

**1 : 1**  
**Das Geplante : Das Gebaute**



Masterarbeit  
Michaela Summer, BSc





Michaela Summer, BSc

# **1 : 1**

## **Das Geplante : Das Gebaute**

### **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades  
Diplom - Ingenieurin  
Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue  
und  
Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Werner Theiler  
Institut für Betonbau

Graz, Jänner 2015



## EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebene Quellen / Hilfsmittel nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

.....

(Datum)

.....

(Unterschrift)

## **Danke...**

...an alle Firmen und Privatpersonen, die dieses Projekt finanziell und materiell unterstützt haben; mit diesen Beiträgen konnten wir überhaupt erst dieses Bauvorhaben starten.

...an alle Freunde und Projektpartner, im Speziellen danke an Pfarrer Vally und Joga in Biharamulo, Tansania.

...an Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für die Unterstützung und die Möglichkeit diese atypische Diplomarbeit am Betonbauinstitut umsetzen zu können.

...an Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Werner Theiler, ebenfalls vom Institut für Betonbau, für die langen Gespräche und die Hilfe wenn ich nicht mehr weiter wusste. Seine fachlichen und praktischen Kompetenzen sind bewundernswert.

...an die mojos2012, für den Einsatz und die schöne Zeit auf der Baustelle, im Speziellen danke an meinen lieben, immer motivierten Cousin Chrissi.

...an die mojos2010, die mich in eine Architekturstudenten - Gruppe so liebevoll aufgenommen haben und mir noch immer super Freunde sind - Michi, Robert, Christian, Chrissi, Philipp, Christof, Joh...

...an Gernot unseren mojoCapo, für die Möglichkeit solche, auf unzähligen Ebenen bereichernde Projekte umsetzen zu können. In weiterer Hinsicht hat mir das geholfen mein Studium zu beenden.

...an Leni, meine Diplompartnerin und Freundin, für das gemeinsame Projekt, das Vertrauen, deinen mitreißenden Enthusiasmus

und vieles mehr.

...an meine Familie, meinen Omis, Tanten, Onkels, Cousinen und Cousins, euch würde ich mir immer wieder aussuchen.

...an meine liebe Tante Eva für das Korrekturlesen, die wichtige familiäre Unterstützung in Graz während des Studiums und die vielen motivierenden Gespräche.

...an dich, Thomas, dass du unermüdlich meine Launen aushältst. Manchmal muss man weit gehen um das Glück am anderen Ende der Welt zu finden.

...an meine Eltern für eure grenzenlose Geduld, Unterstützung und Liebe. Meine Dankbarkeit lässt sich schwer in Worte fassen.



# Inhaltsverzeichnis

1. Theorie	11
Projektbeschreibung	13
Projektentwicklung und -verlauf	16
Gebäudeentwurf	19
2. Berechnung vom Träger bis zum Fundament	25
Lastaufstellungen am Gesamtsystem	27
Trägerberechnung	37
Auflager	43
unteres Auflager	
oberes Auflager	
Massive Tragstruktur und Fundamente	64
Einzelfundamente, Zuggurte	
Ziegelstütze, Ziegelwände	
Ringbalken, Sturz	
Ausführungsdetails	75
3. Umsetzung	81
Baustelle	83
Conclusio	130
Quellenverzeichnis	132

Der Titel, den ich der folgenden Diplomarbeit gegeben habe beschreibt weniger ein direktes Größenverhältnis, als vielmehr das Streben nach der Umsetzung einer bis ins Detail durchgeplanten Idee. Sie dokumentiert einen Prozess von der Projektentwicklung über die Planung, die finanzielle und zeitliche Organisation der nachfolgenden Bauphase und die im Vorfeld nicht kalkulierbaren Adaptionen während der Errichtung.

Das Spezielle an diesem Bauprojekt war, dass der Hauptteil der Entwurfs- und Bauarbeiten von uns, den Studierenden, übernommen worden ist. Die Kooperation zwischen mir, Studentin der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften und den anderen Studierenden der Fakultät für Architektur, hat meine fachliche Sichtweise auf diverse Bauaufgaben geändert und mich für meinen Beruf geprägt.

Der Großteil dieser Arbeit beschäftigt sich mit sämtlichen Berechnungen, die für das gesamte Gebäude notwendig waren. Ich zeige die Schritte von der Modellierung und Auswertung der Tragstruktur mit RFEM 5, bis hin zu den Berechnungen der Verbindungen; vom Stahlbau und Stahlbetonbau bis zum Mauerwerksbau. Im Rahmen dieses Projektes konnte ich theoretisch gelerntes Wissen in die Praxis umsetzen.

*The title I've chosen for the diploma thesis on the following pages not only describes a ratio in size. It rather depicts the determination which one is driven by, when implementing an idea that is thought through to its very detail. This work is a documentation of the process throughout the development, the planning and the erection of a specific building and the necessity to adapt to altering circumstances during its construction on site.*

*However, one of the significant facts about this project is that most of the design and construction work has been accomplished by students. Having worked together with colleagues of the faculty of architecture during my studies to become a civil engineer has widely changed my view on a great variety of building tasks. In other words it characterized my understanding of my future job.*

*For the most part this book contains the structural calculations which were necessary for the constructing of the whole building. I partly show the results of the analysis from the model I have built up in RFEM 5, to the structural calculations of the joints between construction materials: steel, reinforced concrete and masonry. During the participation in this project I've had the chance to practically apply theoretical knowledge.*



Theorie

1. Theorie	11
Projektbeschreibung	13
Projektentwicklung und -verlauf	16
Gebäudeentwurf	19

1:1 ist das Stichwort, das mich schon 2010 bei meinem ersten Mojo Fullscale Studio Projekt in Südafrika fasziniert hat. Während des gesamten Studiums musste ich in einem abstrakten Maßstab denken, nur wenige haben die Chance selbst erstellte Pläne in die Tat umsetzen zu können. 20 Studierende der Architekturfakultät und ich von der Bauingenieur fakultät der TU Graz haben 2010 mit dem gemeinnützigen Verein Mojo einen Klassenraum für ein Schulprojekt im ländlichen Eastern Cape geplant und gebaut. Dabei sind alle Arbeitsschritte vom Entwurf über die Ausführungsplanung und vor allem auch die bauliche Umsetzung von uns, den Studierenden selbst, durchgeführt worden. Die Erfahrungen, die man dabei im Rahmen seines Studiums machen kann, sind aus fachlicher und privater Sicht gesehen reichhaltig, überwältigend und nachhaltig.

Der Verein Mojo unter der Leitung von Arch. DI Gernot Kupfer bietet hauptsächlich Architekturstudenten und vereinzelt auch Bauingenieurstudenten genau diese Möglichkeit. Praktische Erfahrung auf der Baustelle zu sammeln und selber Hand an die einzelnen Materialien und Bauteile anlegen zu können, gab mir mehr Verständnis für die Berechnungen die dahinter stecken. Tatsächlich findet diese Lehrveranstaltung an der TU Graz im Rahmen einer Projektübung des Architektur Master Studiums statt und ist somit diesen Studierenden leichter zugänglich, nur durch Zufall hörte ich von diesen Projekten und konnte durch eine schriftliche Bewerbung ebenfalls teilnehmen. Seit 2006 werden in

Afrika (Südafrika, Tansania) konkrete Bauaufgaben im Rahmen mehrjähriger Schulbauprojekte umgesetzt. Bildung steht hier im doppelten Sinn an erster Stelle; die Studierenden in Graz profitieren ebenso von der praxisnahen Ausbildung, wie die Lehrer und Schüler oder die community vor Ort als endgültige Benutzer der Gebäude, bei denen es sich zum Beispiel um Klassenräume und Infrastrukturgebäude handelt.

All die Eindrücke, die ich dort gewinnen konnte, und der Lerneffekt, den ich beim Selbstbau Tag für Tag erfahren konnte, hat mich dazu motiviert im Rahmen eines ähnlichen Projektes in Tansania meine Diplomarbeit zu verfassen. Des Weiteren hat die Zusammenarbeit mit Studienkollegen der Architekturfakultät in meiner Studienzeit, bei dem Projekt in Südafrika wie auch bei meiner Diplomarbeit, meine Ausbildung bereichert und das gemeinsame Erarbeiten eines Projekts hat mir einen Einblick in die spätere Arbeitswelt gegeben. Dieser Praxisbezug mit all den Aufgaben in ihrer umfassenden Gesamtheit ist der Kerninhalt dieser Diplomarbeit.

## Projektbeschreibung

Sie behandelt die Projektentwicklung, den gemeinsamen Entwurfsprozess, die intensive Beschäftigung mit Materialien und örtlichen Gegebenheiten, Organisatorisches die Bauabwicklung betreffend und den Bauablauf selbst. Die Erfahrungen, die ich schon in Südafrika machen durfte, haben mir im Vorfeld weitergeholfen: insbesondere bei der Planung habe ich auf die Baubarkeit einzelner Details unter den gegebenen Rahmenbedingungen vor Ort geachtet.

Für mich als Studierende aus Österreich liegt die Schwierigkeit in Afrika eigenhändig zu bauen darin, die örtlichen Gegebenheiten und die zugänglichen Materialien und die Fähigkeit zur gängigen Verarbeitung mit unserem theoretischen Wissen über das Bauen und dem starken Hang zur Normierung und Optimierung zu vereinen und das bestmögliche Ergebnis zu erzielen. Auch auf Baustellen in Europa verhält es sich so, selbst wenn man in der Planung glaubt, alle Eventualitäten bedacht zu haben, sind auf der Baustelle immer wieder Änderungen notwendig oder bei plötzlich auftretenden Problemen bedarf es einer schnellen Lösung. Entscheidend dahingehend ist für mich, zuerst Sensibilität und mit der Zeit eine bestimmte Routine dafür zu entwickeln und mit entsprechenden Maßnahmen darauf zu reagieren. Dabei sollte man sich eine gewisse Unvoreingenommenheit und ein Interesse zur Improvisation bewahren, um neuen Lösungsansätzen die Chance zur Erprobung zu geben. Insbesondere Letzteres war für die Arbeiten auf der Baustelle in Tansania über die Maßen hilfreich, vor allem

ein höheres Maß an Improvisation und Flexibilität war erforderlich.

Das Reagieren auf spontane Änderungen der Rahmenbedingungen und das Erarbeiten von Lösungen vor Ort waren alltäglicher Bestandteil während jeder Bauphase. Außerdem hat mir die Möglichkeit, sich selber mit den Eigenschaften und der Bearbeitung der unterschiedlichen Materialien zu befassen, gezeigt, wie viel anstrengende Handarbeit in einem Bauwerk stecken kann.





Abb.1



Abb.2

Anfang Sommer 2011 startete nach Vorgesprächen die Anbahnung zwischen dem Verein Mojo und einem Pfarrer des Ortes Biharamulo für ein Projekt zur Erweiterung einer bestehenden Schule. Der Ort liegt auf einer weitläufigen Hochebene auf ca. 1500m über Meeresebene im Süden der Region Kagera, Tansania, südwestlich vom Viktoriasee, etwa 400km vom Äquator entfernt.

Das Projektteam bestand aus Gernot Kupfer, meiner Diplom-Kollegin Magdalena Lang, Thomas Kain - beide Studierende der Architekturfakultät der TU Graz - und mir. Und im Rahmen dieser Projektanbahnung sah ich 2011 an der St. Severine English Medium Day and Boarding Primary School in Biharamulo für mich eine neue Herausforderung.

Unser dreiwöchiger Aufenthalt vor Ort und viele Gespräche mit der Schulleitung, den Lehrern, den Schülern und dem Pfarrer der Gemeinde zeigte uns, an welchen Gebäuden es fehlte. Um eine Nachnutzung unserer Gebäude nach unserer Abreise sicherzustellen, wird von uns bei jedem Projekt auf die entsprechende Notwendigkeit und den Bedarf eines Eingriffes geachtet. Die Schule benötigte einen Speisesaal (die „hall“), eine Bibliothek und eine Küche um die große Anzahl von 400 Schülern versorgen zu können. Der tägliche Aufwand für die Köche ist enorm und in der jetzigen, kleinen Küche kaum zu bewerkstelligen. Die Anzahl der Schüler sollte nach den damaligen Angaben in den darauffolgenden Jahren noch weiter steigen – was sich im weiteren Verlauf auch bestätigt hat. Eine weitere Aufgabe bei unserem ersten

Besuch bestand darin, alle Materialien die es vor Ort gibt, zu katalogisieren und zu fotografieren. Das ist sehr wichtig um auch noch in Graz zu wissen, welche Dimensionen von den einzelnen Materialien überhaupt zur Verfügung stehen.

Ob eine geeignete Unterkunft, genügend Betten und Sanitäreinrichtungen vorhanden sind und ob eine Verpflegung für eine ca. 20 köpfige Studentengruppe möglich ist, ist ebenfalls wichtig bevor ein Projekt gestartet werden kann.

Die Bauaufgabe war nach unserem ersten Besuch der Schule bald klar umrissen:

Der Direktor und Pfarrer Vally erläuterten uns die Notwendigkeit eines großen Speisesaals, in dem alle Schüler ihren Platz finden könnten, eine angeschlossene Küche mit Lagerraum bzw. Technikraum für die Speicherbatterien der Fotovoltaik-Anlage und eine gemütliche Schulbibliothek. Alles sollte durch kurze Wege miteinander verbunden werden und der bestehende Bebauungsplan der Schule entsprechend ergänzt werden.

Magdalena Lang unternahm die städtebaulichen Planungsschritte und bereits im frühen Konzept- und Entwurfsstadium kristallisierte sich während mehrerer gemeinsamer Workshops die Idee eines großen Daches heraus, unter dem die verschiedenen Funktionen in unmittelbarer Nähe zueinander verteilt sein würden. Da sich meine Kollegin mit der gestalterischen und funktionellen Thematik unserer Bauaufgabe auseinandersetzte und vertiefend mit der Umsetzung der Bibliothek, konnte ich mich gezielt mit konstruktiven Lösungen beschäftigen und über große Spannweiten für die Dachkonstruktion nachdenken. In den Monaten Juli bis Dezember galt es, die Anforderung der Nutzer in einen für uns baubaren Entwurf umzusetzen. Der Bauzeitplan, Detaillösungen und die Massenberechnung gehörten gleichermaßen zu unseren Aufgaben bis zum Abflug Anfang Jänner 2012, wie das Lukrieren von Spenden zur materiellen Unterstützung und Finanzierung. Auf die erste Bauphase, die drei Monate bis Ende März dauerte, folgte eine weitere im August und September 2012. Danach konnte ein großer Teil den Nutzern übergeben werden. Mit einem weiteren Aufenthalt Anfang 2013 wurde eine Freiraumklasse zwischen Bibliothek und Küche von Studierenden der TU Graz fertiggestellt.

Bei jeder Bauphase stand uns die „Baufirma“ JOGA zur Seite. Dieser Zweimann-Betrieb, bestand aus John und Gaudini, beide konnten etwas Englisch sprechen, und waren unsere Ansprechpartner und Vermittler zwischen uns und den von ihnen angeheuerten, nur Suaheli sprechenden Arbeitern.

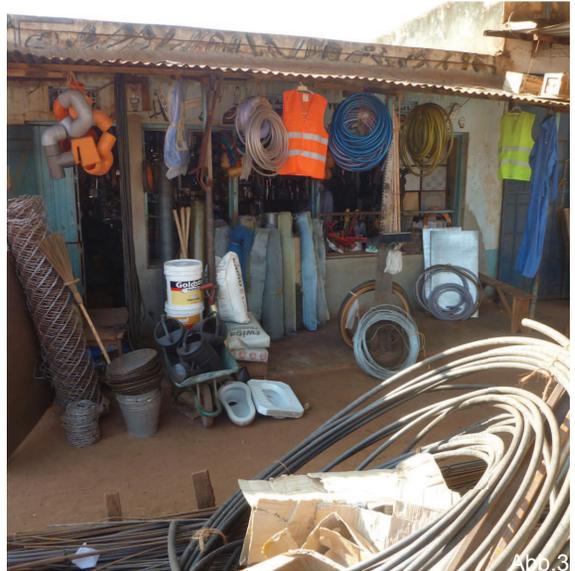
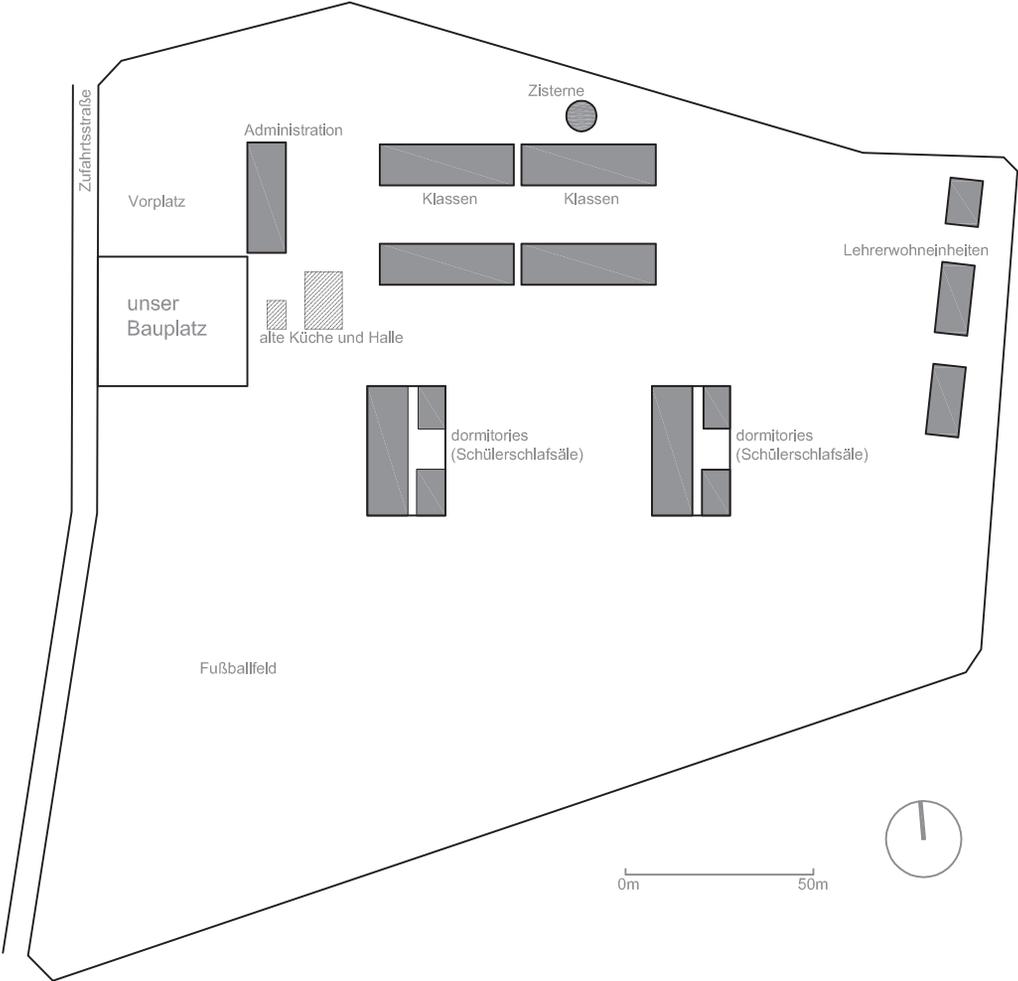


Abb.3



Abb.4

Projektentwicklung und -verlauf



Masterplan

Im Masterplan der St. Severine English Medium Day and Boarding Primary School ist die Bebauung des Grundstücks der Schule folgendermaßen vorgesehen: an der Nordseite des Areals, zur öffentlichen Straße hin, erstreckt sich ein Platz vor dem bestehenden, eingeschossigen Administrationsgebäude. Dahinter gruppieren sich nach Osten die rechteckigen, eingeschossigen Klassenräume und südlich unterhalb die Wohnunterkünfte („dormitories“) der Schüler. Zwischen den ersten Klassenräumen und dem Administrationsgebäude befindet sich der offizielle Schulhof, dieser wird genutzt um Besucher zu begrüßen und ihr Schullied vorzutragen. Etwas weiter östlich davon entfernt sind die Lehrer-Wohngebäude. Am südlichsten Punkt des Geländes befindet sich das große, mehr oder weniger ebene Fußballfeld. Das Grundstück fällt von der Zufahrtsstraße bis zu den Lehrerwohneinheiten leicht ab.

Der Entwurf, der die Mehrzweckhalle, kurz „Hall“, eine Bibliothek, die Küche mit dazugehörigem Lager, sowie eine Freiraumklasse unterbringen soll, wird laut der Planung neben dem Administrationsgebäude platziert und schließt den dortigen Vorplatz südseitig ab.

Der Hauptzugang in das neu geplante Gebäude erfolgt gegenüber der dormitories und, in unmittelbarer Nähe zu den Klassenräumen liegend, vom Schulhof aus.

Der rechteckige Grundriss ist so zoniert, dass die Mehrzweckhalle die ganze Längsseite, der dem Vorplatz zugewandten Seite, einnimmt. An der kürzeren Stirnseite zur öf-

fentlichen Zufahrtsstraße hin befindet sich die Küche mit entsprechendem Lager und an der gegenüberliegenden Stirnseite, die zum Schulhof hingewandt ist, wird die Bibliothek positioniert. Eine Erschließungszone, die zwischen Bibliothek, Freiraumklasse und Mehrzweckhalle liegt, dient als Verteiler zwischen den einzelnen Räumen.

Mit Ausnahme der Freiraumklasse, die mit einem eigenem Dach nach oben geschlossen wird, werden die restlichen Räume mit einer gemeinsamen Dachkonstruktion überdeckt.

Da die Entwicklung des Tragwerks sehr früh in der Entwurfs- und Konzeptphase begann und in Zusammenarbeit mit meiner Projektpartnerin Magdalena Lang entstand, konnte ich in jeder Phase der Vorbereitung mit der Konstruktion auf den Gebäudeentwurf reagieren. Bis zum endgültigen System wurden viele Varianten ausprobiert, auf ihre Tauglichkeit in konstruktiver Hinsicht und auf ihre simple Baubarkeit überprüft und manche schließlich wieder verworfen.

Die in diesem Prozess entwickelten Stahlträger des Tragsystems bilden nicht nur einen horizontalen Abschluss als  $7^\circ$  geneigtes Dach, sondern der vertikale Stützteil ist zugleich Fassadenabschluss und, mit Wellblech versehen, auch Wand (Raumabschluss).

Dieser einhüftige Rahmen wird gespiegelt, aber die Dachneigung wird fortgesetzt. Daraus entstehen zwei getrennte statische Systeme, die durch eine lose überlappende Dachdeckung miteinander verbunden sind. Diese große, in eine Richtung geneigte Dachfläche bietet einerseits Schutz vor der Sonneneinstrahlung und lässt andererseits konzentriertes Wassersammeln an einer Seite des Gebäudes zu.

### **Zerlegung der raumbildenden Elemente**

#### **(1)**

Gelenkig gelagerte, einhüftige Stahlfachwerkträger mit steifen Ecken

#### **(2)**

Untere Auflager auf Betoneinzelfundamente

#### **(3)**

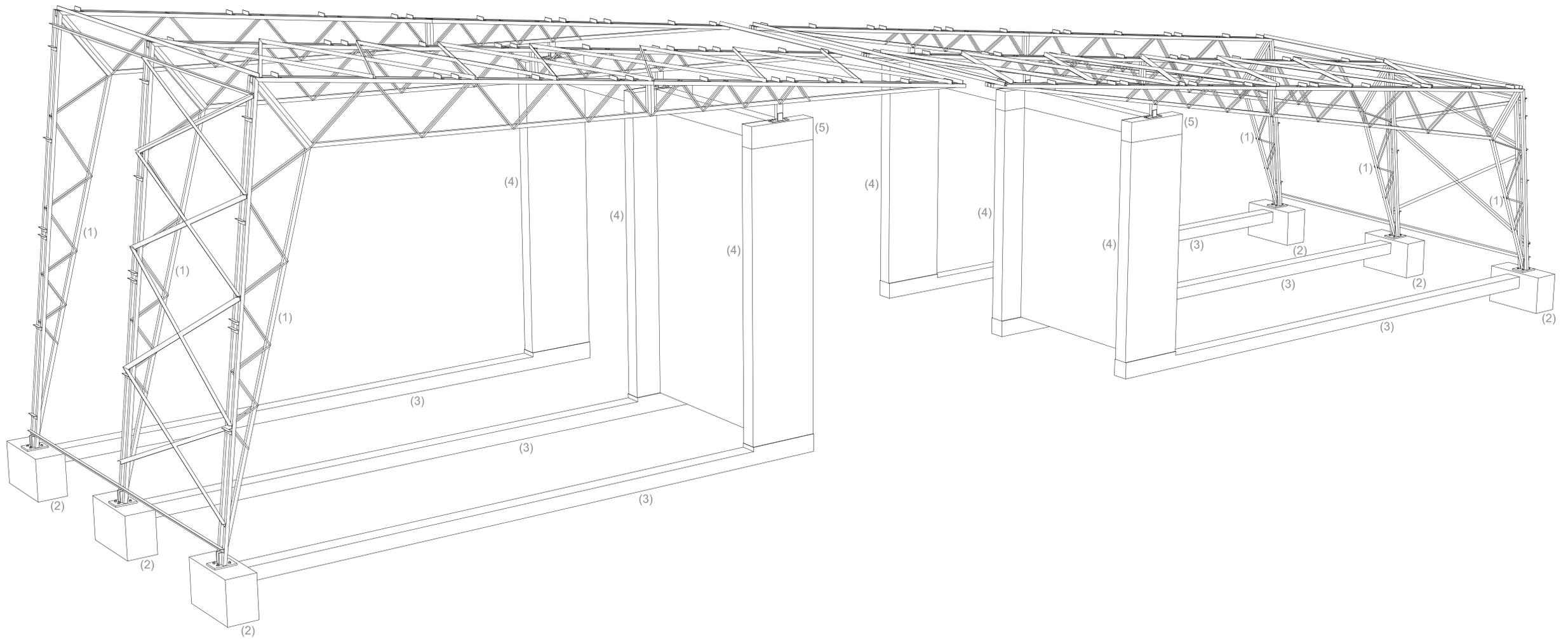
Betonierte 25/25cm große Gräben, unter der Bodenplatte, mit zwei eingelegten Zuggurten von den Einzelfundamenten bis zu den Ziegelstützen bzw. Ziegelwänden

#### **(4)**

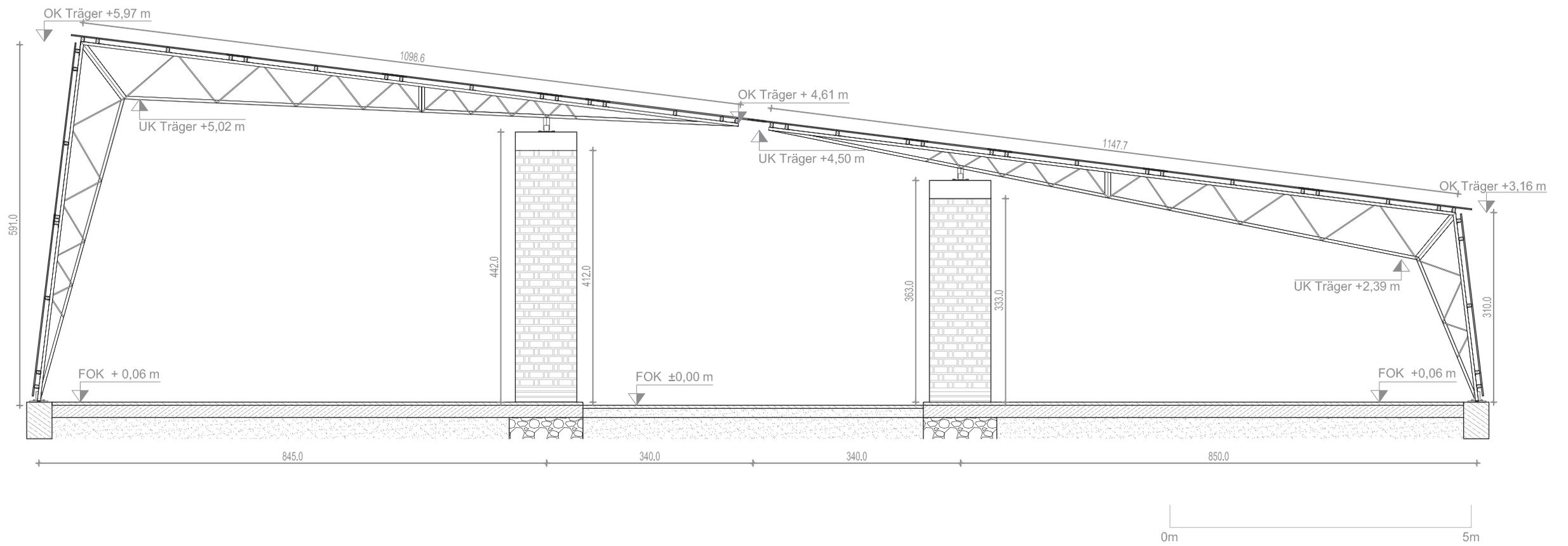
Ziegelstützen einzeln oder mit den Ziegelwänden verzahnt

#### **(5)**

Obere Auflager mit betoniertem Ringbalken auf den Ziegelwänden



Perspektivischer Ausschnitt von 3 Trägerpaaren



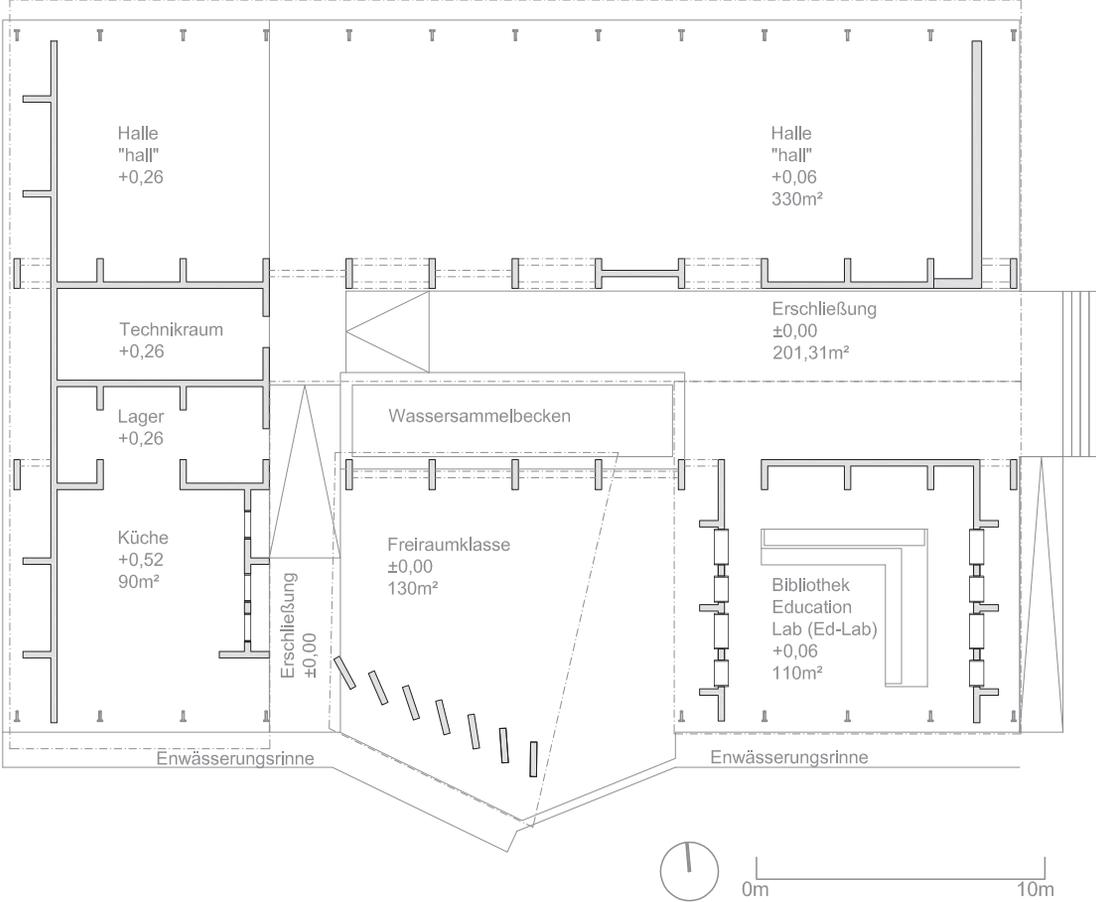
Das gesamte Gebäude-Ensemble hat eine Länge von 35.30m, eine Breite von 24.40m, somit eine Gesamtgrundfläche von 861.32m<sup>2</sup> und liegt an einer repräsentativen Stelle auf dem Grundstück.

Die Halle („hall“) mit einer maximalen lichten Raumhöhe von 5.02m und einer Fläche von ca. 330m<sup>2</sup> befindet sich über die ganze Länge im Bereich der höheren Träger. Im Bereich der niedrigeren Träger ist zuerst die Bibliothek, mit integriertem „Education-Lab“ zur Erwachsenenbildung mit einer Fläche von 110m<sup>2</sup>, danach die Freiraumklasse mit eigener Beschattung (Fläche von 130m<sup>2</sup>) und die Küche mit angeschlossenem Lager mit einer Gesamtfläche von 90m<sup>2</sup> angeordnet. Im mittleren Bereich unter der Auskragung der Träger befinden sich die Erschließung, das Was-

sersammelbecken mit Ablauf zu einer Rinne und der Technikraum und nehmen somit den Rest der Fläche von 201.31m<sup>2</sup> ein. Dieser große Bereich kann auch von den Schülern als Platz zum Verweilen und spielen genutzt werden. Die 13 großen Träger, die den kleinen gegenüberstehen, haben einen Achsabstand von etwa 3.0m. Das Pultdach hat eine Neigung von 7°.

Bei dieser großen Dachfläche kommt es bei den üblichen starken aber kurzen Regenfällen zu einer großen Menge an Niederschlag, die mit einer herkömmlichen Regenrinne nicht zu fassen ist. Daher wurde eine am Boden liegende, mit dünnen Sandsteinplatten ausgelegte und mit Mörtel verfügte Entwässerungsrinne angelegt, begleitend zur Auflagerseite der niedrigeren Träger.

Gebäudeentwurf



Grundriss

Berechnung  
vom Träger bis zum Fundament

2. Berechnung vom Träger bis zum Fundament	25
Lastaufstellungen am Gesamtsystem	27
Trägerberechnung	37
Auflager	43
Unteres Auflager	
Oberes Auflager	
Massive Tragstruktur und Fundamente	64
Einzelfundamente, Zuggurte	
Ziegelstütze, Ziegelwände	
Ringbalken, Sturz	
Ausführungsdetails	75

Zur Erstellung der einzelnen möglichen Lastfälle wurde die ÖNORM EN 1991 – Eurocode 1 im speziellen Teil 1-1, Teil 1-4 und Teil 1-5 verwendet und in das Programm RFEM 5, nach der Modellierung des Tragwerks, übertragen.

Nach der vollständigen Eingabe erstellt das Programm alle möglichen Lastfallkombinationen. Da in diesem Fall über 10.000 dieser Kombinationen möglich gewesen wären und nicht genug Programmspeicher zur Verfügung stand, wurde die Erstellung der Kombinationen vom Programm selber abgebrochen. Die Berechnung hätte mehrere Stunden gedauert, daher bietet das Programm mehrere Möglichkeiten an, die Kombinationen vor dem Berechnungsstart zu reduzieren. Hier wurden nur 2% der maßgebendsten Kombinationen berücksichtigt, die Berechnungszeit dieser - lt. Programm über 400 übrigen Kombinationen - betrug ca. eine Stunde.

### **Aufbaulast**

**Lastfall 1:** Diese ständige Last ist das Eigengewicht der Dachdeckung und setzt sich einerseits aus der Holzlattung 70/50mm, befestigt mit ca. 15cm langen L-Winkeln auf den beiden Obergurten der Fachwerkträger, und dem darauf befestigten Stahlwellblech mit einer Dicke von 1mm zusammen. Dazu kommt noch die Sekundärkonstruktion, bestehend aus zusätzlichen Formrohren zwischen den Trägerachsen. Diese wurde zwar erst vor Ort angedacht, aber bei nochmaliger Berechnung im Programm als ständige Last berücksichtigt. Die Sekundärkonstruktion wurde wegen der schlechten Holzqualität notwendig und halbiert die Spannweite der Lattung. Multipliziert mit der Einflussbreite von 3 Metern ergibt sich eine Linienlast von 0.484kN/m pro Obergurt.

## Windlast

In diverser Literatur und bei Recherchen im Internet ließen sich keine aussagekräftigen Werte für die Windgeschwindigkeiten in Biharamulo oder Orte in der Nähe finden. Durch die ähnliche Vegetation und Landschaftform wie im Burgenland wurde ein Basisgeschwindigkeitsdruck von  $q_b=0.4\text{kN/m}^2$  angenommen. Dies entspricht einer Windgeschwindigkeit von  $128\text{km/h}$ . Weiters lässt sich das Gelände bzw. die Bebauung der Kategorie II zuordnen.

Die genauen Einteilungen der Wand- bzw. Dachflächen wurden der [ÖNORM EN 1991-1-4,2011-05-15] bzw. [ÖNORM B 1991-1-4,2013-05-01] entnommen und setzen sich wie folgt zusammen:

## Böengeschwindigkeitsdruck

$$q_{p(z)} = q_b * 2.1 * \left(\frac{z}{10}\right)^{0.24} = 0.4 * 2.1 * \left(\frac{6}{10}\right)^{0.24} = 0.74\text{kN/m}^2 \text{ siehe Tabelle 1 für GK II}$$

## Allgemein

Winddruck auf Außenflächen:

$$w_e = q_{p(z)} * c_{pe}$$

Winddruck auf Innenflächen:

$$w_i = q_{p(z)} * c_{pi}$$

Der aerodynamische Außendruckbeiwert  $c_{pe}$  bzw. der aerodynamische Innendruckbeiwert  $c_{pi}$  wurden den Tabellen der Norm entnommen.

## Aussendruck Wand

### Lastfall 2 und 3:

Einteilung der Wandflächen in  $\pm X$ -Richtung:

Bereich A:  $w_e = 0.74 * (-1) * 0.4 = -0.296\text{kN/m}$  am Außenträger verteilt auf das Fachwerk

Bereich B:  $w_e = 0.74 * (-0.7) * 0.2 = -0.104\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich C:  $w_e = 0.74 * (-0.4) * 0.2 = -0.059\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich C:  $w_e = 0.74 * (-0.4) * 0.3 = -0.089\text{kN/m}$  Außenträger

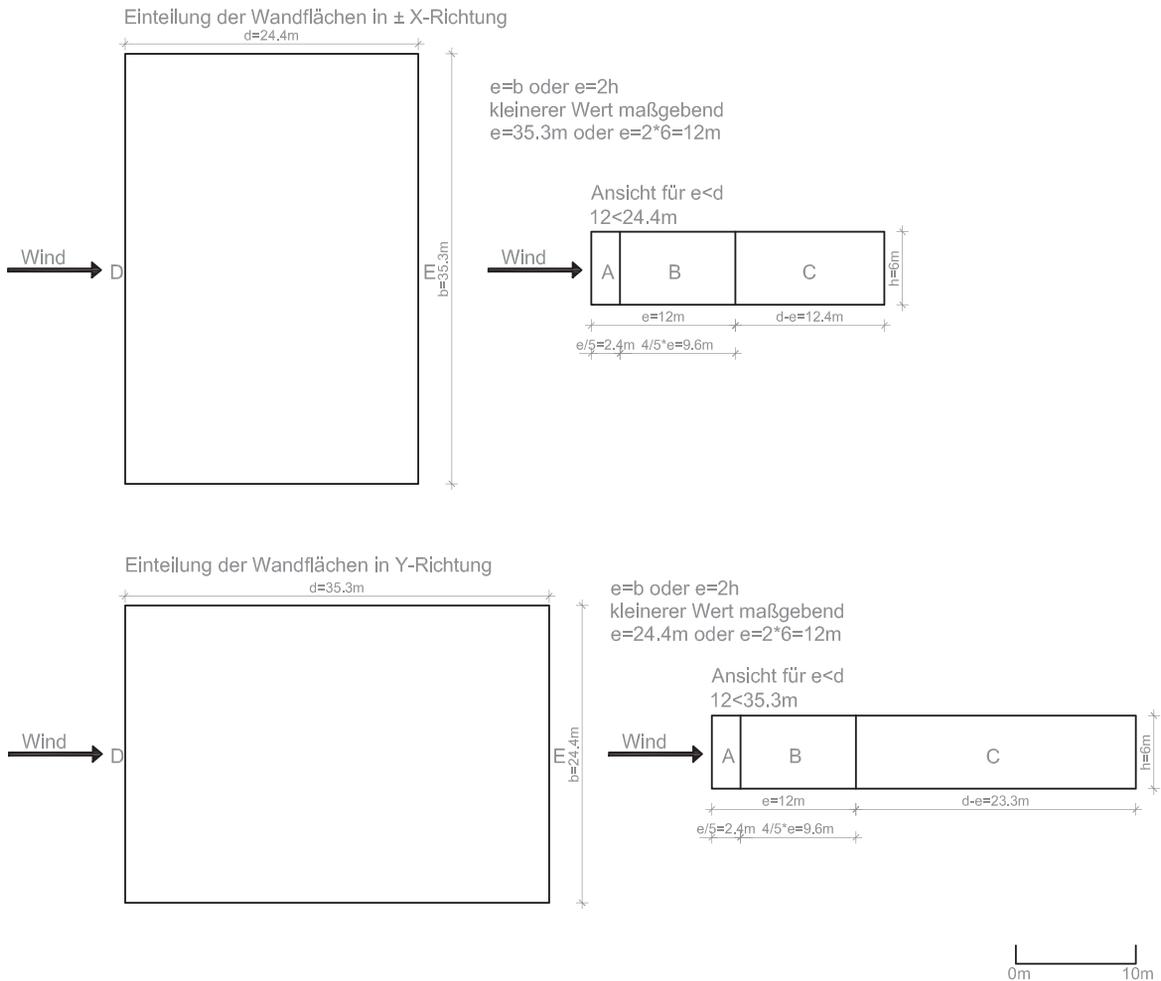
Bereich C:  $w_e = 0.74 * (-0.4) * 0.4 = -0.118\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich D:  $w_e = (0.74 * 0.8 * 1.5) * 0.5 = 0.44\text{kN/m}$  am Außenträger verteilt auf 2 Obergurte

Bereich D:  $w_e = (0.74 * 0.8 * 3) * 0.5 = 0.88\text{kN/m}$  am Innenträger verteilt auf 2 Obergurte

Bereich E:  $w_e = (0.74 * (-0.35) * 1.5) * 0.5 = -0.19\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich E:  $w_e = (0.74 * (-0.35) * 3) * 0.5 = -0.38\text{kN/m}$  Innenträger



#### **Lastfall 4:**

Einteilung der Wandflächen in Y-Richtung:

$$\text{Bereich A: } w_e = (0.74 * (-1) * 1.5) * 0.5 = -0.555 \text{ kN/m} \quad \text{Außenträger}$$

$$\text{Bereich A: } w_e = (0.74 * (-1) * 3) * 0.5 = -1.11 \text{ kN/m} \quad \text{Innenträger}$$

$$\text{Bereich B: } w_e = (0.74 * (-0.7) * 3) * 0.5 = -0.777 \text{ kN/m} \quad \text{Außenträger}$$

$$\text{Bereich C: } w_e = (0.74 * (-0.4) * 3) * 0.5 = -0.444 \text{ kN/m} \quad \text{Außenträger}$$

$$\text{Bereich D: } w_e = 0.74 * 0.8 * 0.4 = 0.237 \text{ kN/m} \quad \text{Stirnfläche Träger}$$

$$\text{Bereich D: } w_e = 0.74 * 0.8 * 0.2 = 0.118 \text{ kN/m} \quad \text{Stirnfläche Träger}$$

$$\text{Bereich E: } w_e = 0.74 * (-0.225) * 0.4 = -0.067 \text{ kN/m} \quad \text{Stirnfläche Träger}$$

$$\text{Bereich E: } w_e = 0.74 * (-0.225) * 0.3 = -0.05 \text{ kN/m} \quad \text{Stirnfläche Träger}$$

$$\text{Bereich E: } w_e = 0.74 * (-0.225) * 0.2 = -0.033 \text{ kN/m} \quad \text{Stirnfläche Träger}$$

#### **Innendruck Dach und Wand**

Da nicht mehr als 30% des Gebäudes geöffnet sind, lässt es sich als geschlossenes Gebäude mit Pultdach definieren. Aus [Baustatik 2 LV-Unterlagen, 2011] und [ÖNORM EN 1991-1-4, 2011-05-15] 7.2.9(6), ANMERKUNG 2: „Lässt sich kein sinnvoller Flächenparameter  $\mu$  ermitteln oder ist die Berechnung nicht möglich, so ist der  $c_{pi}$ -Wert als der ungünstigere Wert aus +0,2 und -0,3 anzunehmen.“

#### **Lastfall 5:**

$$w_i = (0.74 * (-0.3) * 3) * 0.5 = -0.333 \text{ kN/m} \quad (\text{nach innen gerichtet, Sog})$$

#### **Lastfall 6:**

$$w_i = (0.74 * 0.2 * 3) * 0.5 = 0.222 \text{ kN/m} \quad (\text{nach außen gerichtet, Druck})$$

#### **Aussendruck Dach**

#### **Lastfall 7:**

Einteilung der Dachflächen Anströmrichtung 0°:

$$\text{Bereich F: } w_e = (0.74 * (-1.7) * 1.5) * 0.5 = -0.94 \text{ kN/m} \quad \text{Außenträger}$$

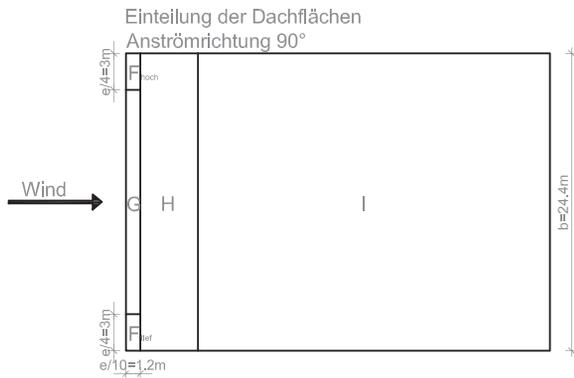
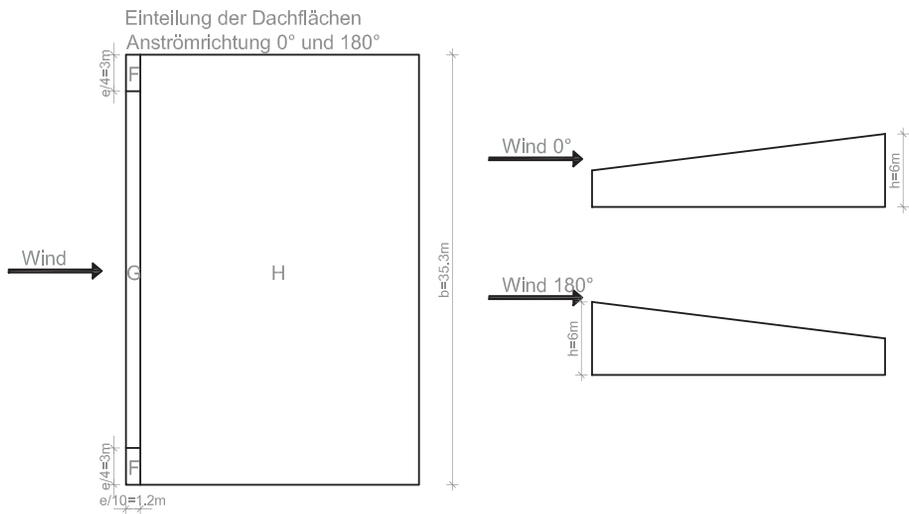
$$\text{Bereich F: } w_e = (0.74 * (-1.7) * 3) * 0.5 = -1.887 \text{ kN/m} \quad \text{Innenträger}$$

$$\text{Bereich G: } w_e = (0.74 * (-1.2) * 1.5) * 0.5 = -0.666 \text{ kN/m} \quad \text{Außenträger}$$

$$\text{Bereich G: } w_e = (0.74 * (-1.2) * 3) * 0.5 = -1.332 \text{ kN/m} \quad \text{Innenträger}$$

$$\text{Bereich H: } w_e = (0.74 * (-0.6) * 1.5) * 0.5 = -0.333 \text{ kN/m} \quad \text{Außenträger}$$

$$\text{Bereich H: } w_e = (0.74 * (-0.6) * 3) * 0.5 = -0.666 \text{ kN/m} \quad \text{Innenträger}$$



## Lastaufstellungen am Gesamtsystem

### Lastfall 8:

Einteilung der Dachflächen Anströmrichtung 90°:

Bereich F<sub>hoch</sub> = F<sub>tief</sub>:  $w_e = (0.74 * (-2.1) * 1.5) * 0.5 = -1.166\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich G:  $w_e = (0.74 * (-1.8) * 1.5) * 0.5 = -0.999\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich H:  $w_e = (0.74 * (-0.6) * 1.5) * 0.5 = -0.333\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich H:  $w_e = (0.74 * (-0.6) * 3) * 0.5 = -0.666\text{kN/m}$  Innenträger

Bereich I:  $w_e = (0.74 * (-0.5) * 1.5) * 0.5 = -0.278\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich I:  $w_e = (0.74 * (-0.5) * 3) * 0.5 = -0.555\text{kN/m}$  Innenträger

### Lastfall 9:

Einteilung der Dachflächen Anströmrichtung 180°:

Bereich F:  $w_e = (0.74 * (-2.3) * 1.5) * 0.5 = -1.277\text{kN/m}$  Außenträger

Bereich F:  $w_e = (0.74 * (-2.3) * 3) * 0.5 = -2.553\text{kN/m}$  Innenträger

Bereich G:  $w_e = (0.74 * (-1.3) * 3) * 0.5 = -1.443\text{kN/m}$  Innenträger

Bereich H:  $w_e = (0.74 * (-0.8) * 3) * 0.5 = -0.88\text{kN/m}$  Innenträger

Da gewisse Windlastfälle gemeinsam wirken wurden diese Kombinationen eigenhändig erstellt:

**Lastfall 24:** Lastfall 2 + Lastfall 9 + Lastfall 5

**Lastfall 25:** Lastfall 2 + Lastfall 9 + Lastfall 6

**Lastfall 26:** Lastfall 3 + Lastfall 7 + Lastfall 5

**Lastfall 27:** Lastfall 3 + Lastfall 7 + Lastfall 6

**Lastfall 28:** Lastfall 4 + Lastfall 8 + Lastfall 5

**Lastfall 29:** Lastfall 4 + Lastfall 8 + Lastfall 6

Diese Winddruckwerte werden den Bereichen lt. Norm am Gebäude zugeordnet und jeweils am Obergurt im Dach- und Stützenbereich angesetzt.

## **Nutzlast**

Ein Lastfall wurde laut [ÖNORM EN 1991-1-1,2011-09-01] bzw. [ÖNORM B 1991-1-1,2011-12-01] erstellt.

### **Lastfall 10:**

Das Dach wurde als Kategorie H (nicht zugängliches Dach außer für Unterhaltungs- und Instandhaltungsmaßnahmen) definiert.

Die laut Norm von  $q_k = 0.4\text{kN/m}^2$  werden einer Fläche von  $10\text{m}^2$  zugeordnet und in ungünstigster Position angesetzt, durch Division der Einflussbreite, erhält man die Länge der Liniennutzlast.

$$a = \frac{10}{3} = 3.33\text{m}$$

Wird  $q_k$  multipliziert mit den 3m der Einflussbreite, errechnet sich daraus der anzusetzende Designwert  $q_d$ .

$$q_d = 0.4 * 3 = 1.2\text{kN/m}$$

Die Nutzlast wurde verteilt auf zwei Obergurte, d.h. je Obergurt  $0.6\text{kN/m}$  auf einer Länge von  $3.33\text{m}$  am Dach platziert.

## Temperatur

Die 12 unterschiedlichen Lastfälle wurden laut [ÖNORM EN 1991-1-5,2012-01-01] bzw. [ÖNORM B 1991-1-5,2012-01-01] erstellt.

Annahmen bzw. gemessene Temperaturen vor Ort:

$$T_{\max} = 35^\circ \text{ maximale Außenlufttemperatur}$$

$$T_{\min} = 10^\circ \text{ minimale Außenlufttemperatur}$$

$$T_0 = 25^\circ \text{ Einbautemperatur}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 16 - 3 = 35 + 16 - 3 = 48^\circ$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} - 3 = 10 - 3 = 7^\circ$$

Konstanter Temperaturanteil:

**Lastfall 11:**  $\Delta T_{n,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 25 - 7 = 18^\circ$  Verkürzung des Ober- und Untergurtes

**Lastfall 12:**  $\Delta T_{n,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 48 - 25 = 23^\circ$  Verlängerung des Ober- und Untergurtes

Linearer Temperaturanteil: aus Tabelle 6.1 und Tabelle 6.2 Typ 1

### Lastfall 13:

$$\Delta T_{m,\text{heat}} * k_{\text{sur}} = 18 * 0.7 = 13^\circ$$

$$\text{Temperatur am Obergurt: } +6.5^\circ$$

$$\text{Temperatur am Untergurt: } -6.5^\circ$$

### Lastfall 14:

$$\Delta T_{m,\text{cool}} * k_{\text{sur}} = 13 * 0.9 = 12^\circ$$

$$\text{Temperatur am Obergurt: } -6^\circ$$

$$\text{Temperatur am Untergurt: } +6^\circ$$

Kombination des konstanten und linearen Temperaturanteils:

**Lastfall 15:**  $\omega_N * \Delta T_{n,exp} + \Delta T_{m,heat}$   
 $0.35 * 23 + 6.5 = 14.55^\circ$  für Obergurt  
 $0.35 * 23 - 6.5 = 1.55^\circ$  für Untergurt

**Lastfall 16:**  $\omega_N * \Delta T_{n,exp} + \Delta T_{m,cool}$   
 $0.35 * 23 + 6 = 14.05^\circ$  für Untergurt  
 $0.35 * 23 - 6 = 2.05^\circ$  für Obergurt

**Lastfall 17:**  $\omega_N * \Delta T_{n,con} + \Delta T_{m,heat}$   
 $0.35 * (-18) + 6.5 = 0.2^\circ$  für Obergurt  
 $0.35 * (-18) - 6.5 = -12.8^\circ$  für Untergurt

**Lastfall 18:**  $\omega_N * \Delta T_{n,con} + \Delta T_{m,cool}$   
 $0.35 * (-18) + 6 = -0.3^\circ$  für Untergurt  
 $0.35 * (-18) - 6 = -12.3^\circ$  für Obergurt

**Lastfall 19:**  $\omega_M * \Delta T_{m,heat} + \Delta T_{n,exp}$   
 $0.75 * 6.5 + 23 = 27.875^\circ$  für Obergurt  
 $0.75 * (-6.5) + 23 = 18.125^\circ$  für Untergurt

**Lastfall 20:**  $\omega_M * \Delta T_{m,heat} + \Delta T_{n,con}$   
 $0.75 * 6.5 - 18 = -13.125^\circ$  für Obergurt  
 $0.75 * (-6.5) - 18 = -22.875^\circ$  für Untergurt

**Lastfall 21:**  $\omega_M * \Delta T_{m,cool} + \Delta T_{n,exp}$   
 $0.75 * 6 + 23 = 27.5^\circ$  für Untergurt  
 $0.75 * (-6) + 23 = 18.5^\circ$  für Obergurt

**Lastfall 22:**  $\omega_M * \Delta T_{m,cool} + \Delta T_{n,con}$   
 $0.75 * 6 - 18 = -13.5^\circ$  für Untergurt  
 $0.75 * (-6) - 18 = -22.5^\circ$  für Obergurt

## Imperfektion

### Lastfall 23: [ÖNORM 1993-1-1,2012-03-01]

Beide Imperfektionen wurden im Stützenbereich jeweils auf beiden Obergurten und dem Untergurt berücksichtigt und mit allen anderen Lastfällen kombiniert.

### Globale Anfangsschiefstellung $\Phi$

Ausgangswert:

$$\Phi_0 = \frac{1}{200}$$

Abminderungsfaktor:  $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$  jedoch  $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$  h... Höhe des Tragwerks in m

$$\alpha_{h=6} = \frac{2}{\sqrt{6}} = 0.82 \quad \text{für die großen Träger } h = 6\text{m}$$

$$\alpha_{h=3} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1.15 \quad \text{für die kleinen Träger } h = 3\text{m}$$

Abminderungsfaktor für die Anzahl der Stützen in einer Reihe  $\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{13}\right)} = 0.73$$

m... Anzahl der Stützen in einer Reihe, hier m = 13 Träger

globale Anfangsschiefstellung der großen Träger:

$$\Phi = \Phi_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 0.82 * 0.73 = \frac{1}{334}$$

globale Anfangsschiefstellung der kleinen Träger:

$$\Phi = \Phi_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1.15 * 0.73 = \frac{1}{236}$$

### Vorkrümmung

$$\frac{e_0}{L} = \frac{1}{300}$$

Die geringe Auswahl an in größeren Mengen verfügbaren Profilen, schränkt die mögliche Struktur und Konstruktion des Tragwerks sehr ein, birgt aber auch eine große Herausforderung ein stabiles System zu entwickeln. Die Hauptbestandteile des Fachwerkrahmens sind ein quadratisches Formrohr mit 50/50/2.6mm für den doppelten Obergurt und einfachen Untergurt, sowie ein Bewehrungsstahl  $\varnothing 16\text{mm}$  für die Auskreuzungen.

Der komplette Träger hat ein Gewicht von etwa 240kg.

Als Windverbände wurden gleichschenkelige L-Winkel mit einer Dimension von 38/4mm verwendet. Die großen Träger haben einen 5.91m hohen Stützenteil an dem ein 12m langer Dachträger anschließt. Beim kleineren Träger ist der Stützenteil nur 3.10m hoch, der Dachträger hat aber ebenfalls eine Länge von 12m. Das Auflager der Fachwerkstützen befindet sich auf Fußbodenniveau. Bei einer Länge von ca. 9m haben beide Dachträger ihr zweites Auflager und kragen die übrigen 3m aus. Diese zweiten Auflager befinden sich, auf einer Ziegelwand bzw. Ziegelstütze mit einem darauf betonierten Ringbalken, in einer Höhe von 4.42m beim höheren und 3.63m beim kleineren Träger.

Das gesamte System, die 13 großen, die 9 kleinen Träger, wie auch die Windverbände, wurden im Statikprogramm RFEM 5 von [dlubal] modelliert und mit allen notwendigen Lastfällen belastet. Lt. [ÖNORM EN 1990,2013-03-15] im speziellen [ÖNORM B 1990-1,2013-01-01] nationaler Anhang für Österreich erstellt das Programm mit Berücksichtigung aller Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte im Hochbau alle möglichen Lastkombinationen. Unterschiedliche Lastfälle werden als führend angenommen und der jeweils andere mit Hilfe der Beiwerte abgemindert. Mit Ausnahme der Imperfektion, die bei keiner Kombination verringert wird.

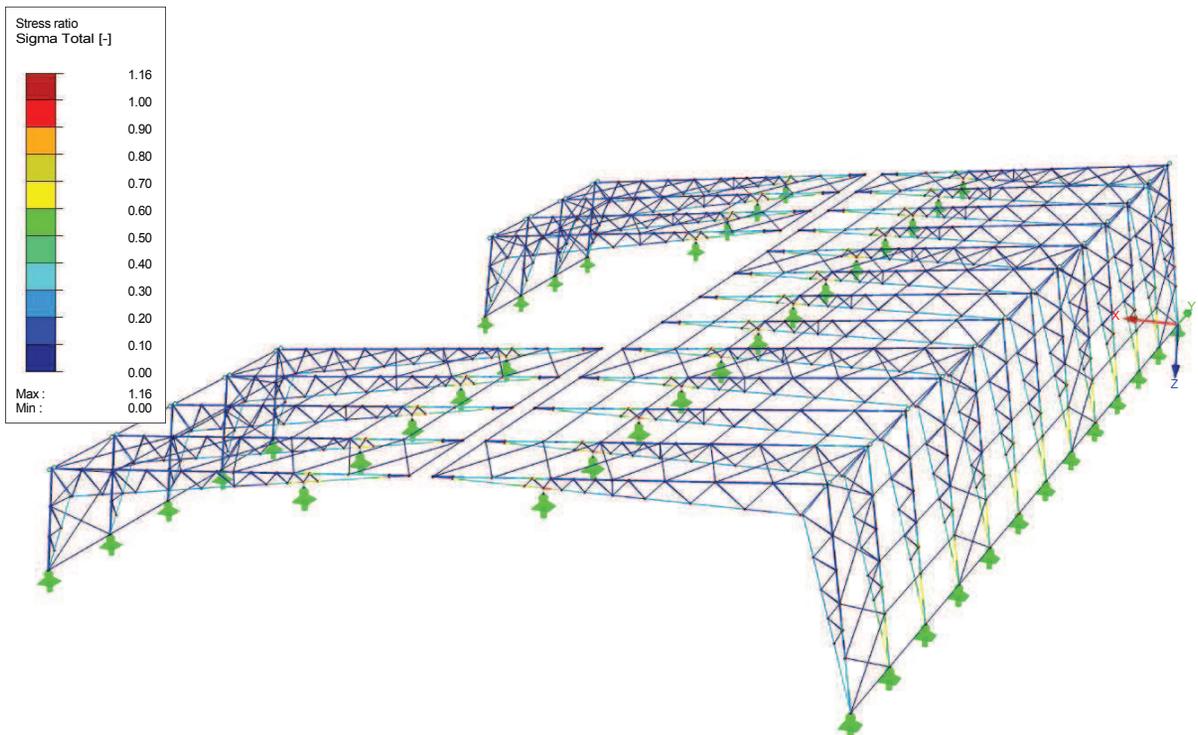
Verwendete Materialien:

Kaltgewalztes Formrohr 50/50/2.6mm mindestens S235, schweißbarer Bewehrungsstahl S550, warmgewalztes L-Profil 38/4mm mindestens S235

Bei der Eingabe in das Programm wurde für den Bewehrungsstahl eine Güte von S460 gewählt, bei den anderen Materialien ein S235.

## Globale Tragfähigkeit

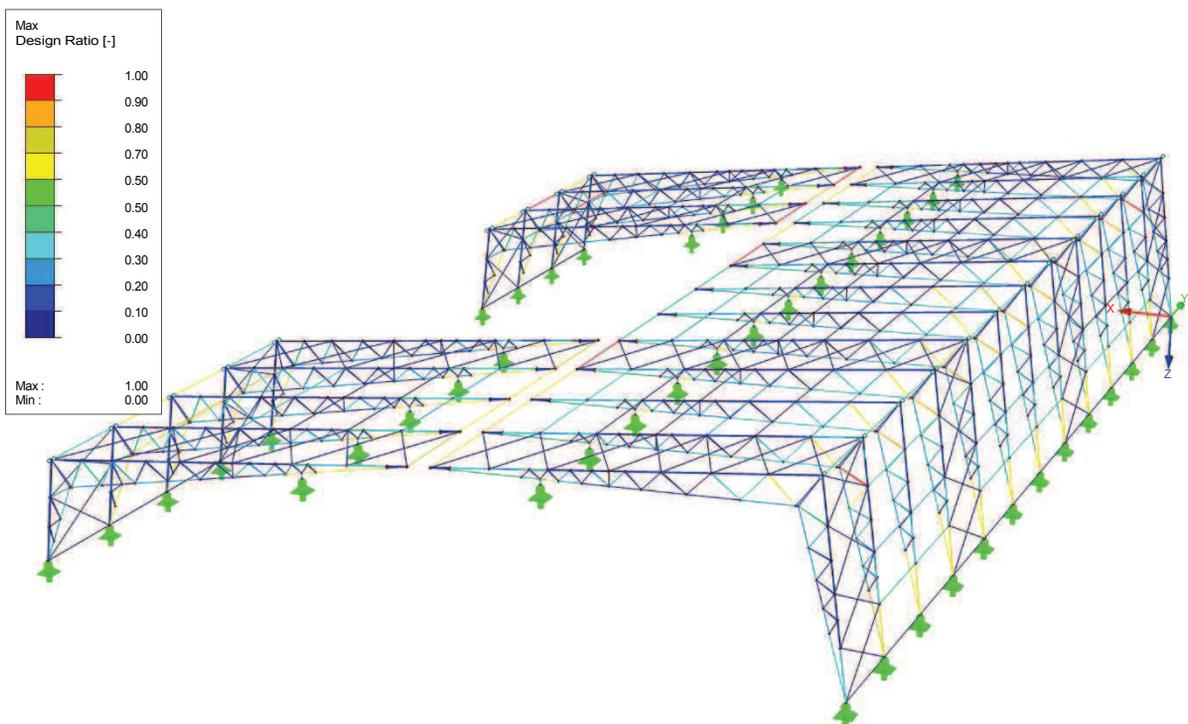
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wurde mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-Stahl Allgemeiner Spannungsnachweis“ die vorhandene elastische Maximalspannungen der Bauteile mit den Grenzspannungen verglichen und ausgewertet. Durch die farbige Ausgabe der Ergebnisse bzw. der Ausnutzung der Stäbe sind die kritischen Bereiche schnell zu erkennen. Bei dem System wurde eine Ausnutzung von 1.16 an manchen Stäben im Bereich des oberen Auflagers erzielt. Durch den Einbau von zwei Formrohren anstatt einem, wurde auf dieses Problem reagiert. (siehe Seite 60, Perspektivisches Detail Bereich Stützenfuß)



Graphische Ergebnisauswertung RF-Stahl Allgemeine Spannungsanalyse

Bei der Berechnung, mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-Stahl EC3“ mit dem nationalen Anhang für Österreich, wurde eine Ausnutzung von 1.0 erreicht. Dieses Modul teilt die eingegebenen Querschnitte in die Querschnittsklassen 1 bis 4 ein. Dadurch kann für Querschnitte aufgrund ihrer Möglichkeit des Plastifizierens ein höherer Widerstand in Rechnung gestellt werden (E-P Berechnung).

Um auch bei der allgemeinen Spannungsanalyse, einer E-E Berechnung, eine maximale Ausnutzung von 1.0 bei dem maßgebenden Stab erreichen zu können, wurden versuchsweise die Teilsicherheitsbeiwerte herabgesetzt. Bei einem Beiwert von 1.35 für ständige Lasten und einem Beiwert von 1.34 statt 1.50 für veränderliche Lasten wurde dies erreicht.

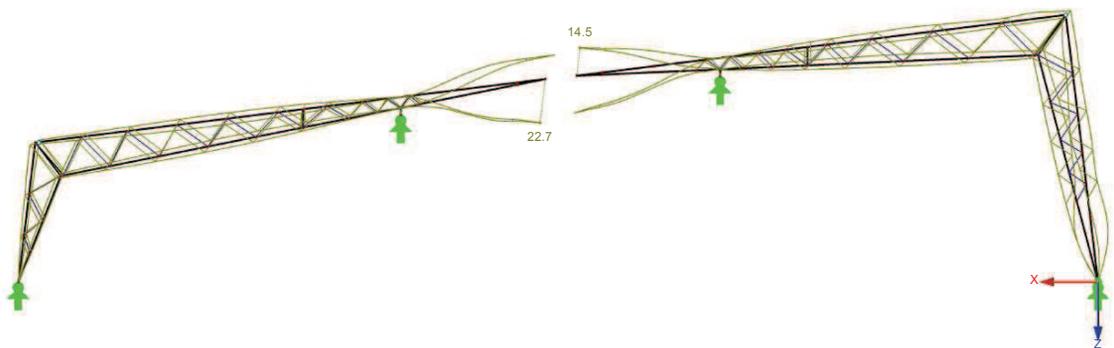


Graphische Ergebnisauswertung RF-Stahl EC3

### Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Die maximale Verformung der Struktur von  $w = 22.7\text{mm}$  befindet sich in den 3m auskragenden Trägerspitzen bei dem ersten Trägerpaar am Rand des Gesamttragwerks. Weil es sich um ein Dach der Kategorie H handelt, ist die zulässige Durchbiegung bei Kragträgern  $L/100$ .

$$w = 22.7\text{mm} \leq L/100 = 3000/100 = 30\text{mm} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

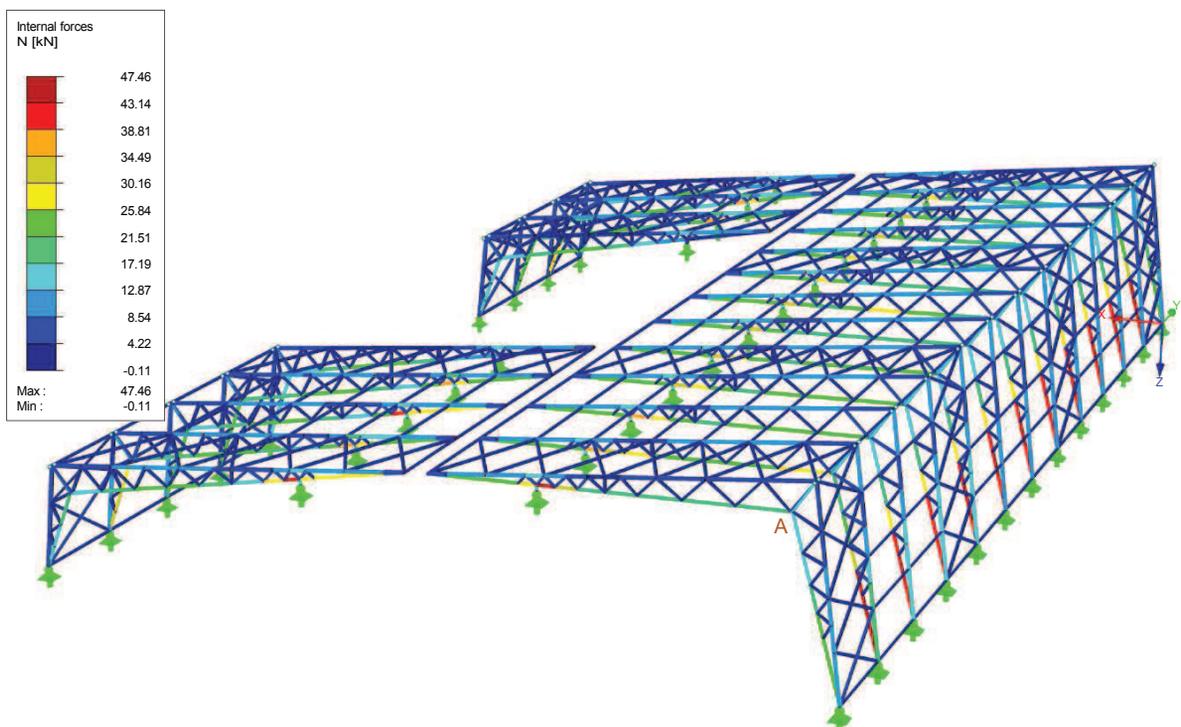


Graphische Ergebnisauswertung SLS

## Werte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für Detailnachweise

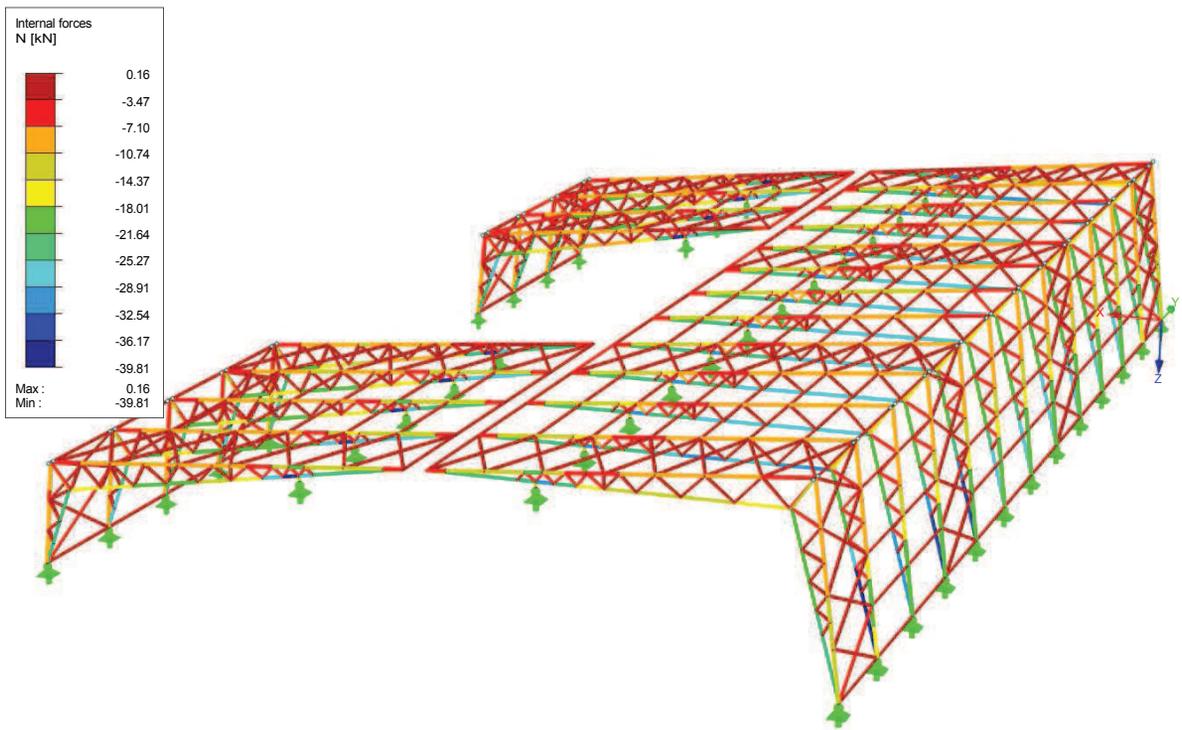
Aus dem gesamten System wurde der maßgebendste Träger ausgewählt. Für die weitere Berechnung wurden Schnittgrößen und Auflagerkräfte entnommen.

Versuchsweise wurde im Punkt A eine horizontale Einzellast von  $1/100 * N_{max}$  ( $N_{max}$  vom benachbarten Stab) angesetzt, um zu sehen wie sich dieser Punkt verhält, da er aus der Ebene nicht gehalten wird. Beim Vergleich mit dem ursprünglichen System wurden keine Veränderungen bzw. Verformungen festgestellt. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Diagonale den Untergurt ausreichend stabilisiert.



Graphische Ergebnisauswertung ULS N max Werte

# Trägerberechnung



Graphische Ergebnisauswertung ULS N min Werte

## Schweißnahtverbindungen

Bei dem oberen und unteren Auflagern wurden die Träger an die Stahlteile geschweißt. Der Nachweis der Kehlnähte wurde nach dem vereinfachten Verfahren lt. [ÖNORM 1993-1-8,2012-03-01] geführt.

An manchen Anschlüssen konnte die vorgeschriebene Mindestnahtdicke von 3mm nicht in Rechnung gestellt werden. Da die Blechstärke des Formrohrs nur 2.6mm beträgt, wurde ein  $a = 0.26\text{cm}$  angenommen.

Allgemeine Formel:

$$F_{w,RD} = \frac{f_u}{(\sqrt{3}) * \beta_w * \gamma_{M2}} * a * l_w$$

mit:

$$f_u = 36\text{kN/cm}^2$$

$$\beta_w = 0.9$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$a = 0.26\text{cm}$$

Schweißnahttragfähigkeit pro Längeneinheit in cm:

$$F_{w,RD}/l_w = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.26 = 4.8\text{kN/cm}$$

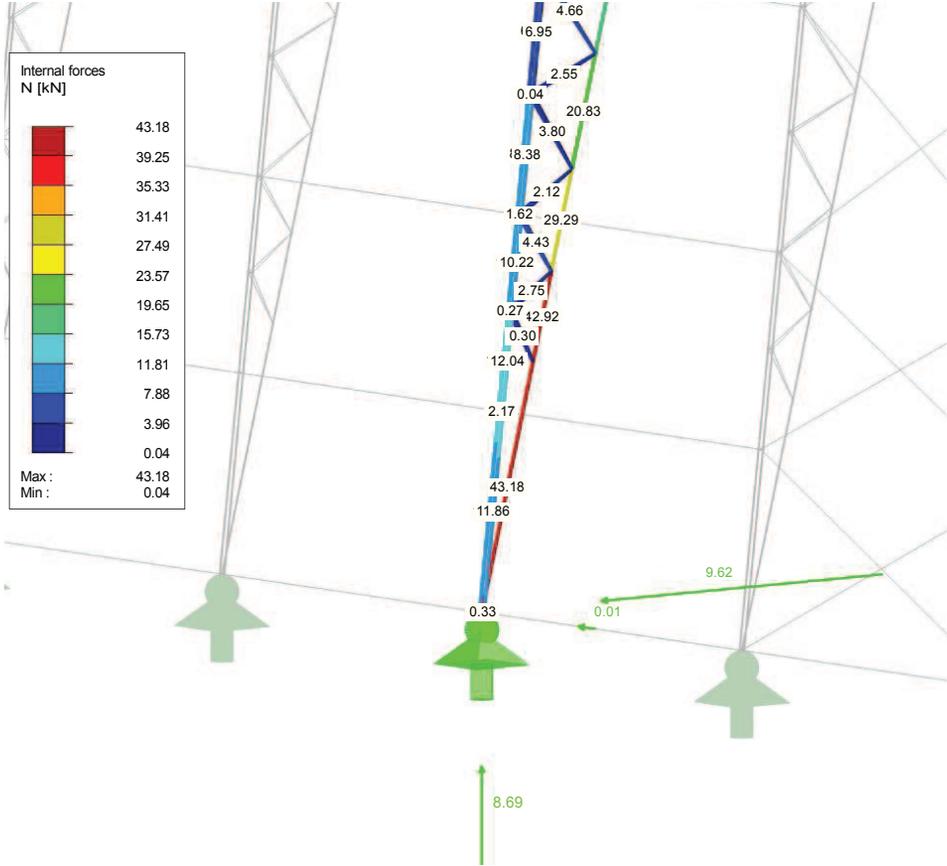
Bei einer Schweißnahtlänge von 1cm können 4.8kN übertragen werden. Im Allgemeinen wird eine Kehlnahtlänge von  $<30\text{mm}$  oder  $6*a$  nicht in Rechnung gestellt. Die wirksame Länge der Kehlnaht ist:  $l_w = l - 2 * a$

Mit Hilfe der Ergebnisse des Statikprogramms können die Längen der einzelnen Schweißnähte an einem maßgebenden Träger in jedem Anschluss schnell ermittelt werden. Bei dem Anschluss des Bewehrungsstahls  $\varnothing 16\text{mm}$  als Auskreuzung an das Formrohr, entweder am Ober- oder Untergurt, entspricht die mögliche Länge der Schweißnaht 8cm.

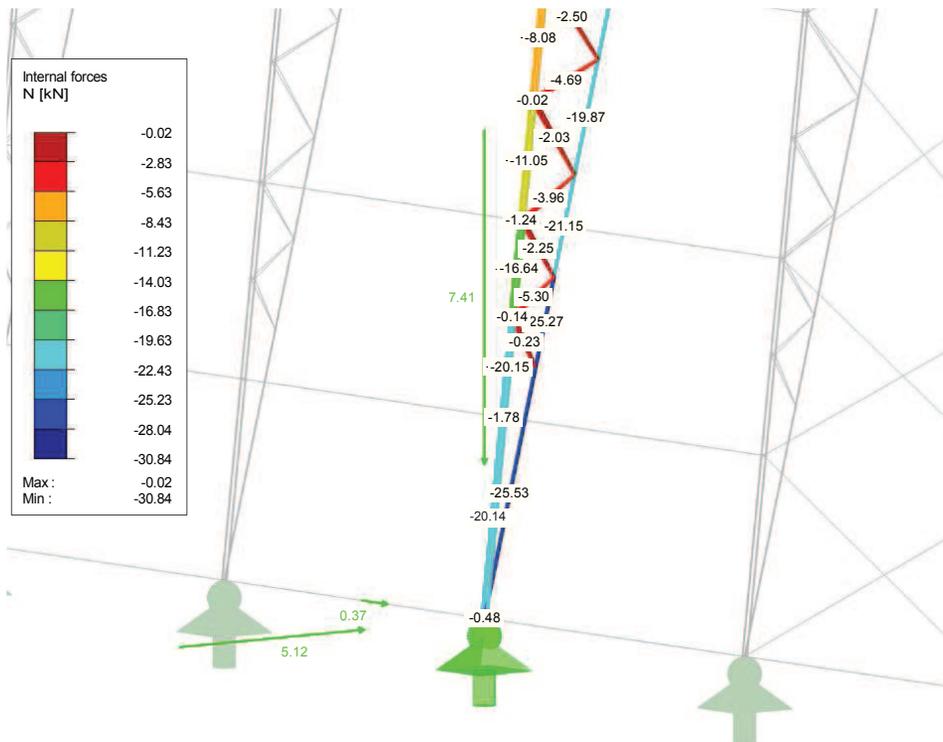
$$l_w = 8 - 2 * 0.26 = 7.48\text{cm}$$

Hier kam die Schweißnahttragfähigkeitsformel pro Längeneinheit zum Einsatz, um nicht jede einzelne Naht berechnen zu müssen. Dies würde einer möglichen Kraftübertragung von  $4.8\text{kN} * 7.48\text{cm} = 35.9\text{kN}$  entsprechen und ist somit mehr als ausreichend, da eine maximale Normalkraft von 9kN in den Auskreuzungen zu erwarten ist. Die Schweißnähte wurden absichtlich etwas länger als nötig gemacht, um auch bei schlechter Nahtqualität eine ausreichende Sicherheit zu erzielen.

unteres Auflager

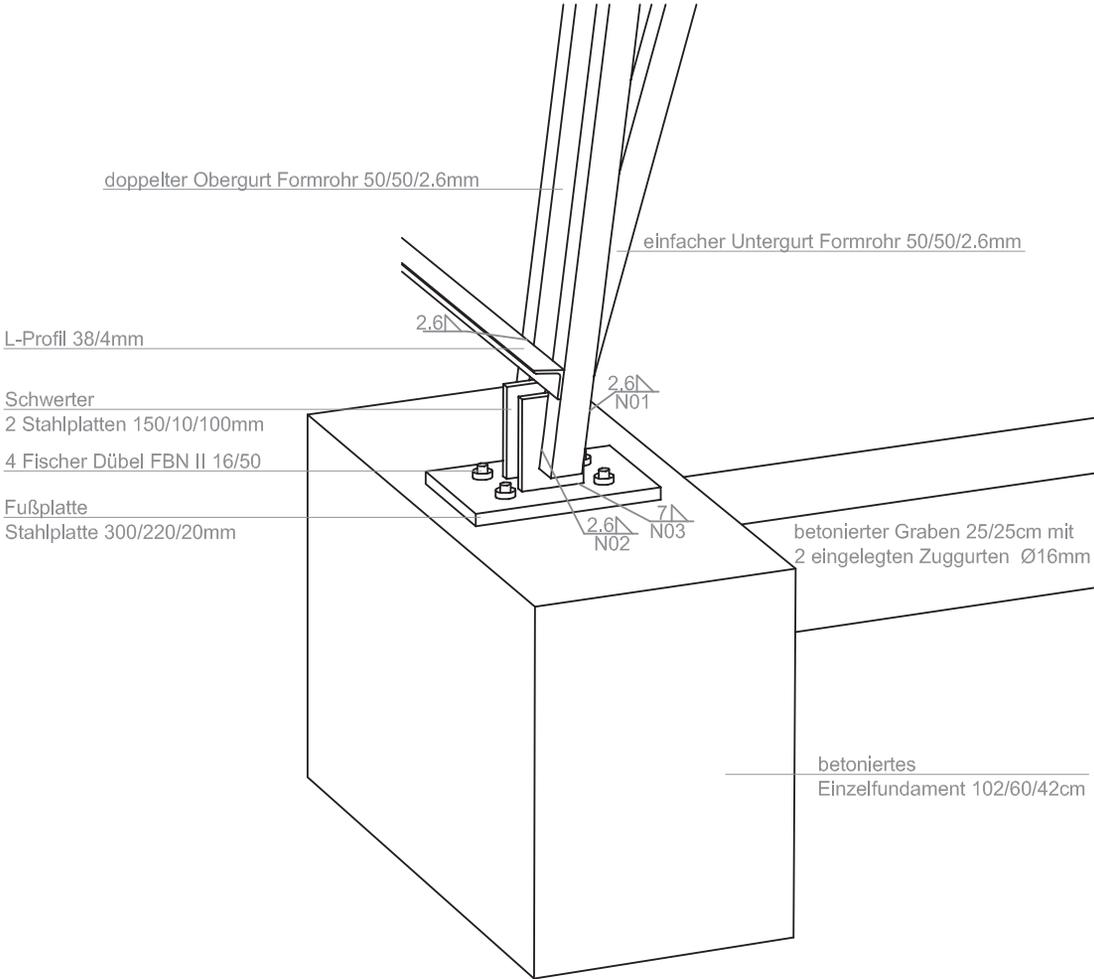


Graphische Ergebnisauswertung ULS N max Werte



Graphische Ergebnisauswertung ULS N min Werte

unteres Auflager



Perspektivisches Detail

Um überhaupt Formrohre in den kaltgewalzten Bereichen schweißen zu können, muss lt. [ÖNORM EN 1993-1-8, 2012-03-01] Tabelle 4.2 das Mindest  $r/t$ -Verhältnis eingehalten werden.

$$\frac{r}{t} = \frac{3}{2.6} = 1.15 \geq 1$$

mit:

$r = 3\text{mm}$  Biegeradius       $t = 2.6\text{mm}$  Wandstärke

Lt. Tabelle darf hier die maximale Wandstärke 4mm betragen – Nachweis erfüllt.

## Nachweis am unteren Auflager mittels maßgebenden Lastfalls und Träger

### 1. Anschluss Träger zu den beiden Schwertern S235

**N01:** Maximale Zugkraft am Untergurt  $F_{Ed} = 43.18\text{kN}$ , mögliche Schweißnahtlänge an dieser Stelle ist  $l = 30\text{cm}$

$$l_w = l - 2 * a = 30 - 2 * 0.26 = 29.48\text{cm}$$

$$F_{w,RD} = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.26 * 29.48 = 141.6\text{kN} \geq F_{Ed} = 43.18\text{kN}$$

**N02:** Maximale Druckkraft an einem Obergurt der Stütze  $F_{Ed} = 20.14\text{kN}$ , mögliche Schweißnahtlänge an dieser Stelle ist  $l = 20\text{cm}$

$$l_w = l - 2 * a = 20 - 2 * 0.26 = 19.48\text{cm}$$

$$F_{w,RD} = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.26 * 19.48 = 93.6\text{kN} \geq F_{Ed} = 20.14\text{kN}$$

Wegen der Symmetrie wirkt am anderen Obergurt die gleiche Belastung.

### Normalkraftnachweis

Kraft, die auf die beiden angeschweißten Schwerter wirkt. Vereinfacht wurden die Normalkräfte vom Ober- und Untergurt genommen. Da der Winkel sehr klein ist, würden sich die Schnittkräfte bei Drehung nur geringfügig ändern.

Auswahl der maßgebenden Belastung

$$\sum N_{\max} = 43.18 + 2 * 11.84 = 66.86\text{kN} \quad \text{maßgebend}$$

$$\sum N_{\min} = -25.53 + 2 * -20.14 = -65.81\text{kN}$$

$$\text{Kraft pro Schwert } N_{Ed} = 66.86\text{kN}/2 = 33.43\text{kN}$$

unteres Auflager

$$N_{Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

mit:

$$A = 10\text{cm} * 1\text{cm} = 10\text{cm}^2$$

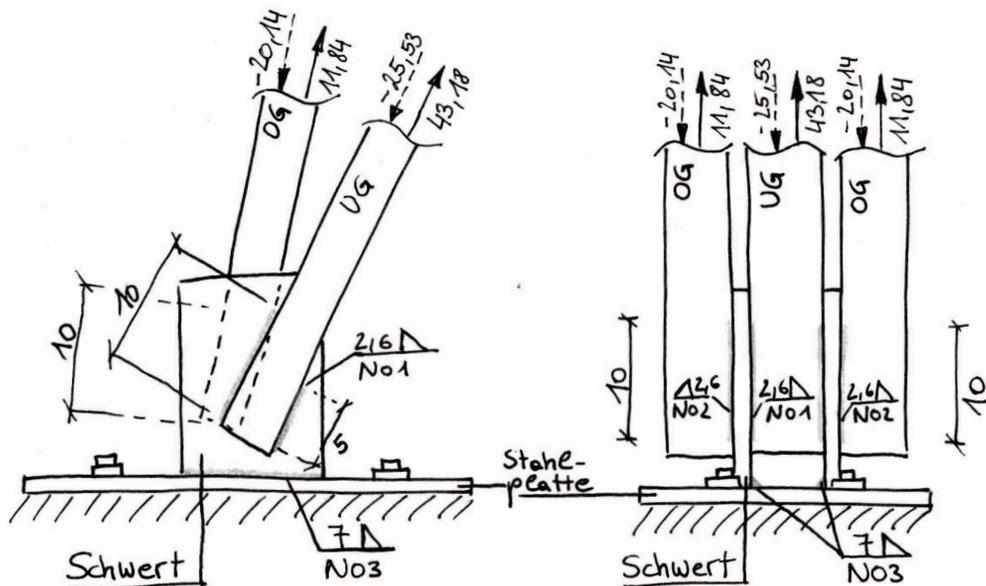
$$f_y = 23.5\text{kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$N_{Rd} = \frac{10 * 23.5}{1} = 235\text{kN}$$

$$N_{Rd} = 235\text{kN} \geq N_{Ed} = 33.43\text{kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Wegen der geringen Querkraft- und Momentenbeanspruchung der Gurte von jeweils etwa 0.7kN wurde auf einen Nachweis verzichtet.



Skizze

## 2. Kehlnahtanschluss der beiden Schwerter auf die Stahlplatte

Folgende Werte sind pro Schwert gerechnet, daher wurden die Auflagerkräfte von der graphischen Ergebnisauswertung ULS N max Werte mit 0.5 multipliziert.

**NO3:** Die mögliche Schweißnahtlänge beträgt  $l = 20\text{cm}$

$$l_w = l - 2 * a = 20 - 2 * 0.7 = 18.6\text{cm}$$

Hier kann eine Schweißnahtdicke von  $a \leq 0.7 * t$  d.h.  $a = 0.7 * 1\text{cm} = 0.7\text{cm}$  in Rechnung gestellt werden.

Resultierende der angreifenden Kräfte

$$F_{Ed} = \sqrt{N_{\perp,Ed}^2 + V_{\perp,Ed}^2 + V_{\parallel,Ed}^2}$$

mit:

$$N_{\perp,Ed,z} = 8.69 * 0.5 = 4.35\text{kN}$$

$$V_{\perp,Ed,y} = 0.01 * 0.5 = 0.005\text{kN}$$

$$V_{\parallel,Ed,x} = 9.62 * 0.5 = 4.81\text{kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{4.35^2 + 0.005^2 + 4.81^2} = 6.49\text{kN}$$

$$F_{w,RD} = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.7 * 18.6 = 240.5\text{kN} \geq F_{Ed} = 6.49\text{kN}$$

Alle Nachweise konnten bei weitem erfüllt werden.

Der Anschluss der Stahlplatten an die jeweiligen Einzelfundamente wurden mit 4 Dübel von Fischer mit der Bezeichnung FBN II 16/50 hergestellt. Da nur diese Dimension in größeren Mengen verfügbar war, kamen diese zum Einsatz.

Bei der Kombination von Zug- und Querlasten, bei Randeinfluss und bei Dübelgruppen kann der Nachweis der Dübel mit Hilfe des auf der Homepage von Fischer zur Verfügung gestellten Programms Fixperience geführt werden. Diesem Programm liegt das Bemessungsverfahren [ETAG 001] zugrunde.

## **Bemessungsgrundlagen**

### **Anker**

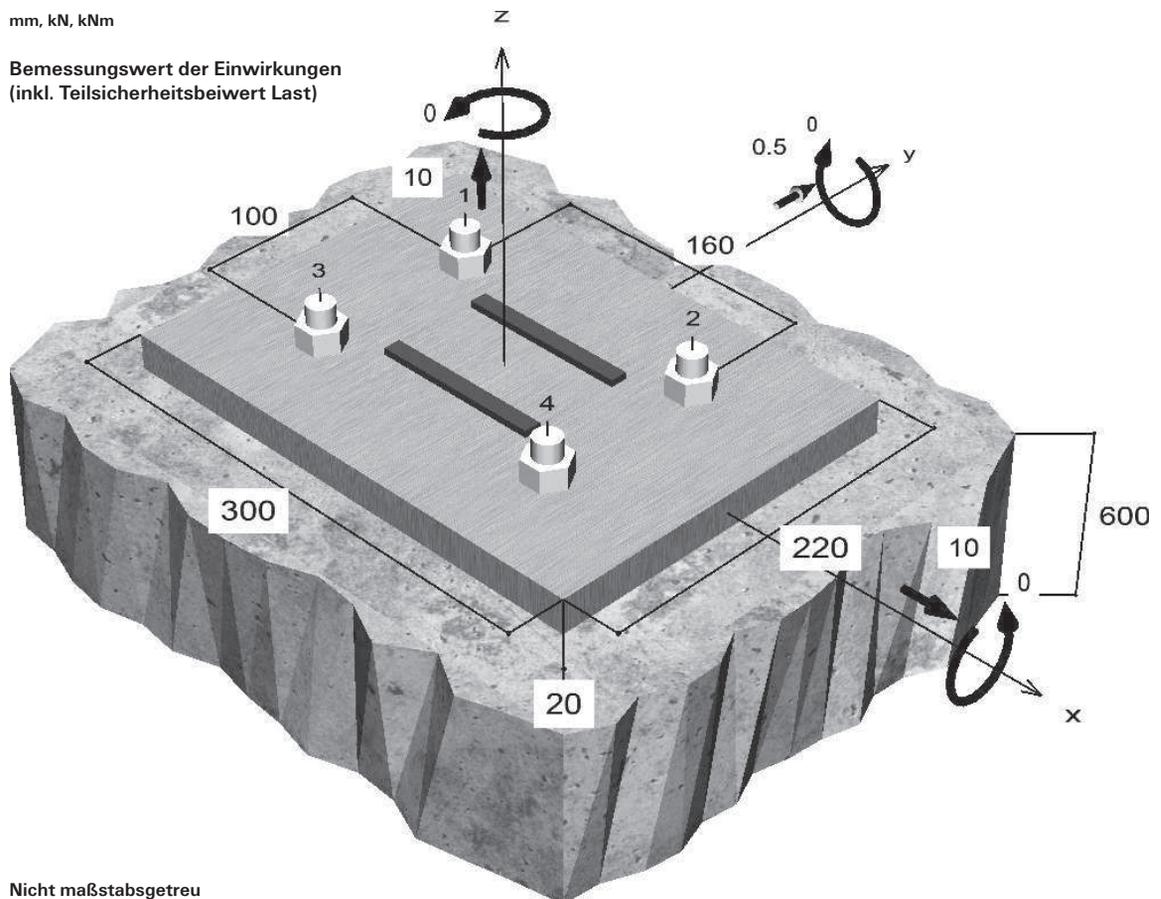
Ankersystem	fischer Bolzenanker FBN II
Anker	Bolzenanker FBN II 16/25, galvanisch verzinkter Stahl
Verankerungstiefe	65 mm
Bemessungsdaten	Zulassung ETA-07/0211 , Option 7, Geltungsdauer: 29.04.2013 - 26.09.2017



### **Geometrie / Lasten / Maßeinheiten**

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen  
(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

**Eingabedaten**

Bemessungsverfahren	ETAG 001, Anhang C, Verfahren A
Verankerungsgrund	Normalbeton, C20/25, EN 206
Betonzustand	Ungerissen, trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt nicht verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	300 mm x 220 mm x 20 mm
Profiltyp	Doppelflachstahl, 100 x 10 (S 235), 50 mm

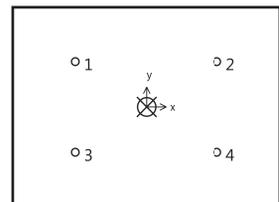
**Bemessungslasten \*)**

$N_{Sd}$ kN	$V_{Sd,x}$ kN	$V_{Sd,y}$ kN	$M_{Sd,x}$ kNm	$M_{Sd,y}$ kNm	$M_{T,Sd}$ kNm
10,00	10,00	0,50	0,00	0,00	0,00

\*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

**Resultierende Ankerkräfte**

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	2,50	2,50	2,50	0,13
2	2,50	2,50	2,50	0,13
3	2,50	2,50	2,50	0,13
4	2,50	2,50	2,50	0,13



Kraft: ☒ Zug ● Druck

Max. Betonstauchung :	0,00 %
Max. Betondruckspannung :	0,0 N/mm <sup>2</sup>
Resultierende Zugkraft :	10,00 kN , X/Y Position ( 0 / 0 )
Resultierende Druckkraft :	0,00 kN , X/Y Position ( 0 / 0 )

**Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen**

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung $\beta_n$ %
Stahlversagen *	2,50	51,93	4,8
Betonausbruch	10,00	48,59	20,6

## unteres Auflager

### Stahlversagen

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	$\gamma_{Ms}$	$N_{Rd,s}$ kN	$N_{Sd}$ kN	$\beta_{N,s}$ %
77,90	1,50	51,93	2,50	4,8

### Betonausbruch

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \quad \text{Gl. (5.2)}$$

$$N_{Rk,c} = 26,46 \text{ kN} \cdot \frac{104.725 \text{ mm}^2}{38.025 \text{ mm}^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 72,89 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 10,1 \cdot \sqrt{25,0 \text{ N/mm}^2} \cdot (65 \text{ mm})^{1,5} = 26,46 \text{ kN} \quad \text{Gl. (5.2a)}$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (5.2c)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \quad \text{Gl. (5.2d)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{8e_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (5.2e)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{195 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{195 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1$$

$N_{Rk,c}$ kN	$\gamma_{Mc}$	$N_{Rd,c}$ kN	$N_{Sd}$ kN	$\beta_{N,c}$ %
72,89	1,50	48,59	10,00	20,6

## Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung $\beta_v$ %
Stahlversagen ohne Hebelarm *	2,50	44,08	5,7
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	10,01	111,76	9,0

\* Ungünstigster Anker

**Stahlversagen ohne Hebelarm**

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



V <sub>Rk,s</sub> kN	γ <sub>Ms</sub>	V <sub>Rd,s</sub> kN	V <sub>Sd</sub> kN	β <sub>Vs</sub> %
55,10	1,25	44,08	2,50	5,7

**Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2,3 \cdot 72,89kN = 167,64kN$$

Gl. (5.6)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Gl. (5.2)

$$N_{Rk,c} = 26,46kN \cdot \frac{104.725mm^2}{38.025mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 72,89kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 10,1 \cdot \sqrt{25,0N/mm^2} \cdot (65mm)^{1,5} = 26,46kN$$

Gl. (5.2a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = 1,000 \leq 1$$

Gl. (5.2c)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Gl. (5.2d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Gl. (5.2e)

V <sub>Rk,cp</sub> kN	γ <sub>Mc</sub>	V <sub>Rd,cp</sub> kN	V <sub>Sd</sub> kN	β <sub>V,cp</sub> %
167,64	1,50	111,76	10,01	9,0

**Ausnutzung für Zug- und Querlasten**

Zuglasten	Ausnutzung β <sub>N</sub> %	Querlasten	Ausnutzung β <sub>V</sub> %
Stahlversagen *	4,8	Stahlversagen ohne Hebelarm *	5,7
Betonausbruch	20,6	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	9,0

\* Ungünstigster Anker

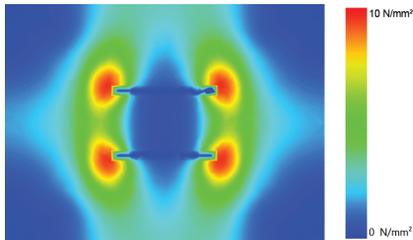
unteres Auflager

## Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$\beta_N = 0,21 \leq 1$		<b>Nachweis erfolgreich</b>	Gl. (5.8a)
$\beta_V = 0,09 \leq 1$			Gl. (5.8b)
$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = 0,12 \leq 1$			Gl. (5.9)

## Ankerplattendicke

### Spannungsverteilung innerhalb der Ankerplatte



### Ankerplattendetails

Ankerplattendicke (FE-Berechnung)	t =	20 mm
Material der Ankerplatte		S 235 (St 37)
E-Modul	E =	210.000 N/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze	R <sub>p,0.2</sub> =	235 N/mm <sup>2</sup>
Sicherheitsfaktor	γ <sub>M</sub> =	1,1
Querdehnzahl	ν =	0,3
Ausnutzung	η =	4 %
Profiltyp		Doppelflachstahl, 100 x 10 (S 235), 50 mm

## Technische Hinweise

Wenn der Randabstand eines Ankers kleiner als der charakteristische Randabstand  $C_{cr,N} = 98$  mm (Bemessungsverfahren A) ist, ist eine Längsbewehrung mit einem Durchmesser von  $d = 6$  mm im Bereich der Verankerungstiefe des Ankers erforderlich.

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in fixperience enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit.

Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten

## Angaben zur Montage

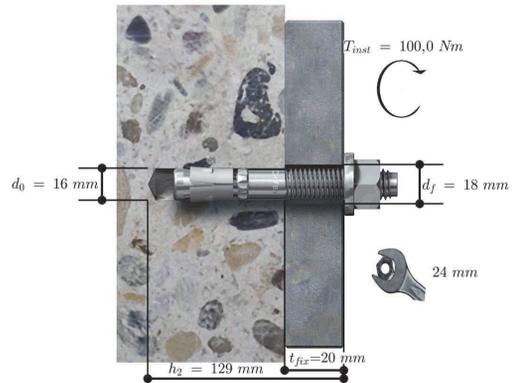
### Anker

Ankersystem	<b>fischer Bolzenanker FBN II</b>	
Anker	Bolzenanker FBN II 16/25, galvanisch verzinkter Stahl	Art.-Nr. 45564
Zubehör	Handausbläser Groß ABG Hammerbohrer SDS Plus IV 16/150/210	Art.-Nr. 89300 Art.-Nr. 506533



**Montagedetails**

Gewindegröße	M 16
Bohrlochdurchmesser	$d_0 = 16 \text{ mm}$
Bohrlochtiefe	$h_2 = 129 \text{ mm}$
Verankerungstiefe	$h_{ef} = 65 \text{ mm}$
Bohrverfahren	Hammerbohren
Bohrlochreinigung	Bohrloch mit Handausbläser ausblasen
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt nicht verfüllt
Montagedrehmoment	$T_{inst} = 100,0 \text{ Nm}$
Schlüsselweite	24 mm
Ankerplattendicke	$t = 20 \text{ mm}$
Gesamte Befestigungsdicke	$t_{fix} = 20 \text{ mm}$

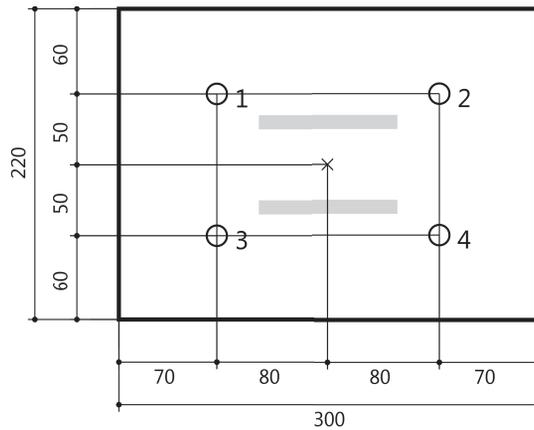


**Ankerplattendetails**

Material der Ankerplatte	S 235 (St 37)
Ankerplattendicke	$t = 20 \text{ mm}$
Durchgangsloch im Anbauteil	$d_f = 18 \text{ mm}$

**Anbauteil**

Profiltyp	Doppelflachstahl, 100 x 10 (S 235), 50 mm
-----------	---



**Ankerkoordinaten**

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	-80	50
2	80	50
3	-80	-50
4	80	-50

unteres Auflager

### **Teilflächenbelastung**

Die betonierten Einzelfundamente werden, über die 30/22cm großen Stahlplatten, einem maximalen Druck von  $F_{Ed} = 8.69\text{kN} = 0.00869\text{MN}$  ausgesetzt.

Wegen dem, um den beanspruchten Bereich liegenden Beton, der eine Querdehnung behindert, wäre eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  möglich. Hier wurde aber wegen der geringen Beanspruchung darauf verzichtet. Der Nachweis konnte bei weitem erfüllt werden.

$$\frac{F_{Ed}}{A_{c0}} < f_{cd}$$

mit:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33\text{MN/m}^2$$

$$A_{c0} = 0.3 * 0.22 = 0.066\text{m}^2$$

$$\frac{0.00869}{0.066} = 0.13\text{MN/m}^2 < 11.33\text{MN/m}^2$$

## Nachweis am oberen Auflager mittels maßgebenden Lastfalls und Träger

### 1. Anschluss Träger bzw. Stützenfuß zu den beiden Schwertern

**N04:** Maximale Schnittkräfte: Druckkraft  $N_{\perp,Ed} = 16.61\text{kN}$  und Querkraft

$V_{\perp,Ed} = 14.44\text{kN}$  am Stützenfuß

Die mögliche Schweißnahtlänge an dieser Stelle beträgt  $l = 2 * 18\text{cm} = 36\text{cm}$ .

$l_w = l - 2 * a = 36 - 2 * 0.26 = 35.48\text{cm}$

Resultierende der angreifenden Kräfte

$$F_{Ed} = \sqrt{N_{\perp,Ed}^2 + V_{\perp,Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{16.61^2 + 14.44^2} = 22.0\text{kN}$$

$$F_{w,RD} = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.26 * 35.48 = 170.4\text{kN} \geq F_{Ed} = 22.0\text{kN}$$

### Normalkraftnachweis

Kraft, die auf die beiden angeschweißten Schwerter wirkt  $N_{\perp,Ed} = 16.61\text{kN}$

Kraft pro Schwert  $N_{\perp,Ed} = 16.61/2 = 8.31\text{kN}$

$$N_{Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

mit:

$$A = 8\text{cm} * 1\text{cm} = 8\text{cm}^2$$

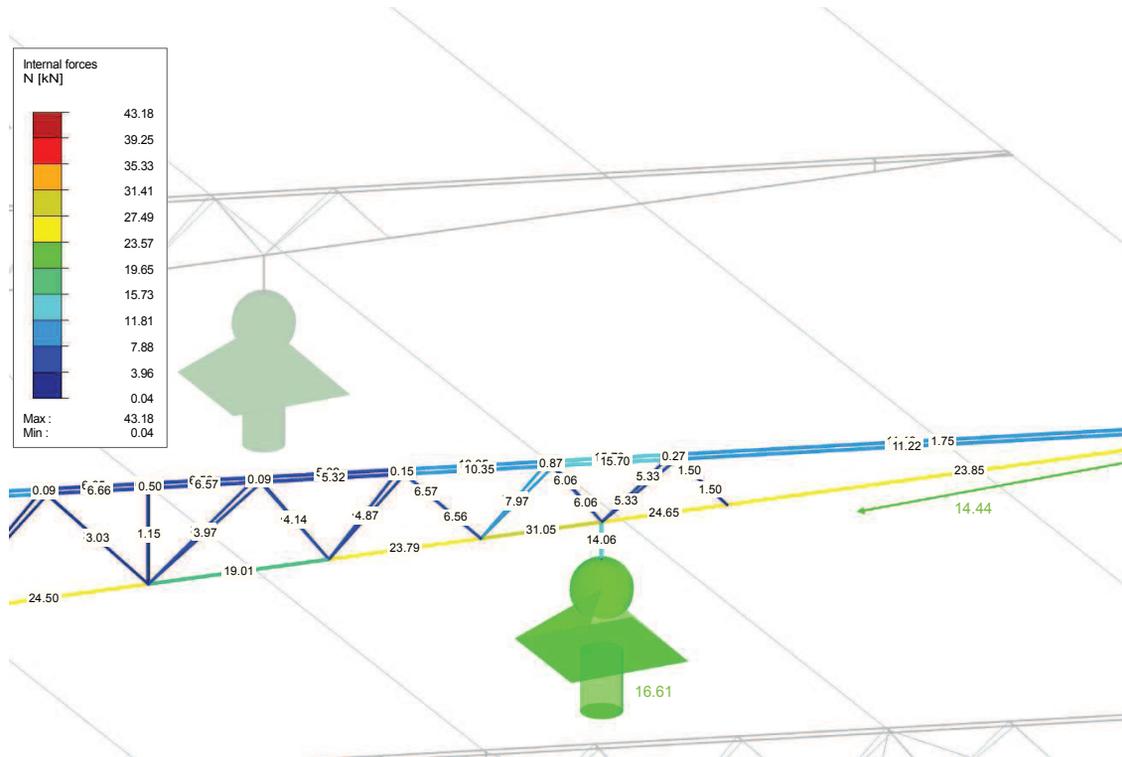
$$f_y = 23.5\text{kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

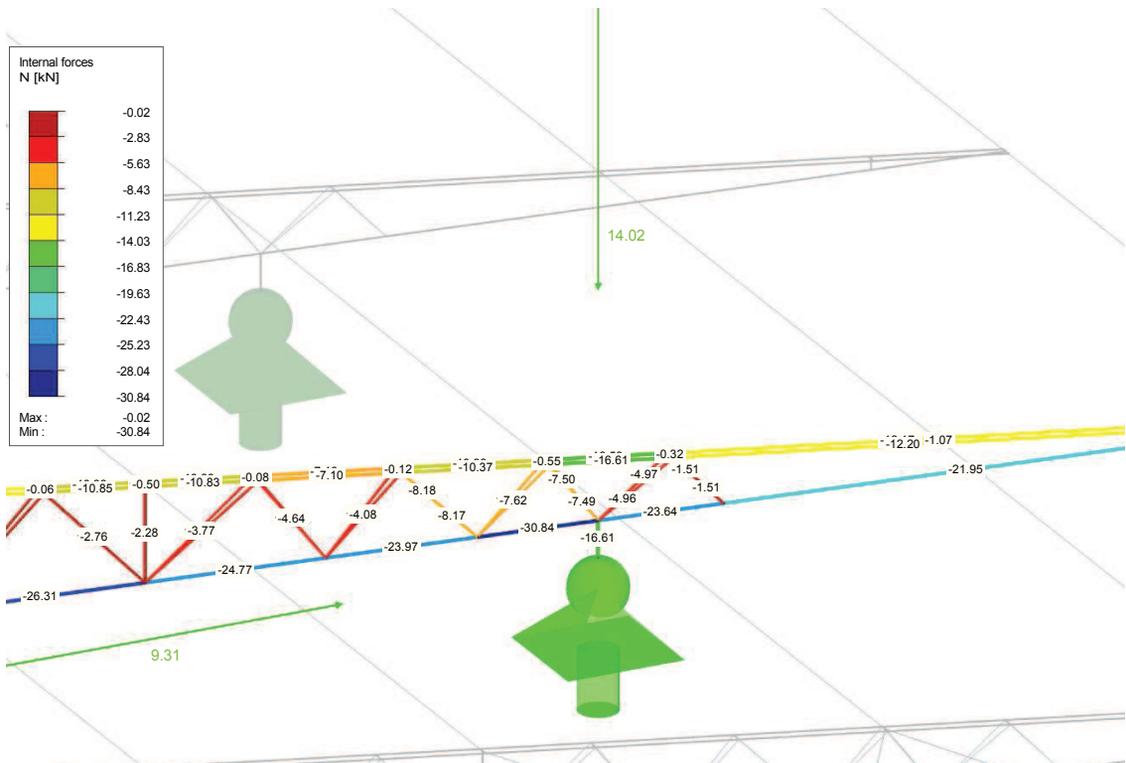
$$N_{Rd} = \frac{8 * 23.5}{1} = 188\text{kN}$$

$$N_{Rd} = 188\text{kN} \geq N_{\perp,Ed} = 8.31\text{kN}$$

# oberes Auflager

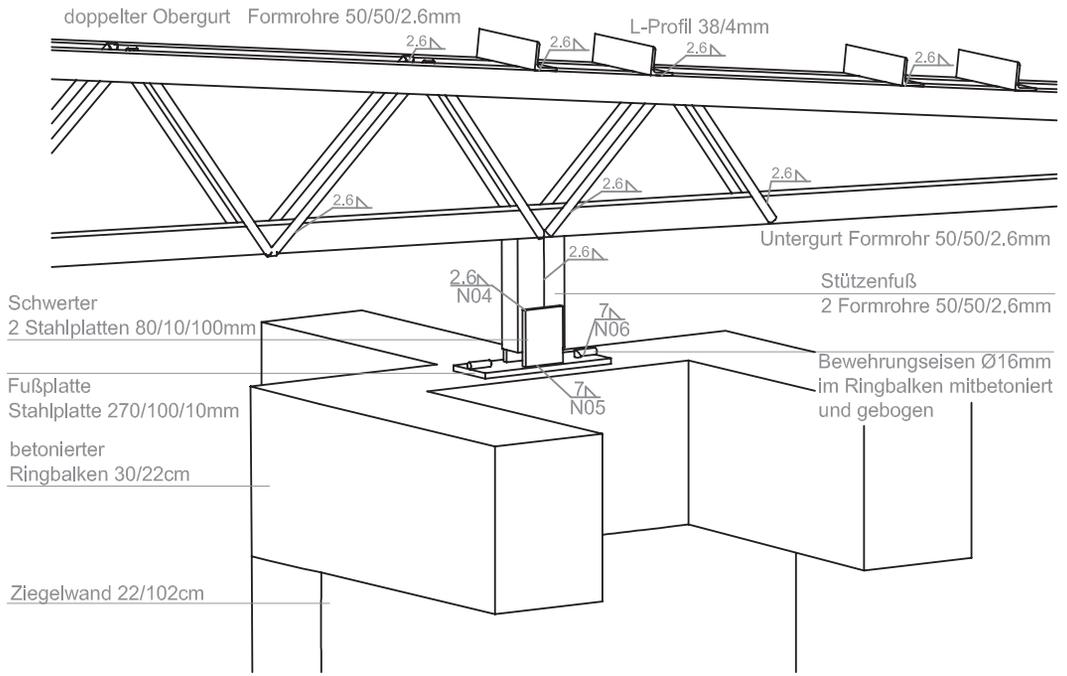


Graphische Ergebnisauswertung ULS N max Werte



Graphische Ergebnisauswertung ULS N min Werte

oberes Auflager



Perspektivisches Detail Bereich Stützenfuß

**Querkraftnachweis**

Kraft, die auf die beiden angeschweißten Schwerter wirkt  $V_{\perp,Ed} = 14.44\text{kN}$

Kraft pro Schwert  $V_{\perp,Ed} = 14.44/2 = 7.22\text{kN}$ .

$$V_{Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

mit:

$$A = 8\text{cm} * 1\text{cm} = 8\text{cm}^2$$

$$f_y = 23.5\text{kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$V_{Rd} = \frac{8 * 23.5}{1 * \sqrt{3}} = 108.5\text{kN}$$

$$V_{Rd} = 108.5\text{kN} \geq V_{\perp,Ed} = 7.22\text{kN}$$

Wegen der geringen Momentenbeanspruchung wurde auf einen Nachweis verzichtet.

**2. Kehlnahtanschluss der beiden Schwerter auf die Stahlplatte**

**N05:** Maximale Auflagerkräfte:  $N_{\perp,Ed} = 16.61\text{kN}$  und  $V_{\perp,Ed} = 14.44\text{kN}$

mögliche Schweißnahtlänge an dieser Stelle beträgt  $l = 2 * 16\text{cm} = 32\text{cm}$

$$l_w = l - 2 * a = 32 - 2 * 0.7 = 30.6\text{cm}$$

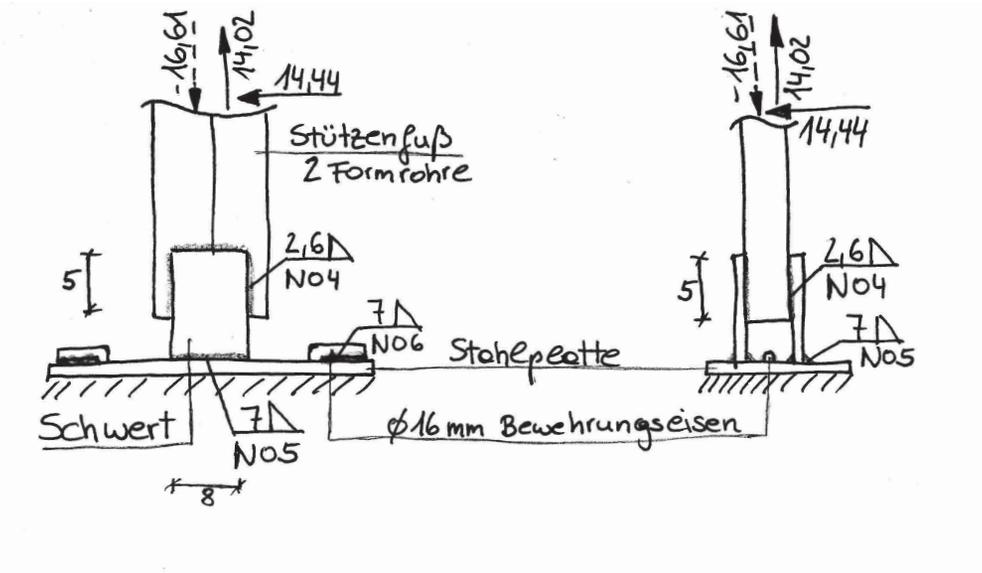
Resultierende der angreifenden Kräfte

$$F_{Ed} = \sqrt{N_{\perp,Ed}^2 + V_{\perp,Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{16.61^2 + 14.44^2} = 22.0\text{kN}$$

$$F_{w,RD} = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.7 * 30.6 = 293.2\text{kN} \geq F_{Ed} = 22.0\text{kN}$$

oberes Auflager



Skizze

### 3. Anschluss Stahlplatte an die beiden Bewehrungseisen Ø16mm

**N06:** Maximale Auflagerkräfte:  $N_{\perp,Ed} = 16.61\text{kN}$  und  $V_{\perp,Ed} = 14.44\text{kN}$

Die mögliche Schweißnahtlänge an dieser Stelle beträgt  $l = 2 * 8\text{cm} = 16\text{cm}$ .

$$l_w = l - 2 * a = 16 - 2 * 0.7 = 14.6\text{cm}$$

Resultierende der angreifenden Kräfte

$$F_{Ed} = \sqrt{N_{\perp,Ed}^2 + V_{\perp,Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{16.61^2 + 14.44^2} = 22.0\text{kN}$$

$$F_{w,RD} = \frac{36}{(\sqrt{3}) * 0.9 * 1.25} * 0.7 * 14.6 = 188.8\text{kN} \geq F_{Ed} = 22.0\text{kN}$$

#### Normalkraftnachweis

$$N_{Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

mit:

$$A = r^2 * \pi = 0.8^2 * \pi = 2.01\text{cm}^2 \text{ pro Bewehrungseisen}$$

$$f_y = 55\text{kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$N_{Rd} = \frac{4.02 * 55}{1} = 221.1\text{kN}$$

$$N_{Rd} = 221.1\text{kN} \geq N_{\perp,Ed} = 16.61\text{kN}$$

#### Querkraftnachweis

$$V_{Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

mit:

$$A = r^2 * \pi = 0.8^2 * \pi = 2.01\text{cm}^2 \text{ pro Bewehrungseisen}$$

$$f_y = 55\text{kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$V_{Rd} = \frac{4.02 * 55}{1 * \sqrt{3}} = 127.7\text{kN}$$

$$V_{Rd} = 127.7\text{kN} \geq V_{\perp,Ed} = 14.44\text{kN} \quad \text{alle Nachweise wurden erfüllt}$$

## **Einzelfundamente**

Da es sich um ein gedrungenes Fundament handelt, bei dem die Lastausbreitungswinkel von  $\alpha=53^\circ$  in y-Richtung und  $\alpha=76^\circ$  in x-Richtung in der Norm sind, wird es als unbewehrtes Fundament betrachtet. Das Gewicht jedes Einzelfundamentes beträgt 6.4kN und wirkt somit zusammen mit der Bodenplatte entgegen der abhebenden Last von etwa 7.41kN, die bei Windsog an den einzelnen unteren Auflagerpunkten der Träger auftreten könnte.

Bodenpressung [Betonbau GL LV-Unterlagen,2011]

Eigengewicht Fundament =  $0.42 * 0.6 * 1.02 * 25 = 6.4\text{kN}$

Maximale Auflast = 8.69kN lt. graphische Ergebnisauswertung ULS N max Werte

$N_{Ed} = 8.69 + 6.4 = 15.1\text{kN}$

$A = 0.42 * 1.02 = 0.43\text{m}^2$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{15.1}{0.43} = 35.11\text{kN/m}^2$$

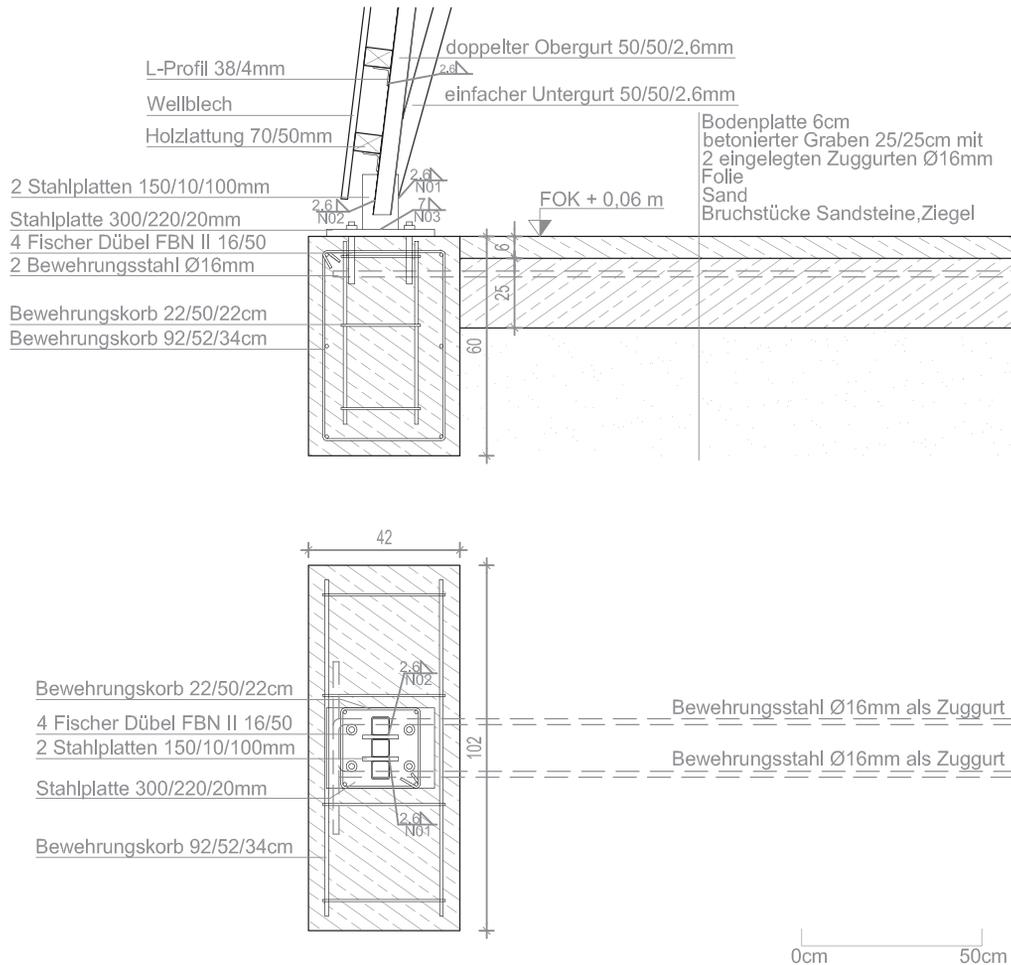
$\sigma_{\text{zul}} = 80\text{kN/m}^2$  für bindige Böden [ÖNORM B 4435-1,2003-07-01]

$\sigma_{\text{vorh}} = 35.11\text{kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{zul}} = 80\text{kN/m}^2$  Nachweis erfüllt!

## **Zuggurte**

Durch die beiden Bewehrungseisen mit einem Durchmesser von 16mm, die als Zuggurte dienen, wurde die Mitwirkung der Bodenplatte mit den Einzelfundamenten zur Ableitung der Kräfte in horizontaler Richtung erreicht. Da der Randabstand der Dübel zur Fundamentkante 12cm beträgt, war das eine zusätzliche Sicherung, um einen Betonausbruch zu verhindern. Die Zuggurte verlaufen unter der Bodenplatte, in einem etwa 25/25cm tiefen und breiten betonierten Graben, von den Einzelfundamenten zu den Ziegelstützen, die das obere Auflager der Träger bilden. Die horizontale Kraft von maximal 10kN pro Auflager kann mit Hilfe des Gewichtes des Betons vom Graben und der Bodenplatte über Reibung in den Untergrund abgeleitet werden. Da nur mehr vertikale Kräfte und das jeweilige Eigengewicht auf die Fundamente bzw. den Boden wirken, sind die Gleitsicherheit und die Kippsicherheit der Einzelfundamente gewährleistet. Wegen der geringen Auflast von 8.69kN kann ein Kippen und Gleiten der Einzelfundamente daher nur durch das Einsetzen der Zuggurte verhindert werden.

Die Streifen wie auch die Bodenplatte wurden mit einem Mischverhältnis von  $\frac{1}{2}:1:3:4$  (Wasser:Zement:Sand:Sandsteinschotter Korngröße bis vereinzelt 6cm) gemeinsam betoniert.



Grundriss - Schnitt Auflager - Einzelfundament - Zuggurte

## Mauerwerk

Die Nachweise wurden lt. [ÖNORM EN 1996-3,2009-12-01], [ÖNORM EN 1996-1-1,2013-01-01] und [Mauerwerksbau LV-Unterlagen,2012] geführt. Die in dieser Region übliche Verlegetechnik ist der rat trap bond, hier liegen die Ziegel auf der langen schmalen Seite.

### Grenzschlankheit von Ziegelwänden

$$\lambda_{lim} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$$

Mit:

$$h_{ef} = \rho_n * h = 1 * 4.12 = 4.12\text{m}$$

$$t_{ef} = 0.22\text{m}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{4.12}{0.22} = 18.7 \leq 27$$

Festigkeit für Mauerziegel NF voll lt. Hersteller [Wienerberger,2014]

Ziegeldruckfestigkeit:  $35\text{N/mm}^2$

Wegen der händischen Herstellung der Ziegel wird eine abgeminderte normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung von  $f_b = 10\text{N/mm}^2$  angenommen.

Mauersteingruppe 1

Normalmörtel Druckfestigkeit  $f_m = 5\text{N/mm}^2$

### Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

$$f_d = \frac{K * f_b^\alpha * f_m^\beta}{\gamma_M}$$

mit: Werte Abhängig von Mauersteingruppe und Mörtelart lt. Tabelle 3

$K = 0.6$  Konstante

$\alpha = 0.65$

$\beta = 0.25$

$\gamma_M = 2.2$

$$f_d = \frac{0.6 * 10^{0.65} * 5^{0.25}}{2.2} = 1.82\text{N/mm}^2 = 1820\text{kN/m}^2$$

## Nachweis Außenwände mit Lisenen

Wegen zu geringer vertikaler Belastung, von nur  $N_{Ed} = 1.65 \text{ kN/m}$  vom Eigengewicht des Ringbalkens pro Meter, aber doch mit einer horizontalen Windbelastung von  $q_{Ewd} = 0.74 \text{ kN/m}^2$  wurde das genaue Verfahren, im Speziellen der Nachweis „Wände unter Bogentragwirkung“ durchgeführt. Dieser konnte wegen vorhandener verzahnter Querwände (Lisenenlänge  $h/5 = 4.12/5 = 82 \text{ cm}$ , gewählt  $86 \text{ cm}$ ), im Abstand von maximal  $3 \text{ m}$ , angewendet werden.

Horizontale Bemessungsfestigkeit

$$q_{lat,d} = f_d * \left(\frac{t}{l_a}\right)^2$$

mit:

$$f_d = 1820 \text{ kN/m}^2$$

$$t = 0.22 \text{ m}$$

$$l_a = 3 \text{ m}$$

$$q_{lat,d} = 1820 * \left(\frac{0.22}{3}\right)^2 = 9.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ewd} = 0.74 \text{ kN/m}^2 \leq q_{lat,d} = 9.8 \text{ kN/m}^2 \text{ Nachweis erfüllt}$$

Die verzahnten Querwände sind in ihren Kammern, die durch den rat trap bond entstehen, bewehrt und mit Beton gefüllt. Daher war eine Stahlbetonstützenbemessung, um die ankommende Windlast abzuleiten, möglich.

Maßgebende Belastung:

$$q_d = 0.74 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} = 2.22 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{q_d * h^2}{2} = \frac{2.22 * 4.12^2}{2} = 18.84 \text{ kNm} = 0.01884 \text{ MNm}$$

Beton C20/25

$$f_{ck} = 20 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{ctm} = 2.2 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

$$\gamma_c = 1.5$$

Betonstahl BSt 550

$$f_{yk} = 550 \text{ MN/m}^2$$

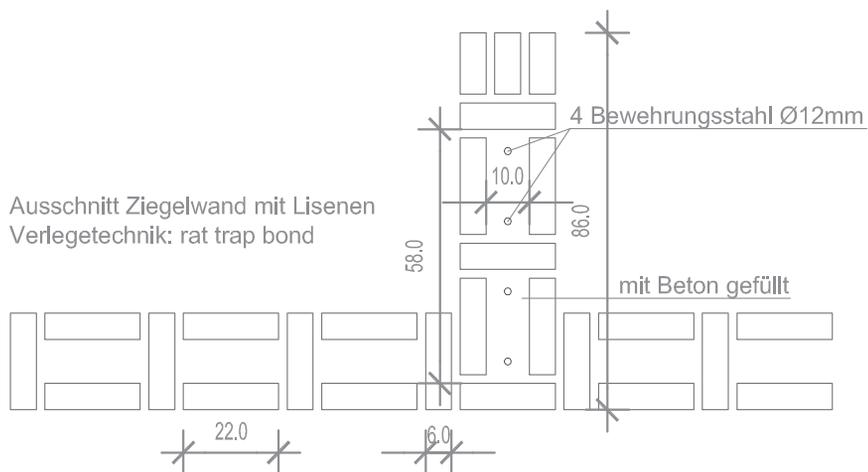
$$\epsilon_{yk0.95} = 3.36\text{‰}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

## Ziegelstütze, Ziegelwände

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1.0 * 20}{1.5} = 13.33 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1.15} = 478 \text{ MN/m}^2$$



## Biegebemessung

$$N_c = b * \lambda * x * \eta * f_{cd} = 0.10 * 0.8 * x * 1 * 13.33 = 1.067 * x$$

$$z = d - \frac{\lambda * x}{2} = 0.55 - \frac{0.8 * x}{2} = 0.55 - 0.4 * x$$

$$0 = N_c * z - M_{\max}$$

$$0 = 1.067 * x * (0.55 - 0.4 * x) - 0.01884$$

$$\Rightarrow x = 0.033 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z = 0.55 - 0.4 * 0.033 = 0.537 \text{ m}$$

$$\epsilon_{s1} = |\epsilon_{cu}| * \frac{d - x}{x} = 3.5 * \frac{0.55 - 0.033}{0.033} = 54.8 > 3.36\text{‰}$$

$$A_{\text{serf}} = \frac{M_{\max}}{z * f_{yd}} = \frac{0.01884}{0.537 * 478} * 10000 = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1\text{Ø}12 \quad A_{\text{vorh}} = 1.13 \text{ cm}^2$$

## Mindestbewehrung

$$A_{Smin} = \max \left[ 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0.0013 * b * d \right]$$

$$A_{Smin} = \max \left[ 0.26 * \frac{2.2}{550} * 0.10 * 0.55; 0.0013 * 0.10 * 0.55 \right]$$

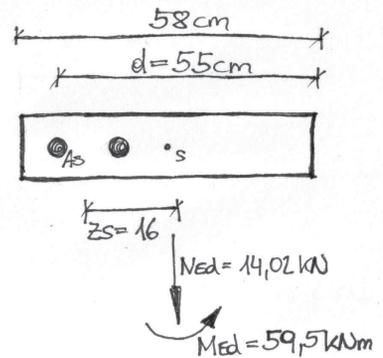
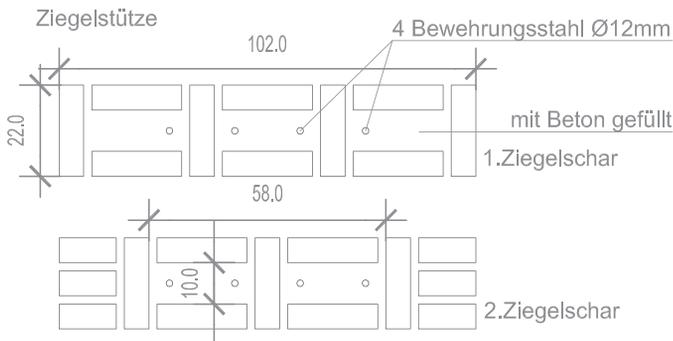
$$A_{Smin} = \max [0.572 \text{cm}^2; 0.715 \text{cm}^2] = 0.715 \text{cm}^2$$

## Höchstbewehrung

$$A_{Smax} = 0.04 * A_c = 0.04 * 0.1 * 0.58 = 22 \text{cm}^2$$

## Nachweis Stütze

Die Stützen, auf denen sich die oberen Auflager der Träger befinden, sind ebenfalls in den Kammern des rat trap bond bewehrt und mit Beton aufgefüllt. Auch hier konnte eine Stahlbetonstützenbemessung geführt werden.



Maßgebende Belastungen am Wandkopf für die Bemessung:

$$N_{Ed} = 14.02 \text{ kN} \quad \text{Zugkraft}$$

$$V_{Ed} = 14.44 \text{ kN} = 0.01444 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} * h = 14.44 * 4.12 = 59.50 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} - N_{Ed} * z_s = 59.5 - 14.02 * 0.16 = 57.26 \text{ kNm}$$

Biegebemessung

$$N_c = b * \lambda * x * \eta * f_{cd} = 0.10 * 0.8 * x * 1 * 13.33 = 1.067 * x$$

$$z = d - \frac{\lambda * x}{2} = 0.55 - \frac{0.8 * x}{2} = 0.55 - 0.4 * x$$

$$0 = N_c * z - M_{Ed,s}$$

$$0 = 1.067 * x * (0.55 - 0.4 * x) - 0.05726$$

$$\Rightarrow x = 0.106 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z = 0.55 - 0.4 * 0.106 = 0.508 \text{ m}$$

$$\epsilon_{s1} = |\epsilon_{cu}| * \frac{d - x}{x} = 3.5 * \frac{0.55 - 0.106}{0.106} = 14.7 > 3.36\text{‰}$$

$$A_{\text{serf}} = \frac{M_{\text{Ed},s}}{z * f_{yd}} + \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{yd}} = \frac{0.05726}{0.508 * 478} * 10000 + \frac{0.01402}{478} * 10000 = 2.65 \text{cm}^2$$

gewählt: 2Ø16  $A_{\text{vorh}} = 4.02 \text{cm}^2$  vorhandene Bewehrung im Wandfuß

Die Mindest- und Höchstbewehrung entspricht jener der Lisenen der Wand.

### Schubbemessung

2Ø12  $A_S = 2.26 \text{cm}^2$  vorhandene Bewehrung ab einer Stützhöhe von etwa 30cm

$$V_{\text{Rdc}} = \left[ C_{\text{Rdc}} * k * (100 * \rho_1 * f_{\text{ck}})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{\text{cp}} \right] * b_w * d$$

$$C_{\text{Rdc}} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2.0 \quad [d \text{ in mm}]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1.6 < 2.0$$

$$k_1 = 0.15 \quad \sigma_{\text{cp}} = 0$$

$$\rho_1 = \frac{A_S}{b * d} < 0.02$$

$$\rho_1 = \frac{0.000226}{0.10 * 0.55} = 0.0041 < 0.02$$

$$V_{\text{Rdc}} = \left[ 0.12 * 1.6 * (100 * 0.0041 * 20)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 0 \right] * 0.10 * 0.55 = 0.0213 \text{MN}$$

$$V_{\text{Rdc}} = (v_{\text{min}} + k_1 * \sigma_{\text{cp}}) * b_w * d$$

$$v_{\text{min}} = 0.035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{\text{ck}}^{\frac{1}{2}} = 0.035 * 1.6^{\frac{3}{2}} * 20^{\frac{1}{2}} = 0.317 \text{MPa}$$

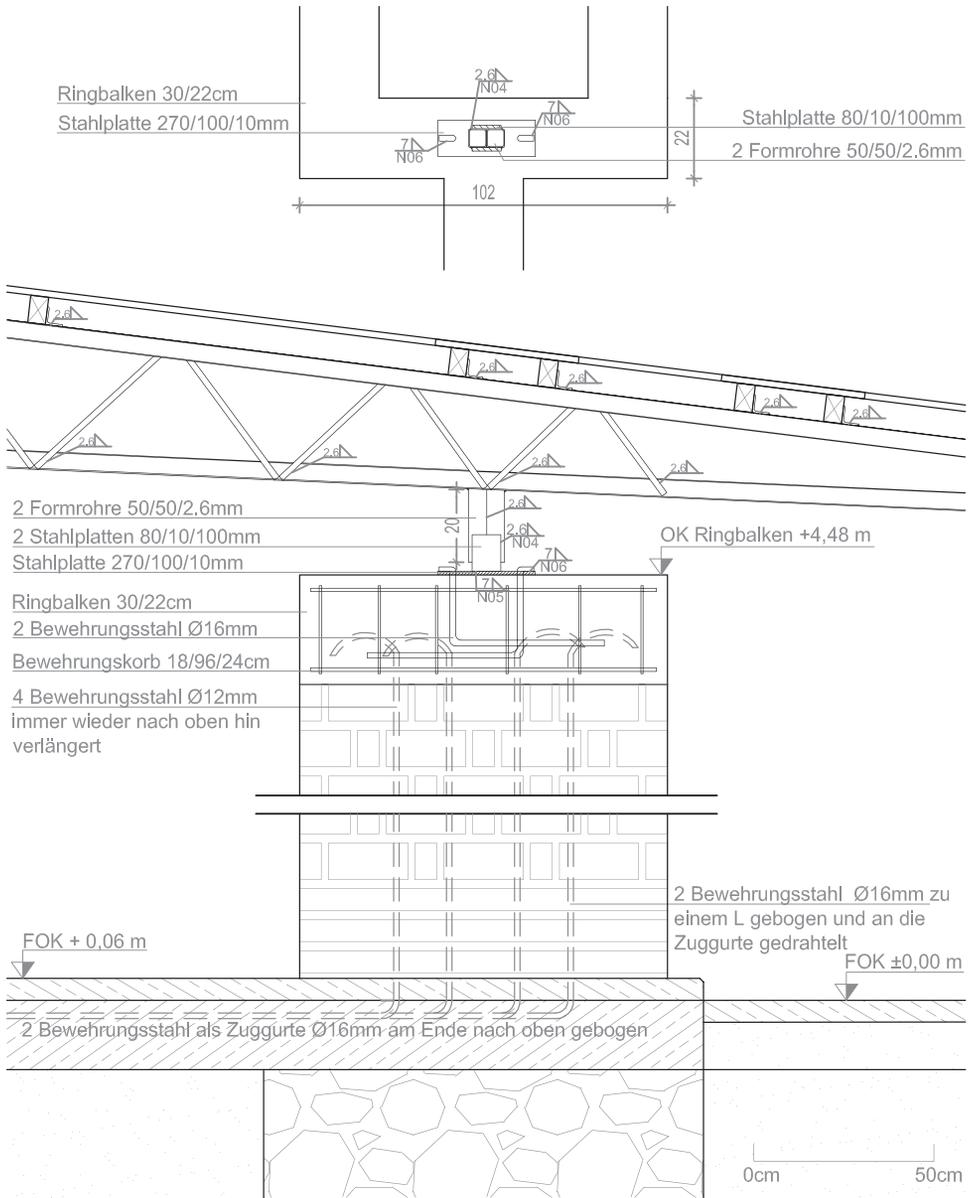
$$V_{\text{Rdc}} = (0.317 + 0.15 * 0) * 0.10 * 0.55 = 0.017 \text{MN}$$

$$V_{\text{Rdc}} = \max[0.0213; 0.017] = 0.0213 \text{MN}$$

Reduzierung von  $V_{\text{Rdc}}$  um 0.8 wegen ungleichmäßigem Stützenquerschnitt in den Kammern des rat trap bonds.

$$V_{\text{Rdc}} * 0.8 = 0.0213 * 0.8 = 0.017 \text{MN} > 0.01444 = V_{\text{Ed}} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

# Ziegelstütze, Ziegelwände



Grundriss - Schnitt Auflager - Ziegelstütze - Zuggurte

## Ringbalken

Der Ringbalken dient zur Halterung der Wände am Wandkopf, da keine Decke die nötige Scheibenwirkung übernimmt, und zur Aufnahme der Horizontalkräfte [Mauerwerksbau LV-Unterlagen,2012]. Der Biegebalken geht teilweise in einen ca. 3m langen Sturz über.

## Sturz

Tragfähigkeitsnachweis: Auf eine Biegebemessung und Schubbemessung wurde verzichtet, da nur das Eigengewicht des Sturzes in Rechnung gestellt werden kann und dadurch keine großen Werte zu erwarten sind. Es wurde lediglich eine Mindest- bzw. Höchstbewehrungsmenge in Längsrichtung errechnet und eine Mindestquerkraftbewehrung, die als Bügelbewehrung dient, berechnet und eingebaut [Betonbau GL LV-Unterlagen,2011].

### Mindestbewehrung

$$A_{Smin} = \max \left[ 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0.0013 * b * d \right]$$

$$A_{Smin} = \max \left[ 0.26 * \frac{2.2}{550} * 0.22 * 0.25; 0.0013 * 0.22 * 0.25 \right]$$

$$A_{Smin} = \max[0.572\text{cm}^2; 0.715\text{cm}^2] = 0.715\text{cm}^2$$

mit:

$$f_{ctm} = 2.2\text{MN/m}^2$$

$$f_{yk} = 550\text{MN/m}^2$$

$$b = 0.22\text{m}$$

$$d = 0.25\text{m}$$

### Höchstbewehrung

$$A_{Smax} = 0.04 * A_c = 0.04 * 0.22 * 0.3 = 26.4\text{cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 2 \text{ } \emptyset 10 \text{ } A_{vorh} = 1.57\text{cm}^2$$

## Ringbalken, Sturz

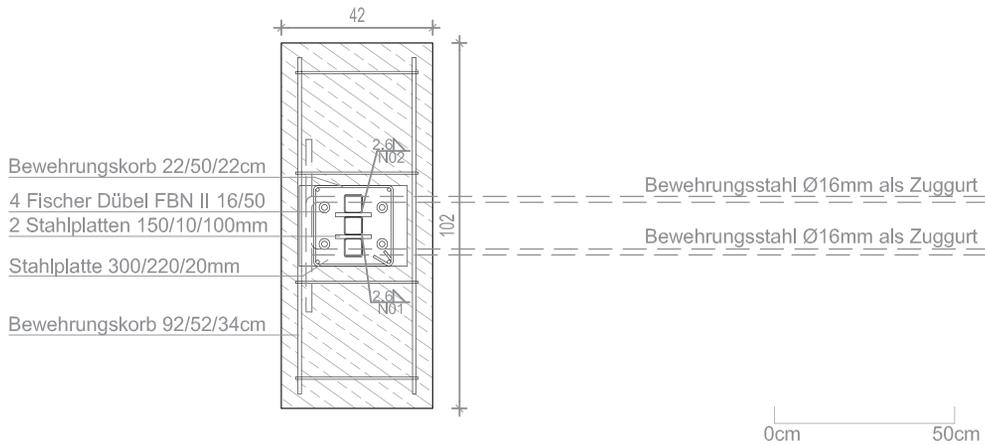
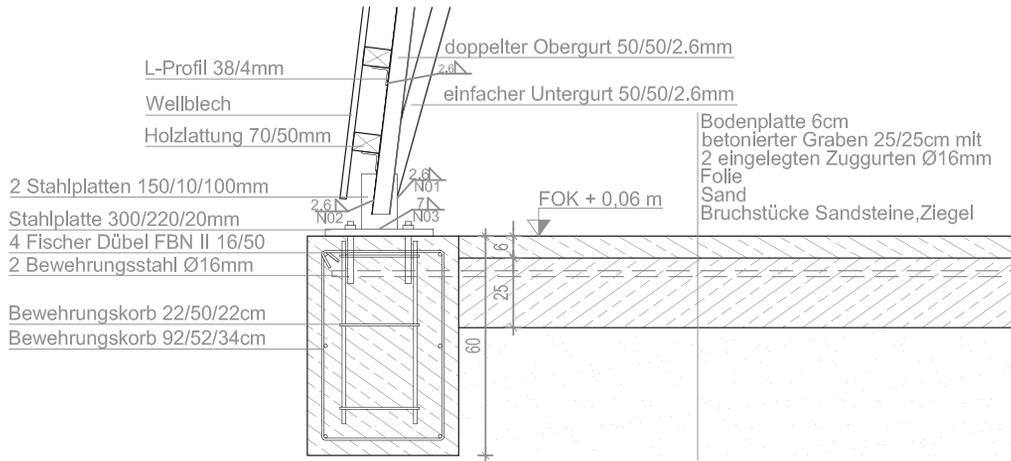
### Mindestquerkraftbewehrung

$$\rho_{w,\min} = 0.15 * \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0.15 * \frac{2.2}{478} = 0.00069$$

$$a_{sw,\min} = \rho_{w,\min} * b_w * \sin \alpha = 0.00069 * 0.22 * \sin 90 * 10000 = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

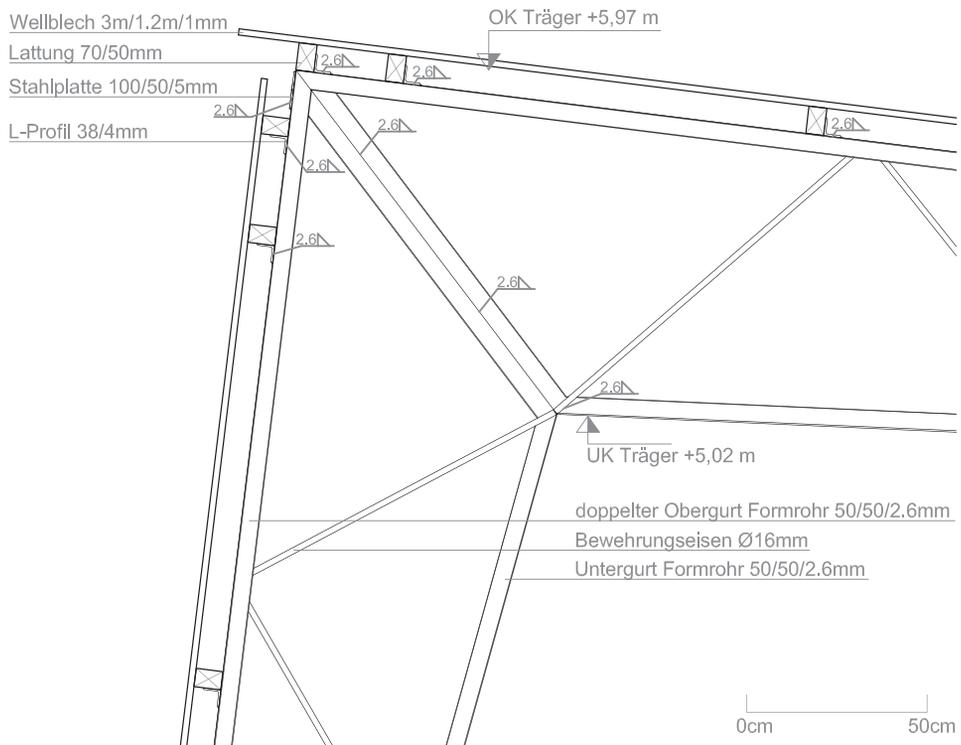
gewählt: Ø6 alle 25cm (2 – schnittig)  $a_{svorh} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Gebrauchstauglichkeit: Auch hier sind wegen der fehlenden Belastung keine Durchbiegungen zu erwarten; da die Spannungen sehr klein sind, bleibt der Beton ungerissen.

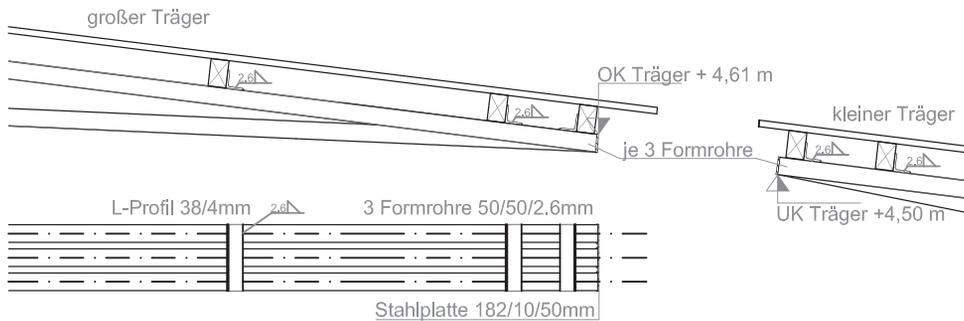
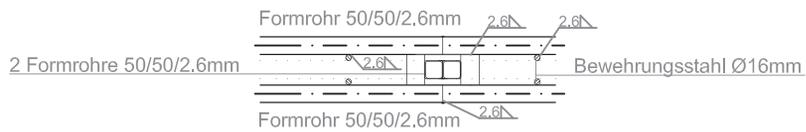
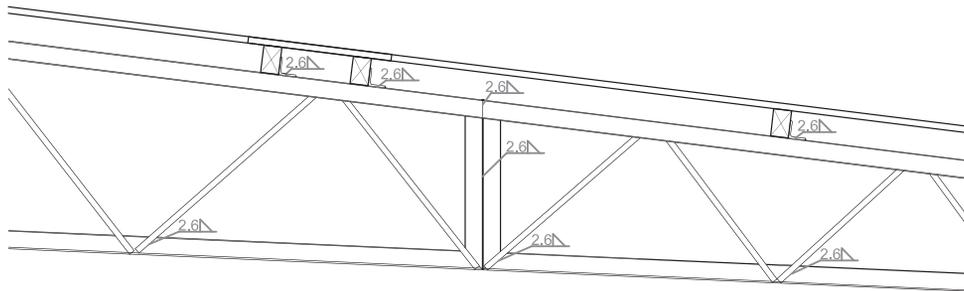


Grundriss - Schnitt Auflager - Einzelfundament - Zuggurte

# Ausführungsdetails

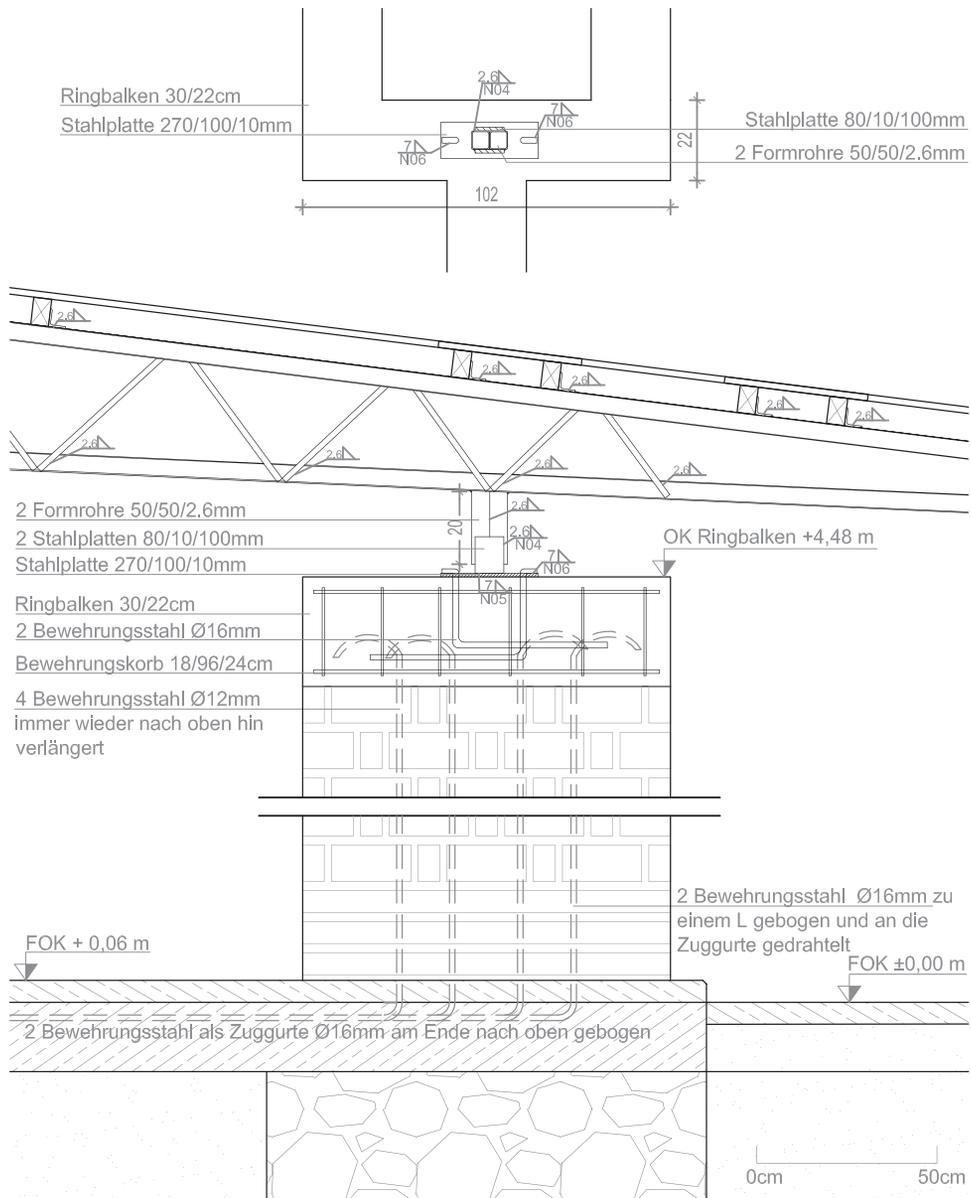


Schnitt obere Ecke

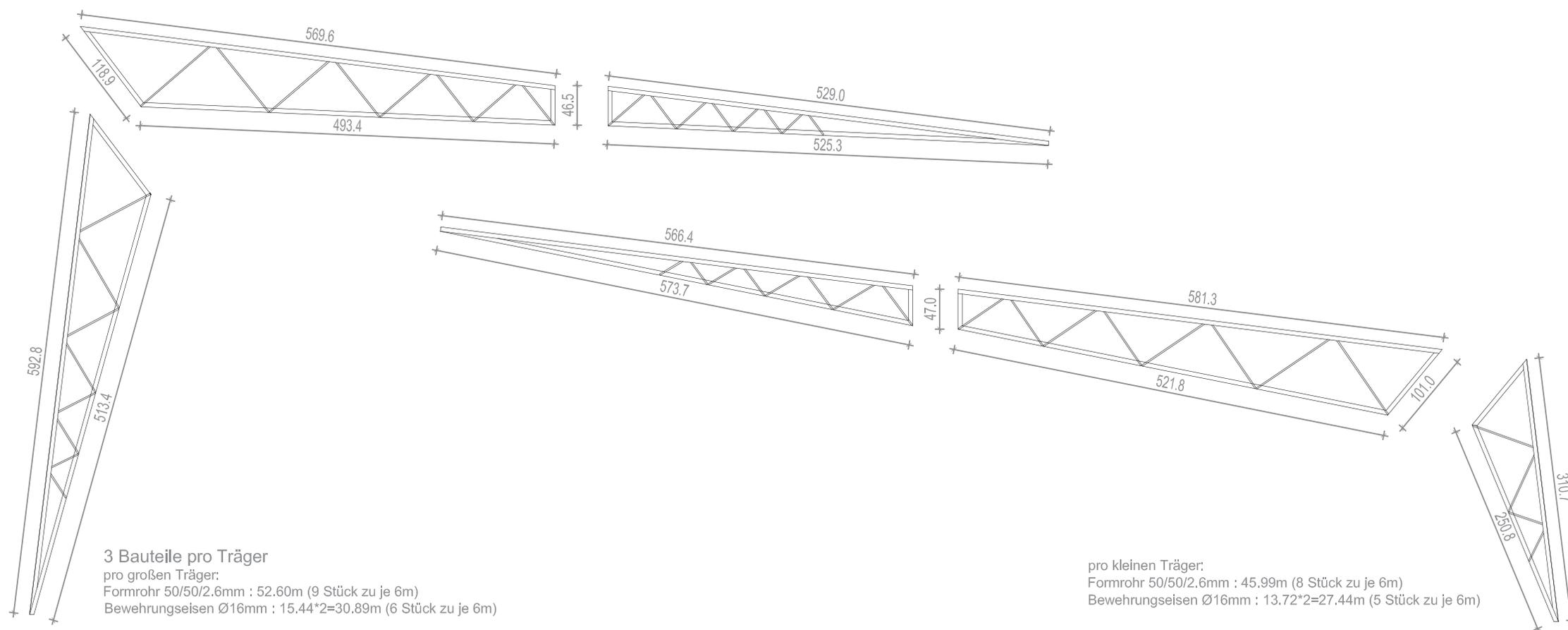


Grundriss - Schnitt Anschluss zweier Trägerbauteile - Spitze

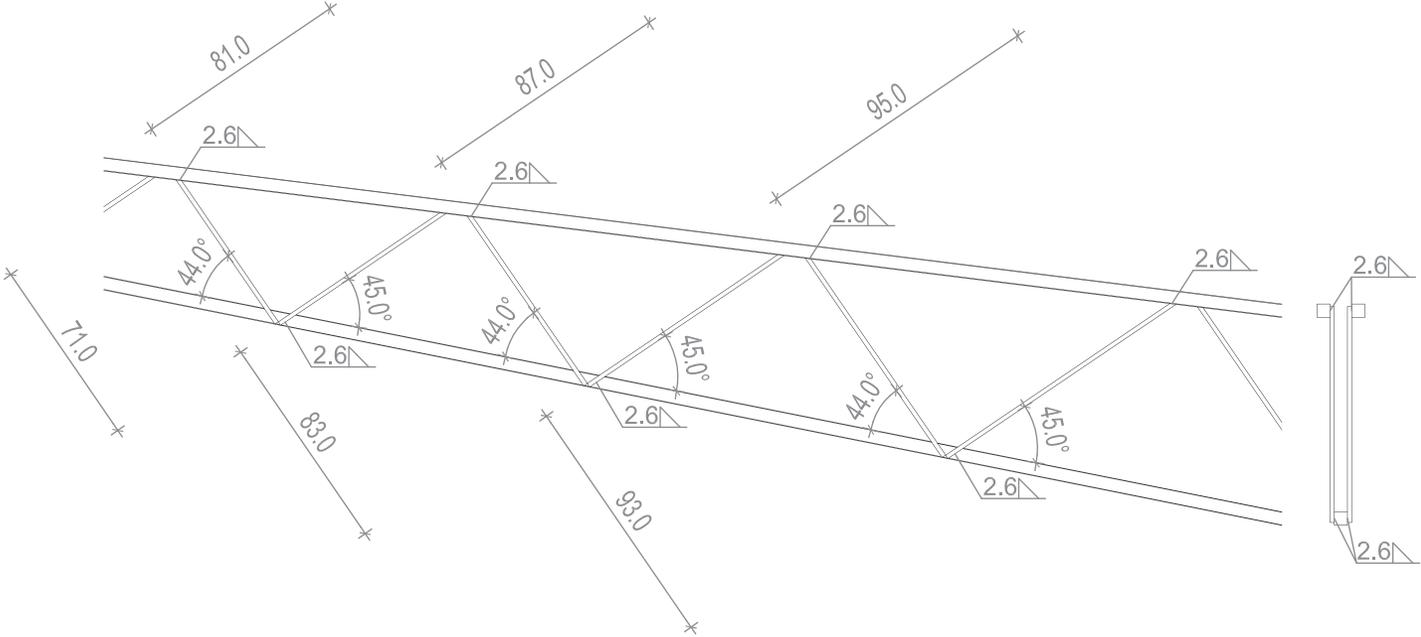
# Ausführungsdetails



Grundriss - Schnitt Auflager - Ziegelstütze - Zuggurte



Trägerbauteilplan



Ausschnitt Werkplan kleiner Träger

Umsetzung

3. Umsetzung	81
Baustelle	83
Conclusio	130
Quellenverzeichnis	132

## Einleitung

Die erste Besichtigung bzw. die Begehung der grünen Wiese, auf der sich einmal unser Gebäude befinden sollte, war für die Studentengruppe sehr beeindruckend. Aber es ließ auch erahnen wie viel Arbeit vor uns lag. Da ich mit dem Verein Mojo schon ein halbes Jahr zuvor an dieser Stelle stand und wir wieder sehr herzlich empfangen wurden, war mein Gefühl eher ein Zurückkommen an einen wunderschönen, aufrichtigen Ort.



Abb.5



Abb.6

### **Bodenbeschaffenheit, Aushub**

Am nächsten Tag starteten Magdalena und ich mit ein paar Mitgliedern unserer Gruppe mit dem Aufstellen des Schnurgerüstes, das die auszuhebenden Fundamentgräben markieren sollte. Während dieser Vorarbeit, die 2 Tage in Anspruch nahm, konnte sich der Rest der Gruppe in unserer Unterkunft einrichten, auspacken und akklimatisieren. Danach wurde mit der gesamten Gruppe mit dem Aushub begonnen. Der sehr lehmhaltige Boden war zum Einen gut für unsere geplante Stampflehmwand, zum Anderen waren die Fundamentgräben aber sehr schwer auszuheben. Nach dem ersten beschwerlichen Tag,

an dem wir mit dem Abheben der Gras- und Humusschicht, die stark mit Wurzeln verflochten war, beschäftigt waren, ging es dann doch zügig vorwärts und wir kamen nach 4 Tagen nahezu überall auf die vorgegebenen 70cm Tiefe und ca. 60cm Breite. Wir überprüften die Höhen immer wieder mit einem von zuhause mitgebrachten Lasernivelliergerät mit Empfänger. Die stichfeste Eigenschaft des Bodens ließ die Gräben sehr exakt werden, obwohl die Seiten vertikal nach unten gingen, waren sie zu keiner Zeit einsturzgefährdet. Nur die hohe Dichte des ausgehobenen Materials ließ uns an manchen Tagen an unsere körperlichen Grenzen stoßen.



Abb. 7



Abb.8



Abb.9

### **Ausgleichsschicht, Sauberkeitsschicht, Natursteinfundament**

Nach Beendigung der Aushubarbeiten begann die Fertigung der Fundamente in Zusammenarbeit mit einheimischen Arbeitern. Als erstes wurde eine 10cm dicke Ausgleichsschicht aus Sandsteinen gelegt.

Darauf wurde eine Sauberkeitsschicht von ca. 5cm Beton mit einem Mischverhältnis von  $\frac{1}{2}:1:3:4$  (Wasser:Zement:Sand:Sandsteinschotter Korngrösse bis 2.5cm) gegossen. Diese beiden Schichten füllten die Gräben in ihrer gesamten Breite von 60cm aus. Danach begann der eigentliche Fundamentbau aus Sandsteinen, bis die vorgegebenen Höhen erreicht waren. Die Sandsteine wurden mit einer Mörtelschicht mit dem Mischverhältnis 1:4 (Zement:Sand) verlegt. Die hier angewandte Bauweise des Fundaments ist dort, laut Auskunft unserer Projektpartner vor Ort, üblich. Die Geschwindigkeit und Präzision mit der die schweren Sandsteine von den Arbeitern behauen und verlegt wurden, versetzte uns in Staunen, nach 16 Tagen waren die Fundamentmauern fertig. Das Fundament war überall nahezu exakt 42cm breit und hatte einen horizontalen Abschluss auf gleicher Höhe; es variierte wegen dem abschüssigen Gelände lediglich etwas in der Gesamthöhe. Wir waren in der Zwischenzeit nicht untätig und so konnten parallel zu den Bauarbeiten am Fundament die Schalungen für die Einzelfundamente und die Bodenplatte angefertigt werden. Auch mit der Fertigung der Dachträger wurde in dieser Zeit begonnen.



Abb.10



Abb. 11



Abb. 12



Abb. 13



Abb. 14

### **Bodenplattenunterkonstruktion**

Die Bodenfläche innerhalb der Fundamente wurde mit den restlichen Sandsteinen, Ziegelbruchstücken und Sand aufgefüllt. Danach wurde eine Folie verlegt worauf die 6cm dicke Bodenplatte betoniert wurde. Auch dieser Aufbau ist in der Region üblich und schon in den bereits bestehen Gebäuden der Schule erprobt und umgesetzt worden. Nur bei den zusätzlichen Einzelfundamenten für die Träger wichen wir von der dort üblichen Bauweise ab, was am Anfang zu Missverständnissen zwischen uns als Planern und den Arbeitern der lokalen Baufirma als Ausführende führ-

te. Sie waren es gewohnt die Fundamentmauern durchgehend zu mauern. In diesem Fall mussten aber 1m lange Öffnungen für die Einzelfundamente der Stützauflager in regelmäßigen Abständen freigelassen werden. Auf die Frage „Remove?“ vor dem ersten zugemauerten Einzelfundament konnten wir dann eben nur kopfnickend und mit entschuldigendem Gesichtsausdruck „Remove.“ antworten. Die restlichen Lücken wurden mit mehrmals gegenseitig bestätigtem „Stop here?“ – „Yes, stop here.“ richtig umgesetzt. Das waren nur einige der zahlreichen halb Englisch, halb Hand- oder Fußgespräche, die auf der Baustelle geführt wurden.



Abb. 15



Abb.16



Abb.17

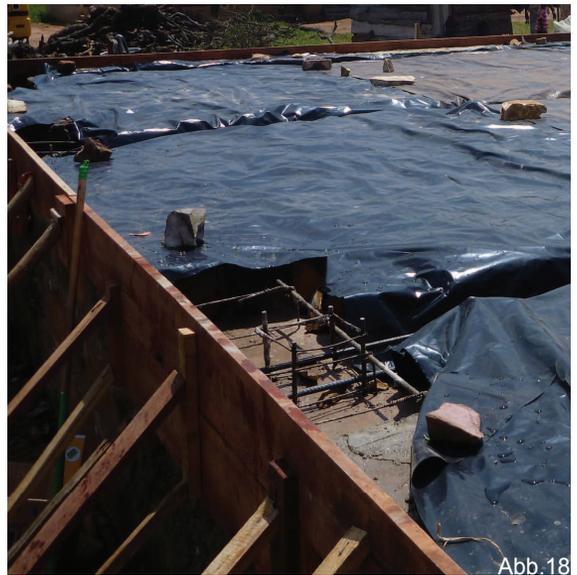


Abb.18

### **Betonieren allgemein**

Der verwendete Zement mit der genauen Bezeichnung CEM II/A-L 32.5R ist ein Portlandkalksteinzement, ist vielseitig einsetzbar und für das Betonieren bei höheren Temperaturen geeignet. Da der zur Verfügung stehende Betonrüttler klein war und sich seine Leistung durch die vielen Einsatzjahre in Grenzen hielt, wurde darauf geachtet, dass ein weicher Beton hergestellt wurde, der auch durch Stochern mit Holzleisten verdichtet werden konnte. [w&p Zement und Beton] Der Rüttler konnte nicht immer verwendet werden, da es nicht zu jeder Tageszeit Strom auf der Baustelle gab. Dadurch waren wir auch eingeschränkt bei der Zeit in der betoniert werden konnte, weil auch die Mischmaschine mit einem Nettoinhalt von 200l mit Strom betrieben wurde. Der gemischte Beton wurde direkt aus der Mischmaschine auf den Boden, der vorher zu einer glatten Fläche aus Sandsteinen geebnet worden war, geleert. Das Fehlen von Strom war einer der Gründe, weshalb es manchmal zu Bauzeitverzögerungen kam, da aber viele Arbeiten ohne Strom durchgeführt werden konnten, wurden diese dann während dieser Zeit erledigt, um die Verzögerung in Grenzen zu halten. Bei den Mischarbeiten wurde darauf geachtet, dass der W/Z Wert (Gewicht des Wassers/Gewicht des Zements) etwa 0.6 betrug um eine minimale Betongüte von C20/25 zu erzielen. Die erforderlichen Nachweise wurden mit dieser Betongüte berechnet und bei weitem eingehalten. Falls bei manchen Mischungen eine um eine Stufe niedrigere Betonqualität erzielt

wurde, bestand daher keine Gefahr der Überbeanspruchung. Die Mischarbeiten wurden, nach einer Einschulung von uns, von den Arbeitern aus Biharamulo übernommen. Nach den Betonierarbeiten und an Tagen mit starker Sonneneinstrahlung wurden die frisch betonierten Bauteile noch 3 Tage lang mit Planen abgedeckt und regelmäßig bewässert.



Abb.19



Abb.20



Abb.21

## **Einzelfundamente**

An den äußeren Fundamentmauern, die als 42cm breite Streifenfundamente ausgebildet worden waren, blieb in regelmäßigen Abständen eine Aussparung mit den Abmessungen 102/60/42cm frei für die geplanten und zur Gänze betonierten und mit 2 Körben bewehrten Einzelfundamente, um eine sichere Befestigung im Auflagerbereich der Träger zu gewährleisten. Das Mischverhältnis des Stahlbetons betrug  $\frac{1}{2}:1:3:4$  (Wasser:Zement:Sand:Sandsteinschotter Korngröße bis vereinzelt 6cm), der große Bewehrungskorb hatte die Abmessungen von 92/52/34cm mit Berücksichtigung der Betonüberdeckung von etwa 4cm pro Seite, der kleine Korb, der im größeren befestigt wurde, hatte die Größe von 22/22cm und eine Tiefe von 50cm und diente zur Befestigung der Zuggurte. Überlegungen, alle Streifenfundamente zu betonieren anstatt sie zu mauern, wurden wegen der Verfügbarkeit und des großen Preisunterschiedes zwischen Zement und Sandsteinen im Vorfeld verworfen. Als Rechenbeispiel gilt: eine LKW-Lieferung mit 7 Tonnen Sandsteinen kostet mit 45 Euro relativ wenig gegenüber einem Sack Zement zu 50kg mit einem Preis von 10 Euro. Da die Schalungs- und Bewehrungskorbherstellung parallel zur Fertigung des Natursteinfundaments geschahen, konnten wir direkt nach Fertigstellung mit dem Betonieren beginnen. Nach genauem Einrichten der Bewehrungskörbe, mit Berücksichtigung der Betonüberdeckung, startete das gemeinsame Betonieren mit den einheimischen Arbeitern. Durch Bildung einer Men-

schenkette wurden die pans (Blechschalungen) weitergereicht bis sie am Ende geleert wurden und der Beton von uns durch Stochern verdichtet wurde.





Abb.23



Abb.24



Abb.25

## Bodenplatte

Bevor die 6cm dicke Bodenplatte und Zugurtgräben mit einem Mischverhältnis von  $\frac{1}{2}:1:3:4$  (Wasser:Zement:Sand:Sandsteinschotter Korngröße bis 2.5cm) betoniert wurden, wurde mit Sandsteinen, Ziegeln und Sand auf das Niveau des fertigen Fundaments aufgefüllt. Darauf wurde die Folie überlappend in Bahnen verlegt. In die ca. 25/25cm großen Gräben wurden die zwei Zuggurte eingelegt und mit Steinen als Distanzhalter etwas erhöht um sicherzustellen, dass diese allseitig von Beton umschlossen wurden. Die Gräben und die Bodenplatte wurden gemeinsam von den örtlich ansässigen Arbeitern und der österreichischen Studentengruppe betoniert - für die afrikanische Art des Betonierens war der Einsatz einer Menschenkette notwendig: Mit einer Mischmaschine wurde der Beton hergestellt und schaufelweise in so genannte pans gefüllt. Diese pans wurden von Mensch zu Mensch weitergereicht und am Ende vom Letzten geleert. Die pans hatten in neuem Zustand einen Durchmesser von 45cm und einer Tiefe von 14cm, dieser Zustand hielt nicht lange, nach ein paar Tagen waren fast alle verbeult. Laut Berechnung wurden somit für den ersten Bauabschnitt von rund 400m<sup>2</sup>, was der Hälfte der Grundfläche entspricht, ca. 600 neue pans verarbeitet bzw. weitergereicht. Der Begriff Sisyphusarbeit könnte auch hier seinen Ursprung haben, aber mit vereinten Kräften war bald ein Ende in Sicht.





Abb.27



Abb.28

Baustelle



Abb.29



Abb.30



Abb.31



Abb.32



Abb.33

### **Stützenfüße, unteres Auflager**

Für die Herstellung der Stützenfüße wurde eine 1.25m x 2.40m große und 1cm dicke Stahlplatte in der nahegelegenen größeren Ortschaft Mwanza bestellt, aus der die einzelnen benötigten Teile herausgeschnitten wurden. Obwohl wir einen großen Winkelschleifer aus Österreich mitgebracht hatten, war das keine leichte Aufgabe, aber anders waren die vielen Einzelteile, die wir brauchten, nicht zu bekommen.

Die unteren Stützenfüße wurden aus 2 übereinanderliegenden und zusammenschweißten 300/220/10mm großen Platten gefertigt, darauf wurden zwei Schwerter mit einer Größe von 150/100/10mm geschweißt,

die die Verbindung zum Träger herstellten. In die jetzt 2cm dicke Stahlplatte wurden vier Löcher Ø18mm gebohrt um sie mit vier Fischer - Dübel mit den Stahlbetoneinzelfundamenten verbinden zu können.



Abb.34



Abb.35

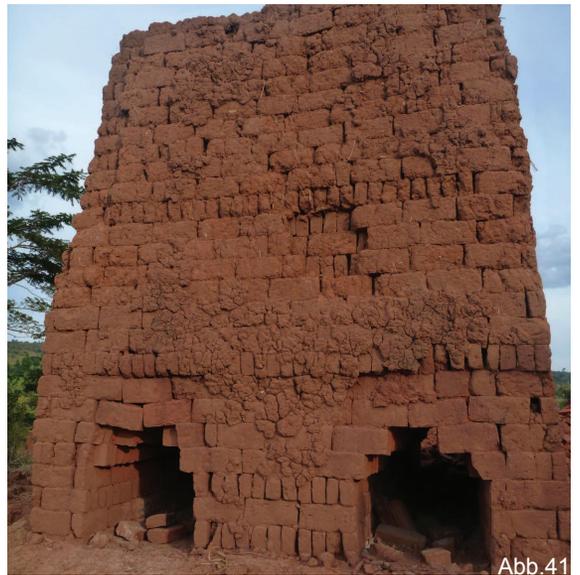


Abb.36

## Lehmziegel Herstellung

Die Ziegelherstellung erfolgt in Tansania nicht industriell, sondern wird in Form unzähliger Ein-Mann-Unternehmen allorts praktiziert. Wenn man durchs Land fährt findet man Arbeiter, die aus dem Lehm, der in geeigneter Konsistenz nahezu überall vorhanden ist, Ziegel in Handarbeit herstellen. Der Lehm wird mit etwas Wasser vermischt, in eine Form gepresst und dann zum Trocknen aufgelegt. Um die Rissbildung durch zu schnelles Austrocknen zu vermeiden, wird er mit Stroh vor zu starker Sonneneinstrahlung geschützt. Nach einer gewissen Trocknungszeit werden die Ziegel zu Türmen aufgestapelt, wobei darauf geachtet wird, dass tunnelförmige Auslässe zum Beheizen an der Unterseite übrig bleiben. Dadurch erfolgt das Brennen der einzelnen Ziegel unregelmäßig, somit ist nicht jeder Ziegel brauchbar und aufgrund der händischen Herstellung und der Verwendung unterschiedlicher Formen auch nicht maßhaltig. Daraus ergibt sich eine Durchschnittsgröße der Ziegel von 22cm x 10cm x 6cm.





## Ziegelstützen

Auf den 1.02m x 0.22m großen und 4.12m hohen (hall-seitig) und 3.33m hohen Ziegelstützen (ed-labseitig), mit jeweils einem 30cm hohen Ringbalken, befinden sich die oberen Auflagerpunkte der Stahlträger. Um die Stützen zusätzlich zu stabilisieren verlaufen in den vier betonierten Kammern, die durch den rat trap bond entstehen, Bewehrungseisen mit einem Durchmesser von 12mm von der Bodenplatte bis zum Kopf der Stütze bzw. zum Ringbalken. Diese Bewehrungseisen wurden mit den aufgebogenen Enden der Zuggurte in der Bodenplatte verbunden, um die Stützen mit der Platte zu verbinden. Die Mörtelfugen wurden mit einem Mischverhältnis von 1:6 (Zement:Sand) hergestellt. Die Stützen sind zum Teil freistehend und zum Teil mit Wänden verzahnt, jedoch immer durch den Ringbalken miteinander verbunden.



Abb.42



Abb.43



Abb.44



Abb.45

## Ziegelwände

Die übliche Verlegetechnik, der sogenannte rat trap bond, den auch wir angewendet haben, bedarf einiger Übung. Die heimischen Arbeiter waren wesentlich schneller als wir; da sich die Seitenlängen der Ziegel in allen Richtungen um  $\pm 2\text{cm}$  unterschieden, bedarf es einer ausgereiften Technik um eine möglichst gerade Wand zu fertigen. Die beiden Wände im Ed-Lab haben in Richtung der Trägerachsen und zwischen denselben je vier Fenster. Schulseitig dienen sie zur Belichtung und ha-

ben eine Parapethöhe von 1m, an der gegenüberliegenden Seite beginnen die Fenster ab einer Höhe von 40cm und wurden mit 32cm tiefen Holzfensterrahmen als Leibungsverkleidung versehen, die gleichzeitig als Sitzmöbel genutzt werden können. Die notwendigen Lisenen je Wand wurden passend zur Wandhöhe berechnet und sind daher 65cm bis 86cm tief. Sie wurden, um den Innenraum nicht zusätzlich zu unterteilen, teilweise nach außen ausgebildet. Die dort entstandenen Nischen schaffen Rückzugsmöglichkeiten und Platz um im Schatten zu verweilen.



Abb.46



Abb.47



Abb.48



Abb.49

Baustelle



Abb.50



Abb.51



Abb.52



Abb.53

### **Ringbalken=Biegebalken, Stürze**

Die Bewehrungskörbe (Längsbewehrung Ø10mm) im Ringbalken sind 24cm hoch und 16cm breit mit Berücksichtigung der notwendigen Betonüberdeckung von 3cm; und je nach Wand unterschiedlich lang. Der Ringbalken liegt auf den Ziegelstützen und den dazwischenliegenden Wänden.

Zwischen den freistehenden Stützen, die nicht mit Wänden miteinander verbunden sind, wurde der Biegebalken als 3m langer Sturz mit einer Höhe von 30cm und einer Breite von 22cm ausgebildet. Die darin liegenden Bewehrungskörbe haben die gleichen Abmessungen wie die Körbe im restlichen Ringbalken. Die in den Ziegelstützen verlaufenden Bewehrungsseisen wurden mit

dem Bewehrungskorb im Ringbalken verbunden, wie auch die beiden 16mm starken und 60cm langen, zu einem L gebogenen Eisen die eine Verbindung zur oberen Stahlplatte schaffen und somit den oberen Anschluss zum Stahlträger bilden. Nach den Schalungsarbeiten in ca. 4.50m Höhe und der Fertigstellung der Bewehrungskörbe wurde der Ringbalken mit einem Mischverhältnis von 1/2:1:2:3 (Wasser:Zement:Sand:Granitkies mit einer maximalen Korngrösse von 2.5cm) betoniert. Hier kamen wieder unsere übrigen, nun schon stark in Mitleidenschaft gezogenen pans zum Einsatz. Diese wurden diesmal nicht nur horizontal weitergereicht, sondern sie mussten auch auf eine Höhe von fast 4.50m hinaufgehoben werden.



Abb. 54



Abb.55



Abb.56

### **Oberes Auflager**

Für den oberen Anschluss des Trägers wurden wieder aus der großen Stahlplatte die benötigten 270/100/10mm großen Stahlplatten herausgeschnitten. Zwei 18mm große Löcher wurden eingebohrt, durch die wurden die 16mm starken zu einem L gebogenen Bewehrungseisen eingefädelt, die im Ringbalken mitbetoniert waren. Damit kam die Stahlplatte auf dem fertigen Ringbalken zum Liegen. Danach wurden die Enden der beiden 16mm Eisen gebogen und mit der Stahlplatte verschweißt. Die beiden Schwerter, die gleich wie bei dem unteren Stützenfuß auch hier angeschweißt wurden, dienten der variablen Verbindung mit dem Träger. Nach der Ausrichtung des Dachträgers - um Höhendifferenzen oder Bauungenauigkeiten auszugleichen - wurden die oberen Stützenfüße der Träger mit den Schwertern verschweißt.





Abb.58



Abb.59

## Lehmwand, Lehmversuche

Um die Qualität lt. [Schroeder,2012] und [Dachverband Lehm,2009] des Lehms beurteilen zu können wurden von 3 verschiedenen Orten Proben entnommen und diese mehreren Versuchen unterzogen, um das bestmögliche Material für die Stampflehmwand zu finden. Eine Probe wurde von jener Stelle genommen, an dem unsere Ziegel produziert wurden, die zweite 200m entfernt aber noch am Schulgelände und die letzte Probe direkt auf der Baustelle entnommen. Die Entscheidung fiel auf den Lehm, der direkt neben dem Fundament entnommen wurde, da dieses Material bei den Versuchen am Besten abschneid und vor Ort verfügbar war. Es entstanden keine weiteren Kosten für den Transport.

### Lehmversuche zum Test der Eignung als Baulehm

Der für die Lehmwand benötigte Lehm sollte mager bis fett sein. Sehr fetter Lehm ist nicht für diese Zwecke geeignet da er sich nicht zu einer homogenen Stampflehmmischung verarbeiten lässt. Eine kleine Portion sollte durch leichtes Zusammendrücken in einer Hand nicht mehr auseinander fallen, aber die Mischung sollte von der pan in die Schalung rieseln.

**Kugelformprobe:** Da er leicht an den Händen kleben bleibt und sich zu Kugeln formen lässt, kann man sich unsere entnommene Probe einem leicht fetten Lehm zuordnen. Mit zu magerem Lehm wäre das Formen nicht möglich gewesen, da dieser auseinander fällt.



Abb.60



Abb.61

**Kugelfallprobe:** Die getrockneten Kugeln aus dem vorhergehenden Versuch lässt man aus 80cm Höhe auf einen harten Untergrund fallen. Je fetter der Lehm, desto weniger Teile entstehen beim Zerschlagen der Kugel. Bei sehr fettem Lehm bleibt die Kugel ganz. Die angefertigten Kugeln zerspringen nach ein paar Tagen Trocknungszeit in große wenige Einzelteile, würden die Kugeln sandig zerkrümeln, könnte man auf einen sehr mageren Lehm ohne Bindekraft schließen.

**Trockenfestigkeitsversuch:** Die übrigen Kugeln wurden für diesen Versuch verwendet. Nur mit erheblichem Fingerdruck lassen sich die Kugeln zerstören. Daraus kann man schließen, dass eine notwendige Bindekraft besteht, der Lehm aber nicht zu fett ist.

**Schneidversuch:** Die erdfeuchte Versuchsprobe wird mit einem Messer durchgeschnitten. Bei unserer Probe lässt sich an den teilweise glänzenden Schnittflächen feststellen, dass es sich um einen leicht fetten Lehm handelt.

**Reibeversuch:** Mit einer seifigen Konsistenz kann man auf tonigen Lehm schließen, der sich nach der Trocknung nur mit Wasser von den Fingern entfernen lässt. Auch dieser Versuch bestätigt, dass es sich um einen etwas fetteren Lehm handelt.

**Riechversuch:** Erdfeuchter Lehm, der zu intensiv nach Humus riecht, ist ungeeignet. Baulehm sollte möglichst frei von Humus und Wurzeln sein und daher nahezu geruchslos.



Abb.62



Abb.63

**Bestimmung der Farbe:** Dadurch lässt sich am erdfeuchten Lehm die chemische Zusammensetzung bestimmen. Hell-weiß: Kalzium-Magnesiumhaltig; dunkelbraun: Manganhaltig; grün: Chlorhaltig; rötlich-gelb-braun: Eisenhaltig; grau-schwarz: Humus, organische Bestandteile. Die Farbe des verwendeten Lehms ist kräftig rot bis braun, darum kann man auf einen erhöhten Eisenanteil schließen.

**Sedimentationstest:** In einem Behälter wurde eine Handvoll Baulehm mit Wasser gut vermischt. Grobe und schwere Anteile setzen sich zuerst, leichte feine Bestandteile bleiben länger in der Schwebe. Durch die Beobachtung ließ sich feststellen, dass sich keine vollständige Entmischung auch über mehrere Tage hinweg einstellt. Daraus lässt sich schließen, dass die Probe einen gewissen Anteil an Tone besitzt.

Vor der Errichtung der tatsächlichen 40cm dicken Stampflehmwand wurde eine kleine Probelehmwand hergestellt. Bei der Probelehmwand wurden den unterschiedlichen Schichten unterschiedlich viel Wasser beigemischt um das beste Mischverhältnis zu testen. Bei zu nassen Schichten wirkte das Wasser beim Stampfen wie eine Dämpfung, wodurch sich das Material nicht ausreichend verdichten ließ. Bei zu trockenen Schichten ließ sich die krümelige Struktur nicht homogenisieren. Das direkt verarbeitete erdfeuchte Material ließ sich am Besten stampfen bzw. verdichten und die Rissbildung nach zwei Tagen war am Geringsten.



Abb.64



Abb.65

Der kurze Weg vom Lehmabbau bis zur Verarbeitung verhinderte ein Austrocknen des Materials und war auch wegen seiner Konsistenz für uns am Besten geeignet.

Die tatsächliche Lehmwand bekam einen 25cm hohen Betonsockel um zu verhindern, dass sie im Wasser steht und um sie vor Spritzwasser zu schützen. Alle 30cm erhielt die Wand eine Zwischenlage aus 2cm Zementschlemme mit dem Mischverhältnis 1:4 (Zement:Sand). Diese waagrechte Schicht diente der Stabilisation, zur Unterbrechung auftretender Vertikalrisse und wirkte darüber hinaus erosionshemmend gegenüber ablaufenden Niederschlägen [Schroeder,2012,Kapitel 4 Seite 201-204].

Die einzelnen Schichten wurden mit einer Höhe von 15cm in die Kletterschalung eingebracht; um genau auf diese Höhe zu kommen diente eine Markierung in der Schalung. Für ein bestmögliches Ergebnis musste die Höhe des eingebrachten Lehms durch mühevoll Stampfen auf 10cm verdichtet werden. Dies wurde mit zwei weiteren Lagen wiederholt, bevor wieder eine 2cm starke Zwischenschicht aus Zementschlemme nötig wurde. Die frisch entschaltete feuchte Wandoberfläche wurde in den ersten Wochen durch Planen vor zu starker Hitze und Nässe bzw. gegen unregelmäßiges Austrocknen geschützt.



Abb.66



Abb.67

Baustelle



Abb.68



Abb.69



Abb.70



Abb.71

## Stahlfachwerkträger

Die studentische Schweißergruppe wurde durch einen gelernten Schlosser, der vor der Abreise nach Tansania den anderen Freiwilligen der sechsköpfigen Gruppe das Schweißen in mehreren Workshops beibrachte, verstärkt. Zwei steirische Firmen stellten uns für diese Zwecke Teile ihrer Produktionshallen und Materialien zur Verfügung. Auch die Mitarbeiter hatten ihren Spaß und standen uns mit ihrem Wissen und Tipps zu Seite. Es wurde ein Teil des Trägers mit den Materialien, die wir später auch in Tansania bekommen sollten, versuchsweise geschweißt und auf die Tauglichkeit und Baubarkeit überprüft. Die mobilen Schweißgeräte und Helme wurden aus Österreich mit nach Afrika genommen. Tansanische Schweißer arbeiten nur mit einer herkömmlichen Sonnenbrille, was schwere Schäden der Augen nach sich zieht, hier wurde nicht auf den europäischen Standard und auf die Sicherheit verzichtet.

Es war die erste Aufgabe der Schweißergruppe, vor Ort einen für sie geeigneten Arbeitsplatz einzurichten. Um nicht am Boden schweißen zu müssen errichteten sie vier hüfthohe, ca. ein Meter breite Mauern, die als sogenannte Böcke dienen sollten, um die Träger dort bearbeiten und zusammenbauen zu können. Da der Träger aus drei Teilen zusammengesetzt wurde, konnten diese einzeln gefertigt und danach miteinander verbunden werden. Dadurch waren die einzelnen Teile, mit etwa 80kg, nicht so schwer und konnten während des Bearbeitens leicht gehoben und gedreht werden. Die Träger wurden ange-

schliffen und mit einem Rostschutzanstrich versehen.

Wie die fertigen Träger auf der Baustelle in ihre endgültige Position gebracht werden sollten war eine logistische Herausforderung und wurde von der Schweißergruppe koordiniert. Da uns kein Kran oder etwas Ähnliches zur Verfügung stand, musste das Aufstellen mit Muskelkraft und System ablaufen. Jeder von uns bekam eine Aufgabe zugeteilt und so verlief das Aufstellen nahezu reibungslos.

Zuerst lag der Träger flach auf dem Boden, danach wurde er auf die Spitze und das untere Auflager gestellt. Danach wurde die Spitze nach oben auf die nötige Höhe gehoben und das untere Auflager in seinen fertigen Fußpunkt geschoben. Zur Stabilisierung wurde der Träger seitlich gehalten und nach dem Ausrichten an seinen Auflagern verschweißt.



Abb.72



Abb.73



Abb.74



Abb.75

Baustelle



Abb.76



Abb.77



Abb.78



Abb.79



Abb.80

Baustelle



Abb.81



Abb.82



Abb.83



Abb.84



Abb.85



Abb.86

Baustelle



Abb.87



Abb.88



Abb.89



Abb.90



Abb.91



Abb.92

## Sekundärkonstruktion

Aufgrund der schlechten Holzqualität waren wir vor Ort gezwungen eine Sekundärkonstruktion anzudenken. Wegen des Zeitdrucks versuchten wir eine Lösung mit den Materialien, die wir schon auf der Baustelle hatten, zu finden. Zwischen den Trägerachsen war ein weiteres Formrohr (50/50/2.6mm) mit einem angeschweißten 5cm langen L-Winkel notwendig um die Spannweite der Dachlatten zu verkürzen und sie in Form drücken zu können. Somit konnten die in allen Richtungen verbogenen Dachlatten (50/70mm) an den Trägerobergurten, an denen 15cm lange L-Winkel angeschweißt wurden, und an unserer zusätzlichen Konstruktion, einigermaßen gerade mit Schrauben montiert werden.

## Dachdeckung

Das verzinkte 1mm dicke Stahlwellblech mit der Plattengröße 3.0/1.2m wurde überlappend mit Dachnägeln auf der Lattung befestigt. Wegen der großen Plattenformate wurden diese einzeln auf das Dach hinaufgereicht und sofort von 2-3 Studenten befestigt. Trotz des nur leichten Windes mussten wir immer darauf achten, einen stabilen Stand bei den Arbeiten auf dem Dach zu haben, vor allem während des Hantierens mit den Wellblechplatten. Hier war der aus zwei Formrohren bestehende breite Obergurt von Vorteil, man konnte gut darauf sitzen und sich mit den Füßen am Untergurt zusätzlich stabilisieren.



Abb.93



Abb.94



Abb.95



Abb.96

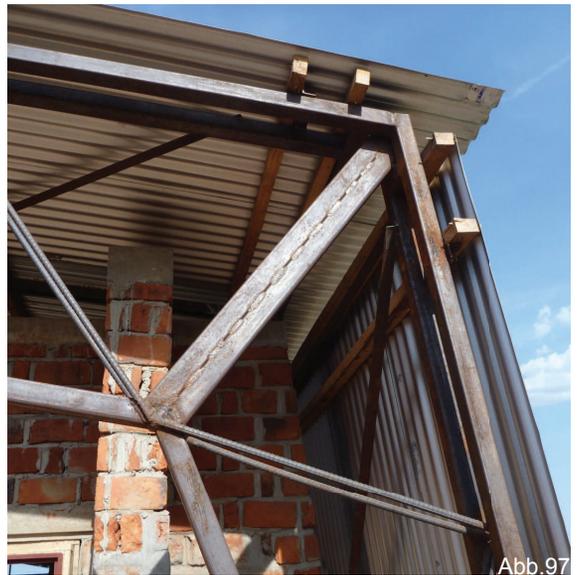


Abb.97

Baustelle



Abb.98



Abb.99



Abb.100



Abb.101



Abb.102

## Conclusio

Nach meinem ersten Projekt 2010 in Südafrika wurde die Idee für eine gemeinsame und studienübergreifende Diplomarbeit geboren. Spannend war für mich die Möglichkeit, die erlernte Theorie in die Praxis umzusetzen, an Orten an denen wir einen nötigen Raum für Bildung schaffen können. Statische Berechnungen, 3D Modelle werden Wirklichkeit und lassen sich anfassen, werden Böden, Wände und Decken. Dimensionen lassen sich leichter erfassen, Details werden schon vorher im Kopf gebaut und hinsichtlich ihrer Baubarkeit überprüft, Bauabläufe lassen sich besser einschätzen und, so banal das auch klingt, ich weiß, wie sich Beton anfühlt, wenn er nass oder ausgehärtet ist.

In Südafrika gehörte ich zu einer großen Gruppe, gemeinsam waren wir für viele Dinge im Bauablauf verantwortlich. Die Erfahrung, alleine bzw. gemeinsam mit Magdalena ein eigenes Projekt zu leiten und umsetzen zu können, war sehr reizvoll und gleichzeitig auch etwas beängstigend. Ich bin froh, dass ich mich dieser Herausforderung gestellt, Verantwortung übernommen habe, und manchmal an meine Grenzen gegangen bin.

Am Abend nach einem anstrengenden Baustellentag konnten wir das den Tag über Erlebte Revue passieren lassen, über Verbesserungsansätze für den nächsten Tag nachdenken oder einfach nur unter Freunden ein Bier in der Abendsonne genießen. Ich möchte weder die Arbeit auf der Baustelle, noch die gemeinsame Zeit in einer Gruppe mit ein und demselben Ziel missen.





Abb. 104

## Literaturverzeichnis

[ÖNORM EN 1990,2013-03-15] Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung

[ÖNORM B 1990-1,2013-01-01] Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 1: Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen

[ÖNORM EN 1991-1-1,2011-09-01] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau

[ÖNORM B 1991-1-1,2011-12-01] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen

[ÖNORM EN 1991-1-4,2011-05-15] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkung – Windlasten

[ÖNORM B 1991-1-4,2013-05-01] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen

[ÖNORM EN 1991-1-5,2012-01-01] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen

[ÖNORM B 1991-1-5,2012-01-01] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkung – Temperatureinwirkungen, Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen

[ÖNORM EN 1993-1-8,2012-03-01] Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen

[ÖNORM EN 1993-1-1,2012-03-01] Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregel und Regeln für den Hochbau

[ÖNORM EN 1996-1-1,2013-01-01] Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

[ÖNORM EN 1996-3,2009-12-01], Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten

[ÖNORM B 4435-1,2003-07-01] Erd- und Grundbau – Flächengründungen, Teil 1: Berechnung der Tragfähigkeit bei einfachen Verhältnissen

[Baustatik 2 LV-Unterlagen,2011] Bauwerksicherheit, Unterweger, Harald, Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

[Mauerwerksbau LV-Unterlagen,2012] Nguyen, Viet Tue, Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.

[Betonbau GL LV-Unterlagen,2011] Nguyen, Viet Tue, Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.

[ETAG 001] Bekanntmachung der Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton, im speziellen Anhang C, Verfahren A, 2008-02-25

[Wienerberger,2014]

[Schroeder,2012] Lehmbau, Horst Schroeder, mit dem Lehm ökologisch planen und bauen

[Dachverband Lehm,2009] Lehmbau Regeln, Begriffe-Baustoffe-Bauteile, 3.Auflage

Bautabellen Krapfenbauer 17.Auflage 2010

Grundlagen des Stahlbetonbaus, Gert König, Nguyen Viet Tue, Gunter Schenck, 3.Auflage2008

Building construction& graphic standards, Andre Grobbelaar, South Africa

[w&p Zement und Beton] Fachtextbuch 40. neu gefasste Auflage 2006/2007

[dlubal] <https://www.dlubal.com/de/>

## **Abbildungsverzeichnis**

Folgende Fotos von Gudrun Becker:

Abb.32-34, Abb. 43, Abb. 47-53, Abb. 56, Abb. 68-69, Abb. 71-72, Abb. 75, Abb. 77-85, Abb. 87, Abb. 103

Folgende Pläne teilweise von Mojo:

Masterplan Seite 18, Grundriss Seite 24

Alle nicht genannten Fotos, Pläne, Skizzen sind geistiges Eigentum der Autorin.



