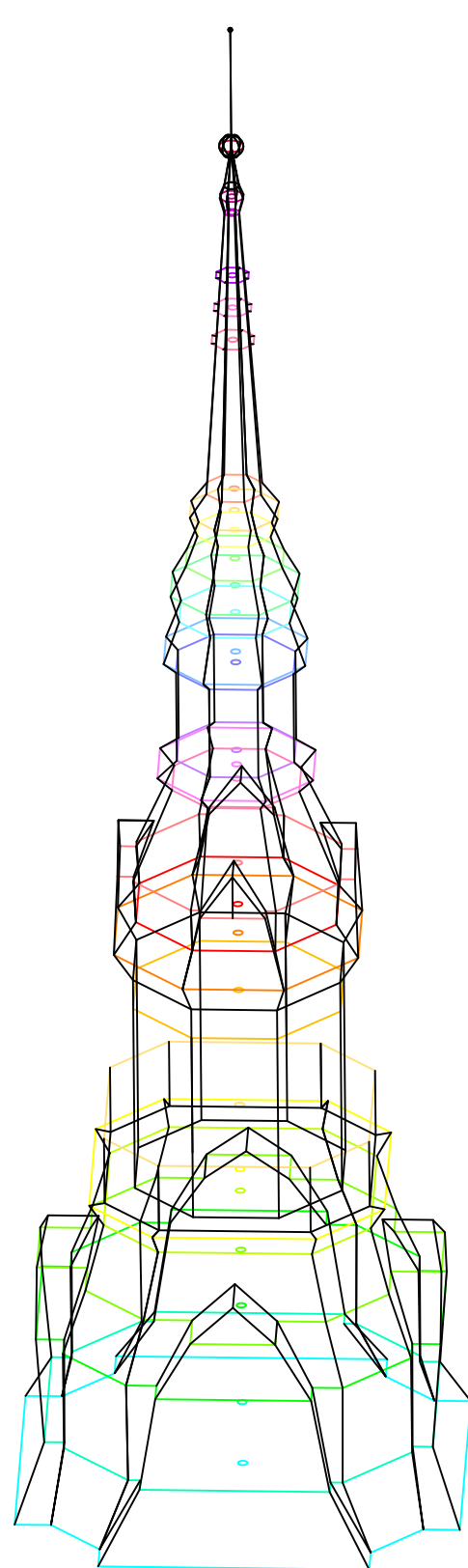


Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F1.3, F2.1, F2.3 und F2.4

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt: Fotorekonstruktion Hauptturm Abmessungen der markanten Höhenebenen im Grundriß	Datum: 11.07.01 Maßstab: 1:200, 1:100, 1:50 Blatt-Nr.: F 2.2

Hauptturm der Lukaskirche fotografische Rekonstruktion markanter Höhenebenen 3D-Drahtmodell



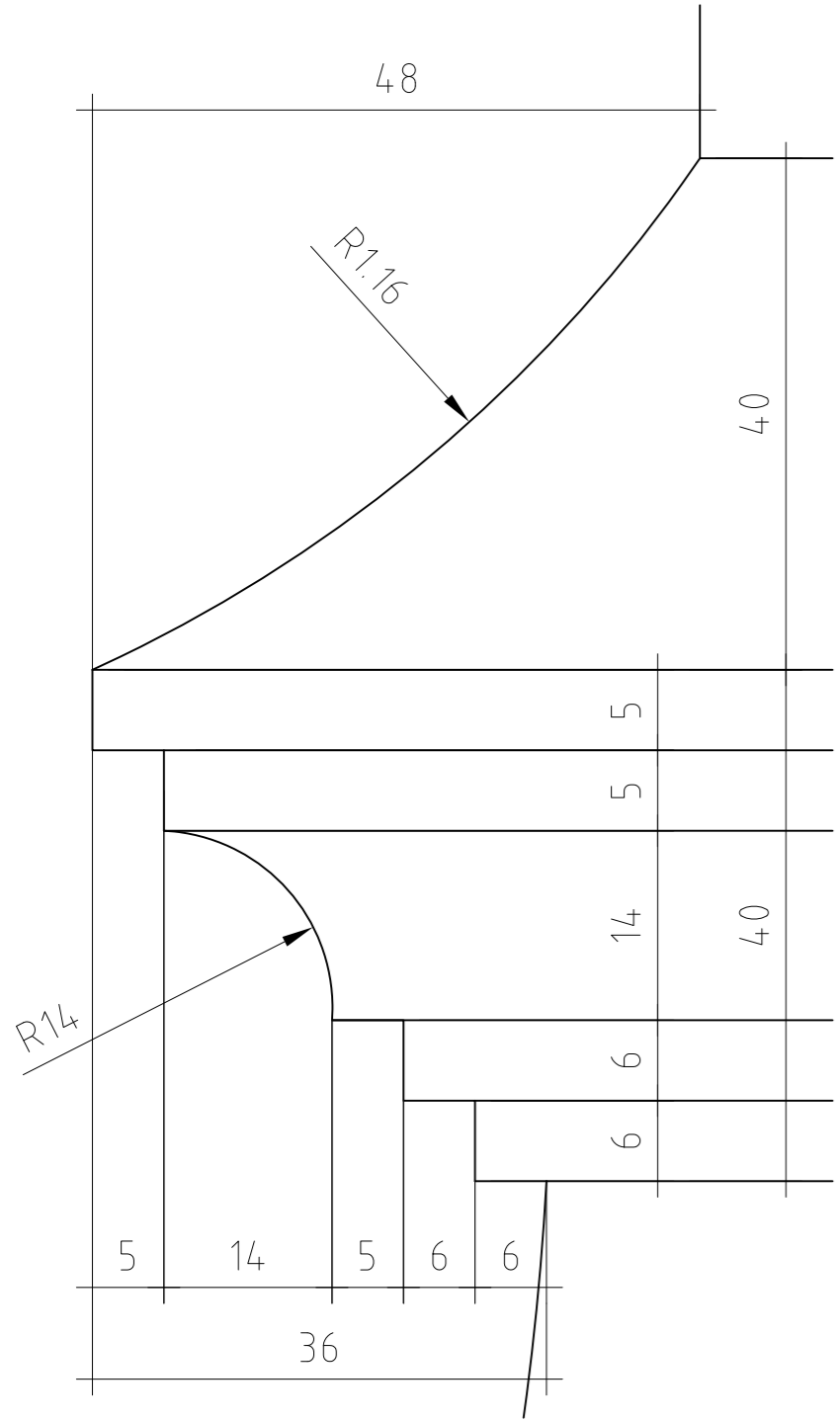
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F1.3, F2.1, F2.2 und F2.4

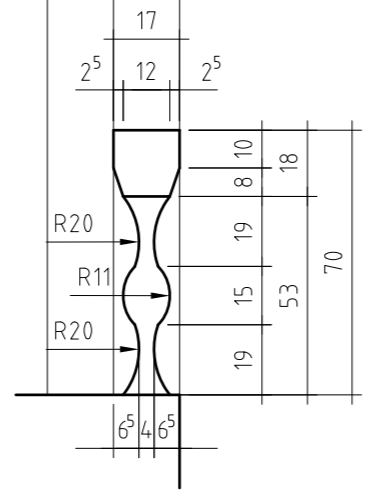
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 11.07.01
Fotorekonstruktion Hauptturm	Maßstab: unmaßstäblich
3D-Modell der markanten Höhenebenen	Blatt-Nr.: F2.3

Außenmaße des Hauptturmhelms der Lukaskirche
nach der Rekonstruktion aus der Fotografie [Lukaskirche ~1904]

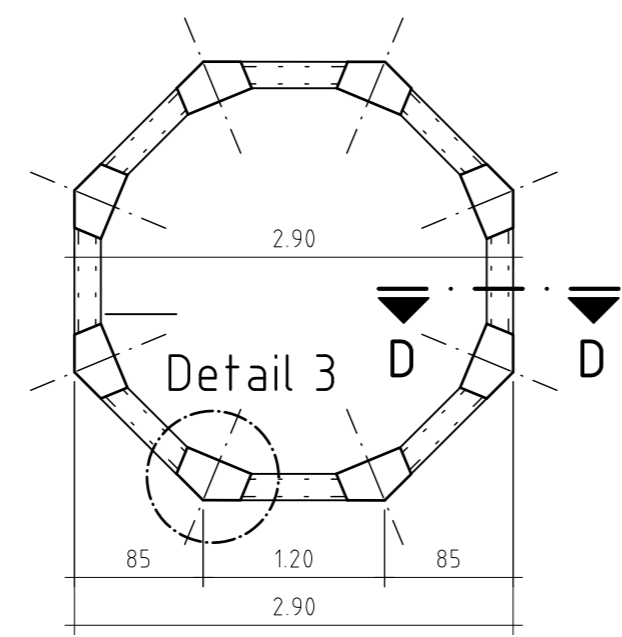
Detail 7 M 1:10



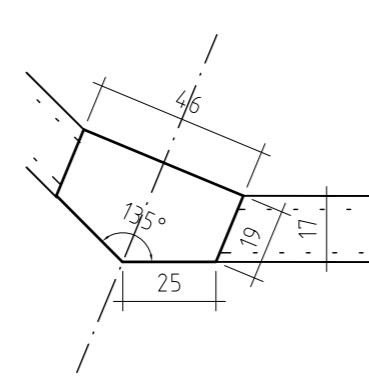
Schnitt D-D M 1:20



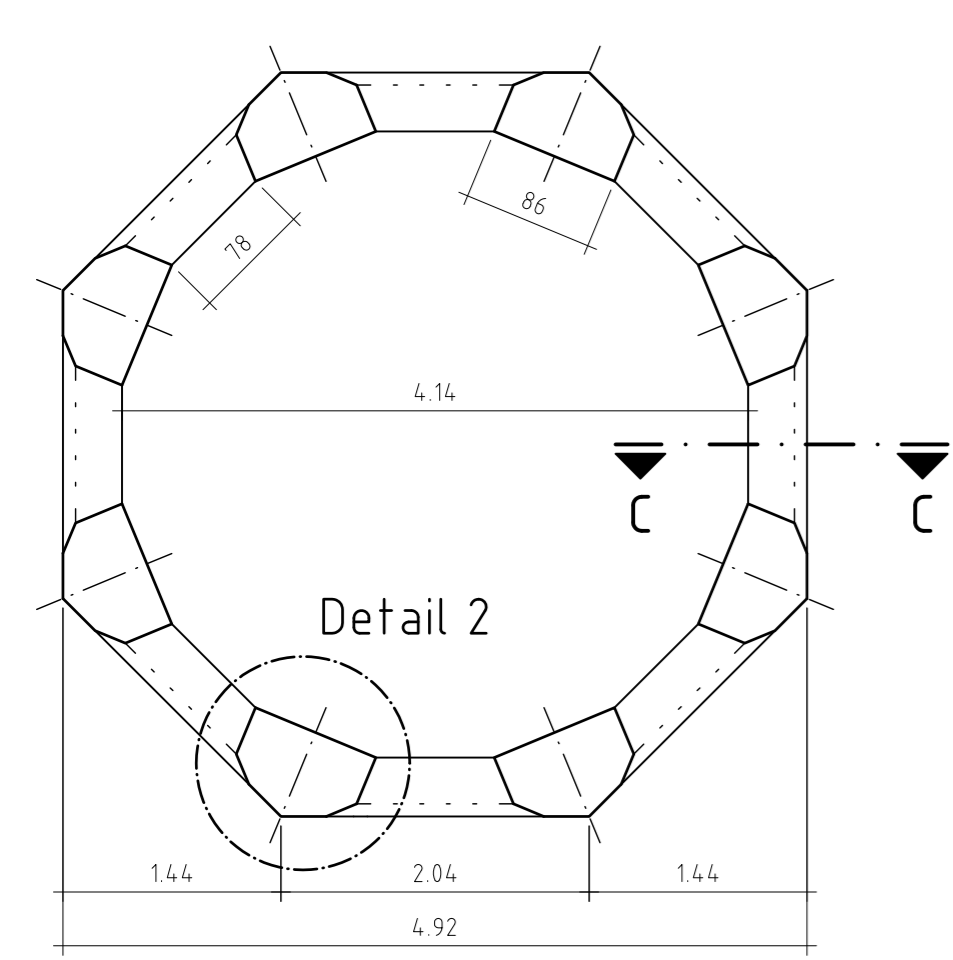
Schnitt A-A M 1:50



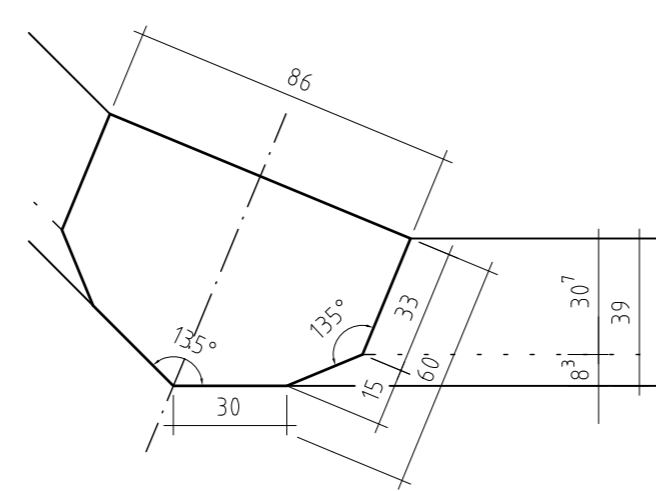
Detail 3 M 1:20



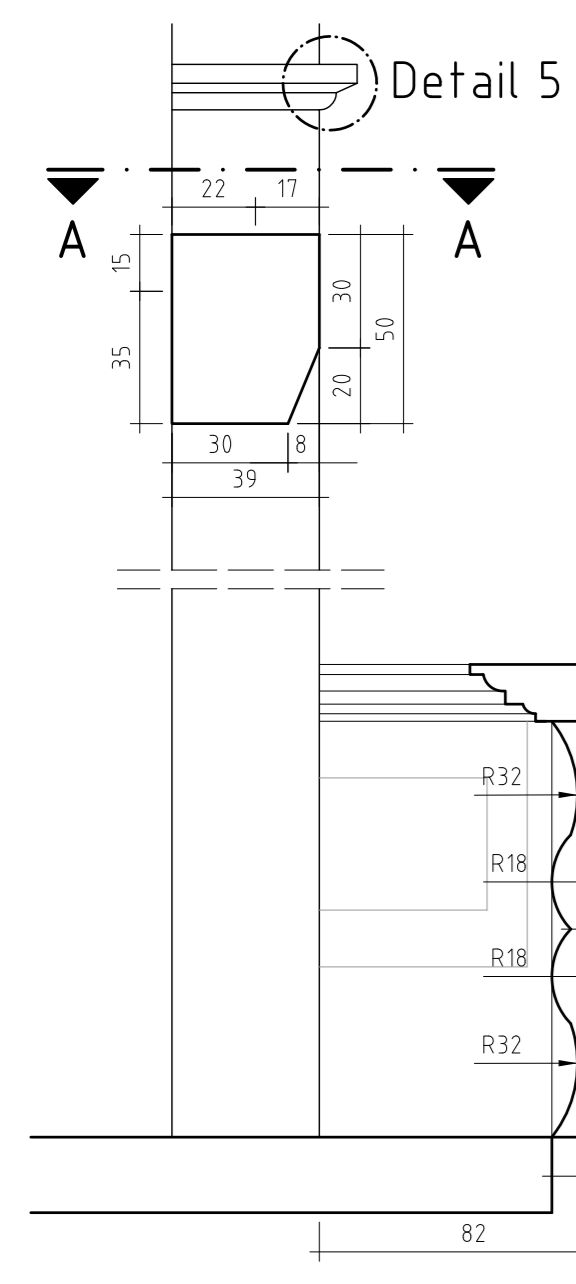
Schnitt A-A M 1:50



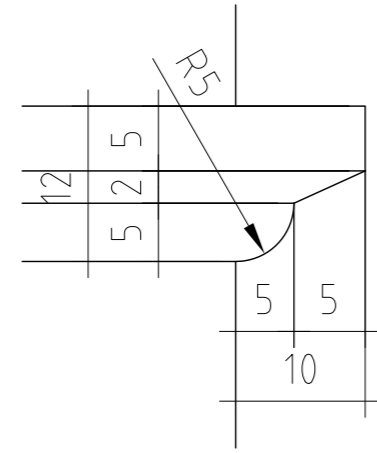
Detail 2 M 1:20



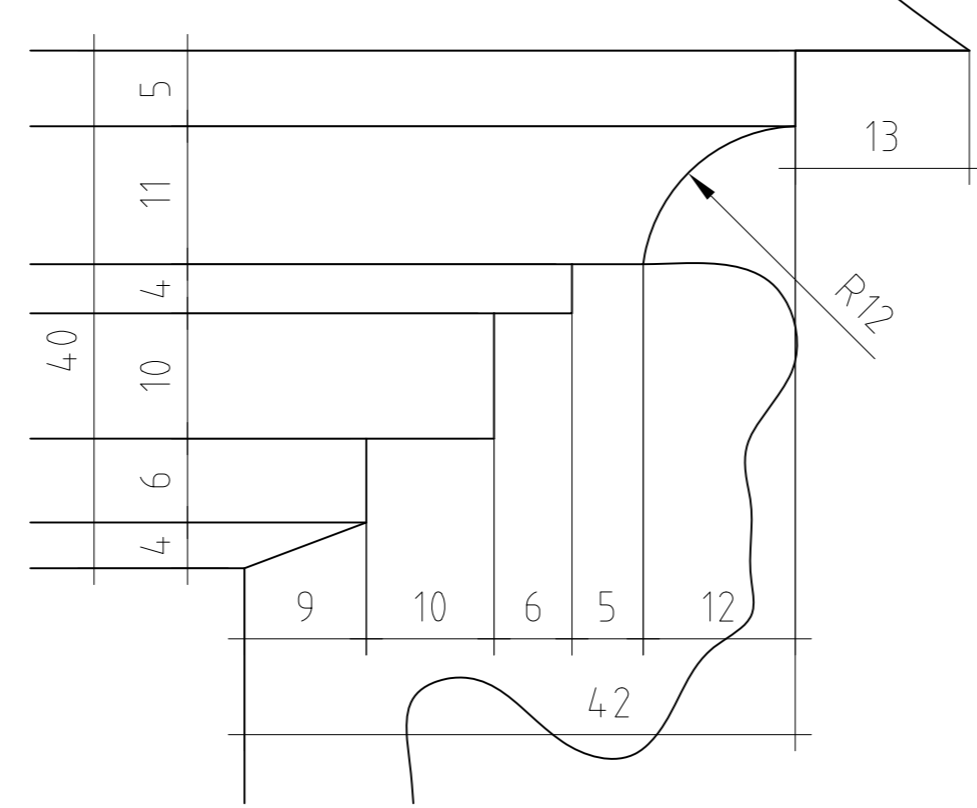
Schnitt C-C M 1:20



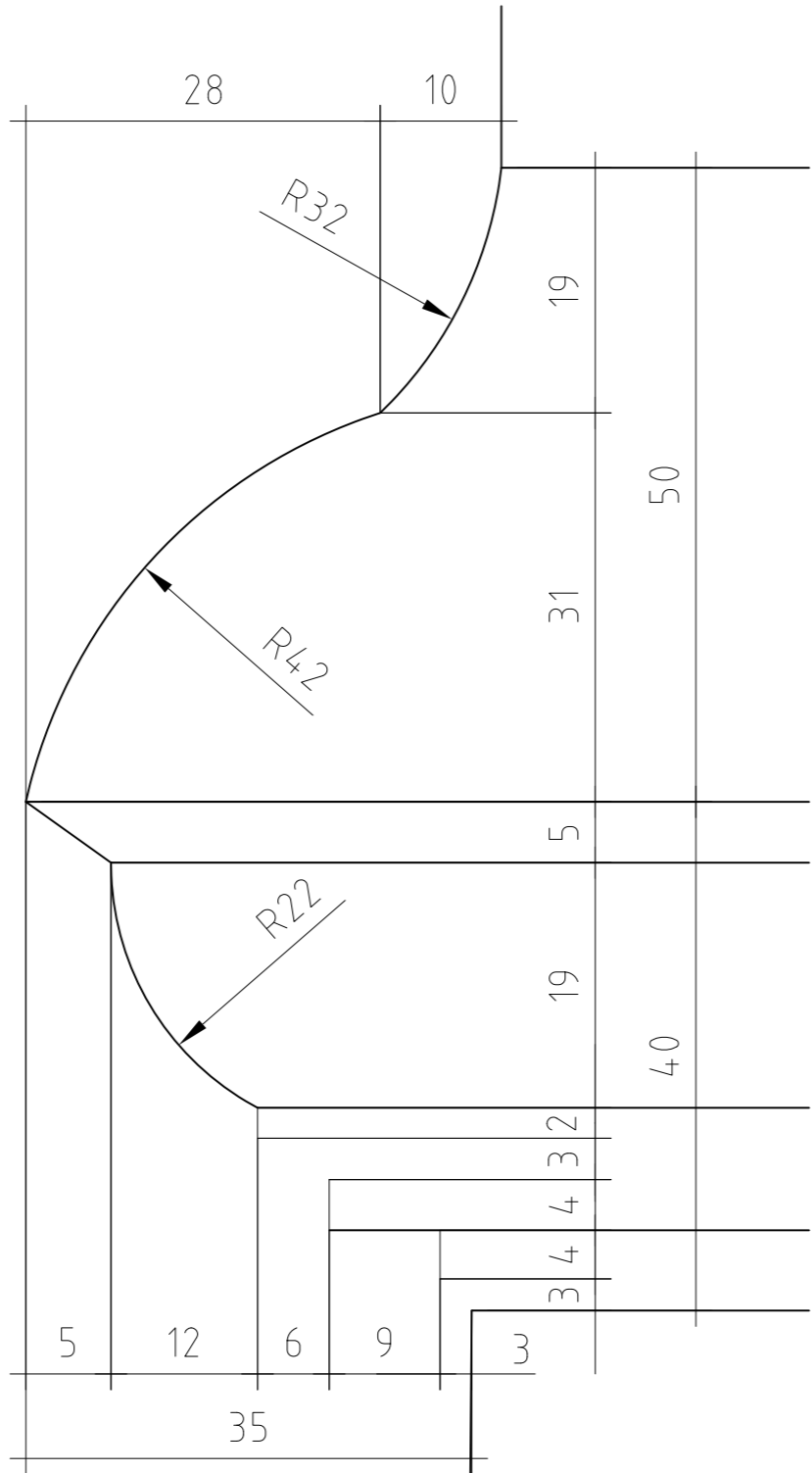
Detail 5 M 1:10



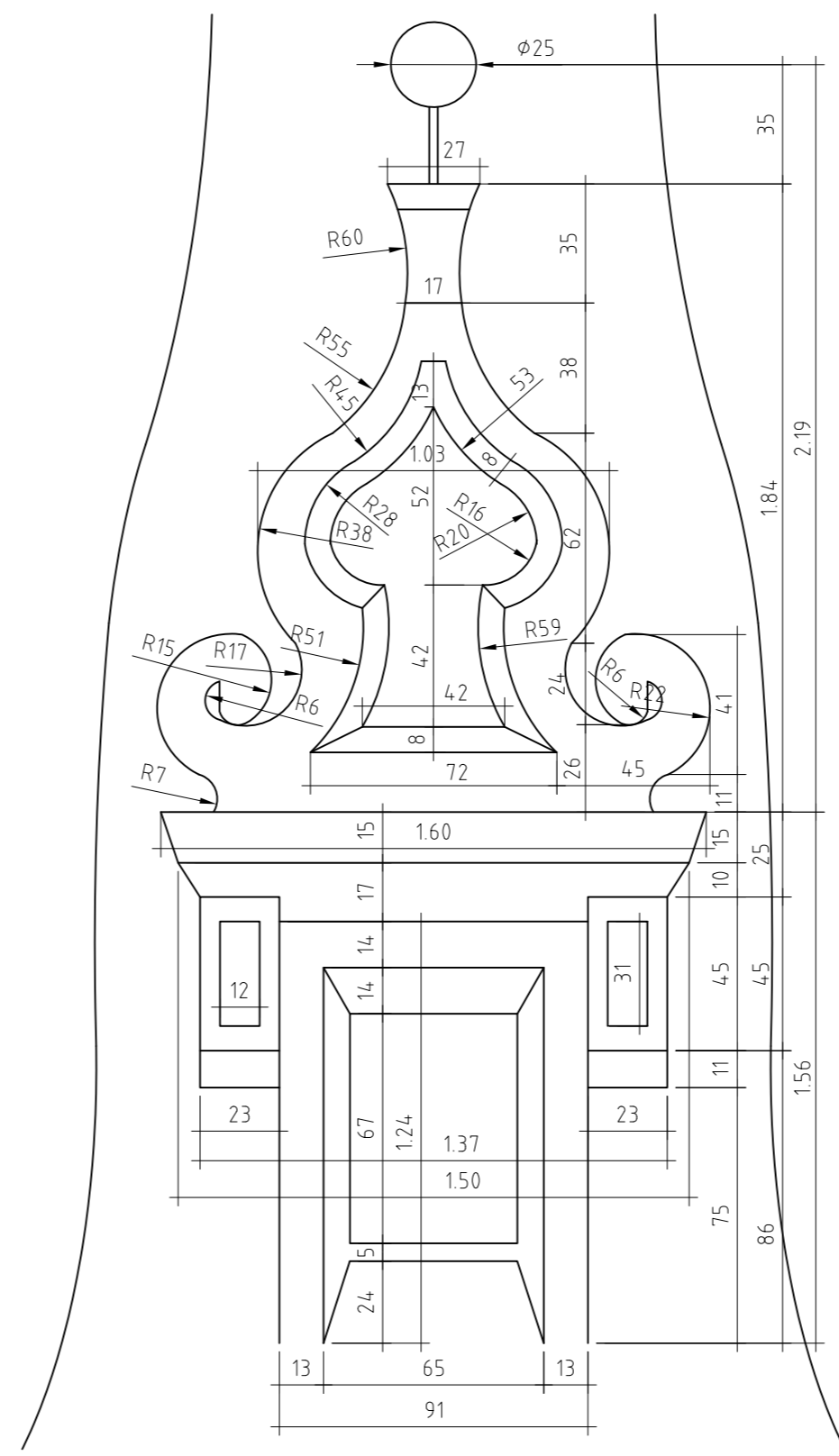
Detail 6 M 1:10



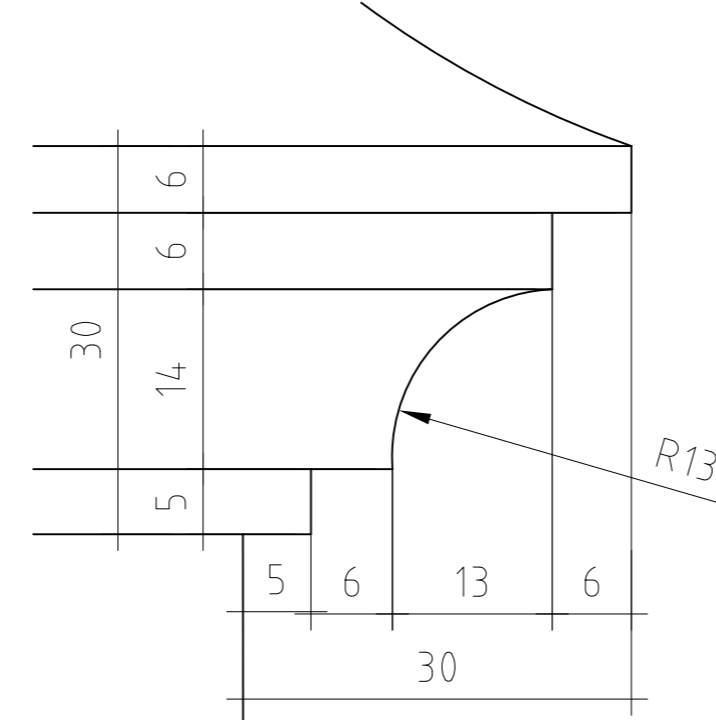
Detail 1 M 1:10



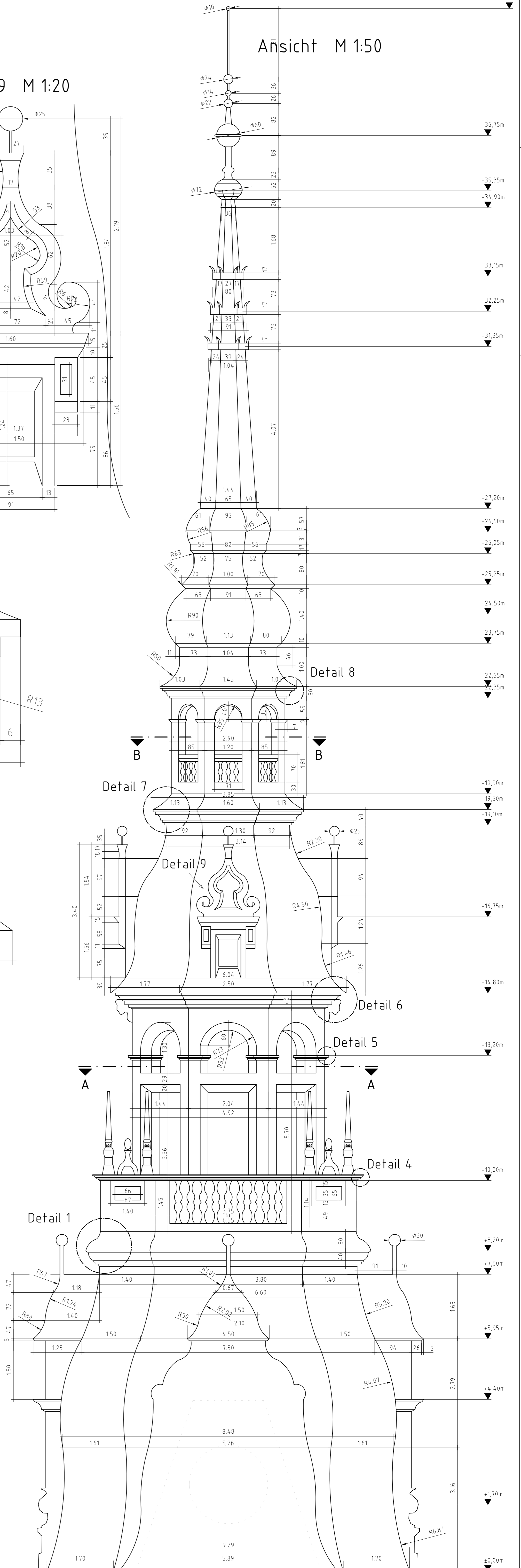
Detail 9 M 1:20



Detail 8 M 1:10



Ansicht M 1:50



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F11, F12, F13, F21, F22 und F23

Fotorekonstruktion der Helmgeometrie intakter westlicher Seitenturm

Markierung der Höhenebenen im Foto
(Ausdruck unmaßstäblich)



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F1.3, F2.1, F2.2, F2.3, F2.4, F3.2 und F3.3

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:

Fotorekonstruktion Seitenturm

Markierung der Höhenebenen im Foto

Datum: 29.07.01

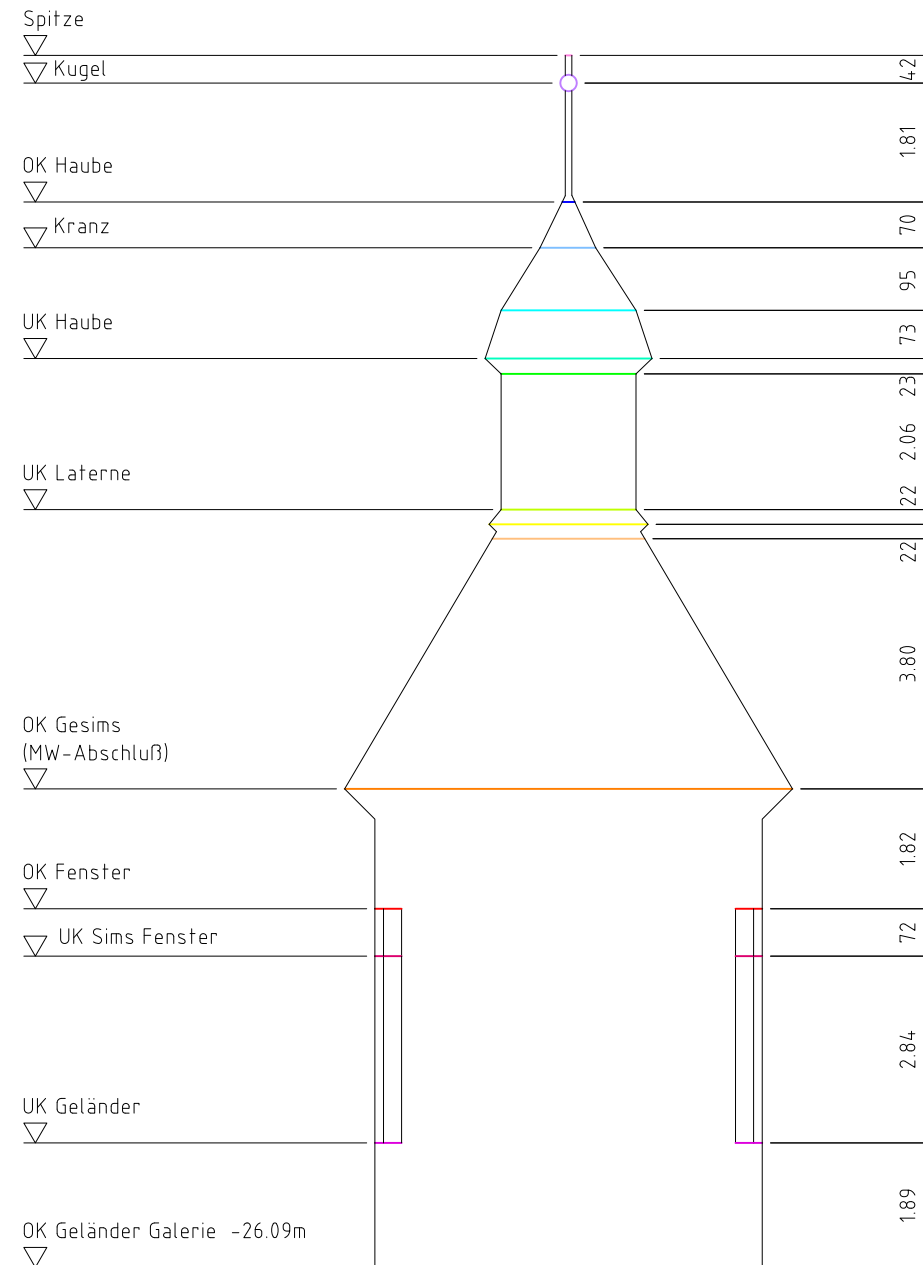
Maßstab:
unmaßstäblich

Blatt-Nr.: F 3.1

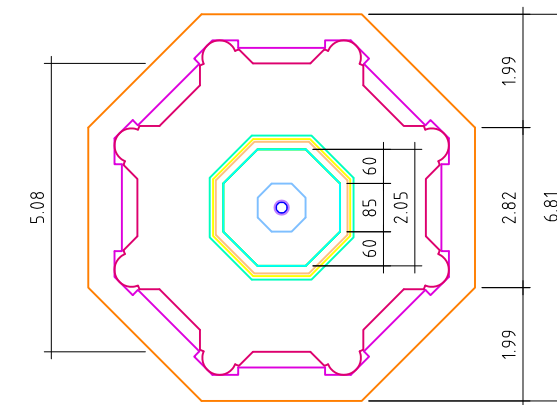
Außenmaße der Helmgeometrie intakter westlicher Seitenturm aus Fotorekonstruktion

OK Sims Hauptturm
±0.00m

Schnitt
M 1:100



Grundriß (wichtigste Maße)
M 1:100



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F1.3, F2.1, F2.2, F2.3, F2.4, F3.1 und F3.3

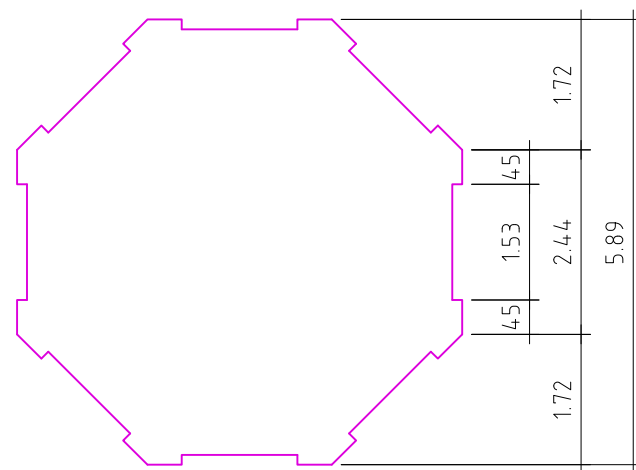
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:	Datum: 29.07.01
Fotorekonstruktion Seitenturm	Maßstab: unmaßstäblich
Schnitt und zugehöriger Grundriß markanter Ebenen	Blatt-Nr.: F 3.2

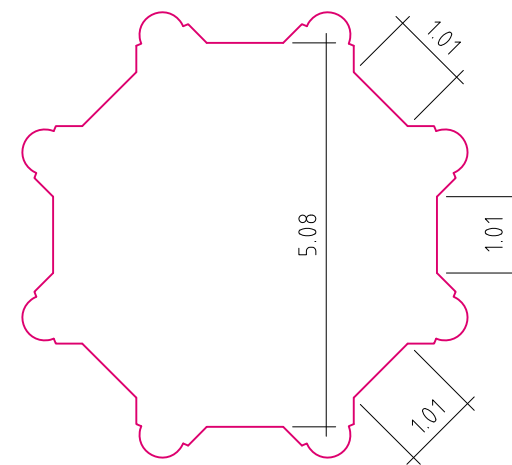
Außenmaße der Helmgeometrie intakter westlicher Seitenturm aus Fotorekonstruktion

Grundrisse markanter Ebenen M 1:100

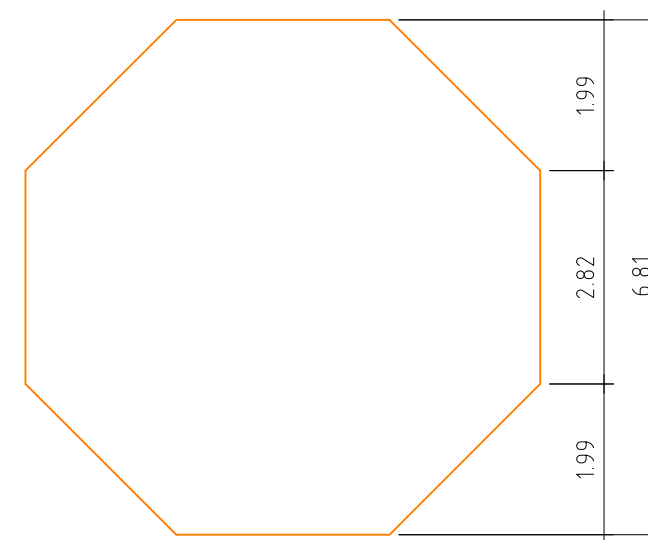
UK Geländer



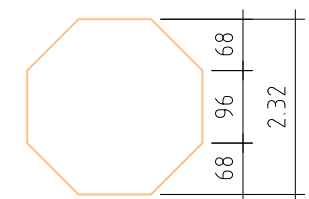
UK Sims Fenster



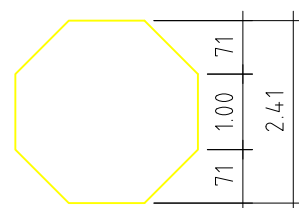
OK Gesims (MW-Abschluß)



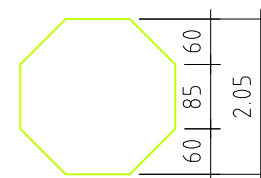
OK Ziegeldach



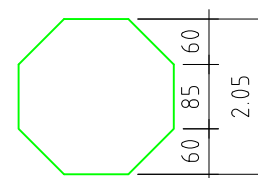
Einschnürung



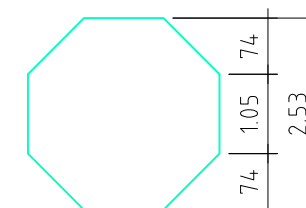
UK Laterne



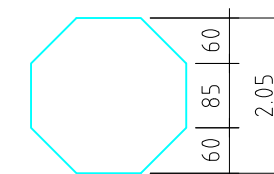
OK Galerie Laterne



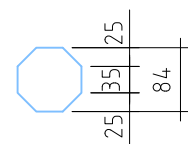
UK Haube



Ausbeulung in Haube



Kranz



OK Haube



Kugel



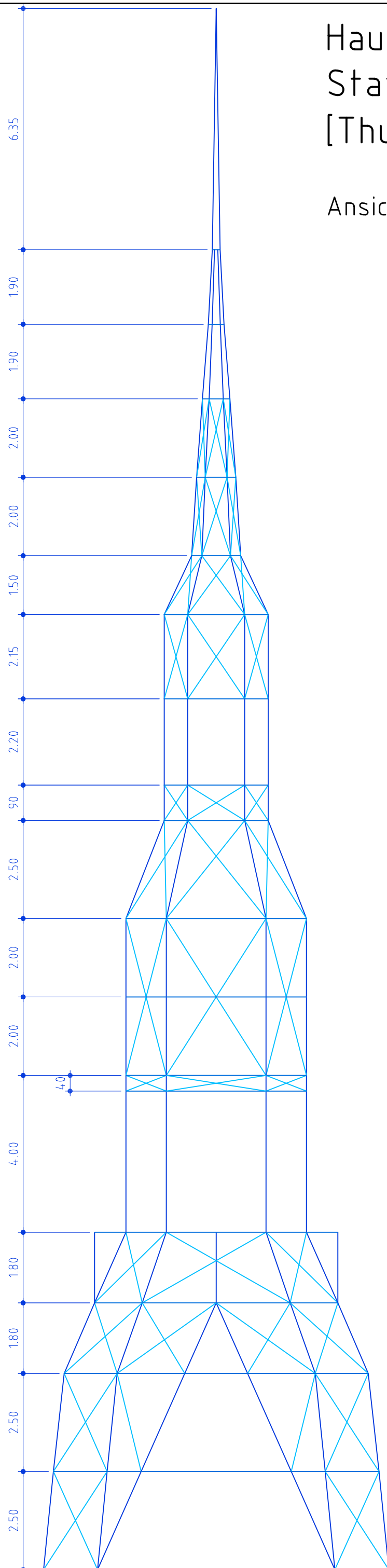
Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen F1.1, F1.2, F1.3, F2.1, F2.2, F2.3, F2.4, F3.1 und F3.2

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 29.07.01
Fotorekonstruktion Seitenturm	Maßstab: unmaßstäblich
Grundrisse markanter Ebenen	Blatt-Nr.: F 3.3

Hauptturm der Lukaskirche Statisches System nach Plan [Thurmgerüst 1900]

Ansicht M 1:100



Dieser Plan gilt im Zusammenhang mit dem Plan H1.2

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

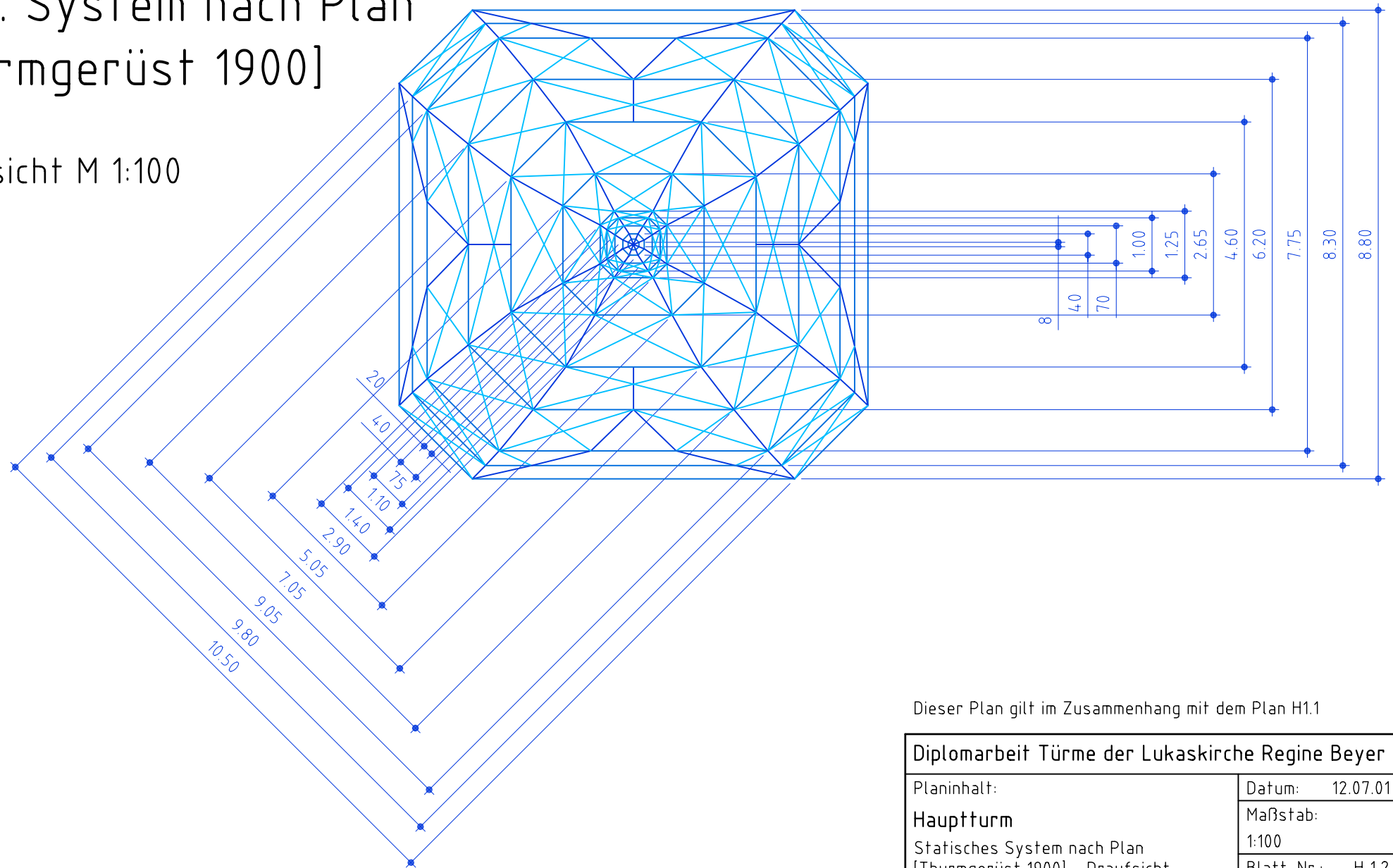
Planinhalt: Datum: 12.07.01

Hauptturm Maßstab: 1:100

Statisches System nach Plan Blatt-Nr.: H 1.1
[Thurmgerüst 1900] - Ansicht

Hauptturm der Lukaskirche Stat. System nach Plan [Thurmgerüst 1900]

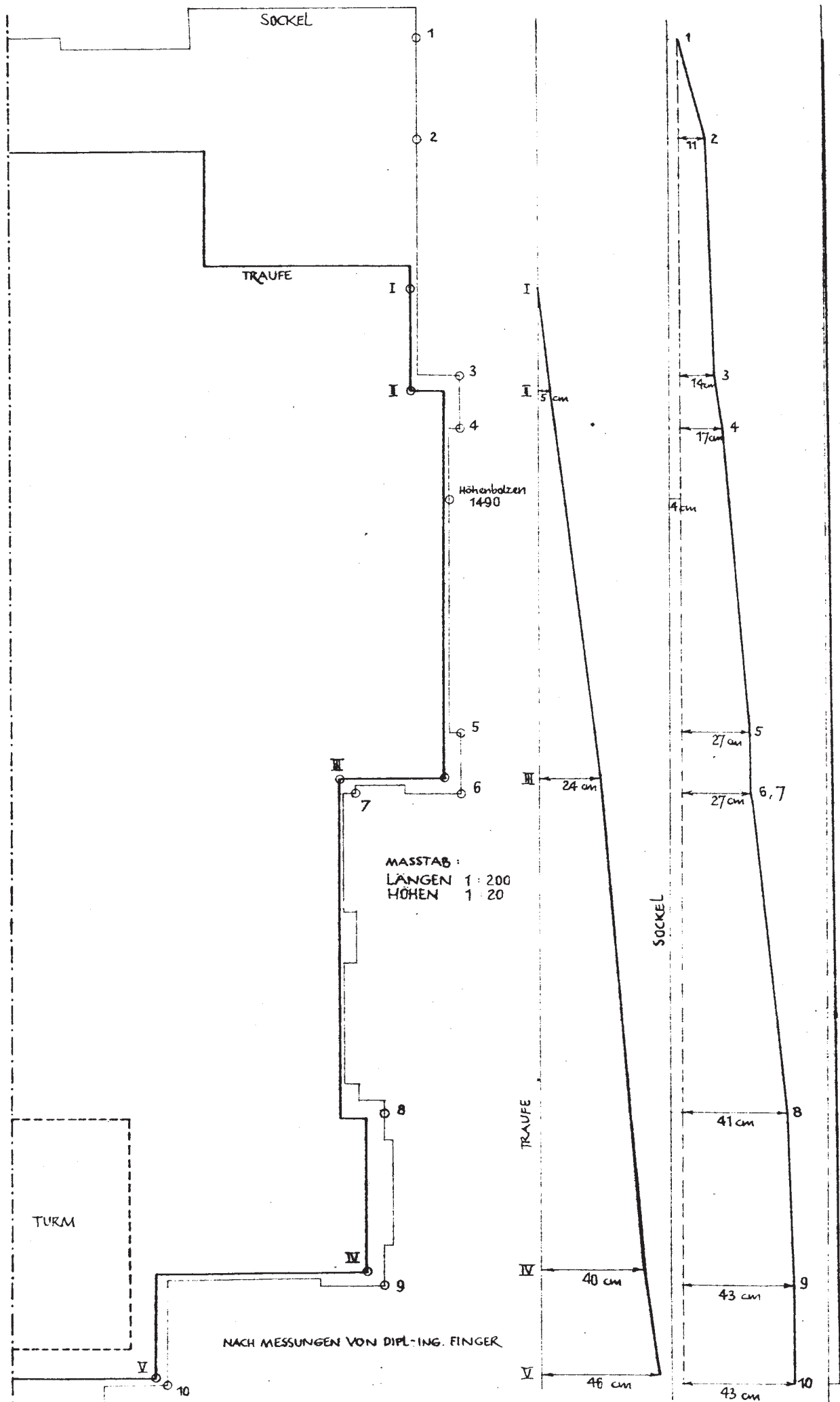
Draufsicht M 1:100



Dieser Plan gilt im Zusammenhang mit dem Plan H1.1

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 12.07.01
Hauptturm	Maßstab:
Statisches System nach Plan	1:100
[Thurmgerüst 1900] - Draufsicht	Blatt-Nr.: H 1.2

SETZUNG DER LUKASKIRCHE IN DRESDEN · GEMESSEN IM SEPTEMBER 1953



DIPL.-ING. W. PREISS
DRESDEN A 27
BAYREUTHER STRASSE 30

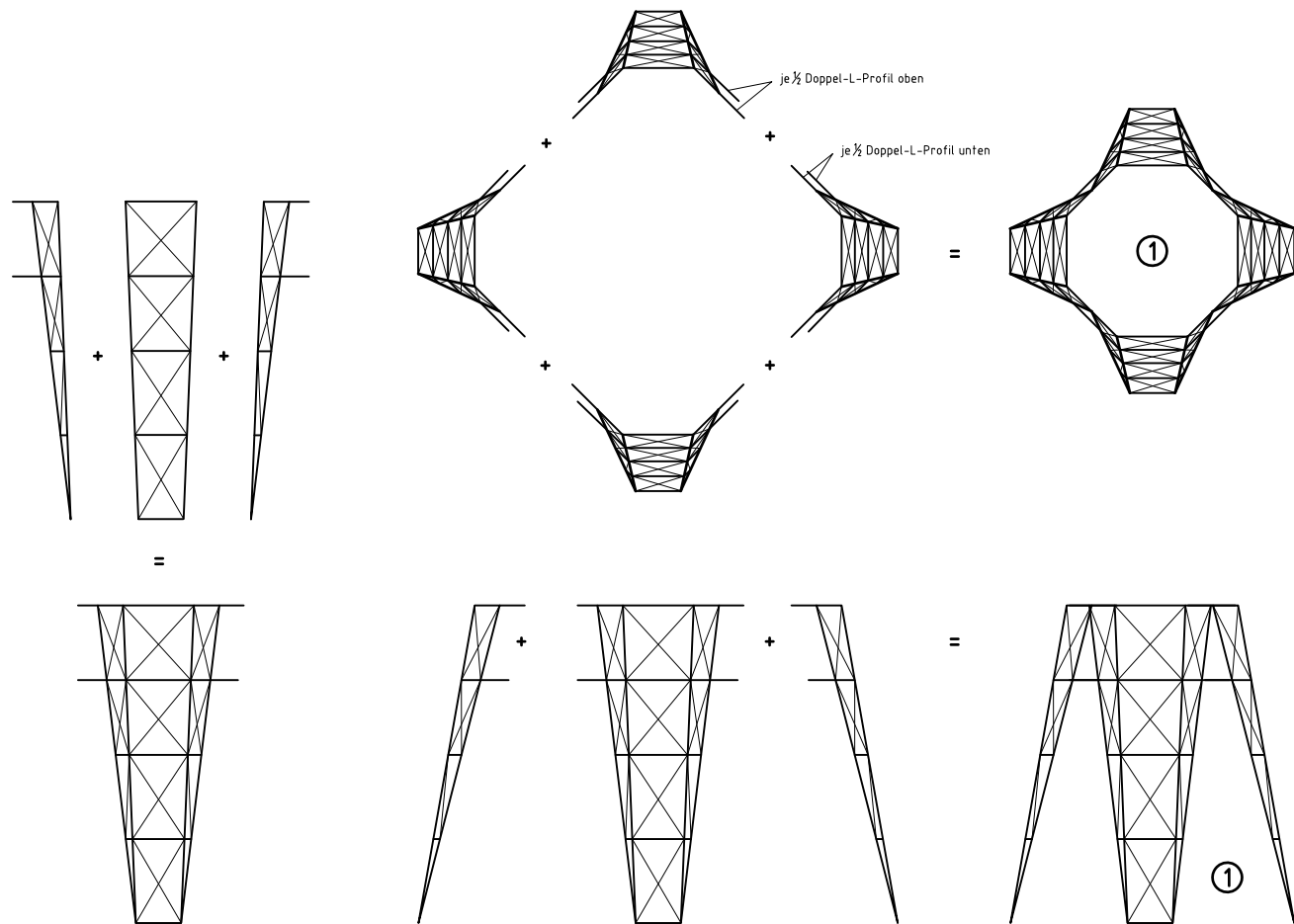
LÄNGEN 1:200
HÖHEN 1:200

Handwritten signature and date: 5/99

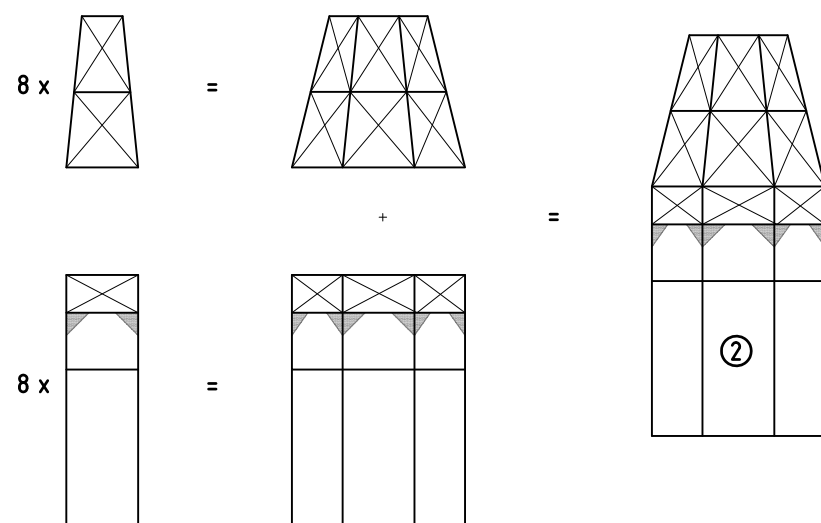
Zeichnung H3

Montageprinzip - schematische Darstellung M 1:200

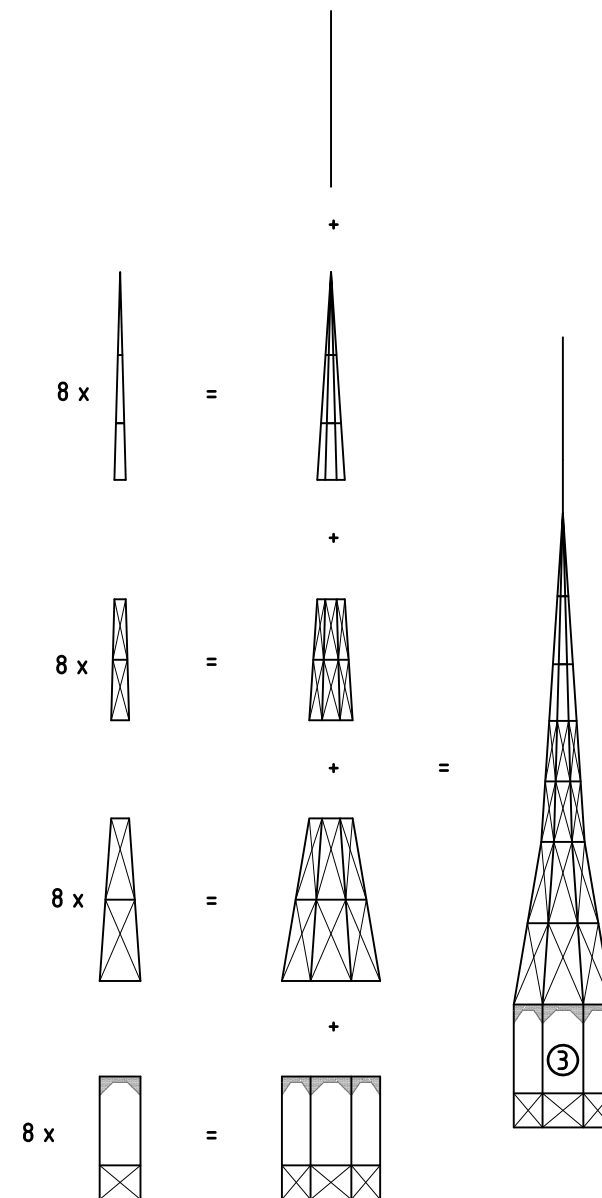
① 4 Teile vorgefertigt



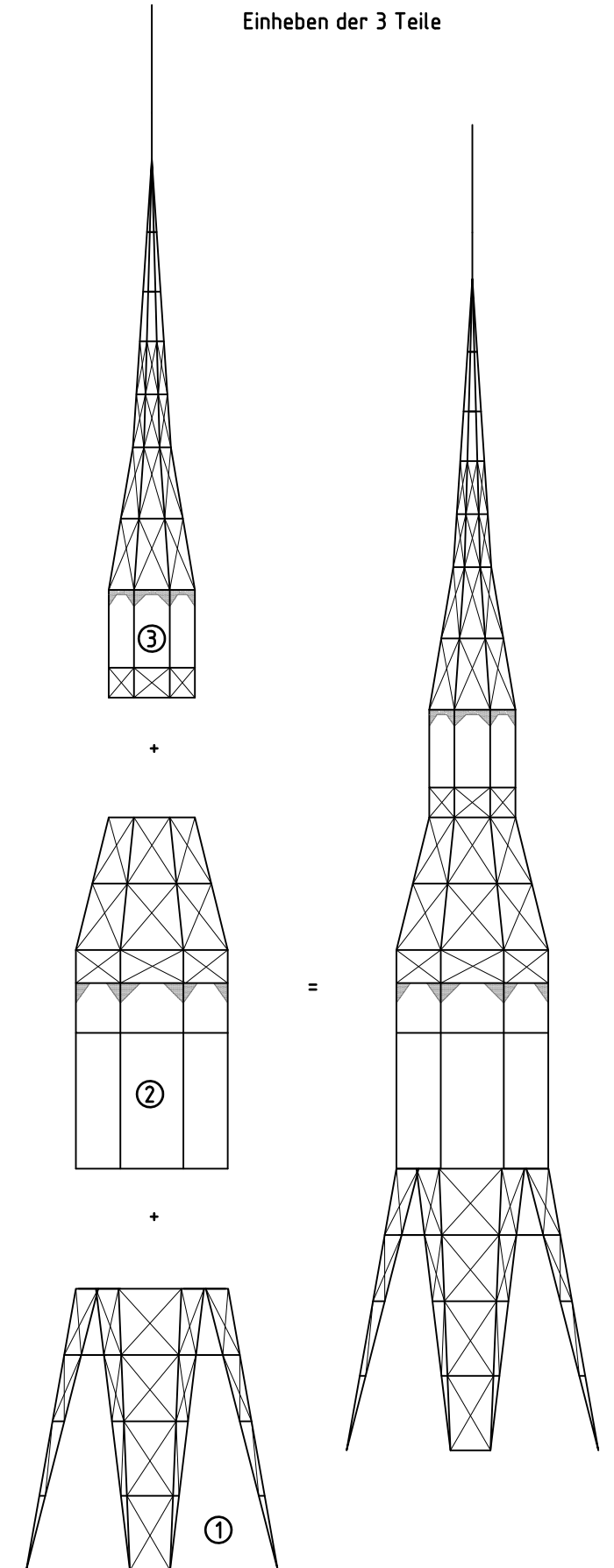
② 2x8 Teile vorgefertigt



③ 4x8 Teile vorgefertigt + Spitze



Einheben der 3 Teile



Alle Maße sind vor Ort zu prüfen!

Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen K2 - K6

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:
Montageprinzip Hauptturm
schematische Darstellung

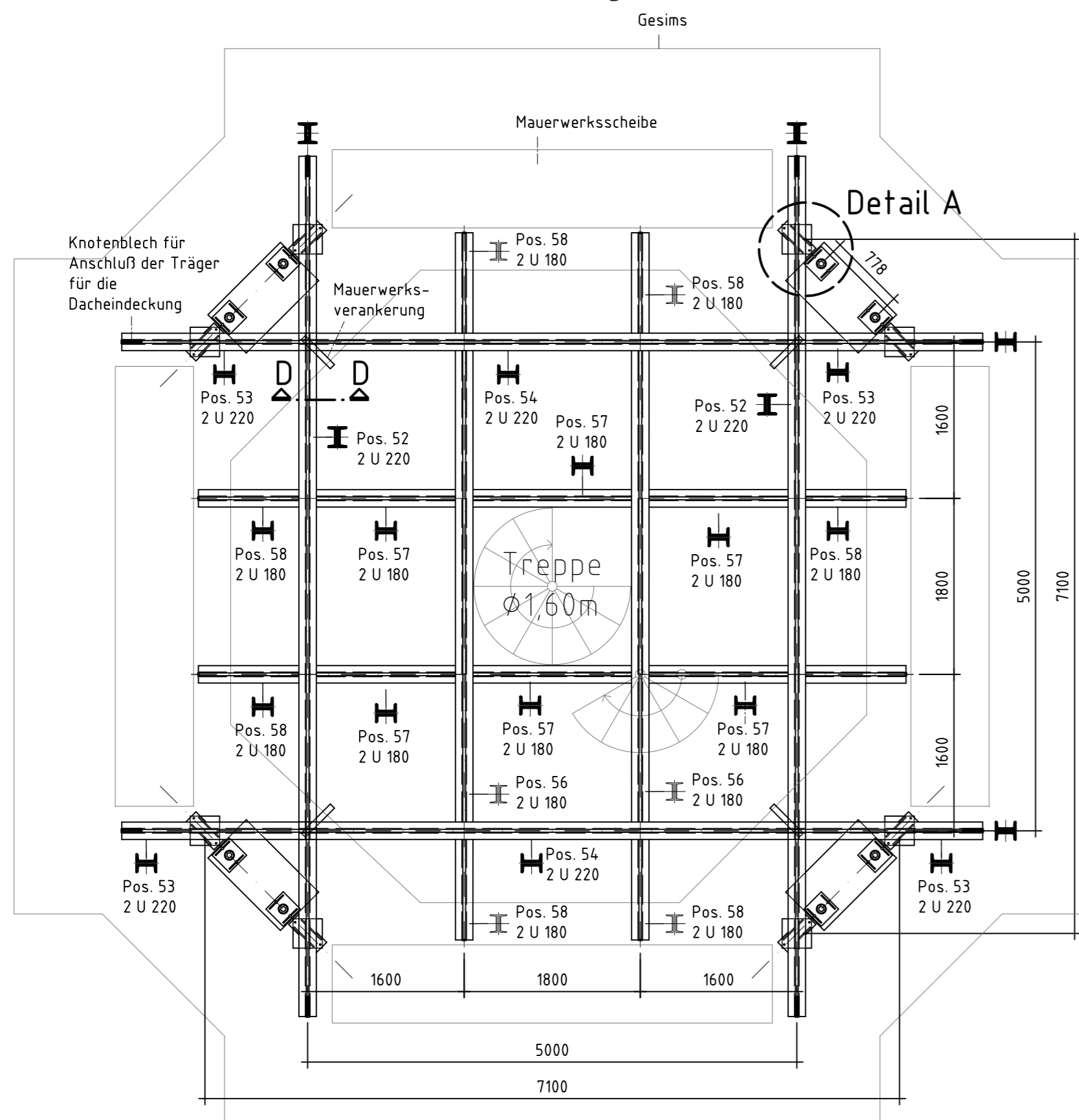
Datum: 09.08.01

Maßstab:
1:200

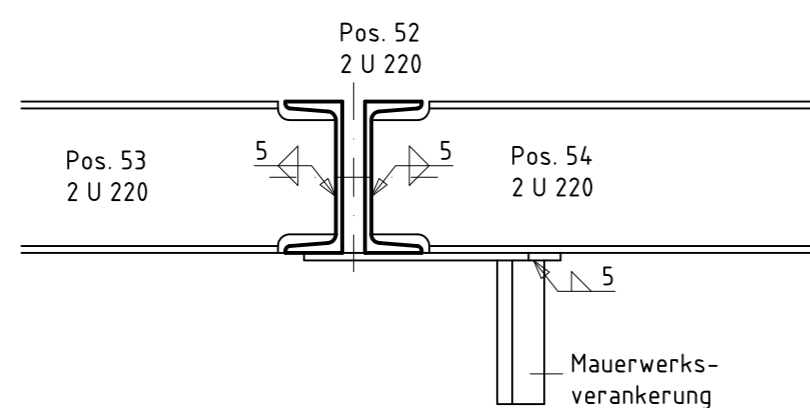
Blatt-Nr.: K 1

Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Vorbereitende Arbeiten am Turmkopf

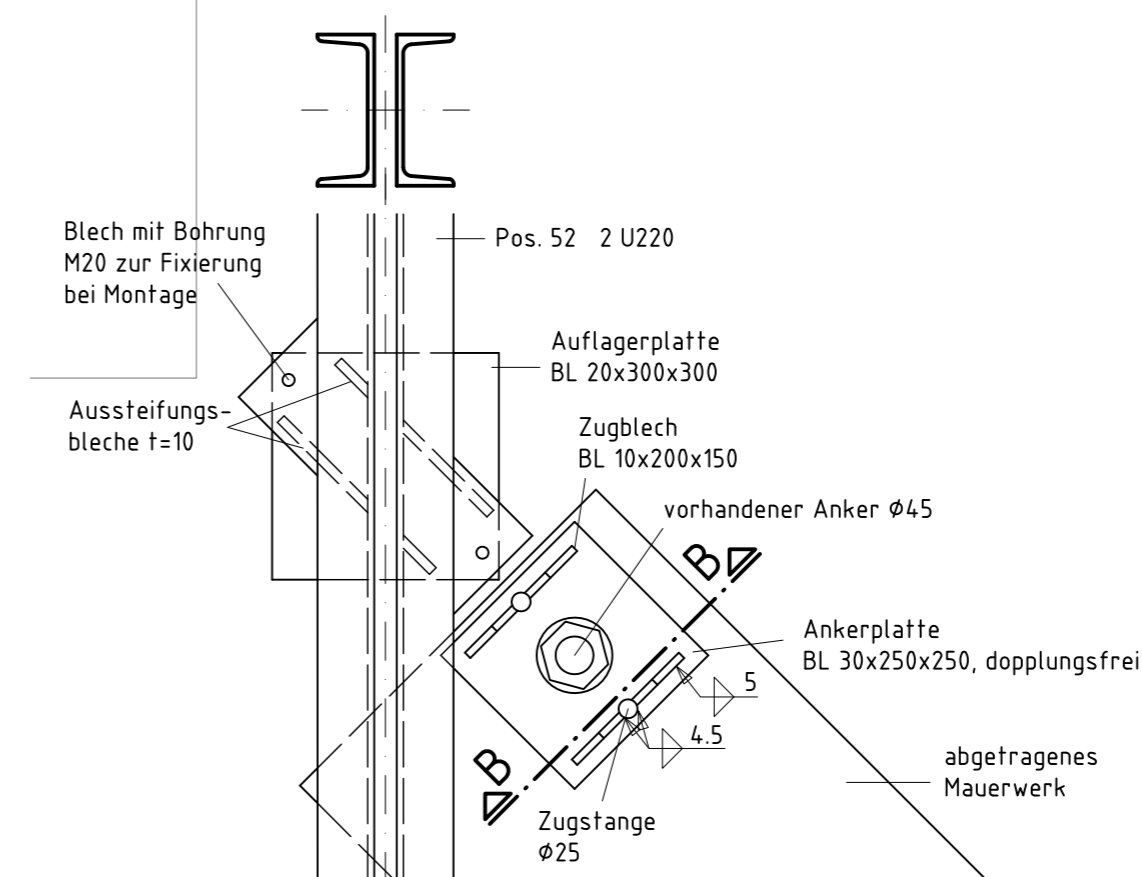
Grundriß de Aufstandsebene (Höhe Turmgesims) M 1:50



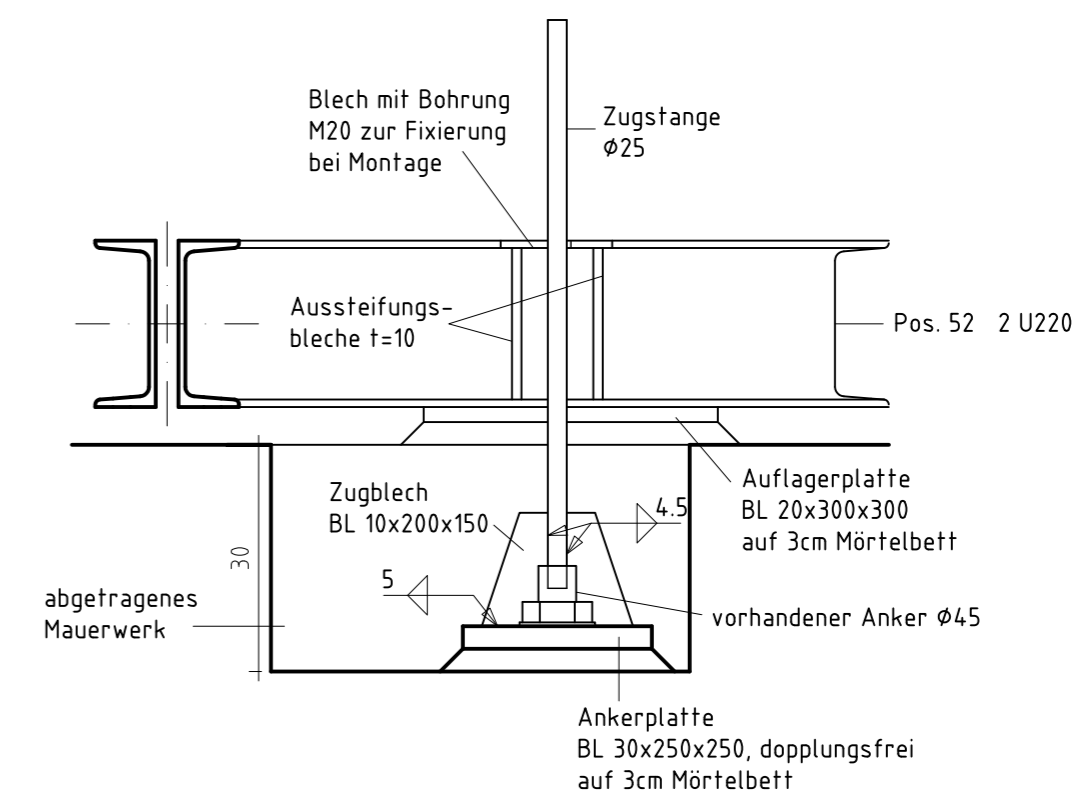
Schnitt D-D M 1:10



Detail A M 1:10



Schnitt B-B M 1:10



Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

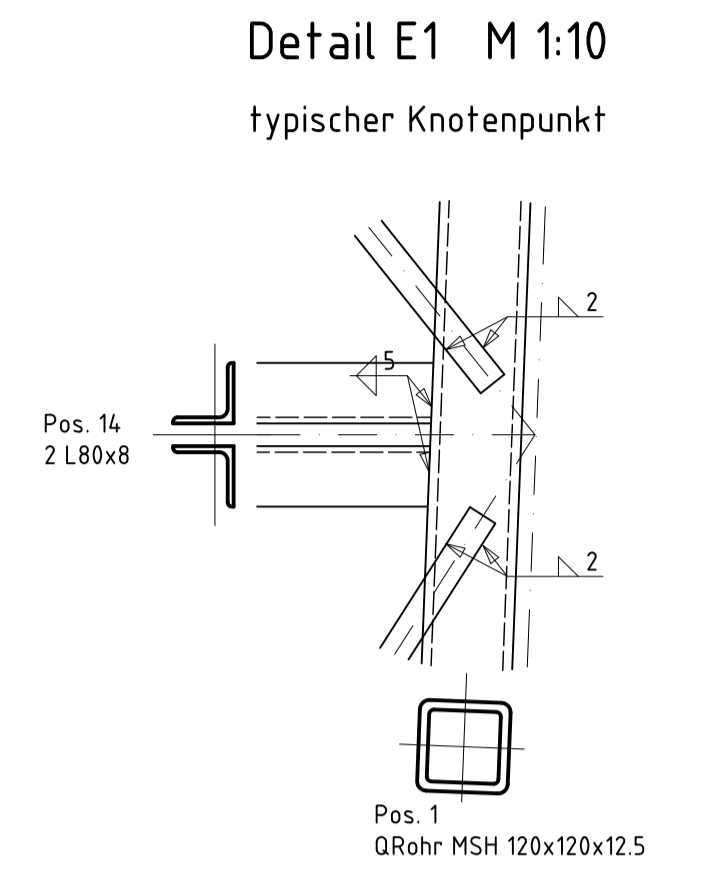
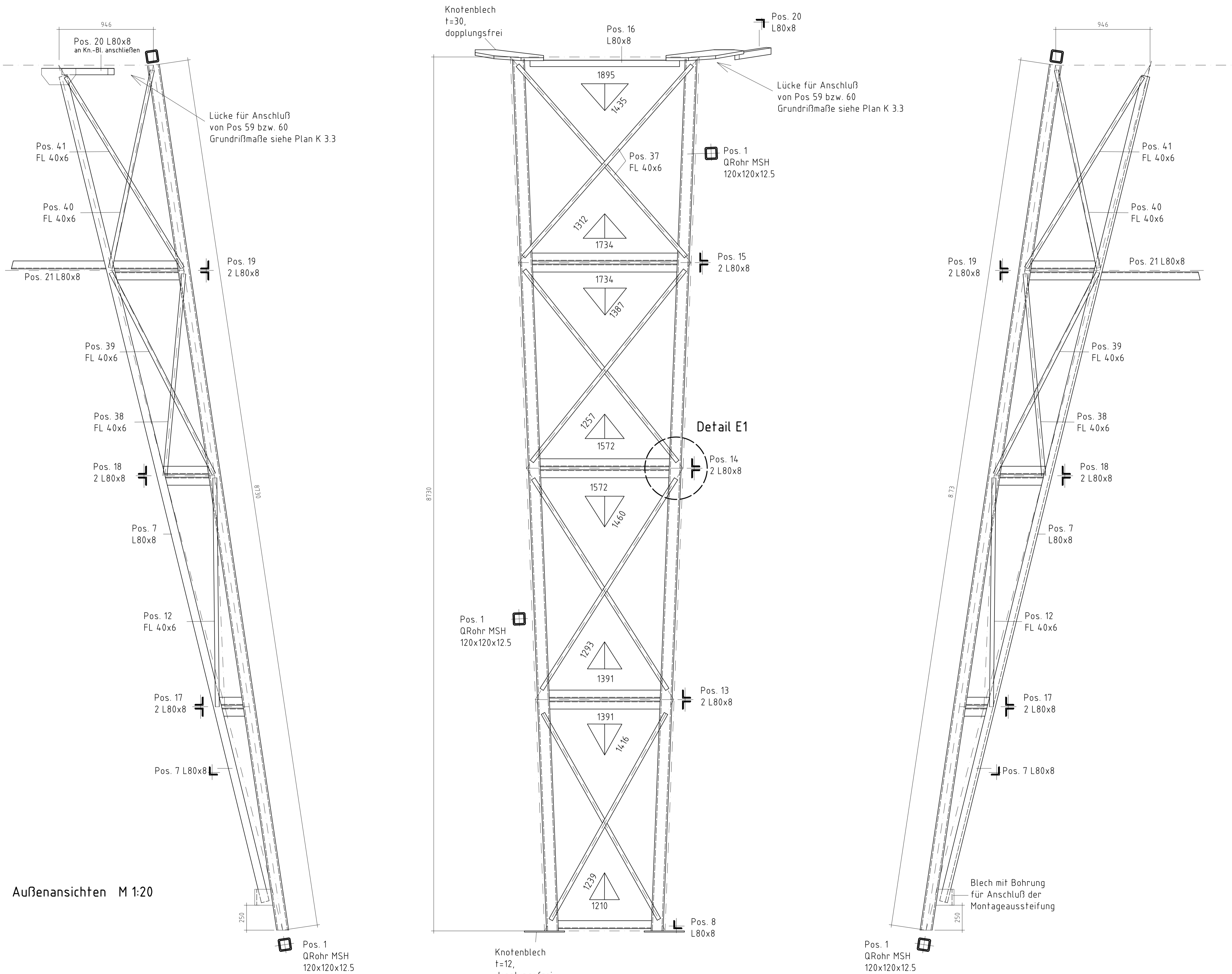
Planinhalt:	Datum:	09.08.01
Arbeiten am Hauptturm	Maßstab:	1:50, 1:10
Grundriß, Details, Schnitte	Blatt-Nr.:	K 2

Alle Maße sind zu prüfen!

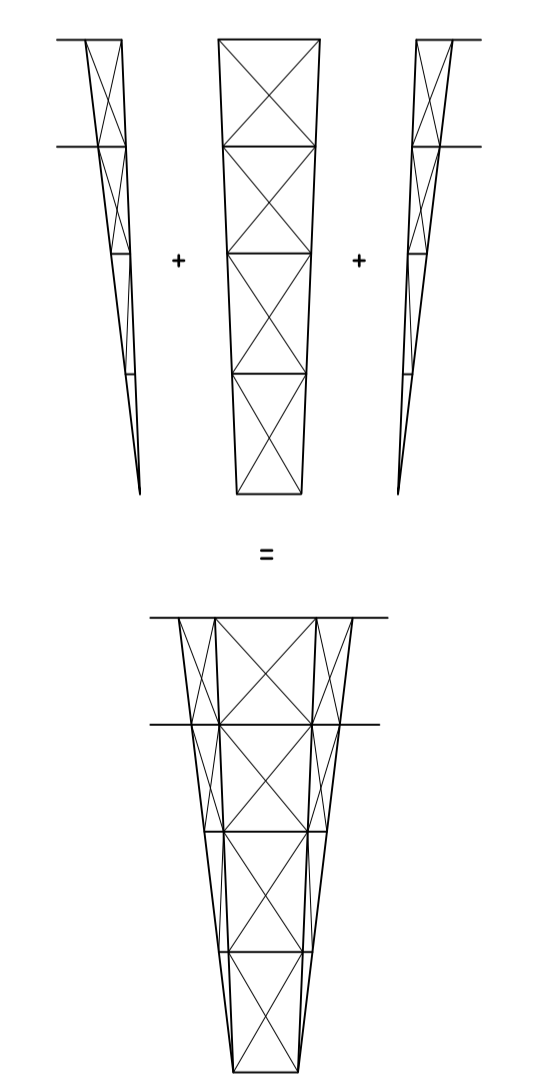
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen K2 - K6

Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Montageteil 1 - erster Schritt

Für alle vier Ecken jeweils 3 Teile vorfertigen und zusammensetzen - hierbei werden die einteiligen Hohlprofile zu zweiteiligen Stäben ergänzt



Übersichtsskizze s. Plan K1



Außenansichten M 1:20

Detail E1

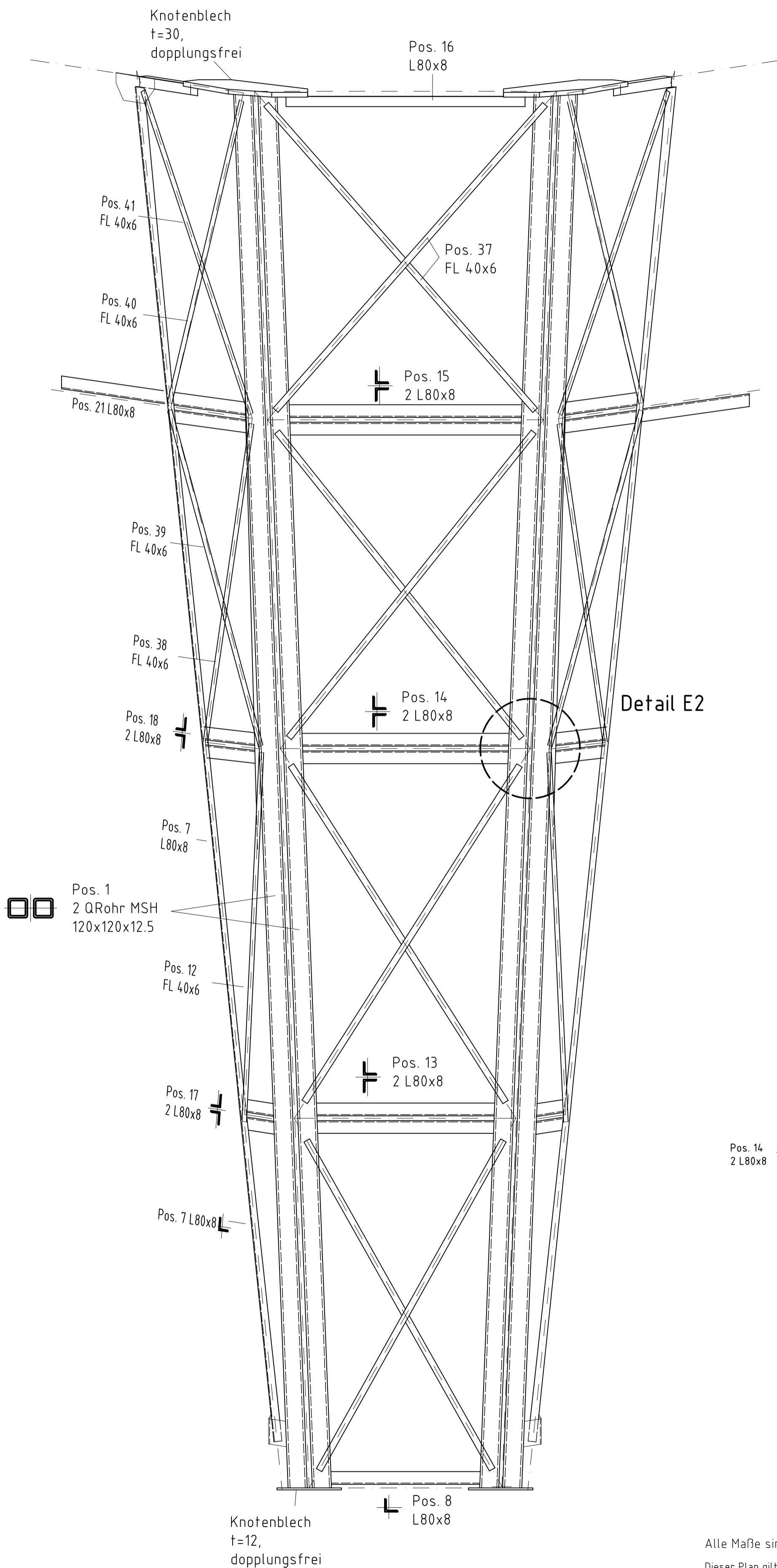
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer		
Planinhalt:	Datum: 09.07.01	
Montage Teil 1 - 1. Abschnitt	Maßstab:	1:20, 1:10
Ansichten, Details	Blaß-Nr.:	K 31

Alle Maße sind zu prüfen!
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen K1 - K6

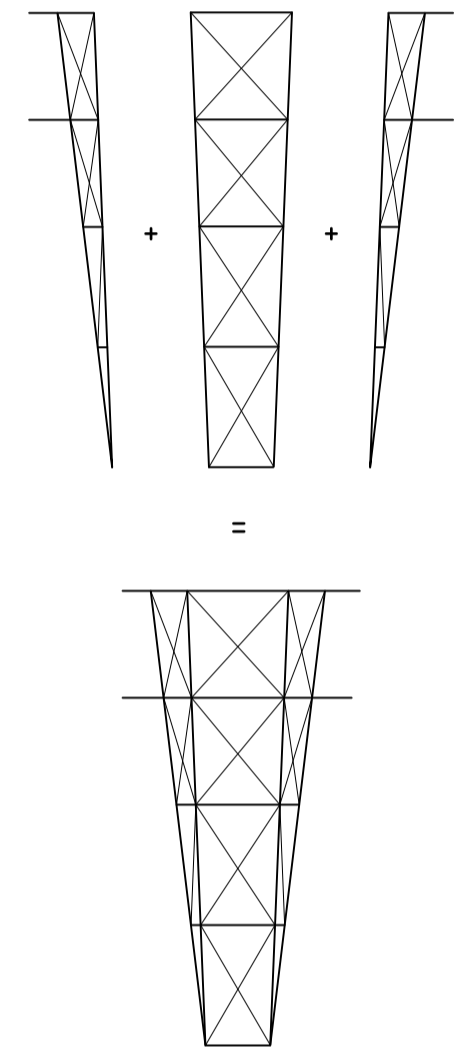
Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Montage Teil 1 - zweiter Schritt

fertig zusammengesetztes Teil für eine Ecke - Außenansicht M 1:20

alle vier Teile verbinden und
Montageaussteifung im Fußbereich anbringen



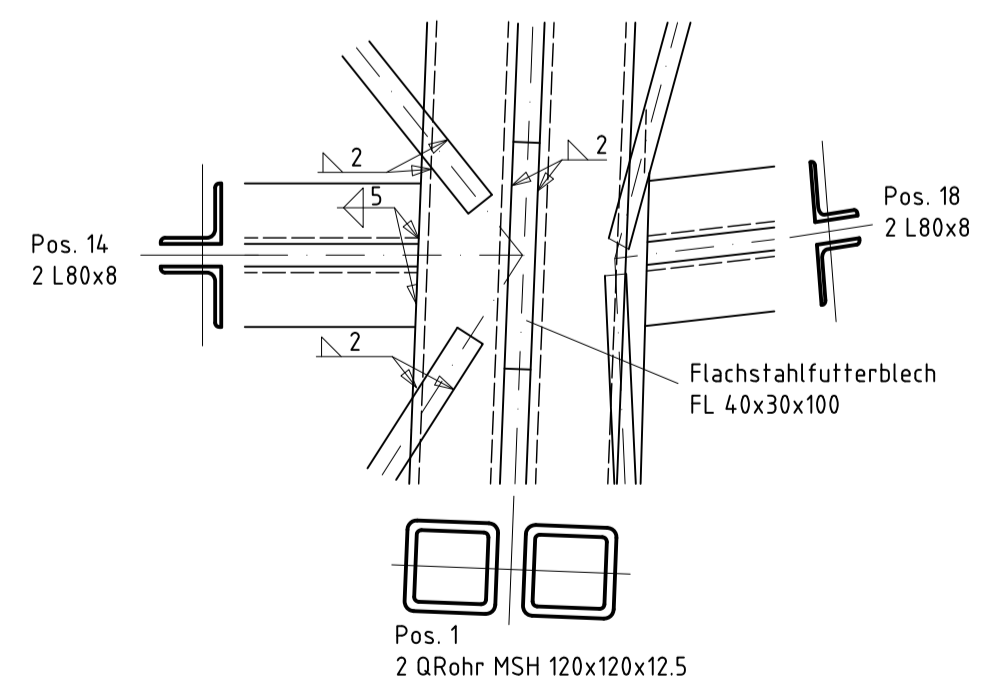
Übersichtsskizze s. Plan K1



Detail E2

Detail E2 M 1:10

typischer Knotenpunkt



Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt: Montage Teil 1 - 2. Abschnitt Datum: 09.07.01

Ansicht, Detail Maßstab: 1:20, 1:10

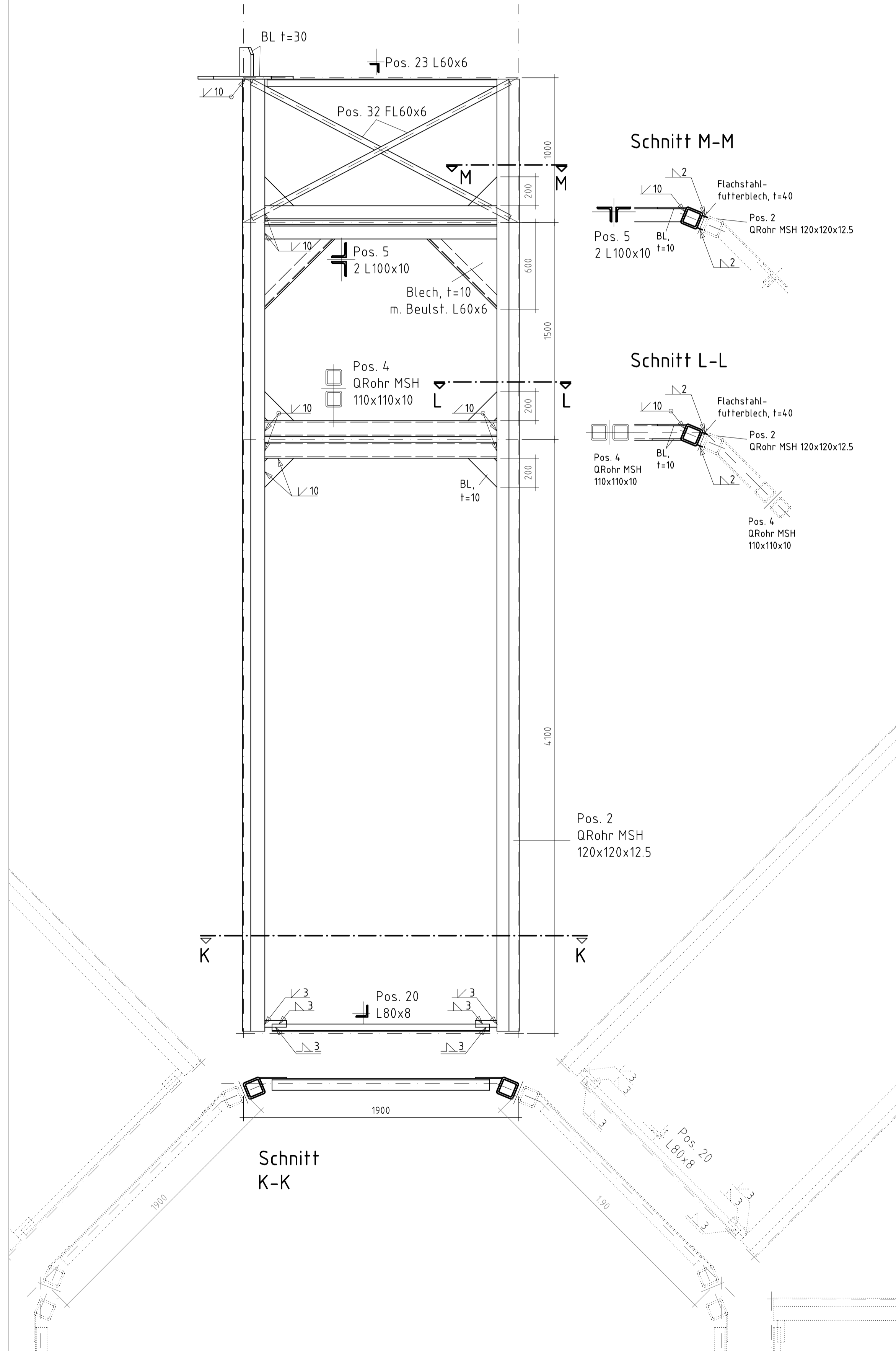
Blatt-Nr.: K 3.1

Alle Maße sind zu prüfen!

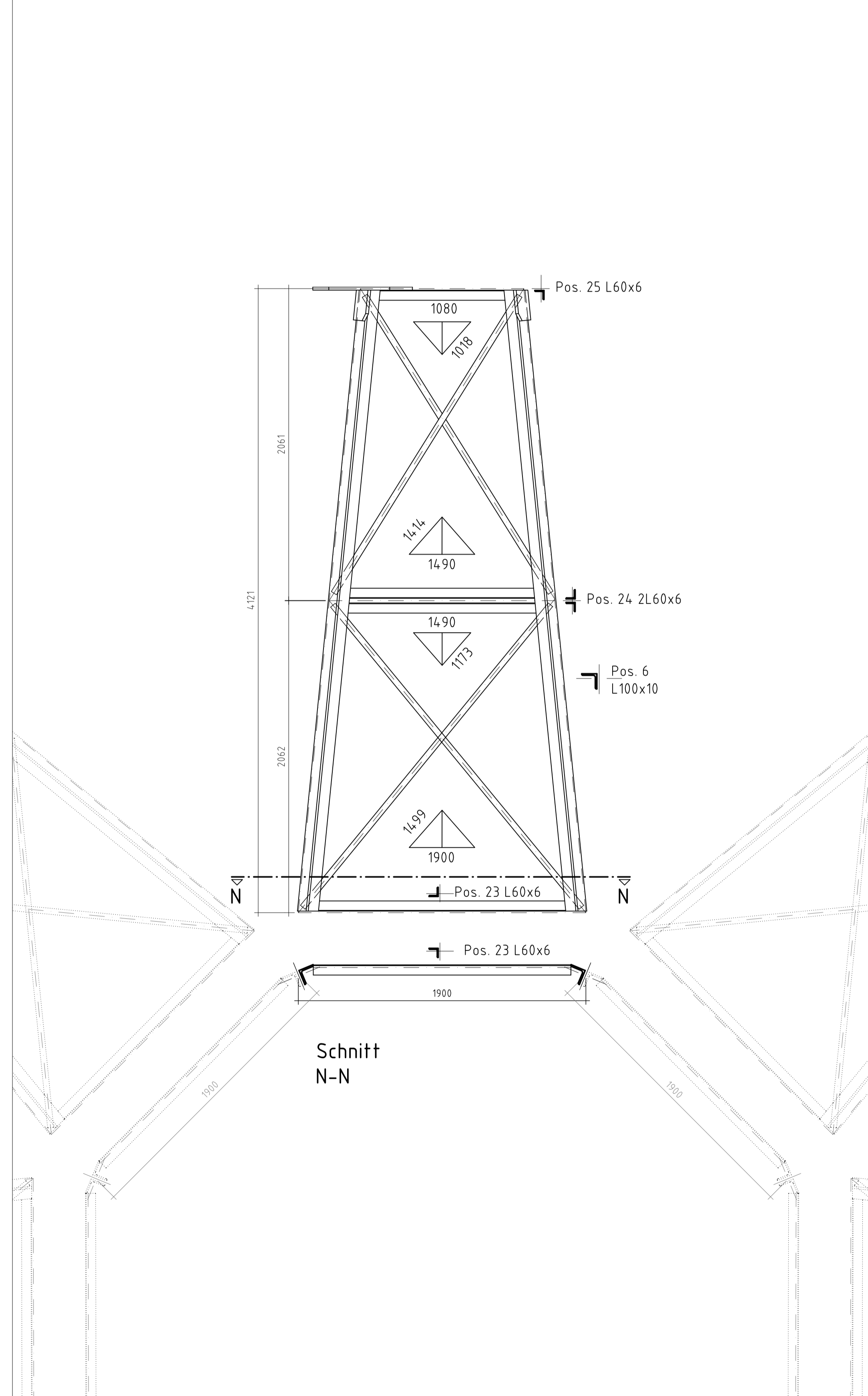
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit
den Plänen K1 - K6

Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Montageteil 2 - erster Schritt

1. Schuß:
8 gleiche Teile wie abgebildet vorfertigen, dann zusammensetzen zu achteckigem Prisma
anzuschließende Teile grau punktiert dargestellt
Verbindung siehe auch Detailschnitte K, L, M

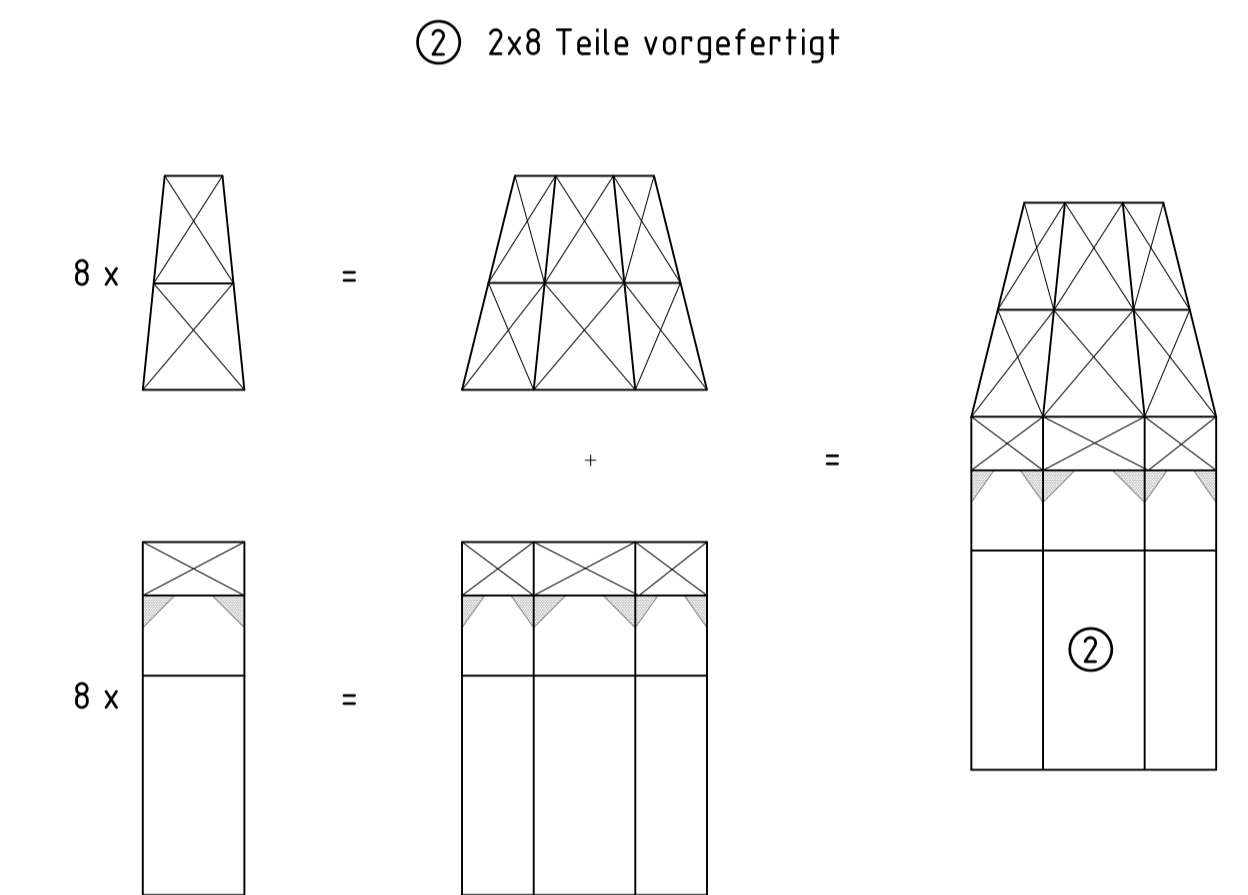


2. Schuß:
8 gleiche Teile vorfertigen, dann zusammensetzen zu achteckiger Pyramide
Darstellung der schrägen Vertikalstäbe mit Längen in wahrer Größe
anzuschließende Teile grau punktiert dargestellt
Verbindung siehe Schnitt N-N



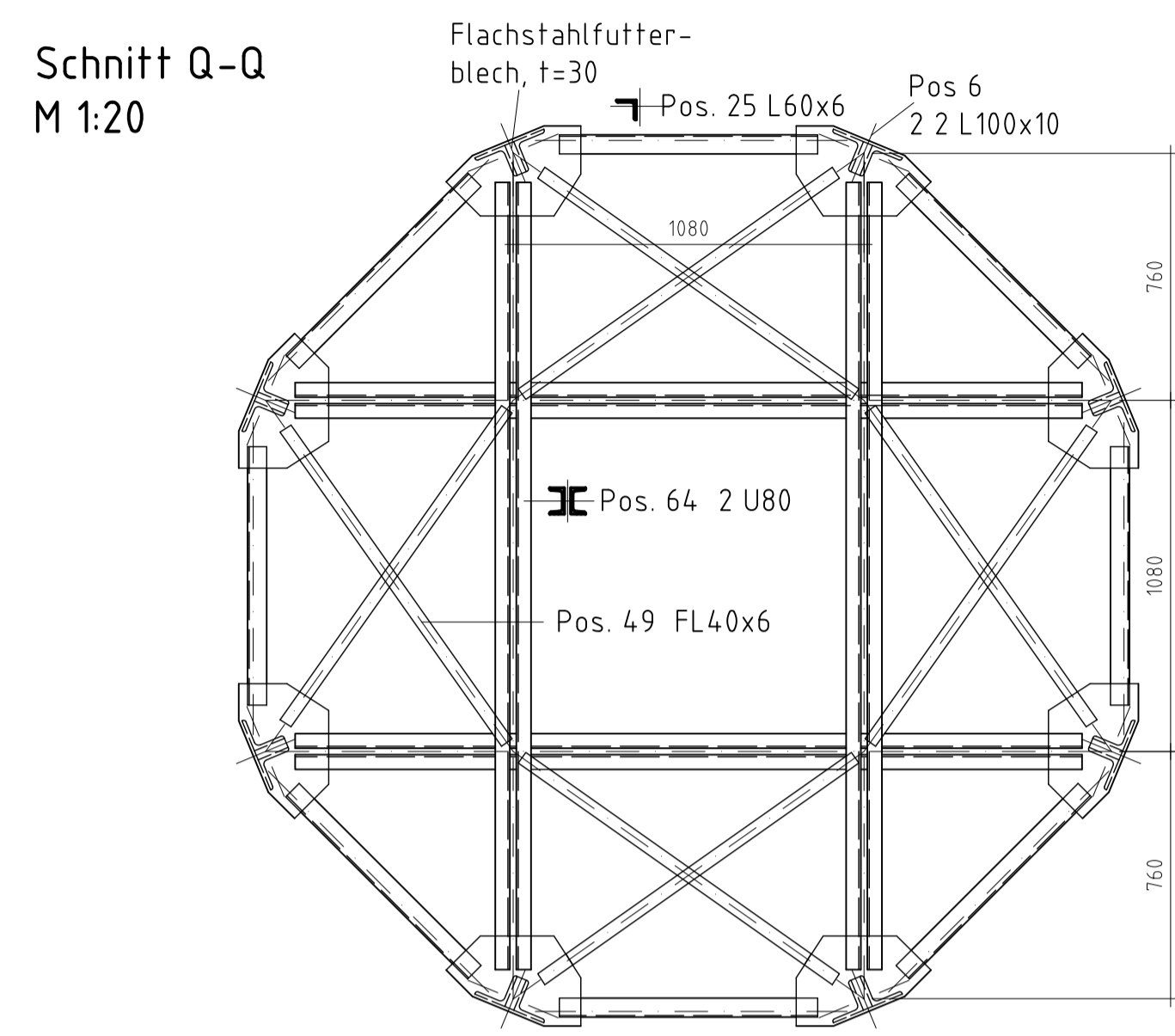
Innenansichten M 1:20

Übersichtsskizze nach Plan K1

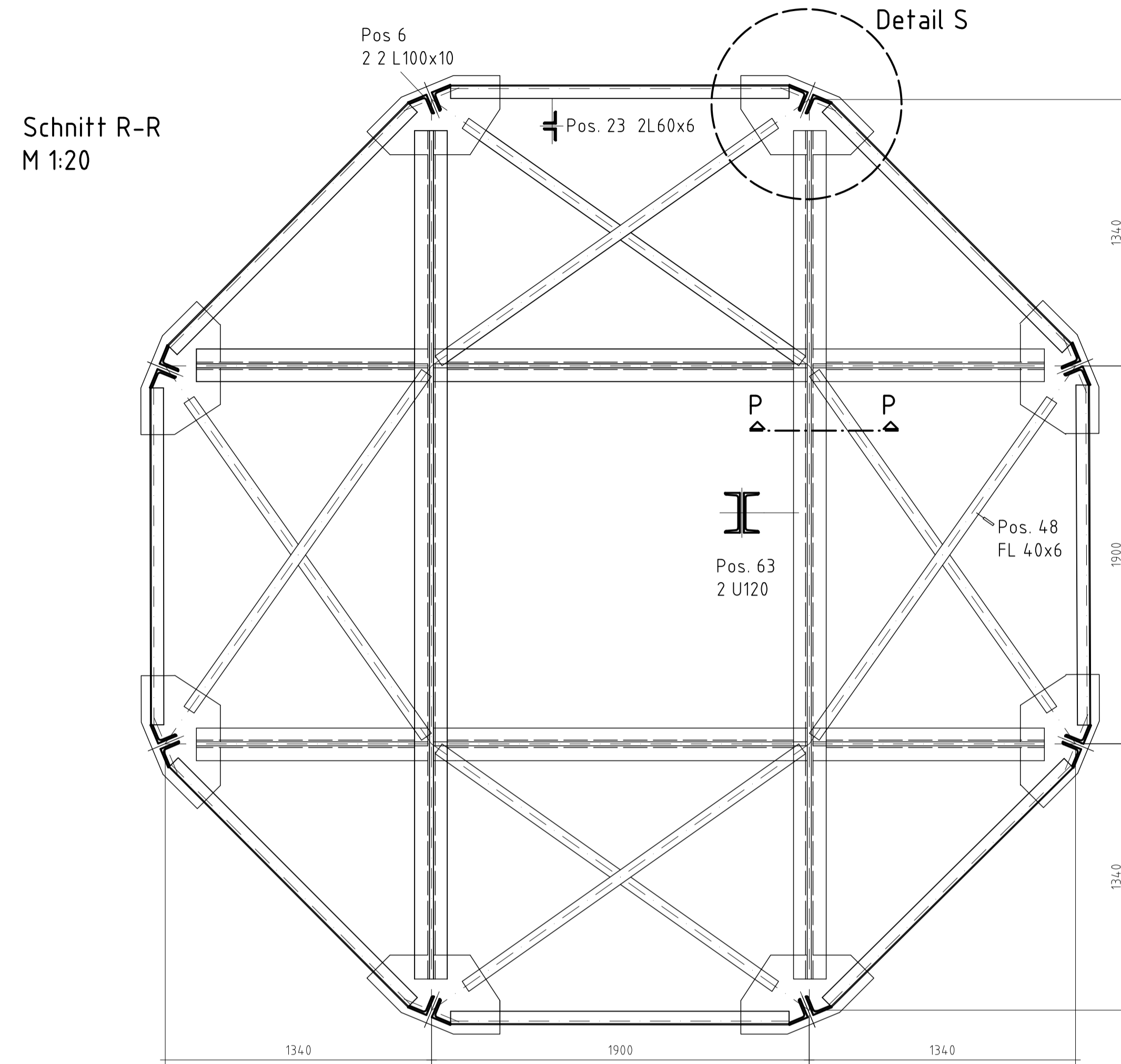


Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Montageteil 2 - fertiger Zustand

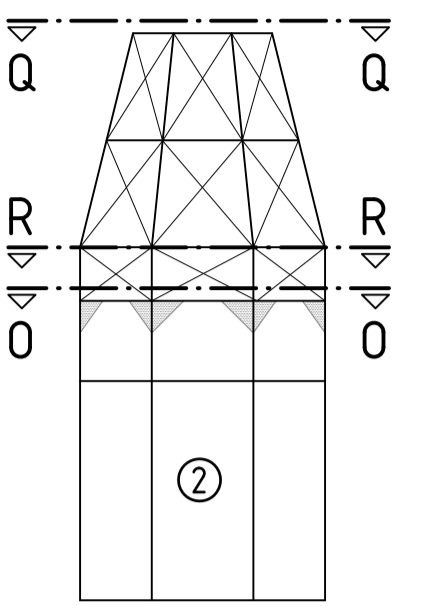
Horizontalaussteifung am oberen Abschluß des 2. Schusses



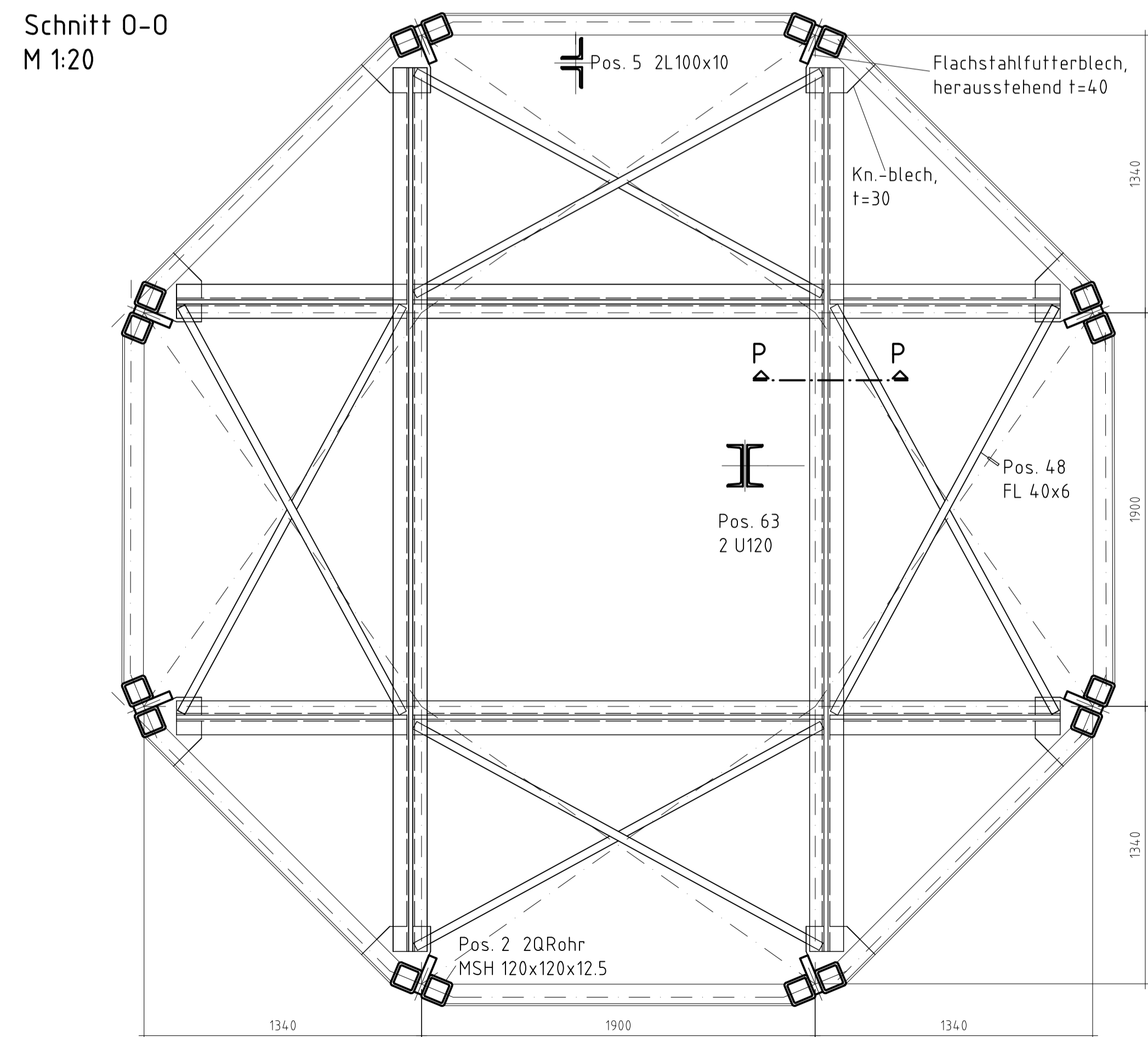
oberer Abschluß des 1.Schusses mit Trägerrost Zwischendecke und Anschluß des 2.Schusses



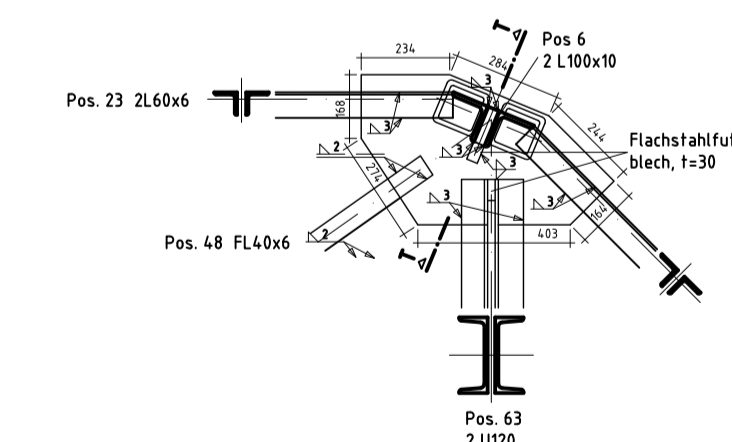
Übersichtsskizze nach Plan K1



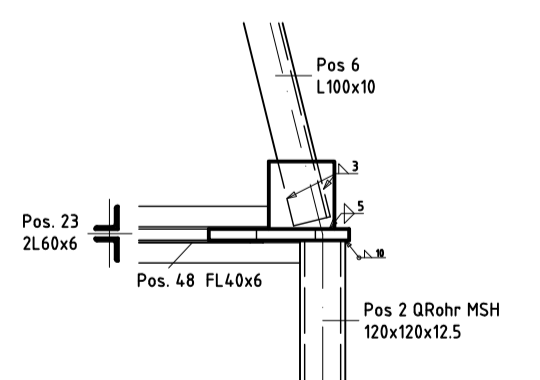
Horizontalaussteifung des 1. Schusses oberhalb der Galerie



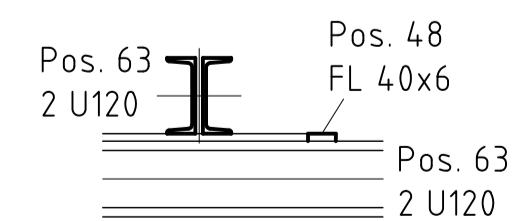
Detail S M 1:10



Schnitt T-T M 1:10



Schnitt P-P M 1:10



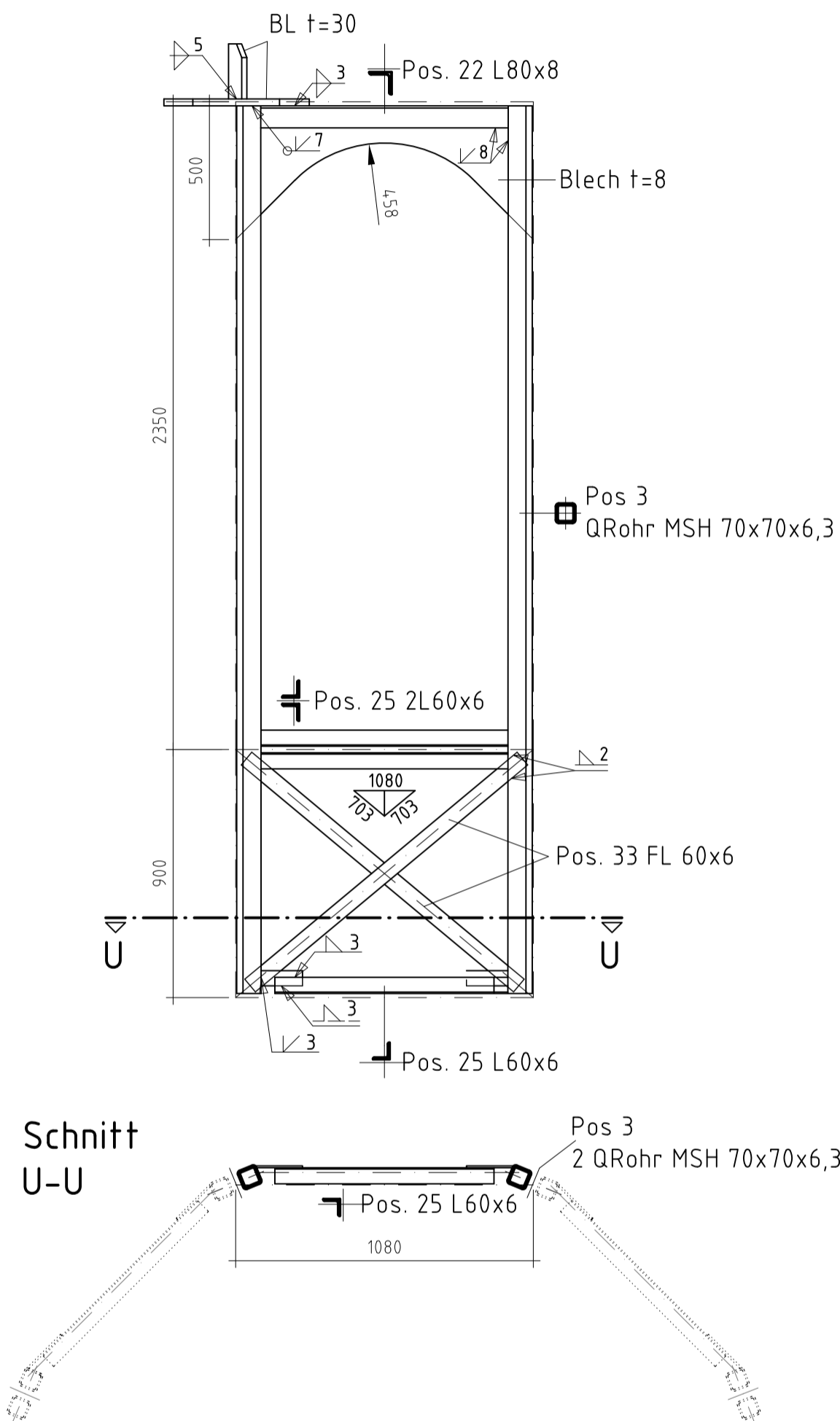
Alle Maße sind zu prüfen!
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen K1 - K6

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt: Montageteil 2 - Endmontage Grundrisse, Schnitte	Datum: 09.07.01 Maßstab: 1:20, 1:10 Blatt-Nr.: K 4.2

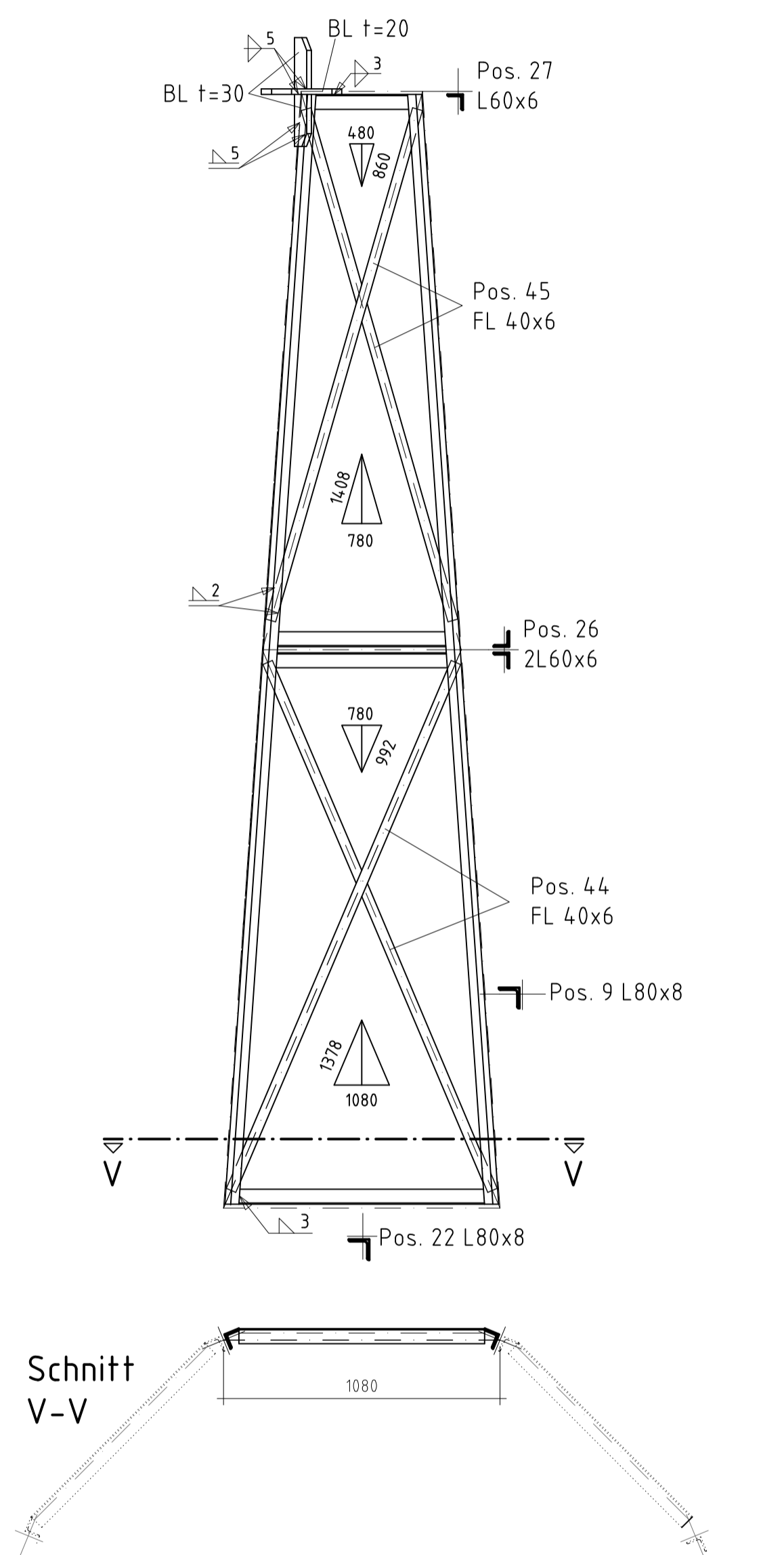
Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Montageteil 3 - erster Schritt

Innenansichten M 1:20

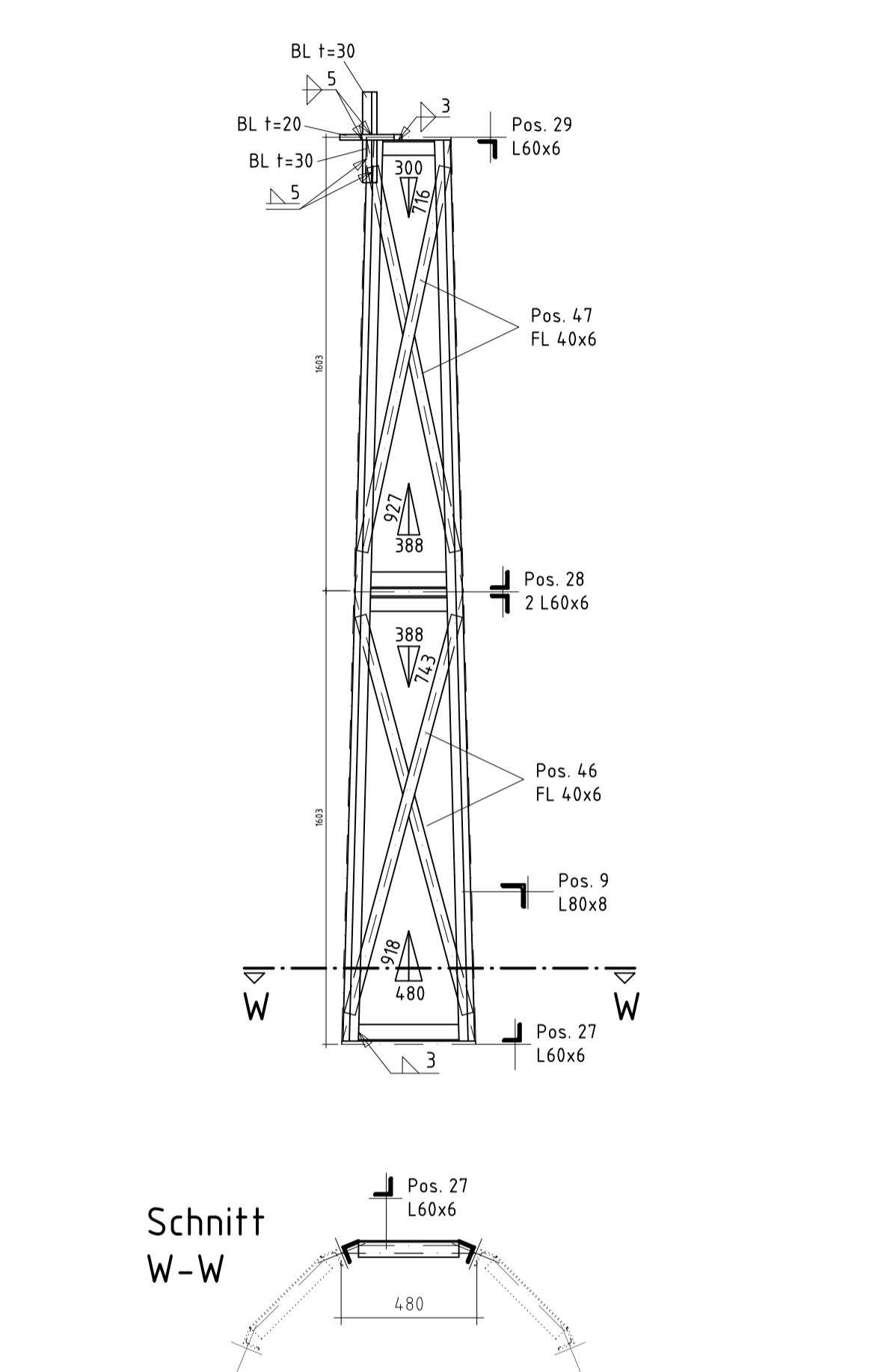
1. Schuß:
8 gleiche Teile wie abgebildet vorfertigen, dann zusammensetzen zu achteckigem Prisma anzuschließende Teile grau punktiert dargestellt



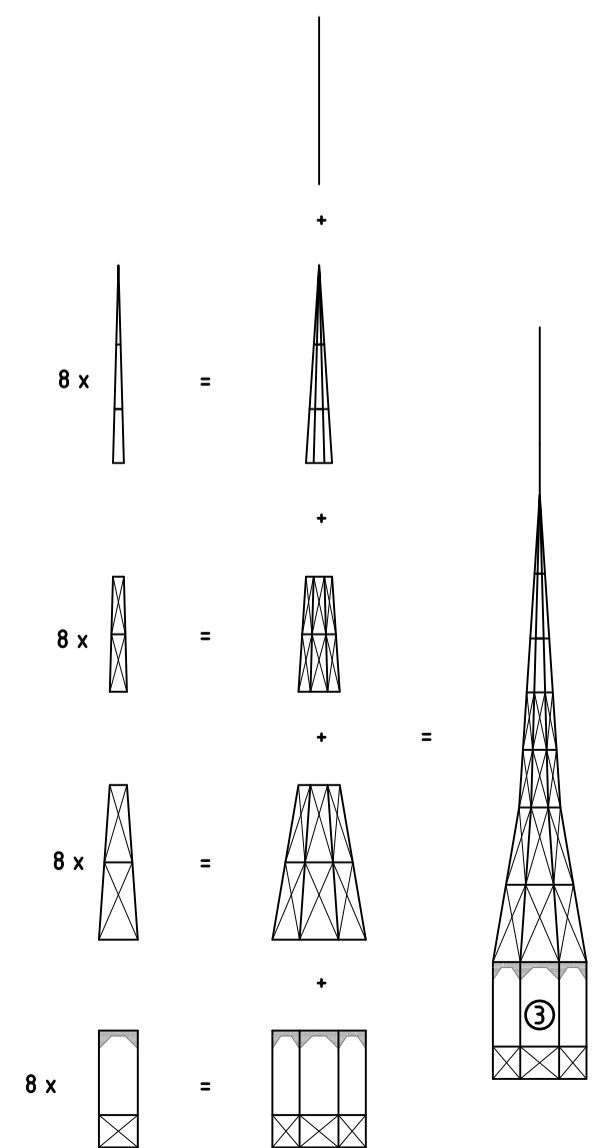
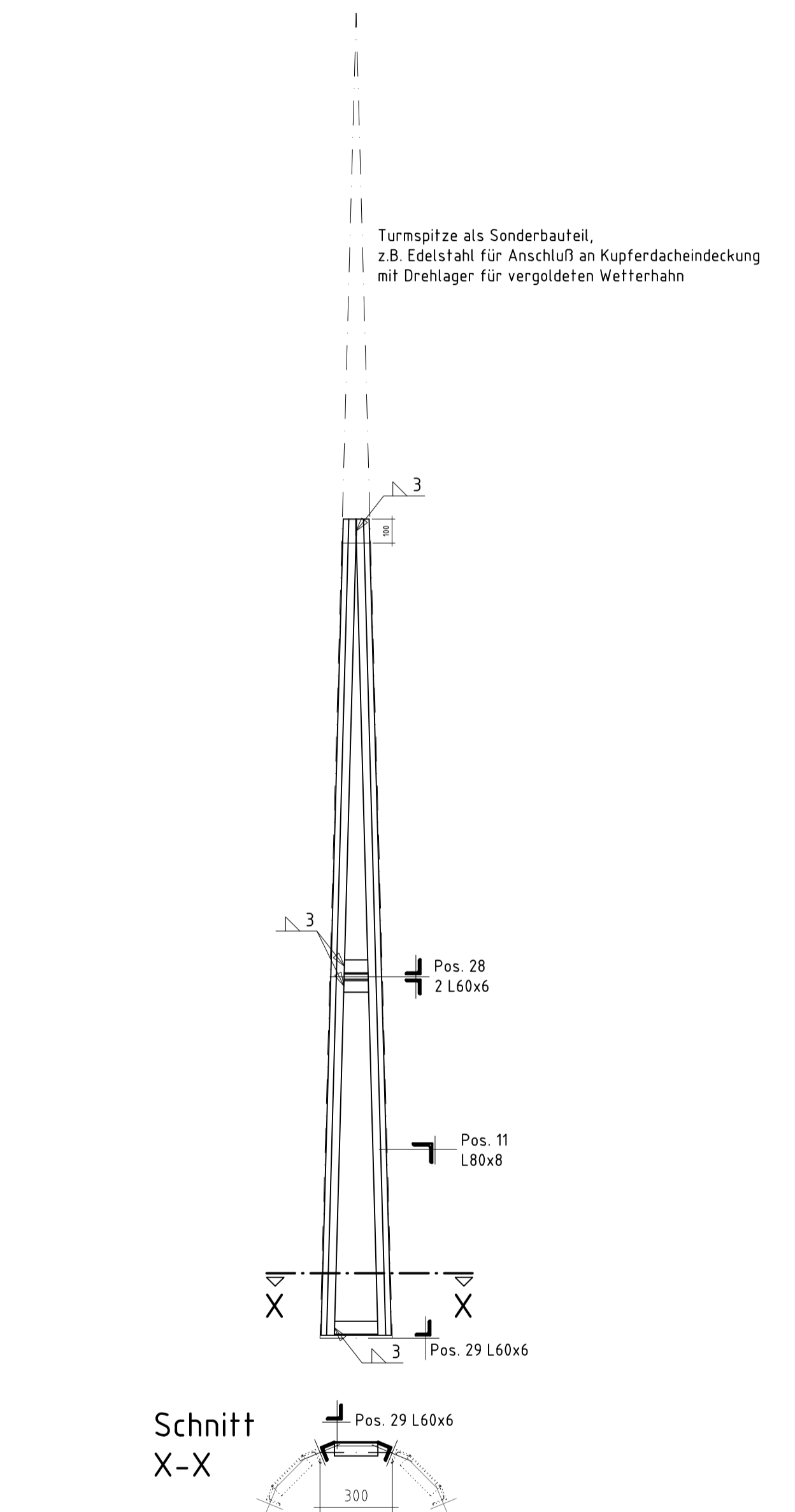
2. Schuß:
8 gleiche Teile wie abgebildet vorfertigen, dann zusammensetzen zu achteckiger Pyramide anzuschließende Teile grau punktiert dargestellt



3. Schuß:
8 gleiche Teile wie abgebildet vorfertigen, dann zusammensetzen zu achteckiger Pyramide anzuschließende Teile grau punktiert dargestellt



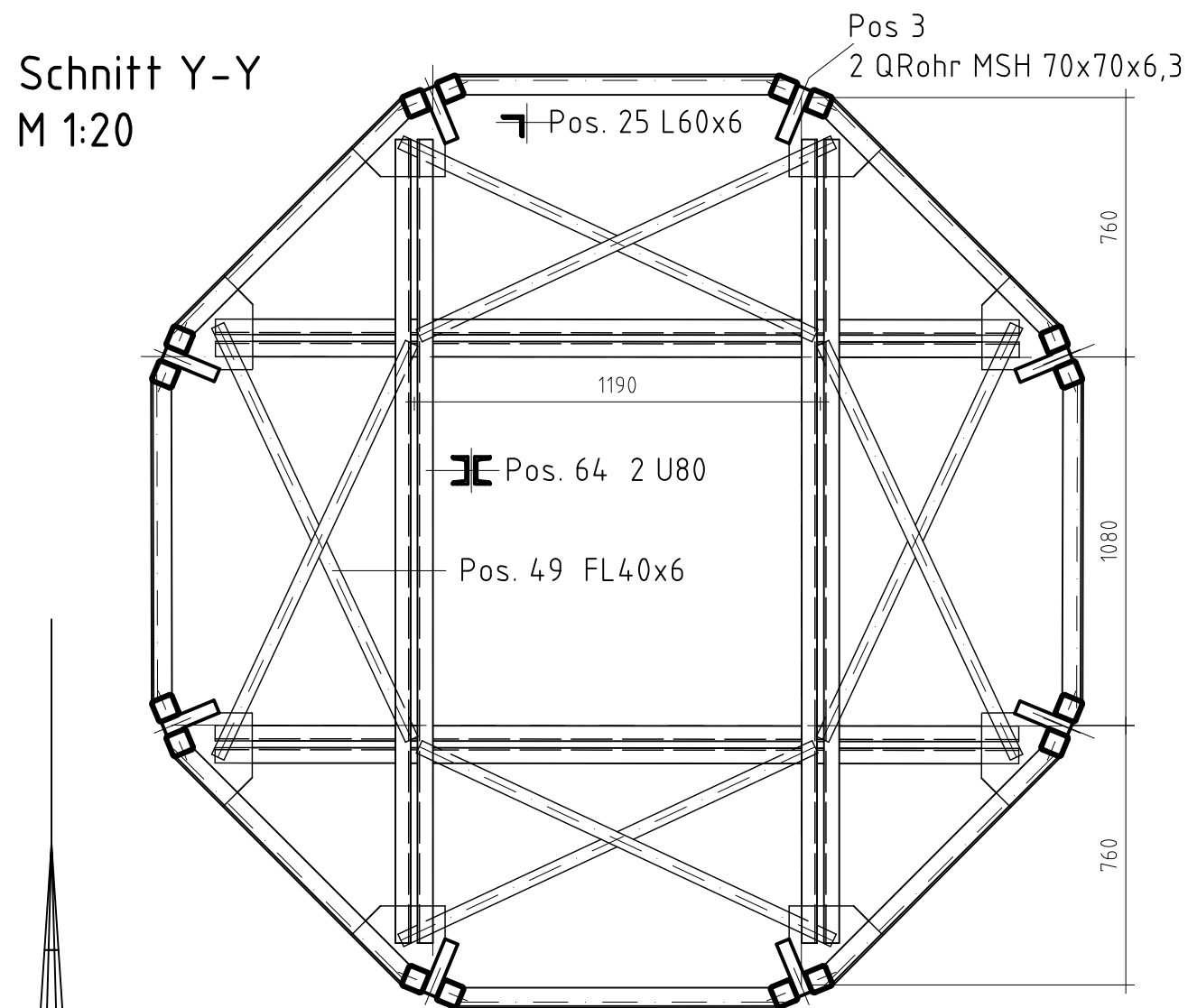
4. Schuß:
8 gleiche Teile wie abgebildet vorfertigen, dann zusammensetzen zu achteckiger Pyramide hierbei ist die Spitze mit anzuschließen anzuschließende Teile grau punktiert dargestellt



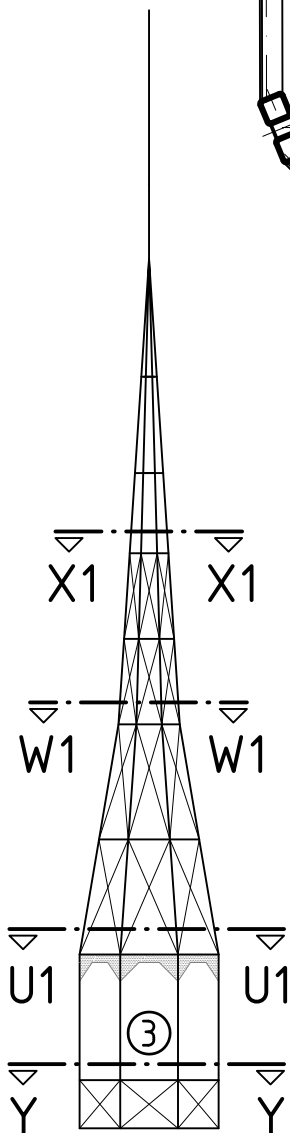
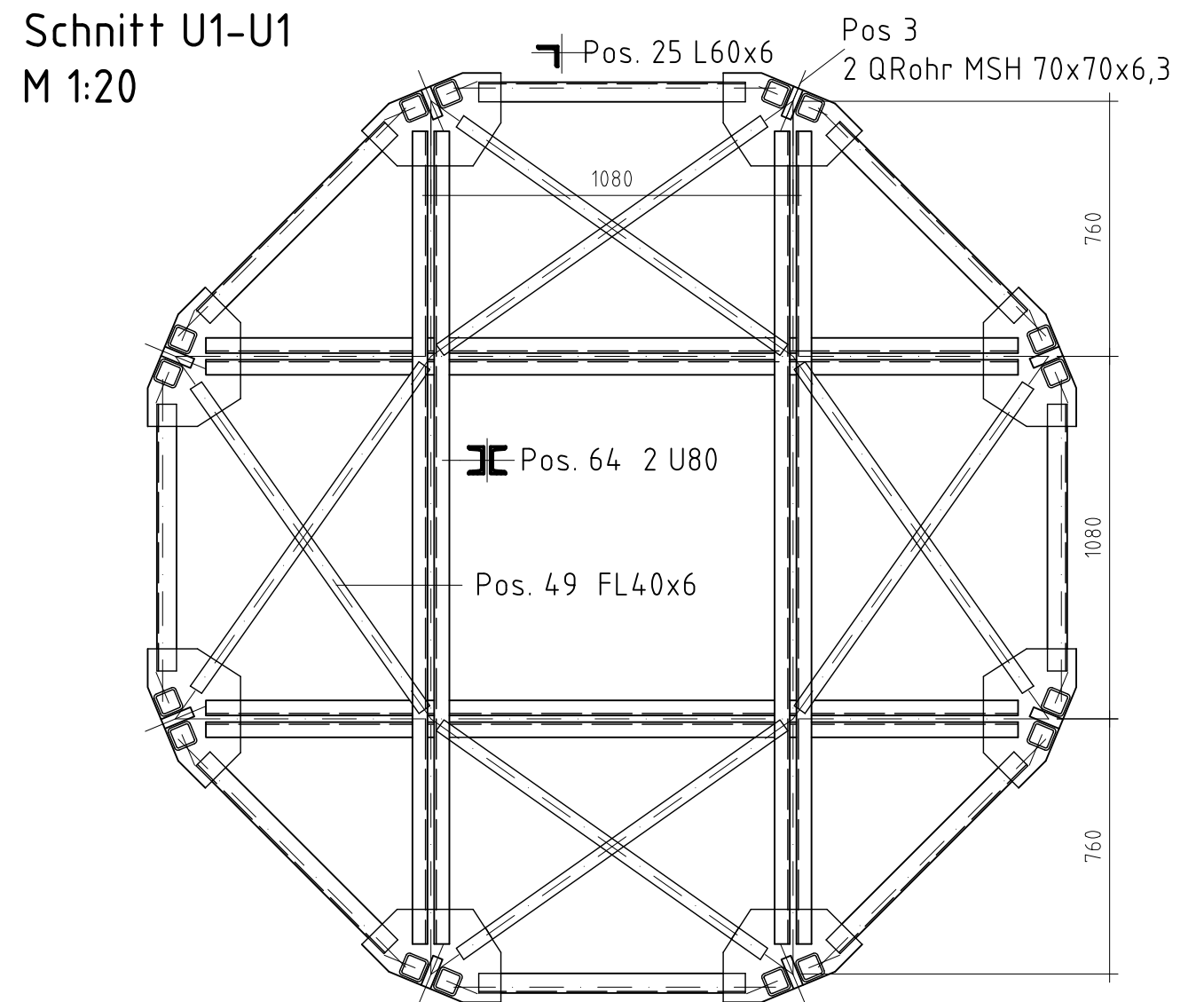
Übersichtsskizze nach Plan K1

Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Montageteil 3 - fertiger Zustand

Horizontalaussteifung des 1. Schusses in Höhe Galerieboden



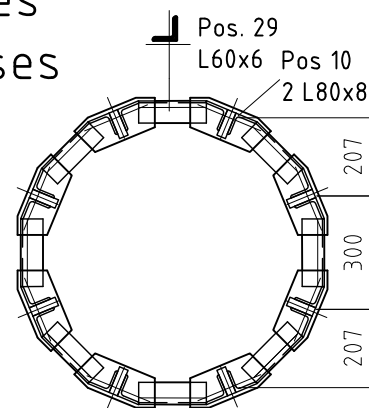
Horizontalaussteifung am oberen Abschluß des 1. Schusses



Übersichts-
skizze
nach
Plan K1

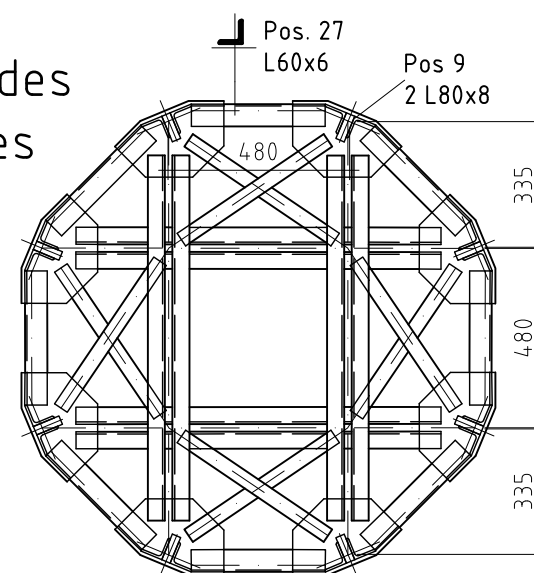
oberer Ab-
schluß des
3. Schusses

Schnitt
X1-X1



Horizontalaussteifung
am oberen
Abschluß des
2. Schusses

Schnitt
W1-W1

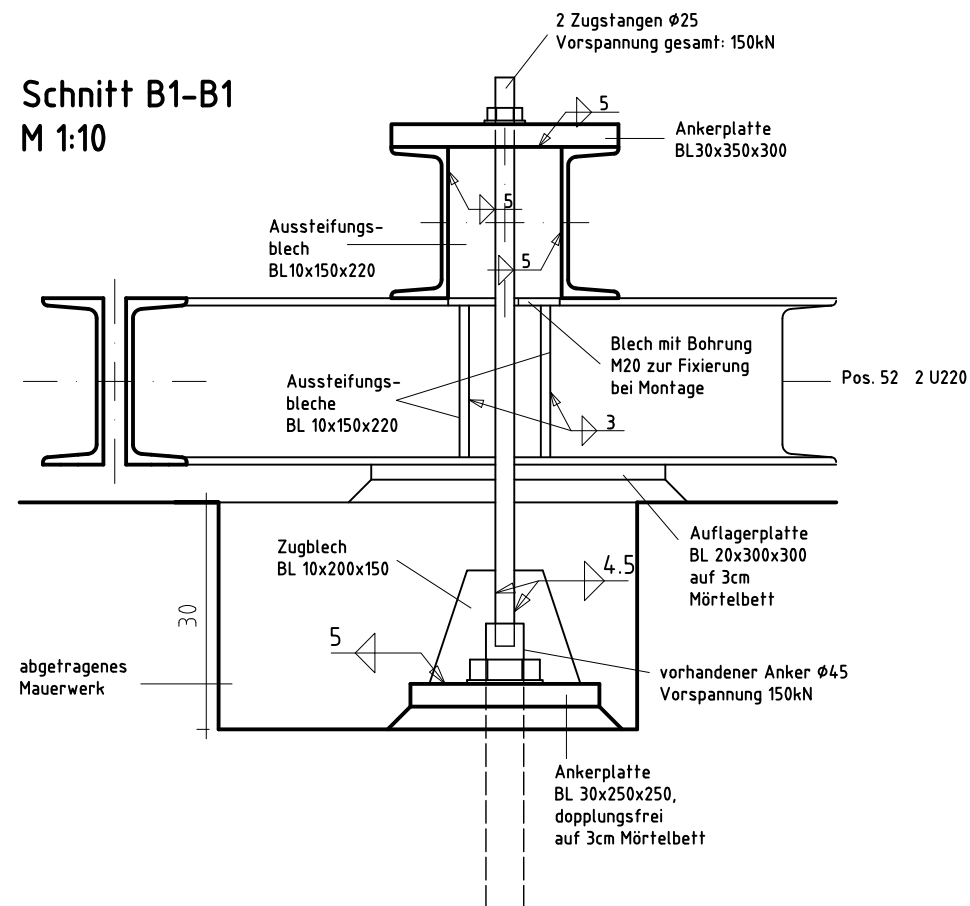
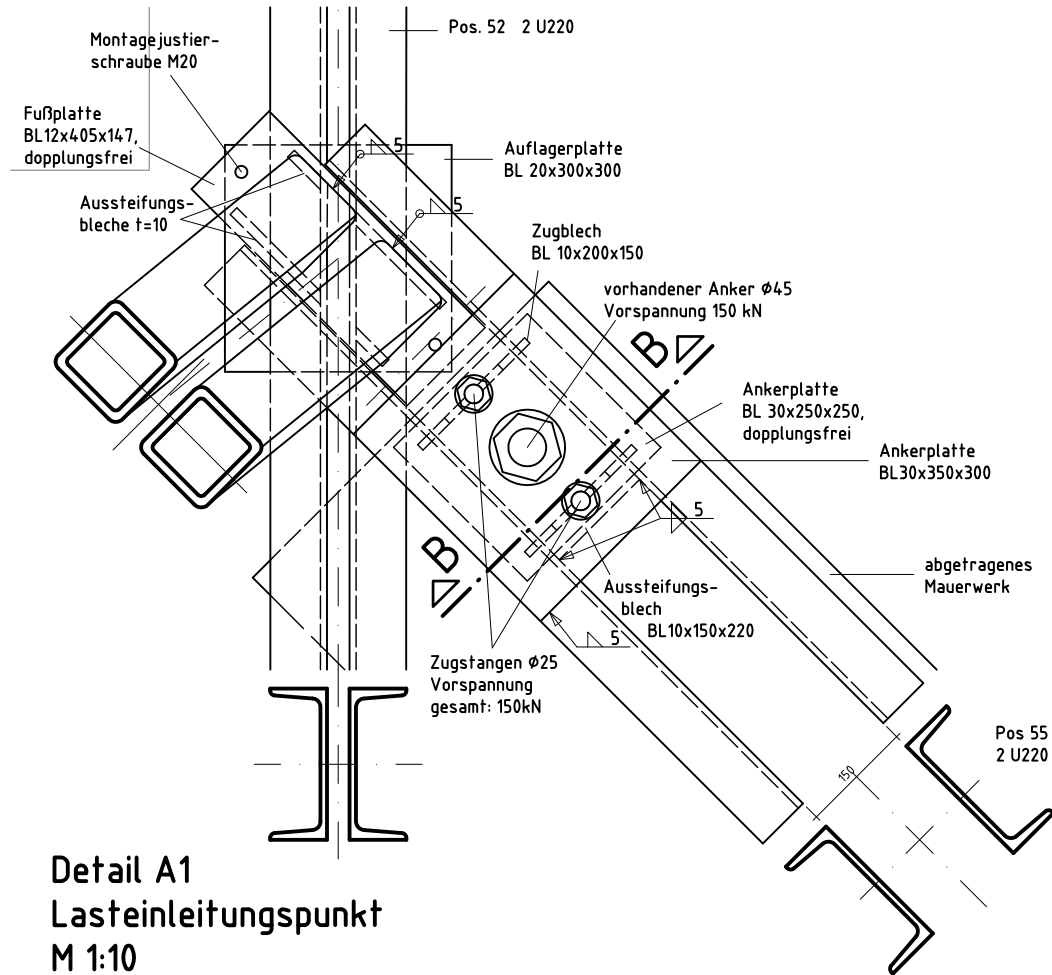


Alle Maße sind zu prüfen!

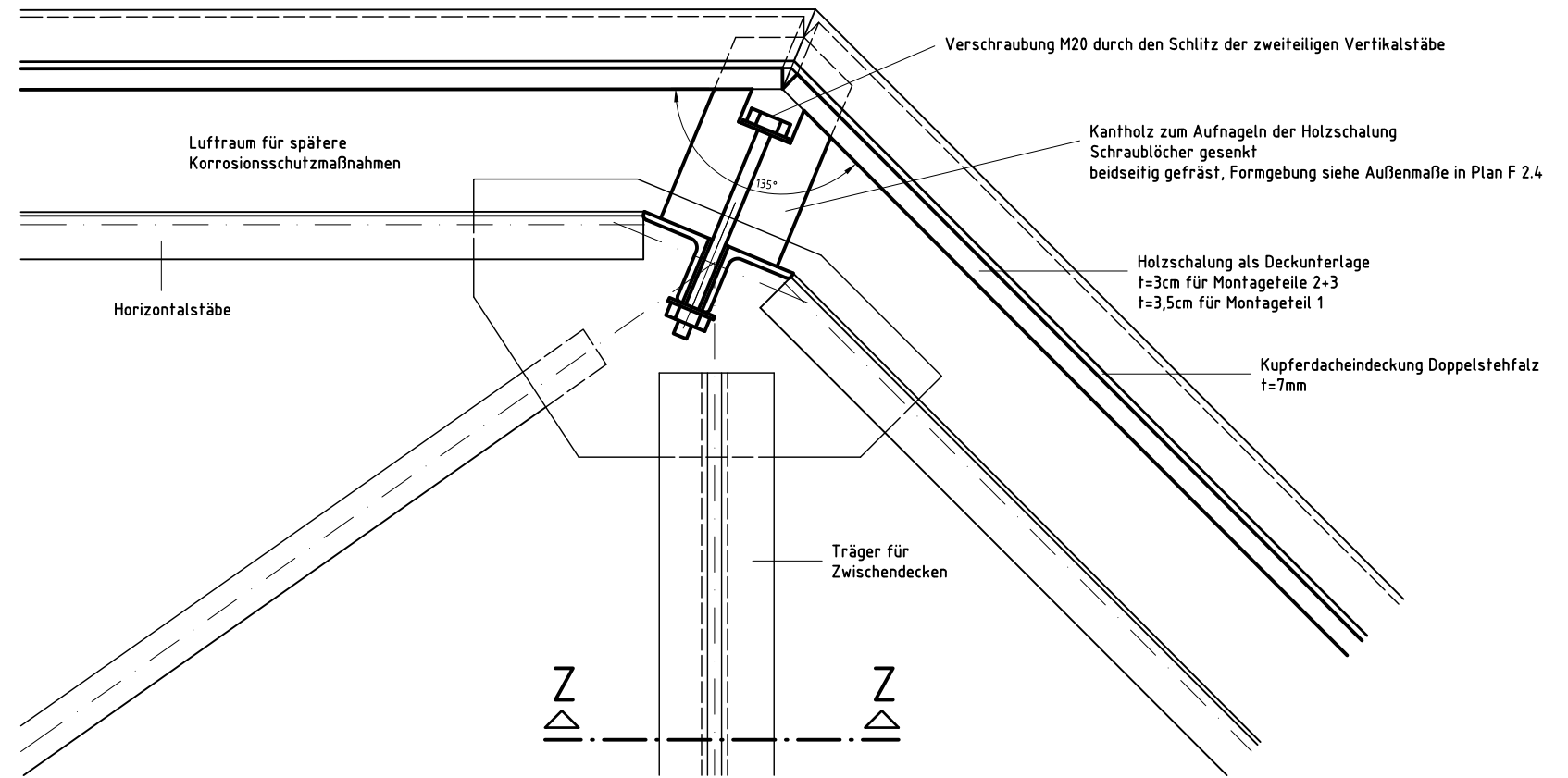
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen K1 - K6

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer	
Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Montageteil 3 - Endmontage	Maßstab: 1:20, 1:10
Grundrisse, Schnitte	Blatt-Nr.: K 5.2

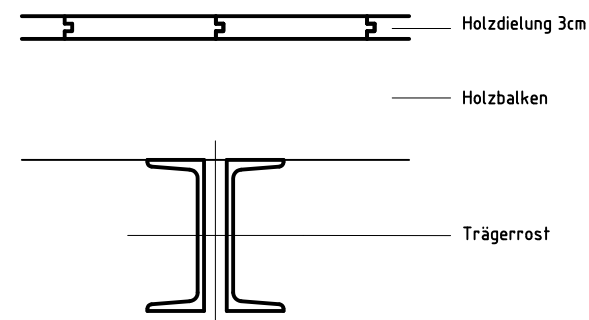
Stahlkonstruktion Hauptturm Lukaskirche - Detailausbildungen



Regelausführungen Befestigung der Dacheindeckung Schnitt S1-S1 M 1:10



Regelausführung Zwischendecken Schnitt Z-Z M 1:10



Alle Maße sind zu prüfen!

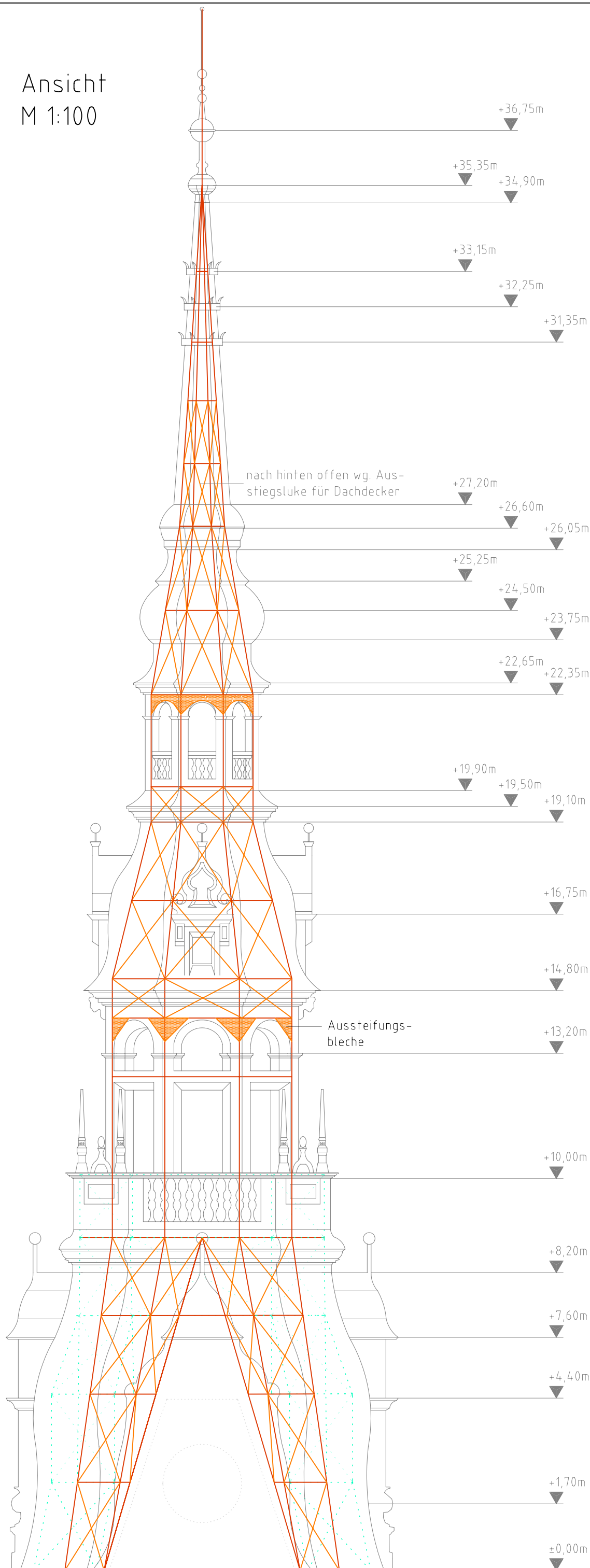
Dieser Plan gilt nur im Zusammenhang mit den Plänen K1 - K5.2

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:	Datum: 09.07.01
Montage teil 3 - Endmontage	Maßstab: 1:20, 1:10
Grundrisse, Schnitte	Blatt-Nr.: K 6

Ansicht
M 1:100

Einpassung des statischen Systems in die Außenmaße der Helmgeometrie



LEGENDE

Haupttragfunktion - Turmaußenskelett

- Horizontal- und Vertikalstäbe
- Diagonalstäbe

Nebentragfkt. Kupferverkleidung

- Geländer der Turmgalerie und Zusatzkonstruktion für die Formgebung der Außenhaut

Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:

Tragkonstruktion Hauptturm

Einpassung Statisches System in die Außenmaße - Ansicht

Datum: 18.07.01

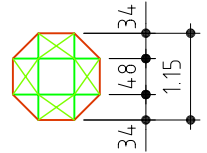
Maßstab:

1:100

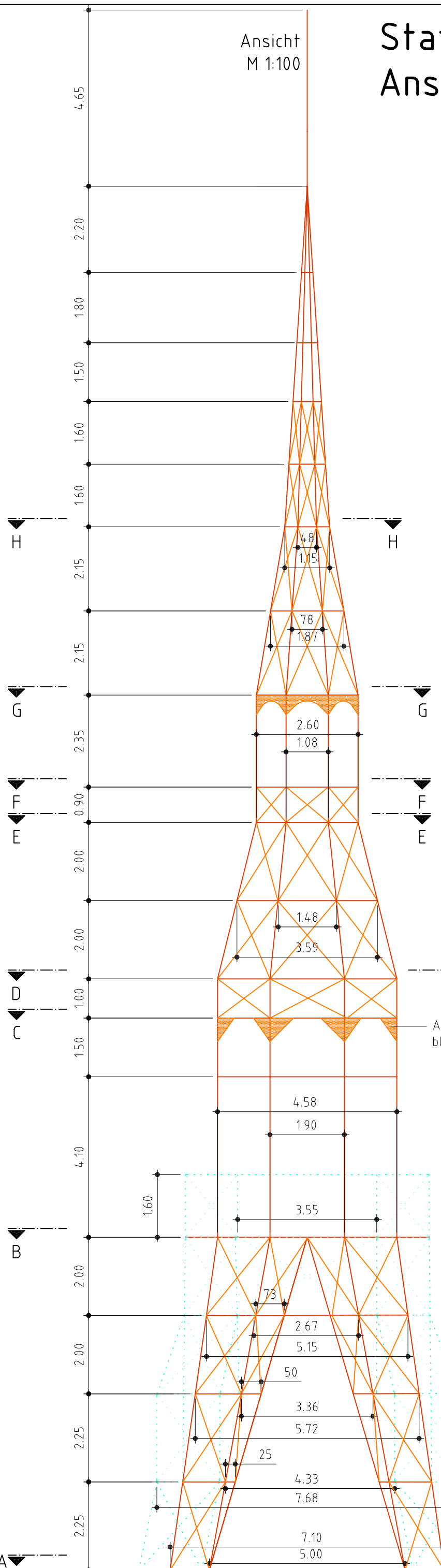
Blatt-Nr.: S 1

Statisches System Ansicht + Schnitte

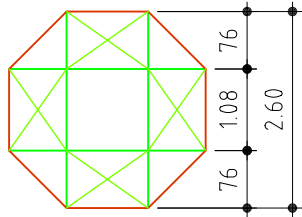
Schnitt H-H M 1:100



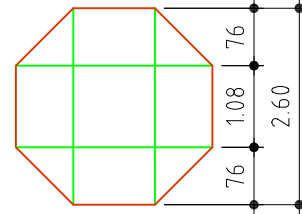
Ansicht M 1:100



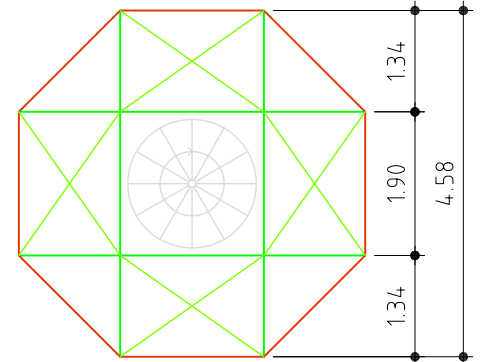
Schnitt E-E und Schnitt G-G M 1:100



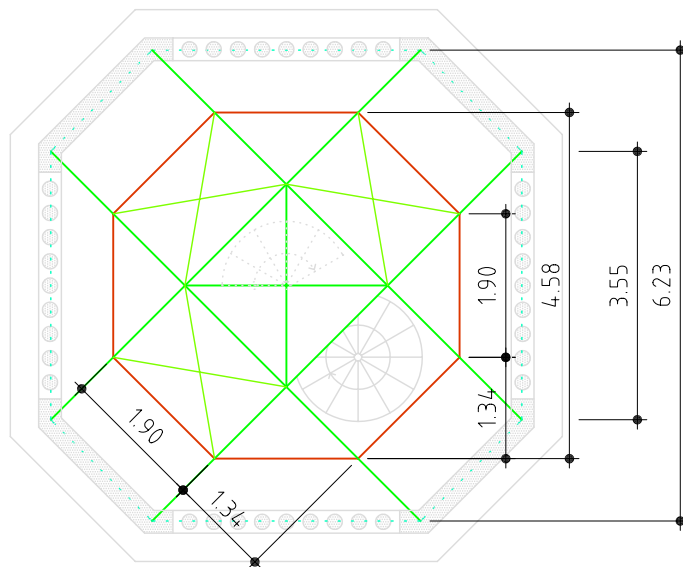
Schnitt F-F M 1:100



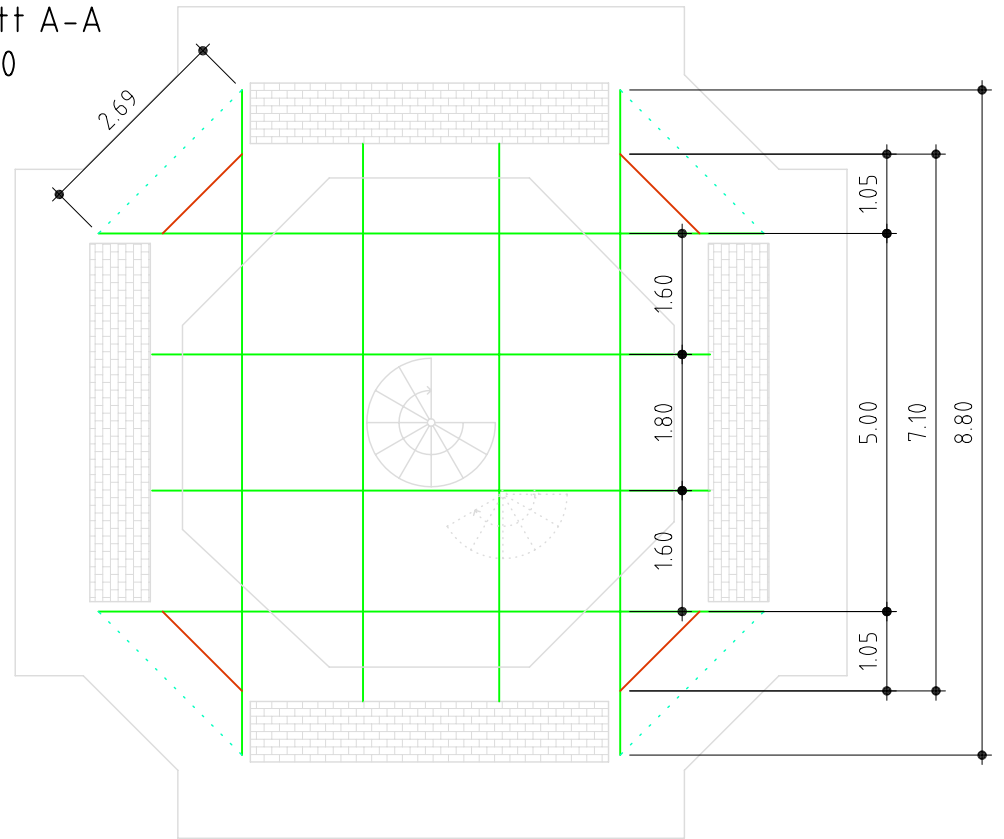
Schnitt C-C und Schnitt D-D M 1:100



Schnitt B-B M 1:100



Schnitt A-A M 1:100



Aussteifungsbleche

LEGENDE

Haupttragfunktion - Turmaußenskelett

- Horizontal- und Vertikalstäbe
- Diagonale

Nebentragfkt. - Horizontalaussteifungen

- Trägerroste
- Diagonalen

— Geländer der Turmgalerie und Zusatzkonstruktion für die Formgebung der Außenhaut

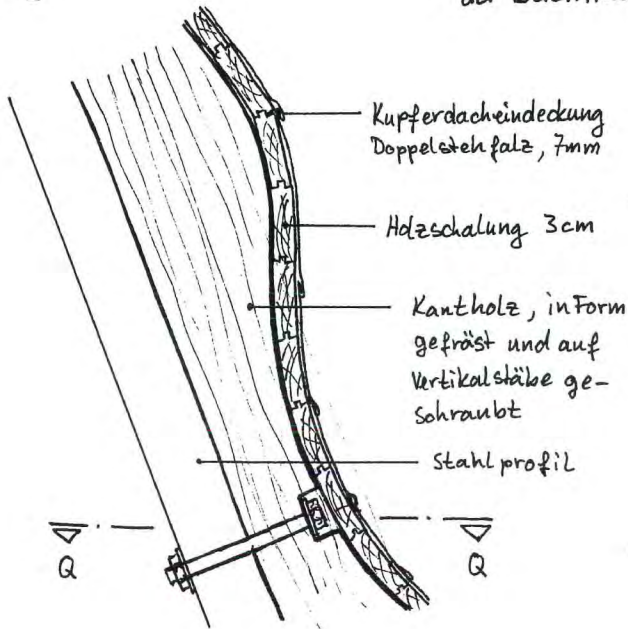
Diplomarbeit Türme der Lukaskirche Regine Beyer

Planinhalt:
Tragkonstruktion Hauptturm
Statisches System - Ansicht und
Schnitte

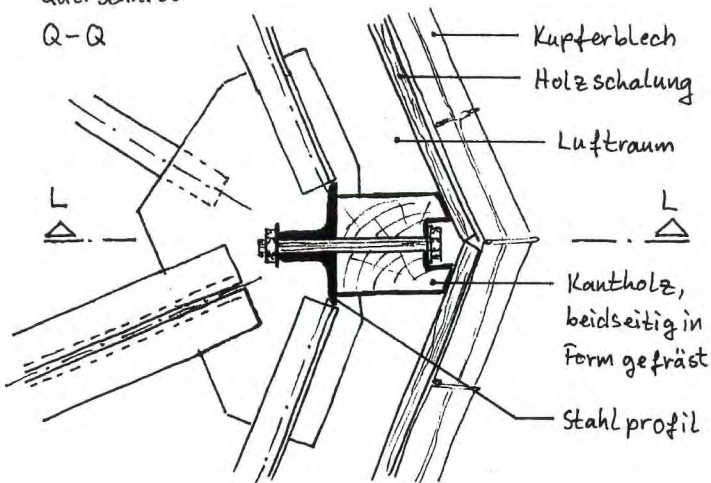
Datum: 18.07.01
Maßstab: 1:100
Blatt-Nr.: S 2

Längsschnitt
L-L

Detail Formgebung
der Dachhaut



Querschnitt
Q-Q



Projekt: Lukaskirche - Hauptturm Stahlträgergerüst des Hauptturmhelmes	Position: Stahlskelett - Endzustand	Seite: 1 05.08.2001
--	--	----------------------------

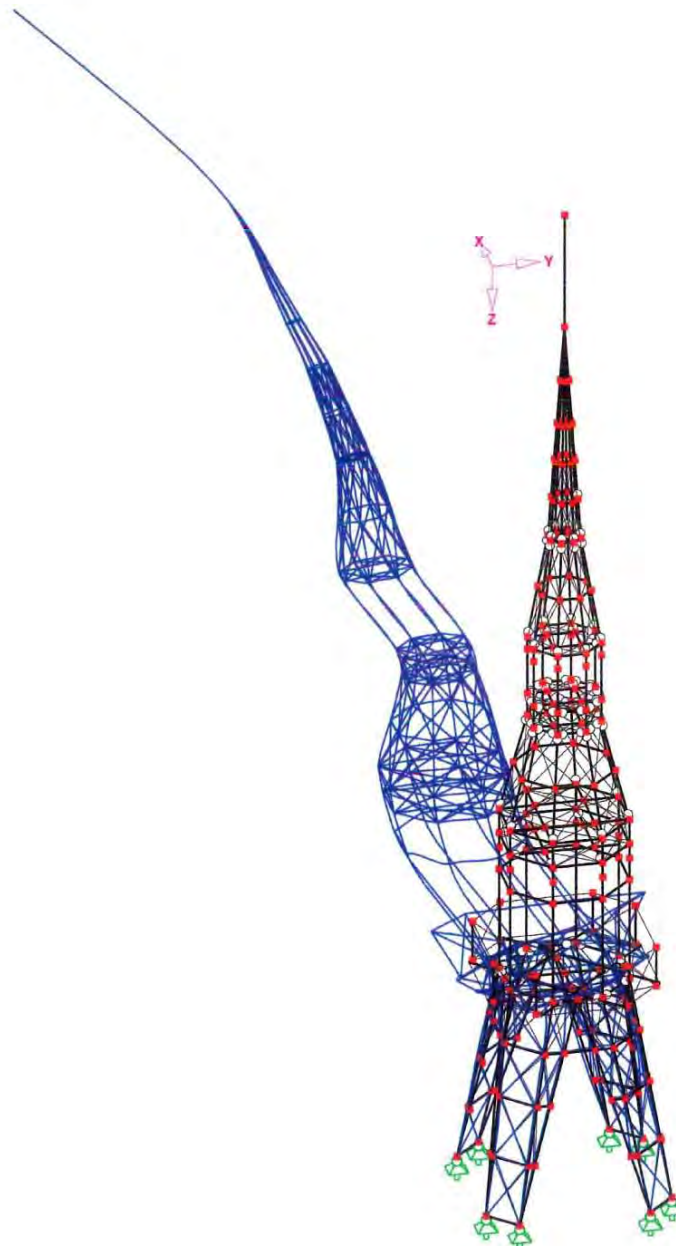
EIGENFREQUENZEN - INHALT

Eigenfrequenzen - Inhalt	1
Grafik - DYNAMISCHE ANALYSE - 1. Eigenform	1
DYNAM1 - Dynamische Analyse	
·Basisangaben	2
·Knoten-Zusatzmassen	2
·Ergebnisse	2
·Eigenwerte und Eigenfrequenzen	2

DYNAMISCHE ANALYSE - 1. EIGENFORM

DYNAM1 - Dynamische Analyse
 Eigenform Nr.: 1

Isometrie



Kreisfrequenz: 14.518 [1/sec]

Anforderungen an nichtselbsttragende Metalldachdeckungen¹

- Verträglichkeit von Kupfer mit Kupfer, Blei, nichtrostendem Stahl ist gegeben; bei anderen Metallen Kontaktkorrosion bzw. Korrosion in Fließrichtung des Wassers
- Mindestdicken Kupfer für

- Rinnen, halbrund:	Nenngr. 200-333 mm	0,6 mm
bzw. kastenförmig	Nenngr. 400-500 mm	0,7 mm
- Rohre, kreisförmig:	Nenngr. 60-100 mm	0,6 mm
	Nenngr. 120-150 mm	0,7 mm
- Kehlen:		0,7 mm
- Dachrandabschlüsse auf Unterkonstr.:		0,6 mm
- Dachanschlüsse:		0,7 mm
- Einfassungen:		0,7 mm
- Hohldeckungen:		0,7 mm
- Werkstoffe für Deckunterlagen
 - Holz & Holzwerkstoffe: Ist-Dicke bei Ausführung ≥ 24 mm
Erhöhung der Nennstärke auf 30 mm bei stark windsoggefährdeten Gebäudeteilen (Ausgleich bei Befestigungsmittel)
 - Berechnung der Mindestdicke hinsichtlich Sparrenabständen ist den „Hinweisen der Holz- und Holzwerkstoffe“² zu entnehmen
 - Breite der Bretter und Bohlen: 100... 160 mm; bei gekräumten Dachflächen auch schmaler
 - nichtbrennbare Deckunterlagen nur bei erhöhten Brandschutzanforderungen
- Dehnungsausgleich (Schneckennähte) zur Aufnahme temperaturbedingter Längenänderungen
Ausdehnungskoeffizient Kupfer: $\alpha_T = 0,017 \frac{\text{mm}}{\text{m} \cdot \text{K}}$
- indirekte Befestigung ermöglicht zwängungsfreie Temperaturdehnungen
- Trennschicht zw. Holzschalung und Metalldachdeckung

¹ Zentralverband des Deutschen Dachdeckerhandwerks: Regel für Metallarbeiten im Dachdeckerhandwerk. Entwurf: Ausgabe Juni 1997 in [Dachdeck 1997]

² in [Dachdeck 1997]

Anforderungen an Deckunterlagen aus Holz und Holzwerkstoffen³

- ≥ 2 Drahtstifte oder gleichwertige Befestigungsmittel pro Brett auf jedem Sparren
- Bretter $> 20\text{cm}$ Breite zu befestigen mit ≥ 3 Drahtstiften je Sparren
- Bei Verhältnis lichte Weite L_w zu Schalungsdicke d größer als 30 Verbindung der Bretter mittels Nut und Feder bzw. Schalungsdicke erhöhen (gilt für Dachdeckungen nichtmetallisch)
- bei Dachabdeckungen grundsätzlich Nut- und Feder verwenden

³ Zentralverband des Deutschen Dachdeckerhandwerks: Hinweise Holz und Holzwerkstoffe, Ausgabe Sept. 1997 in [Dachdeck 1997]

Ver-einfachte Berechnung st-iler Turmd-acher - Nachrechnung nach [K-oeniger 1902], S. 336 ff

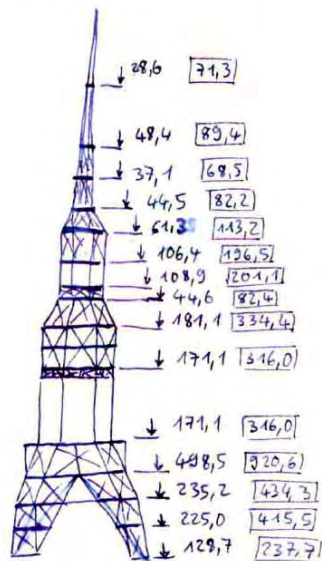
Dieses Buch ist zur Bauzeit der Lukaskirche erschienen und gibt somit die Belastungsangaben und Nachweise wider, die zu dieser Zeit u-eblich waren.

Die Nachrechnung dient dem u-berschla-glichen Vergleich der Zahlenangaben, welche dem Plan [Thurmger-uest 1900] zu entnehmen sind.

a) Belastungsannahmen

Zu betrachten sind Eigengewicht und Winddruck, da der Schnee abgl-utet.

- Eigengewicht Dachdeckung einschlie-sslich Schalung: $45 \text{ kg/m}^2 \text{ DFL}$ auf die Knotenpunkte zu verteilen:



Skizze: V_{DE} Lasten je Knotenpunkt [kg]
 $V_{DE} + V_{Eisen}$ je Knotenpunkt [kg] *)

$$\Rightarrow \sum V_{DE} = 8 \cdot (28,6 + 48,4 + 37,1 + 44,5 + 61,3 + \dots + 106,4 + 108,9 + 44,6 + 181,1 + 171,1 + \dots + 171,1 + 488,5 + 235,2 + 225,0 + 129,7) = 16.724 \text{ kg}$$

$$\sum V_{DE+Eisen} = 30.884 \text{ kg}$$

*) i.A. gute U-bereinstimmung; Abweichungen infolg nichtber-uecksichtigter Lasten aus Zwischen-decken

- Gewicht der Eisenkonstruktion: $25 \dots 33 \text{ kg/m}^3$ umbauter Raum

Summe der Dachfl-achen: $F = 16.724 : 45 = 371,64 \text{ m}^2 \text{ DFL}$

Kubikinhalt des Helms: $V = 20,21 + 5,86 + 27,88 + 18,17 + 75,32 + 325 = 472 \text{ m}^3$

als Zuschlag auf die Dachfl-achen zu verteilen: $\frac{V}{F} \cdot (25 \dots 33) \text{ [kg]}$

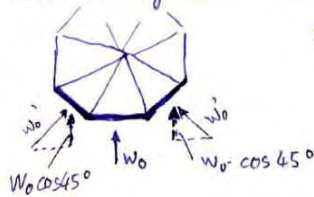
w-ahle $\frac{472}{371,64} \cdot 30 = 38 \text{ kg/m}^2 \text{ DFL}$

$$\Rightarrow \sum V_{Eisen} = 30 \cdot 472 = 14.160 \text{ kg}$$

- **Winddruck**: wird waagrecht wirkend angenommen, d.h. anstelle der wahren Dachfläche ist die Aufrissfläche in Rechnung zu stellen

Skizze:

maßgebende Windrichtung ↑



- winddruckbeansprucht
- nicht winddruckbeansprucht

$w_0 = 150 \dots 250 \text{ kg/m}^2$ je nach Höhenlage
 im Mittel: $w_0 = 200 \text{ kg/m}^2$

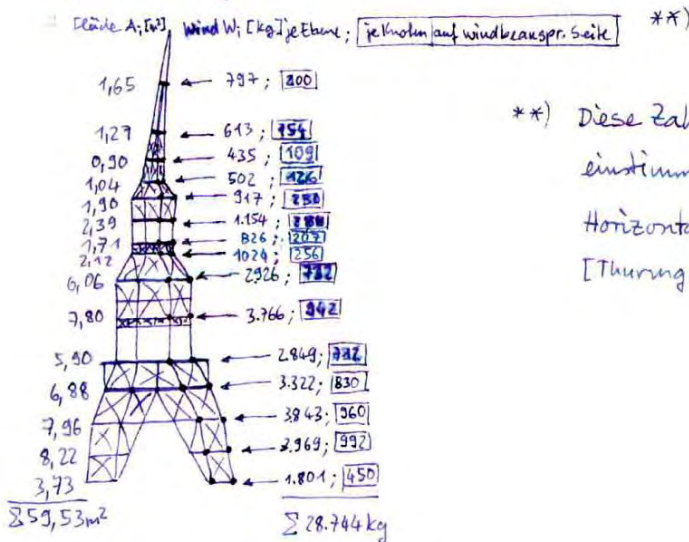
b) Standsicherheit gegen Winddruck

Gesamtwinddruck W:

Seitenfläche eines windbeanspruchten Giebels: $A = 1,65 + 1,27 + 0,90 + 1,04 + 1,90 + 2,39 + \dots$
 $1,71 + 2,12 + 6,06 + 7,80 + 5,90 + 6,88 + \dots$
 $7,96 + 8,22 + 3,73 = 59,53 \text{ m}^2$

$\Rightarrow \underline{W} = A \cdot w_0 + 2 \cdot A \cdot w_0 \cdot \cos 45^\circ$
 $= 59,53 \cdot 200 + 2 \cdot 59,53 \cdot 200 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \underline{28.744 \text{ kg}}$

aufteilen auf die horiz. Ebenen:



***) Diese Zahlen liefern eine gute Übereinstimmung mit den Angaben der Horizontallasten in dem Plan [Thuringerüst 1900].

Standsicherheit des ganzen Turmes gegen Kippen:

Umsturzmoment: $M_w = W \cdot \frac{h}{3} = 28.744 \text{ kg} \cdot \frac{40 \text{ m}}{3} = 383.253 \text{ kgm}$

Gesamtgewicht des Helms: $G = \Sigma V_{\text{DE+Eisen}} = 30.884 \text{ kg}$

Umkippen entgegenwirkendes Moment: $M_g = G \cdot \frac{d}{2} = 30.884 \cdot \frac{8,80}{2} = 135.890 \text{ kgm}$

$M_w = 383.253 \text{ kgm} > 135.890 \text{ kgm} = M_g \Rightarrow$ Lager sind zu verankern

von den Ankern aufzunehmendes Moment:

$M_a = 383.253 - 135.890 = 247.363 \text{ kgm}$

Beanspruchung der Anker in Abh. ihres Abstandes a_i :

$$z_1 \cdot a_1 + z_2 \cdot a_2 = M_a = 247.363 \text{ kgm} \quad z_i \dots \text{Ankerkräfte}$$

$$\frac{z_1}{a_1} = \frac{z_2}{a_2} \Rightarrow z_2 = z_1 \cdot \frac{a_1}{a_2} = z_1 \cdot \frac{5,35}{6,65} = 0,8045 \cdot z_1$$

$$z_1 \cdot 6,65 + z_1 \cdot 5,35 \cdot 0,8045 = z_1 \cdot 10,954 = 247.363 \text{ kgm}$$

$$\Rightarrow z_1 = 22.582 \text{ kg} \quad (\text{für die beiden äußeren Anker})$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\max z_a}} = \frac{22582}{2} = \underline{\underline{11.291 \text{ kg}}} \quad (\text{max. Ankerzugkraft})$$

erforderlicher Ankerdurchmesser (mit zul $\sigma_{zug} = 1400 \text{ kg/cm}^2$):

$$\underline{\underline{d}} = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{11291}{1400}} = \underline{\underline{4,3 \text{ cm}}} \quad \text{gew.: } \underline{\underline{d = 4,5 \text{ cm}}}$$

erforderliche Ankertiefe:

- das auf den Anker lastende Mauerwerk muß mindestens das 1,5-fache der Zuglastung des Ankers betragen
- Abstand 2er Anker: $d_a = \sqrt{2 \cdot (0,65 \text{ m})^2} = 0,92 \text{ m}$
- Mauerdicke: $d_{mw} \approx 2,00 \text{ m}$
- Fläche des von einem Anker gefaßten Mauerwerks: $\left. \begin{array}{l} a_{mw} = 0,90 \text{ m} \\ b_{mw} = 2,00 \text{ m} \end{array} \right\} A_{mw} = 1,80 \text{ m}^2$
- Gewicht von Halbziegelmauerwerk: Badestm, gebrannt $\rho_{mw} = 1,5 \text{ kg/dm}^3$
- erforderliche Ankerlänge bei einer geforderten Sicherheit von 1,5:

$$A_{mw} \cdot l_A \cdot \rho_{mw} \geq 1,5 \cdot \max z_a$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{l_A}} \geq \frac{1,5 \cdot 11291}{1,80 \cdot 1,5 \cdot 10^3} = \underline{\underline{6,30 \text{ m}}}$$

Überschlagsrechnung Schwingungsbeanspruchung aus Glockenläuten nach DIN 4178

2 Glocken zu je 5.000 kg $\hat{=} 5t \hat{=} 50kN \Rightarrow$ Klöppelschlagzahl nach DIN $a=40 \Rightarrow c=0,76$

2 Glocken zu je 1.500 kg $\hat{=} 1,5t \hat{=} 15kN \Rightarrow a=50 \Rightarrow c=0,77$

für alle gilt $\alpha=90^\circ$ (Läutwinkel)

Turmhelm allein:

Bauwerks-Eigenresonanzfrequenz $n_e = \frac{30 \omega}{\pi} = \frac{30 \cdot 14,518}{\pi} = 138,6 \text{ Hz}$

große Glocke $a=40 \Rightarrow \Omega_{gr} = \frac{\pi \cdot \frac{1}{2} \cdot 40}{30} = 2,0945^{-1}$

kleine Glocke $a=50 \Rightarrow \Omega_{kl} = \frac{\pi \cdot \frac{1}{2} \cdot 50}{30} = 2,6185^{-1}$

mit Teilresonanzen $\Omega_i = i \cdot \Omega$, da $n_i = i \cdot n$ mit $n = \frac{1}{2} a$

Amplituden der horiz. Erregerkräfte für $\alpha=90^\circ$:

$\gamma_1 = 0,80$; $\gamma_3 = 1,0$; $\gamma_5 = 0,2$; $\gamma_7 = 0,02$; $\gamma_{9-13} = 0$

Amplituden der vertikalen Erregerkräfte für $\alpha=90^\circ$:

$\beta_2 = 1,43$; $\beta_4 = 0,45$; $\beta_6 = 0,1$; $\beta_{8-12} = 0$

max. Werte der Glockenerregerkräfte:

$\max \bar{H} = 1,5 = \frac{\max H}{c \cdot G}$	gr. Glocke:	kl. Glocke:
	$\max H_{gr} = 1,5 \cdot 0,76 \cdot 50 = 57kN$	$\max H_{kl} = 1,5 \cdot 0,77 \cdot 15 = 17,3kN$

$\text{zug } \bar{V} = 0,5 = \frac{\text{zug } V}{c \cdot G}$	$\text{zug } V_{gr} = 0,5 \cdot 0,76 \cdot 50 = 19kN$	$\text{zug } V_{kl} = 0,5 \cdot 0,77 \cdot 15 = 5,8kN$
---	---	--

$\max \bar{V} = 2,0 = \frac{\max V}{c \cdot G}$	$\max V_{gr} = 2,0 \cdot 0,76 \cdot 50 = 76kN$	$\max V_{kl} = 2,0 \cdot 0,77 \cdot 15 = 23,1kN$
---	--	--

horizontale Erregerkräfte:

gr. Glocke: $H(t)_{gr} = 57kN (0,80 \cdot \sin(2,0945^{-1}t) + 1,08 \cdot \sin(\overbrace{6,2825^{-1}t}^{\Omega_{gr,3}}) + 0,2 \cdot \sin(10,475^{-1}t) + 0,02 \cdot \sin(44,195^{-1}t))$

kl. Glocke: $H(t)_{kl} = 17,3kN (0,80 \cdot \sin(2,625^{-1}t) + 1,00 \cdot \sin(\overbrace{7,875^{-1}t}^{\Omega_{kl,3}}) + 0,20 \cdot \sin(13,095^{-1}t) + 0,02 \cdot \sin(18,335^{-1}t))$

kleinste Eigenkreisfrequenz des Turmkolmes nach DYNAM:

$$\min \omega = 14,517 \text{ s}^{-1} \Rightarrow \begin{cases} 6,282 \text{ s}^{-1} = \omega_{3,gr} \\ 7,854 \text{ s}^{-1} = \omega_{3,kl} \end{cases}$$

Der erforderliche Resonanzabstand ist eingehalten.