



# DIPLOMARBEIT

## Master Thesis

### **Errichtung einer Pyramide aus Schalsteinen**

- Konzept- und Machbarkeitsstudie über die Errichtung einer monolithischen  
Pyramide aus Schalsteinen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch

und als verantwortlich mitwirkend

Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Höflinger

E206

Institut für Hochbau und Technologie

Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Dominik Thalmann Bakk.techn.**

0640723

Unterdorf 236

6858 Bildstein, Vorarlberg

Wien, am 18.11.2014

# Vorwort

Nachdem ich bereits während meines Bakkalaureatsstudiums der „Kulturtechnik und Wasserwirtschaft“ an der Universität für Bodenkultur als Werkstudent in der Wiener Niederlassung eines international tätigen Planungsbüros eingestellt wurde, war mir schnell klar, dass meine Zukunft im Bauingenieurwesen liegt. Aus diesem Grund habe ich mich für einen Wechsel an die Technische Universität entschieden, um ein Masterstudium in Bauingenieurwesen zu absolvieren. Gegen Ende des Studiums wurde mir die vorliegende Diplomarbeit am Institut für „Hochbau und Technologie“ angeboten. Mit der Annahme des Angebots beendete ich schließlich nach vier Jahren mein bisheriges Dienstverhältnis und begann am Institut zu arbeiten, um die an mich herangetragene Aufgabenstellung den gestellten Ansprüchen entsprechend bearbeiten zu können.

Für diese Chance und die Betreuung möchte ich mich bei Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch** bedanken. Durch seine interessanten und praxisbezogenen Vorlesungen waren auch schnell alle Zweifel an der Entscheidung des Studienwechsels ausgeräumt. Ein besonderes, ganz großes Dankeschön gilt auch meinem Betreuer Dipl.-Ing. Dr.techn. **Michael Höflinger**. Er hat nicht nur die Diplomarbeit initiiert, sie an mich herangetragen und mir so erst die Anstellung am Institut ermöglicht, sondern auch stets Zeit gefunden um fachliche Diskussionen zu führen und gab mir viele wertvolle Ratschläge mit auf den Weg. Daneben ist er als Vermittler zwischen mir und dem externen Auftraggeber der Diplomarbeit aufgetreten, hat Besprechungen koordiniert und Anregungen eingebracht. Durch seine Hilfe war es nicht nur möglich eine den gestellten Ansprüchen entsprechende Abhandlung zu verfassen, sondern auch den einen oder anderen schweren Moment während der Bearbeitung durch ein freundschaftliches Gespräch zu überwinden.

Ein großes Dankeschön gilt auch Herrn **Ernst Bauer**, der als Auftraggeber der vorliegenden Arbeit die Bearbeitung dieser interessanten und praxisbezogenen Themenstellung erst ermöglichte.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei meinem ehemaligen Chef der Wiener Niederlassung von Schimetta Consult GmbH Dipl.-Ing. Dr. **Roman Geier** bedanken. Durch sein mir entgegengebrachtes Vertrauen konnte ich umfangreiche praktische Erfahrungen anhand vieler mir übertragener, teils eigenständiger Projekte im In- und Ausland bereits während dem Studium sammeln. Erst dadurch wurde mein Interesse am Bauingenieurwesen wirklich und nachhaltig geweckt.

Zu guter Letzt möchte ich mich noch bei meiner **Familie** für ihre Geduld und die Unterstützung über die letzten Jahre bedanken, ganz besonders bei meinem Bruder Ing. **Andreas Thalmann**, der mich in vielen Belangen abseits des Studiums hilfreich beraten hat. Auch meiner Freundin Mag. **Caroline Manahl** BA gilt ein großes Dankeschön für all die motivierenden Worte, die mir gerade gegen Ende meines Studiums immer wieder geholfen haben das Ziel nicht aus den Augen zu verlieren. DANKE!

# Kurzfassung

Die vorliegende Diplomarbeit versteht sich als Konzept- und Machbarkeitsstudie zur Errichtung einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen. Ziel der Studie ist es, Grundlagen für die Planung eines Weinproduktionsgebäudes zu schaffen, das vom Betrachter als eine aus einzelnen Blöcken errichtete Pyramide wahrgenommen wird. Das Bauwerk muss hohl sein, eine möglichst große nutzbare Innenfläche aufweisen und dennoch mit massiven Wänden ausgestattet sein. Als Werkstoff kommt nur bewehrter Beton in Frage. Neben den Entwurfsgrößen hinsichtlich der Grundfläche (min. 22m x 22m), der Wandstärke (1,20m bis 2,00m) und des Neigungswinkels der Pyramidenseitenflächen ( $52^\circ$ ) sowie der Vorgabe der Errichtung in Schalsteinbauweise, existieren keine weiteren Entwurfsfestlegungen.

Nach der Abhandlung der theoretischen Grundlagen zu den Pyramidenkörpern allgemein, den Pyramidenbauwerken generell und der Schalsteinbauweise selbst, folgt die Durchführung der Entwurfsarbeiten. Auf der Grundlage der Entwurfsvorgaben werden mehrere Entwürfe erarbeitet, nach welchen eine Pyramide aus Schalsteinen errichtet werden könnte. Die Entwicklung geeigneter Schalsteine, deren konventioneller Einsatz bisher auf vertikale Wände beschränkt war, stellt dabei die Kernaufgabe dar. Dafür wird über eine mathematische Betrachtung zunächst ein Blockbild entwickelt, das beim Betrachter den Eindruck erweckt, dass die Pyramide aus einzelnen gleichgearteten Blöcken errichtet wurde. Darauf basierend erfolgt die Planung der verschiedenen Schalsteinformen, die nötig sind um ein Pyramidenbauwerk aufzubauen. Dabei wird nicht nur versucht mit möglichst wenigen Formen das Auslangen zu finden, um den Schalungsaufwand gering zu halten, sondern auch Formen zu entwickeln, die konstruktive Vorteile bieten. Als oberstes Ziel gilt dabei die Planung von Schalsteinen, die die Ausbildung eines definierten inneren Füllbetonkörpers ermöglichen – der durch das Verfüllen der Schalsteine resultierende Betonkörper stellt den eigentlichen statisch wirksamen Teil des Schalsteintragwerks dar.

Am Ende der Entwurfsarbeiten liegt schließlich eine Entwurfsvariante mit Schalsteinen vor, die dazu geeignet ist ein Pyramidenbauwerk nach den gegebenen Vorgaben zu errichten. Sie ermöglicht auch die Ausbildung eines definierten inneren Betonkörpers, der aus vertikalen und horizontalen, miteinander verbundenen Betonsäulen besteht. Im Zuge einer statischen Abschätzung wird dieser Betonkörper als Tragwerk idealisiert und so in ein statisches Trägerrost-Modell überführt. Im Anschluss an die Ermittlung der nach Eurocode anzusetzenden Lasten, erfolgt die computergestützte Abschätzung der zu erwartenden Bewehrungsmengen zufolge der Lastfallkombination des Grenzzustandes der Tragfähigkeit. Schlussendlich lässt sich auf diesem Weg feststellen, ob die prinzipielle Projektidee umsetzbar ist oder verworfen bzw. angepasst werden muss.

# Abstract

The present thesis is a concept and feasibility study on the construction of a monolithic pyramid made of formwork blocks. The principal purpose of this study is to provide a basis for planning a pyramid, which is perceived by the observer as a pyramid built from single blocks like a historic pyramid. The building needs to be hollow, the useable inside area should be as capacious as possible, and the walls need to be massive. Therefore, the only feasible material for this task is reinforced concrete. There are given specification requirements related to the base area (22m x 22m), the wall thickness (1,20m to 2,00m), and the inclination angle of the pyramid faces (52°). Yet no further particulars are given.

After a theoretical part about the geometry of pyramidal bodies, pyramid buildings and the building technique of formwork blocks, details of the design process follow. Based on the design specifications, several designs are developed. The main aim is the development of formwork stones which can be used to build a pyramid with a consistent block image. Therefore, the number of formwork stones should be as low as possible to reduce casing costs. Furthermore, the formwork stones should have a shape which allows the formation of a defined inner concrete core after filling the stones with concrete – this concrete core is in fact the static effective part of the formwork stone structure.

At the end of the design process a final design variant was found which is suitable to build a pyramid structure according to the given specifications. This variant allows the formation of a defined inner concrete body which consists of vertically and horizontally connected concrete columns. This concrete body is idealized as a frame. In connection with this idealization, a static estimation gives information about the necessary reinforcements. The estimation is performed computer assisted and based on the current norms of Eurocode. Finally, it is possible to give a statement about the general feasibility of the project idea.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1	Vision und Aufgabenstellung .....	1
1.2	Zielsetzung und Abgrenzung .....	2
1.3	Arbeitsprogramm und Aufbau der Diplomarbeit .....	4
<b>2</b>	<b>Allgemeine Grundlagen .....</b>	<b>5</b>
2.1	Pyramidenkörper .....	5
2.1.1	Definition und Merkmale der Pyramidenkörper .....	5
2.1.2	Eigenschaften der gewählten quadratischen Pyramide .....	7
2.2	Pyramidenbauten.....	9
2.2.1	Historische Pyramidenbauten.....	9
2.2.2	Moderne Pyramidenbauten.....	12
2.3	Prinzip der konventionellen Schalsteinbauweise .....	15
2.3.1	Konventionelle Schalsteine .....	16
2.3.2	Bauausführung und Einsatzgebiete von Schalsteinen .....	17
<b>3</b>	<b>Entwurfsarbeiten.....</b>	<b>18</b>
3.1	Vorarbeiten – Entwicklung der Schalsteinaußenflächen.....	19
3.1.1	Mathematische Modellbetrachtung .....	20
3.1.2	Auswertung des mathematischen Modells .....	22
3.1.3	Erkenntnisse für die weiteren Entwurfsarbeiten.....	24
3.2	Vorstellung der Entwurfsvarianten .....	28
3.2.1	Variante 0 - Konventionelle Stahlbetonbauweise .....	29
3.2.2	Variante 1 - Erste Projektidee .....	31
3.2.3	Variante 2 - Alternativvariante.....	35
3.2.4	Variante 3 - Untersuchungsvariante .....	40
3.2.4.1	Neuformulierung der Entwurfsparameter.....	41
3.2.4.2	Entwicklung der Schalsteine und Aufbau der Pyramide .....	44
3.2.4.3	Bedeutung des Pyramidenaufbaus für den inneren Betonkern.....	58
3.2.4.4	Zusammenfassung und Diskussion der Gegebenheiten .....	60
3.3	Variantenvergleich .....	63
<b>4</b>	<b>Statische Abschätzung.....</b>	<b>64</b>
4.1	Vorbemerkungen.....	64
4.1.1	Verwendete Normen und eingesetzte Werkstoffe .....	64

4.1.1.1	Verwendete Normen .....	65
4.1.1.2	Eingesetzte Werkstoffe .....	66
4.1.2	Standortbeschreibung .....	67
4.2	Vorbemessung – Statische Abschätzung der Bewehrung .....	68
4.2.1	Ableitung des statischen Modells (Tragwerksidealisierung) .....	68
4.2.2	Lastaufstellung .....	71
4.2.2.1	LF 1 - Eigengewicht des Trägerrosts .....	72
4.2.2.2	LF 2 - Eigengewicht der Schalsteine.....	72
4.2.2.3	LF 3 - Schneelast.....	78
4.2.2.4	LF 4 - Windlast .....	80
4.2.2.5	LF 5 - Temperaturlast.....	84
4.2.3	Lastfallkombination .....	86
4.2.4	Nachweis der Tragfähigkeit – Ermittlung der Bewehrungsmenge .....	89
4.3	Diskussion der Ergebnisse .....	93
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>94</b>
5.1	Erkenntnisse zufolge der Konzept- und Machbarkeitsstudie .....	94
5.2	Ausblick für ergänzende Untersuchungen .....	96
5.2.1	Entwurfsempfehlungen .....	96
5.2.2	Überschlägige Ermittlung der zu erwartenden Bewehrung.....	97
<b>6</b>	<b>Schlusswort .....</b>	<b>100</b>
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>101</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis.....</b>	<b>103</b>
	<b>Tabellenverzeichnis.....</b>	<b>105</b>

# Abkürzungsverzeichnis

## *Allgemeine Abkürzungen*

bzw.	beziehungsweise
d.h.	das heißt
z.B.	zum Beispiel
Bsp.	Beispiel
usw.	und so weiter
etc.	et cetera
zw.	zwischen
ca.	circa
lt.	laut
s.	siehe
u.	und
u.a.	unter anderem
vgl.	vergleiche
einschl.	einschließlich
ausschl.	ausschließlich
inkl.	inklusive
exkl.	exklusive
o.ä.	oder ähnliches
i.d.R.	in der Regel
griech.	griechisch
Abschn.	Abschnitt
Abb.	Abbildung
Tab.	Tabelle
li.	links
re.	rechts
bezgl.	bezüglich
v. Chr.	vor Christus
mechan.	mechanisch
stat.	statisch
ggf.	gegebenenfalls
konvent.	konventionell
mind.	mindestens

max.	maximal
min.	minimal
m.ü.A.	Meter über Adria
geg.	gegeben

#### *Spezielle Abkürzungen*

EC	Eurocode
EN	Europäische Norm
NAD	Nationales Anwendungsdokument
OIB	Österreichisches Institut für Bautechnik
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
ULS	Ultimate Limit State (GZT)
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
FEM	Finite-Elemente-Methode
FDM	Finite-Differenzen-Methode
STB	Stahlbeton
FT	Fertigteil
GF	Grundfläche
V1	Variante 1 (2;3)
LF	Lastfall
LK	Lastfallkombination
EG	Eigengewicht

#### *Verwendete Einheiten*

mm	Millimeter
cm	Zentimeter
m	Meter
m <sup>2</sup>	Quadratmeter
m <sup>3</sup>	Kubikmeter
°	Grad (Winkelmaß/Temperatur)
kg	Kilogramm
to	Tonnen
N	Newton
kN	Kilonewton
%	Prozent

# 1 Einleitung

## 1.1 Vision und Aufgabenstellung

Auf einem privaten Grundstück im Gebiet der niederösterreichischen Marktgemeinde Groß-Schweinbarth soll ein Neubau errichtet werden. Groß-Schweinbarth liegt im Weinviertel in rund 25km Entfernung von Wien, zählt zum Bezirk Gänserndorf und ist bekannt für den dort betriebenen Weinbau. In Zukunft wird sich ein weiterer Wirtschaftstreiber dem Weinbau widmen, die notwendige Infrastruktur muss allerdings erst geschaffen werden. Dazu zählt u.a. der Neubau eines Produktionsgebäudes, das zugleich auch als Markenzeichen („Landmark“) dienen soll. Das Bauwerk soll aber nicht nur einen wesentlichen Teil der Weinproduktion beherbergen und helfen die neue Weinmarke zu etablieren, sondern auch jährlich tausenden Besuchern durch einen Rundgang den krönenden Abschluss des Besuchs des Weinbaugebiets bescheren.

Um all diese Funktionen vereinen zu können, fiel der Entschluss des Grundstücksinhabers auf die Errichtung eines Pyramidenbauwerks. In ihm soll der Most zum Wein vergären, während Führungen durch das Bauwerk den Blick hinter die Kulissen der Weinproduktion ermöglichen. Als besonders nachhaltiger Eindruck bleibt letztlich die Tatsache, dass der Wein aus einer Pyramide stammt. Damit ist ein einprägendes Alleinstellungsmerkmal unter den Weinproduzenten gegeben, das sich auch als Markenzeichen auf den Weinflaschen finden wird und so den Vertrieb positiv beeinflussen soll.

Da der Grundstücksinhaber im Besitz eines Betonwerks ist, soll die gesamte Pyramide monolithisch aus Beton hergestellt werden. Um aber den Eindruck zu erwecken, dass das Bauwerk aus einzelnen gleich gearteten Blöcken errichtet wurde, soll die Ausführung in Schalsteinbauweise (spezielle, hohle Mauersteine werden nach deren Positionierung mit Beton verfüllt) erfolgen. Die vier ebenerdig aufragenden Seiten der Pyramide dürfen dabei keine Öffnungen aufweisen, wodurch ein unter der Geländeoberkante liegendes Kellergeschoss den Haupteingang beherbergen muss. Die Pyramide wird damit über das Kellergeschoss betreten, das auch als Weinlager dient. Zwischen dem Kellergeschoss und der aufragenden Pyramide ist eine Geschossdecke geplant, auf welcher die entsprechenden Produktionsanlagen situiert werden. In Anlehnung an die Cheopspyramide sollen die Pyramidenseiten  $52^\circ$  gegen die Horizontale geneigt sein, die Abmessungen des Grundrisses mindestens 22m x 22m betragen und die Außenwände 2,00m stark sein. Weitere Vorgaben für den Entwurf gibt nicht.

Aufgrund dieser unkonventionellen Rahmenbedingungen hinsichtlich Geometrie und Bauweise wurde schließlich das Institut für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung der TU-Wien mit einer generellen Konzept- und Machbarkeitsstudie beauftragt. Im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit erfolgt die Durchführung dieser Studie.

## 1.2 Zielsetzung und Abgrenzung

„Je populärer eine Idee, desto weniger denkt man über sie nach und desto wichtiger wird es also, ihre Grenzen zu untersuchen.“ Paul Karl Feyerabend (1992-1994), österreichischer Philosoph und Wissenschaftstheoretiker

Wie Paul Karl Feyerabend schon treffend formulierte, muss es oberstes Ziel sein die Projektidee genau zu untersuchen. Bevor also der aufwändige Planungsprozess in Gang gesetzt wird, muss die generelle Durchführbarkeit der *Errichtung einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen* über eine Konzept- und Machbarkeitsstudie geklärt werden. Eine vollständige Durchplanung des gesamten Bauwerks, einschließlich der bautechnischen Belange, würde allerdings den Rahmen einer solchen Studie bei Weitem sprengen. Deshalb gilt es zunächst das Kernproblem zu identifizieren, um eine auf die Schwierigkeiten fokussierte Analyse und Bewertung der Projektidee zu ermöglichen. Das Kernproblem hierbei versteht sich als Summe der nachfolgenden, wesentlichsten Punkte:

- Die Geometrie eines Pyramidenbauwerks entspricht nicht den üblichen Hochbauten, vorhandene Fachliteratur und vorgegebene Normen sind deshalb nicht darauf ausgelegt.
- Die Mindestabmessungen für den Grundriss von 22m x 22m und für die Außenwandstärke von 2,00m führen zu großen Spannweiten, Kubaturen und Lasten.
- Die Schalsteinbauweise ist bisweilen nur bei vertikalen Wänden zum Einsatz gekommen, die Ausführung von 52° geneigten Schalsteinen führt zu erheblichen Komplikationen beim Entwurf, der Berechnung und letztlich auch bei der Bauausführung.
- Durch die Geometrie eines Pyramidenbauwerks (alle vier Seiten sind in den Raum geneigt) ergeben sich im Verschneidungsbereich der Seitenflächen komplizierte Schalsteinformen.
- Durch den Einsatz von Schalsteinen, die betonverfüllt werden, ist die Identifikation und realitätsnahe Modellierung des (Primär-)Tragwerks zur statischen Bemessung komplexer und aufwändiger als bei üblichen Hochbauten – der Schalsteinentwurf ist damit ausschlaggebend.
- Die Ausführung von Schalsteinen bringt naturgemäß eine sehr große Zahl an Fugen mit sich, die die Bauwerksdichtheit nachteilig beeinflussen können.

Wie die angeführte Aufzählung zeigt, bezieht sich das Kernproblem der Projektidee rein auf den Pyramidenkörper aus betonverfüllten Schalsteinen. Das Kellergeschoss, die Geschossdecke und die Fundierung sollen auf konventionelle Weise realisiert werden. Diese Bauwerksteile können deshalb nach dem Stand der Technik mit üblichen, oft erprobten Methoden berechnet und errichtet werden, weshalb es keiner näheren Untersuchung im Zuge einer Konzept- und Machbarkeitsstudie bedarf. Damit wird augenscheinlich, dass die Studie aussch. auf die Lösung des Kernproblems abzielen muss.

Alle Aspekte, die bei der Planung und dem Bau einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen für den gedachten Zweck beachtet werden müssen, können aufgrund des großen Umfangs allerdings nicht in die Studie aufgenommen werden. So müssen folgende Punkte einer detaillierten Planung, folgend nach einer etwaigen Planungs- bzw. Bauentscheidung, zugewiesen werden:

- Technische Gebäudeausstattung (TGA; Belüftung, Entlüftung, Produktionsanlagen etc.) und bauphysikalische Belange (Wärmedämmung, Energieausweis, Brandschutz etc.); Einarbeitung der Vorgaben nicht berücksichtigter OIB-Richtlinien des österreichischen Instituts für Bautechnik (Nutzungssicherheit und Barrierefreiheit, Hygienebestimmungen etc.)
- Bauausführung (Bautechnische Aspekte; Stützungen während des Baus, Transport und Einbringung von Beton und Bewehrung, Manipulation der Schalsteine etc.)
- Erstellung von Plänen jeglicher Art (Bewehrungsplanung, Schalungsplanungen etc.)
- Betrachtung von Lastfällen bzw. Lastfallkombinationen, die nicht der Grundkombination der Tragfähigkeit entsprechen (Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit, Außergewöhnliche Einwirkungen, Erdbeben und Bauzustände) einschl. einer Detailstatik
- Belange des Flächenwidmungsplans und des Bebauungsplans einschl. der Behördenverfahren
- Markt- bzw. Standortanalyse, Kostenkalkulationen und Finanzierung

Zusammenfassend wird im Zuge der Diplomarbeit damit eine Konzept- und Machbarkeitsstudie durchgeführt, die sich primär dem Ziel verschreibt eine theoretisch geeignete Schalsteinbauweise zu entwickeln um damit eine Pyramide entsprechender Größe realisieren zu können. Klares Kernstück der Studie ist dabei der Pyramidenentwurf. Zur Beurteilung des Entwurfs erfolgt eine statische Abschätzung der Tragfähigkeit (Vorstatik bzw. Vorbemessung), welche über die aktuell gültigen Normen des Eurocodes ermittelt wird. Damit soll einerseits festgestellt werden ob eine Realisierung des Projektes prinzipiell möglich ist und andererseits welche Bewehrungsmengen zu erwarten sind, falls die normativ geforderte Tragfähigkeit gegeben ist. Für die statische Abschätzung ist die Untersuchung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (Grundkombination des GZT) im Regelbereich deshalb ausreichend.

Die statische Berechnung geschieht dabei computergestützt mit Hilfe der Finite-Elemente-Statiksoftware RFEM 5.01 des deutschen Unternehmens Dlubal Software GmbH. Lässt sich kein tragfähiger Entwurf finden, sind alle weiteren Planungen auf der Grundlage der Entwurfsvorgaben obsolet und die Projektidee muss verworfen bzw. überdacht werden.

Der nachfolgende Abschnitt 1.3 soll dazu einen kurzen Überblick über die Herangehensweise an die Aufgabenstellung (Arbeitsprogramm) und den Aufbau der Abhandlung ermöglichen.

### 1.3 Arbeitsprogramm und Aufbau der Diplomarbeit

In der nachstehend abgebildeten Grafik findet sich, vereinfacht und kurz zusammengefasst, das Arbeitsprogramm der Diplomarbeit. Dieses versteht sich dabei sowohl als chronologische Auflistung der einzelnen Schritte der Konzept- und Machbarkeitsstudie, als auch als Überblick über den Aufbau der Diplomarbeit.

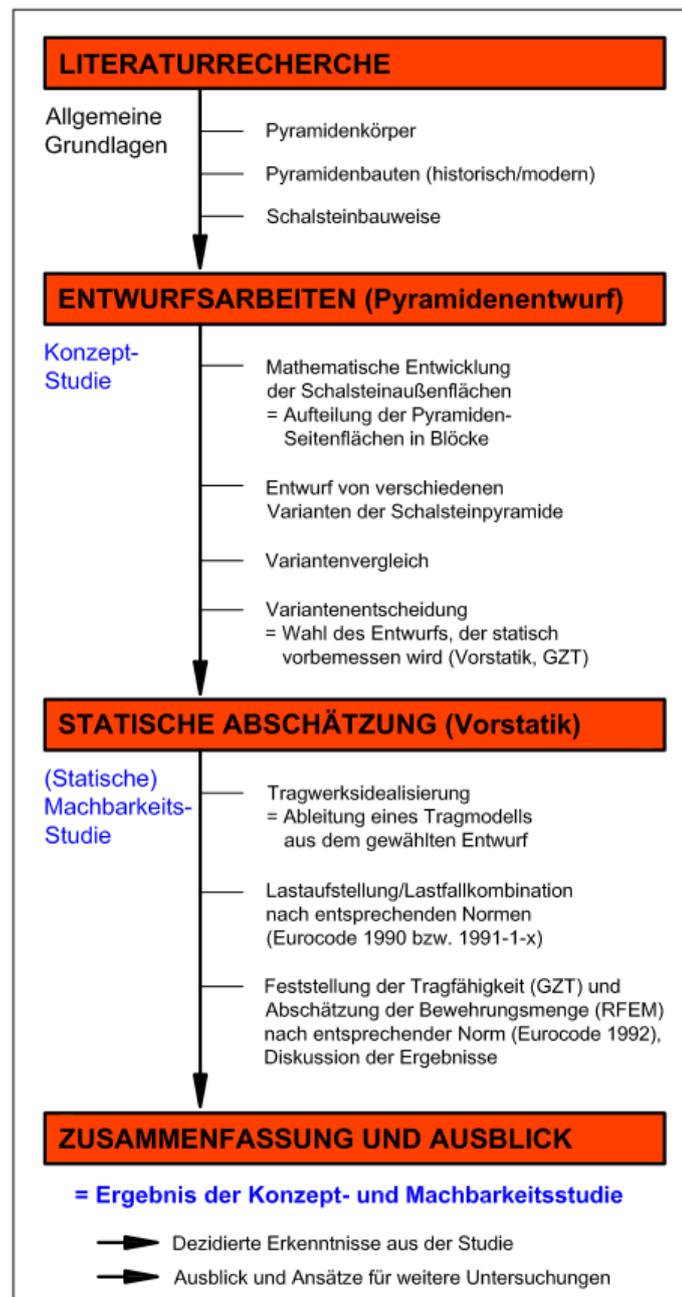


Abb. 1.1: Arbeitsprogramm und Aufbau der Diplomarbeit (wesentlichste Punkte)

## 2 Allgemeine Grundlagen

Das Kapitel der Grundlagen dient der generellen Definition der Pyramidenkörper, der Unterscheidung bereits existierender historischer von modernen Pyramidenbauten sowie der Beschreibung des Prinzips der konventionellen Schalsteinbauweise. Um einen Bezug zur angedachten Pyramide von Groß-Schweinbarth herzustellen, wird an entsprechender Stelle auf die Besonderheiten der Projektidee in Form von Vergleichsbetrachtungen (Gemeinsamkeiten, Unterschiede, Schwierigkeiten) eingegangen.

### 2.1 Pyramidenkörper

Unter dem Begriff „Pyramide“ wird im Allgemeinen ein geometrischer Körper – ein vollständig durch Begrenzungsflächen abgeschlossener Teil des Raumes – verstanden, der den Polyedern (griech. für *Vielflächner*) zuzuordnen ist. Diese sind dadurch gekennzeichnet, dass der Körper ausschließlich von ebenen Flächen begrenzt wird (vgl. Würfel, Quader etc.). Kugeln, Kegel oder Zylinder beispielsweise besitzen gekrümmte Kanten bzw. Oberflächen und zählen deswegen nicht zu den Polyedern, die aufgrund bestimmter Merkmale weiter eingeteilt und gruppiert werden. [1]

So steht auch die Bezeichnung „Pyramide“ für eine Gruppe Vielflächner mit bestimmten Eigenschaften und nicht etwa für eine klar bestimmte Körperform. Dennoch wird der Begriff „Pyramide“, in Anlehnung an die historischen Bauten von Ägypten, oft synonym für die Form der quadratischen Pyramide verwendet, obwohl aus Sicht des Begriffes auch eine andere Ausführungsform möglich wäre. Um derartige Missverständnisse auszuräumen und um alle notwendigen (geometrischen) Grundlagen für einen bestimmten Pyramidenentwurf zu schaffen, wird im Weiteren deshalb näher auf die Pyramidenkörper eingegangen. Im Fokus sollen dabei aber nur die wesentlichsten Merkmale stehen, tiefergehende Informationen sind einschlägiger Fachliteratur vorbehalten.

#### 2.1.1 Definition und Merkmale der Pyramidenkörper

Eine mögliche Definition des geometrischen Begriffs „Pyramide“ findet sich in *Hemme*:

*„Verbindet man die Ecken eines ebenen  $n$ -Ecks mit einem Punkt  $S$  außerhalb der  $n$ -Eck-Ebene, so entsteht ein Körper, der Pyramide genannt wird. Dabei heißt das  $n$ -Eck Grundfläche und der Punkt  $S$  Spitze der Pyramide. Die  $n$  Kanten, die zur Grundfläche gehören, werden Grundkanten, die  $n$  Kanten, die zur Spitze laufen, Seitenkanten genannt.“<sup>1</sup>*

---

<sup>1</sup> Aus: Hemme, H.: Mathematik; 3. Auflage; S. 131

Die von *Hemme* verwendete Definition der Pyramide zeigt, dass eine Vielzahl an Formen existiert, die zur Gruppe der Pyramiden gezählt werden. Die Begrifflichkeit selbst gibt also noch keinen Hinweis auf die tatsächliche Form bzw. Gestalt des Körpers. Zur Veranschaulichung dieses Umstandes finden sich in der nachfolgenden Abbildung ausgewählte Körper, auf die die Pyramidendefinition anwendbar ist. Die Darstellung ließe sich allerdings noch um viele weitere Formen ergänzen.

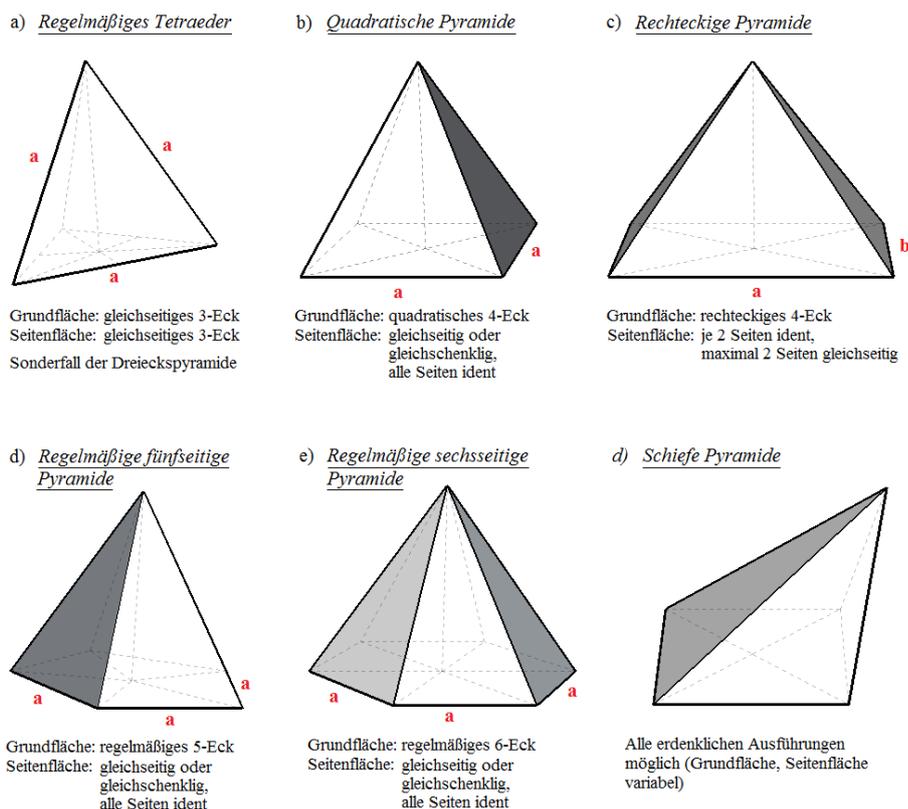


Abb. 2.1: Mögliche Formen von Pyramidenkörper

Aus der angeführten Abbildung lässt sich ableiten, dass jeweils eine Grundkante und zwei Seitenkanten ein Dreieck bilden. Dieses Dreieck wird als Seitenfläche bezeichnet. Nach *Hemme* besitzt demnach eine  $n$ -seitige Pyramide jeweils  $2n$  Kanten (Grundkanten + Seitenkanten),  $n+1$  Seiten (Grundfläche + Seitenflächen) und  $n+1$  Ecken (Ecken der  $n$ -Eck-Ebene + Ecke der Pyramidenspitze).

Die Pyramidenkörper lassen sich zudem nach der Form der Grundfläche weiter einteilen. So liegt eine regelmäßige (reguläre) Pyramide vor, wenn die Grundfläche ein regelmäßiges  $n$ -Eck bildet. Verläuft die Höhenlinie lotrecht zwischen dem Schwerpunkt der Grundfläche und der Pyramidenspitze, handelt es sich weiters um eine gerade Pyramide (vgl. Formen a - e), ansonsten um eine schiefe (vgl. Form d). Für Baukörper spielen die schiefen Pyramiden faktisch aber keine Rolle. [1]

Durch die Entwurfsvorgaben des Grundstücksinhabers (Grundfläche mindestens 22m x 22m, Pyramidenseiten 52° geneigt) ist die Form des Pyramidenkörpers für das angedachte Bauwerk in Groß-Schweinbarth bereits festgelegt (vgl. Abschn. 1.1). So lässt sich aus den Vorgaben die Wahl der quadratischen Pyramide erkennen. Deren Eigenschaften werden deshalb nachfolgend näher erläutert. Sie sind bestimmend für alle weiteren Betrachtungen und verstehen sich deshalb als wichtigste Grundlage der Konzept- und Machbarkeitsstudie. Auf andere Formen wird nicht weiter eingegangen.

## 2.1.2 Eigenschaften der gewählten quadratischen Pyramide

Die gewählte quadratische Pyramide zählt zu den geraden regelmäßigen (regulären) Pyramiden, deren Seitenflächen – zufolge der hier vorgegebenen Neigung – kongruente gleichschenklige Dreiecke bilden. D.h. alle Seitenflächen sind deckungsgleich und damit völlig übereinstimmend. [1]

Zur Veranschaulichung der Eigenschaften einer solchen Pyramide wird anhand der nachstehenden Abbildungen (Abb. 2.2 und Abb. 2.3) demonstriert, wie die Konstruktion des Körpers erfolgt. Zum leichteren Verständnis werden dabei die Zahlen aus den Entwurfsvorgaben eingeführt. Damit ist es möglich sowohl den geometrischen, als auch den mathematischen Konstruktionsweg aufzuzeigen. Die Beziehungen zwischen den einzelnen Konstruktionselementen (Grundfläche, Grundkanten, Seitenkanten etc.) sind hierbei universell und damit auf jede quadratische Pyramide anwendbar.

Die Reihenfolge der einzelnen Schritte des aufgezeigten Konstruktionsweges resultiert allerdings aus den gegebenen Entwurfsvorgaben. Sind andere Größen gegeben bzw. gesucht, erfolgt die Bildung des Pyramidenkörpers mitunter in einer anderen Reihenfolge. Die Gesetzmäßigkeiten und die Beziehungen der Konstruktionselemente bleiben hingegen ident (universell).

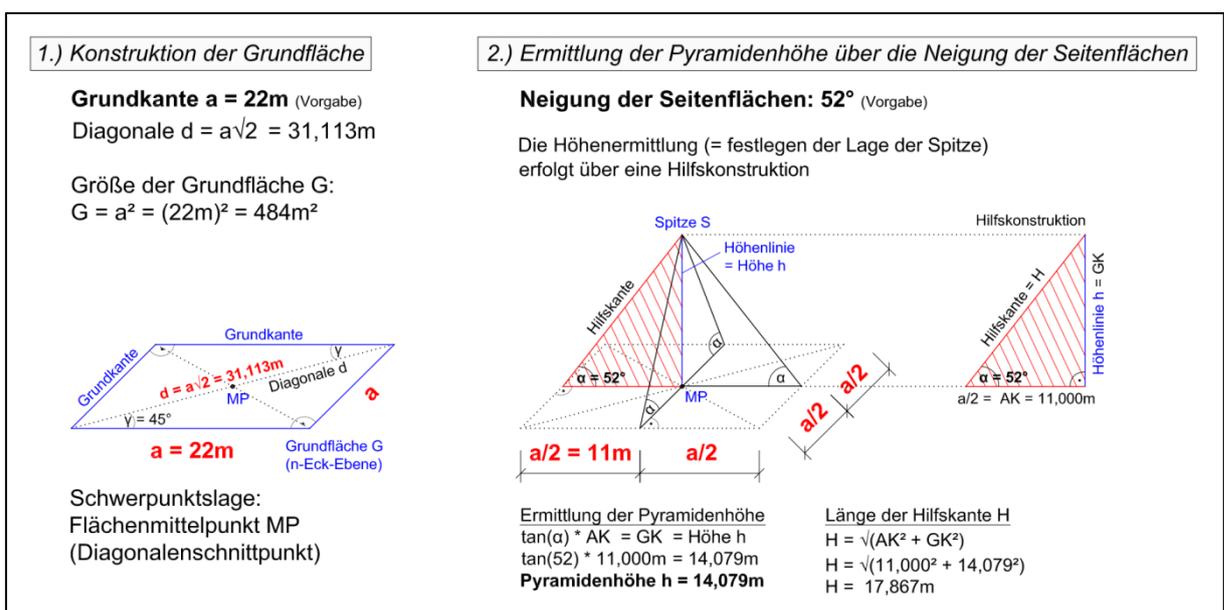


Abb. 2.2: Konstruktion der quadratischen Pyramide – Schritt 1,2

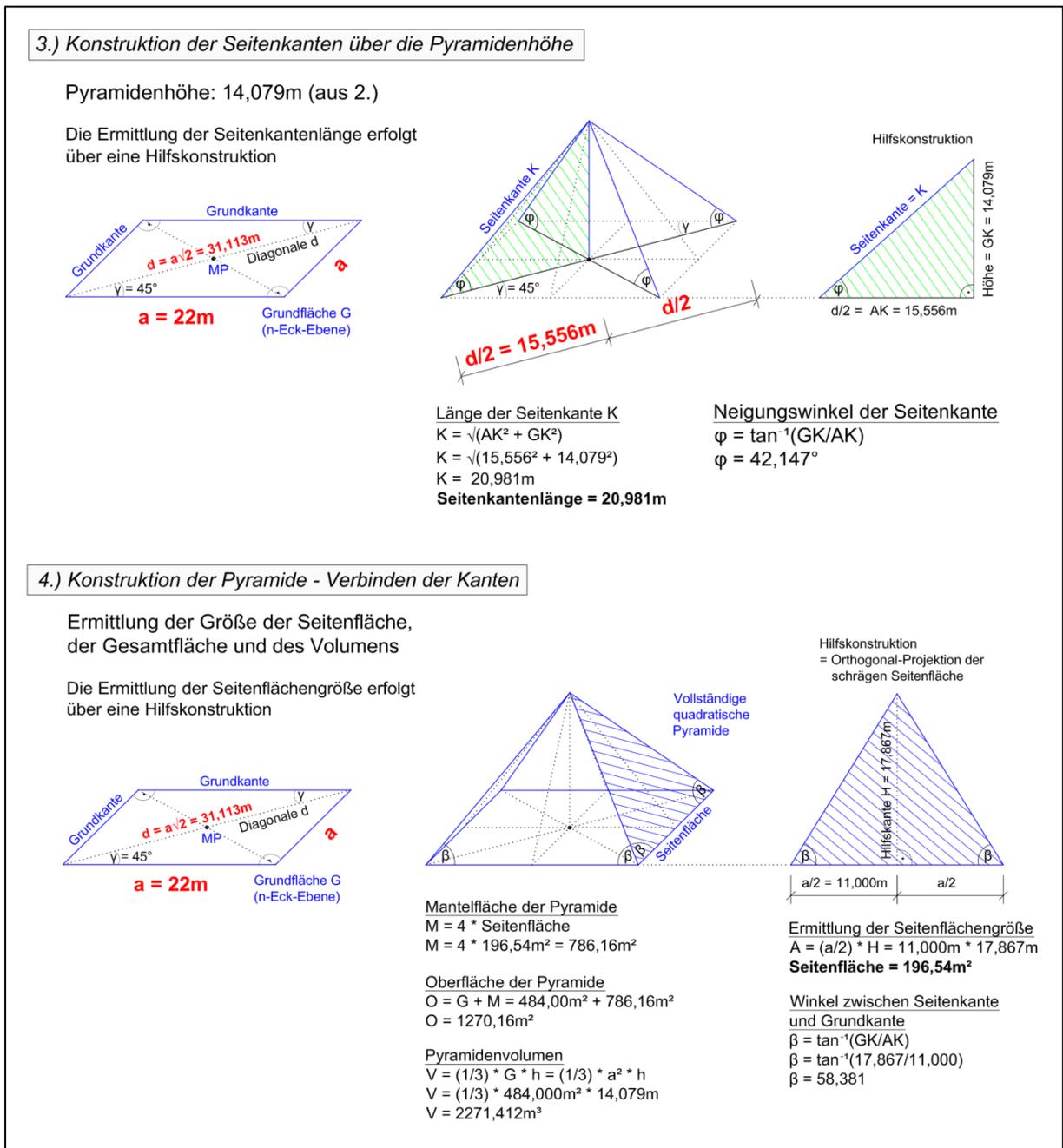


Abb. 2.3: Konstruktion der quadratischen Pyramide – Schritt 3,4

Nachdem der Begriff der „Pyramide“ damit geklärt und die wichtigste Pyramidenform für Bauwerke genauer beschrieben ist, folgen im nächsten Abschnitt 2.2 nähere Erläuterungen über die Baukonstruktionen bereits existierender Pyramidenbauten historischer und moderner Natur. Auf einzelne Bauwerke, wie die Pyramiden von Ägypten, wird dabei allerdings nicht näher eingegangen.

Viel mehr wird das Ziel verfolgt Kenntnisse über die generellen Konstruktionsprinzipien festzuhalten, um so die grundlegendsten Unterschiede zwischen historischen (antiken) und modernen Bauwerken zu verdeutlichen. Am Ende des Abschnitts soll damit klar sein, dass die Bezeichnung „Pyramidenbau“ nur für die äußere Form des Baukörpers steht und nichts über die Baukonstruktion selbst aussagt.

## 2.2 Pyramidenbauten

Die Errichtung von Bauwerken in Form von Pyramiden erfolgt seit tausenden von Jahren. So finden sich in vielen Ländern der Welt (Ägypten, Sudan, Iran, China, Mexiko, Peru, Kambodscha etc.) historische Pyramidenbauten, die auf unterschiedliche und voneinander unabhängige antike Kulturen zurückgehen. Die älteste Pyramide stammt nach heutigen Erkenntnissen gar aus dem Jahr 2650 v. Chr. und steht in Ägypten (Djoser-Pyramide mit nichtquadratischer Grundfläche). Die Frage weshalb, wofür und auf welche Weise diese monumentalen Bauwerke errichtet wurden, ist aber selbst heute noch Anlass zahlreicher Diskussionen. Neben den historischen existieren mittlerweile allerdings auch zahlreiche moderne, neuzeitliche Pyramiden. Während hinter den antiken Bauwerken meist Denkmäler bzw. bauliche Ehrerbietungen vermutet werden, sollen moderne Pyramiden vor allem Aufmerksamkeit auf sich ziehen, weshalb die Form oft für besondere Gebäude (Museen, Veranstaltungsgebäude, Hotels etc.) gewählt wird – wie auch im Fall der angedachten Schalstein-Pyramide von Groß-Schweinbarth.

Die historischen Pyramidenbauten unterscheiden sich von den modernen allerdings nicht nur durch den Zweck der Errichtung, sondern auch durch die Baukonstruktion selbst. Nachfolgend wird deshalb kurz auf diese zwei verschiedenen Pyramidenbautypen (historisch/modern) eingegangen. Damit soll aufgezeigt werden, dass die Bezeichnung „Pyramidenbau“ nur für die äußere Form des Baukörpers steht und deshalb nicht selbsterklärend ist.

### 2.2.1 Historische Pyramidenbauten

Historische, antike Pyramidenbauten sind dadurch gekennzeichnet, dass sie im Inneren nicht vollkommen hohl sind. Meist sind tausende einzelne Blöcke aufeinandergesetzt, während an entsprechenden Stellen Gänge und Räume ausgebildet wurden (vgl. Abb. 2.5). Um die mitunter vorhandene glatte Außenfläche (auch Stufenpyramiden existieren) zu erzeugen, kamen verschiedene Verkleidungen (z.B. aus speziellen Steinplatten) zum Einsatz. Die einzelnen Elemente sind dabei aber nicht über Mörtel o.ä. verbunden, sondern frei aufeinander aufliegend, wodurch kein vollkommen kraftschlüssiger Verbund gegeben ist – die Übertragung beispielsweise von Zugkräften bzw. Zugspannungen von einem „Blockbauteil“ auf ein anderes ist daher nicht möglich (s. Abb. 2.4). Im Vergleich zur Gesamtgröße konnten im Inneren so auch nur relativ kleine Räume geschaffen werden.

Ein solches Bauwerk lässt sich deshalb vereinfacht mit einem (theoretisch genau geregelten) zerklüfteten Fels vergleichen, der von Schächten bzw. Stollen durchzogen wird und über Kavernen verfügt. Durch die frei aufeinanderliegenden, nicht verbundenen Blöcke ergibt sich wie beim geklüfteten Fels ein Diskontinuum (= Modell einzelner, diskreter Blöcke), das die Anwendung herkömmlicher baustatischer Software auf Basis der Finite-Elemente-Methode sehr schwierig macht.

Zur Berechnung einer historischen Pyramide sind daher im Grunde genommen nur Programme für diskontinuums-mechanische Problemstellungen geeignet, wie sie i.d.R. im Fachbereich der Geotechnik angewendet werden. So erfordert die Berechnung der Standsicherheit ein numerisches Modell nach der Methode der Finiten-Differenzen (FDM), die sich grundlegend von jener der in der Statik standardmäßig angewandten Finiten-Elemente (FEM) unterscheidet. Ein entsprechendes Computerprogramm hierzu wäre UDEC (Universal Distinct Element Code) und nicht etwa RFEM.

UDEC kommt beispielsweise dann zum Einsatz, wenn die rechnerische Modellierung von Einzelkörperverbänden (üblicherweise Fels oder Mauerwerk) nötig ist, um die Interaktion diskreter Einzelkörper, deren Verformbarkeit und Bruchverhalten sowie große Verformungen zu berücksichtigen. UDEC ist dabei für diskontinuums-mechanische Aufgabenstellungen in zwei Dimensionen für statische und dynamische Belastungen geeignet und dient z.B. der Berechnung der Standsicherheit eines Tunnels in geklüftetem Fels. [2] Näher auf das Prinzip der Finite-Differenzen-Methode und deren Anwendung zur Berechnung historischer Pyramidenbauten wird an dieser Stelle allerdings nicht eingegangen. Dafür sei auf einschlägige Fachliteratur verwiesen. Zur Verdeutlichung des Unterschieds zwischen den verschiedenen mechanischen Modellen in Bezug auf kontinuums-mechanische (Anwendung der FEM) und diskontinuums-mechanische (Anwendung der FDM) Problemstellungen findet sich aber nachfolgend eine selbsterklärende Grafik aus BROCK, H. (Ed).

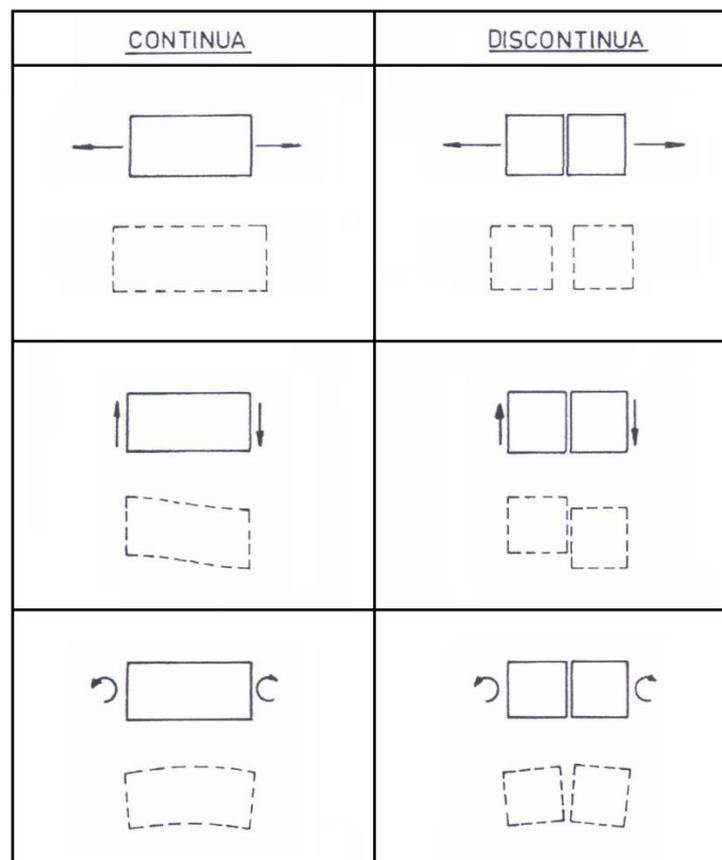


Abb. 2.4: Unterschiede mechan. Modelle; li.: Kontinuum (FEM); re.: Diskontinuum (FDM) [3]

Zur Veranschaulichung folgen abschließend ausgewählte Abbildungen von antiken Pyramidenbauten, auf die die vorangegangenen Beschreibungen zutreffen. Nähere Informationen sind allerdings auch hier einschlägiger Fachliteratur zu entnehmen.

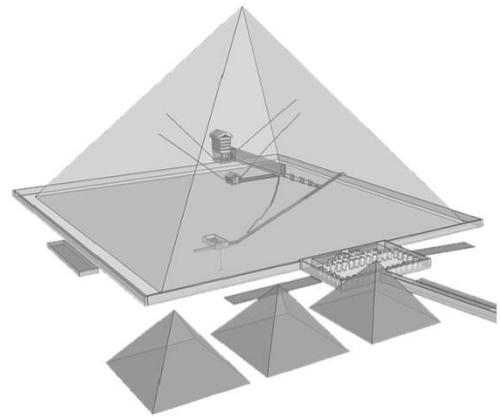


Abb. 2.5: Cheops-Pyramide, Ägypten; li.: Blockstruktur [4]; re.: Innenstruktur [5]



Abb. 2.6: Pyramide des Kukulcan, Mexiko [6]



Abb. 2.7: Pyramiden von Meroe, Sudan [7]

### 2.2.2 Moderne Pyramidenbauten

Moderne Pyramidenbauten unterscheiden sich – bis auf die äußere Bauwerksform – in jeder Hinsicht von antiken. Am gravierendsten ist allerdings die Tatsache, dass moderne Pyramiden i.d.R. im Inneren vollkommen hohl sind, um eine möglichst große nutzbare Innenfläche zur Verfügung stellen zu können. Es gilt demnach weite Distanzen zu überspannen ohne zusätzliche Abstützungen auf die freie Grundfläche, womit das statische Prinzip augenscheinlich ein gänzlich anderes sein muss als jenes bei antiken Bauten. Das Primärtragwerk besteht somit nicht aus übereinander gestapelten und die Lasten vorwiegend direkt vertikal in den Boden ableitenden Blöcken, sondern aus heute üblichen Bauteilen wie Biege-Balken, Fachwerke, Platten/Scheiben und weitere Bauteile des modernen Hochbaus.

Die Berechnung bzw. Dimensionierung aller zum Einsatz kommenden Konstruktionselemente lässt sich deshalb auch mit herkömmlichen baustatischen Methoden vornehmen. Die Bemessung selbst kann hierbei als Lösung einer kontinuums-mechanischen Problemstellung (vgl. Abb. 2.4) verstanden werden und erfolgt in der Ingenieurspraxis aufgrund des großen Rechenaufwands standardmäßig überwiegend nach der computergestützten Finite-Elemente-Methode. Hierzu existiert eine Vielzahl von Programmen verschiedener Hersteller, wie das in weiterer Folge eingesetzte RFEM 5.01 von Dlubal Software GmbH. Daneben finden sich zahlreiche Fachbücher, die die Thematik der Finite-Elemente-Methode auf theoretischem Weg oder auch stark praxisorientiert behandeln. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle nicht näher auf das Prinzip dieser Rechenmethodik eingegangen.

Obwohl weder auf die Methode der Finite-Elemente (FEM; moderne Pyramiden) noch auf jene der Finite-Differenzen (FDM; antike Pyramiden) theoretisch näher eingegangen wird, sollen nachfolgende Grafiken (Abb. 2.8) dazu dienen den praktischen Unterschied der beiden Modellierungsmethoden zu unterstreichen. Exemplarisch wird damit noch einmal die Abgrenzung zwischen antiken und modernen Pyramiden aus Sicht der statischen Modellierung anhand eines allgemeinen Beispiels vorgenommen. Entsprechende Erläuterungen finden sich auf der Folgeseite.

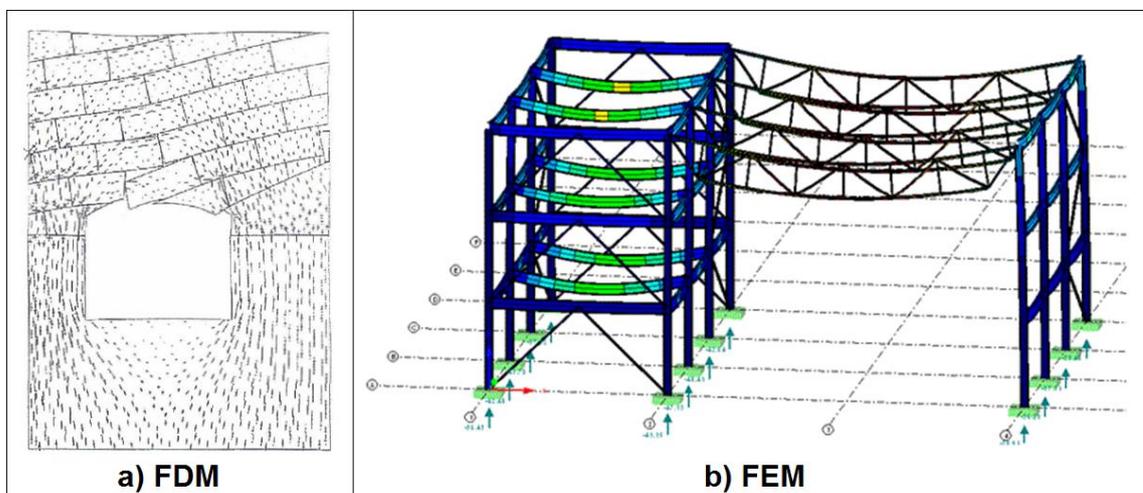


Abb. 2.8: Modellierungsmethoden; li.: Diskontinuums-Modell [2]; re.: Kontinuums-Modell [8]

Wie in Abb. 2.8 (links) ersichtlich, ist das Diskontinuums-Modell (Standicherheit eines Tunnels in geklüftetem Fels) dadurch gekennzeichnet, dass sich ein – mit allen entsprechenden Eigenschaften versehener – einzelner Block des Einzelkörperverbands in Gravitationsrichtung nach unten in den Tunnelausbruch bewegt, welcher dieser Bewegung nichts entgegenzusetzen hat. Die anderen, mit diesem Block nicht vollkommen kraftschlüssig verbundenen Blöcke verbleiben vorwiegend (noch) in ihrer Ursprungslage. Es folgt eine erste Klaffung zwischen dem sich bereits bewegenden Block und den ihn umgebenden. Damit wird ersichtlich, dass zwischen den einzelnen Blöcken tatsächlich keine direkte, vollumfängliche Verbindung besteht. Die Bewegung nach unten hätte ansonsten eine Durchbiegung des gesamten Gewölbes zur Folge, wie sie aus der Biege- bzw. Balkentheorie bekannt ist (vgl. Fachwerke und Balken des Kontinuums-Modell).

Im Unterschied dazu zeigt das Kontinuums-Modell, dass die in Gravitationsrichtung gerichtete Bewegung eines Punktes irgendeines Bauteils (z.B. des Fachwerkträgers) zufolge hat, dass sich das gesamte Bauteil gemäß den implizierten Eigenschaften durchbiegt. Der Grund ist, dass vereinfacht jedes Bauteil aus, nach festgelegten Gesetzmäßigkeiten miteinander verbundenen Punkten (Prinzip der FEM) besteht, die einander bei Belastung entsprechend beeinflussen. Über die Definition bestimmter Randbedingungen (z.B. an Auflagerstellen) lässt sich die Übertragung von Kräften und Verformungen von einem Bauteil auf das andere zudem näher bestimmen. Wesentlich ist aber, dass alle Bauteile des gesamten Bauwerks über die sogenannten Knotenpunkte miteinander in Verbindung stehen – alle Elemente sind somit über ein vorher definiertes Knotennetz aneinander gekoppelt.

Die Anwendungsbereiche der zwei Modellierungsmethoden (FDM/FEM) unterscheiden sich deshalb grundsätzlich. Allerdings ist festzuhalten, dass auch Finite-Elemente-Programme über Zusatzpakete verfügen, die eine spezielle Modellierung ähnlich der Finite-Differenzen-Programme möglich machen. Die Handhabung dieser Module und die Überprüfbarkeit der Ergebnisse ist allerdings aufgrund der Sonderstellung solcher Problemstellungen nicht trivial und damit eher Spezialisten vorbehalten.

Selbstverständlich zählt auch die angedachte Schalsteinpyramide von Groß-Schweinbarth zur Kategorie der modernen Pyramiden, die mittlerweile auch zahlreich existieren. Abschließend finden sich zur Veranschaulichung dazu ausgewählte Beispiele moderner Pyramiden im In- und Ausland.



Abb. 2.9: Sauerland-Pyramiden, Deutschland – Wissens-, Rätsel- und Gewerbepark [9]



Abb. 2.10: Pyramide du Louvre, Frankreich – Museum [10]



Abb. 2.11: Kreuzlagenholzpyramide, Niederlande – Prototyp eines Wohnhauses [11]



Abb. 2.12: Pyramide von Oldenburg, Deutschland – Filiale von Media Markt [12]



Abb. 2.13: Pyramide Vösendorf, Österreich – li.: Außenansicht; re.: Innenansicht [13]

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass sich die Schalsteinpyramide von Groß-Schweinbarth – bis auf den sichtbaren, äußeren Pyramidenkörper – damit in jeder Hinsicht und grundsätzlich von historischen, antiken Pyramiden unterscheiden wird. Allerdings besitzt sie aufgrund der gewünschten, speziellen Bauweise auch unter den modernen Pyramiden ein Alleinstellungsmerkmal. So soll sie in Form von Schalsteinen errichtet werden, die bis dato noch nicht für geneigte Bauwerke bzw. Bauteile zum Einsatz gekommen sind. Abschnitt 2.3 liefert die theoretischen Grundlagen zu dieser Bauweise.

## 2.3 Prinzip der konventionellen Schalsteinbauweise

Tragende Wände können auf unterschiedliche Weise hergestellt werden, wobei eine ganze Reihe verschiedener Baumaterialien in Frage kommt. Klassisch ist z.B. der Einsatz gebrannter Tonziegel für Wände von Einfamilienhäusern (am wohl bekanntesten in Österreich sind die Wienerberger Ziegel). Daneben existieren aber noch zahlreiche andere mögliche Varianten. So lassen sich Wände auch mit zementgebundenen Mauersteinen, Porenbetonsteinen, Kalksandsteinen oder Natursteinen (allesamt hohl oder voll) errichten. Jedes System weist dabei andere charakteristische Eigenschaften im Hinblick auf Eigengewicht, Tragfähigkeit, Wärmeleitung oder Kosten auf, weshalb der Einsatz eines Systems für jedes Bauvorhaben neu durchdacht werden muss. Allen genannten Materialien gemeinsam ist hingegen die Tatsache, dass sie für (händisch) gemauerte Wände zum Einsatz kommen. Allgemein werden solche Wände auch als Mauerwerk bezeichnet, das dadurch gekennzeichnet ist, dass einzelne Mauersteine durch Mauermörtel verbunden sind. Die hauptsächlich tragende Funktion übernimmt dabei der Mauerstein, während der Mörtel vor allem den Ausgleich von Unebenheiten und die Aufnahme von Spannungsspitzen übernimmt. Naturgemäß dienen gemauerte Wände deshalb in erster Linie der Aufnahme von vertikalen Lasten (horizontale Lasten können bei wirtschaftlichen Maßen nur in relativ geringem Umfang aufgenommen werden), was ihren Einsatz begrenzt. [14]

Aus wirtschaftlichen Gründen und zur Aufnahme zusätzlicher großer, horizontaler Einwirkungen kommen bei größeren Bauvorhaben daher Betonwände zum Einsatz. Diese werden mit Hilfe einer Schalung errichtet und sind, je nach statischer Erfordernis, in entsprechendem Maß mit Betonstahl bewehrt (Stahlbeton). Der Einsatz von Beton zur Herstellung einer Wand ist i.d.R. allerdings erst ab einer bestimmten Größe bzw. bei einem bestimmten Einsatzgebiet rentabel. Für Einfamilienhäuser wird er aus Kostengründen und mangelnder Notwendigkeit daher hierfür wenig eingesetzt (Ausnahme Keller). Durch den Einsatz von Bewehrung können allerdings auch beliebig geneigte Bauteile errichtet werden, da eine gänzlich günstigere Tragfähigkeit im Vergleich zu gemauerten Wänden vorliegt.

Die Schalsteinbauweise, wie sie bei der angedachten Pyramide von Groß-Schweinbarth zum Einsatz kommen soll, versteht sich als Mischform aus speziellen, hohlen Mauersteinen und Beton. Diese Bauweise nimmt damit eine Sonderstellung ein und wird deshalb nachfolgend genauer beschrieben.

### 2.3.1 Konventionelle Schalsteine

Schalsteine sind vereinfacht hohle, mit Hilfe einer Schalung gegossene Beton-Mauersteine, die nach deren Positionierung mit Ortbeton verfüllt werden. Der Betonkern ist dabei der eigentlich statisch wirksame Teil der so errichteten Konstruktion. Im Regelfall bleibt der Beton unbewehrt oder wird nur konstruktiv bewehrt, was im Normalfall über sogenannte (vertikale) Steckeisen erfolgt. Zum Einsatz kommt i.d.R. Normalbeton oder Leichtbeton, wobei die Wahl die wärme- und schalltechnischen Eigenschaften sowie das Tragverhalten beeinflusst. Die Art des eingebrachten Kernbetons ist deshalb vom Einsatzgebiet der Wand abhängig. [14]

Die Schalsteine selbst dienen im eigentlichen Sinn nur als Schalung und ummanteln den Betonkern. Aus diesem Grund wird dieses System häufig auch als Mantelsystem bezeichnet. Auch die Wahl des Schalsteinmaterials kann entsprechend den Erfordernissen variiert werden. So ist neben Normalbeton auch Polystyrolbeton (EPS-Beton), Blähton o.ä. zur Verbesserung der Dämmeigenschaften üblich. [14] In jedem Fall lässt sich aber der bauphysikalische Regelaufbau, wie bei anderen im Hochbau üblichen Wandsystemen, realisieren. Schalsteine sind in unterschiedlichen Formen im Baustoffhandel erhältlich – je nach Bedarf kommen verschiedene Typen in Frage. Die nachfolgenden Abbildungen dazu zeigen ausgewählte, konventionelle Schalsteinformen, wie sie im Handel geführt werden.

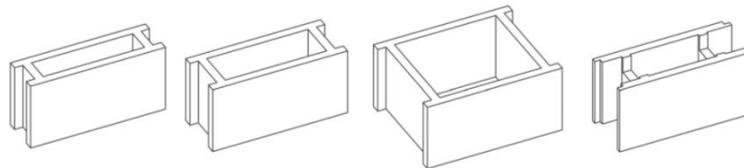


Abb. 2.14: Schalsteinformen – Prinzipskizzen [14]

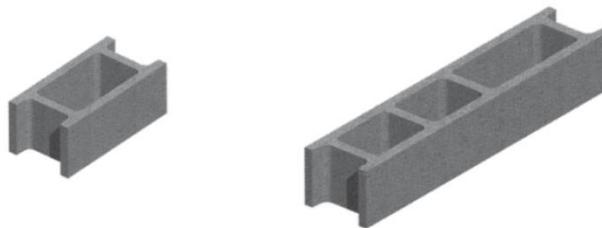


Abb. 2.15: Betonschalsteine – ausgewählte Typenbeispiele [14]

Zur Errichtung der angedachten Pyramide von Groß-Schweinbarth kommen zufolge der komplexen Baukörpergeometrie selbstverständlich keine konventionellen Schalsteine in Frage. Es ist daher die Kernaufgabe der vorliegenden Konzept- und Machbarkeitsstudie jene Schalsteinformen zu entwickeln, die die dafür geeigneten Formen aufweisen, wobei die Herstellung vom Grundstücksinhaber im Fall der Realisierung selbst vorgenommen wird. Da die Schalsteine sichtbar bleiben sollen, kann der bauphysikalische Regelaufbau aber nicht eingehalten werden. Die Pyramide bleibt deshalb unbeheizt.

### 2.3.2 Bauausführung und Einsatzgebiete von Schalsteinen

Während bei gemauerten Wänden Mauer Mörtel zum Einsatz kommt, wird bei Schalsteinwänden gänzlich darauf verzichtet. So werden die Schalsteine ohne Fugenmörtel nach den bekannten Verbandsregeln versetzt und anschließend mit (i.d.R. nicht oder nur konstruktiv bewehrtem) Beton vergossen. Nach der Aushärtung liegen durchgehende Betonsäulen vor die, abhängig von der Schalsteinform, über Betonstege miteinander verbunden sind. Die fertige Wand wirkt statisch gesehen damit wie ein vorwiegend vertikal belasteter Scheibenrost. [14] Nachfolgende Abbildung dazu dient der Verdeutlichung der Bauausführung (Sonderform mit zusätzlicher horizontaler Bewehrung).

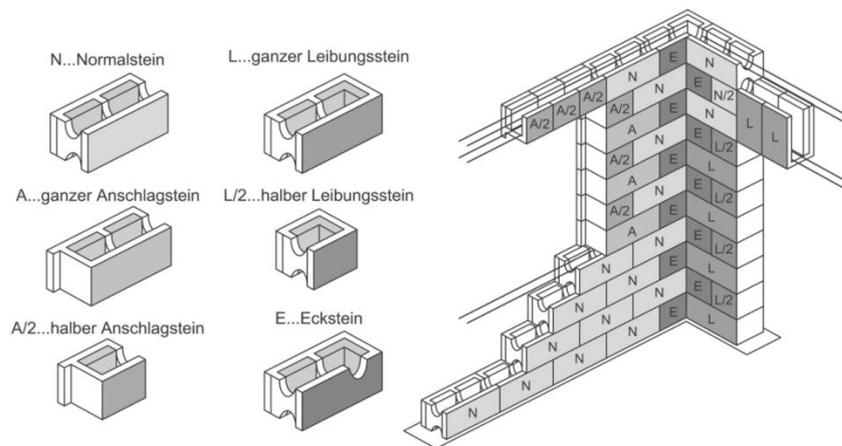


Abb. 2.16: Bauausführung –Schalsteinverlegung (Zwischenräume nachträglich zu verfüllen) [14]

Die Einsatzgebiete von Schalsteinen entsprechen im Prinzip jenen von Mauerwerk. Dem Vorteil der relativ schnellen Errichtung der Wände steht allerdings der Nachteil der schlechten wärmedämmenden Eigenschaften des Betons entgegen (z.B. im Vergleich zu Tonziegeln). Üblicherweise, aber nicht ausschließlich, kommen Schalsteine deshalb im Kellerbau für erdberührte, vertikale Außenwände mit oder ohne Dämmschicht zum Einsatz. [14] Das nachstehend angeführte Bild versteht sich als Beispiel.



Abb. 2.17: Einsatz der Schalsteine als Liftschacht [14]

Das nebenstehende Bild lässt erkennen, dass die Schalsteinbauweise nur geringe Bewehrungsmengen erforderlich macht. Dies gilt allerdings nur dann, wenn die Konstruktion vorwiegend der vertikalen Lastabtragung dient, was so nur bei vertikalen, erddruckfreien Bauteilen der Fall ist. Die Seitenflächen der angedachten Schalsteinpyramide hingegen sind  $52^\circ$  gegen die Horizontale geneigt. Daraus resultieren große Biegemomente, weshalb hier mit einem hohen Bewehrungsgehalt zu rechnen ist.

## 3 Entwurfsarbeiten

Das Kapitel der Entwurfsarbeiten deckt den Inhalt der Konzeptstudie ab (vgl. Abb. 1.1). Hierzu werden – im Anschluss an grundlegende und allgemein geltende Vorarbeiten – mehrere Konzepte bzw. Varianten, nach welchen eine Pyramide aus Schalsteinen theoretisch errichtet werden könnte, vorgestellt und beschrieben. Klares Kernstück der Konzeptstudie ist dabei die Entwicklung von Schalsteinformen, die für den Bau einer entsprechenden Pyramide geeignet sind. Schließlich führt erst der abgeschlossene Entwicklungsprozess der Schalsteine zu den verschiedenen, nachfolgend vorgestellten Pyramidenvarianten. Da den Entwürfen im Zuge der Konzeptstudie zunächst keine statische Abschätzung vorangegangen ist, sind sämtliche Dimensionen (außer den generellen Bauwerksabmessungen) allerdings als erste Abschätzung aufgrund von Erfahrungen bzw. Vergleichsbetrachtungen mit gebauten Objekten zu verstehen.

Im Anschluss an die Beschreibung folgt die Analyse und Diskussion der Gegebenheiten aller Varianten und deren Vergleich. Am Ende der Konzeptstudie findet sich schließlich jene Variante, die für das Vorhaben am geeignetsten erscheint. Diese wird letztlich auch als einzige im Zuge der (statischen) Machbarkeitsstudie vorbemessen um deren Tragfähigkeit zu ermitteln (s. Folgekapitel). Festzuhalten ist, dass während den gesamten Entwurfsarbeiten eine enge Zusammenarbeit mit dem Grundstücksinhaber bestand um Fehlentwicklungen vermeiden und zeitnahe Optimierungen vornehmen zu können. Aus diesem Grund ändern sich auch die Maße der ursprünglich gewünschten Pyramide mit den Varianten – an entsprechender Stelle wird näher darauf eingegangen.

Da die nachfolgenden Entwurfsarbeiten auf die Entwicklung eines generellen Konzepts abzielen, besteht zunächst keine Abhängigkeit vom Standort. Dieser wird in diesem Kapitel deshalb auch ganz gezielt nicht näher erläutert. Im Zuge der statischen Vorbemessung der letztlich gewählten Variante ändert sich dieser Umstand allerdings. So sind für den korrekten Ansatz von bestimmten Lasten (wie z.B. von Wind- und Schneelasten) nähere Angaben über den Standort unabdingbar. Aus statisch-konstruktiver Sicht wird die Standortwahl damit schlagartig bedeutend, weshalb der Standort im Kapitel der statischen Abschätzung (Kapitel 4) auch entsprechend erläutert wird.

### Wesentliche Punkte der Konzeptstudie:

- Mathematische Entwicklung der Schalsteinaußenfläche
- Entwurf verschiedener Varianten
- Analyse und Diskussion der Varianten
- Variantenvergleich
- Variantenentscheidung

### 3.1 Vorarbeiten – Entwicklung der Schalsteinaußenflächen

Mit dem Beginn des Pyramidenentwurfs stellt sich zunächst die Frage welche Außenabmessungen die Schalsteine aufweisen müssen, um eine Außenansicht über alle Pyramidenseiten zu erhalten, bei der beim Betrachter der Eindruck entsteht, dass die gesamte Pyramide aus gleich gearteten einzelnen Blöcken errichtet wurde (s. Abb. 3.1, re.). Die Erzeugung eines harmonischen „Blockbilds“ allein genügt allerdings nicht. Wesentlich ist, dass die Schalsteine auch – unter einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand – hergestellt werden können. Der Entwurf muss somit vor allem technisch realisierbar sein, was sinnvolle Abmessungen erfordert.

Die Gesamtheit dieser Anforderungen kann demnach als „Grundbedingungen“ verstanden werden. Der Entwurf hat die Grundbedingungen zwingend zu erfüllen, weshalb sie als wichtigste Eckpunkte der Schalsteinplanung gelten. Nachfolgend sind sie deshalb noch einmal dezidiert angeführt.

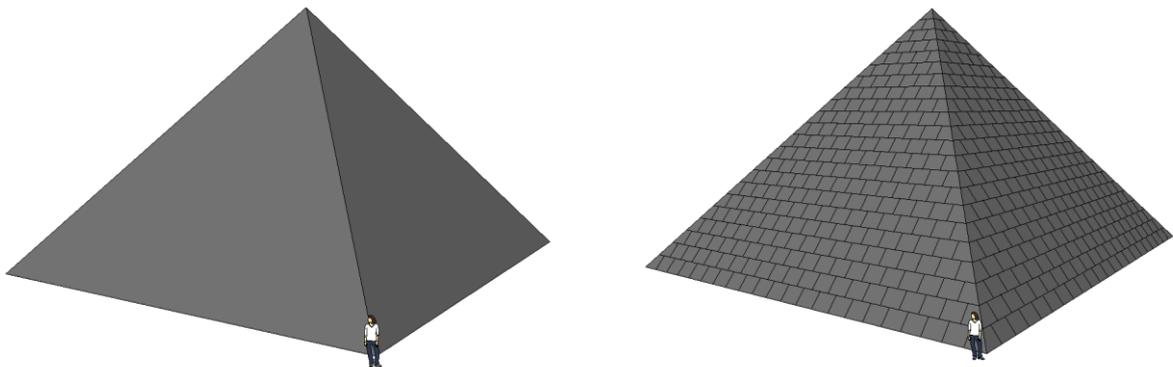


Abb. 3.1: li.: Pyramidenseiten roh; re.: Pyramidenseiten mit sichtbaren Schalsteinaußenflächen

#### Grundbedingungen für einen optimalen Entwurf:

- Schaffung eines harmonischen Blockbilds:
  - Alle Schalsteine sollen die selbe Außenform aufweisen um den Eindruck gleich gearteter Blöcke zu schaffen (der Geometrie geschuldet unterscheiden sich nur die Außenflächen im Verschneidungsbereich von den restlichen Außenflächen; s. Abb. 3.1, re.)
  - Reduktion der Schalsteinanzahl um 1 pro aufgesetzter Folgereihe
  - Steine der Folgereihe exakt um halben Stein versetzt (Mittenversatz; s. Abb. 3.1, re.)
- Minimierung der Schalsteintypen:
  - Mehr gleichartige Schalsteintypen reduzieren den Schalungsaufwand
  - Reduktion des Schalungsaufwands erhöht die Wirtschaftlichkeit
- Entwicklung technisch realisierbarer Dimensionen:
  - Zu große Abmessungen erschweren die Herstellung und die Manipulation der Schalsteine im Werk und auf der Baustelle

Um die Schalsteinaußenflächen in entsprechender Weise, unter Beachtung der Grundbedingungen, zu entwickeln, ist eine genauere Betrachtung der geometrischen Situation des vorliegenden Pyramidenkörpers unumgänglich. Die in Abschnitt 2.1.1 bzw. 2.1.2 eingeführten mathematischen Erläuterungen und aufgezeigten Zusammenhänge in Bezug auf die Eigenschaften einer quadratischen Pyramide reichen hierfür nicht mehr aus. Deshalb gilt es zunächst tiefere mathematische Beziehungen zu formulieren, um darauf aufbauend den optimalen Entwurf zu schaffen. Die Einteilung der Pyramidenseiten in Schalsteinaußenflächen (vgl. Abb. 3.1, re.) durch einen „iterativen Rateprozess“, bei dem nach Gefühl eingeteilt und dann mehrmals optimiert wird, kann hingegen faktisch niemals das Optimum hervorbringen.

Im Weiteren erfolgt deswegen die Demonstration der mathematischen Entwicklung der Schalsteinaußenflächen, ausgehend vom bereits konstruierten Pyramidenkörper. Zum leichteren Verständnis werden dabei die Zahlen aus den ersten Entwurfsvorgaben eingeführt (Grundfläche 22m x 22m, Pyramidenseiten 52° geneigt; vgl. Abschn. 1.1 bzw. Abschn. 2.1.2). Die nachfolgend aufgezeigten Zusammenhänge und Beziehungen sind allerdings als allgemein gültig zu verstehen. Alle notwendigen mathematischen Grundkenntnisse werden hierbei als gegeben vorausgesetzt und somit nicht näher erklärt. Wichtige Erläuterungen finden sich hingegen an entsprechender Stelle.

### 3.1.1 Mathematische Modellbetrachtung

Auf der Grundlage der in Abschnitt 2.1.2 festgehaltenen mathematischen bzw. geometrischen Eigenschaften der quadratischen Pyramide und den Entwurfsvorgaben, lässt sich der Pyramidenkörper mit den gewünschten Maßen auf einfachem Weg konstruieren. Nachfolgende Abbildung zeigt den bereits konstruierten Körper mit allen wesentlichen Angaben für das weitere Vorhaben (bezgl. Konstruktionsweg und Ursprung der Angaben s. Abb. 2.2 und Abb. 2.3).

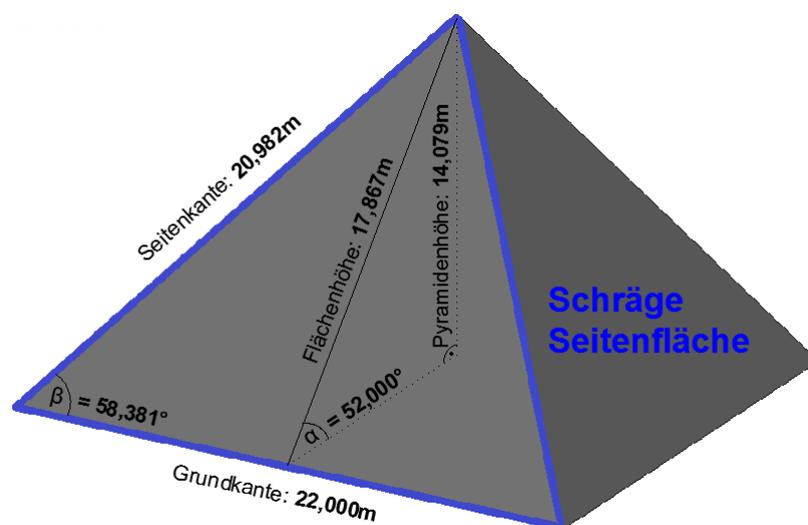


Abb. 3.2: Quadratische Pyramide zufolge der Entwurfsvorgaben

Die angeführte Abbildung (Abb. 3.2) enthält augenscheinlich noch keine direkten Informationen über die optimale Einteilung der schrägen Seitenfläche in Schalsteinaußenflächen. Ersichtlich ist allerdings, dass die Stärke der Schalsteine (Wanddicke) keinen Einfluss auf die Schalsteinaußenflächen hat. Dieser Parameter ist damit, für die nachfolgenden Betrachtungen, nicht von Belange. Auch die  $52^\circ$ -Neigung der Seitenfläche und der absolute Wert der Pyramidenhöhe ist unerheblich, solange nur das Ziel verfolgt wird die bereits gegebene Seitenfläche in einzelne Blöcke aufzuteilen.

Damit wird klar, dass die dreieckige, schräge Seitenfläche alleine alle notwendigen Angaben enthält um die optimale Größe der Schalsteinaußenflächen festzulegen. Im Weiteren erfolgt deshalb die Elimination aller unnötigen Parameter durch die Orthogonalprojektion der schrägen Fläche. Dabei wird die Bezugsperspektive derart geändert, dass der Blick senkrecht (im rechten Winkel) auf die Seitenflächenebene gerichtet ist. Anders ausgedrückt bedeutet das, dass der Winkel zwischen der schrägen Seitenfläche und der Horizontalen von  $52^\circ$  auf  $90^\circ$  vergrößert und die Fläche damit aufgerichtet wird. Untenstehende Abbildung verdeutlicht das angewandte Prinzip.

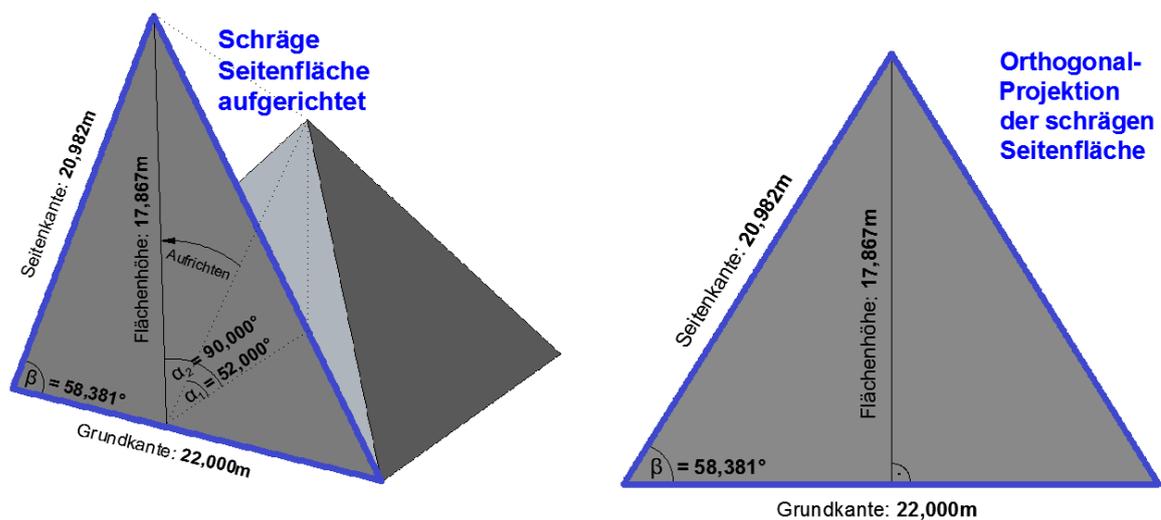


Abb. 3.3: Orthogonalprojektion; li: Bildungsprinzip; re.: Ergebnis

Die optimalen Außenabmessungen der Schalsteine und die damit verbundene, notwendige Anzahl an Schalsteinreihen lässt sich nun ermitteln, indem die Orthogonalprojektion der schrägen Seitenfläche nicht mehr als geometrische Form, sondern als Graph einer Funktion betrachtet wird.

Aufgrund der Symmetrie ist es für diese Betrachtung allerdings ausreichend nur einen Teil der Pyramidenseite heranzuziehen. Sinnvoller Weise wird dafür jener Teil gewählt, der sich durch einen Schnitt entlang der „Flächenhöhe“ (vgl. Abb. 3.3) ergibt. Das bis dato gleichschenklige Dreieck der Seitenfläche zerfällt so zu zwei identen (spiegelverkehrten) rechtwinkligen Dreiecken, wobei das rechts der Flächenhöhe stehende ausgeblendet wird (s. nachfolgende Abb. 3.4).

Im nächsten Schritt folgt die Einführung eines kartesischen Koordinatensystems. Dies geschieht so, dass dessen Nullpunkt deckungsgleich mit dem Schnittpunkt zwischen der Seitenkante (Hypotenuse) und der Grundkante (Ankathete zu Winkel  $\beta$ ) des nunmehr rechtwinkligen Dreiecks ist. Zum besseren Verständnis fasst die nachfolgende Abbildung die bisherigen Schritte zusammen.

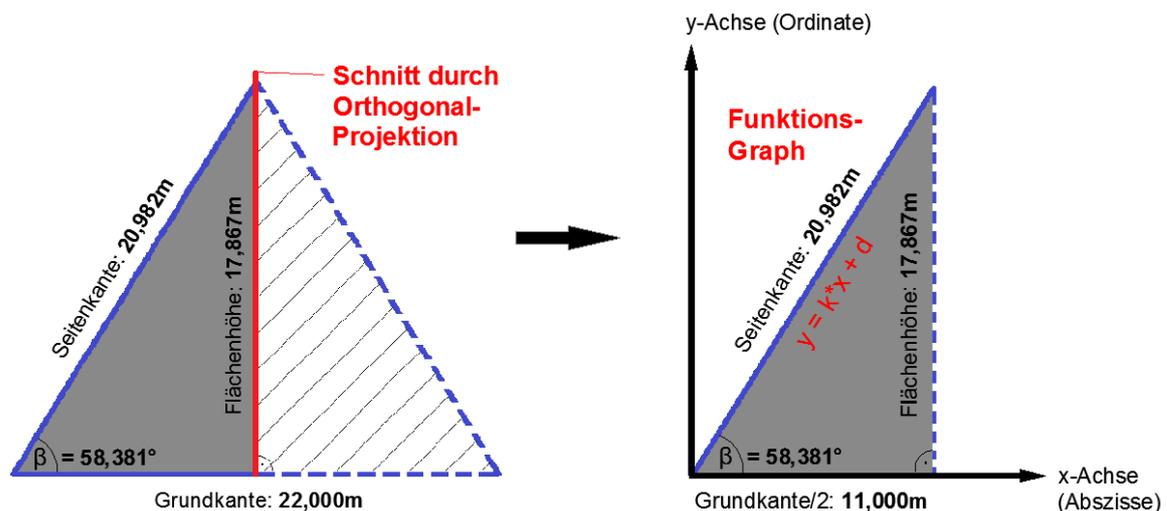
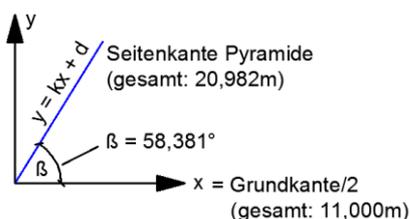


Abb. 3.4: Überführen der Orthogonalprojektion in einen Funktionsgraphen

Anhand der Grafik lässt sich schnell erkennen, dass die Grundkante mit der Abszisse ( $x$ -Achse) des Koordinatensystems zusammenfällt und die Seitenkante so zum Funktionsgraphen wird. Die dem Graphen zugrunde liegende Funktion selbst zählt zu den einfachsten der Mathematik und lässt sich dadurch leicht aus ihm ableiten. Es handelt sich um die Geradengleichung  $y = f(x) = k * x + d$ .

Diese allgemeine Gleichung beinhaltet alle mathematischen Informationen über die optimalen Maße der Schalsteinaußenflächen und die notwendige Anzahl an Schalsteinreihen. In einem letzten Schritt erfolgt schließlich nur noch die Anpassung der allgemeinen Gleichung auf die gegebene Problemstellung und deren Auswertung.

### 3.1.2 Auswertung des mathematischen Modells



- k ... Steigung =  $\tan(\beta) = (\text{GK/AK}) = (\Delta y / \Delta x)$
- d ... Achsenabschnitt = 0
- x ... unabhängige Variable = **Schalsteinlänge**
- y ... abhängige Variable = **Schalsteinhöhe**

Abb. 3.5: Definition der Variablen

Die Anpassung der Geradengleichung auf die gegebene Problemstellung geschieht durch die Definition der Variablen (s. nebenstehende Abb. 3.5).

Die Variable  $y$  heißt „abhängige Variable“, da ihr Wert durch die Funktionsvorschrift von der Variable  $x$  abhängt. Diese wiederum ist unabhängig und geht als Vorgabe in die Vorschrift ein. Ein Blick auf die Grafik links macht klar, dass  $y$  für die Schalsteinhöhe steht.

Stellvertretend für die Schalsteinlänge steht demnach Variable  $x$ , was ebenfalls klar aus der Abbildung (Abb. 3.5) hervorgeht. Die gegebene Steigung  $k$  der Funktion, die dem Winkel  $\beta$  immanent ist und aus den Entwurfsvorgaben resultiert (vgl. Abschn. 2.1.2), ist ein Faktor und damit nicht beeinflussbar. Dennoch ist sie wesentlich, da durch die Funktionsvorschrift  $y = f(x) = k * x + d$  (wobei  $d = 0$ ) über die Steigung  $k$  strikt vorgegeben ist, wie groß die zur Schalsteinlänge  $x$  zugehörige Schalsteinhöhe  $y$  sein muss, um gleichartige Schalsteine mit den Abmessungen  $x * y$  über die gesamte Seitenfläche verteilen zu können. Wobei unter „gleichartig“ in diesem Zusammenhang die Grundmaße der Schalsteine verstanden werden. Selbstverständlich können im Randbereich keine rechteckigen Schalsteine der Form  $x * y$  eingesetzt werden. Durch das angewandte mathematische Modell wird aber auch die hierfür nötige Schalsteinform geliefert, wie sich im Weiteren zeigen wird (s. Abb. 3.6).

Im Endeffekt wird die Schalsteinhöhe  $y$ , aufgrund des Formalismus der Gleichung, ausschließlich über die freie Wahl der Schalsteinlänge  $x$  bestimmt. Die Geradengleichung selbst kann damit als Schalsteinfunktion bezeichnet werden kann. Der frei wählbare Wert der Schalsteinlänge  $x$  muss sich allerdings im Intervall  $\{0 < x \leq \text{Grundkante}/2\}$  befinden, da die Funktion zufolge der Modellbetrachtung mit dem Grenzwert  $x = \text{Grundkante}/2$  endet (vgl. Abb. 3.4) und das Modell damit seine praktische Gültigkeit verliert. Um die Aufteilung der Pyramidenseite in gleichmäßige Schalsteinaußenflächen vornehmen zu können, muss die Schalsteinlänge zudem so gewählt werden, dass ihr Vielfaches den Wert Grundkante/2 ergibt. Die Wahl der Schalsteinlänge ist der nächste Schritt.

Nachdem die gesamte Grundkante der Pyramidenseite mit 22,000m vorgegeben ist, erscheint es naheliegend die Länge eines einzelnen Schalsteines mit  $x = 1,000\text{m}$  festzulegen. Damit sind alle Voraussetzungen erfüllt und die Schalsteinfunktion kann nachfolgend ausgewertet werden (Abb. 3.6).

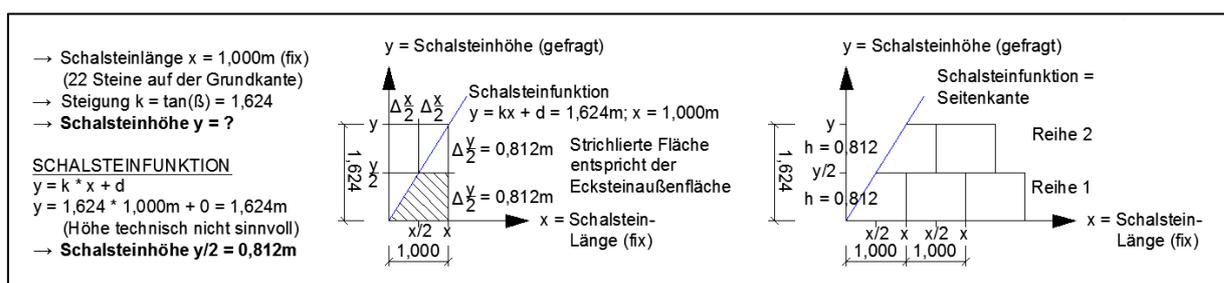


Abb. 3.6: Auswertung der Schalsteinfunktion

Wie sich anhand der Abbildung zeigt, muss die ermittelte Schalsteinhöhe  $y$  halbiert werden um eine technisch sinnvolle und optische ansprechende Abmessung der Schalsteine zu erhalten. Die gesuchten Grundmaße  $x * y$  der Schalsteinaußenflächen ergeben sich somit abschließend zu **1,000m x 0,812m** (Länge x Höhe). Ebenso ergibt sich aus der Grafik die Form der Schalsteinaußenflächen im Randbereich (s. Abb. 3.6, re.). Was diese Erkenntnisse für die generelle Entwurfsarbeit bedeuten, steht nachfolgend gesondert im Fokus.

### 3.1.3 Erkenntnisse für die weiteren Entwurfsarbeiten

Durch die mathematische Entwicklung der Schalsteinaußenflächen ergibt sich ein einheitliches, homogenes Blockbild bei technisch sinnvollen Maßen. Nachfolgende Grafik zeigt dieses samt allen wesentlichen Maßangaben. Zugrunde liegt wieder die Pyramide zufolge der ersten Entwurfsvorgaben.

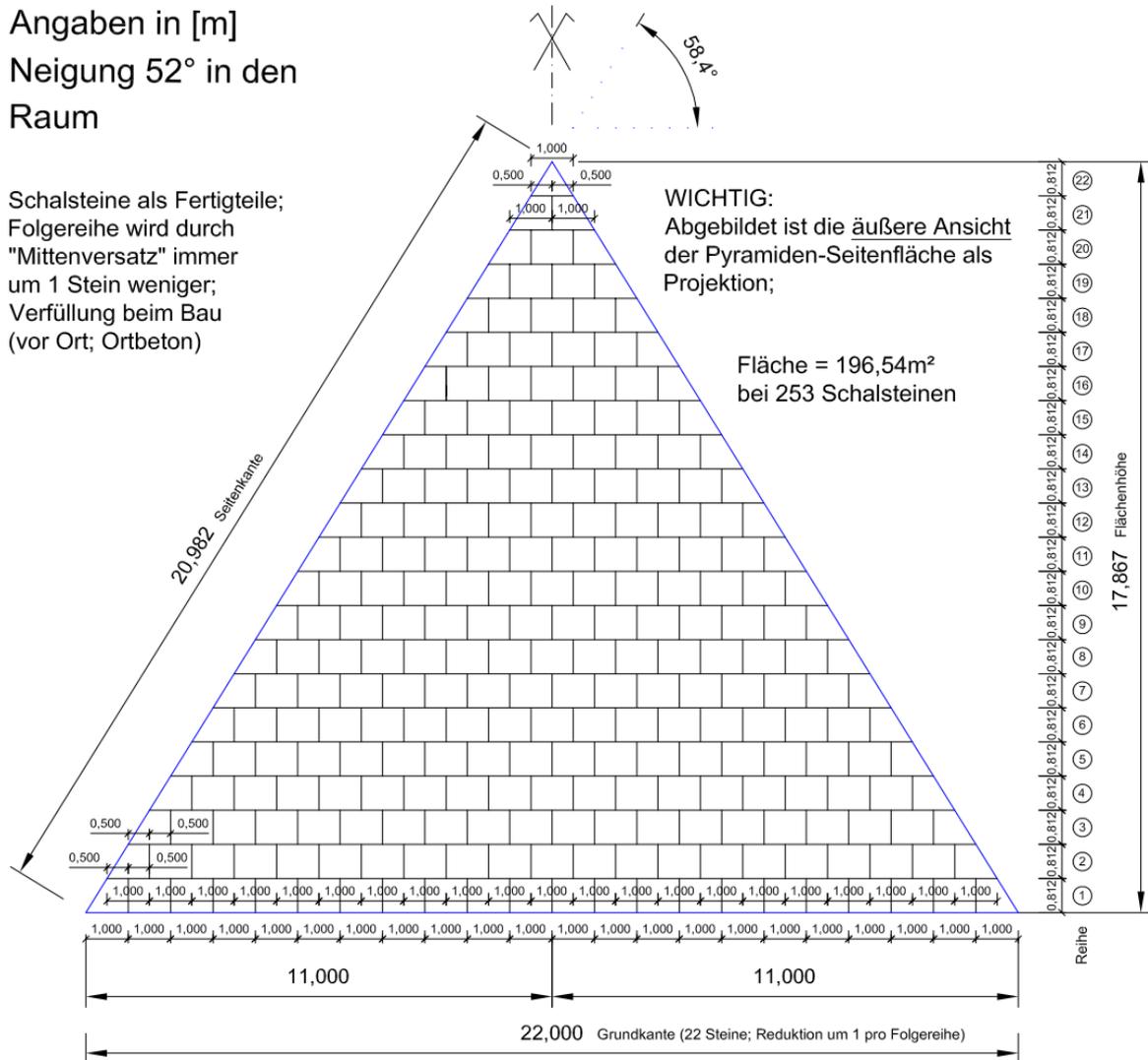


Abb. 3.7: Resultat der mathematischen Entwicklung der Schalsteinaußenflächen

Dieses Blockbild ergibt sich allerdings auch dann, wenn die Länge der Pyramidengrundkante in ganzen Meterschritten verändert wird und die Vorgaben aus Abschnitt 3.1.2 weiterhin eingehalten werden (s. Abb. 3.6). Das mathematische Modell im Hintergrund der grafischen Darstellung erlaubt also die beliebige Vergrößerung oder Verkleinerung der Pyramide nach gewissen Regeln ohne, dass das Blockbild neu entworfen werden muss. Dieser immense Vorteil rechtfertigt den relativ hohen mathematischen Aufwand zur erstmaligen Entwicklung der Schalsteinaußenflächen. Im Zuge der weiteren Entwurfsarbeiten wird von diesem Vorteil auch Gebrauch gemacht.

Anhand der Darstellung (Abb. 3.7) zeigt sich auch, dass zufolge der angewandten Schalstein-Entwicklung genauso viele Reihen Schalsteine übereinander gesetzt werden müssen, wie Steine auf der Grundkante Platz finden. Befinden sich 22 Steine auf der Grundkante (Steinlänge 1,000m, Grundkantenlänge 22,000m), sind 22 Reihen übereinander bis zur Pyramidenspitze nötig. Bei 26 Steinen auf der Grundkante, ergeben sich 26 Reihen bis zur Spitze und so weiter (Überprüfung: Parallelverschiebung einer Seitenkante nach innen an das untere Ende eines, auf der Grundkante liegenden, Schalsteines mit anschließendem Ablesen der Reihe mit Hilfe der rechten Skala).

Von der ersten Reihe ausgehend reduziert sich dabei die Zahl an Schalsteinen pro Folgereihe um genau Eins (vgl. Abb. 3.7 bzw. Tab. 3.1). Die Gesamtanzahl an Schalsteinen pro Seitenfläche lässt sich damit ebenfalls leicht ermitteln – entweder über eine einfache Addition aller Steine mit Hilfe der nachfolgenden Tabelle (Variante 1) oder durch die Gauß'sche Summenformel (Variante 2).

Tab. 3.1: Anzahl an Schalsteinen pro Schalsteinreihe (Bsp.: Grundkante 22,000m; Reihen 22)

Reihe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Steine	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12
Reihe	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Steine	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1

#### Variante 1: Addition

Einfache Addition der Steine über alle Reihen mit Hilfe einer Tabelle (hoher Aufwand, unflexibel)

$$22+21+20+19+18+17+16+15+14+13+12+11+10+9+8+7+6+5+4+3+2+1 = \mathbf{253}$$

#### Variante 2: Arithmetische Reihe

Gauß'sche Summenformel für die Summe von  $n$  aufeinanderfolgenden natürlichen Zahlen (bevorzugt)

$$\text{Gesamtanzahl an Schalsteinen/Seite} = 1 + 2 + 3 + \dots + n = \sum_{i=1}^n i = \frac{n(n+1)}{2} = \frac{n^2 + n}{2}$$

Durch die Art des Blockbilds entsteht eine arithmetische Reihe in Bezug auf die Verteilung der Schalsteine über die gesamte Seitenfläche. Aus diesem Grund lässt sich die bekannte Gauß-Formel zur Berechnung der Schalsteinanzahl heranziehen. Dabei steht  $n$  für die Anzahl der Schalsteinreihen bzw. der Steine auf der Grundkante, was hier bekannterweise ident ist. Somit ergibt sich Folgendes:

$$\text{Gesamtanzahl an Schalsteinen/Seite} = \sum_{k=1}^{n=22} k = \frac{22(22+1)}{2} = \frac{22^2 + 22}{2} = \mathbf{253}$$

Augenscheinlich ist Variante 2 bedeutend komfortabler. Ändert sich die Anzahl an Schalsteinen auf der Grundkante z.B. auf 26, gilt  $n = 26$  und das Ergebnis von 351 liegt in nur wenigen Sekunden vor.

Die Gauß'sche Summenformel lässt sich ebenfalls anwenden um die gesamte Fugenlänge einer Pyramidenseite zu ermitteln. Diese spielt eine entscheidende Rolle für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion, weshalb sie zu einem späteren Zeitpunkt noch genauer behandelt wird. Im Weiteren folgt aber bereits die Demonstration der zahlenmäßigen Erfassung des Ausmaßes.

Wie die nachfolgende Abbildung (Abb. 3.8) zeigt, ergibt sich eine große Zahl an Fugen über jede Pyramidenseite. So ist jeder einzelne Schalstein, dem Konstruktionsprinzip entsprechend, von Fugen umgeben (die Seitenkanten der Pyramide stellen keine dar, da der Eckstein als Ganzes L-förmig ausgebildet und über das Eck geführt wird – ein Eckstein ist damit Teil zweier Seitenflächen).

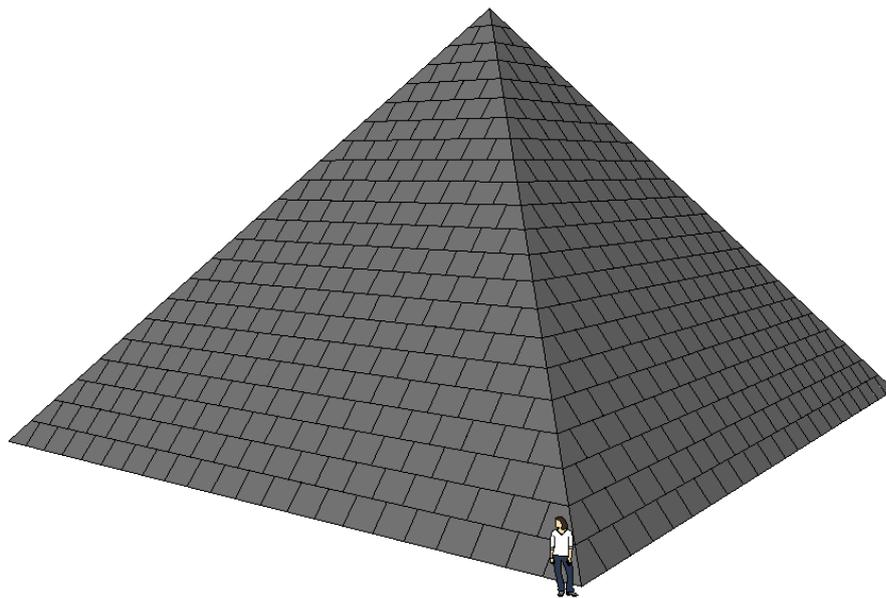


Abb. 3.8: Resultierendes Block- bzw. Fugenbild (Grundkante 22,000m)

Um die Gauß'sche Summenformel auch zur Ermittlung der gesamten Fugenlänge anwenden zu können, muss in einem ersten Schritt festgestellt werden, wie viele Fugen die erste Schalsteinreihe aufweist. Dabei ist allerdings zwischen vertikal und horizontal verlaufenden zu unterscheiden, wobei nur jene horizontalen Fugen zur ersten Reihe gezählt werden, die mit der Grundkante zusammenfallen (die nach oben abschließenden Fugen werden der nächsten Reihe zugeordnet). Die vertikalen Fugen der ersten Reihe sind wiederum (aufgrund der Schalsteinentwicklung) stets um Eins weniger als die Schalsteinanzahl dieser Reihe und damit leicht ermittelbar. Nachfolgendes gilt als allgemeingültig.

#### Bestimmung der Fugenanzahl der maßgebenden Schalsteinreihe 1:

##### **Horizontale Fugen:**

$n_H = 22$  ( $\equiv$  Anzahl der Schalsteine auf der Grundkante) zu je 1,000m Länge

##### **Vertikale Fugen:**

$n_V = n_H - 1 = 21$  ( $\equiv$  Anzahl der Schalsteine auf der Grundkante **reduziert um 1**) zu je 0,812m Länge

Nachdem nun die Fugenanzahl der ersten Schalsteinreihe bekannt ist, folgt die Auswertung der Gauß'schen Summenformel für die gesamte Pyramidenseite, ebenfalls getrennt nach horizontaler und vertikaler Richtung. Selbstverständlich ist diese mathematische Operation aber nur zulässig, weil auch die Verteilung der Fugen über die gesamte Pyramidenseite einer arithmetischen Reihe entspricht (wiederum zufolge der vorangegangenen mathematischen Entwicklung der Schalsteinaußenflächen). D.h. mit der nächsten Schalsteinreihe reduziert sich die Anzahl an Fugen, horizontal wie vertikal, um genau Eins. Die Fugenlängen ergeben sich schließlich durch die Multiplikation der Fugenanzahl mit den bekannten Schalsteinmaßen (Länge = horizontal 1,000m; Höhe = vertikal 0,812m).

Auswertung der Gauß'schen Summenformel für eine Seitenfläche:

$$\text{Anzahl an } \mathbf{horizontalen} \text{ Fugen/Seite} = \sum_{i=1}^{nH=22} i = \frac{nH^2 + nH}{2} = \frac{22^2 + 22}{2} = \mathbf{253}$$

$$\text{Gesamtlänge an } \mathbf{horizontalen} \text{ Fugen/Seite} = 253 * 1,000\text{m} = \mathbf{253,000\text{m}}$$

Wie sich zeigt, entspricht die Länge der horizontalen Fugen pro Seite der Gesamtanzahl an Schalsteinen pro Seite multipliziert mit 1,000m.

$$\text{Anzahl an } \mathbf{vertikalen} \text{ Fugen/Seite} = \sum_{i=1}^{nV=21} i = \frac{nV^2 + nV}{2} = \frac{21^2 + 21}{2} = \mathbf{231}$$

$$\text{Gesamtlänge an } \mathbf{vertikalen} \text{ Fugen/Seite} = 231 * 0,812\text{m} = \mathbf{187,572\text{m}}$$

Die gesuchte gesamte Fugenlänge einer Pyramidenseite ergibt sich letztlich durch die Addition der horizontalen und vertikalen Fugenlängen zu  $253,000\text{m} + 187,572\text{m} = \mathbf{440,572\text{m}}$ . Damit zeigt sich, dass eine quadratische Pyramide mit 22,000m Grundkantenlänge bei der angewandten Entwicklung der Schalsteinaußenflächen bereits eine enorme theoretische Fugenlänge von rund **1762,3m** aufweist.

Abschließend ist noch festzuhalten, dass die in Abschnitt 3.1.2 ermittelte Schalsteinhöhe von 0,812m ein gerundeter Wert ist. Die Rundung erfolgte auf die dritte Nachkommastelle, da hier der Millimeter-Bereich erreicht wird und die Schalung aus Stahl angefertigt werden soll. Der genauere mathematische Wert der Schalsteinhöhe wäre bei **0,8121348...** Metern (vgl. Abb. 3.6).

Diese Abweichung hätte theoretisch zur Folge, dass die Pyramide nach 10 Schalsteinreihen um rund 1,35mm niedriger ist, als die mathematische Entwicklung erfordert und würde sich auch entsprechend fortpflanzen. Aus praktischer Sicht spielt dieser Fehler aber klarerweise keine Rolle, da eine solche Genauigkeit weder bei der Herstellung der Schalsteine noch beim Bau der Pyramide jemals erreicht werden kann. Die Toleranzen im Betonbau sind damit weitaus größer als der akzeptierte „Fehler“. Selbstverständlich muss auch in Frage gestellt werden, ob Schalsteine mit einer Höhe von 0,812m hergestellt werden können. Gewisse Planabweichungen müssen aber immer akzeptiert werden.

## 3.2 Vorstellung der Entwurfsvarianten

Nachdem im vorangegangenen Abschnitt 3.1 alle notwendigen Vorarbeiten zur Planung einer Schalsteinpyramide abgeschlossen und beschrieben wurden, kann der Fokus im Weiteren auf den eigentlichen Pyramidenentwurf gerichtet werden. Dieser soll als mögliche Grundlage für eine spätere, umfassende Planung einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen dienen. Da für einen solchen Entwurf mehrere Varianten in Frage kommen, bedarf es allerdings einer Variantenstudie. Nachfolgend werden deshalb mehrere Varianten vorgestellt, die für das vorliegende Vorhaben in Betracht gezogen wurden. Die Ausarbeitung eines Variantenentwurfs erfolgte dabei zunächst aber nur soweit, wie zur Diskussion nötig war. Im Zuge von Besprechungen mit dem Grundstücksinhaber schieden dann jene Entwürfe aus, die als nicht zielführend identifiziert wurden. Diese verblieben deshalb in diesem Entwurfsstadium, weshalb sie nachfolgend auch nur im Wesentlichen erläutert werden können. Der Diskussionsprozess führte so schließlich zu jener Variante, die für das Vorhaben am geeignetsten erschien. Der entsprechende Entwurf wird deshalb auch als einziger detailliert beschrieben und im weiteren Verlauf der Abhandlung der statischen Vorbemessung (stat. Abschätzung) unterzogen.

Zu Vergleichszwecken findet sich ebenfalls das aufbereitete Ergebnis einer Machbarkeitsstudie über die konventionelle Errichtung der Pyramide in Stahlbeton (verfasst von einer nicht weiter involvierten Ziviltechnikergesellschaft vor der Beauftragung der TU-Wien).

Festzuhalten ist, dass sich alle Entwürfe durch die variantenabhängige Weiterentwicklung der Schalsteine in Übereinstimmung mit den Erkenntnissen aus dem vorangegangenen Abschnitt 3.1 (Vorarbeiten – Entwicklung der Schalsteinaußenflächen) ergeben. Die Schalsteine werden demnach für jede Variante derart weiterentwickelt, dass sie in der gewünschten Stärke (Wandstärke) vorliegen und über eine Form verfügen, die es ermöglicht sie zu einer Pyramide mit den geforderten Maßen zusammenzufügen (die Form der Außenflächen bleibt stets gleich). Die anschließende Betonfüllung wird dabei von Beginn an in alle Überlegungen miteinbezogen. Bautechnische Belange werden hingegen nicht explizit näher behandelt. Zudem erfolgt keine statische Vorbemessung im Zuge der (konzeptuellen) Entwurfsarbeiten. Aus diesem Grund sind sämtliche Dimensionen (außer den generellen Bauwerksabmessungen) als erste Abschätzung aufgrund von Erfahrungen bzw. Vergleichsbetrachtungen mit gebauten Objekten zu verstehen. Die statische Vorbemessung der ausgewählten Variante folgt in Kapitel 4.

Auf der Folgeseite findet sich zunächst ein Überblick über die verschiedenen Varianten. Die kurze Beschreibung konkretisiert dabei die Varianten, ehe sie nacheinander beschrieben werden. Im Anschluss an die Beschreibungen folgt eine abschließende, tabellarische Gegenüberstellung der Eckpunkte aller vorgestellten Entwürfe zum Vergleich.

Folgende Varianten werden vorgestellt:

- **Variante 0** - Konventionelle Stahlbetonbauweise  
Grafische Aufbereitung der Ergebnisse der Machbarkeitsstudie zu Vergleichszwecken
- **Variante 1** - Erste Projektidee  
Entwurf nach den ersten Entwurfsvorgaben des Grundstücksinhabers
- **Variante 2** - Alternativvorschlag  
Alternativer Entwurf in Anlehnung an die erste Projektidee zur Einsparung von Kubaturen
- **Variante 3** - Untersuchungsvariante  
Letztlich gewählte und weiterverfolgte Variante (als einzige statisch vorbemessen)

### **3.2.1 Variante 0 - Konventionelle Stahlbetonbauweise**

Die konventionelle Stahlbetonbauweise wird an dieser Stelle als Nullvariante geführt, da der Bau einer monolithischen Pyramide auf herkömmliche Weise keine größeren Schwierigkeiten bezüglich Planung, Berechnung und Ausführung mit sich bringen würde – wengleich auch die Form des Baukörpers nicht alltäglich ist. Wird im Zuge der Konzept- und Machbarkeitsstudie festgestellt, dass die Schalsteinbauweise nicht anwendbar ist, bleibt damit die konventionelle Stahlbetonbauweise als Alternative und nicht zwingend die Abkehr von der Idee einer Pyramide als hohler Beton-Baukörper. Auch hier könnte das geforderte Blockbild sowohl im Inneren als auch im Äußeren durch geeignete Platten (Beplankung) erzeugt werden, womit optische Gründe kein Ausschlusskriterium wären. Zudem bestünde die Möglichkeit den bauphysikalischen Regelaufbau (s. entsprechende Fachliteratur) von Außenwänden anzuwenden (was bei der Schalsteinbauweise aufgrund des gewünschten Blockbilds nicht zur Debatte steht – die Pyramide soll deswegen unbeheizt bleiben).

Obwohl die genannte Bauweise das Vorhaben des Pyramidenbaus maßgeblich erleichtern würde, wurde der Vorschlag vom Grundstücksinhaber abgewiesen. Seinem Wunsch entsprechend wird deswegen nur die Schalsteinbauweise untersucht. Zur konventionellen Ausführung existiert zudem bereits eine Machbarkeitsstudie einer nicht weiter involvierten Ziviltechnikergesellschaft. Dieser Bauweise wird deshalb keine weitere Beachtung geschenkt. Zum Vergleich findet sich aber nachfolgend das grafisch aufbereitete Ergebnis dieser Studie. Es soll damit gezeigt werden, welche Größenordnung die Wandstärken bei der konventionellen Ausführung aufweisen würden.

Urheber der Machbarkeitsstudie:

FRÖHLICH & LOCHER und Partner Ziviltechnikergesellschaft m.b.H.

Wien, am 10 Juli 2013; Untersuchung von 2 Varianten (1. Ortbeton; 2. Fertigteile)

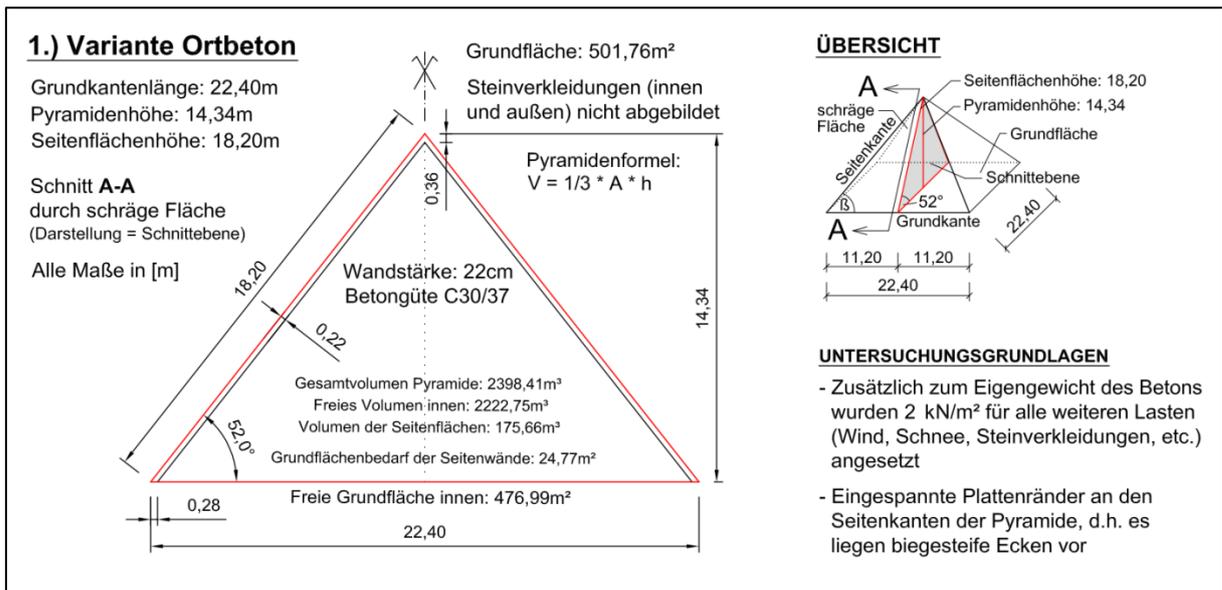


Abb. 3.9: Ergebnis der Machbarkeitsstudie von FRÖHLICH & LOCHER – Variante Ortbeton

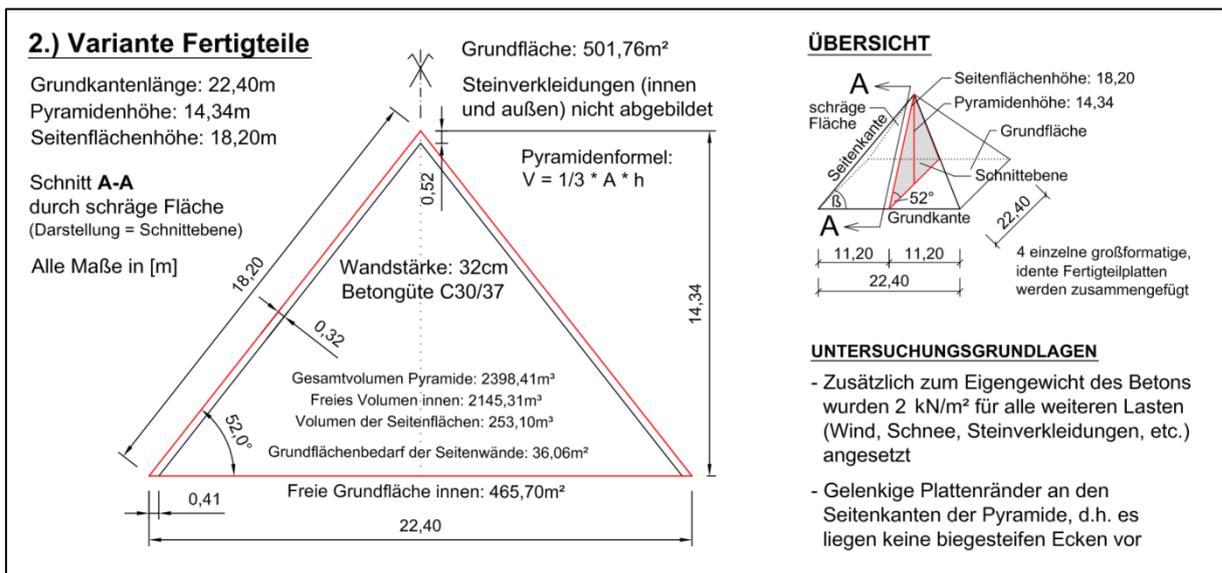


Abb. 3.10: Ergebnis der Machbarkeitsstudie von FRÖHLICH & LOCHER – Variante Fertigteile

Alle Angaben, die sich in den abgebildeten Grafiken finden, resultieren ausnahmslos aus den Daten der vorliegenden Machbarkeitsstudie von FRÖHLICH & LOCHER vom 10. Juli 2013. Eine Überprüfung dieser Daten erfolgte in keinsten Weise. Weitere, hier nicht angeführte Informationen (wie z.B. der zu erwartende Bewehrungsgehalt), sind direkt dem Dokument zu entnehmen.

Die Ergebnisse der Studie (s. Abbildungen) zeigen, dass das Pyramidenbauwerk in Relation zur Größe sehr schlank ausgeführt werden könnte (die Steinverkleidungen zur Erzeugung des Blockbildes sind in den Darstellungen nicht enthalten). Im Nachfolgenden wird diese Tatsache allerdings außer Acht gelassen, um einen – den Wünschen des Grundstücksinhabers – entsprechenden Entwurf zu schaffen.

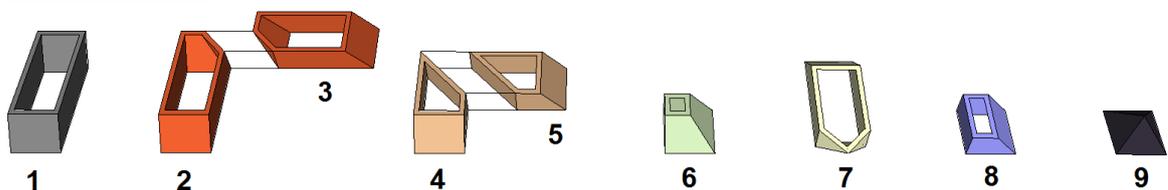
### 3.2.2 Variante 1 - Erste Projektidee

Die erste Projektidee stammt vom Grundstücksinhaber selbst und sieht vor, dass die Pyramide eine Grundkantenlänge von 22m x 22m aufweist. Die Pyramidenseiten sind, wie bereits mehrfach erwähnt, 52° geneigt und in einer Stärke von 2,000m mit schräg geschalten Schalsteinen auszuführen.

Der aus diesen Entwurfsvorgaben resultierende Pyramidenkörper wurde bereits im Abschnitt 2.1.2 (Eigenschaften der gewählten quadratischen Pyramide) sowie über den ganzen Abschnitt 3.1 (Entwicklung der Schalsteinaußenflächen) ausführlich beschrieben. Auf eine Wiederholung der schon festgehaltenen Erkenntnisse wird mit dem Verweis auf diese Abschnitte verzichtet. Im Weiteren folgt deshalb direkt die Thematisierung der Bedeutung der Wandstärke für den hohlen Pyramidenbau.

Da der ersten Projektidee aufgrund der geforderten Wandstärke von Beginn an massive Zweifel in Bezug auf die Machbarkeit gegenüberstanden, erfolgte zunächst die Anfertigung eines virtuellen Modells, das einzig und allein dem Zweck verschrieben war die Dimensionen eines solchen Bauwerks sichtbar zu machen. Die Schalsteinformen wurden aus diesem Grund auch nicht vollumfänglich optimiert, sondern vorläufig nur soweit entwickelt, dass der Aufbau einer Pyramide mit der geringst möglichen Zahl an verschiedenen Steinen gelingt. Geometrische Angaben wie Bemaßungen sind deswegen ganz gezielt nicht festgehalten. Nachfolgende Abbildung zeigt die entwickelten Formen.

#### Blickrichtung 1



#### Blickrichtung 2

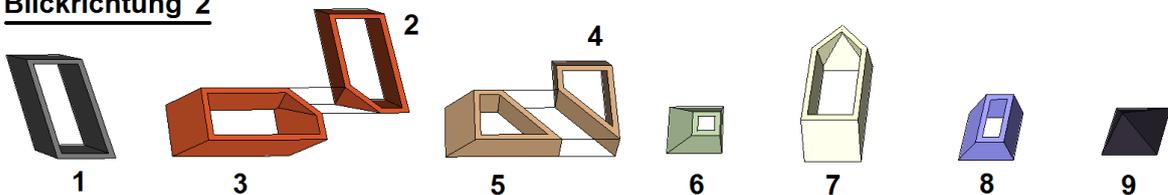


Abb. 3.11: Variante 1 – Schalsteinformen zum Aufbau der Pyramide

Wie aus der Abbildung hervorgeht, sind neun verschiedene Schalsteinformen (zwei spiegelverkehrt) nötig um eine Pyramide mit den gewünschten Maßen und dem vorher festgelegten Blockbild (s. Abschn. 3.1.3) aufzubauen. Die Form ist dabei klarerweise von der Position im Bauwerk abhängig, während die Einfärbung einzig der Identifizierung der Schalsteinform im Bauwerk dient. Auf der Folgeseite findet sich dazu die Frontansicht der entsprechend aufgebauten Pyramide (s. Abb. 3.12).

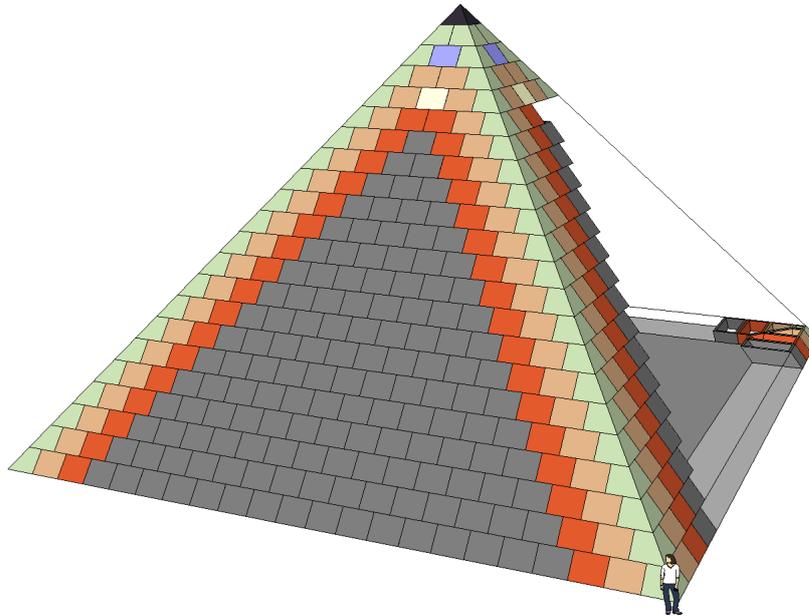


Abb. 3.12: Variante 1 – Pyramide mit sichtbarer Position der jeweiligen Schalsteinform

Die ergänzende, nachfolgende Darstellung der Innenansicht (Abb. 3.13) macht deutlich, dass mit einer Wandstärke von 2,00m massive Kubaturen, bei gleichzeitigem Verlust einer großen nutzbaren Innenfläche, einhergehen. Des Weiteren sind in den Verschneidungsbereichen (Seitenkanten und Deckenschluss) komplizierte Schalsteinformen nötig, wie wiederum Abb. 3.14 auf der Folgeseite zeigt. Weswegen, auch wenn ein entsprechendes Blockbild erzeugt werden kann, die Sinnhaftigkeit eines solchen Bauwerks in Frage gestellt werden muss. Zur besseren Beurteilung des Entwurfs wird deshalb zusätzlich auch eine rein zahlenmäßige Betrachtung der Gegebenheiten vorgenommen.

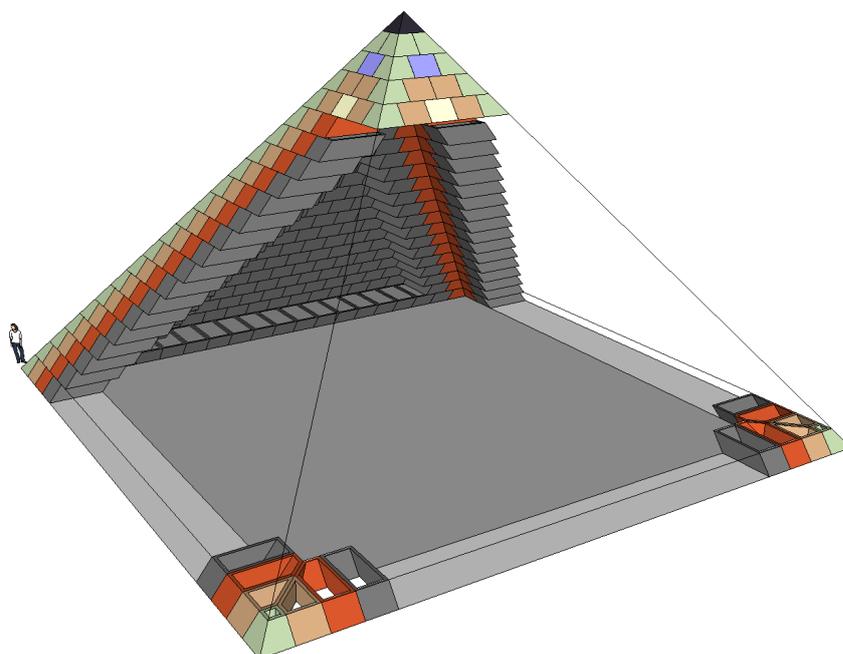


Abb. 3.13: Variante 1 – Innenansicht zur Veranschaulichung der Wandstärke

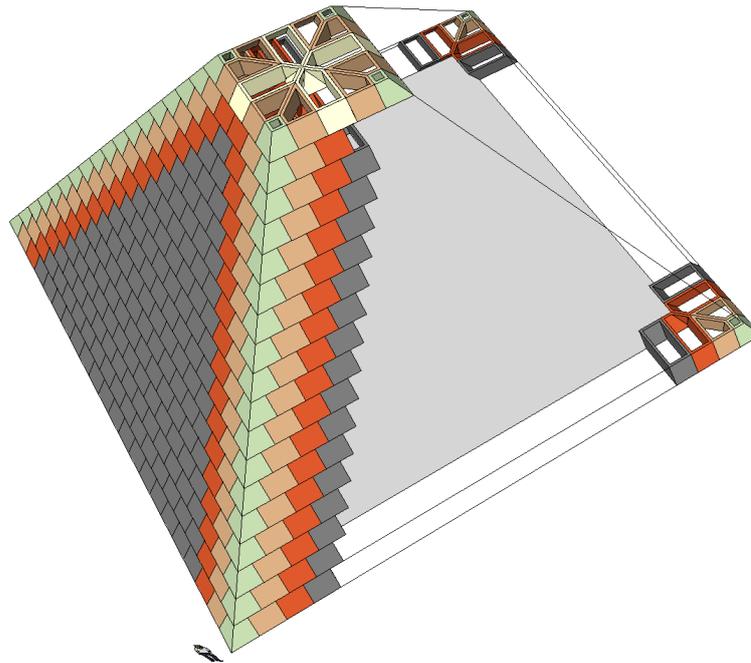


Abb. 3.14: Variante 1 – Darstellung des Deckenschlusses

Zur zahlenmäßigen Betrachtung des Entwurfs eignet sich der nachfolgend abgebildete Schnitt durch den Pyramidenkörper am besten. Auf diese Weise lassen sich leicht Grund- bzw. Nutzflächen sowie die wesentlichen Kubaturen o.ä. ermitteln – damit werden Maßzahlen erhalten um den Entwurf entsprechend beurteilen zu können (z.B. nach der nutzbaren, freien Grundfläche im Inneren).

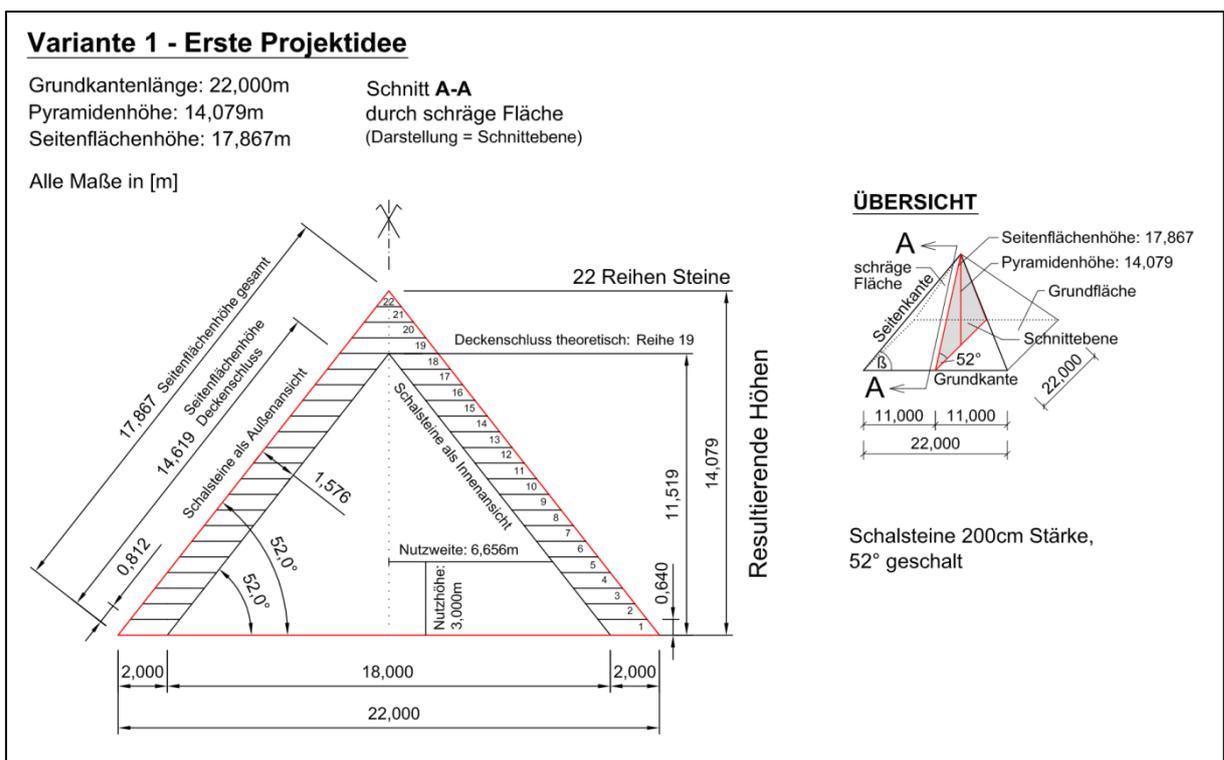


Abb. 3.15: Variante 1 – Darstellung der Gegebenheiten

Nachstehende Tabelle fasst die Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs zahlenmäßig zusammen:

Tab. 3.2: Variante 1 – Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs

Gesamte Grundfläche (GF) Pyramide	$(22,000\text{m})^2 = 484,00\text{m}^2$	Gesamtvolumen Pyramide (s. 2.1.2)	$484,00\text{m}^2 * 14,079\text{m} * (1/3) = 2271,41\text{m}^3$
Freie Grundfläche innen	$(18,000\text{m})^2 = 324,00\text{m}^2$	Freies Volumen innen	$324,00\text{m}^2 * 11,519\text{m} * (1/3) = 1244,05\text{m}^3$
<b>Grundflächenbedarf der Seitenflächen</b>	<b><math>484,00\text{m}^2 - 324,00\text{m}^2 = 160,00\text{m}^2</math></b> <b>► 33,1% der gesamten GF</b>	Volumen der Seitenflächen	$2271,41\text{m}^3 - 1244,05\text{m}^3 = 1027,36\text{m}^3$
Nutzfläche in 3m Höhe	$(13,312\text{m})^2 = 177,21\text{m}^2$	<b>Gesamtgewicht*</b>	~2568,4 to (nur Pyramidenseiten; angesetzte Betondichte: $2,5\text{to}/\text{m}^3$ )
Fugenlänge gesamt (s. Abschn. 3.1.3)	1762,3m	Haupt-Bewehrung	Schlaffe Bewehrung nach statischen Erfordernissen (nicht ermittelt)

\* Gesamtgewicht ohne Einbezug von Bewehrung, d.h. vereinfachter Ansatz des reinen Betongewichts (Gewicht real höher)

Wie sich zeigt, geht mit einer Wandstärke von 2,00m ein immenser Grundflächenbedarf der Seitenflächen (Schalsteine betonverfüllt) einher. Demzufolge liegt nur eine relativ kleine nutzbare, freie innere Grundfläche von  $324\text{m}^2$  (66,9% der Gesamtgrundfläche) vor, obwohl das Bauwerk generell eine große Gesamtgrundfläche von  $484\text{m}^2$  aufweist.

Dieser Umstand war schließlich auch ausschlaggebend dafür, dass der Grundstücksinhaber von den Maßen der ersten Projektidee abgesehen hat. Aus diesem Grund finden sich auch nachfolgend keine näheren Informationen über die verwendeten Schalsteine aus Abb. 3.11 (genaue Dimensionen, Kubaturen, Gewicht etc.) oder über sonstige Besonderheiten bzw. Schwierigkeiten, die mit den geforderten Bauwerksmaßen zusammenhängen. Außer Frage steht allerdings, dass aufgrund der enormen Kubaturen der Seitenflächen mit einem hohen Bewehrungsgehalt gerechnet werden müsste. Auch die Manipulation der Schalsteine sowie der Bau einer solchen Pyramide selbst würden unbestreitbar mit einem sehr großen Aufwand einhergehen. Tiefer wird auf die erste Projektidee – zufolge der Entscheidung des Grundstücksinhabers – allerdings nicht eingegangen, weshalb auch diese Themenbereiche in Bezug auf die beschriebene Variante 1 im Weiteren unbehandelt bleiben.

Um dem Problem der zu geringen Nutzfläche Herr zu werden, wurde ein Alternativvorschlag erarbeitet, der sich dem Ziel verschrieben hat den Flächenbedarf der Seitenflächen soweit zu reduzieren, dass eine annehmbare nutzbare, freie innere Grundfläche bei sonst gleichbleibenden Bauwerksmaßen vorliegt. Das generelle Prinzip dieses Alternativvorschlags wird nachfolgend beschrieben. Letztlich wurde aber auch dieser Vorschlag in einem frühen Entwurfsstadium verworfen und deswegen ebenfalls nicht vollumfänglich optimiert, was an entsprechender Stelle begründet wird.

### 3.2.3 Variante 2 - Alternativvariante

Der Alternativvorschlag versteht sich als rein konzeptueller Entwurf und orientiert sich an der Schalsteinbauweise von Variante 1, wobei aber relativ schlanke Seitenflächen mit einer Wandstärke von 60cm vorgesehen sind (d.h. die Schalsteine besitzen eine geringere Tiefe). Um neben den Kubaturen bzw. dem Flächenbedarf auch Bewehrung einzusparen, werden die Schalsteine mit Spannkabeln vorgespannt. Dies erfolgt mit Hilfe von zwei durchgehenden Ringbalken aus Ortbeton, die sich in unterschiedlichen Höhen der Pyramide finden. Nachfolgende Abbildung zeigt die Situation.

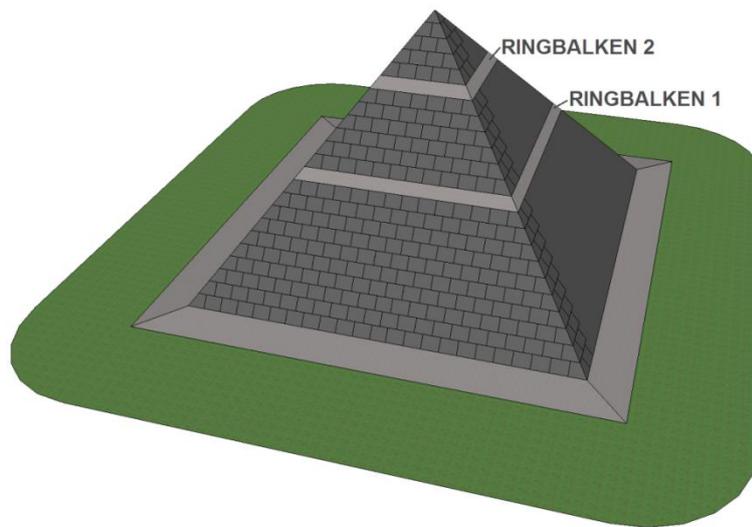


Abb. 3.16: Variante 2 – Ringbalken in verschiedenen Höhen der Pyramide

Die Ringbalken dienen dabei dazu die Spannkabel zu verankern und die auf die Kabel aufgebrachte Spannkraft in Form von gleichmäßig verteilter Druckspannung auf die Schalsteine zu übertragen. Damit wird erreicht, dass die Seitenflächen (d.h. die betonverfüllten Schalsteine) „zusammengedrückt“ werden und so keinen nennenswerten Durchhang erfahren. Abb. 3.17 zeigt das Pyramidenbauwerk von innen um die Konstruktion sichtbar zu machen (Spannkabel schematisch ohne Bemessung).

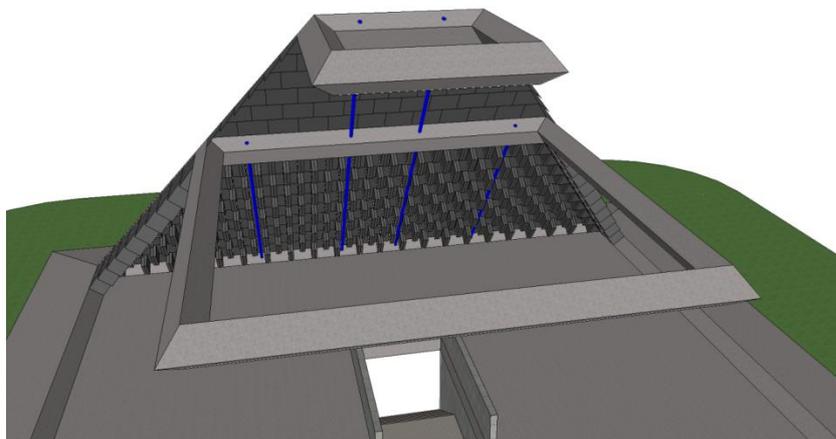


Abb. 3.17: Variante 2 – Innenansicht mit Ringbalken und Vorspannkabel (Prinzipdarstellung)

Durch die Vorspannung befinden sich die Schalsteine damit in einer Situation, die vom Prinzip her dem üblichen Einsatz entspricht – es erfolgt die Abtragung großer Lasten parallel zur Wandebene, während senkrecht auf die Wandebene wirkende Lasten durch die Überdrückung minimiert sind (vgl. Einsatz von Schalsteinen bei vertikalen Kellerwänden; Abschn. 2.3). Durch die Vorspannung entsteht also eine gerichtete Last, die so groß ist, dass der Durchhang der Seitenflächen in das Pyramideninnere aufgrund der resultierenden Überdrückung nahezu verschwindet. Dadurch verringert sich die notwendige Bewehrung (Längs- bzw. Biegebewehrung) innerhalb der Betonfüllung maßgeblich.

Nachstehendes, selbsterklärendes Gedankenexperiment mit übereinandergestapelten Blöcken (stellvertretend für die Schalsteine) verdeutlicht das beschriebene Wirkungsprinzip auf plakative Weise.

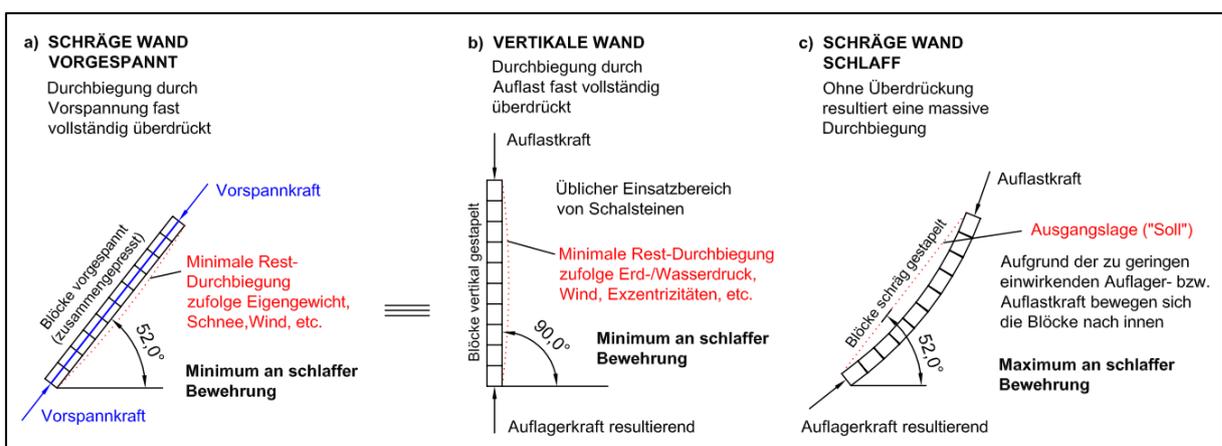


Abb. 3.18: Variante 2 – Gedankenexperiment zur Illustration der Vorspannungswirkung

Der Einsatz von Spannkabeln bringt neben der Minimierung des Durchhangs und damit auch der Bewehrungsmenge aber noch weitere Vorteile mit sich. Sobald der erste Ringbalken (s. Abb. 3.16) über den bereits vorhandenen Schalsteinreihen fertiggestellt und durch die Vorspannung aktiviert wurde, ist der erste Teil des Pyramidenbauwerks in vollem Umfang tragfähig. Im Anschluss daran wird der zweite Teil errichtet, d.h. jener Bauabschnitt zwischen dem ersten und (einschließlich) dem zweiten Ringbalken. Nach der Aktivierung des zweiten Ringbalkens durch die zweite Phase der Vorspannung ist wiederum die volle Tragfähigkeit des neuen Abschnitts gegeben. Im letzten Bauabschnitt erfolgt schließlich nur noch der Ausbau der Pyramidenspitze, die aufgrund der Bauwerksgeometrie an dieser Stelle nur mehr eine relativ kleine Dimension aufweist (s. Abb. 3.16). Aufgrund der anzunehmenden, äußerst günstigen Faltenwirkung der Seitenkanten sind oberhalb des zweiten Ringbalkens, im Bereich der Spitze, keine Spannkabel von Nöten (s. Abb. 3.17). Die Pyramidenspitze kann deshalb vollkommen isoliert betrachtet werden, spielt für die Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion also keine Rolle. Damit einher geht eine Flexibilität, die es ermöglicht, die Spitze oberhalb des zweiten Ringbalkens auch im Nachhinein noch umzugestalten. Einem etwaigen Wunsch Jahre später die Spitze aus Schalsteinen beispielsweise durch eine Glaskonstruktion zu ersetzen, steht damit nichts entgegen.

Die bereits erwähnte, anzunehmende Faltwerkswirkung zufolge der Bauwerksgeometrie (die Verschneidung der Seitenflächen führt zur einer statischen Wirkung der Seitenkanten ähnlich der eines Balkens) führt sehr wahrscheinlich auch dazu, dass Spannkabel nur in der Falllinie der Seitenfläche angeordnet werden müssen und nicht etwa auch entlang der Seitenkanten. Aus statischen Gründen sind die Schalsteine, anders als bei Variante 1, gerade geschalt (Schalsteinaußenfläche steht in  $90^\circ$  auf die Schalsteinaufstandsfläche) und stehen auf der im Aufstandsbereich verdickten und abgeschrägten Bodenplatte auf (vgl. Abb. 3.17, Abb. 3.20, Abb. 3.21). Nachstehende Grafik zeigt das erläuterte Prinzip (aus Gründen der Übersichtlichkeit sind alle Schalsteine ohne Innenstege konstruiert).

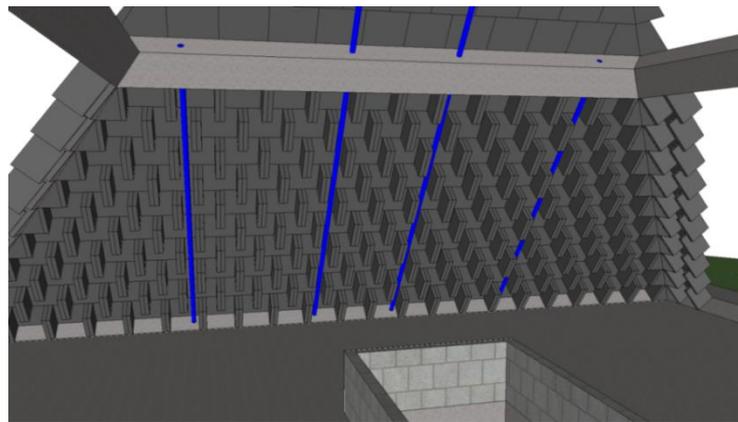


Abb. 3.19: Variante 2 – Unterer Ringbalken in Nahaufnahme: Spanngliedführung (Prinzipskizze)

Wie die Darstellung zeigt, werden die Spannkabel durch den freien Raum innerhalb der Schalsteine geführt. Aufgrund der Pyramidengeometrie und zufolge der statischen Notwendigkeit finden sich dabei im oberen Bauabschnitt weniger Spannkabel als im unteren (vgl. Abb. 3.17). Die mittig angeordneten Spannkabel führen allerdings vom oberen Ringbalken durch den unteren Abschnitt hindurch und wirken damit auf beide Bauwerksabschnitte. Deshalb müssen mit der Aufbringung der Spannkraft wohl die bereits gespannten Spannkabel des unteren Abschnitts nachgespannt werden. Die Lage der Ringbalken und der Spannkabel sowie ihre Anzahl und Dimension sind in diesem Entwurfsstadium allerdings, ohne Bemessung, frei angenommen. Die dargestellte Abbildung versteht sich demnach auch nur als Prinzipdarstellung, resultierend ausschließlich aus statischen Überlegungen.

Aus bautechnischen Gründen ist es angebracht die Spannkabel an den Ringbalken fest zu verankern (zur Überprüfung sollte der freie Zugang allerdings gegeben sein). Das Aufbringen der Vorspannkraft und ggf. das Nachspannen erfolgt aufgrund der leichteren Zugänglichkeit im Kellergeschoss. Die Spannkabel sollen dabei sichtbar bleiben um dem Besucher einen Eindruck über die hinter dem Bauwerk stehende Technik zu vermitteln. Zur optimalen Aufnahme und Weiterleitung aller Kräfte wird die Geschossdecke zwischen Keller und Pyramide, wie bereits erwähnt, an entsprechender Stelle speziell ausgebildet. Das Kellergeschoss selbst muss mit tragenden Zwischenwänden versehen werden um der Gesamtkonstruktion die sichere Lastabtragung zu ermöglichen. Diese Wände werden in das Raumkonzept integriert. Die Abbildung auf der Folgeseite fasst zusammen.

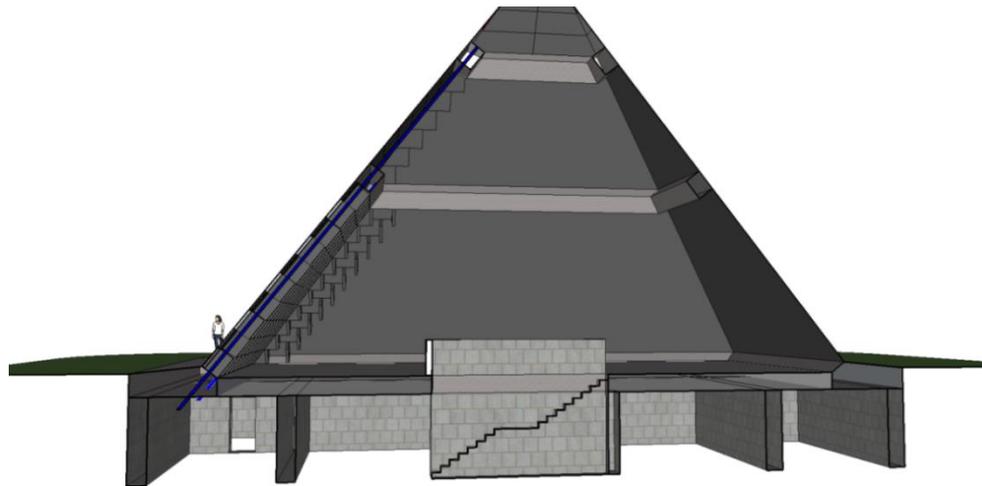


Abb. 3.20: Variante 2 – Schnitt durch den Pyramidenkörper zur Verdeutlichung des Prinzips

Wie aus der Abbildung ersichtlich, erfordert der Einsatz von Vorspannkabeln eine darauf ausgelegte Planung der Geschossdecke und des Kellergeschosses – dieses muss entsprechend groß ausfallen. Die Ausführung der Ringbalken ist hingegen flexibel und wäre auch in Form von Schalsteinen möglich. Damit würde auch die Herstellung von Scheinfugen zur Wahrung des Blockbilds entfallen.

Zu Vergleichszwecken findet sich im Weiteren eine abschließende, rein zahlenmäßige Betrachtung der Gegebenheiten des Entwurfs. Dazu eignet sich der nachfolgend abgebildete Schnitt durch den Pyramidenkörper am besten. Auf diese Weise lassen sich leicht vorliegende Grund- bzw. Nutzflächen sowie die wesentlichen Kubaturen o.ä. ermitteln – damit werden Maßzahlen erhalten um den Entwurf entsprechend beurteilen zu können (z.B. nach der nutzbaren, freien Grundfläche im Inneren).

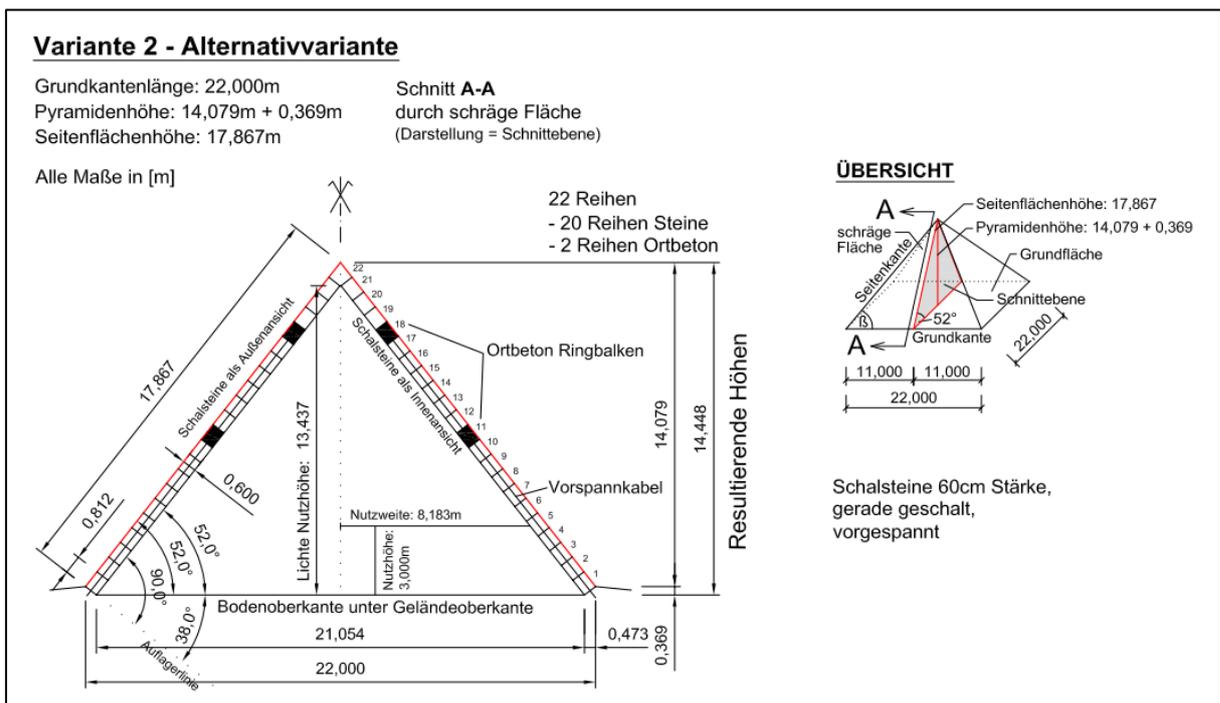


Abb. 3.21: Variante 2 – Darstellung der Gegebenheiten

Nachstehende Tabelle fasst die Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs zahlenmäßig zusammen:

Tab. 3.3: Variante 2 – Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs

Gesamte Grundfläche (GF) Pyramide	$(22,000\text{m})^2 = 484,00\text{m}^2$	Gesamtvolumen Pyramide	$484,00\text{m}^2 * 14,448\text{m} * (1/3) = 2330,94\text{m}^3$ (Annäherung)
Freie Grundfläche innen	$(21,054\text{m})^2 = 443,27\text{m}^2$	Freies Volumen innen	$443,27\text{m}^2 * 13,437\text{m} * (1/3) = 1985,41\text{m}^3$
Grundflächenbedarf der Seitenflächen (inkl. Ringbalken)	$484,00\text{m}^2 - 443,27\text{m}^2 = 40,73\text{m}^2$ ▶ 8,4% der gesamten GF	Volumen der Seitenflächen (inkl. Ringbalken)	$2330,94\text{m}^3 - 1985,41\text{m}^3 = 345,53\text{m}^3$ (Annäherung)
Nutzfläche in 3m Höhe	$(16,366\text{m})^2 = 267,85\text{m}^2$	<b>Gesamtgewicht*</b>	~863,8 to (nur Pyramidenseiten; angesetzte Betondichte: $2,5\text{to}/\text{m}^3$ )
Fugenlänge gesamt (siehe 3.1.3, ident V1)	1762,3m	Haupt-Bewehrung	Spannkabel nach statischen Erfordernissen (nicht ermittelt)

\* Gesamtgewicht ohne Einbezug der Spannkabel, d.h. vereinfachter Ansatz des reinen Betongewichts (Gewicht real höher)

Die Alternativvariante stellt ohne Zweifel eine elegante Lösung dar. So lässt sich einerseits eine flexible Pyramidenspitze realisieren, die zukünftige neue Ideen zulässt und andererseits kann der Einsatz von teilweise sichtbaren Vorspannkabeln die Besonderheit des Bauwerks noch einmal unterstreichen. Mit Sicherheit lässt sich zudem die Bewehrungsmenge minimieren bei gleichzeitiger Maximierung der nutzbaren, freien inneren Grundfläche. Selbstverständlich kann ohne Bemessung aber keine Größenordnung angegeben werden, weshalb die Werte der oben angeführten Tabelle auch ausschließlich auf das (statisch nicht vorbemessene) Entwurfskonzept bezogen sind.

Den Vorteilen steht indes gegenüber, dass die Errichtung der Geschosdecke zwischen Pyramide und Kellergeschoss zufolge der speziellen Ausführung im Aufstandsbereich der Seitenflächen (betonverfüllte, vorgespannte Schalsteine) aufwändiger wäre, als bei Varianten ohne Vorspannung. Auch das Kellergeschoss müsste entsprechend größer ausfallen. Des Weiteren muss zur Errichtung einer vorgespannten Pyramide ein darauf spezialisiertes, erfahrenes Unternehmen hinzugezogen werden. Damit stellt sich auch zugleich die Frage ob der Einsatz großer Bewehrungsmengen bei schlaffer Bewehrung nicht kostengünstiger ist – eine dahingehende Kalkulation wäre noch erforderlich.

Aufgrund dieser Nachteile wurde die vorgestellte Alternativvariante nach eingehender Diskussion mit dem Grundstücksinhaber auch verworfen. Zudem wurde klar ausgeschlossen, dass eine nachträgliche Umgestaltung der Pyramidenspitze vorgenommen werden könnte, weshalb im Zuge des Diskussionsprozesses schließlich festgelegt wurde, dass auf Vorspannkabel zur Gänze verzichtet werden soll. Nähere Beschreibungen (Schalsteintypen, mögliche Untervarianten, Ausführungsdetails etc.) finden sich im Weiteren deswegen nicht. Um dennoch eine annehmbare nutzbare, freie innere Grundfläche zu erhalten, erfolgte die Festlegung neuer Rahmenbedingungen für die finale Untersuchungsvariante. Diese Festlegungen sowie die detaillierte Beschreibung der neuen Variante sind Inhalt der Folgeseiten.

### 3.2.4 Variante 3 - Untersuchungsvariante

Als Untersuchungsvariante wird jene finale Variante bezeichnet, die als einzige vollumfänglich optimiert wurde und deshalb nachfolgend nicht nur bis ins Detail beschrieben, sondern auch einer statischen Vorbemessung unterzogen wird. Die Vorbemessung (als Kernstück der stat. Machbarkeitsstudie) erfolgt allerdings getrennt von der Entwurfsbeschreibung und findet sich im Folgekapitel.

Diese finale Variante resultiert aus den Erkenntnissen, die aus den bisherigen Entwurfsarbeiten sowie aus der Machbarkeitsstudie einer nicht weiter involvierten Ziviltechnikergesellschaft gewonnen wurden. Erst diese Erkenntnisse ermöglichten die Identifikation von Vor- und Nachteilen, die mit der Wahl von bestimmten geometrischen Parametern oder der Bauweise selbst einhergehen. Der damit erreichte Wissensstand führte schließlich zur Neuformulierung der Entwurfparameter, um darauf aufbauend jene vorliegende Variante zu entwickeln, die allen Ansprüchen am ehesten gerecht wird. Mit dieser Neuformulierung gelang somit, dass nun bekannte Vorteile genutzt und die zu Tage geförderten Nachteile soweit wie möglich vermieden werden konnten. Bevor die Erläuterung der neuen Entwurfparameter erfolgt, soll allerdings noch einmal in aller Kürze auf die erwähnten Vor- bzw. Nachteile der ausgeschiedenen Varianten eingegangen werden um den Kontext herzustellen. Dazu können folgende variantenabhängige Gegebenheiten festgehalten werden:

- **Variante 0** (Konvent. Stahlbetonbauweise; s. Abschn. 3.2.1) führt bei beiden Untervarianten zur größten nutzbaren, freien inneren Grundfläche in Relation zur Gesamtfläche. Zudem sind lt. Studie relativ geringe Bewehrungsmengen bei relativ schlanken Wandstärken zu erwarten. Das Blockbild könnte mit Hilfe von Beplankungen erzeugt werden. Diese Variante scheidet aber trotz an sich günstigen Prognosen von vornherein aus, da auf Schalsteine zur Gänze verzichtet wird und die Seitenflächen als nicht massiv genug empfunden werden.
- **Variante 1** (Erste Projektidee; s. Abschn. 3.2.2) berücksichtigt zwar alle vom Grundstücksinhaber vorgegeben Entwurfsgrundlagen, führt allerdings zur geringsten nutzbaren, freien inneren Grundfläche in Relation zur Gesamtfläche (Nutzungsgrad 66,9%). Gleichzeitig führen die geforderten 2,000m starken Seitenflächen zu komplizierten Schalsteinformen und mit Sicherheit zu einer sehr hohen Bewehrungsmenge. Diese Variante ist damit nicht zielführend.
- **Variante 2** (Alternativvariante; s. Abschn. 3.2.3) ermöglicht durch den Einsatz von Spannkabeln nicht nur die Reduktion der Bewehrungsmenge, sondern führt durch die Ausführung relativ schlanker Schalsteinseitenflächen auch zu einer großen nutzbaren, freien inneren Grundfläche in Relation zur Gesamtfläche (Nutzungsgrad 91,6%). Der Einsatz von Spannkabeln erfordert allerdings das Hinzuziehen eines darauf spezialisierten Unternehmens und verlangt eine entsprechende, darauf abgestimmte Planung. Durch die Komplexität ist diese Variante nicht zielführend, eine Vorspannung wird generell abgelehnt.

### 3.2.4.1 Neuformulierung der Entwurfparameter

Im Zuge der Neuformulierung der Entwurfparameter wurde entschieden, dass die Größe des Pyramidenbauwerks abgeändert wird. So erfolgte als Reaktion auf die zu geringe nutzbare, innere Grundfläche der **Variante 1** (Erste Projektidee) die Anhebung der Grundkantenlänge um 4m von 22m auf 26m. Damit einher geht eine deutliche Vergrößerung der Gesamtgrundfläche und somit auch der nutzbaren inneren Grundfläche. Des Weiteren fiel der Entschluss die geforderten 2,000m starken Seitenflächen in Anlehnung an **Variante 2** (Alternativvariante) schlanker auszuführen um Bewehrung und Kubaturen einzusparen. Als zusätzlicher positiver Effekt dieser Maßnahme ergibt sich damit eine weitere Vergrößerung der nutzbaren, freien inneren Grundfläche. Um allerdings zu schlanke Seitenflächen – wie sie bei **Variante 0** (Konvent. Stahlbetonbauweise) angedacht waren – zu vermeiden, sollen die Seitenflächen dem Wunsch des Grundstücksinhabers entsprechend nachwievor mindestens 1,200m stark ausgeführt werden. Eine genaue Festlegung erfolgte jedoch nicht. Alle anderen Entwurfsvorgaben (wie z.B. die Neigung der Seitenflächen) blieben ident.

Zufolge der in Abschnitt 3.1 (Entwicklung der Schalsteinaußenflächen) erläuterten Vorarbeiten kann das bisher gegebene Blockbild, trotz der Änderung der Pyramidengröße, unverändert auf die neuen Gegebenheiten übertragen werden, wie nachfolgende Abbildung zeigt (vgl. Abb. 3.7).

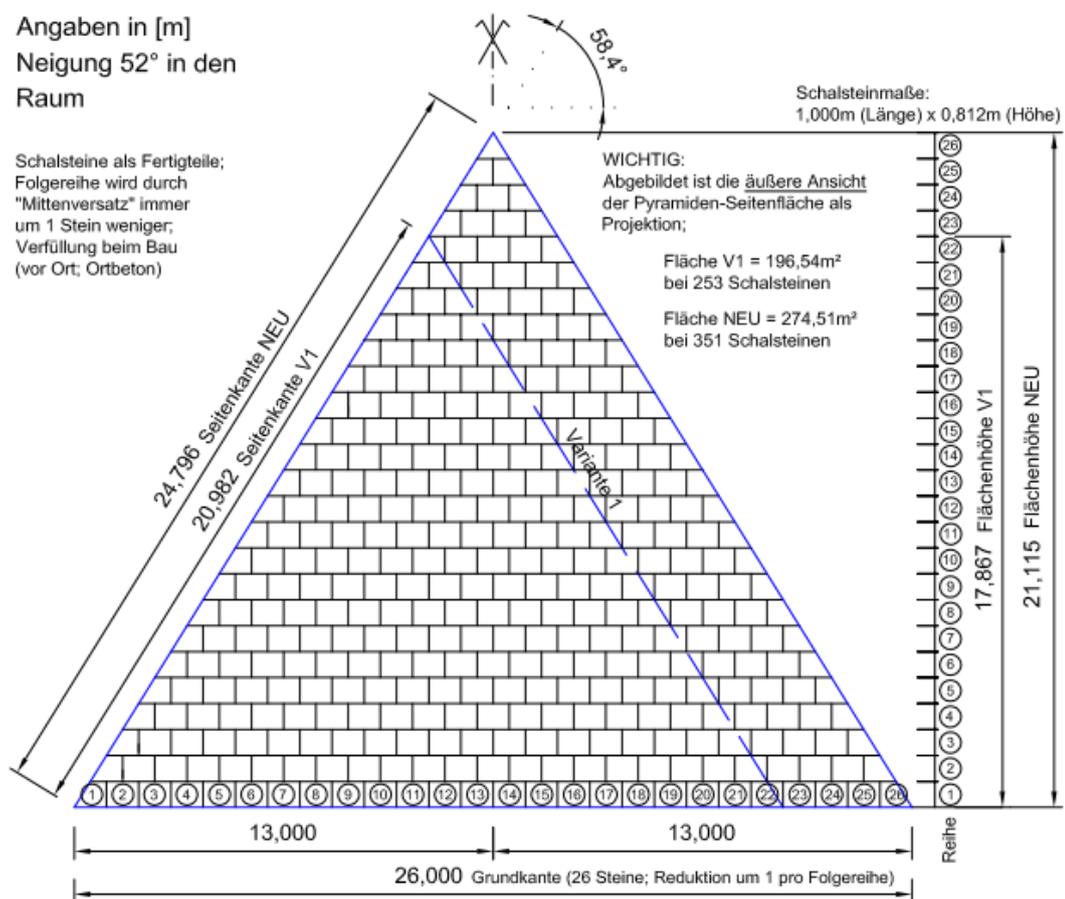


Abb. 3.22: Untersuchungsvariante – Blockbild zufolge der neuen Entwurfparameter

Anhand der angeführten Grafik (Abb. 3.22) ist ersichtlich, dass sich durch die neuen Entwurfsparameter die Anzahl an auf der Grundkante liegenden Schalsteinen von 22 auf 26 (zu je 1,000m Länge) erhöht. Wie bereits bekannt ist, erhöht sich aufgrund des gegebenen mathematischen Zusammenhangs (vgl. Abschn. 3.1.3 Erkenntnisse für die weiteren Entwurfsarbeiten) damit auch die Anzahl der Schalsteinreihen ebenfalls von 22 auf 26 (zu je 0,812m Höhe). Klarerweise resultiert auch eine größere Seitenflächenhöhe, Seitenkantenlänge und Seitenfläche (vgl. 2.1.2 Eigenschaften der gewählten quadratischen Pyramide), wie ebenfalls aus Abb. 3.22 hervorgeht.

Durch die Verlängerung der Pyramidengrundkante erhöht sich selbstverständlich gleichsam die Anzahl an Schalsteinen pro Seitenfläche. Damit einher geht eine drastische Zunahme an Fugen. Um den Umfang zu beziffern, lassen sich wiederum jene mathematischen Zusammenhänge heranziehen, die im Zuge der Vorarbeiten in Abschnitt 3.1.3 formuliert wurden. Nachfolgend sollen, ob der bereits festgehaltenen Erklärungen, allerdings nur noch die Ergebnisse angeführt sein. Die Theorie hinter der Anwendung der Gauß'schen Summenformel für die vorliegende Fragestellung ist dem genannten Abschnitt der Vorarbeiten zu entnehmen.

### 1.) Anwendung der Gauß'schen Summenformel zur Berechnung der Schalsteinanzahl:

n... Schalsteinanzahl auf der Grundkante (vgl. Abb. 3.22; n = 26)

$$\text{Gesamtanzahl an Schalsteinen/Seite} = 1 + 2 + 3 + \dots + n = \sum_{i=1}^n i = \frac{n(n+1)}{2} = \frac{n^2 + n}{2}$$

$$\text{Gesamtanzahl an Schalsteinen/Seite} = \sum_{k=1}^{n=26} k = \frac{26(26+1)}{2} = \frac{26^2 + 26}{2} = \mathbf{351}$$

### 2.) Bestimmung der Fugenanzahl der maßgebenden Schalsteinreihe 1:

*Horizontale Fugen* (vgl. Abb. 3.22):

$n_H = \mathbf{26}$  ( $\equiv$  Schalsteinanzahl auf der Grundkante) zu je 1,000m Länge

*Vertikale Fugen* (vgl. Abb. 3.22):

$n_V = n_H - 1 = \mathbf{25}$  ( $\equiv$  Schalsteinanzahl auf der Grundkante reduziert um 1) zu je 0,812m Länge

### 3.) Anwendung der Gauß'schen Summenformel zur Berechnung der Fugenlänge:

$$\text{Anzahl an horizontalen Fugen/Seite} = \sum_{i=1}^{nH=26} i = \frac{nH^2 + nH}{2} = \frac{26^2 + 26}{2} = \mathbf{351}$$

Gesamtlänge an **horizontalen** Fugen/Seite = 351 \* 1,000m = **351,000m**

$$\text{Anzahl an vertikalen Fugen/Seite} = \sum_{i=1}^{nV=25} i = \frac{nV^2 + nV}{2} = \frac{25^2 + 25}{2} = 325$$

$$\text{Gesamtlänge an vertikalen Fugen/Seite} = 325 * 0,812\text{m} = 263,900\text{m}$$

Die gesuchte gesamte Fugenlänge einer Pyramidenseite ergibt sich durch die Addition der horizontalen und vertikalen Fugenlängen zu  $351,000\text{m} + 263,900\text{m} = 614,900\text{m}$ . Auf das ganze Bauwerk hochgerechnet bedeutet das eine enorme theoretische Fugenlänge von rund **2459,6m** (vgl. 1762,3m bei Variante 1). Diese Tatsache erfordert eine nähere Betrachtung der Fugenproblematik.

Naturgemäß haben Fugen einen hohen Einfluss auf die Dichtigkeit einer Konstruktion und bestimmen damit auch zu einem großen Teil die Dauerhaftigkeit des Bauwerks. Im Normalfall werden Fugen ausgebildet um Spannungskonzentrationen, die die Bausubstanz schädigen könnten, zu vermeiden. So sind Dehnfugen, seismische Fugen, Setzungsfugen o.ä. auszuführen, wenn die statische Erfordernis gegeben ist, was selbstverständlich von Bauwerk zu Bauwerk neu zu beurteilen ist. Dabei wird stets versucht mit möglichst wenigen, auf spezielle Weise dicht ausgeführten Fugen das Auslangen zu finden. Daneben existieren allerdings auch Fugen, die aus der Bauweise selbst resultieren und unvermeidlicher Teil der Konstruktion sind, was beispielsweise bei Mauerwerksfugen oder Schalsteinfugen der Fall ist. Mauerwerksfugen sind aus bekannten Gründen (s. Abschn. 2.3 Prinzip der konventionellen Schalsteinbauweise) mit Mörtel „verschlossen“ und im Normalfall durch den bauphysikalischen Regelaufbau auch vor dem Eindringen von Wasser bzw. Feuchtigkeit geschützt.

Bei der konventionellen Schalsteinbauweise wiederum entfällt zwar der Einsatz von Mauermörtel, die lotrecht positionierten und innerhalb mit Beton vergossenen Schalsteine werden aber dennoch mit dem bauphysikalischen Regelaufbau versehen (s. Abschn. 2.3.2 Bauausführung und Einsatzgebiete von Schalsteinen). Durch die äußere Abdichtung (als Teil des bauphysikalischen Regelaufbaus) sind somit sämtliche Fugen ausreichend vor eindringendem Wasser bzw. vor Feuchtigkeit geschützt.

Bei der angedachten Pyramide von Groß-Schweinbarth verhält sich das anders. Die Schalsteine werden nicht nur geneigt ausgeführt, auch die Fugen sollen sichtbar bleiben um den Eindruck zu erwecken, dass das Bauwerk wie eine historische Pyramide aus einzelnen, unverbundenen Blöcken errichtet wurde (s. Abschn. 2.2.1 Historische Pyramidenbauten). Eine Abdichtung, die den freien Blick auf die Schalsteine verhindern würde, kommt deshalb nicht in Frage. Auch auf Fugenmörtel, der das Eindringen von Niederschlagswasser in die Schalsteinzwischenräume verhindern könnte, soll deshalb verzichtet werden. Aufgrund der Entscheidung des Grundstücksinhabers sämtliche Fugen unbehandelt zu lassen, besteht damit nicht nur die Gefahr, dass Wasser ins Bauwerksinnere dringt, sondern auch von Abplatzungen in der kalten Jahreszeit – Wasser kann ungehindert in die Schalsteinzwischenräume dringen, gefrieren und so zu einem erheblichen Sprengdruck führen.

Der aus der Volumenzunahme des Wassers beim Gefriervorgang (Anomalie d. Wassers) resultierende Sprengdruck kann dabei so groß werden, dass die Festigkeit des Schalsteines überschritten wird und es zum Bruch oder zu Teilbrüchen mit einhergehendem Verlust der Lagesicherheit kommt. Das Risiko einer physikalischen Verwitterung, wie sie in der Natur vor allem im Jahreszeitenwandel zufolge des periodischen Frost-Tau-Wechsels unentwegt stattfindet, ist damit nicht von der Hand zu weisen.

Dadurch, dass der Betonkern im Inneren der Schalsteine den eigentlichen, statisch wirksamen Teil der Baukonstruktion darstellt, besteht zwar keine Gefahr für die Tragfähigkeit (vgl. 2.3.1 Konventionelle Schalsteine). Abplatzungen zufolge des als Frostsprengung bezeichneten Vorgangs führen aber einerseits zu negativen Auswirkungen auf das optische Erscheinungsbild und andererseits auch zu einem erheblichen Gefahrenpotenzial für sich darunter aufhaltende Personen. Damit stellen die Fugen zweifelsohne einen Schwachpunkt des Bauwerks dar. Mit einer darauf angepassten Entwicklung der Schalsteine lässt sich die negative Auswirkung der Fugen allerdings verringern, wenn auch nicht zur Gänze vermeiden. Im Zuge der nachfolgenden Schalsteinentwicklung wird deshalb ein besonderes Augenmerk auf die Fugenproblematik gelegt um den genannten Problemen von vornherein auf konstruktivem Wege entgegenzutreten. An entsprechender Stelle wird näher darauf eingegangen.

#### **3.2.4.2 Entwicklung der Schalsteine und Aufbau der Pyramide**

Da das angedachte Pyramidenbauwerk monolithisch ausgeführt werden soll, d.h. „in einem Guss“ und somit ohne Ausbildung von statisch wirksamen Fugen, entfällt (anders als bei den meisten, größeren Hochbauten) die Planung durchgehender Bauwerksfugen. Damit können alle Schalsteine rein nach geometrischen Gesichtspunkten entwickelt werden. Mit der großen Zahl an notwendigen Schalsteinen geht allerdings ein enormes Ausmaß an Schalsteinfugen einher. Deren negative Auswirkungen sollen mit der nachfolgend beschriebenen Entwicklung verringert werden.

Die Schalsteinentwicklung zielt allerdings nicht in erster Linie darauf ab eine Lösung für die Fugenproblematik zu finden, sondern vor allem darauf ein klar identifizierbares und bemessbares Primärtragwerk zu schaffen. Das Primärtragwerk ist dabei, wie bereits bekannt, der innerhalb der Schalsteine befindliche Betonkern – dieser ist es auch, der im Folgekapitel der Vorbemessung unterzogen wird. Daneben wird versucht eine Form zu finden, die bautechnische und statische Vorteile bietet.

Zum Aufbau der Pyramide werden **10** verschiedene Schalsteintypen benötigt (zwei spiegelverkehrt). Jeder Schalsteintyp wird gesondert, mit allen notwendigen Informationen, vorgestellt und beschrieben. Es wird dabei erklärt wie die jeweilige Form zustande kommt und welche Position im Bauwerk vorgesehen ist. Trotzdem handelt es sich um ein Konzept. Im Zuge einer etwaigen Detail- bzw. Schalungsplanung können oder müssen mitunter weitere Optimierungen vorgenommen werden. Mit den entwickelten Schalsteinen ist es aber grundsätzlich möglich einen klar definierten, inneren Betonkörper zu schaffen, wie sich an entsprechender Stelle zeigen wird.

Alle Schalsteine verfügen über eine Stärke (Tiefe horizontal gemessen) von 1,240m und sind schräg geschalt. Die Stärken und Formen ergeben sich dabei aus geometrischen Gründen, d.h. zufolge der Verschneidung der Seitenkanten. Die Außen- und Innenstege sind bei einer Neigung von  $52,0^\circ$  exakt 0,140m, die Mittelstege 0,100m stark. Die bisher in Darstellungen der Pyramidenseitenfläche als Höhe geführte Abmessung der Schalsteine (vgl. Abb. 3.22) bezieht sich im Weiteren auf die Höhe des geneigten Außenstegs (Flächenhöhe, s. Abb. 3.26). Die absolute Höhe der Schalsteinaußenfläche (Lotrechte zw. der Horizontalen und der Schalsteinoberkante) beläuft sich bei allen Schalsteintypen auf 0,640m. Alle anderen Maße sind vom Einzeltyp abhängig und der jeweiligen Darstellung zu entnehmen, welche der erläuternden Beschreibung aus didaktischen Gründen vorangestellt ist. Davor soll allerdings noch auf das zu erwartende Verformungsverhalten der Pyramide eingegangen werden.

Einleitend zeigt nachfolgende Abbildung das aufgebaute Pyramidenbauwerk und gibt Auskunft über die Position des jeweiligen Schalsteintyps, ehe er auf den Folgeseiten detailliert beschrieben wird.

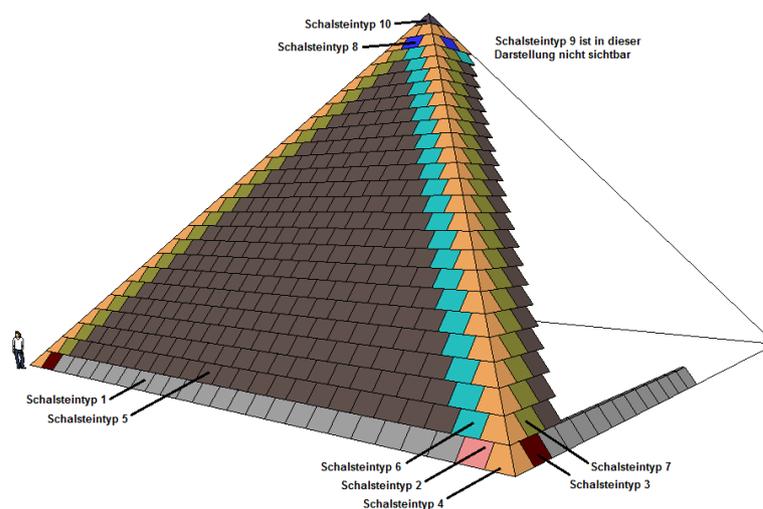
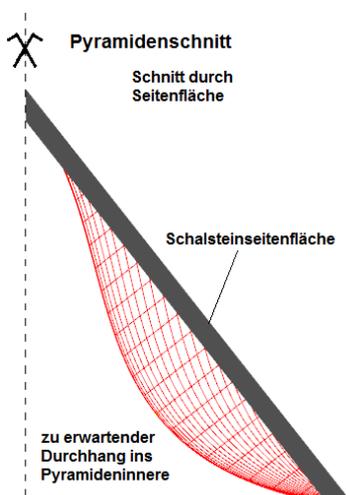


Abb. 3.23: Untersuchungsvariante – Verdeutlichung der typenabhängigen Schalsteinposition



Wie anhand des nebenstehenden Schnitts zu erkennen ist, lässt sich die zu erwartende Verformung schon vorab qualitativ abschätzen. Die betonverfüllten Schalsteine sind augenscheinlich dazu bestrebt, vertikal sowie horizontal nach innen durchzuhängen. Der größte Betrag der Verformung ist etwa im Schwerpunkt der Seitenfläche zu erwarten, während er zu den Seitenrändern hin (Faltwerkswirkung) abnimmt. Je größer diese Verformung wird, desto mehr Biegebewehrung ist erforderlich. Durch eine geschickte Schalsteinentwicklung lässt sich dieser Umstand aber günstig beeinflussen.

Abb. 3.24: Untersuchungsvariante – Durchhang, qualitativ u. überhöht (Schnitt d. Seitenflächenhöhe)

Die Schalsteinentwicklung erfolgt deswegen in der Art, dass nach der Betonverfüllung ein innerer Trägerrost, d.h. ein „Geflecht“ aus miteinander orthogonal verbundenen horizontalen und vertikalen rechteckigen Betonbalken, vorliegt. Um große, mehraxiale Belastungen der horizontalen Einzelglieder des Trägerrosts zu vermeiden, ist ihre Lage und Orientierung auf die Richtung der zu erwartenden Verformung abgestimmt (Durchhang, s. Abb. 3.24). Diese ergibt sich wiederum aus den einwirkenden Lasten und zeigt die Richtung der Resultierenden an (vgl. Abb. 3.25). Der horizontale Trägerrostbalken steht daher im günstigsten Fall mit der kürzeren Querschnittsabmessung orthogonal auf diese Resultierende. Damit wird sein Rechteckquerschnitt am effektivsten genutzt um die auftretenden Lasten aufnehmen und auf die Seitenkanten abtragen zu können. Der Balken befindet sich damit in einer ähnlichen Lage wie ein Balken auf zwei Stützen, der ausschließlich vertikal belastet wird – Biegemomente um eine Achse werden aufgenommen, während die zweite Achse (annähernd) frei von Biegemomenten bleibt. Torsionsmomente lassen sich damit ebenfalls weitgehend verhindern.

Nachstehende Grafik verdeutlicht das beschriebene Prinzip anhand schematischer, horizontaler Trägerrostbalken, die durch die Resultierende der einwirkenden Lasten belastet werden. Das linke Bild zeigt dabei die günstigste Orientierung des Trägerrostbalkens, da zufolge der Einwirkung nur ein Biegemoment um eine Achse entsteht, was zu den geringsten Bewehrungsmengen führt. Im Gegensatz dazu zeigt das rechte Bild die ungünstigste Orientierung, da die Beanspruchung des Trägerrostbalkens mehraxial stattfindet, was zu den größten Bewehrungsmengen führt. Die vertikalen Trägerrostbalken führen entlang der Seitenfläche, ebenfalls in ähnlicher Wirkungsweise wie ein Balken auf zwei Stützen und sind an den Kreuzungspunkten mit den horizontalen Tragelementen verbunden.

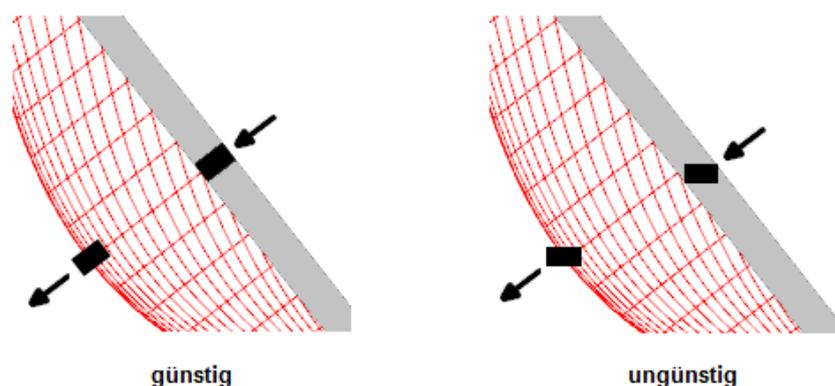


Abb. 3.25: Untersuchungsvariante – Orientierung d. horizontalen Trägerrostbalkens zufolge d. Durchhangs

Durch einen rechteckigen Querschnitt, in entsprechend günstiger Anordnung, wird nicht nur die optimale Ausnutzung des Trägerrostbalkens bei geringer Bewehrungsmenge erreicht, sondern auch der Einsatz von üblichen Balken-Bewehrungskörben ermöglicht. Komplizierte Bewehrungsgebilde mit nicht-rechteckigen Querschnitten können damit vermieden werden, wodurch die Zahl an verschiedenen Bewehrungsseisen reduziert wird. Nachfolgend werden die Schalsteintypen vorgestellt.

Anmerkung:

Aus programmtechnischen Gründen sind keine Winkelbemaßungen möglich, weshalb auf diese in den nachfolgenden Abbildungen verzichtet werden musste (Grafikprogramm: Google SketchUp Freeware-Version). Des Weiteren erfordern die komplizierten, axonometrischen Darstellungen mitunter nicht normgerechte Bemaßungsstile zur Wahrung der Übersichtlichkeit – inkonsistente Bemaßungsstile zwischen einzelnen Darstellungen wurden deshalb in Kauf genommen.

***Schalsteintyp 1 – Regelschalstein der Grundkante (symmetrisch; Einsatz: Reihe 1)***

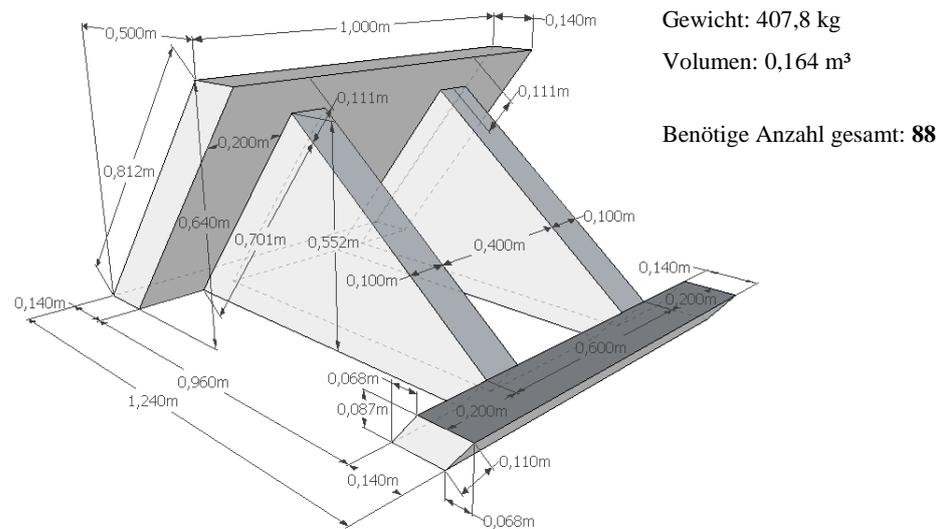


Abb. 3.26: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 1: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Der abgebildete Schalsteintyp wird nur für die erste Reihe (s. Abb. 3.23) im Regelbereich (d.h. außerhalb des Eckbereichs) benötigt. Seine Form lässt die Ausbildung eines entsprechend orientierten horizontalen Trägerrostbalkens zu (orthogonal auf die Schalsteinaußenfläche stehend). Zwischen den Mittelstegen verläuft nach der Betonfüllung der vertikale Trägerrostbalken. Die Mittelstege sind dabei soweit nach innen gerückt, dass nach dem Setzen des nächsten Schalsteins der selbe Raum für die Betonfüllung zwischen den Schalsteinen resultiert, wie er innerhalb der Mittelstege vorliegt. Gleichzeitig sind damit die inneren vertikalen und horizontalen Fugen vollständig vom Füllbeton umgeben.

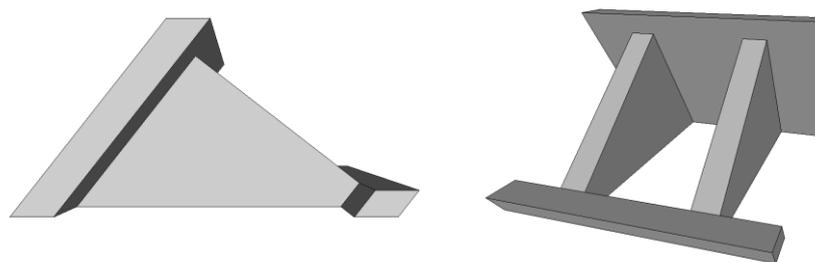


Abb. 3.27: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 1: Ergänzende Ansichten



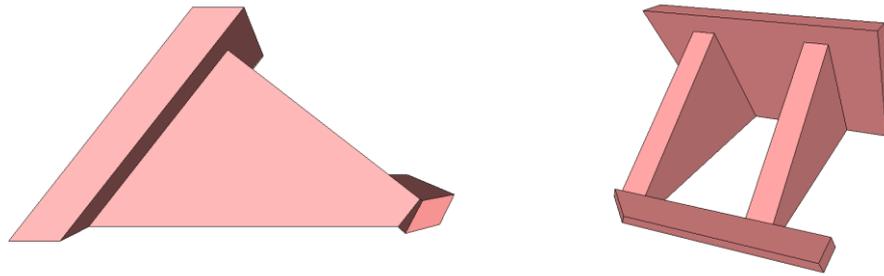
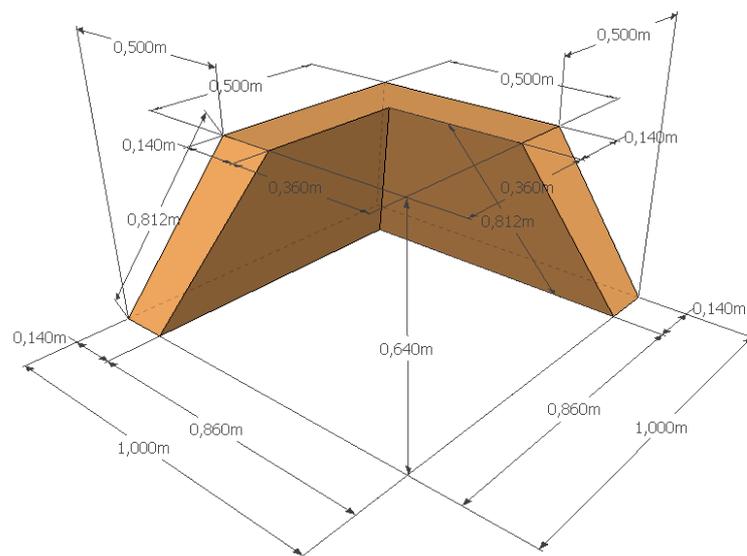


Abb. 3.29: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 2: Ergänzende Ansichten

### Schalsteintyp 4 – Seitenkantenschalstein (symmetrisch; Einsatz: Reihe 1 bis 25)



Gewicht: 304,6 kg  
 Volumen: 0,122 m<sup>3</sup>  
 Benötigte Anzahl  
 gesamt: **100**

Abb. 3.30: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 4: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Schalsteintyp 4 wird im Eckbereich eingesetzt und bildet die äußere Seitenkante. Er führt dabei von der ersten Reihe bis zu Reihe 25 (s. Abb. 3.23). Um ein Ausknicken der Seitenflächen unter Druck zu vermeiden, sind entsprechende Bügel in den Stegen vorzusehen, die in den freien Innenraum und damit in den Beton reichen (nicht dargestellt). Um die Position während den Betonierarbeiten zu sichern, müssen zudem entsprechende Fixierungen an umgebende Schalsteine vorgenommen werden.

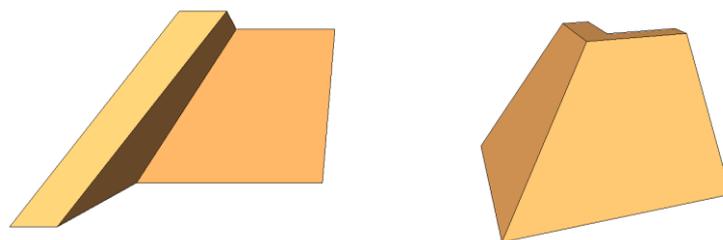


Abb. 3.31: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 4: Ergänzende Ansichten

Werden die vorgestellten Schalsteintypen 1 bis 4 zusammengefügt, bildet sich die erste Reihe. Damit einher geht das bereits bekannte, äußere Blockbild. Nachfolgende Abbildung zeigt einen auf den Eckbereich fokussierten Ausschnitt der ersten Schalsteinreihe zur Verdeutlichung der Situation.

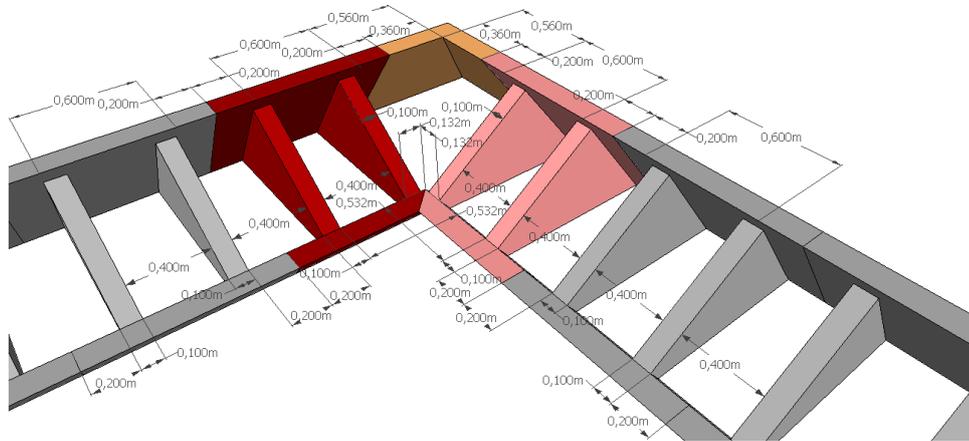


Abb. 3.32: Untersuchungsvariante – Reihe 1: Zusammenfügung der Schalsteintypen 1 bis 4

Durch das Zusammenfügen der entsprechend ausgebildeten Schalsteintypen ergibt sich (bis auf den Eckbereich) ein immer gleichbleibender Schalsteinzwischenraum, der dem inneren Trägerrost die beabsichtigte Form verleiht. Ergänzend finden sich nachstehend weitere Ansichten.

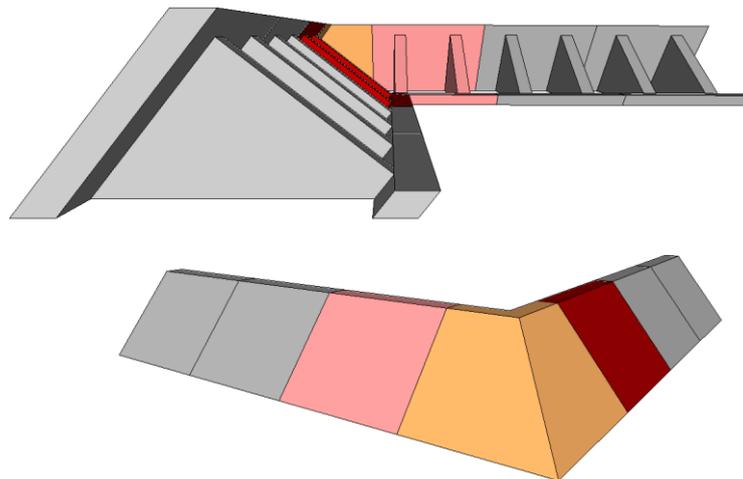


Abb. 3.33: Untersuchungsvariante – Reihe 1: Ergänzende Ansichten

Zur Aufnahme des lastinduzierten Horizontalschubs muss die erste Schalsteinreihe auf entsprechende Weise fixiert bzw. gelagert werden. Die Entwicklung einer optimalen konstruktiven Lösung ist allerdings einer etwaigen Detailplanung vorbehalten, weshalb auf diesen Umstand im Weiteren nicht näher eingegangen wird.

**Schalsteintyp 5 – Regelschalstein (symmetrisch; Einsatz: Reihe 2 bis 22)**

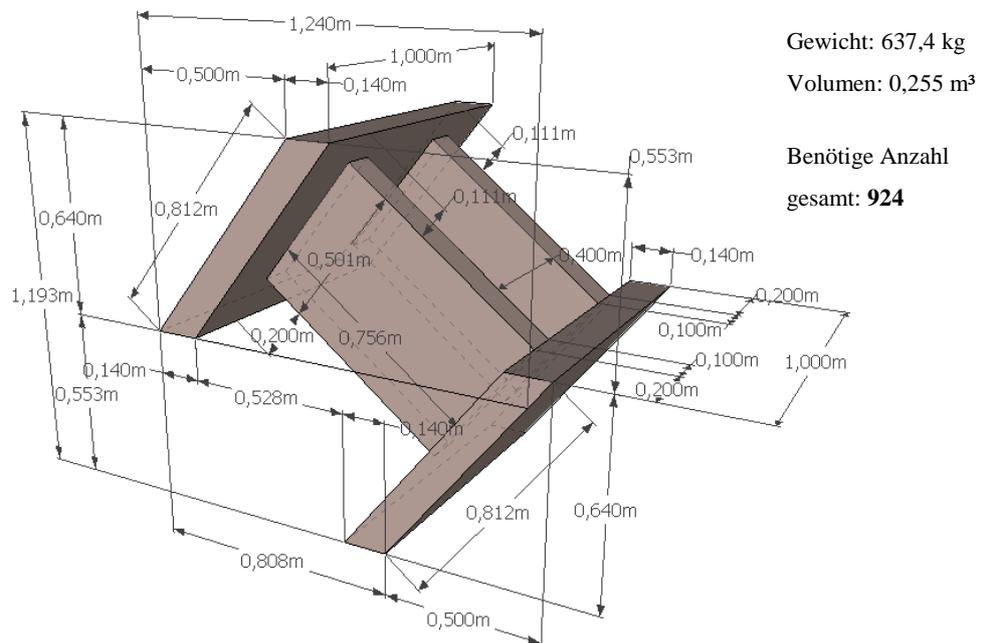


Abb. 3.34: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 5: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Der abgebildete Schalsteintyp 5 macht den Großteil aller nötigen Schalsteine aus – es sind 924 Steine dieses Typs notwendig, weswegen er als Regelschalstein bezeichnet wird. Er kommt ab der zweiten Reihe zum Einsatz und reicht bis zu Reihe 22. Aufgrund der geometrischen Situation muss ab Reihe 23 ein anderer Schalsteintyp eingesetzt werden. Durch das Aufeinandersetzen dieses Schalsteintyps entsteht ein horizontaler Gang mit einer Höhe von rund 31cm und einer Breite von rund 76cm. Nach dem Betoniervorgang ist dieser Gang betonverfüllt und bildet so das horizontale Trägerrostglied. Die Gangmaße entsprechen damit den Querschnittsmaßen des Trägerrostbalkens (s. Abb. 3.35)

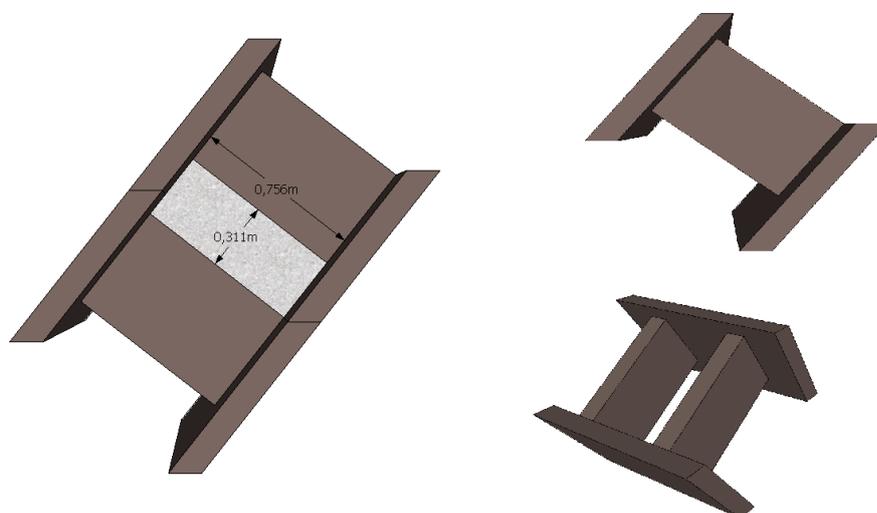


Abb. 3.35: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 5: Ergänzende Ansichten

### Schalsteintyp 6 und 7 – Regeleckschalstein (unsymmetrisch; Einsatz: Reihe 2 bis 23)

Durch die spiegelverkehrte Ausführung des abgebildeten Schalsteins (Typ 6) entsteht der Schalsteintyp 7 (Farbzuweisung: Grün, s. Abb. 3.23). Auf eine eigene Darstellung wird verzichtet.

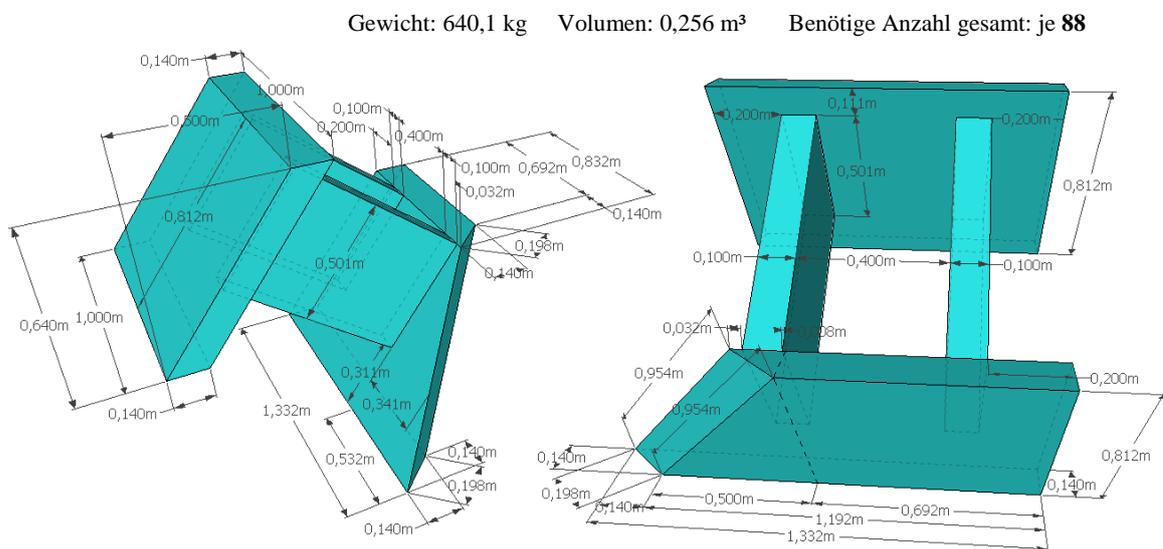


Abb. 3.36: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 6: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Für Schalsteintyp 6 bzw. 7 gilt vom Prinzip her Identes wie für Schalsteintyp 2 bzw. 3. Aufgrund der Bauwerksgeometrie (s. Abb. 3.23) erfolgt der Einsatz allerdings nicht nur in einer Reihe, sondern ab der zweiten bis einschließlich der 23. Reihe. Die Geometrie dieses Typs resultiert dabei aus einer geringfügigen Anpassung des Schalsteintyps 5, um so die Verschneidung der Seitenkanten im Eckbereich berücksichtigen zu können. Wie aus den abgebildeten Grafiken ersichtlich ist, ist die Längsabmessung der Außenfläche mit 1,000m kleiner als die kleinere, untere Längsabmessung der Innenfläche von 1,192m. Dieser Umstand resultiert aus der geforderten Wandstärke von mindestens 1,200m und hat zur Folge, dass im Eckbereich im Inneren der Pyramide ein geringfügig anderes Blockbild vorliegt als außen – die Schalsteinaußenfläche ist kleiner als die sichtbare Schalsteininnenfläche. Diese Tatsache wurde allerdings akzeptiert, da sie mit der geforderten Wandstärke einhergeht.

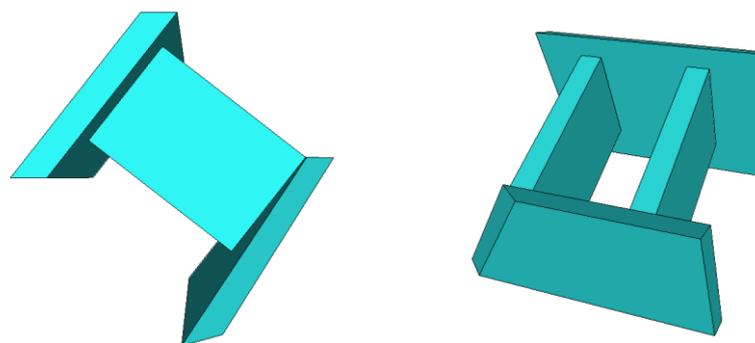


Abb. 3.37: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 6: Ergänzende Ansichten

Werden die erläuterten Schalsteintypen wieder zusammengefügt entstehen die nächsten Reihen der Pyramide, was nachfolgend anhand mehrerer Abbildungen demonstriert wird. Abb. 3.38 zeigt dabei die Verschneidung der Seitenflächen im Eckbereich. Schalsteintyp 6 (Türkis) und Schalsteintyp 7 (Grün) bilden gemeinsam die innere Seitenkante. Ihre Schalsteininnenfläche (im Bild sichtbar) ist dabei geringfügig größer als die Schalsteinaußenfläche (Blockbild; s. Abb. 3.23), was aus der geforderten Wandstärke resultiert und somit akzeptiert wird. Um idente Flächen zu erhalten, müssten die Schalsteine gemäß den zugrundeliegenden mathematischen Zusammenhängen angepasst werden. Näher eingegangen wird darauf an dieser Stelle allerdings nicht.

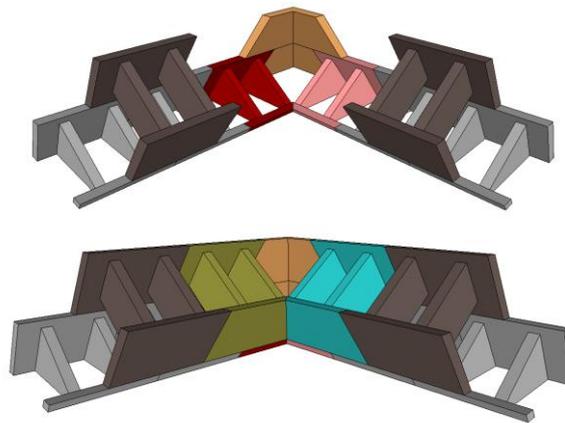


Abb. 3.38: Untersuchungsvariante – Regelaufbau: Zusammenfügung d. Schalsteintypen 4 bis 7 (auf Reihe 1)

Die weiteren angeführten und ergänzenden Ansichten machen deutlich, dass die Entwicklung der Schalsteintypen die Ausbildung eines klar definierten Trägerrosts ermöglicht (siehe Gangausbildung). Weiters zeigt sich, dass die erste innere Reihe nicht direkt auf der Geschosdecke aufliegt, sondern davon abgesetzt auf der Grundkantenreihe (Bild oben links). Mit dem Einbau des Bodenbelags (z.B. Industrieestrich) liegt die Grundlinie der ersten Innenreihe aber in der Flucht der Belagsoberkante.

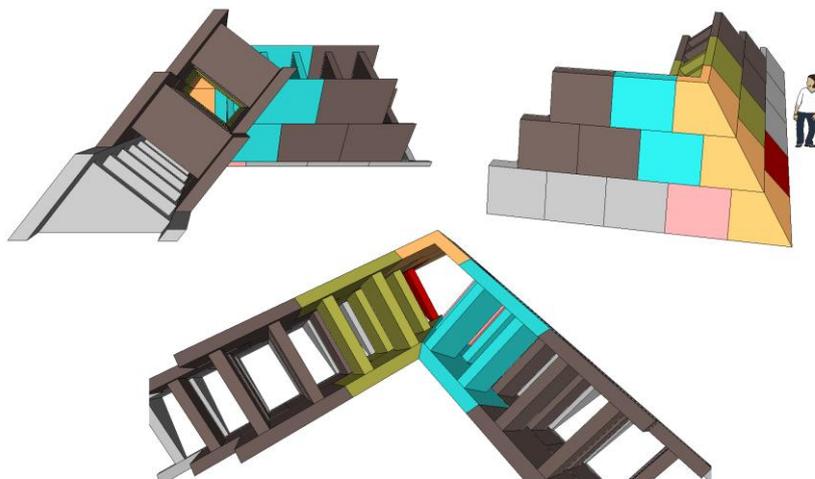


Abb. 3.39: Untersuchungsvariante – Regelaufbau: Ergänzende Ansichten

Wie bereits erläutert wurde, kann der Regelschalstein (Schalsteintyp 5) nur bis Reihe 22 eingesetzt werden. Ab Reihe 23 erfolgt der Aufbau anderweitig. Die 23. Reihe selbst ergibt sich durch das Zusammenfügen der Schalsteintypen 4,6 und 7, wie nachfolgende Abbildung zeigt.

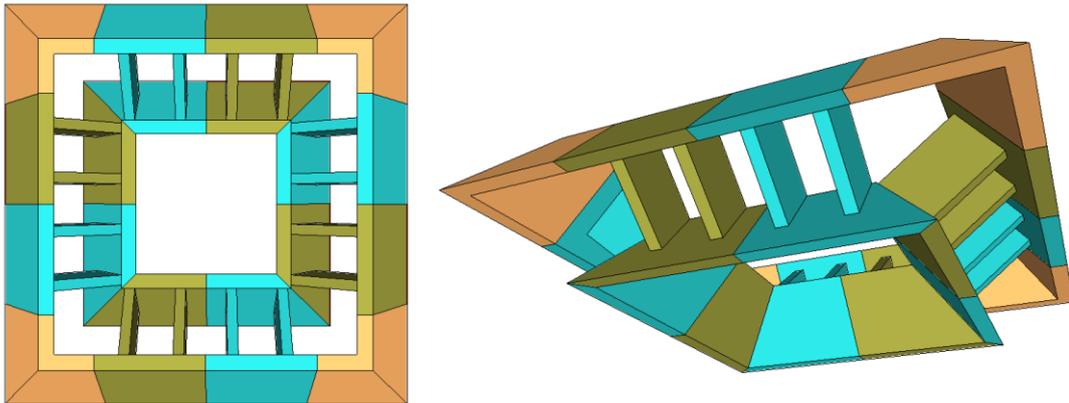


Abb. 3.40: Untersuchungsvariante – Reihe 23: Schalsteintypen 4,6 u.7; li: Draufsicht; re.: Untersicht

Anhand der Darstellungen lässt sich wiederum gut erkennen, dass die Schalsteine so entwickelt wurden, dass nach dem Betonieren durchgehende Betonsäulen vorliegen, die in ihrer Gesamtheit schließlich als Trägerrost fungieren. Die Untersicht macht zudem deutlich, dass die Schalsteine eine Art Mantel bilden, der den Beton beherbergt. Die Bezeichnung „Mantelsystem“ ist damit passend.

#### Schalsteintyp 8 – Deckenschlusschalstein (symmetrisch; Einsatz: Reihe 24)

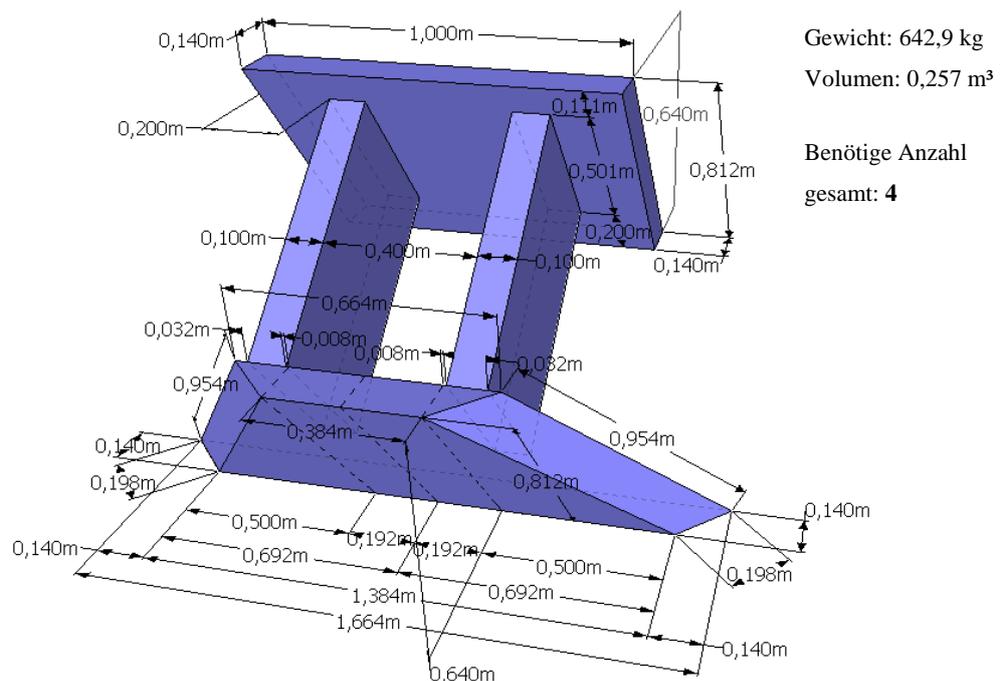


Abb. 3.41: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 8: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Schalsteintyp 8 wird nur für die Bildung der 24. Reihe benötigt, weswegen 4 Stück ausreichen. Der Steintyp selbst versteht sich als symmetrische Variante des Schalsteintyps 6 bzw. 7 und ergibt sich aus dessen Weiterentwicklung. Die Form resultiert wiederum aus der Verschneidung der Seitenflächen.

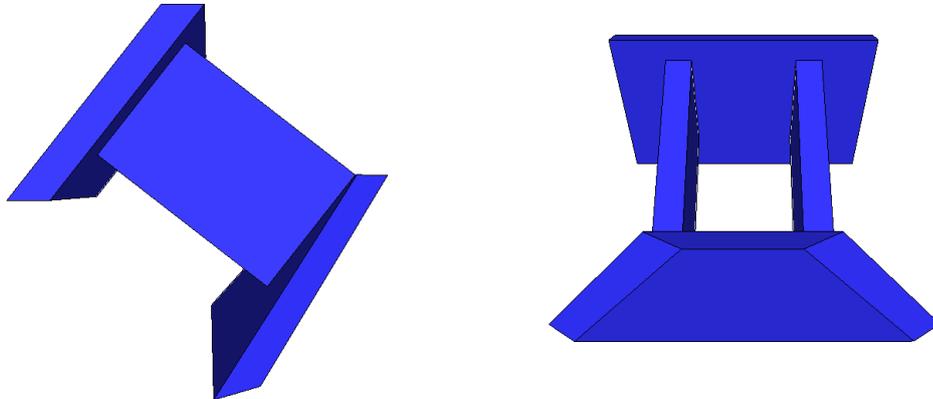


Abb. 3.42: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 8: Ergänzende Ansichten

Gemeinsam mit dem Schalsteintyp 4 bildet Typ 8 die 24. Reihe, wie nachfolgende Abbildung demonstriert. Wie sich zeigt ist die Pyramide damit weder innen noch außen geschlossen (d.h. sie ist nachwievor nach oben hin offen). Um den Deckenschluss im Inneren zu erreichen kommt Schalsteintyp 9 zum Einsatz, der nachfolgend beschrieben wird.

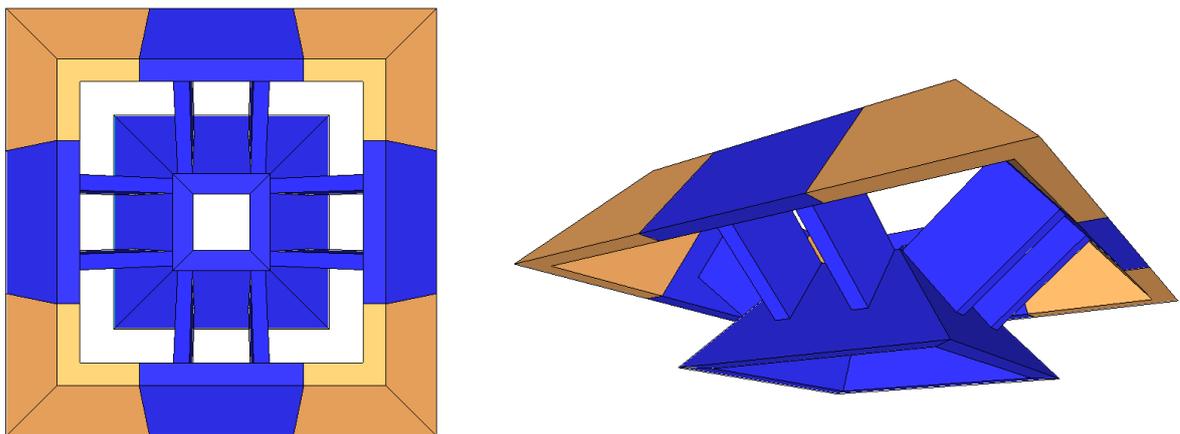


Abb. 3.43: Untersuchungsvariante – Reihe 24: Schalsteintypen 4 u. 8; li.: Draufsicht; re.: Untersicht

**Schalsteintyp 9 – Innerer Abschlusschalstein (Pyramidion; symmetrisch; Einsatz: Reihe 25)**

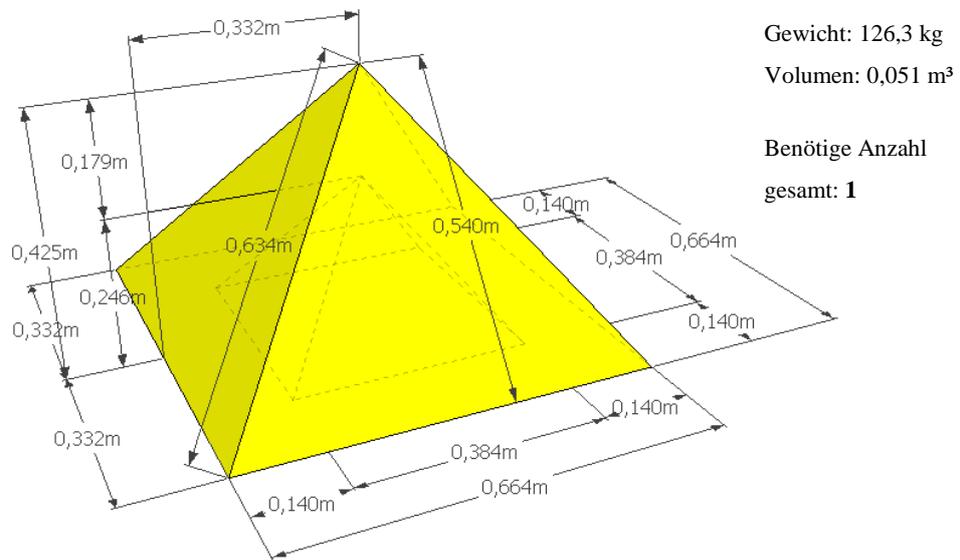


Abb. 3.44: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 9: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Schalsteintyp 9 kann als „inneres“ Pyramidion, d.h. als innere Spitze bezeichnet werden. Durch seinen Einsatz wird der Deckenschluss im Inneren erreicht und damit die innere Pyramide geschlossen. Die äußere Hülle ist zu diesem Zeitpunkt noch nicht geschlossen. Die abschließende Spitze wird erst aufgesetzt, nachdem die 25. Reihe mit Hilfe des Schalsteintyps 4 gebildet wurde, wie untenstehende Grafik verdeutlicht. Schalsteintyp 9 wird als einziger Schalstein ausschließlich von innen gesehen, von außen nicht. Die bisher in Abbildungen der Pyramidenseitenfläche (s. Abb. 3.22) festgehaltene Anzahl an notwendigen Schalsteinen, die nur auf die von außen sichtbaren Schalsteine bezogen sein kann, wird deshalb um 1 erhöht. Die Bauwerksseite bildet sich demnach aus  $351+1=352$  Schalsteinen.

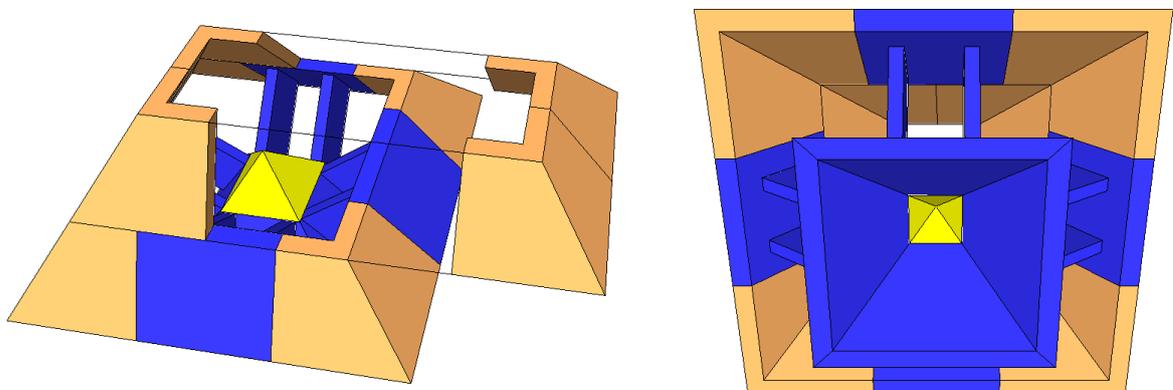


Abb. 3.45: Untersuchungsvariante – Reihe 24 u.25: Schalsteintypen 4, 8 u. 9; li: Draufsicht.; re.: Untersicht

**Schalsteintyp 10 – Abschlusschalstein (Pyramidion; Spitze; symmetrisch; Einsatz: Reihe 26)**

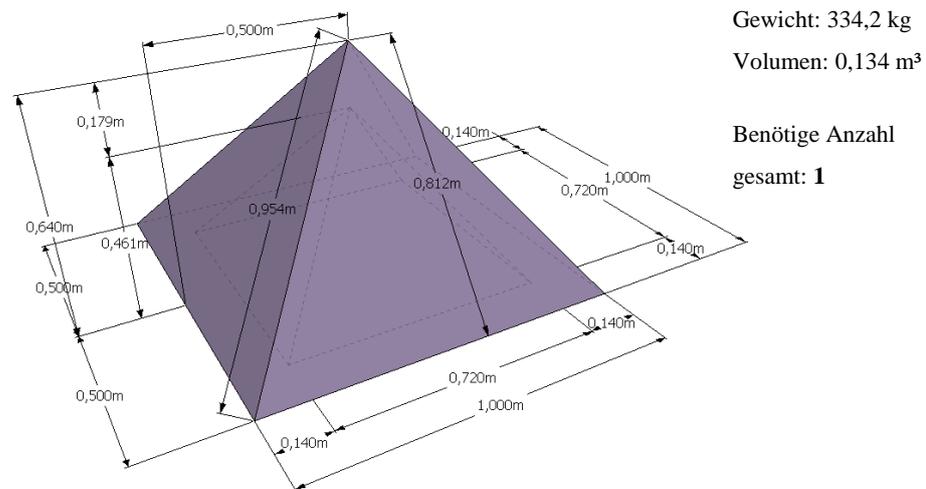


Abb. 3.46: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 10: Detaillierte Darstellung der Geometrie

Der abgebildete Schalsteintyp 10 schließt das Gesamtbauwerk. Er stellt damit die Spitze, das Pyramidion dar. Dieser Steintyp entspricht dabei dem Schalsteintyp 9, allerdings um ein entsprechendes Maß vergrößert. Die nachfolgende Grafik zeigt ergänzend und abschließend den Spitzenschluss.

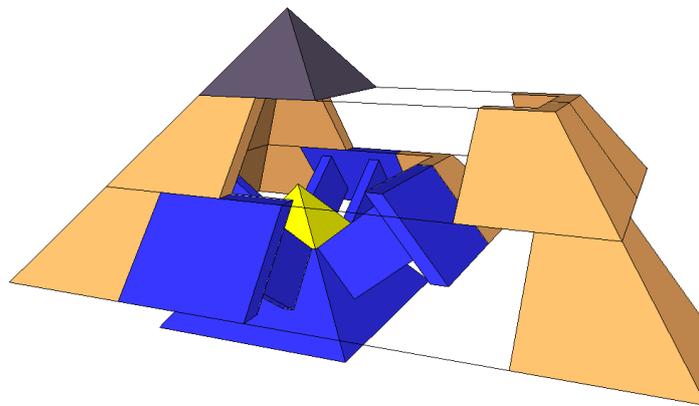


Abb. 3.47: Untersuchungsvariante – Reihe 24,25 u. 26: Schalsteintypen 4, 8,9 u. 10; Pyramidenabschluss

Klarerweise müssen die Schalsteine im Zuge der Positionierung über ein temporäres Tragwerk gestützt werden. Um sie allerdings überhaupt in die entsprechende Position bringen zu können, ist ein Kran nötig. Damit Probleme beim Positionieren vermieden werden, ist es angeraten Ösen für die Kranhaken an den Mittelstegen einzuplanen, die so ausgerichtet sind, dass sich der Schalstein beim Heben zufolge des Eigengewichts selbstständig auf die entsprechende Neigung dreht. Des Weiteren sollte der Schalsteinbeton so gewählt werden, dass er ausreichend frostsicher (entsprechend hoher Porenanteil) ist. Wasser, das in die Schalsteinzwischenräume gelangt, rinnt zwar den vertikalen Fugen entlang ab und tritt bei den horizontalen Fugen wieder aus, kann durch etwaiges Material in den Fugen allerdings auch daran gehindert werden, an Ort und Stelle verbleiben und so dennoch gefrieren.

### 3.2.4.3 Bedeutung des Pyramidenaufbaus für den inneren Betonkern

Die vorangegangenen Beschreibungen aller Schalsteintypen beinhalten dem Grunde nach bereits sämtliche relevanten Informationen. Dennoch sollen anschließend Abbildungen angeführt werden, die den Blick auf das Gesamtbauwerk ermöglichen, um so noch einmal die wesentlichsten Grundgedanken der vorangegangenen Schalsteinentwicklung nachvollziehen zu können.

Die nachstehende Darstellung zeigt dazu einen horizontalen Schnitt direkt oberhalb der Reihe 23 (vgl. Abb. 3.40). Mit dem ersten Blick wird augenscheinlich, dass alle entwickelten Schalsteine – trotz des unterschiedlichen Typus – so übereinander stehen, dass durchgehende und immer gleichbleibende vertikale Schalsteinzwischenräume (Gänge) entstehen – die Seitenkantenzwischenräume unterscheiden sich dabei zwar von den anderen Zwischenräumen, sind aber selbst alle ident.



Abb. 3.48: Untersuchungsvariante – Blick von oben in den Schalsteinzwischenraum (Ausgangsreihe: 23)

Nichts anderes fördert ein vertikaler Schnitt durch das Bauwerk zu Tage. Alle horizontalen Schalsteinzwischenräume sind ident. Klarerweise stellen die Pyramidenspitze und die Seitenkanten aber auch hier unvermeidliche Ausnahmen dar.

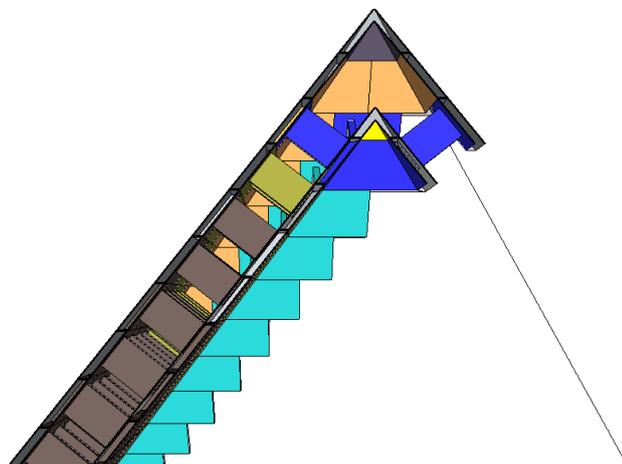


Abb. 3.49: Untersuchungsvariante – Schnitt zur Veranschaulichung des Schalsteinzwischenraums

Werden weiters die Innenstege der Schalsteine im Inneren der Pyramide entfernt, ergibt sich der freie Blick auf die Mittelstege. Damit wird wiederum deutlich, dass die Anordnung der Mittelstege (zufolge der Schalsteinentwicklung) die Ausbildung von horizontalen und vertikalen Betonsäulen ermöglicht. Diese, nach dem Betoniervorgang vorliegenden rechteckigen, Betonsäulen fungieren in ihrer Gesamtheit als Trägerrost, der durch seine Ausbildung zugleich die Schalsteinfugen verschließt – durchgehende Fugen von außen nach innen werden damit vermieden, wodurch das Bauwerk dicht ist.

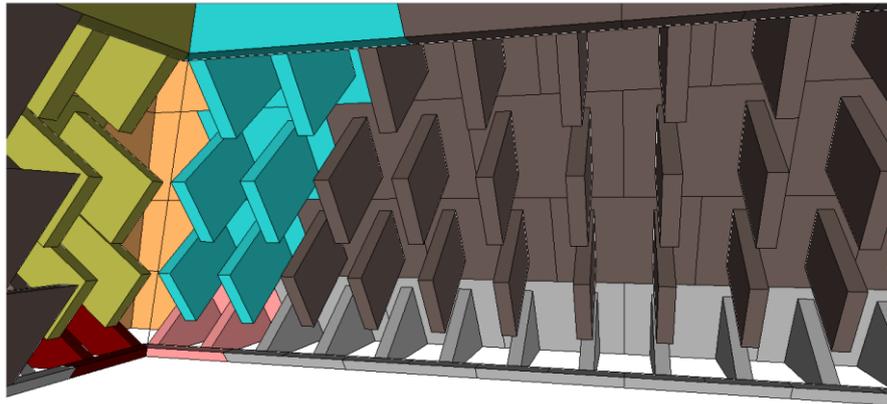


Abb. 3.50: Untersuchungsvariante – Schalsteinzwischenraum (Ausblendung der Innenstege)

Abschließend ist der innere Trägerrost abgebildet – alle Schalsteinaußenstege sind ausgeblendet, nur der Betonkern und die Mittelstege sind zu sehen. Es ist leicht erkennbar, dass die Seitenfläche aus horizontalen und vertikalen Betonsäulen, den Trägerrostgliedern besteht.

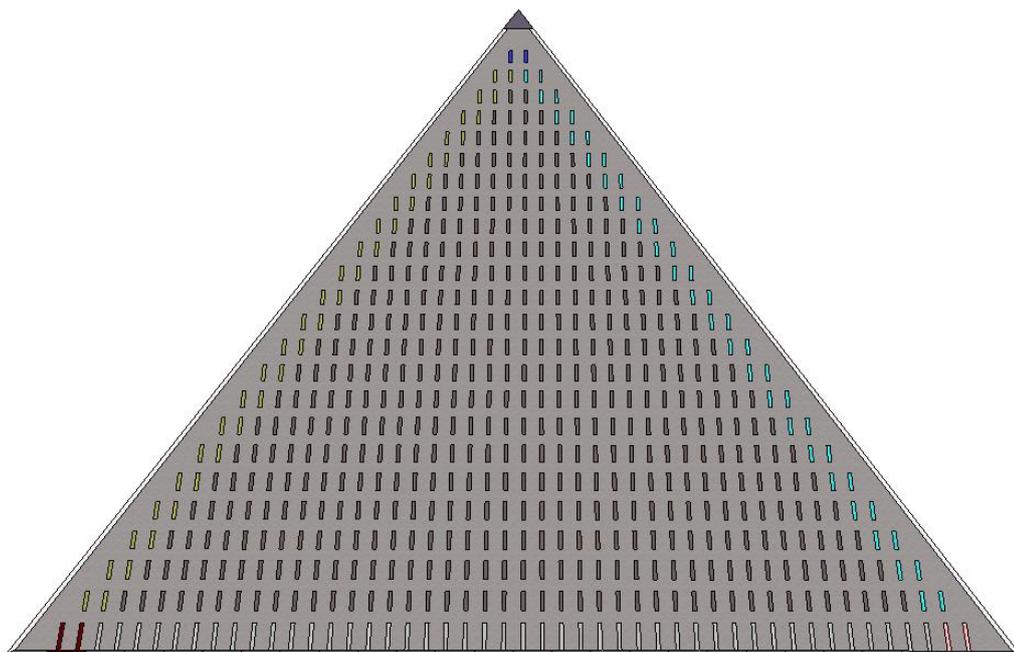


Abb. 3.51: Untersuchungsvariante – Resultierender Betonkern (Ausblendung der Außenstege)

**3.4.2.4 Zusammenfassung und Diskussion der Gegebenheiten**

Zu Vergleichszwecken findet sich im Weiteren eine abschließende, rein zahlenmäßige Betrachtung der Gegebenheiten des Entwurfs. Dazu eignet sich der nachfolgend abgebildete Schnitt durch den Pyramidenkörper am besten. Auf diese Weise lassen sich leicht vorliegende Grund- bzw. Nutzflächen sowie die wesentlichen Kubaturen o.ä. ermitteln – damit werden Maßzahlen erhalten um den Entwurf entsprechend beurteilen zu können (z.B. nach der nutzbaren, freien Grundfläche im Inneren).

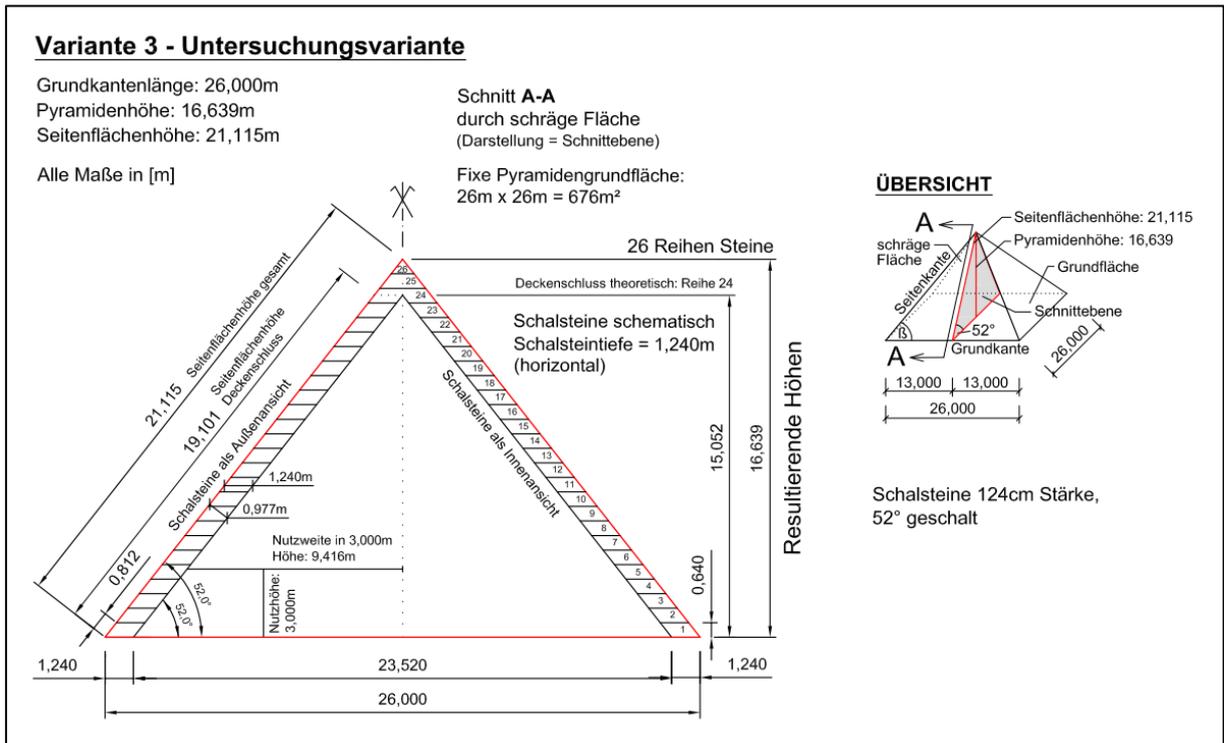


Abb. 3.52: Untersuchungsvariante – Darstellung der Gegebenheiten

Nachstehende Tabelle fasst die Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs zahlenmäßig zusammen:

Tab. 3.4: Untersuchungsvariante – Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs

Gesamte Grundfläche (GF) Pyramide	$(26,000\text{m})^2 = 676,00\text{m}^2$	Gesamtvolumen Pyramide	$676,00\text{m}^2 * 16,639\text{m} * (1/3) = 3749,32\text{m}^3$
Freie Grundfläche innen	$(23,520\text{m})^2 = 553,19\text{m}^2$	Freies Volumen innen	$553,19\text{m}^2 * 15,052\text{m} * (1/3) = 2775,54\text{m}^3$
Grundflächenbedarf der Seitenflächen	$676,00\text{m}^2 - 553,19\text{m}^2 = 122,81\text{m}^2$ ► 18,2% der gesamten GF	Volumen der Seitenflächen	$3749,32\text{m}^3 - 2775,54\text{m}^3 = 973,78\text{m}^3$
Nutzfläche in 3m Höhe	$(18,832\text{m})^2 = 354,64\text{m}^2$	<b>Gesamtgewicht*</b>	~2434,5 to (nur Pyramidenseiten; angesetzte Betondichte: 2,5to/m <sup>3</sup> )
Fugenlänge gesamt (s. Abschn. 3.2.4)	2459,6m	Haupt-Bewehrung	Schlaffe Bewehrung nach statischen Erfordernissen (s. Folgekapiel 4)

\* Gesamtgewicht ohne Einbezug von Bewehrung, d.h. vereinfachter Ansatz des reinen Betongewichts (Gewicht real höher)

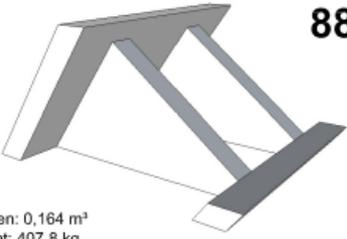
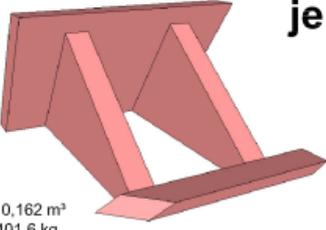
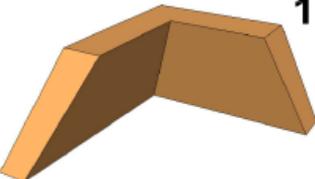
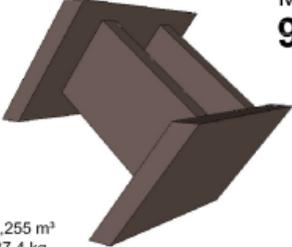
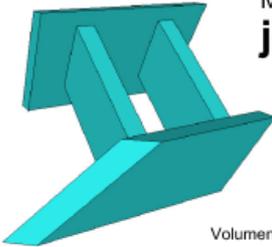
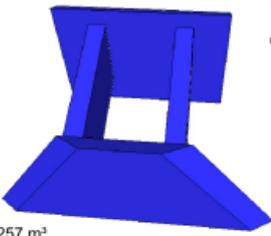
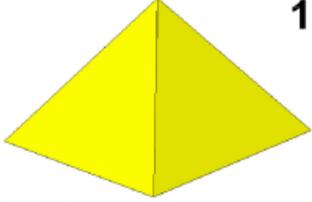
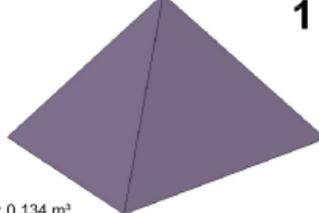
Wie sich zeigt, geht mit der Vergrößerung des Pyramidenkörpers eine Gesamtgrundfläche von 676,00m<sup>2</sup> einher. Durch die geforderte Wandstärke werden davon 122,81m<sup>2</sup> verbraucht, was in Relation 18,2% ergibt. Die freie, nutzbare innere Grundfläche beläuft sich damit auf 553,19m<sup>2</sup>, was wiederum einem Nutzungsgrad von rund 81,8% entspricht. Im Vergleich zu Variante 1 (Erste Projektidee; s. Abschn. 3.2.2) ist das ein deutlicher Gewinn (Nutzungsgrad 66,9%). Aus dieser Sicht ist der Entwurf damit zufriedenstellend.

Allerdings sind sehr komplizierte Schalsteinformen notwendig um die Pyramide in der aufgezeigten Weise aufzubauen – in dieser Hinsicht konnte somit keine Verbesserung gegenüber Variante 1 erreicht werden. Die Anforderungen an die Schalungsplanung sind deshalb sehr hoch, die nötigen Schalungen selbst sehr kompliziert. Zumindest wenn darauf abgezielt wird einen inneren Betonkern zu schaffen, der aus statischer Sicht sehr günstig ist, scheint die angewandte Schalsteinentwicklung aber vorteilhaft zu sein. Auch der Fugenproblematik kann somit auf konstruktivem Weg in günstiger Weise entgegengewirkt werden. Mitunter würden sich die Schalsteinformen zudem weiter optimieren lassen, so dass keine Maße mit mehreren Nachkommastellen vorliegen, was die Schalungsplanung vereinfachen würde. Das vorgestellte, generelle Konzept zielt im Endeffekt allerdings in erster Linie auch einzig darauf ab eine Variante vorzustellen, nach welcher der Bau einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen theoretisch möglich wäre. Dieses Ziel konnte mit der vorgestellten Variante erreicht werden.

Wird entschieden die Pyramide nach der vorgestellten Variante zu bauen, müsste im Zuge der Planung auch darüber nachgedacht werden die Kanten der Schalsteine abzufasen um ein Abschlagen der Kanten während der Manipulation zu vermeiden. Die Schalsteine müssten des Weiteren mit entsprechenden Ösen versehen werden, die die Manipulation mit Hilfe eines Krans in geeigneter Weise ermöglichen. Daneben ist ein entsprechendes, temporäres Stützgerüst notwendig, das die Schalsteine bis zum Aushärten des Betons in der jeweiligen Position hält. Die Verfüllung der Schalsteine müsste Reihenweise erfolgen, wobei zu große Schütthöhen zufolge der Betonmischung zu vermeiden sind. Auch das Einbringen der Bewehrungskörbe, die zu einem großen Maß vorgefertigt werden könnten, muss früh genug bedacht werden. Auf die bautechnischen Belange wird im Weiteren allerdings nicht näher eingegangen, weswegen die angeführten Überlegungen nur als Ratschläge zu betrachten sind.

Auf der Folgeseite finden sich abschließend noch einmal tabellarisch kurz zusammengefasst alle Schalsteintypen, die notwendig sind um das Pyramidenbauwerk aufzubauen. Die jeweilige Anzahl der Schalsteine und die Gesamtsumme aller Steine, die für den Aufbau benötigt werden, lässt sich ebenfalls entnehmen. Daneben finden sich zusätzlich Informationen über das Gewicht und das Volumen jedes Schalsteintyps.

Tab. 3.5: Untersuchungsvariante – Zusammenfassung der Schalsteintypen

<b>Typ 1</b>  Menge: <b>88</b> Volumen: 0,164 m <sup>3</sup> Gewicht: 407,8 kg	<b>Typ 2 (3)*</b>  Menge: <b>je 4</b> Volumen: 0,162 m <sup>3</sup> Gewicht: 401,6 kg
<b>Typ 4</b>  Menge: <b>100</b> Volumen: 0,122 m <sup>3</sup> Gewicht: 304,6 kg	<b>Typ 5</b>  Menge: <b>924</b> Volumen: 0,255 m <sup>3</sup> Gewicht: 637,4 kg
<b>Typ 6 (7)*</b>  Menge: <b>je 88</b> Volumen: 0,256 m <sup>3</sup> Gewicht: 640,1 kg	<b>Typ 8</b>  Menge: <b>4</b> Volumen: 0,257 m <sup>3</sup> Gewicht: 642,9 kg
<b>Typ 9</b>  Menge: <b>1</b> Volumen: 0,051 m <sup>3</sup> Gewicht: 126,3 kg	<b>Typ 10</b>  Menge: <b>1</b> Volumen: 0,134 m <sup>3</sup> Gewicht: 334,2 kg
<b>Gesamtanzahl an Schalsteinen für den Pyramidenaufbau: 1302</b>	

\* Schalsteintyp 2 bzw. 6 kommt ebenfalls in spiegelverkehrter Ausführung als Schalsteintyp 3 bzw. 7 zum Einsatz

Anzudenken wäre auch eine weitere Optimierung der horizontalen Fugen im Bereich der Außenstege, um der Fugenproblematik entgegenzuwirken. Die nachfolgende Grafik dazu versteht sich als Hinweis auf eine solche mögliche Optimierung, die zugleich auch konstruktive Vorteile mit sich bringt (Verbesserung der Lagesicherheit). Näheres sei allerdings einer Detailplanung vorbehalten.

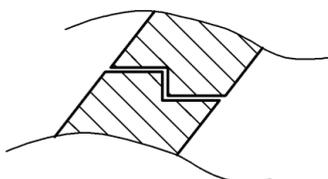


Abb. 3.53: Außenstege - Optimierungsmöglichkeit

Mit der angeführten Tabelle ist die Untersuchungsvariante vollständig beschrieben. Im nachfolgenden Abschnitt werden die Entwurfsarbeiten mit einem abschließenden Variantenvergleich abgeschlossen.

### 3.3 Variantenvergleich

Der Variantenvergleich soll abschließend einen kurzen Überblick über die vorgestellten Varianten und deren Eckpunkte ermöglichen. Auf die Besonderheiten der einzelnen Entwürfe wird mit dem Verweis auf Vorangegangenes allerdings nicht näher eingegangen. Die tabellarische, zahlenmäßige Gegenüberstellung der Gegebenheiten aller bereits vorgestellten Varianten soll im Endeffekt einzig ein Gespür dafür vermitteln, welche Auswirkungen durch die Veränderung von Entwurfsparametern zu erwarten sind – eine Kommentierung erfolgt nicht. Es ist allerdings ein weiteres Mal darauf hinzuweisen, dass keine der angeführten Varianten zum Zeitpunkt dieses Vergleichs vorbemessen wurde. Die Zahlen der Tabelle beziehen sich damit rein auf das (statisch nicht vorbemessene) Entwurfskonzept. Mit diesem Abschnitt enden die Entwurfsarbeiten. Im Folgekapitel wird die statische Vorbemessung (stat. Abschätzung) der Untersuchungsvariante abgehandelt.

Tab. 3.6: Vergleich aller Varianten

Vergleichsgröße	Variante 0 1. STB (s. 3.2.1)	Variante 0 2. FT (s. 3.2.1)	Variante 1 Erste Projektidee (s. 3.2.2)	Variante 2 Alternativ- Variante (s. 3.2.3)	Variante 3 Untersuchungs- Variante (s. 3.2.4)
Gesamte Grundfläche (GF) Pyramide	501,76m <sup>2</sup> (22,4m x 22,4m)	501,76m <sup>2</sup> (22,4m x 22,4m)	484,00m <sup>2</sup> (22m x 22m)	484,00m <sup>2</sup> (22m x 22m)	676,00m <sup>2</sup> (26m x 26m)
Freie Grundfläche innen	476,99m <sup>2</sup>	465,70m <sup>2</sup>	324,00m <sup>2</sup>	443,27m <sup>2</sup>	553,19m <sup>2</sup>
Grundflächenbedarf der Seitenflächen	24,77m <sup>2</sup> (4,9% d. GF)	36,06m <sup>2</sup> (7,2% d. GF)	160,00m <sup>2</sup> (33,1% der GF)	40,73m <sup>2</sup> (8,4% der GF)	122,81m <sup>2</sup> (18,2% der GF)
Nutzfläche in 3m Höhe	294,33m <sup>2</sup>	285,68m <sup>2</sup>	177,21m <sup>2</sup>	267,85m <sup>2</sup>	354,64m <sup>2</sup>
Fugenlänge gesamt	-	-	1762,3m	1762,3m	2459,6m
Gesamtvolumen der Pyramide	2398,41m <sup>3</sup>	2398,41m <sup>3</sup>	2271,41m <sup>3</sup>	2330,94m <sup>3</sup> (Annäherung)	3749,32m <sup>3</sup>
Freies Volumen innen	2222,75m <sup>3</sup>	2145,31m <sup>3</sup>	1244,05m <sup>3</sup>	1985,41m <sup>3</sup>	2775,54m <sup>3</sup>
Volumen der Seitenflächen	175,66m <sup>3</sup>	253,1m <sup>3</sup>	1027,36m <sup>3</sup>	345,53m <sup>3</sup> (Annäherung)	973,78m <sup>3</sup>
Gesamtgewicht (Dichte: 2,5to/m <sup>3</sup> )	~ 439,2 to	~ 632,8 to	~2568,4 to	~863,8 to	~2434,5 to
Gesamtgewicht in Relation zur leichtest. Variante 0 – STB	<b>Faktor 1</b>	<b>Faktor 1,44</b>	<b>Faktor 5,85</b>	<b>Faktor 1,97</b>	<b>Faktor 5,54</b>

\* Gesamtgewicht ohne Einbezug von Bewehrung, d.h. vereinfachter Ansatz des reinen Betongewichts (Gewicht real höher); (Geschossdecke, Kellergeschoss und Fundamente sind nicht miteinbezogen)

## 4 Statische Abschätzung

Das Kapitel der statischen Abschätzung deckt den Inhalt der (statischen) Machbarkeitsstudie ab (vgl. Abb. 1.1). Anhand einer Vorstatik bzw. Vorbemessung des inneren Betonkerns (s. Abb. 3.51) wird die Tragfähigkeit des gewählten Pyramidenentwurfs aus Abschnitt 3.2.4 (Untersuchungsvariante) ermittelt. Dazu erfolgt die Ableitung eines statischen Modells (Tragwerksidealisation), das das Primärtragwerk so realitätstreu wie nötig abbildet. Das in RFEM 5.01 modellierte Tragwerk wird dann mit den normativ geforderten Lasten beaufschlagt und der Vorbemessung unterzogen. Als Resultat liefert die statische Abschätzung nicht nur Aussagen über die Tragfähigkeit, sondern auch über die Größenordnung der zu erwartenden Bewehrungsmenge. Das Ergebnis der statischen Abschätzung liefert damit wertvolle Informationen zur Gesamtbeurteilung der Projektidee.

Zufolge der Schalsteinentwicklung (s. Abschn. 3.2.4.2) liegt der innere Betonkern als Trägerrost vor, weshalb auch die Vorbemessung an einem entsprechend modellierten Stabtragwerk erfolgt, wie sich in weiterer Folge zeigen wird. Zur statischen Abschätzung (generelle Tragfähigkeit, Ermittlung der Bewehrungsmenge) des Pyramidenentwurfs ist die Untersuchung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit im Regelbereich ausreichend, weshalb auch die Untersuchungen darauf beschränkt sind.

### 4.1 Vorbemerkungen

Die Vorbemessung eines Tragwerks, d.h. die statische Abschätzung der Tragfähigkeit bzw. der Bewehrungsmenge, erfolgt immer in Abhängigkeit der aktuell gültigen Normen. Dabei wird zwischen Normen der Lastermittlung (Eurocode 1) und Normen der Bemessung (vom Werkstoff abhängig, im geg. Fall Eurocode 2) unterschieden. Zur normativ korrekten Lastermittlung sind Informationen über den Standort unabdingbar. Der Bemessung selbst muss wiederum die Wahl eines geeigneten Werkstoffes vorangehen. Bevor also die statische Abschätzung vorgenommen werden kann, müssen sowohl die Berechnungsnormen als auch der Standort und die eingesetzten Werkstoffe geklärt werden, was nachfolgend erfolgt. Erst im Anschluss daran ist die eigentliche Vorbemessung möglich.

#### 4.1.1 Verwendete Normen und eingesetzte Werkstoffe

Im Weiteren werden die der statischen Berechnung zugrundeliegenden Normen benannt, sowie die zum Einsatz kommenden Werkstoffe beschrieben. Damit sind die Modellierungsgrundlagen soweit klargestellt, dass auch die Berechnungsergebnisse in dieser Hinsicht entsprechend nachvollzogen werden können. Die Beschreibung der Werkstoffe begrenzt sich allerdings auf die Angabe der wichtigsten Werkstoffeigenschaften. Nähere Informationen können z.B. den bekannten Tabellenwerken entnommen werden.

#### 4.1.1.1 Verwendete Normen

EN... Europäische Norm

B ... Nationale Festlegungen zur europäischen Norm (Nationales Anwendungsdokument, NAD)

- **Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung**

ÖNORM EN 1990: *Grundlagen der Tragwerksplanung*; Ausgabe 2003-03-01

ÖNORM EN 1990/A1: *Grundlagen der Tragwerksplanung (Änderung)*, Ausgabe 2006-09-01

- **Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke**

ÖNORM EN 1991-1-1: *Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Ausg. 2011-09-01; einschl. ÖNORM B 1991-1-1, Ausg. 2011-12-01

ÖNORM EN 1991-1-3: *Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten*, Ausg. 2012-03-01; einschl. ÖNORM B 1991-1-3, Ausgabe 2006-04-01

ÖNORM EN 1991-1-4: *Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten*, Ausg. 2011-05-15; einschl. ÖNORM B 1991-1-4, Ausgabe 2012-06-15

ÖNORM EN 1991-1-5: *Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen*, Ausgabe 2012-01-01; einschl. ÖNORM B 1991-1-5, Ausgabe 2012-01-01

- **Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken**

ÖNORM EN 1992-1-1: *Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Ausgabe 2009-07-01; einschl. ÖNORM B 1992-1-1, Ausgabe 2007-02-01

Die verwendeten Normen sind im eingesetzten Statikprogramm RFEM 5.01 hinterlegt. So müssen ausgewählte Parameter nach der Wahl der entsprechenden Norm samt nationalem Anwendungsdokument (NAD) nicht eigens definiert werden, was den Arbeitsaufwand immens minimiert. Nachfolgende Abbildung zeigt dazu einen Auszug aus RFEM. Im Zuge der Lastaufstellung muss allerdings sehr wohl auf die jeweilige Norm zurückgegriffen werden, worauf später näher eingegangen wird.



Abb. 4.1: Auszug aus RFEM – Auswahl der Normengrundlage

Mit der Wahl einer Norm geht auch die Werkstoffbezeichnung und die Definition der Werkstoffeigenschaften einher, weshalb die richtige Normenwahl ausschlaggebend ist. Die beim Pyramidenbauwerk zum Einsatz kommenden Werkstoffe werden nachfolgend näher beschrieben.

#### 4.1.1.2 Eingesetzte Werkstoffe

##### 1. Normalbeton:

Beton der Festigkeitsklasse C30/37 – Werkstoff des Trägerrosts

##### 2. Betonstahl:

Stahl der Güte B 550 S (B) – Bewehrungseisen des Trägerrosts

Durch die Wahl eines Werkstoffes wird aufgrund der implizierten Eigenschaften auch das Verhalten des Bauwerks oder von Bauwerksteilen (Bauteilen) unter Last bestimmt. Die Festlegung der Dimensionen eines Bauteils hat deshalb gemeinsam mit der Wahl des richtigen, geeignetsten Werkstoffes zu erfolgen. Im gegebenen Fall fiel die Entscheidung auf einen Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 für den Trägerrost, der über Betonstahl der Güte B 550 S (B) bewehrt wird. Die wichtigsten Eigenschaften dieser Werkstoffe lassen sich der nachfolgenden Abbildung entnehmen.

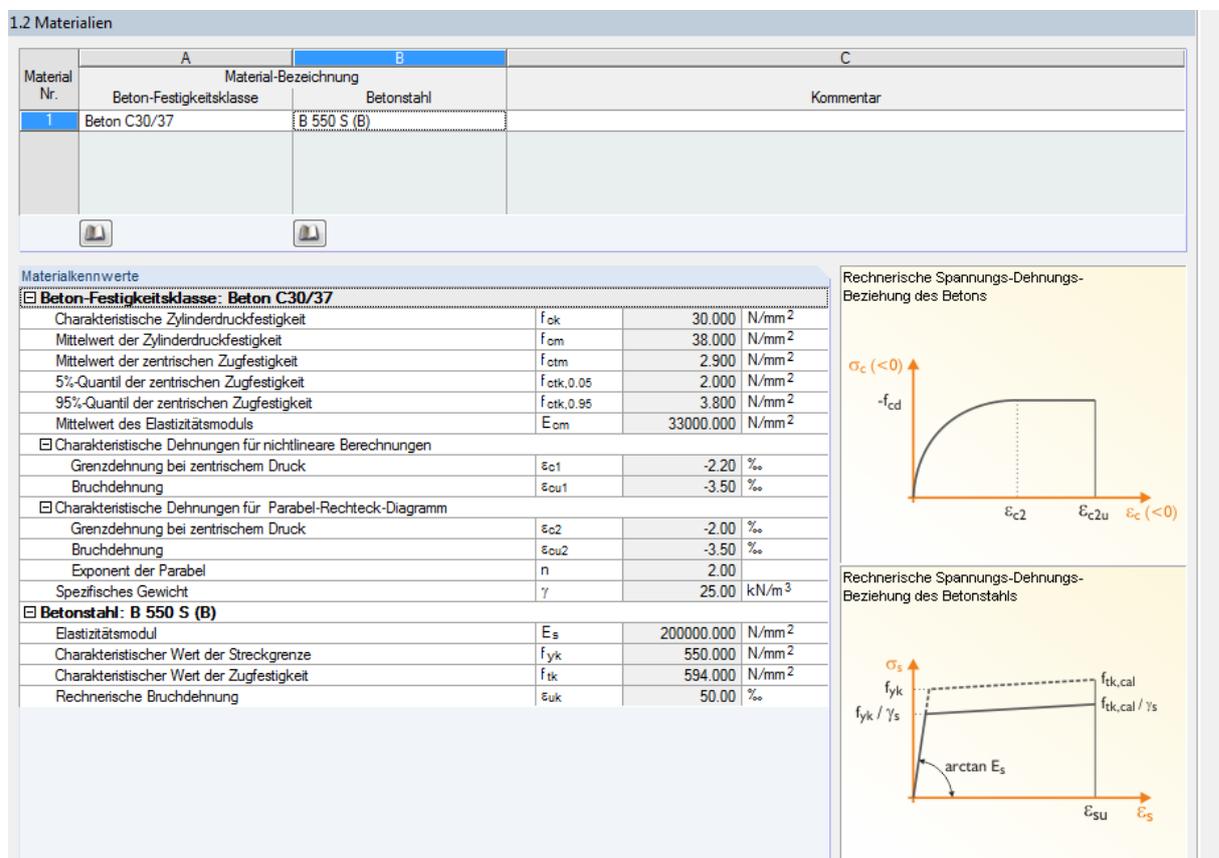


Abb. 4.2: Auszug aus RFEM – Charakteristika der eingesetzten Werkstoffe

Im Anschluss an die Festlegung der normativen Grundlagen und der Wahl des Werkstoffes folgt die Modellbildung, wie sie an entsprechender Stelle erläutert wird. Das Modell wird dann mit Lasten, deren Ermittlung über die benannten Normen geregelt wird, beaufschlagt. Neben dem Eigengewicht der Werkstoffe, das ortsunabhängig ist, sind Lasten aus der Windeinwirkung, der Temperatureinwirkung sowie Schneelasten von großer Bedeutung. Es ist leicht nachvollziehbar, dass diese Lasten standortabhängig sind. Der bis dato irrelevante Standort der angedachten Pyramide wird damit bedeutend – aus diesem Grund findet sich nachfolgend die Beschreibung des Standorts.

#### 4.1.2 Standortbeschreibung

Errichtungsort des Bauwerks: 2221 Groß-Schweinbarth, Niederösterreich, 182m.ü.A

Die niederösterreichische Marktgemeinde Groß-Schweinbarth liegt im Weinviertel in rund 25km Entfernung nordöstlich von Wien und zählt zum Bezirk Gänserndorf. Die Seehöhe beträgt 182m. Nachfolgender Auszug aus *Google Maps* verdeutlicht die Lage in Bezug auf Wien. Genauere Informationen über den Standort der angedachten Pyramide liegen nicht vor. Für die Ermittlung von Wind-, Temperatur- und Schneelasten sind die Angaben allerdings in dieser Form ausreichend.

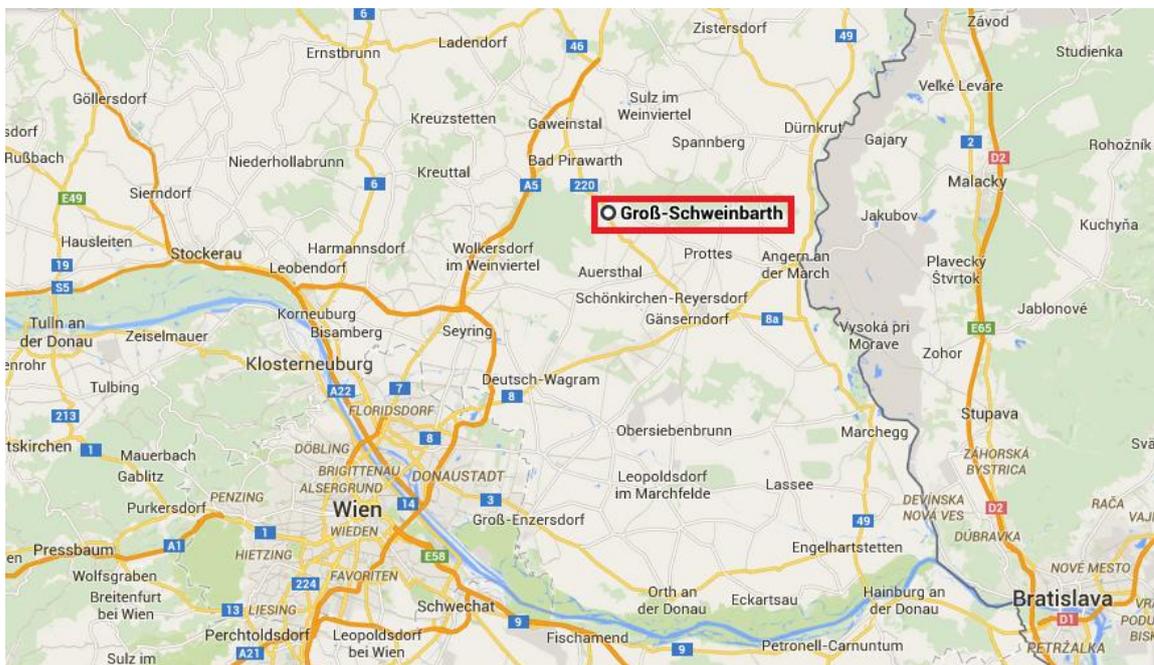


Abb. 4.3: Google Maps – Lage von Groß-Schweinbarth

Mit der Kenntnis des generellen Standorts, der einzusetzenden Normen und der Werkstoffe sind alle Informationen zusammengetragen, die notwendig sind, um ein vollständiges statisches Modell mit entsprechender, realitätsnaher Belastung zu erarbeiten. Die Erarbeitung dieses Modells und alle weiteren Schritte werden im nachfolgenden Abschnitt vorgenommen und detailliert erläutert.

## 4.2 Vorbemessung – Statische Abschätzung der Bewehrung

Nachdem bereits alle Modellierungsgrundlagen festgelegt wurden, wird nachfolgend die Vorbemessung des Primärtragwerks selbst abgehandelt. Das Tragwerk wird dabei als Trägerrost modelliert und berechnet. Diese Modellierungsweise liegt nahe, da zufolge der Schalsteinentwicklung entsprechend ausgebildete horizontale und vertikale Betonsäulen vorliegen. Der Füllbeton ist dabei nicht über eine Bewehrung mit den Schalsteinen verbunden, weshalb diese Modellierungsweise einer Flächentragwerksmodellierung (Gesamtfläche aus Betonkern und Schalsteinen) vorgezogen wird. Damit einher geht zugleich eine auf die Trägerrostglieder zugeschnittene Ermittlung der Bewehrungsmenge.

### 4.2.1 Ableitung des statischen Modells (Tragwerksidealisierung)

Die Ableitung eines statischen Modells aus dem erarbeiteten Entwurf (Untersuchungsvariante, s. Abschn. 3.2.4), d.h. die Tragwerksidealisierung, versteht sich als zentraler Punkt der statischen Modellbildung. Im Idealfall entspricht die Modellierung den tatsächlichen, realen Verhältnissen, was allerdings nicht immer erreicht werden kann. Im vorliegenden Fall ist aufgrund der Schalsteinentwicklung ein zufriedenstellendes Ergebnis im Regelbereich (außerhalb der Eckbereiche) gegeben. Im Bereich der Seitenkanten, d.h. im Verschneidungsbereich der Seitenflächen, ist die Situation allerdings anders. Hier ist der Füllbeton nicht wie im Regelbereich in Form einer klar definierten Balkenform ausgebildet. Aus modellierungstechnischer Sicht macht es deshalb keinen Sinn den Eckbereich in die Gesamtbetrachtung mit einzubeziehen. Aus diesem Grund werden in weiterer Folge dort die Lagerbedingungen definiert. Aus statischer Sicht ist dieser Vorgang klarerweise zulässig, da die Tragfähigkeit des Entwurfs mit dieser Herangehensweise dennoch vorhergesagt werden kann.

Augenscheinlich können durch dieses Vorgehen aber keine Vorhersagen über den notwendigen Bewehrungsgehalt in den Bereichen der Seitenkantenverschneidung getroffen werden. Im Zuge einer vollständigen statischen Bemessung müsste dafür eine genauere Betrachtung des Sonderbereichs in Form einer Detailstatik erfolgen, was im Zuge dieser Studie allerdings nicht geschieht. Gleiches gilt für die Pyramidenspitze. Nachfolgende Abbildung dient der Illustration der Tragwerksidealisierung unter den genannten Umständen – die Betrachtung einer Pyramidenseite gilt dabei als ausreichend.

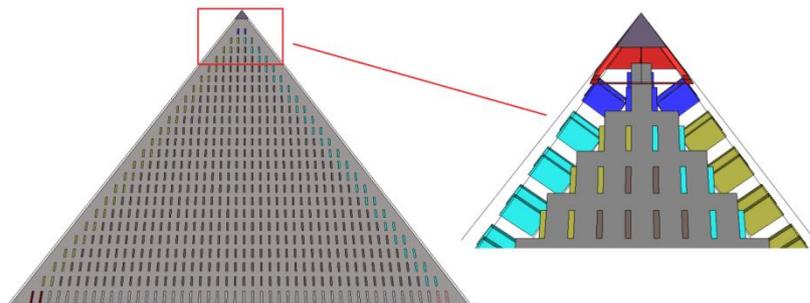


Abb. 4.4: Tragwerksidealisierung; li.: Vollständiger innerer Betonkern; re.: Idealisierung

Die abgebildete Grafik (Abb. 4.4) macht deutlich, dass der aus den Entwurfsarbeiten resultierende innere Betonkörper (vgl. Abb. 3.51) für die statische Modellbildung angepasst wird. Im Verschneidungsbereich (Zwischenraum des Schalsteintyps 4, s. Abb. 3.48 und Abb. 3.50) wird der Füllbeton durch entsprechend definierte Lager ersetzt, wie sich zu einem späteren Zeitpunkt zeigen wird. Gleiches gilt für die Pyramidenspitze. Damit kann in weiterer Folge ein Modell aus klar definierten horizontalen und vertikalen Balken, den Trägerrostbalken, erstellt werden.

Die Modellbildung erfolgt schließlich nach den bekannten Regeln der Statik – die Idealisierung des Tragwerks geschieht durch die Überführung der räumlichen Tragelemente in eindimensionale Stabelemente. Diese Stabelemente führen dabei entlang der Schwerelinien der vorher räumlichen Tragelemente und werden im Statikprogramm durch die Wahl des Werkstoffes und der Zuweisung der Dimension mit den entsprechenden Eigenschaften versehen, worauf an späterer Stelle eingegangen wird. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen den Vorgang dieser sogenannten Stabextraktion.

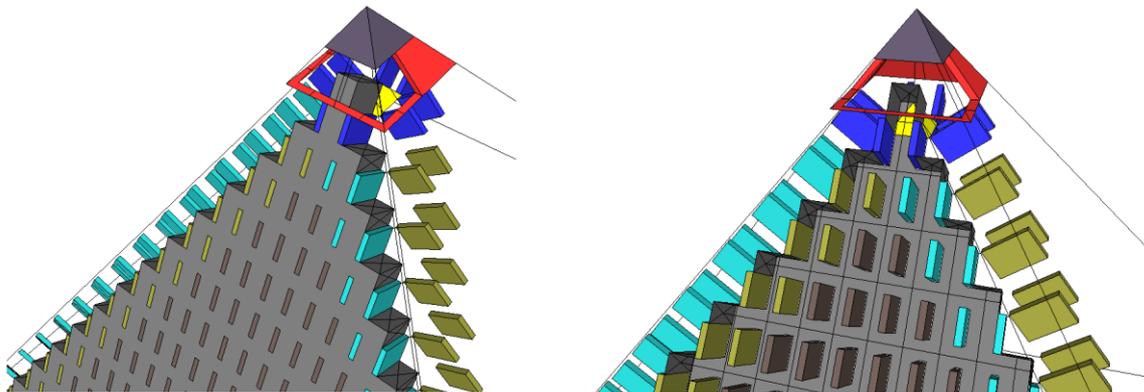


Abb. 4.5: Tragwerksidealisation: Extraktion eines Stabwerkmodells; li.: Betonkörper; re.: Schwerelinien

Die Ausblendung der Betonaußenfläche (Abb. 4.5) macht deutlich, dass die horizontalen und vertikalen Betonbalken durch Stabelemente, situiert in der Schwerelinie der Betonbalken ersetzt werden. Wird der innere Betonkern gänzlich durch diese Stabelemente dargestellt, ergibt sich der als Stabtragwerk idealisierte Trägerrost wie er in der nachfolgenden Abbildung rechts zu sehen ist.

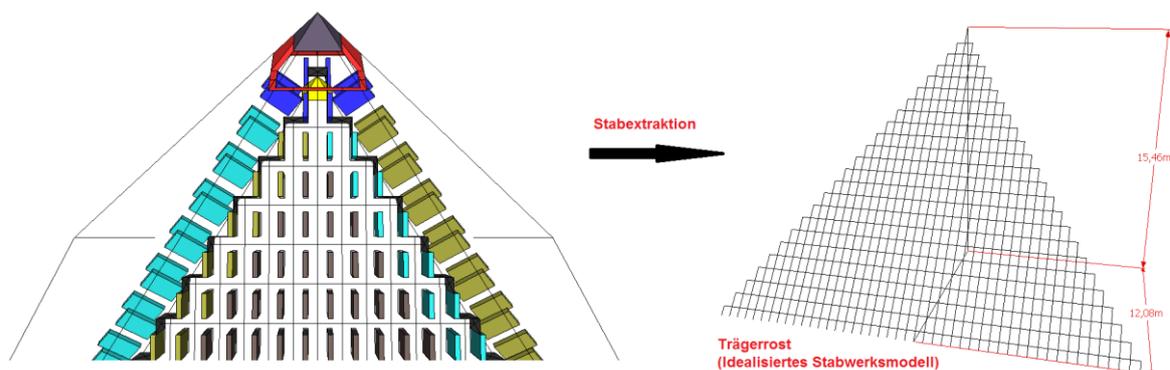


Abb. 4.6: Tragwerksidealisation: Ergebnis der Stabextraktion

Dieses nun vorliegende grafische Stabtragwerk wird in weiterer Folge in das Statikprogramm RFEM übertragen. Nach der Definition der Lagerbedingungen und der Zuweisung des schon festgelegten Materials aus Abschnitt 4.1.1.2 in entsprechender Dimension erfolgt die Lastaufbringung. Bevor die Lastaufstellung erläutert wird, soll allerdings das statische Modell aus RFEM vorgestellt werden.

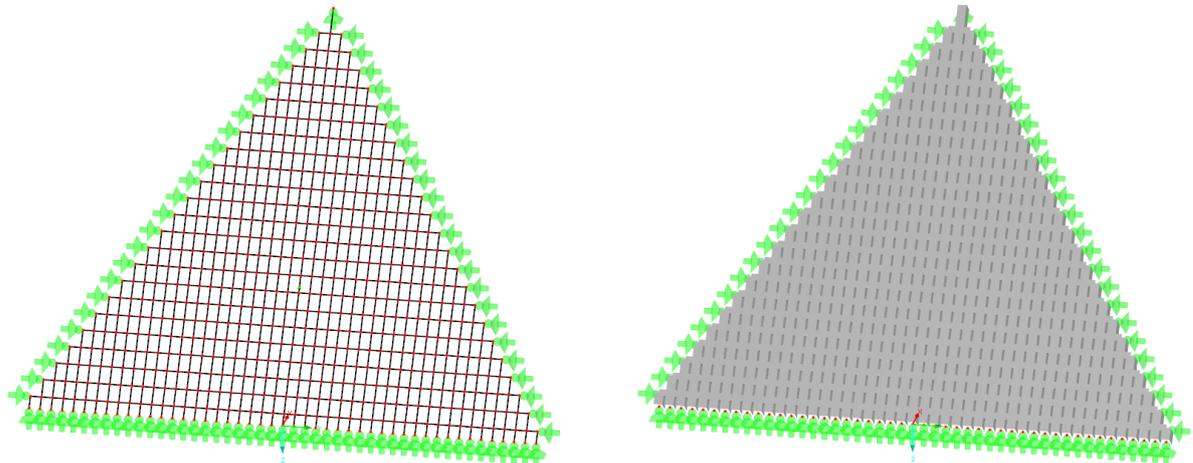


Abb. 4.7: Tragwerksidealisierung: Auszug aus RFEM – Stabwerksmodell; li.: Stabansicht; re.: Balkenansicht

Die oben abgebildete Grafik zeigt das Stabwerksmodell aus RFEM. Links findet sich das reine Stabwerksmodell mit Knoten an den Verbindungspunkten der horizontalen und vertikalen Stabelemente und der Lager. Das rechte Bild zeigt das selbe Modell, allerdings in einer Darstellung die den Trägerrost mit realen Dimensionen abbildet – damit wird deutlich, dass sowohl das Material als auch die Dimensionen bereits festgelegt sind. Zudem sind die Lagerbedingungen definiert. Dieses Modell sieht die gelenkige Lagerung aller horizontalen und vertikalen Elemente des Trägerrosts vor. Die einzelnen Elemente sind dabei biegesteif, d.h. fest (monolithisch) miteinander verbunden.

Zwischen den Stabelementen führen die Mittelstege der Schalsteine durch. Die Schalsteine selbst sind damit augenscheinlich nicht Teil des Primärtragwerks. Sie werden deshalb im Zuge der Lastaufstellung als ständige Lasten aufgebracht, ansonsten allerdings – auf der sicheren Seite liegend – als bei der Lastabtragung statisch nicht mitwirkend angesehen.

Das statische Modell resultiert, wie bereits erwähnt wurde, aus der Schalsteinentwicklung und ergibt sich deshalb aus geometrischen Gründen in dieser Form (s. Abb. 4.4). In Summe besteht der so modellierte Trägerrost aus 1128 Stäben. Alle horizontal verlaufenden Stäbe weisen dabei eine Länge von exakt 0,500m auf, während die Länge der vertikal verlaufenden variiert. Im Regelbereich haben sie eine Länge von 0,812m, in der ersten Reihe (von der Grundkante bis zu den ersten horizontalen Gliedern) 0,561m. Der letzte Stab im Bereich der Spitze ist 1,197m lang. Es resultieren 47 Lager auf der Grundkante, 1 Lager an der Spitze und je 23 an den Seiten.

Die horizontalen Balken bestehen aus Rechteckquerschnitten mit Maßen von **0,75m x 0,31m**, die vertikalen Balken weisen Maße von **0,75m x 0,40m** auf. Gemäß der Schalsteinentwicklung sind alle Balkenelemente entsprechend orientiert (vgl. Abb. 3.25). Als Material kommt Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 zum Einsatz, der durch die Wahl der Norm bereits im Programm hinterlegt ist. Damit sind alle wesentlichen Informationen über das statische Modell an sich festgehalten. Das bereits vorliegende Modell kann somit mit allen normativ vorgesehen Lasten beaufschlagt werden – diese gilt es allerdings vorher zu ermitteln. Die Ermittlung dieser Lasten wird im nachfolgenden Abschnitt erläutert. Im Anschluss daran erfolgt die Lastfallkombination und die abschließende Vorbemessung zur Ermittlung der notwendigen Bewehrungsmenge zur Sicherstellung der Tragfähigkeit.

#### 4.2.2 Lastaufstellung

Im Zuge der Lastaufstellung werden alle Lasten ermittelt, die zufolge der Vorgaben der jeweiligen Normen auf das Modell wirken müssen, um realitätsnahe Gegebenheiten abzubilden. Dabei wird zwischen ständigen Lasten (z.B. Eigengewichte) und veränderlichen Lasten (z.B. Windlasten etc.) unterschieden, wofür die Lasten zunächst nach der Ursache kategorisiert und in Form von voneinander getrennten Lastfällen ermittelt und beschrieben werden. Diese Lastfälle werden dann in einer bestimmten Weise miteinander kombiniert. Die Kombination folgt allerdings im nächsten Abschnitt.

Da die vorliegende statische Machbarkeitsstudie ausschließlich den *Grenzzustand der Tragfähigkeit* (GZT) untersucht – d.h. die Tragfähigkeit des Betonkörpers im Regelbereich – sind nur folgende Lastfälle (LF) von Bedeutung:

- **LF 1:** Eigengewicht der Betonfüllung (EG des Trägerrosts; Tragwerkseigenlast) - **ständig**
- **LF 2:** Eigengewicht der Schalsteine - **ständig**
- **LF 3:** Schneelast - **veränderlich**
- **LF 4:** Windlast - **veränderlich**
- **LF 5:** Temperaturlast (Last zufolge der Temperatureinwirkung) - **veränderlich**

Augenscheinlich beschreiben die Lastfälle 1 und 2 ständige Lasten. Diese Lasten wirken dauernd und sind vom Standort unabhängig. Die Lastfälle 3 bis 5 beinhalten hingegen veränderliche Lasten und wirken nicht ständig bzw. dauernd. Es lässt sich leicht nachvollziehen, dass sie vom Standort abhängig sind (eine Lage im hochalpinen Raum führt beispielsweise zu höheren Schneelasten).

Die Ermittlung der Lasten eines Lastfalls wird über die jeweilige Norm (s. Abschn. 4.1.1) geregelt. Die Zuordnung eines Lastfalls zu den ständigen oder den veränderlichen Einwirkungen erfolgt anschließend durch eine entsprechende Definition des Lastfalls im Zuge der RFEM-Eingabe. Alle aus der Lastaufstellung resultierenden Lasten werden deshalb in Form von **charakteristischen Lasten** ausgewiesen. Der Einbezug von Teilsicherheitsbeiwerten erfolgt somit erst in RFEM.

#### **4.2.2.1 LF 1 - Eigengewicht des Trägerrosts**

**Normengrundlage:** ÖNORM EN 1991-1-1 einschl. ÖNORM B 1991-1-1 (s. 4.1.1.1)

Das Eigengewicht der Betonfüllung (d.h. des Trägerrosts) wird von RFEM automatisch ermittelt und auf die Stabelemente des Modells aufgebracht. Der Ermittlung muss klarerweise die Materialwahl und die Zuweisung der Dimensionen vorangegangen sein. Die Lasten sind ständige Lasten.

- Horizontaler Trägerrostbalken: 5,813 [kN/m]
- Vertikaler Trägerrostbalken: 7,500 [kN/m]

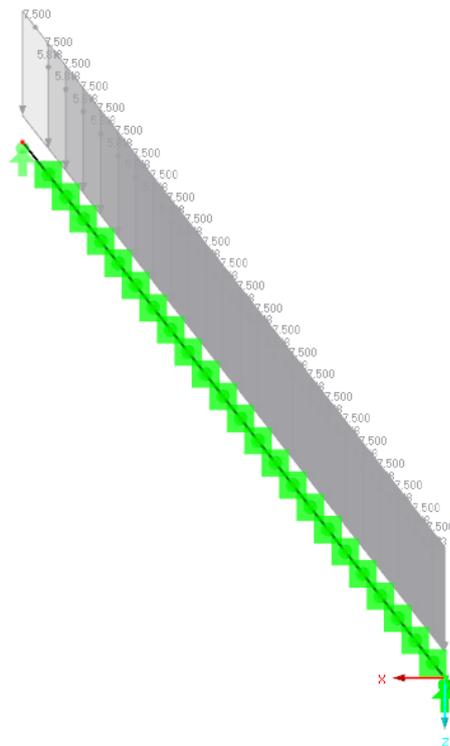


Abb. 4.8: Lastfall 1 – Globale Stablast des Trägerrost-Eigengewichts (RFEM-Modell)

#### **4.2.2.2 LF 2 - Eigengewicht der Schalsteine**

**Normengrundlage:** ÖNORM EN 1991-1-1 einschl. ÖNORM B 1991-1-1 (s. 4.1.1.1)

Wie bereits erläutert wurde, werden die Schalsteine in Form des Eigengewichts auf die Stabelemente aufgebracht. Die Schalsteine selbst sind somit nicht Teil des Primärtragwerks und damit nicht an der Lastabtragung der einwirkenden Bauwerkslasten beteiligt (auf der sicheren Seite liegend). Dennoch sind in Bezug auf die Schalsteinlasten zwei unterschiedliche Betrachtungen möglich – die Schalsteine tragen einen Teil ihrer Eigenlasten selbst oder werden zur Gänze vom Primärtragwerk getragen.

In beiden Fällen muss zunächst das Schalsteingewicht ermittelt werden. Auch für diesen Fall wird RFEM herangezogen. Durch die koordinative Eingabe der Schalsteinmaße lässt sich ein Volumenelement erzeugen, das nach der Generierung des Finite-Elemente-Netzes berechnet wird. Die Berechnung fördert dann sowohl das Gewicht als auch die ebenfalls relevante Schwerpunktlage des Schalsteins zu Tage, wie nachfolgende Abbildung zeigt.

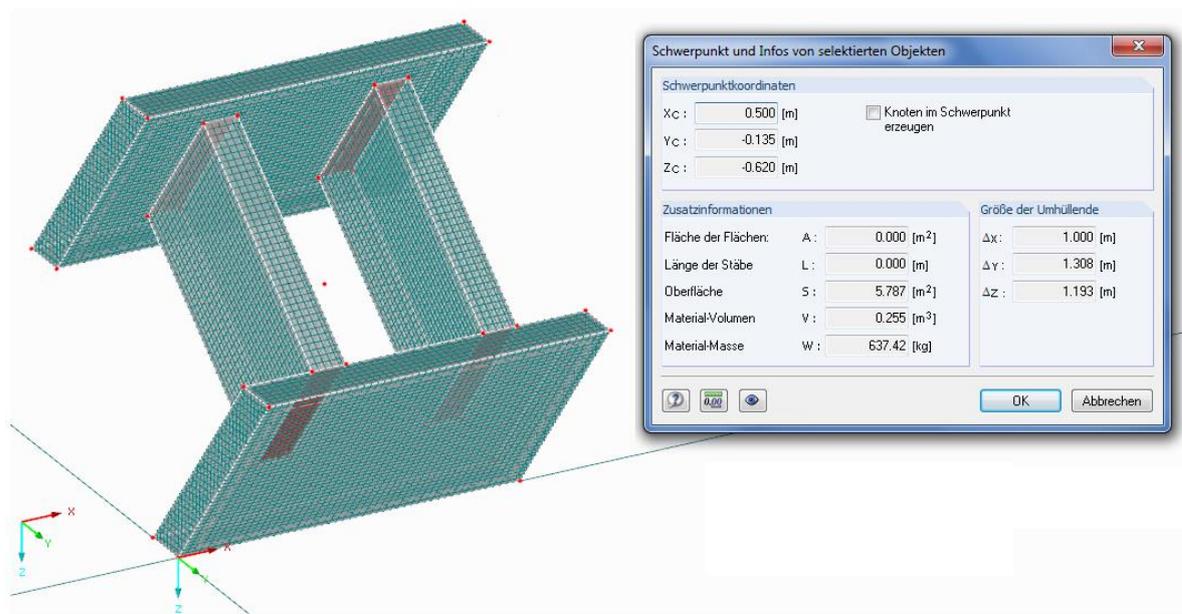


Abb. 4.9: Ermittlung des Schalstein-Eigengewichts (Regelschalstein; Typ 5; RFEM-Modell)

Durch die Tragwerksidealisierung (s. Abschn. 4.2.1) sind nur die Gewichte von zwei Schalsteintypen von Belange – neben dem Regelschalstein (Schalsteintyp 5, s. Abb. 3.34) findet sich auch der Schalsteintyp 6 bzw. 7 (Türkis bzw. Grün, s. Abb. 3.36) im Bereich des idealisierten Tragwerks, wie Abb. 4.5 aus Abschnitt 4.2.1 deutlich macht. Da diese zwei Schalsteintypen in Bezug auf das Gewicht und der Schwerpunktlage sehr ähnlich sind, ist es allerdings ausreichend ausschließlich den Regelschalstein zu berechnen. Die so ermittelten Lasten werden damit auch stellvertretend für den Schalsteintyp 6 bzw. 7 auf das Stabtragwerk aufgebracht. Die Abweichung von der Realität ist dabei marginal, führt aber zu einem deutlich geringeren Aufwand, weshalb sie akzeptiert wurde.

Das Schalsteingewicht wird in weiterer Folge als Einzellast auf das entsprechende Stabelement des Modells appliziert. Die Lage dieser Einzellast ist dabei abhängig vom Schwerpunkt des Schalsteins, d.h. das Eigengewicht des Schalsteins wirkt aufgrund der Modellierungsweise an der Stelle seines Schwerpunktes. Der Schwerpunkt selbst ist ebenfalls aus der vorangegangenen Berechnung des Volumenelements bekannt und fällt idealerweise mit der Schwerelinie des vertikalen Trägerrostbalkens zusammen, wodurch er direkt auf dem idealisierten Stabelement liegt.

Die Einzellast wirkt damit auf das vertikale Stabelement – an einem bekannten Punkt. Durch die monolithische Verbindung der vertikalen und horizontalen Elemente werden klarerweise auch die horizontalen Stäbe entsprechend belastet. Das auf diese Weise erstellte Modell bildet für das konkrete Vorhaben der Tragfähigkeitsabschätzung die tatsächliche Situation damit in zufriedenstellender Weise, bei relativ geringem Aufwand, ab.

Die nachstehende Grafik zeigt wie der Schwerpunkt des Schalsteins mit dem bereits modellierten vertikalen Stabelement zusammenfällt (Schalstein rechts).

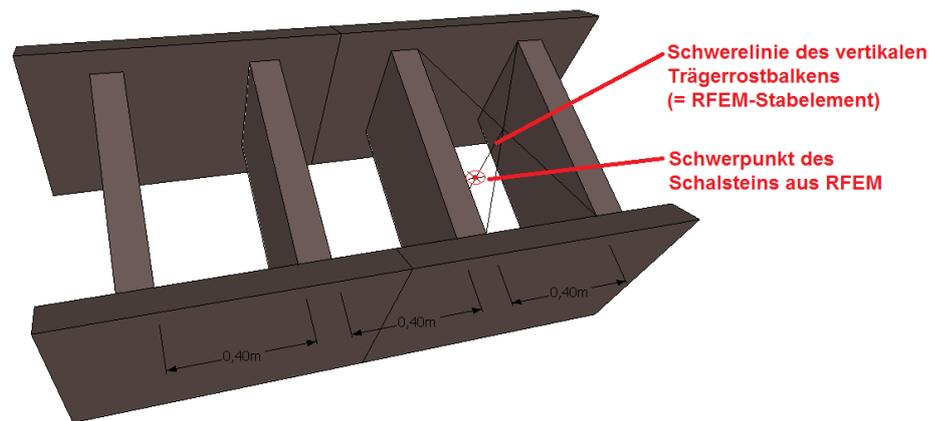


Abb. 4.10: Schwerpunktermittlung – Schwerpunkt liegt auf der Schwerlinie des Stabelements

Ebenfalls aus der Grafik ersichtlich ist, dass durch das horizontale Versetzen der Schalsteine ein Zwischenraum resultiert, der gleich groß ist wie der Raum zwischen den Mittelstegen eines Schalsteins (zufolge der Schalsteinentwicklung aus Abschn. 3.2.4). Dieser Raum bildet nach dem Betonieren einen identen vertikalen Trägerrostbalken. Der Trägerrostbalken zwischen zwei Schalsteinen wird allerdings nicht vom Eigengewicht eines Schalsteins belastet, weswegen auch im Modell die Einzellasten nur auf jene vertikalen Stabelemente aufgebracht werden dürfen, die durch die Mittelstege laufen und somit vom Schalsteineigengewicht belastet werden. Hinsichtlich dieser Belastung lassen sich wiederum zwei Ansatzfälle unterscheiden, wie nachfolgende Grafik zeigt.

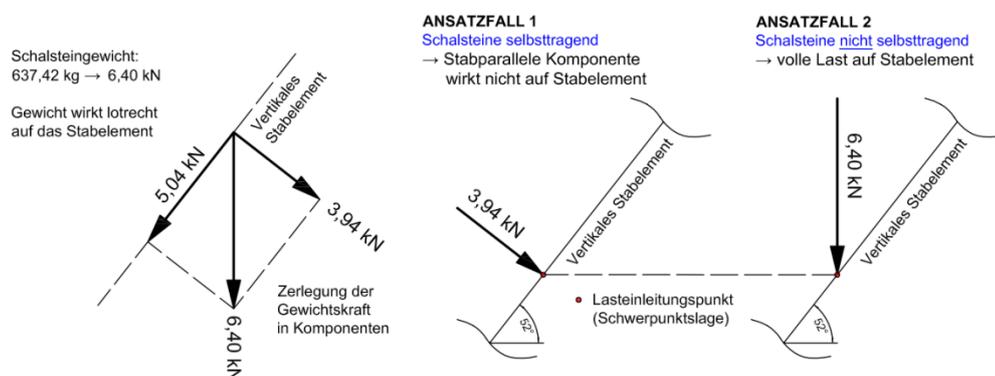


Abb. 4.11: Schalsteineigengewicht – Mögliche Ansatzfälle

Die Grafik (Abb. 4.11) macht deutlich, dass die lotrecht wirkende Schalstein-Gewichtskraft von 6,40kN in ihre Komponenten zerlegt werden kann. Aus der Zerlegung ergibt sich eine stabparallele, d.h. in Stabrichtung verlaufende Kraftkomponente in der Größe von 5,04kN und eine orthogonal auf die Stabachse stehende Komponente in der Größe von 3,94kN. Auf dieser Grundlage lassen sich zwei verschiedene Kraft-Ansatzfälle unterscheiden.

**Ansatzfall 1** ergibt sich durch den alleinigen Ansatz der orthogonalen Kraftkomponente von 3,94kN am bekannten Lasteinleitungspunkt und in entsprechender Orientierung. Hier fehlt der stabparallele Anteil der Gewichtskraft, wodurch er weder auf die vertikalen, noch auf die horizontalen Stabelemente wirken kann. Diese Kraftkomponente spielt in diesem Fall für den Trägerrost keine Rolle, da sie von den Schalsteinen selbst getragen wird. Somit tragen die aufeinandergereihten Schalsteine aus dieser Sichtweise diese Gewichtskraftkomponente selbst ab, während die Orthogonalkomponente vom Trägerrost getragen wird. Die Orthogonalkomponente der Gewichtskraft ist somit als einzige schalsteininduzierte Belastung auf das Modell aufzubringen.

**Ansatzfall 2** sieht dagegen vor, dass das Schalsteineigengewicht in voller Höhe von 6,40kN lotrecht am bekannten Lasteinleitungspunkt auf das vertikale Stabelement einwirkt. Im Zuge der Berechnung wird diese Last wiederum in eine stabparallele und eine orthogonale Komponente zerlegt (vgl. Abb. 4.11, li.). Beide Komponenten wirken dabei sowohl auf das vertikale Stabelement, als auch auf das horizontale Stabelement.

Beide möglichen Ansatzfälle werden untersucht. Es lässt sich allerdings schon vorab vorhersagen, dass die unterschiedlichen Ansatzfälle zu unterschiedlichen Bewehrungsmengen zufolge dieses Lastfalls führen, wie sich zu einem späteren Zeitpunkt auch zeigen wird. In Bezug auf Ansatzfall 1 stellt sich die Frage ob die Schalsteine der ersten Reihe (d.h. der Grundkante; am stärksten belastet) in der Lage sind, die auf sie wirkende Schalsteinlast der darüberliegenden Schalsteine zu tragen. Ohne eine eigene Detailstatik für diese Schalsteine kann selbstverständlich keine genaue Aussage getroffen werden, allerdings lässt sich eine grobe Vorabschätzung über die Druckfestigkeit des Betons vornehmen. Sie findet sich nachsehend.

Die Vorabschätzung erfolgt dabei über die Ermittlung der Druckbruchlänge, die an einem eingespannten, ideal vertikalen Druckstab (Kragstütze) ermittelt wird. Dieser vertikale, am Fußpunkt eingespannte Stab besteht aus dem eingesetzten Beton der Festigkeitsklasse C30/37. Die Ermittlung der Druckbruchlänge, das ist die vertikale Stablänge unter der es zum Druckversagen des Druckstabes aufgrund des Eigengewichts kommt, lässt sich rechnerisch wie folgt vornehmen [15]:

**- Eigengewicht  $G$  des Druckstabes**

$$G = F = A [m^2] * l_R [m] * \gamma \left[ \frac{MN}{m^3} \right]$$

$G = F$  ... Gewichtskraft (EG, Druckkraft) [MN]

$A$  ... Grundfläche des Druckstabes [m<sup>2</sup>]

$l_R$  ... Stablänge (Druckbruchlänge) [m]

$\gamma$  ... Betonwichte 25 [kN/m<sup>3</sup>]

**- Maximal auftretende Druckspannung  $\sigma_c$  (charakteristisch)**

$$\sigma_c = \frac{F [MN]}{A [m^2]} = l_R [m] * \gamma \left[ \frac{MN}{m^3} \right]$$

**- Druckwiderstandskraft  $F_{Rc}$  des Druckstabes am Fußpunkt (Stelle der größten Last)**

$$F_{Rc} = A [m^2] * \text{aufnehmbare Spannung}$$

Die *aufnehmbare Spannung* entspricht der charakteristischen Betondruckfestigkeit, die mit C30/37 angegeben wird; damit ergibt sich ein Wert von  $f_{ck} = 30 \left[ \frac{N}{mm^2} \right] = 30 \left[ \frac{MN}{m^2} \right]$  und

$$F_{Rc} = A [m^2] * f_{ck} \left[ \frac{MN}{m^2} \right]$$

**- Ermittlung der Druckbruchlänge  $l_R$**

Der Druckbruch des Druckstabes zufolge des Eigengewichtdrucks tritt ein, wenn die Gewichtskraft  $G = F$  (Druckkraft) die Größe der Druckwiderstandskraft  $F_{Rc}$  zu Folge der Betonfestigkeit erreicht.

$$F_{Rc} [MN] = F [MN] = G [MN] \dots \text{Bruchkriterium}$$

Somit wird durch Substitution und Kürzung folgender Ausdruck erhalten:

$$A [m^2] * f_{ck} \left[ \frac{MN}{m^2} \right] = A [m^2] * l_R [m] * \gamma \left[ \frac{MN}{m^3} \right]$$

Es zeigt sich, dass die Querschnittsfläche unerheblich ist, da sie durch die Kürzung wegfällt.

Daraus folgt wiederum:

$$f_{ck} \left[ \frac{MN}{m^2} \right] = l_R [m] * \gamma \left[ \frac{MN}{m^3} \right]$$

Durch Umformung ergibt sich schließlich die Druckbruchlänge zu:

$$l_R [m] = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \frac{30 [MN/m^2]}{0,025 [MN/m^3]} = 1200 [m] = 1,2 [km]$$

Wie sich anhand der Ermittlung der Druckbruchlänge zeigt, ist ein Druckversagen des veranschlagten Schalsteinbetons zufolge seines Eigengewichts erst aber einer Stablänge von 1200m zu erwarten. Ein Druckversagen der Schalsteine des Pyramidenbauwerks ist aufgrund der relativ niedrigen Lasten damit augenscheinlich auszuschließen. Eine genauere Abschätzung kann damit entfallen.

Die nachfolgenden Abbildungen verdeutlichen abschließend den beschriebenen Lastfall 2 anhand des Lastbilds des Modells. Die erläuterten Ansatzfälle werden dabei getrennt voneinander angeführt.

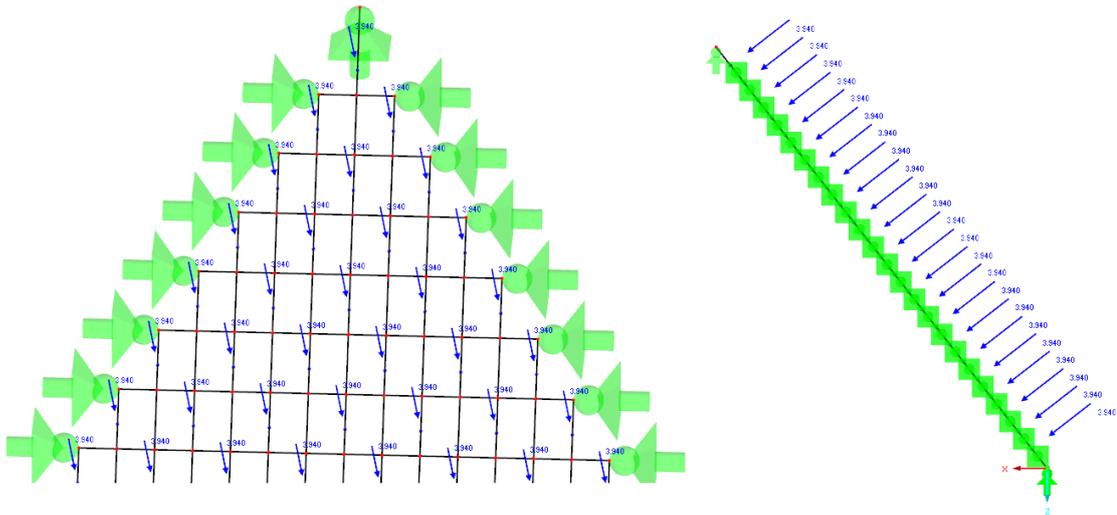


Abb. 4.12: Lastfall 2 – Einzellast des Schalstein-Eigengewichts: Steine selbsttragend (RFEM-Modell)

Ansatzfall 1 wird in der oberen Abbildung dargestellt. Dabei lässt sich erkennen, dass die Einzellasten nur auf jene vertikalen Stäbe aufgebracht wurden, die durch den Mittelsteg der Schalsteine führen (vgl. Abb. 4.5). Zudem ist festzuhalten, dass die vertikalen Stäbe, die durch die Mittelstege der Grundkantenschalsteine führen (s. Abb. 3.32) nicht belastet werden, da die Schalsteine an dieser Stelle auf der Geschossdecke aufliegen und somit nicht auf den Trägerrost wirken. Gleiches gilt für den Ansatzfall 2, wobei die Lasten der Schalsteineigengewichte den vorangegangenen Beschreibungen entsprechend aufgebracht wurden, wie das nachfolgendes Bild deutlich macht. Klarerweise müssen die ständigen Lasten des Lastfalls 2 stets gemeinsam mit den ständigen Lasten des Lastfalls 1 wirken.

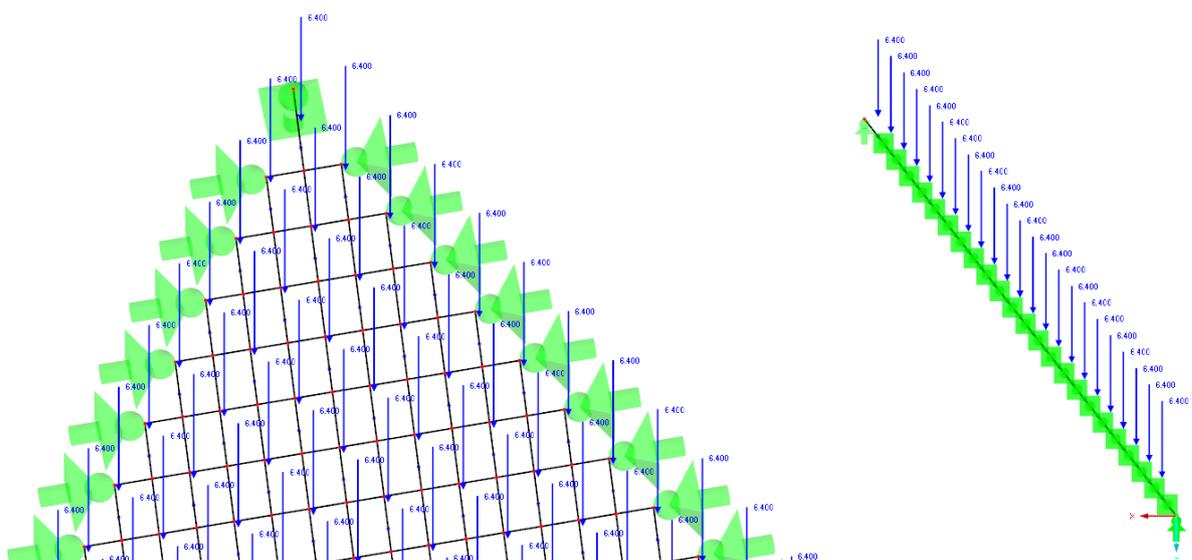


Abb. 4.13: Lastfall 2 – Einzellast des Schalstein-Eigengewichts: Steine nicht selbsttragend (RFEM-Modell)

### 4.2.2.3 LF 3 - Schneelast

**Normengrundlage:** ÖNORM EN 1991-1-3 einschl. ÖNORM B 1991-1-3 (s. 4.1.1.1)

Die Größe der anzusetzenden Schneelast ist vom Standort (Lage und Seehöhe) abhängig und wird im Weiteren nach der aktuellen Normung ermittelt und kurz beschrieben. Die Last ist dabei klarerweise als veränderliche Last zu definieren, da keine ständige Einwirkung zufolge der Schneelast gegeben ist. Sämtliche Berechnungsschritte und Formeln sind den angeführten Normen entnommen.

#### - Charakteristischer Wert der Schneelast $S_k$ auf dem Boden [16], [17]

Bezugsort (NAD, Anhang A): Gänserndorf (NÖ) – 165m.ü.A, Lastzone 2\*/2,  $S_k = 1,20$  [kN/m<sup>2</sup>]

Anhand dieser Informationen erfolgt die genaue Berechnung der Schneelast unter Einbezug der tatsächlichen Standortseehöhe und der Lastzonen wie folgt (NAD, Anhang B):

$$S_k = (0,642 * Z + 0,009) * \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$S_k$  ... charakteristische Schneelast auf dem Boden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $A$  ... Geländehöhe über dem Meeresspiegel (Seehöhe) [m]  
 $Z$  ... Rechenwert für die Zonen-Nummer (Tab. B.1) [-]

Wobei

$A = 182$ m.ü.A (s. Abschn. 4.1.2 Standortbeschreibung)

$Z = 1,6$  bei Lastzone 2\*

$Z = 2,0$  bei Lastzone 2

Womit sich für  $S_k$  folgende Werte ergeben:

$S_{k,z=1,6} = 1,101$  [kN/m<sup>2</sup>]

$S_{k,z=2,0} = 1,374$  [kN/m<sup>2</sup>] – „Im Zweifelsfall ist der höhere Wert maßgebend.“

Weil keine näheren Informationen vorliegen ist der höhere Wert anzusetzen. Somit ergibt sich für den charakteristischen Wert der Schneelast auf dem Boden lt. Norm:  $S_k = 1,374$  [kN/m<sup>2</sup>]

#### - Charakteristischer Wert der Schneelast $S$ auf dem Dach [16], [17]

Errechnet sich wie folgt:

$$S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k$$

$S_k$  ... charakteristische Schneelast auf dem Boden [kN/m<sup>2</sup>]

$C_e$  ... Umgebungskoeffizient; lt. NAD:  $C_e = 1,0$  [-]

$C_t$  ... Temperaturkoeffizient; lt. NAD:  $C_t = 1,0$  [-]

$\mu_1$  ... Formbeiwert für Schneelasten [-]

Der Formbeiwert für Schneelasten  $\mu_1$  ist von der Dachform abhängig. Im Fall der Pyramide wird die 52° geneigte Seitenfläche als schräges Dach betrachtet, wobei die Ermittlung des Formbeiwerts anhand der Angaben zu den Pultdächern erfolgt (normativ am ehesten zutreffend).

Die Festlegung des Formbeiwerts wird in Abhängigkeit des Neigungswinkels  $\alpha$  des Pultdaches (Form für Pyramidenseitenfläche am geeignetsten) nach folgender Bedingung vorgenommen:

$$\alpha = 52^\circ; \text{ bei } 30^\circ < \alpha < 60^\circ \rightarrow \mu_1 = 0,80(60 - \alpha)/30 = 0,213$$

Womit sich der charakterist. Wert der Schneelast  $S$  auf der Pyramidenseitenfläche wie folgt ergibt:

$$S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k = 0,213 * 1,0 * 1,0 * 1,374 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] \quad S = 0,293 \left[ \frac{KN}{m^2} \right]$$

Die so ermittelte Schneelast wird in Form einer Flächenlast ausgewiesen. Diese Flächenlast muss aufgrund der Modellierungsweise (Trägerrost aus Stabelementen) auf eine projektive Linienlast umgerechnet werden, was durch den Einbezug der Einflussbreite erreicht wird. Die Linienlast wirkt schließlich über die gesamte Länge jedes vertikalen Stabes. Der horizontale Abstand aller Stäbe ist dabei 0,50m, was zugleich der Einflussbreite entspricht. Auf jeden vertikalen Stab wirkt somit die Schneelast des ihn umhüllenden Schalsteines. Alle vertikalen Stäbe werden aus diesem Grund auf die selbe Weise belastet (vgl. Abb. 4.5), die horizontalen Stäbe hingegen nicht mit Lasten beaufschlagt. Die Beeinflussung erfolgt hier indirekt. Nachstehende Grafik (Abb. 4.14) zeigt dazu das Lastbild.

Die projektive Linienlast errechnet sich aus der Flächenlast  $S$  durch den Einbezug der Last-Einflussbreite von 0,50m. Damit ergibt sich folgende, auf das Modell aufzubringende Schneelast  $S$ :

$$S = \text{Flächenlast} \left[ \frac{KN}{m^2} \right] * \text{Einflussbreite [m]} = \text{Linienlast} \left[ \frac{KN}{m} \right] = 0,293 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] * 0,50 \text{ [m]}$$

$$S = 0,147 \left[ \frac{KN}{m} \right]$$

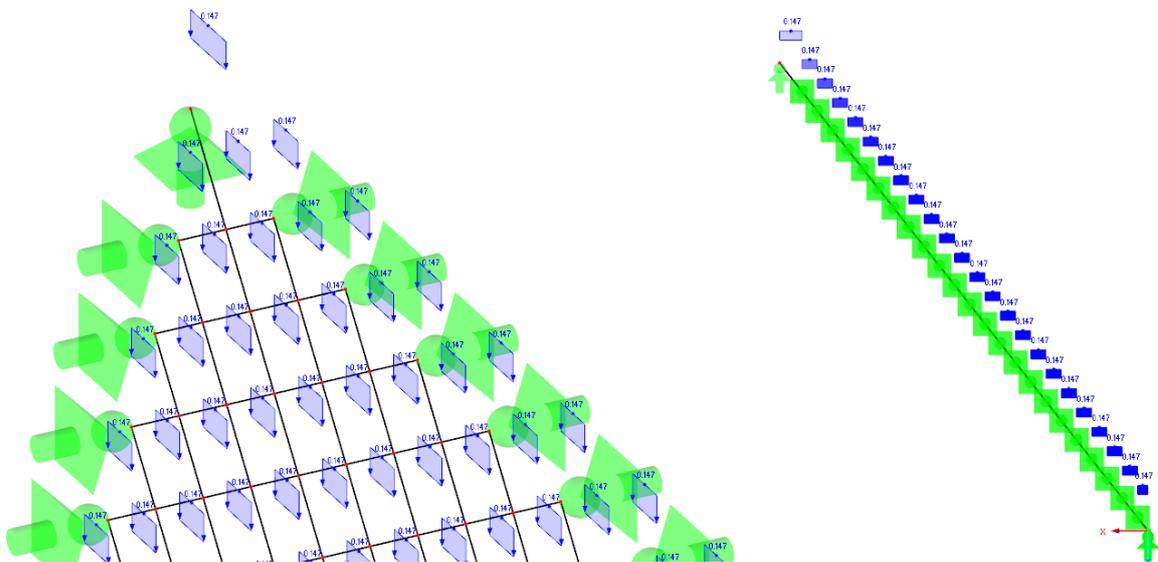


Abb. 4.14: Lastfall 3 – Projektive Schneelast (RFEM-Modell)

#### **4.2.2.4 LF 4 - Windlast**

**Normengrundlage:** ÖNORM EN 1991-1-4 einschl. ÖNORM B 1991-1-4 (s. 4.1.1.1)

Für die Windlast gilt prinzipiell Identes wie für die Schneelast. Sie wird im Weiteren nach der aktuell gültigen Norm ermittelt und kurz beschrieben. Um den Aufwand zu minimieren, wird die Windlast in der ermittelten Größe voll auf die Pyramidenseitenfläche aufgebracht, d.h. der Ansatz der Windlast erfolgt nicht abgestuft nach Bereichen (auf der sicheren Seite liegend).

#### **Ermittlung des Winddrucks auf Oberflächen [18], [19]**

Als Oberfläche wird die Pyramidenseitenfläche verstanden, die wie bei der Ermittlung der Schneelast als schräges Dach betrachtet wird (normativ am ehesten zutreffend). Eine Pyramidenseite wird demnach als „ganzes“ Pultdach mit 52° Neigung behandelt.

#### **- Auf die Außenfläche einwirkender Winddruck $w_e$**

Errechnet sich wie folgt:  $w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$

$q_p(z_e)$  ... Böengeschwindigkeitsdruck (Spitzengeschwindigkeitsdruck) [kN/m<sup>2</sup>]

$z_e$  ... Bezugshöhe für den Außendruck (von der Bauwerksform abhängig) [m]

$c_{pe}$  ... aerodynamischer Beiwert für den Außendruck (von der Bauwerksform abhängig) [-]

$q_p(z_e)$  wird nach Tabelle 1 des nationalen Anwendungsdokuments (NAD) in Abhängigkeit der Geländekategorie ermittelt – auf der sicheren Seite liegend (nähere Informationen liegen nicht vor) wird Geländekategorie II (vgl. Anhang A.1 der ÖNORM EN) angenommen. Es gilt folgendes:

$$\frac{q_p}{q_{b,0}} = \left( \frac{v_p}{v_{b,0}} \right)^2, \quad \text{Geländekategorie II} \rightarrow 2,1 * \left( \frac{z}{10} \right)^{0,24}; \quad \text{wobei } z_{min} = 5m$$

$q_p$  ... Spitzengeschwindigkeitsdruck [kN/m<sup>2</sup>]

$q_{b,0}$  ... Referenzwert des Geschwindigkeitsdruckes (10-min-Mittel in 10m Höhe, Gelände II) [kN/m<sup>2</sup>]

$z$  ... Höhe über Grund (von Bauwerksform abhängig) [m]

$z_{min}$  ... minimale Höhe, bis zu der das jeweilige Profil gilt; darunter ist der Wert für  $z_{min}$  zu nehmen [m]

$q_{b,0}$  ist tabelliert und dem Ortsverzeichnis des NAD (Anhang A, Tab. A.1) zu entnehmen. Referenzort: Gänserndorf (NÖ) – 165m.ü.A, Basisdruckgeschwindigkeit  $q_{b,0} = 0,46$  [kN/m<sup>2</sup>]

Die Höhe über Grund  $z$  ist vom Bauwerk abhängig. Bei einem Pultdach gilt  $z = z_e = h$ . Wird die Seitenfläche stark vereinfacht als vertikale Wand betrachtet, erfolgt die Ermittlung von  $z$  in Abhängigkeit der Bauwerkshöhe und der Bauwerksbreite anhand der nachstehenden Abbildung.

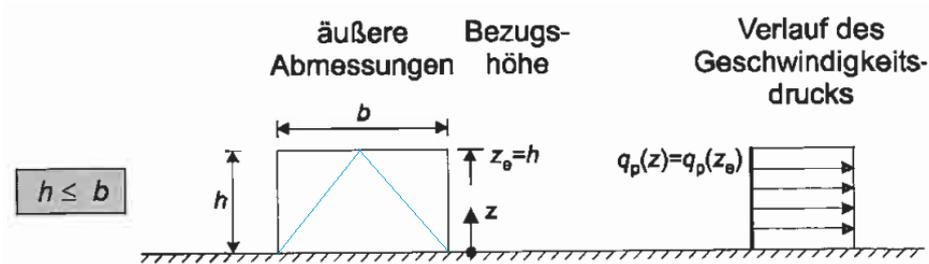


Abb. 4.15: Ermittlung der Höhe über Grund  $z$  – Angepasste Grafik aus dem Eurocode [18]

$h = \sim 15,50\text{m}$  (Tragwerksidealisierung; vgl. Abb. 4.6),  $b = 23,0\text{m}$  (Tragwerksidealisierung)

$h \leq b$  trifft damit zu und somit gilt Identes wie beim Pultdach:  $z = z_e = h = 15,50\text{m}$

Somit ergibt sich auch  $z = z_e = 15,50\text{m} > z_{\min} = 5\text{m}$ , weshalb  $z_e = 15,50\text{m}$  gilt

Weiters errechnet sich damit der Spitzengeschwindigkeitsdruck  $q_p(z_e) = q_p$  wie folgt:

$$q_p(z_e) = q_p = q_{b,0} * \text{Faktor}$$

$$q_p(z_e) = q_p = q_{b,0} * 2,1 * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} = 0,46 * 2,1 * \left(\frac{15,50}{10}\right)^{0,24}$$

$$q_p(z_e) = q_p = 1,073 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right]$$

Im Anschluss an die Ermittlung des Spitzengeschwindigkeitsdruckes (Böengeschwindigkeitsdruck), wird der aerodynamische Beiwert für den Außendruck  $c_{pe}$  bestimmt. Im Fokus steht dabei nur der globale Druckbeiwert  $c_{pe,10}$ , der zur Bemessung des gesamten Tragwerks heranzuziehen ist. Die Pyramidenseitenfläche wird wiederum als Pultdach betrachtet (normativ am ehesten zutreffend).

Die Seitenfläche wird zur Minimierung des Erhebungsaufwands nicht in Zonen eingeteilt, sondern über die gesamte Fläche mit dem selben Winddruck beaufschlagt. Durch diese Vorgehensweise liegt die Vorbemessung auf der sicheren Seite. Winddruck auf eine Oberfläche wird positiv angenommen, Druck von der Oberfläche weg (Windsog) negativ. Die ungünstigsten Werte für das Pyramidenbauwerk werden bei einer Anströmrichtung von  $0^\circ$  und Winddruck erhalten. Nachfolgende, angepasste Grafik aus dem Eurocode dient der Erläuterung.

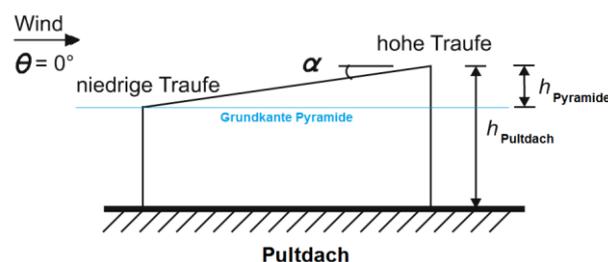


Abb. 4.16: Ermittlung der Druckbeiwerte – Angepasste Grafik aus dem Eurocode [18]

Die Bestimmung des Außendruckbeiwerts wird im NAD geregelt. Die Ermittlung erfolgt dabei nach einem vereinfachten Verfahren (Tabelle 9). Es gilt demnach als ausreichend, wenn die Seitenfläche (Dachfläche) in eine einzige Zone eingeteilt wird. Im vorliegenden Fall ist somit nur Zone H bzw. I relevant. Auf der sicheren Seite liegend wird der Neigungswinkel  $\alpha = 60^\circ$  aus der Tabelle übernommen, was zu einem  $c_{pe,10}$ -Wert von +0,70 (Winddruck) führt.

Damit ergibt sich der auf die Außenfläche einwirkende Winddruck  $w_e$  wie folgt:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 1,073 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] * 0,70$$

$$w_e = 0,751 \left[ \frac{KN}{m^2} \right]$$

Der auf die Oberfläche im Inneren wirkende Winddruck  $w_i$  wird nachfolgend ermittelt.

**- Auf die Oberfläche im Inneren des Bauwerks einwirkender Winddruck  $w_i$**

Errechnet sich wie folgt:  $w_i = q_p(z_i) * c_{pi}$

$q_p(z_i)$  ... Böengeschwindigkeitsdruck (Spitzengeschwindigkeitsdruck) [kN/m<sup>2</sup>];  $q_p(z_i) = q_p(z_e) = q_p(z)$

$z_i$  ... Bezugshöhe für den Innendruck (von der Bauwerksform abhängig) [m];  $z_i = z_e = z = h$

$c_{pi}$  ... aerodynamischer Beiwert für den Innendruck (von der Bauwerksform abhängig) [-]

Der Spitzengeschwindigkeitsdruck und die Bezugshöhe sind aus der vorangegangenen Berechnung des Außendrucks  $w_e$  bekannt und werden übernommen. Der aerodynamische Beiwert für den Innendruck wird über die vereinfachte Ermittlung nach dem NAD bestimmt. Für den konkreten Fall stehen zwei  $c_{pi}$ -Werte zur Verfügung: +0,20 (Druck) bzw. -0,30 (Sog). Damit ergibt sich für  $w_i$ :

$$w_{i,Sog=-0,30} = q_p(z_i) * c_{pi,Sog} = 1,073 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] * (-0,30) = -0,322 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] \text{ bzw.}$$

$$w_{i,Druck=+0,20} = q_p(z_i) * c_{pi,Druck} = 1,073 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] * 0,20 = 0,215 \left[ \frac{KN}{m^2} \right]$$

Die Gesamtbelastung der Seitenfläche zufolge des einwirkenden Winddrucks  $w$  ergibt sich schlussendlich durch das ungünstige Zusammenspiel des Außendrucks und des Innendrucks. Somit gilt:

$$w = w_e - w_i$$

$$w = w_e - w_{i,Sog} = 0,751 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] - (-0,322) \left[ \frac{KN}{m^2} \right] = 1,073 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] \text{ bzw.}$$

$$w = w_e - w_{i,Druck} = 0,751 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] - 0,215 \left[ \frac{KN}{m^2} \right] = 0,536 \left[ \frac{KN}{m^2} \right]$$

Wie sich zeigt, ist der Wert des einwirkenden, resultierenden Winddrucks  $w$  dann maximal, wenn die Seitenfläche von außen durch Winddruck und von innen durch Windsog belastet wird. Das Ergebnis widerspiegelt die Vorstellung, dass ein innenwirkender Druck dem außenwirkenden Druck entgegenwirken würde und somit die Gesamtbelastung auf die Seitenfläche verringert.

Für die Aufbringung der Windlast gilt wieder Identes wie bei der Schneelast. Die als Flächenlast ausgewiesene Windbelastung muss aufgrund der Modellierungsweise auf eine Linienlast umgerechnet werden. Diese Linienlast wirkt schließlich wieder – in Analogie zur Schneelast – über alle vertikalen Stäbe. Im Unterschied zur Schneelast ist die Windlast allerdings als eine lokale Linienlast aufzubringen (orthogonal auf die Stabachse wirkend).

Die Umrechnung der Flächenlast erfolgt wieder auf die bekannte Weise:

$$w = \text{Flächenlast} \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] * \text{Einflussbreite} [\text{m}] = \text{Linienlast} \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right] = 1,073 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] * 0,50 [\text{m}]$$

$$w = 0,537 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right]$$

Abschließend findet sich das Lastbild des Modells zufolge der Windlast.

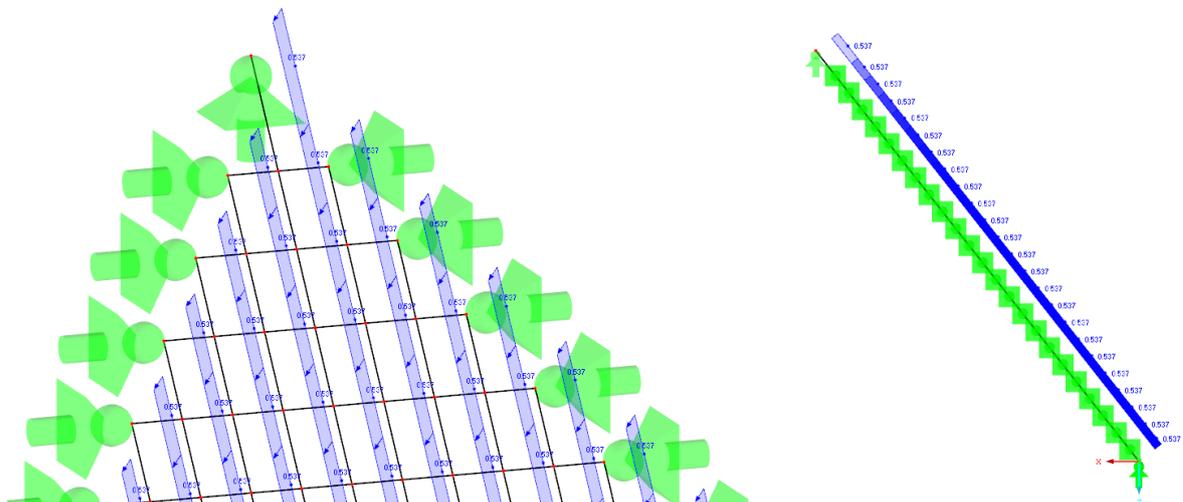


Abb. 4.17: Lastfall 4 – Lokale Windlast (RFEM-Modell)

#### **4.2.2.5 LF 5 - Temperaturlast**

**Normengrundlage:** ÖNORM EN 1991-1-5 einschl. ÖNORM B 1991-1-5 (s. 4.1.1.1)

Die Temperaturlast resultiert aus den temperaturinduzierten Dehnungsbestrebungen des Betons, der aufgrund der monolithischen Bauweise an der Längenänderung gehindert wird, worauf Zwangsbeanspruchungen auftreten. Diese können zu schwerwiegenden Schädigungen des Tragwerks führen. Aus diesem Grund ist die statische Abschätzung unter Einbezug der Temperaturlast vorzunehmen, da sie die zu erwartende Bewehrungsmenge stark beeinflusst. Die Last ist dabei klarerweise als veränderliche Last zu definieren, da keine ständige Einwirkung zufolge der Temperaturlast gegeben ist. Im Weiteren findet sich die Lastermittlung nach Norm.

#### **Ermittlung der Temperatureinwirkung [20], [21]**

Maßgebend für die Ermittlung der Temperaturlast ist die Temperatur im Winter, d.h. in der kalten Jahreszeit. Die Temperatureinwirkung im Sommer führt zu einer Ausdehnung des Betonkörpers, die der Verformung zufolge des Tragwerkseigengewichts entgegenwirkt. Die sommerliche Temperaturlast entlastet das Primärtragwerk damit zum Teil und führt so nicht zu den ungünstigsten Situationen, die der Vorbemessung zu Grunde liegen sollten. Die Aufbringung der Temperaturlast auf das Tragwerk erfolgt durch die Festlegung von zwei Temperaturanteilen, die in RFEM 5.01 eingegeben werden. Folgende Anteile sind zu bestimmen (entnommen aus [20])

- Konstanter Temperaturanteil  $\Delta T_u$  ( $T_c$  in RFEM):  
*„Temperatur, die über den Querschnitt konstant ist und die zu einer Ausdehnung oder Verkürzung eines Bauteils oder Tragwerks führt.“*
- Linear veränderlicher Temperaturanteil  $\Delta T_M$  ( $\Delta T$  in RFEM):  
*„Anteil der Temperaturverteilung in einem Bauteil, das den Temperaturunterschied zwischen der Außenseite des Bauteils und jedem innenliegenden Punkt darstellt.“*

Zur Bestimmung der Werte dieser Anteile sieht das NAD Nachfolgendes vor ([21], Abschnitt 5.2):  
*„Für die Berechnung von Zwangsbeanspruchungen von Bauteilen oder Bauwerken aus Beton dürfen, wenn nicht außerordentliche Verhältnisse vorliegen, für die Temperaturänderungen folgende Werte angesetzt werden:*

- 1) *für die gleichmäßige Veränderung der Bauteiltemperatur  $\Delta T_u$  ( $T_c$  in RFEM):*
  - a) *+/-20°C*      *frei stehende Tragwerksteile;*
  - b) *+/-10°C*      *Bauteile, die mindestens 70cm dick oder mindestens 70cm überschüttet sind bzw. Bauteile im Inneren von Gebäuden, die der dauernden Einwirkung von Außentemperaturen nur teilweise ausgesetzt sind.*

2) für die ungleichmäßige Veränderung der Bauteiltemperatur (Temperaturgefälle zwischen den gegenüberliegenden Rändern eines Bauteils)  $\Delta T_M$  ( $\Delta T$  in RFEM)

- a)  $\pm 10^\circ\text{C}$       frei stehende Tragwerksteile im Allgemeinen
- b)  $\pm 5^\circ\text{C}$       geschützte Tragwerksteile mit mindestens 45cm Überschüttung oder ohne direkter Sonnenbestrahlung.“

Im vorliegenden Fall wird für die gleichmäßige Veränderung der Bauteiltemperatur  $\Delta T_u$  der Wert  $-10^\circ\text{C}$  angesetzt. In Bezug auf die ungleichmäßige Veränderung der Bauteiltemperatur  $\Delta T_M$  ist ebenfalls der Wert von  $-10^\circ\text{C}$  zutreffend.

Für die Eingabe in RFEM 5.01 ergibt sich damit:

$T_c = -10^\circ\text{C}$  ( $\Delta T_u$ ; Abkühlung entlang der Träger-Mittellinie)

$\Delta T = -10^\circ\text{C}$  ( $\Delta T_M$ ; außenstehende Fasern kälter als innenstehende Fasern)

Damit sind die Eingangswerte zur automatischen Ermittlung der Temperaturlast festgelegt. Die Last selbst wird, im Unterschied zu den bisherigen Lasten (Schneelasten; Windlasten etc.), aufgrund der Wirkungsweise auf jeden Stab aufgebracht (vertikal sowie horizontal). Nachfolgende Abbildungen zeigen zusammenfassend die Lastaufbringung auf das Modell.

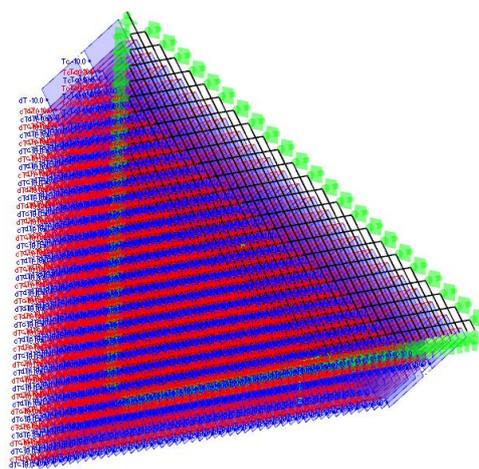
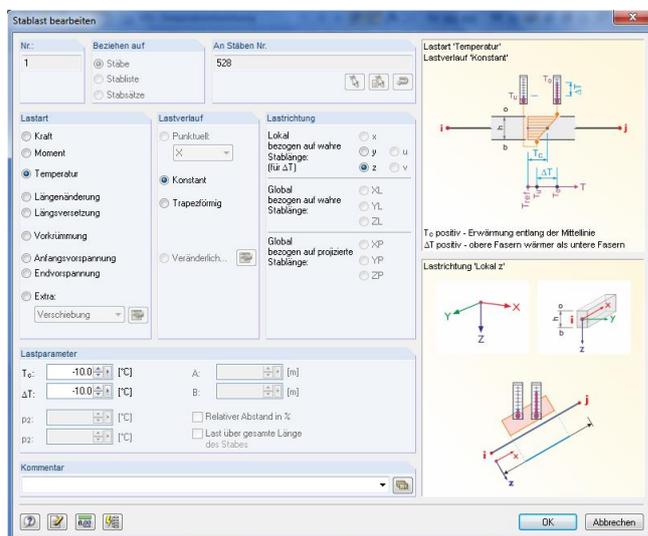


Abb. 4.18: Lastfall 5 – Temperaturlast; li.: Eingabemaske; re.: Lastbild der Zwängungslast (RFEM-Modell)

Mit der Ermittlung der Temperaturlast sind sämtliche Lasten für die Vorbemessung des Tragwerks im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt. Im Weiteren werden sie über normativ vorgegebene Regeln kombiniert. Die resultierende Lastfallkombination wird dann zur Vorbemessung herangezogen.

### 4.2.3 Lastfallkombination

Im Zuge der Lastfallkombination werden die zuvor ermittelten Lasten (d.h. die Lastfälle) nach normativen Vorgaben so überlagert, dass die ungünstigste Situation für das Tragwerk resultiert. Damit wird die Tragfähigkeit in einer bestimmten wahrscheinlichkeitstheoretischen Bandbreite gewährleistet, wenn alle Lasten zur selben Zeit einwirken. Die einzelnen Lastfälle werden dabei allerdings nicht einfach aufsummiert und auf das Tragwerk aufgebracht, sondern nach normativen Vorgaben, die den Einbezug von Faktoren (Teilsicherheitsbeiwerte) und Kombinationsbeiwerte vorsehen, kombiniert. Dafür sind die Lastfälle zunächst in ständige ( $G_k$ ) und veränderliche Lasten ( $Q_k$ ) aufzuteilen.

Als Normengrundlage dient ÖNORM EN 1990 einschl. ÖNORM 1990/A1 (s. 4.1.1.1). Die Definition als ständige Last  $G_k$  oder veränderliche Last  $Q_k$  wurde bereits bei der Beschreibung des jeweiligen Lastfalls vorgenommen, soll aber nachfolgend noch einmal festgehalten werden:

#### Ständige Lasten $G_k$ :

- **LF 1:** Eigengewicht des Trägerrosts
- **LF 2:** Eigengewicht der Schalsteine

#### Veränderliche Lasten $Q_k$ :

- **LF 3:** Schneelast
- **LF 4:** Windlast
- **LF 5:** Temperaturlast

Beide Lastfälle der ständigen Lasten wirken permanent und gemeinsam auf das Tragwerk. Diese Lasten werden zufolge der Norm rechnerisch erhöht, was über die Multiplikation der Lasten mit dem *Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten*  $\gamma_G$  erreicht wird – es resultiert die Bemessungslast  $G_d$ .

Die veränderlichen Lasten führen im gegebenen Fall auch dann zur ungünstigsten Situation für das Tragwerk, wenn sie gemeinsam wirken. Im Unterschied zu den ständigen Lasten wirken sie aber nicht permanent und die rechnerische Erhöhung der Last erfolgt über die Multiplikation der Lasten mit dem *Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten*  $\gamma_Q$  – es resultiert die Bemessungslast  $Q_d$ . Aufgrund der geringen Wahrscheinlichkeit, dass alle veränderlichen und nicht ständig wirkenden Lasten zur selben Zeit in voller Höhe auftreten, erfolgt zusätzlich der Einbezug eines *Kombinationsbeiwertes*  $\psi$ .

Die Teilsicherheitsbeiwerte dienen dabei, als wesentlicher Bestandteil des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes, der Erhöhung der Sicherheiten (Verringerung d. Versagenswahrscheinlichkeit). Sie sind im vorliegenden Fall in folgender Größenordnung anzusetzen [22]:

- Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G$  für ständige Lasten  $G_k$ :  $\gamma_G = 1,35$ ;  $G_k * \gamma_G = G_d$
- Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$  für veränderliche Lasten  $Q_k$ :  $\gamma_Q = 1,50$ ;  $Q_k * \gamma_Q = Q_d$

Der Kombinationsbeiwert dient wiederum der Sicherstellung einer wirtschaftlichen Bemessung. Er regelt die Abminderung der rechnerisch erhöhten veränderlichen Lasten  $Q_d$ , wenn diese gleichzeitig auf das Bauwerk wirken. Die Ermittlung des Kombinationsbeiwerts ist abhängig vom untersuchten Grenzzustand und der Art der veränderlichen Last. Seine Größenordnung kann damit auch erst nach der Festlegung des Grenzzustandes und der Identifikation der dominierenden veränderlichen Last (Leiteinwirkung) sowie der weiteren einwirkenden veränderlichen Lasten angegeben werden.

Zur statischen Abschätzung des Tragwerks (Vorbemessung bzw. Vorstatik) ist die Untersuchung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ausreichend. Dafür gilt folgendes Nachweiskonzept bzw. Lastfallkombination [22], [23]:

Grenzzustand der Tragfähigkeit (**Ultimate Limit State**) – für den Nachweis ist  $E_d \leq R_d$  zu erfüllen. Wobei folgende Lastfallkombination gilt (angepasst aus [23]):

$$E_d \left[ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \right] \leq R_d \left[ \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right]$$

$E_d$  ... Bemessungswert der Einwirkungen (Beanspruchungen)

$\gamma_{G,j}$  ... Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung,  $\gamma_G = 1,35$

$G_{k,j}$  ... charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung

$\gamma_{Q,1}$  ... Teilsicherheitsbeiwert der dominierenden veränderlichen Einwirkung,  $\gamma_{Q,1} = 1,50$

$Q_{k,1}$  ... charakteristischer Wert der dominierenden veränderlichen Einwirkung

$\gamma_{Q,i}$  ... Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung,  $\gamma_{Q,i} = 1,50$

$\Psi_{0,i}$  ... Kombinationsbeiwert der veränderlichen Einwirkung

$Q_{k,i}$  ... charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung

$R_d$  ... Bemessungswert des Widerstandes

$f_{ck}$  ... charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (Werkstoffwiderstand)

$\gamma_c$  ... Teilsicherheitsbeiwert für Beton

$f_{yk}$  ... charakteristischer Wert der Betonstahlfließgrenze (Werkstoffwiderstand)

$\gamma_s$  ... Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl

Wie sich zeigt, wird im Zuge des Nachweiskonzepts nicht nur die Einwirkung rechnerisch erhöht, sondern auch der Bauteilwiderstand über einen werkstoffbezogenen Teilsicherheitsbeiwert rechnerisch verringert. Der Bemessungswert der Einwirkung  $E_d$  darf letztlich den Bemessungswert des Widerstands  $R_d$  nicht übersteigen. Dadurch sind entsprechend große Sicherheiten bei der Vorbemessung gegeben. Im Weiteren soll allerdings nur die Einwirkungsseite betrachtet werden.

Zur korrekten Lastfallkombination muss gemäß dem Formalismus die dominierende veränderliche Einwirkung festgelegt werden. Sie erzeugt unter den veränderlichen Einwirkungen die größten Schnittkräfte und wirkt deshalb am ungünstigsten, weshalb sie als Leiteinwirkung bezeichnet wird.

Die Leiteinwirkung ist nach den Kombinationsregeln voll anzusetzen, während die weiteren einwirkenden veränderlichen Lasten über den Kombinationsbeiwert abgemindert werden.

Aus Vorversuchen ist bekannt, dass die Leiteinwirkung im gegebenen Fall die Temperaturlast (LF 5) ist. Der Kombinationsbeiwert  $\psi$  für die Schneelast (LF 3) wird aus diesem Grund mit  $\psi = 0,50$  und für die Windlast (LF 4) mit  $\psi = 0,60$  angegeben (s. Eurocode 1990, Tab. A.1.1), womit alle Eingangswerte für die Lastfallkombination festgelegt sind. Die Lastfälle selbst liegen in RFEM bereits vor.

Die Kombination aller Lastfälle erfolgt in RFEM 5.01 nach den erläuterten theoretischen Hintergründen. Nachfolgende Abbildung illustriert das Vorgehen.

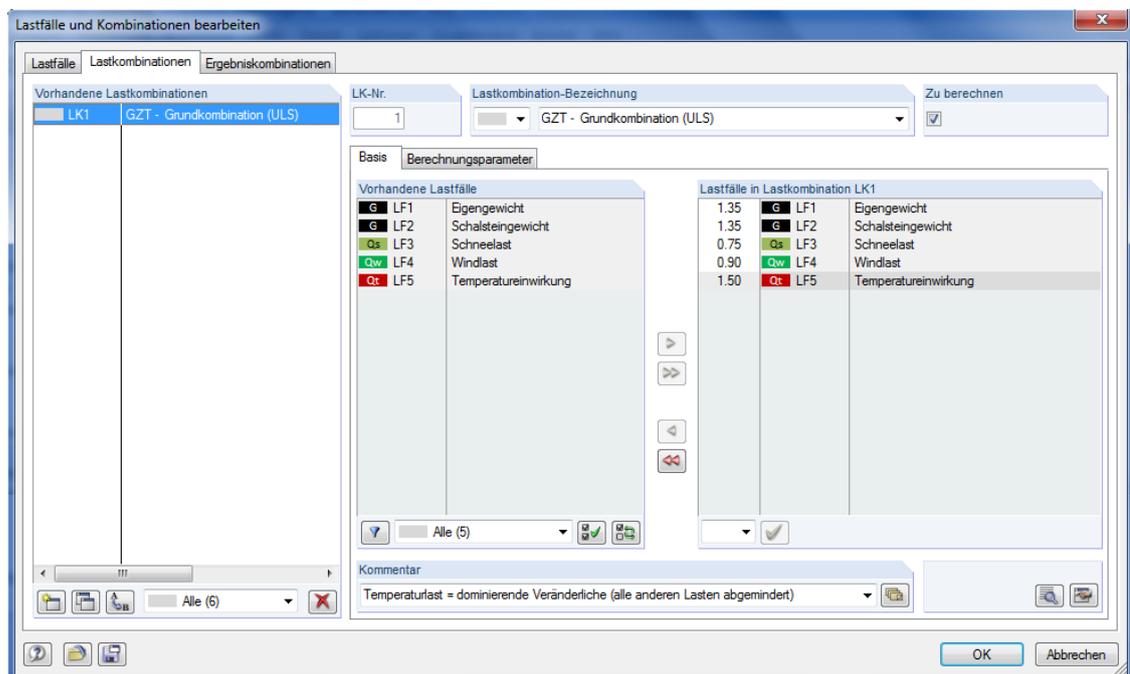


Abb. 4.19: Lastfallkombination – Auszug aus RFEM

Wie die Abbildung zeigt, sind alle Lastfälle als ständige (LF 1 und LF 2) bzw. als veränderliche Lastfälle (LF 3, LF 4 und LF 5) definiert. Es lässt sich leicht erkennen, dass die Temperaturlast als einzige veränderliche Last nicht abgemindert wurde. Der zugehörige Teilsicherheitsbeiwert beträgt deshalb 1,50. Der Teilsicherheitsbeiwert der Schneelast wird mit 0,75 angegeben. Dieser Wert resultiert aus der Multiplikation des Teilsicherheitsbeiwerts von 1,50 mit dem Kombinationsbeiwert von 0,50. Bei der Windlast ist das Vorgehen ident, der Kombinationsbeiwert beträgt allerdings 0,60.

Die Lastfallkombination aus RFEM 5.01 lässt sich damit wie folgt beschreiben:

$$E_d = (LF\ 1 * 1,35) + (LF\ 2 * 1,35) + (LF\ 5 * 1,50) + (LF\ 3 * 0,50 * 1,50) + (LF\ 4 * 0,60 * 1,50)$$

Die Vorbemessung des Tragwerks auf der Grundlage der Lastfallkombination erfolgt anschließend über ein spezielles RFEM-Modul. Darauf wird im nachfolgenden Abschnitt eingegangen.

#### 4.2.4 Nachweis der Tragfähigkeit – Ermittlung der Bewehrungsmenge

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird mittels RFEM 5.01 über das Modul „*RF-BETON-Stäbe – Stahlbetonbemessung von Stäben*“ geführt. Als Resultat liefert dieses Modul die Bewehrungsmenge für jeden Stab und damit auch für das Gesamttragwerk. Die Bemessung erfolgt dabei nach dem Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992 einschl. NAD), welcher im Programm hinterlegt ist.

Die Lastfallkombination für den Tragfähigkeitsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Grundkombination) wird als „LK 1: GZT - Grundkombination (ULS)“ bezeichnet und umfasst alle Lasten (s. Abschn. 4.2.3). Sie führt zu der gesamten zu erwartenden Bewehrungsmenge, die zur Beurteilung der Projektidee herangezogen wird. Daneben werden weitere Lastfallkombinationen erstellt und berechnet um den Einfluss des jeweiligen Lastfalls auf die Bewehrungsmenge abzubilden. In Summe werden damit 6 Kombinationen durchgerechnet, die nachfolgend aufgelistet sind:

- **LK 1:** GZT - Grundkombination (ULS)  
 $E_{d,LK1}$  ; s. Abschn. 4.2.3
- **LK 2:** EG Trägerrost (LF 1)  
 $E_{d,LK2} = LF 1 * 1,35 (\gamma_G)$
- **LK 3:** EG Trägerrost (LF 1) + EG Schalsteine (LF 2)  
 $E_{d,LK3} = LF 1 * 1,35 (\gamma_G) + LF 2 * 1,35 (\gamma_G)$
- **LK 4:** EG Trägerrost (LF 1) + EG Schalsteine (LF 2) + Schneelast (LF 3)  
 $E_{d,LK4} = LF 1 * 1,35 (\gamma_G) + LF 2 * 1,35 (\gamma_G) + LF 3 * 1,50 (\gamma_Q)$
- **LK 5:** EG Trägerrost (LF 1) + EG Schalsteine (LF 2) + Windlast (LF 4)  
 $E_{d,LK5} = LF 1 * 1,35 (\gamma_G) + LF 2 * 1,35 (\gamma_G) + LF 4 * 1,50 (\gamma_Q)$
- **LK 6:** EG Trägerrost (LF 1) + EG Schalsteine (LF 2) + Temperaturlast (LF 5)  
 $E_{d,LK6} = LF 1 * 1,35 (\gamma_G) + LF 2 * 1,35 (\gamma_G) + LF 5 * 1,50 (\gamma_Q)$

Die Kombinationen sind dabei ganz bewusst so erstellt, dass die ständigen Lasten immer miteinbezogen werden, da sie zufolge der Schalsteinentwicklung fix gegeben sind. Die veränderlichen Lasten hingegen könnten eventuell durch eine aufwändigere, genauere Ermittlung reduziert werden, weshalb sie auch einzeln in die jeweilige Kombination einfließen um die Auswirkungen auf das feststehende Tragwerk abzubilden. Nachdem für das Eigengewicht der Schalsteine (LF 2) zudem zwei verschiedene Ansatzfälle (s. Abschn. 4.2.2.2) in Frage kommen, wird das Modell dupliziert und unter beiden Ansatzfällen berechnet. Des Weiteren werden die Lager variiert, wobei die gelenkige Lagerung des Trägerrosts an den Seitenrändern durch eine Volleinspannung bzw. eine Teileinspannung ersetzt wird. Daraus resultiert eine große Menge an Berechnungsergebnissen.

Aufgrund der Vielzahl an Ergebnissen erfolgt die Dokumentation der Bewehrungsmengen deshalb in Form einer Tabelle. Zunächst sollen anhand der nachfolgenden Abbildungen allerdings alle Moduleinstellungen zur Vorbemessung des Tragwerks kenntlich gemacht werden. Diese Einstellungen werden für jede Lastfallkombination beibehalten um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu garantieren (alle Parameter entstammen [24] bzw. [25]).

**Einstellungen des Moduls: RF-BETON-Stäbe – Stahlbetonbemessung von Stäben**

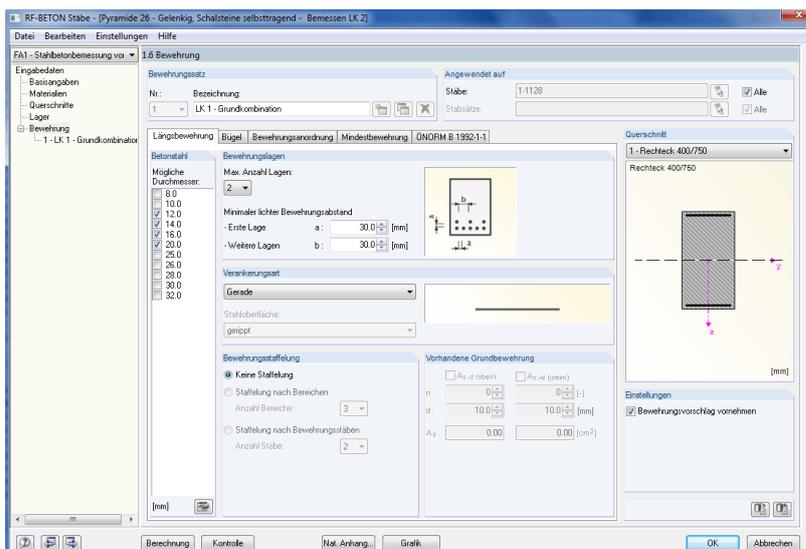


Abb. 4.20: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 1 – Auszug aus RFEM

Der Mindestdurchmesser der Längsbewehrungsstäbe hat im vorliegenden Fall mindestens 12,0mm zu betragen. Ein größerer Durchmesser als 20,0mm erschwert wiederum die Handhabung. Die Auswahl ist deswegen entsprechend begrenzt.

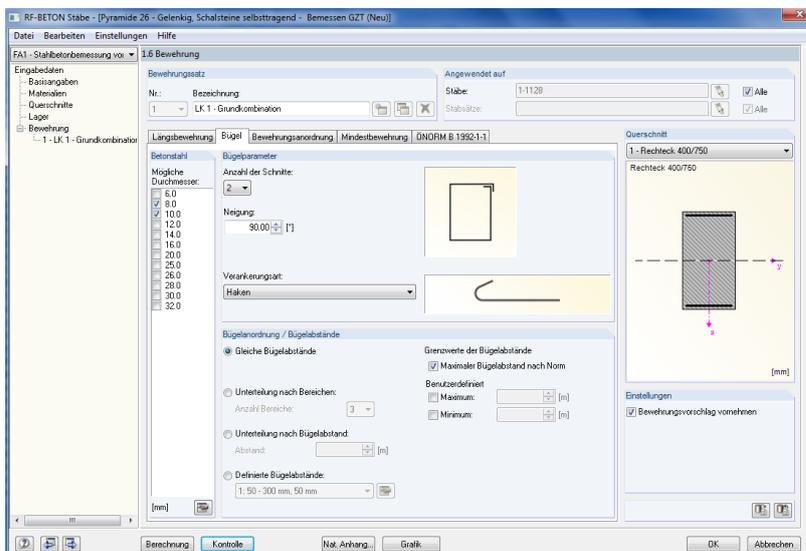


Abb. 4.21: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 2 – Auszug aus RFEM

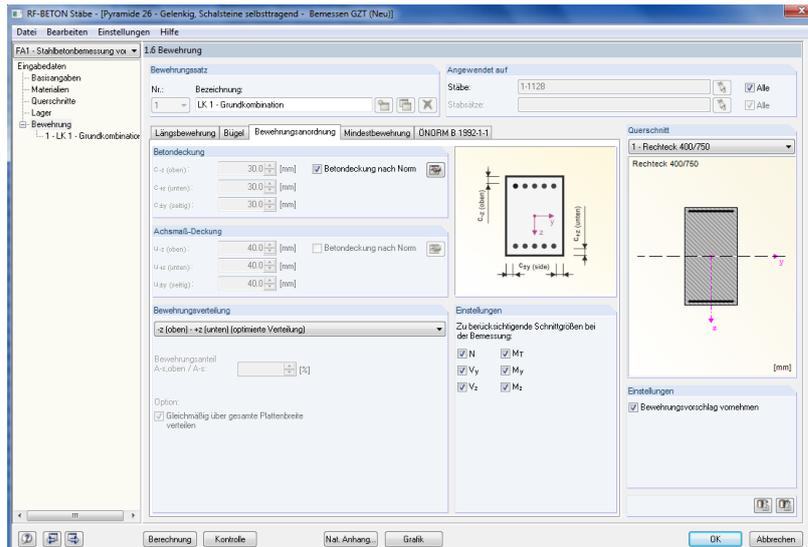


Abb. 4.22: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 3 – Auszug aus RFEM

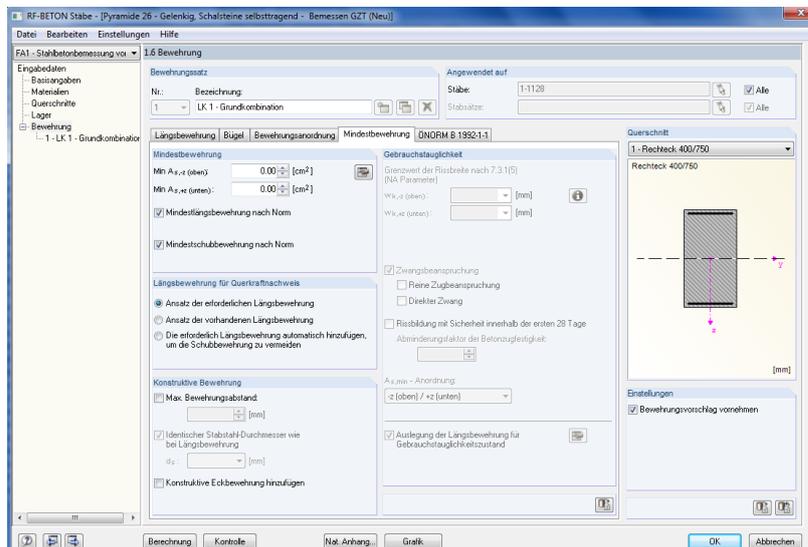


Abb. 4.23: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 4 – Auszug aus RFEM

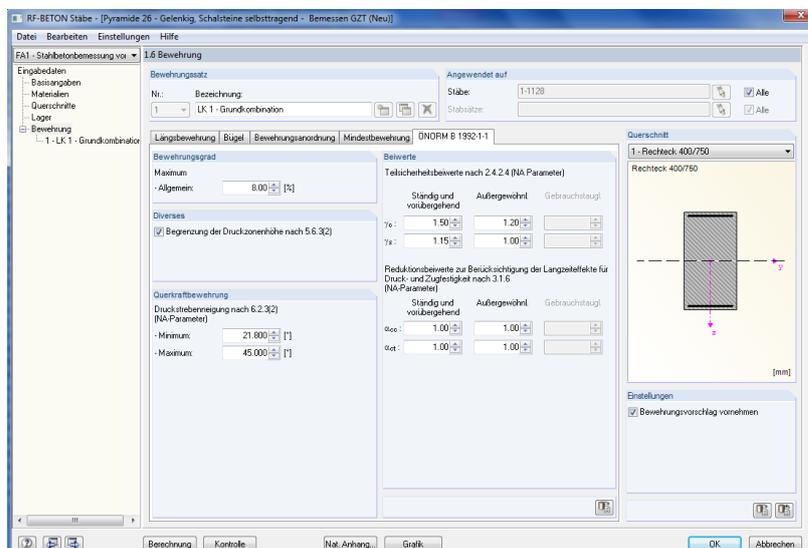


Abb. 4.24: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 5 – Auszug aus RFEM

Nachdem alle Berechnungen abgeschlossen sind, können die Bewehrungsmengen in Abhängigkeit der Lastfallkombination und der Lagerung zusammengefasst werden – nachfolgende Tabelle zeigt die resultierenden Bewehrungsmengen. Sie gelten dabei pro Pyramidenseite. Nicht inkludiert sind die Bewehrungen innerhalb der Schalsteine selbst, die erst im Zuge einer Detailstatik ermittelt werden müssen. Auch Übergreifungslängen sind nicht erfasst. Die errechneten Bewehrungsmengen verstehen sich deshalb als Vorabschätzung. Die Informationen über die zu erwartenden Größenordnungen sind allerdings ausreichend aussagekräftig um die Projektidee im Ganzen beurteilen zu können. Auf weitere Darstellungen wird deshalb verzichtet. Im nachfolgenden Abschnitt 4.3 findet sich abschließend die Diskussion der Ergebnisse der durchgeführten statischen Machbarkeitsstudie.

Tab. 4.1: Ergebnisse der stat. Machbarkeitsstudie – Resultierende Bewehrungsmengen (Vorabschätzung)

**Bewehrungsangaben verstehen sich pro Pyramidenseite.**

GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT  
Begrenzung der Durchbiegung:  
uvorh ≤ uzul = l/250

lt. Modell: l = 19,624m  
uzul = 19624mm/250 = **78,50mm**

Erläuternde Anmerkung:  
1. Schalsteine selbsttragend  
2. Schalsteine nicht selbsttragend

**Modellvarianten = Lagerungsvarianten**

Lastfallkomb.	Resultierende Gesamt-Bewehrungsmenge		
LK 1 <b>Lastkombination ULS = Grundkombination der Tragfähigkeit</b>	42,54 to (1) 42,71 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 11,1 - (2.): 11,1</small>	41,87 to (1) 42,03 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 5,8 - (2.): 5,8</small>	39,52 to (1) 39,71 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 2,2 - (2.): 2,2</small>
LK 2 EG des Trägerrosts = Tragwerkseigenlast <small>(Schalsteine unberücksichtigt)</small>	15,79 to <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 5,4</small>	14,92 to <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 3,1</small>	14,28 to <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 1,6</small>
LK 3 EG des Trägerrosts + EG der Schalsteine	17,34 to (1) 17,53 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 7,3 - (2.): 7,3</small>	15,71 to (1) 15,81 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 4,2 - (2.): 4,2</small>	14,85 to (1) 14,94 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 2,1 - (2.): 2,1</small>
LK 4 EG des Trägerrosts + EG der Schalsteine + Schneelast	17,39 to (1) 17,59 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 7,3 - (2.): 7,3</small>	15,75 to (1) 15,84 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 4,2 - (2.): 4,2</small>	14,86 to (1) 14,97 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 2,1 - (2.): 2,1</small>
LK 5 EG des Trägerrosts + EG der Schalsteine + Windlast	17,79 to (1) 17,98 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 7,7 - (2.): 7,7</small>	15,94 to (1) 16,04 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 4,4 - (2.): 4,4</small>	14,99 to (1) 15,08 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 2,3 - (2.): 2,3</small>
LK 6 EG des Trägerrosts + EG der Schalsteine + Temperaturlast	42,30 to (1) 42,56 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 10,8 - (2.): 10,8</small>	41,72 to (1) 41,84 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 5,6 - (2.): 5,6</small>	39,50 to (1) 39,63 to (2) <small>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: - (1.): 2,1 - (2.): 2,1</small>

Achtung: Durchbiegung ⊥ auf Stabachse gilt für Zustand I (ungerissener Beton; mm)

### 4.3 Diskussion der Ergebnisse

Im Zuge der stat. Machbarkeitsstudie konnte gezeigt werden, dass die entwickelte Untersuchungsvariante (Variante 3, s. Abschn. 3.2.4) prinzipiell tragfähig ist – die Untersuchung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (Grundkombination) führte damit aus statischer Sicht zu einem zufriedenstellenden Ergebnis. Durch die zusätzliche überschlägige Abschätzung der Gebrauchstauglichkeit (Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit, s. Tab. 4.1) über die Lastfallkombination der Tragfähigkeit (LK 1, GZT) lässt sich zudem vorab schon vorhersagen, dass auch die genauen Nachweise zu diesem Grenzzustand mit großer Wahrscheinlichkeit erbracht werden können. Darauf wird im Zuge der vorliegenden Studie allerdings nicht näher eingegangen. Zumindest nach statischen Gesichtspunkten spricht, nach der ersten Abschätzung, somit nichts gegen die Weiterverfolgung der Projektidee.

Allerdings muss dazu festgehalten werden, dass die Tragwerksidealisierung (s. Abschn. 4.2.1) nicht alle Bereiche der Pyramide miteinbezieht. Für jene Bereiche, die durch die Modelllagerung ersetzt wurden (Seitenkanten und Pyramidenspitze), können deshalb keine Aussagen getroffen werden. Auch die Schalsteine selbst wurden keiner eingehenden Vorbemessung unterzogen. Diese Punkte müssten deshalb genauso wie ergänzende Nachweise, beispielsweise zur Erdbebensicherheit, in einer genaueren Betrachtung abgehandelt werden. Die vorliegenden Ergebnisse zu den zu erwartenden Bewehrungsmengen im Regelbereich (ohne Schalsteinbewehrung) sind allerdings aussagekräftig genug um die Projektidee beurteilen zu können.

Wie sich zeigt, sind große Bewehrungsmengen pro Pyramidenseite zu erwarten. Im günstigsten Fall, wenn sich eine Volleinspannung an den Rändern realisieren lässt, sind rund 39,52 to im Regelbereich nötig um die Tragfähigkeit zu gewährleisten. Eine genauere Ermittlung unter Einbezug von Übergreifungslängen und weiterer Nachweise führt aber sehr wahrscheinlich zu geringfügig größeren Werten. Aus den Berechnungsergebnissen geht zudem hervor, dass aufgrund der monolithischen Bauweise die höchsten Bewehrungsmengen aus den Temperaturzwängungen resultieren. Die Ausbildung statisch wirksamer Fugen, z.B. an den Seitenkanten, könnte diese Bewehrungsmenge deutlich reduzieren, wodurch die nötige Gesamtmenge ebenfalls deutlich geringer ausfallen würde. Alle anderen Lasten erhöhen die Bewehrungsmenge im Vergleich zu jener, die aus dem Eigengewicht der Betonfüllung (Trägerrost) selbst resultiert, hingegen nur in sehr geringem Ausmaß (vgl. Tab. 4.1). Auch die verschiedenen Ansatzfälle des Schalsteineigengewichts (s. Abschn. 4.2.2.2) haben einen vernachlässigbaren Unterschied der Bewehrungsmengen zur Folge. Daneben konnte weiters festgestellt werden, dass selbst die Lagerung geringen Einfluss auf die Gesamtbewehrungsmenge nimmt (die Schwankungen liegen unter 10%), wenn das Primärtragwerk als Trägerrost modelliert wird. Als einzig wirkungsvolle Maßnahme zur Reduktion der Gesamtbewehrungsmenge bleibt damit die Verringerung der Temperaturzwängungen. Aus Sicht der Tragfähigkeit kann allerdings von einem zufriedenstellenden Entwurf zufolge der Entwurfsvorgaben gesprochen werden.

# 5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Nachfolgenden findet sich die abschließende Zusammenfassung der durchgeführten Konzept- und Machbarkeitsstudie zur „*Errichtung einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen*“. In erster Linie soll dabei auf die Erkenntnisse aus der Studie eingegangen werden. Ergänzend findet sich aber auch ein Ausblick für weitere Untersuchungen.

## 5.1 Erkenntnisse zufolge der Konzept- und Machbarkeitsstudie

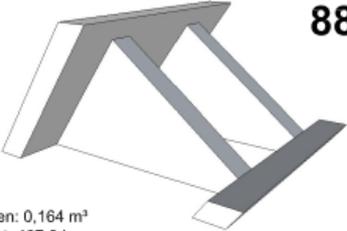
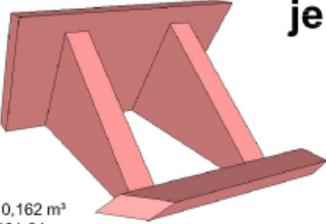
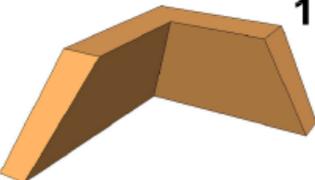
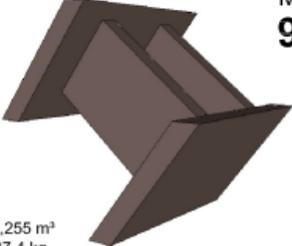
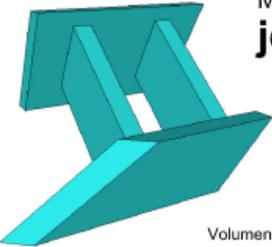
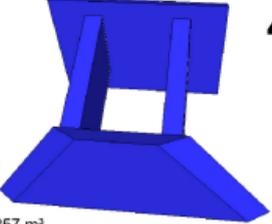
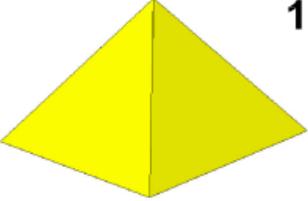
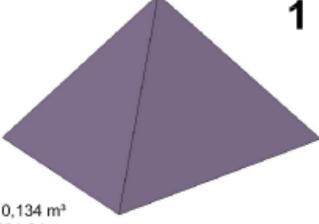
Wie sich im Zuge der Entwurfsarbeiten gezeigt hat, ist die Realisierung eines Pyramidenbauwerks aus Schalsteinen aufgrund der komplexen Geometrie mit einer Vielzahl von Schwierigkeiten verbunden. Selbst wenn Entwurfsparameter (Wandstärke, Grundfläche etc.) gefunden werden, die zu an sich zufriedenstellenden Gegebenheiten (nutzbare Innenflächen, Wandstärken etc.) führen, bleibt die Entwicklung von geeigneten Schalsteinen kompliziert. Dabei gilt, je größer die geforderte Wandstärke wird, desto aufwändiger wird die Schalsteinentwicklung. Die Erzeugung eines einheitlichen Blockbilds lässt sich zwar über eine mathematische Betrachtung noch ohne Schwierigkeiten erreichen, der Einbezug der Schalsteinstärke führt aber zu einem erheblichen Entwicklungsaufwand. Vor allem die Verschneidungsbereiche (Seitenkanten und Pyramidenspitze) sind problematisch.

Zur Minimierung des Schalungsaufwands müssen zudem möglichst wenige Schalsteinformen entwickelt werden, die sich nicht nur zu einer Pyramide zusammenfügen lassen, sondern auch die Ausbildung eines definierten Füllbetonkörpers ermöglichen. Nur so lässt sich in einem nächsten Schritt ein statisches Modell ableiten, das die korrekte Berechnung der Tragfähigkeit durch eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Struktur ermöglicht. Die entwickelten Schalsteine führen im gegebenen Fall zu einer solchen Struktur. So liegt nach dem Betoniervorgang ein innerer Trägerrost, bestehend aus vertikalen und horizontalen, miteinander verbundenen Betonsäulen, vor. Damit reduziert sich auch der Aufwand der Bewehrungsplanung, da die notwendige Bewehrung in Bezug auf jeden modellierten Stab von den gängigen Statikprogrammen ausgegeben werden kann. Dennoch geht mit den entwickelten Schalsteinen ein enormer Schalungsaufwand einher. Selbst wenn die Schalsteine aufgrund ihrer Ausbildung auch dazu beitragen der Fugenproblematik entgegenzuwirken, muss die Realisierbarkeit des Bauwerks deswegen in Frage gestellt werden.

Die Vorabschätzung der Tragfähigkeit bestätigt zwar die Machbarkeit aus statischer Sicht, im Zuge der Entwurfsarbeiten konnten aber keine einfachen, herstellungsfreundlichen Schalsteinformen für den Aufbau der Pyramide gefunden werden. Die nachfolgende Tabelle (Tab. 5.1) zeigt diese Problematik anhand der Auflistung der entworfenen Schalsteintypen aus Abschnitt 3.2.4.

Die angeführten Schalsteintypen sind zwar theoretisch dazu geeignet ein Pyramidenbauwerk nach den gegebenen Vorgaben aufzubauen, es ist allerdings augenscheinlich, dass deren Herstellung mit größeren Schwierigkeiten einhergeht (vor allem aus schalungstechnischen Gründen).

Tab. 5.1: Auflistung der notwendigen Schalsteintypen für den Aufbau des Pyramidenbauwerks

<p><b>Typ 1</b></p>  <p>Menge: <b>88</b></p> <p>Volumen: 0,164 m<sup>3</sup> Gewicht: 407,8 kg</p>	<p><b>Typ 2 (3)*</b></p>  <p>Menge: <b>je 4</b></p> <p>Volumen: 0,162 m<sup>3</sup> Gewicht: 401,6 kg</p>
<p><b>Typ 4</b></p>  <p>Menge: <b>100</b></p> <p>Volumen: 0,122 m<sup>3</sup> Gewicht: 304,6 kg</p>	<p><b>Typ 5</b></p>  <p>Menge: <b>924</b></p> <p>Volumen: 0,255 m<sup>3</sup> Gewicht: 637,4 kg</p>
<p><b>Typ 6 (7)*</b></p>  <p>Menge: <b>je 88</b></p> <p>Volumen: 0,256 m<sup>3</sup> Gewicht: 640,1 kg</p>	<p><b>Typ 8</b></p>  <p>Menge: <b>4</b></p> <p>Volumen: 0,257 m<sup>3</sup> Gewicht: 642,9 kg</p>
<p><b>Typ 9</b></p>  <p>Menge: <b>1</b></p> <p>Volumen: 0,051 m<sup>3</sup> Gewicht: 126,3 kg</p>	<p><b>Typ 10</b></p>  <p>Menge: <b>1</b></p> <p>Volumen: 0,134 m<sup>3</sup> Gewicht: 334,2 kg</p>
<p><b>Gesamtanzahl an Schalsteinen für den Pyramidenaufbau: 1302</b></p>	

\* Schalsteintyp 2 bzw. 6 kommt ebenfalls in spiegelverkehrter Ausführung als Schalsteintyp 3 bzw. 7 zum Einsatz

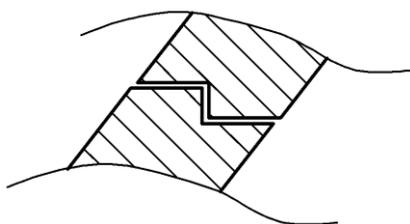


Abb. 5.1: Außenstege - Optimierungsmöglichkeit

Anzudenken wäre zudem eine weitere Optimierung der horizontalen Fugen im Bereich der Außenstege, um der Fugenproblematik entgegenzuwirken. Nebenstehende Grafik dazu versteht sich als Hinweis auf eine solche mögliche Optimierung, die zugleich auch konstruktive Vorteile mit sich bringt (verbesserte Lagesicherheit).

Des Weiteren wurden im Zuge der statischen Machbarkeitsstudie hohe Bewehrungsmengen pro Pyramidenseite ermittelt. Im günstigsten Fall, bei einer Volleinspannung der Pyramidenseitenfläche, sind mindestens 39,52 to Betonstahl im Regelbereich zu erwarten. Übergreifungslängen, die Bewehrung der Seitenkantenbetonfüllung oder die Bewehrung der Schalsteine selbst sind dabei noch nicht eingerechnet. Da die vorliegende Studie nur den Pyramidenkörper behandelt, müssen zur Beurteilung des Gesamtaufwands des fertigen Bauwerks zusätzlich auch die Aufwände für die Geschossdecke zwischen Kellergeschoss und Pyramidenkörper, für das Kellergeschoss selbst und die Fundierung berücksichtigt werden.

Auch aus logistischer sowie bautechnischer Sicht ist der Aufwand immens. So sind 1302 Schalsteine auf die Baustelle zu transportieren, die aufgrund des hohen Gewichts mit Kran manipuliert werden müssen. Die Positionierung dieser Schalsteine kann wiederum nicht ohne ein temporäres Stützgerüst vorgenommen werden. Dem Betoniervorgang selbst muss die Bewehrungsverlegung vorangehen. Trotz der Möglichkeit der Vorfertigung dürfte auch dieser Vorgang mit großem Aufwand verbunden sein. Die Realisierung einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen ist aus Sicht der abgeschlossenen Konzept- und Machbarkeitsstudie damit zwar theoretisch möglich, aus wirtschaftlicher Sicht ist davon allerdings aufgrund der Erkenntnisse eher abzuraten.

## **5.2 Ausblick für ergänzende Untersuchungen**

Der Ausblick für ergänzende Untersuchungen soll, sehr kurz gehalten, auf mögliche Optimierungen für weitere Studien, Entwürfe oder Berechnungen eingehen. Auf der Grundlage der vorgeschlagenen Optimierungen wird abschließend gezeigt welche Bewehrungsmengen bei schlankeren Wandstärken zu erwarten sind. Damit sind Hinweise gegeben, die bei nachfolgenden Untersuchungen berücksichtigt werden sollten um bessere Studienresultate – vor allem aus wirtschaftlicher Sicht – zu erzielen.

### **5.2.1 Entwurfsempfehlungen**

Einem neuerlichen Pyramidenentwurf sollten Entwurfsparameter zugrundeliegen, die nicht starr gegeben sind. Die bisherigen Entwurfsparameter waren durch die Angabe der Wandstärke, der Grundfläche und der Neigung der Seitenfläche gegen die Horizontale fixiert. Daraus resultieren Schalsteinmaße, die mehrere Kommastellen aufweisen, wodurch die Schalungsplanung selbst komplizierter wird, da Rundungen gefunden werden müssen, die die technische Realisierbarkeit ermöglichen. Vielmehr sollten die Schalsteinaußenflächen vorab definiert und die Pyramidenseitenflächen danach bestimmt werden, was zur Folge hat, dass sich die Pyramidenhöhe bzw. die Neigung der Seitenflächen danach orientieren und nicht umgekehrt. Um ein Blockbild im Inneren zu erzeugen, das jenem der Außenseite entspricht müssten zudem die Wandstärken (Schalsteinstärken) nach mathematischen Gegebenheiten angepasst werden.

Aufgrund der geforderten Wandstärke von mindestens 1,20m ist im vorliegenden Fall das Blockbild im Inneren, an den Seitenkanten, ein geringfügig anderes als außen. Durch eine entsprechende Wahl der Wandstärken und darauf angepasste Schalsteine könnte dieser Umstand vermieden werden. Des Weiteren ist davon auszugehen, dass die Schalsteine auch bei schlankerer Ausführung der Außenstege, Innenstege und Mittelstege ausreichend tragfähig sind. Eine genaue Untersuchung der Schalsteine schon im Entwurfsstadium ist deshalb zu empfehlen.

Generell ist anzuraten die Wandstärken zu verringern um nicht nur die Kubaturen zu reduzieren und die Schalsteine dadurch leichter zu machen, sondern auch um Bewehrung einzusparen. Zudem führen leichtere Schalsteine mit kleineren Maßen zu günstigen Auswirkungen auf logistische und bautechnische Belange. So könnten zufolge dieser Maßnahme mehr Schalsteine pro Transport befördert werden und auch das temporäre Stützgerüst könnte entsprechend einfacher ausfallen.

Das Hauptargument für schlankere Wände ist allerdings der Einfluss der Wandstärke auf die Bewehrungsmengen. Nachfolgend soll anhand einer überschlägigen Ermittlung deshalb demonstriert werden welche Größenordnung an Bewehrung zu erwarten ist, wenn die Wandstärke deutlich reduziert wird. Damit sollen die getroffenen Aussagen untermauert werden.

### 5.2.2 Überschlägige Ermittlung der zu erwartenden Bewehrung

Zur überschlägigen Ermittlung der zu erwartenden Bewehrung, wenn die Wandstärken reduziert werden, wird das in Kapitel 4 (Statische Abschätzung) vorgestellte und berechnete statische Modell mit Volleinspannung (ergibt die günstigste Bewehrungsmenge; vgl. Tab. 4.1) herangezogen. Die Querschnittsmaße der vertikalen und horizontalen Trägerrostglieder werden dabei so angepasst, dass ihre Maße nicht mehr 0,75m x 0,40m (vertikale Glieder) bzw. 0,75m x 0,31m (horizontale Glieder) betragen, sondern nur mehr **0,35m x 0,40m** bzw. **0,35m x 0,31m**. Bei gleichbleibender Dimension der Schalsteinaußen- und Innenstege von 14cm (s. Abschn. 3.2.4.2) ist das dem Prinzip nach gleichbedeutend mit der Reduktion der Schalsteintiefe (Schalsteinstärke bzw. Wandstärke) von 1,24m auf rund **0,72m**. Die Wandstärke wird damit um rund **42%** verringert bzw. um **0,52m**.

Eine eigene Schalsteinentwicklung zur überschlägigen Abschätzung der Bewehrung erfolgt allerdings nicht – die Schalsteinstärke wird somit nur gedanklich reduziert, wobei die Form und Ausbildung ansonsten ident bleibt. Zur Reduktion des Aufwands wird zudem das bisher gegebene Schalstein-eigengewicht (s. LF 2; Abschn. 4.2.2.2) beibehalten und die Schalsteine als selbsttragend betrachtet (Ansatzfall 1). Diese Vereinfachung führt zu geringfügig größeren Bewehrungsmengen als tatsächlich bei der Reduktion der Wandstärken zu erwarten sind. Für eine überschlägige Bewehrungsermittlung sind die errechneten Größenordnungen allerdings ausreichend aussagekräftig.

Im Endeffekt wird damit das aus Kapitel 4 bekannte statische Modell mit Volleinspannung und allen beschriebenen Lasten herangezogen. Einzig die Querschnittsdimensionen des Trägerrosts werden angepasst um die Reduktion der Wandstärken zu simulieren. Die Abschätzung selbst erfolgt wieder über die bekannte Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (LK 1, s. Abschn. 4.2.4) und mit den bekannten Festlegungen zur Nachweisführung per vorgestelltem Modul. Zum Vergleich findet sich ebenfalls die Bewehrungsmenge zufolge des reinen Trägerrostgewichts.

Zusammenfassend lassen sich damit als einzige Änderungen des Modells festhalten:

- Untersuchungsvariante** (Ergebnisse bereits vorliegend)

Wandstärke: 1,24m

Querschnittsmaße vertikales Trägerrostglied: 0,75m x 0,40m

Querschnittsmaße horizontales Trägerrostglied: 0,75m x 0,31m
- Abschätzungsvariante ohne vorhergehende Entwurfsarbeit** (Ergebnisse nachfolgend)

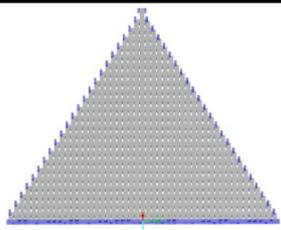
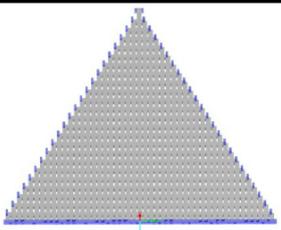
Wandstärke: 0,72m (~58% im Vergleich zur Untersuchungsvariante)

Querschnittsmaße vertikales Trägerrostglied: 0,35m x 0,35m

Querschnittsmaße vertikales Trägerrostglied: 0,35m x 0,31m

Womit folgende, überschlägige Ergebnisse erzielt werden (vgl. Tab. 4.1):

Tab. 5.2: Ergebnisse der überschlägigen Ermittlung der Bewehrung bei Reduktion der Wandstärken

Bewehrungsangaben verstehen sich pro Pyramidenseite.		
Modellvarianten = Wandstärkenvarianten		
<p>GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT Begrenzung der Durchbiegung: uvorh ≤ uzul = l/250</p> <p>lt. Modell: l = 19,624m uzul = 19624mm/250 = <b>78,50mm</b></p>	 <p>seitlich: eingespannt Grundlinie: eingespannt</p>	 <p>seitlich: eingespannt Grundlinie: eingespannt</p>
	<p><b>Wandstärke (Tiefe horizontal): 1,24m</b></p> <p><u>Querschnittsmaße Trägerrostglieder</u> - Horizontaler Balken: 0,75m x 0,31m - Vertikaler Balken: 0,75m x 0,40m</p>	<p><b>Wandstärke (Tiefe horizontal): 0,72m</b></p> <p><u>Querschnittsmaße Trägerrostglieder</u> - Horizontaler Balken: 0,35m x 0,31m - Vertikaler Balken: 0,35m x 0,40m</p>
Lastfallkomb.	Resultierende Gesamt-Bewehrungsmenge	
<p>LK 1</p> <p><b>Lastkombination ULS</b> <b>= Grundkombination</b> <b>der Tragfähigkeit</b></p>	<p><b>39,52 to</b></p> <p>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 2,2</p>	<p>Überschlägige Abschätzung</p> <p><b>21,40 to</b></p> <p>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 11,6</p>
<p>LK 2</p> <p>EG des Trägerrosts = Tragwerkseigenlast (Schalsteine unberücksichtigt)</p>	<p><b>14,28 to</b></p> <p>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 1,6</p>	<p>Überschlägige Abschätzung</p> <p><b>9,18 to</b></p> <p>Durchbiegung ⊥ auf Stabachse [mm]: 6,3</p>
<p>Achtung: Durchbiegung ⊥ auf Stabachse gilt für Zustand I (ungerissener Beton; mm)</p>		

Wie die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse zeigt, können bei einer beispielhaften Reduktion der Wandstärken um 42% die Bewehrungsmengen zufolge der Lastfallkombination des Grenzzustandes der Tragfähigkeit um beachtliche 46% verringert werden. Wird das reine Trägerrostgewicht betrachtet, kann mit einer Einsparung von etwa 36% gerechnet werden. Demzufolge nimmt die Reduktion der Trägerrostdimensionen einen deutlichen, positiven Einfluss auf die Temperaturzwängungen. Allerdings vergrößern sich zufolge der Dimensionsreduktion die Durchbiegungswerte – das Bauwerk verliert also deutlich an Steifigkeit.

Klarerweise muss der Frage nachgegangen werden, ob es überhaupt möglich ist die Glieder des Trägerrosts fest einzuspannen. Die Modellparameter stützen sich damit auf günstige Annahmen, die eventuell nicht zutreffen. In erster Linie soll auf diesem Weg allerdings die Auswirkung der Reduktion der Wandstärken auf die Bewehrungsmengen gezeigt werden. Die am ehesten zutreffende Lagerung muss in einer eigenen Untersuchung festgestellt werden.

Aufgrund der nun geringeren Steifigkeit des Tragwerks zufolge der reduzierten Dimensionen der Tragglieder besteht die Möglichkeit, dass bei einer gelenkigen Lagerung die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erbracht werden können. Eventuell überschreitet das Tragwerk damit die höchstzulässige Durchbiegung und die Querschnittsmaße müssen deswegen wieder erhöht werden. Entsprechende Untersuchungen sind allerdings einer neuen Studie vorbehalten. Grundsätzlich hat sich allerdings gezeigt, dass mit der Reduktion der Wandstärken wirtschaftlich vertretbare Bewehrungsmengen einhergehen.

## 6 Schlusswort

Als Urheber der Konzept- und Machbarkeitsstudie zur *Errichtung einer monolithischen Pyramide aus Schalsteinen* ist festzuhalten, dass sich der ausgeprägt theoretische Charakter der durchgeführten Studie nicht abstreiten lässt. Auch wenn versucht wurde die gestellte Aufgabe aus technischer Sicht zu lösen, lässt sich dieser Umstand zufolge der unkonventionellen Aufgabenstellung allerdings nicht vermeiden. Im Rahmen der zur Verfügung gestandenen Zeit und Mittel konnte aber zumindest eine theoretische Lösung präsentiert werden, die Anreize schaffen kann.

Selbst wenn diese Projektidee schlussendlich und zufolge der Ergebnisse der vorliegenden Studie verworfen wird, muss unterstrichen werden, dass gerade die Bauingenieure und Bauingenieurinnen von Ideen leben. Der Umgang mit unkonventionellen Ideen, die technische Problemlösungskompetenzen erfordern, konnte mit der gestellten Aufgabe umfangreich erprobt werden. Aus dieser Sicht kann selbst die Arbeit an einer vielleicht letztlich doch verworfenen Projektidee nur als Gewinn betrachtet werden. Im Falle einer etwaigen Nachfolgestudie soll dem zukünftigen Urheber deswegen dieser Grundgedanke für den Umgang mit allen auftretenden Herausforderungen mitgegeben werden.

# Literaturverzeichnis

- [1] **Hemme, H.:** *Mathematik; 3. Auflage*; Verlagsgruppe Weltbild GmbH; Augsburg; 2003
- [2] **Poisel, R.:** *Angewandte Felsmechanik*; Skriptum Technische Universität Wien; Wien; 2011
- [3] **Bock, H. (Ed):** *An Introduction to Rock Mechanics*; James Cook University of North Queensland; North Queensland; 1981
- [4] **Internetlink:** Bildnachweis; 27.08.2014; freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
[http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Giza\\_Pyramid.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Giza_Pyramid.jpg) (Urheber: User Jeancaffou)
- [5] **Internetlink:** Bildnachweis; 18.09.2014, freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
[http://en.wikipedia.org/wiki/Great\\_Pyramid\\_of\\_Giza#mediaviewer/File:007\\_Khufu.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Great_Pyramid_of_Giza#mediaviewer/File:007_Khufu.jpg)  
(Bild bearbeitet; Urheber: User R.F. Morgan)
- [6] **Internetlink:** Bildnachweis; 28.08.2014; freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
[http://de.wikipedia.org/wiki/Pyramide\\_des\\_Kukulc%C3%A1n#mediaviewer/Datei:Chichen\\_Itza\\_3.jpg](http://de.wikipedia.org/wiki/Pyramide_des_Kukulc%C3%A1n#mediaviewer/Datei:Chichen_Itza_3.jpg)  
(Urheber: User Daniel Schwen)
- [7] **Internetlink:** Bildnachweis; 28.08.2014; freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
[http://de.wikipedia.org/wiki/Pyramiden\\_von\\_Meroe#mediaviewer/Datei:Sudan\\_Meroe\\_Pyramids\\_30sep2005\\_2.jpg](http://de.wikipedia.org/wiki/Pyramiden_von_Meroe#mediaviewer/Datei:Sudan_Meroe_Pyramids_30sep2005_2.jpg) (Urheber: User Fabrizio Demartis)
- [8] **Internetlink:** Bildnachweis; 16.09.2014; Nutzungsrechte eingeholt  
[http://www.rakteksolutions.fi/ref/rfem\\_mallintaminen](http://www.rakteksolutions.fi/ref/rfem_mallintaminen) (Bild zugeschnitten)
- [9] **Internetlink:** Bildnachweis; 16.09.2014; freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
[http://de.wikipedia.org/wiki/Meggen\\_%28Lennestadt%29#mediaviewer/File:Sauerland-Pyramiden.jpg](http://de.wikipedia.org/wiki/Meggen_%28Lennestadt%29#mediaviewer/File:Sauerland-Pyramiden.jpg)  
(Bild zugeschnitten; Urheber: Stefan Flöper)
- [10] **Internetlink:** Bildnachweis; 28.08.2014; freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
[http://de.wikipedia.org/wiki/Glaspyramide\\_im\\_Innenhof\\_des\\_Louvre#mediaviewer/Datei:Parigi-piramidi\\_louvre.jpg](http://de.wikipedia.org/wiki/Glaspyramide_im_Innenhof_des_Louvre#mediaviewer/Datei:Parigi-piramidi_louvre.jpg) (Bild zugeschnitten; Urheber User Beau Wade)
- [11] **Internetlink:** Bildnachweis; 28.08.2014; Nutzungsrechte eingeholt  
<http://www.klh.at/blog/beitrag/fuer-nachhaltige-pharaonen.html>  
Bilder dankenswerterweise zur Verfügung gestellt von:  
KLH Massivholz GmbH; A-8842, Katsch an der Mur 202 sowie  
JM conception; NL - 5213 HX 's-Hertogenbosch, Van Broeckhovenlaan 2-Z
- [12] **Internetlink:** Bildnachweis; 25.09.2014; freie Bildnutzung (CC-Lizenz)  
<https://www.flickr.com/photos/24866419@N08/2344394586/in/pool-699580@N21/>  
(Urheber: User sandro.s)
- [13] **Internetlink:** Bildnachweis; 28.08.2014; Nutzungsrechte eingeholt  
<http://www.austria-trend.at/eventhotel-pyramide/de/gallery.asp>
- [14] **Pech, A.:** *Baukonstruktionen Band 4 – Wände*; Springer-Verlag; Wien; 2005
- [15] **Kollegger, J.:** *Betonbau I*; Skriptum Technische Universität Wien; Wien; 2012

- [16] **Austrian Standards:** ÖNORM EN 1991-1-3 „Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten“; Ausgabe 2012-03-01
- [17] **Austrian Standards:** ÖNORM B 1991-1-3 „Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen“; Ausgabe 2006-04-01
- [18] **Austrian Standards:** ÖNORM EN 1991-1-4 „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten“; Ausgabe 2011-05-15
- [19] **Austrian Standards:** ÖNORM B 1991-1-4 „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen“; Ausgabe 2012-06-15
- [20] **Austrian Standards:** ÖNORM EN 1991-1-5 „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen“; Ausgabe 2012-01-01
- [21] **Austrian Standards:** ÖNORM B 1991-1-5 „Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen“; Ausgabe 2012-01-01
- [22] **Austrian Standards:** ÖNORM EN 1990 „Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung“; Ausgabe 2003-03-01 einschl. ÖNORM EN 1990/A1 „Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung (Änderung)“; Ausgabe 2006-09-01
- [23] **Kollegger, J.:** *Betonbau 1 – Prüfungsunterlagen*; Skriptum Technische Universität Wien; Wien; 2007
- [24] **Austrian Standards:** ÖNORM EN 1992-1-1 „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“; Ausgabe 2009-07-01
- [25] **Austrian Standards:** ÖNORM B 1992-1-1 „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau; Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen“; Ausgabe 2007-02-01

# Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: Arbeitsprogramm und Aufbau der Diplomarbeit (wesentlichste Punkte).....	4
Abb. 2.1: Mögliche Formen von Pyramidenkörper .....	6
Abb. 2.2: Konstruktion der quadratischen Pyramide – Schritt 1,2 .....	7
Abb. 2.3: Konstruktion der quadratischen Pyramide – Schritt 3,4 .....	8
Abb. 2.4: Unterschiede mechan. Modelle; li.: Kontinuum (FEM); re.: Diskontinuum (FDM) [3] .....	10
Abb. 2.5: Cheops-Pyramide, Ägypten; li.: Blockstruktur [4]; re.: Innenstruktur [5].....	11
Abb. 2.6: Pyramide des Kukulcan, Mexiko [6] .....	11
Abb. 2.7: Pyramiden von Meroe, Sudan [7].....	11
Abb. 2.8: Modellierungsmethoden; li.: Diskontinuums-Modell [2]; re.: Kontinuums-Modell [8].....	12
Abb. 2.9: Sauerland-Pyramiden, Deutschland – Wissens-, Rätsel- und Gewerbepark [9].....	13
Abb. 2.10: Pyramide du Louvre, Frankreich – Museum [10].....	14
Abb. 2.11: Kreuzlagenholzpyramide , Niederlande – Prototyp eines Wohnhauses [11].....	14
Abb. 2.12: Pyramide von Oldenburg , Deutschland – Filiale von Media Markt [12] .....	14
Abb. 2.13: Pyramide Vösendorf , Österreich – li.: Außenansicht; re.: Innenansicht [13] .....	14
Abb. 2.14: Schalsteinformen – Prinzipskizzen [14] .....	16
Abb. 2.15: Betonschalsteine – ausgewählte Typenbeispiele [14].....	16
Abb. 2.16: Bauausführung –Schalsteinverlegung (Zwischenräume nachträglich zu verfüllen) [14] .....	17
Abb. 2.17: Einsatz der Schalsteine als Liftschacht [14] .....	17
Abb. 3.1: li.: Pyramidenseiten roh; re.: Pyramidenseiten mit sichtbaren Schalsteinaußenflächen .....	19
Abb. 3.2: Quadratische Pyramide zufolge der Entwurfsvorgaben.....	20
Abb. 3.3: Orthogonalprojektion; li: Bildungsprinzip; re.: Ergebnis .....	21
Abb. 3.4: Überführen der Orthogonalprojektion in einen Funktionsgraphen.....	22
Abb. 3.5: Definition der Variablen.....	22
Abb. 3.6: Auswertung der Schalsteinfunktion.....	23
Abb. 3.7: Resultat der mathematischen Entwicklung der Schalsteinaußenflächen .....	24
Abb. 3.8: Resultierendes Block- bzw. Fugenbild (Grundkante 22.000m).....	26
Abb. 3.9: Ergebnis der Machbarkeitsstudie von FRÖHLICH & LOCHER – Variante Ortbeton .....	30
Abb. 3.10: Ergebnis der Machbarkeitsstudie von FRÖHLICH & LOCHER – Variante Fertigteile .....	30
Abb. 3.11: Variante 1 – Schalsteinformen zum Aufbau der Pyramide.....	31
Abb. 3.12: Variante 1 – Pyramide mit sichtbarer Position der jeweiligen Schalsteinform.....	32
Abb. 3.13: Variante 1 – Innenansicht zur Veranschaulichung der Wandstärke .....	32
Abb. 3.14: Variante 1 – Darstellung des Deckenschlusses.....	33
Abb. 3.15: Variante 1 – Darstellung der Gegebenheiten .....	33
Abb. 3.16: Variante 2 – Ringbalken in verschiedenen Höhen der Pyramide .....	35
Abb. 3.17: Variante 2 – Innenansicht mit Ringbalken und Vorspannkabel (Prinzipdarstellung).....	35
Abb. 3.18: Variante 2 – Gedankenexperiment zur Illustration der Vorspannwirkung .....	36
Abb. 3.19: Variante 2 – Unterer Ringbalken in Nahaufnahme: Spanngliedführung (Prinzipskizze).....	37
Abb. 3.20: Variante 2 – Schnitt durch den Pyramidenkörper zur Verdeutlichung des Prinzips.....	38
Abb. 3.21: Variante 2 – Darstellung der Gegebenheiten.....	38
Abb. 3.22: Untersuchungsvariante – Blockbild zufolge der neuen Entwurfsparameter .....	41
Abb. 3.23: Untersuchungsvariante – Verdeutlichung der typenabhängigen Schalsteinposition .....	45
Abb. 3.24: Untersuchungsvariante – Durchhang, qualitativ u. überhöht (Schnitt d. Seitenflächenhöhe).....	45
Abb. 3.25: Untersuchungsvariante – Orientierung d. horizontalen Trägerrostbalkens zufolge d. Durchhangs.....	46
Abb. 3.26: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 1: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	47
Abb. 3.27: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 1: Ergänzende Ansichten .....	47
Abb. 3.28: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 2: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	48

Abb. 3.29: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 2: Ergänzende Ansichten .....	49
Abb. 3.30: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 4: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	49
Abb. 3.31: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 4: Ergänzende Ansichten .....	49
Abb. 3.32: Untersuchungsvariante – Reihe 1: Zusammenfügung der Schalsteintypen 1 bis 4 .....	50
Abb. 3.33: Untersuchungsvariante – Reihe 1: Ergänzende Ansichten .....	50
Abb. 3.34: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 5: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	51
Abb. 3.35: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 5: Ergänzende Ansichten .....	51
Abb. 3.36: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 6: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	52
Abb. 3.37: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 6: Ergänzende Ansichten .....	52
Abb. 3.38: Untersuchungsvariante – Regelaufbau: Zusammenfügung d. Schalsteintypen 4 bis 7 (auf Reihe 1)..	53
Abb. 3.39: Untersuchungsvariante – Regelaufbau: Ergänzende Ansichten .....	53
Abb. 3.40: Untersuchungsvariante – Reihe 23: Schalsteintypen 4,6 u.7; li: Draufsicht; re.: Untersicht .....	54
Abb. 3.41: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 8: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	54
Abb. 3.42: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 8: Ergänzende Ansichten .....	55
Abb. 3.43: Untersuchungsvariante – Reihe 24: Schalsteintypen 4 u. 8; li.: Draufsicht; re.: Untersicht .....	55
Abb. 3.44: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 9: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	56
Abb. 3.45: Untersuchungsvariante – Reihe 24 u.25: Schalsteintypen 4, 8 u. 9; li: Draufsicht.; re.: Untersicht ....	56
Abb. 3.46: Untersuchungsvariante – Schalsteintyp 10: Detaillierte Darstellung der Geometrie.....	57
Abb. 3.47: Untersuchungsvariante – Reihe 24,25 u. 26: Schalsteintypen 4, 8,9 u. 10; Pyramidenabschluss.....	57
Abb. 3.48: Untersuchungsvariante – Blick von oben in den Schalsteinzwischenraum (Ausgangsreihe: 23).....	58
Abb. 3.49: Untersuchungsvariante – Schnitt zur Veranschaulichung des Schalsteinzwischenraums .....	58
Abb. 3.50: Untersuchungsvariante – Schalsteinzwischenraum (Ausblendung der Innenstege) .....	59
Abb. 3.51: Untersuchungsvariante – Resultierender Betonkern (Ausblendung der Außenstege) .....	59
Abb. 3.52: Untersuchungsvariante – Darstellung der Gegebenheiten .....	60
Abb. 3.53: Außenstege - Optimierungsmöglichkeit .....	62
Abb. 4.1: Auszug aus RFEM – Auswahl der Normengrundlage.....	65
Abb. 4.2: Auszug aus RFEM – Charakteristika der eingesetzten Werkstoffe .....	66
Abb. 4.3: Google Maps – Lage von Groß-Schweinbarth .....	67
Abb. 4.4: Tragwerksidealisierung; li.: Vollständiger innerer Betonkern; re.: Idealisierung.....	68
Abb. 4.5: Tragwerksidealisierung: Extraktion eines Stabwerkmodells; li.: Betonkörper; re.: Schwerelinien.....	69
Abb. 4.6: Tragwerksidealisierung: Ergebnis der Stabextraktion .....	69
Abb. 4.7: Tragwerksidealisierung: Auszug aus RFEM – Stabwerksmodell; li.: Stabansicht; re.: Balkenansicht .	70
Abb. 4.8: Lastfall 1 – Globale Stablast des Trägerrost-Eigengewichts (RFEM-Modell) .....	72
Abb. 4.9: Ermittlung des Schalstein-Eigengewichts (Regelschalstein; Typ 5; RFEM-Modell).....	73
Abb. 4.10: Schwerpunktsermittlung – Schwerpunkt liegt auf der Schwerelinie des Stabelements.....	74
Abb. 4.11: Schalsteineigengewicht – Mögliche Ansatzfälle .....	74
Abb. 4.12: Lastfall 2 – Einzellast des Schalstein-Eigengewichts: Steine selbsttragend (RFEM-Modell).....	77
Abb. 4.13: Lastfall 2 – Einzellast des Schalstein-Eigengewichts: Steine nicht selbsttragend (RFEM-Modell)...	77
Abb. 4.14: Lastfall 3 – Projektive Schneelast (RFEM-Modell) .....	79
Abb. 4.15: Ermittlung der Höhe über Grund z – Angepasste Grafik aus dem Eurocode [18].....	81
Abb. 4.16: Ermittlung der Druckbeiwerte – Angepasste Grafik aus dem Eurocode [18].....	81
Abb. 4.17: Lastfall 4 – Lokale Windlast (RFEM-Modell) .....	83
Abb. 4.18: Lastfall 5 – Temperaturlast; li.: Eingabemaske; re.: Lastbild der Zwängungslast (RFEM-Modell)...	85
Abb. 4.19: Lastfallkombination – Auszug aus RFEM.....	88
Abb. 4.20: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 1 – Auszug aus RFEM .....	90
Abb. 4.21: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 2 – Auszug aus RFEM .....	90
Abb. 4.22: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 3 – Auszug aus RFEM .....	91
Abb. 4.23: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 4 – Auszug aus RFEM .....	91
Abb. 4.24: Modul zur Stahlbetonbemessung von Stäben, Teil 5 – Auszug aus RFEM .....	91
Abb. 5.1: Außenstege - Optimierungsmöglichkeit .....	95

# Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1: Anzahl an Schalsteinen pro Schalsteinreihe (Bsp.: Grundkante 22,000m; Reihen 22) .....	25
Tab. 3.2: Variante 1 – Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs .....	34
Tab. 3.3: Variante 2 – Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs .....	39
Tab. 3.4: Untersuchungsvariante – Gegebenheiten des Pyramidenentwurfs .....	60
Tab. 3.5: Untersuchungsvariante – Zusammenfassung der Schalsteintypen .....	62
Tab. 3.6: Vergleich aller Varianten .....	63
Tab. 4.1: Ergebnisse der stat. Machbarkeitsstudie – Resultierende Bewehrungsmengen (Vorabschätzung) .....	92
Tab. 5.1: Auflistung der notwendigen Schalsteintypen für den Aufbau des Pyramidenbauwerks .....	95
Tab. 5.2: Ergebnisse der überschlägigen Ermittlung der Bewehrung bei Reduktion der Wandstärken .....	98