

FH Zentralschweiz

Bauingenieur- wesen

Thesis 2023
Bachelor und Master

HSLU Hochschule
Luzern

Technik & Architektur
Ausbildung



Sehr geehrte Leserin, sehr geehrter Leser

In dieser Broschüre sind die Bachelor- und Masterthesis aller erfolgreichen Studienabschlüsse des Studienjahres 2022/23 übersichtlich zusammengestellt.

Der Blick in die Arbeiten zeigt in eindrücklicher Art, was Bauingenieurinnen und Bauingenieure für den Berufsalltag rüstet. Er weist auch auf das entwickelte Verständnis zwischen wissenschaftlich fundierter Grundlagenkenntnis und deren praxisgerechter Umsetzung hin. Darüber hinaus lassen sich im Detail beherztes Engagement, die interdisziplinären Fähigkeiten und nicht zuletzt die Faszination für den Beruf der Bauingenieurin, des Bauingenieurs erkennen.

An dieser Stelle bedanke ich mich bei den Planern und Planerinnen, Amtsstellen, Unternehmungen und weiteren Partnern in der Wirtschaft, welche mit ihren Anstößen viele Aufgabenstellungen initiieren und zudem mit Daten, Plänen oder weiteren Informationen viele Grundlagen liefern. Ein spezieller Dank geht an die Experten, welche die Arbeiten mit viel Interesse und Engagement begleiten und damit den Praxisbezug sicherstellen.

Ich gratuliere allen Absolventinnen und Absolventen zur gelungenen Bachelor- oder Master-Thesis und zum erfolgreichen Abschluss ihres Studiums. Einem Studium, das – anfänglich geprägt vom Fernunterricht infolge der Corona-Pandemie – die Studierenden und die Betreuerinnen und Betreuer vor aussergewöhnliche Lern- und Lehrsituationen stellte.

Allen Absolventinnen und Absolventen wünsche ich viel Freude und Begeisterung für die anstehenden Herausforderungen.

Der Leserin und dem Leser wünsche ich einen aufschlussreichen Einblick in unsere Welt des Konstruierens, Bauens und Entwickelns.

Prof. Dr. Albin Kenel
Studiengangleiter Bauingenieurwesen

Bachelor

Inhaltsverzeichnis Bachelor

Achermann Dominic Prüfung der Durchbruchssicherheit von VSG	6
Affolter Manuel Einfluss der Klebegeometrie auf Silikonversiegelungen	7
Alija Uvejs Tragwerksbemessung des SKZ in St. Margrethen	8
Beqiri Shpat Wettbewerbsanalyse und Entwurf Negrellisteg Zürich	9
Blaser Björn Entwurf einer Fussgängerbrücke über die Sihl	10
Bucher Elio Untersuchung der Interaktion Pfähle-Bodenplatte-Baugrund	11
Budde Florian Analysen zur Durchbruchssicherheit von VSG	12
Bütikofer Christoph Martin Parameterstudien an einer modularen Glasschale	13
Chaves dos Santos Ruben Neubau einer Schule mit Mehrzweckhalle- Tragwerksentwicklung	14
Dietrich Samuel Kombination von gespannten und ungespannten Bodenankern	15
Fischer Jonas Sonderbauwerke Kanalausbau Max-Hunziker-Weg, Zürich	16
Frey Adrian Klotzung lastabtragender Verbundgläser	17
Geissler Lukas Umbau Trinkwasserreservoir Stadt Zürich	18
Kunz Raphael Hochhaus «Tour Malley Phare»	19
Matti Lukas Tragwerksbemessung für das SKZ St. Margrethen	20
Morgenthaler Simon Umbau Trinkwasserreservoir Stadt Zürich	21
Müller Martin Ökobilanzierungs-Software für den Fassadenbau	22
Rust Gregor Unterirdische Turnhalle in Schulanlage Stadt Zürich	23
Schnider Christian Turnhallentragkonstruktion in Varianten	24
Schröder Dominik Oftringen IO; K104 Äussere Luzernerstrasse	25
Tanner Kilian Projektierung Baugrubenabschluss Tunnel Geissbüel	26
Trummer Patrick Strassensanierung in einem Rutschhang	27
Wettmer Ronny Wärmedurchgang durch Pilzdämmplatten	28

Legende



Disziplinärer Abschluss mit zusätzlichem Zertifikat «**Bachelor+ Interdisziplinarität am Bau**»



Disziplinärer Abschluss in der Studienrichtung «**Gebäudehülle**»



Disziplinärer Abschluss in der Studienrichtung «**Konstruktion und Tragwerk**»



Disziplinärer Abschluss in der Studienrichtung «**Verkehr und Wasser**»



Bachelor-Thesis

Prüfung der Durchbruchsisicherheit von VSG

Methodik und Durchführung von Stossprüfungen an Verbundsicherheitsglas typischer Abmessungen

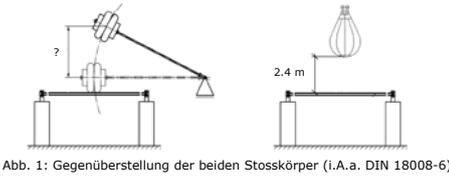


Abb. 1: Gegenüberstellung der beiden Stosskörper (i.A.a. DIN 18008-6)

Pos.	Typ [mm]	Format [mm]	Anzahl VK
4	VSG Float 8 / 0.76 / 8	600 x 2000	1
6	VSG Float 8 / 0.76 / 8	900 x 1500	3
7	VSG Float 8 / 0.76 / 8	900 x 2000	3
8	VSG Float 8 / 0.76 / 8	900 x 3000	2
9	VSG Float 8 / 0.76 / 8	1200 x 1200	6
12	VSG Float 8 / 0.76 / 8	1200 x 3000	2
Stückzahl total			17



Abb. 2: Verwendete Versuchskörper Abb. 3: Versuchsaufbau mit dem Doppelreifen als Stosskörper

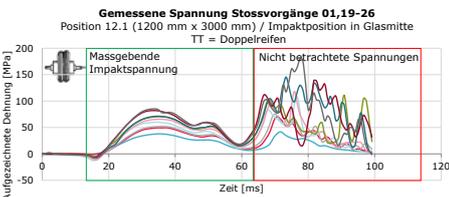


Abb. 4: Gemessene Spannung bei Versuch mit dem Doppelreifen

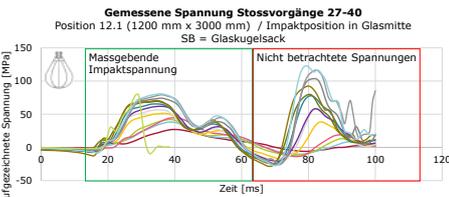


Abb. 5: Gemessene Spannung bei Versuch mit dem Glaskugelsack

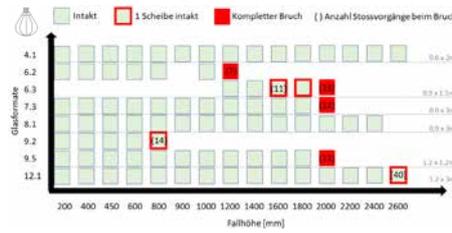


Abb. 6: Bruchzeitpunkt beim Aufprall des Glaskugelsacks

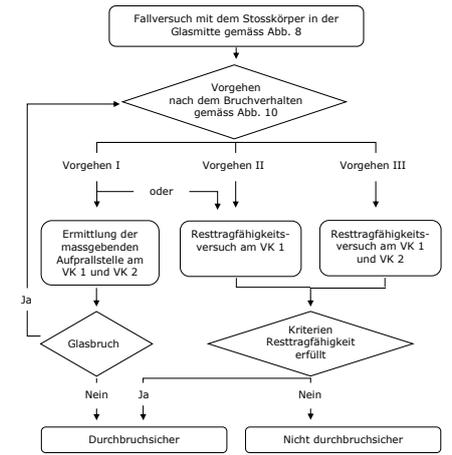


Abb. 7: Möglicher Versuchsablauf zur Prüfung der Durchbruchsisicherheit

Bezeichnung	Gewicht	Fallhöhe	Norm
Sphärokonischer Glaskugelsack (SB)	50 kg	2400 mm Anforderungen von 1200 Joule gemäss: (SUVA, 2022) / (SN EN 14963, 2006)	SN EN 596 EOTA TR 001
Doppelreifen (TT)	50 kg	Die Fallhöhe kann nicht durch den Vergleich der beiden Stosskörper ermittelt werden. Diese ist mittels anderen geeigneten Kriterien festzulegen oder durch erweiterte Versuche zu ermitteln.	SN EN 12600

Abb. 8: Stosskörper zur Prüfung der Durchbruchsisicherheit

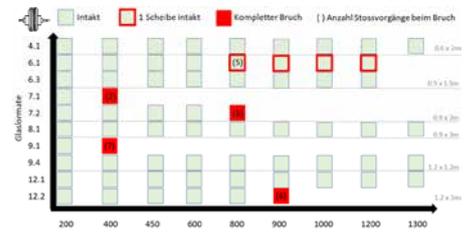


Abb. 9: Bruchzeitpunkt beim Aufprall des Doppelreifen

Fall	Vorgehen	Bruchverhalten Versuchskörper (VK 1 und VK 2)	Vorgehen Resttragfähigkeit	Ermittlung der massgebenden Aufprallposition
A	I	VK 1 = Kein Bruch VK 2 = Kein Bruch	Es wird empfohlen, den Versuchskörper mit Schleifpapier an der Gegenseite der Aufprallstelle vorzuschädigen und durch einen erneuten Stossversuch zu brechen. Folgend kann ein Resttragfähigkeitsversuch durchgeführt werden.	Falls kein Resttragfähigkeitsversuch durchgeführt wird, ist die massgebende Aufprallposition durch weitere Stossversuche am VK 1 und VK 2 im schraffierten Bereich der Abb. 11 in Anlehnung an die DIN 18008-6 zu ermitteln.
B	II	VK 1 = Intaktbleiben mindestens einer Scheibe oder VK 2 = Kein Bruch oder Intaktbleiben mindestens einer Scheibe	Der Resttragfähigkeitsversuch ist am VK 1 unmittelbar nach dem Stossversuch beim Intaktbleiben mindestens einer Scheibe durchzuführen.	Fakultativ
C		VK 1 = Bruch aller Scheiben VK 2 = Kein Bruch	Der Resttragfähigkeitsversuch ist am VK 1 unmittelbar nach dem Stossversuch beim Bruch aller Scheiben durchzuführen.	Fakultativ
D	III	VK 1 = Bruch aller Scheiben VK 2 = Intaktbleiben einer Scheibe	Der Resttragfähigkeitsversuch ist am VK 1 und VK 2 unmittelbar nach dem Stossversuch beim Bruch aller Scheiben (VK 1) und beim Intaktbleiben mindestens einer Scheibe (VK 2) durchzuführen.	Fakultativ
E		VK 1 = Bruch aller Scheiben VK 2 = Bruch aller Scheiben	Der Resttragfähigkeitsversuch ist am VK 1 und VK 2 unmittelbar nach dem Stossversuch beim Bruch aller Scheiben durchzuführen.	-

Abb. 10: Vorgehen nach dem Bruchverhalten

Problemstellung

Viele der horizontal verbauten Verglasungen müssen für Wartungs- und Reinigungsarbeiten betreten werden. Damit auch im Falle eines Sturzes der auf dem Glas arbeitenden Person das Durchbrechen verhindert wird, müssen diese betretbaren Gläser gewisse Anforderungen an die Durchbruchsisicherheit erfüllen. Im neuen SIA-Merkblatt 2057 sind keine spezifischen Regelungen für die Ermittlung und den Nachweis der Durchbruchsisicherheit einer betretbaren Verglasung gegeben, was zu zahlreichen Fragestellungen aus der Praxis bei der Bemessung solcher Glasbauteile führt. Es besteht die Notwendigkeit einer schweizerweitigen Regelung für die Ermittlung der Durchbruchsisicherheit.

Lösungskonzept

Der Nachweis der Durchbruchsisicherheit von betretbaren Oberlichtern und Dachelementen wird von der SUVA in Bezug auf die Bauarbeitenverordnung (2021) mittels Fallversuchs eines sphärokonischen Glaskugelsacks (50 kg)

aus der Höhe von 2.4 Metern festgelegt. Dieses Vorgehen könnte auch auf die Prüfung von Glas übertragen werden (Abb. 1). Alternativ könnte für die Prüfung stossartiger Belastungen der für Glas übliche Pendelschlagversuch mit dem Doppelreifen für die Prüfung der Durchbruchsisicherheit verwendet werden. Ob die beiden Verfahren auf ihre Auswirkung auf die Spannung korrelieren und welche möglichen Unterschiede im Bruchverhalten bestehen, soll durch Versuche an einer Reihe von Verbundsicherheitsgläser typischer Abmessungen geprüft werden (Abb. 2,3). Die Spannungen werden dabei auf der Glasunterseite mit DMS erfasst, wobei nur die Spannungen zum Zeitpunkt des Impakts betrachtet werden (Abb. 4,5).

Ergebnisse

Die Ergebnisse zeigen, dass kein allgemein anwendbares Korrelationsverhalten für die Fallhöhen der beiden Stosskörper festgestellt werden kann. Jedoch wird die These bestätigt, dass beim Doppelreifen verglichen mit dem sphärokonischen

Glaskugelsack bei identischer Fallhöhe die grösseren Spannungen auftreten. Die maximale Bruchspannung beim Aufprall vor dem Bruch variiert stark. Die schwächste Verglasung bricht bei 31 Mpa, während die Widerstandsfähigste bei 107 MPa nicht beschädigt wird (Abb. 6,9). Für eine bessere Abschätzung wird der Einfluss der variablen Einflussfaktoren in Bezug auf die maximale Spannung und den Glasbruch untersucht. Mit den erhaltenen Erkenntnissen wird ein Versuchs-konzept erarbeitet, welches in späteren Versuchen zum Erstellen einer Übersicht durchbruchsisicherer Gläser zur Anwendung kommen kann (Abb. 7,8,10).

Dominic Achermann

Betreuer:
Dr.-Ing. Thiemo Fildhuth

Experte:
Ives Schüpfer

Industriepartner:
SIGAB



Bachelor-Thesis

Einfluss der Klebegeometrie auf Silikonversiegelungen

Einfluss unterschiedlicher Klebeabmessungen auf Steifigkeit und Bruchkraft



Abbildung 1: Versuchsaufbau



Abbildung 2: Zugversuch A/R = 0.375



Abbildung 3: Scherversuch A/R = 0.5 & 1.875

Materialkennwerte Kleber 1 / H-Prüfkörper				
Versuchsreihe	A	B	D	E
Aspect Ratio (e/b)	1.0	3.0	1.0	1.875
Dehnung $\epsilon_{0.5}$ bei Zugspannung $\sigma_{0.5} = 0.5$ MPa (%)	21.97	12.57	25.36	17.30
Dehnung $\epsilon_{0.5}$ bei Schubspannung $\tau_{0.5} = 0.5$ MPa (%)	94.06	94.51	96.06	99.07

Tabelle 1: Vergleich Dehnungen (Kleber 1)

Materialkennwerte Kleber 2 / H-Prüfkörper				
Versuchsreihe	G	H	J	K
Aspect Ratio (e/b)	1.0	3.0	1.0	1.875
Dehnung $\epsilon_{0.5}$ bei Zugspannung $\sigma_{0.5} = 0.5$ MPa (%)	7.87	4.99	8.76	6.95
Dehnung $\epsilon_{0.5}$ bei Schubspannung $\tau_{0.5} = 0.5$ MPa (%)	41.29	43.90	44.63	45.84

Tabelle 2: Vergleich Dehnungen (Kleber 2)

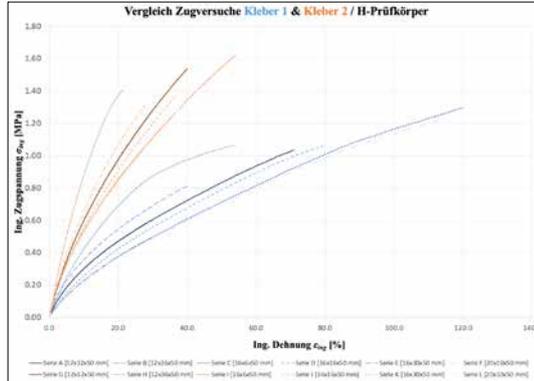


Diagramm 1: Vergleich Zugversuche

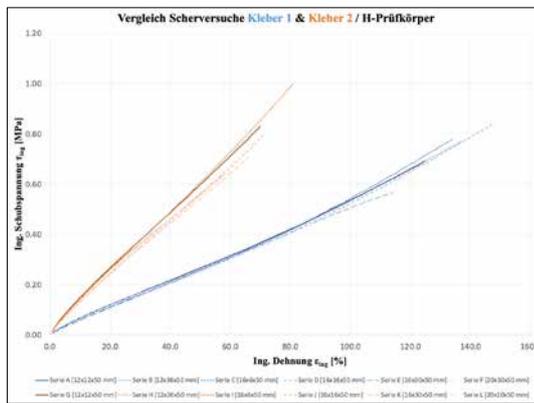


Diagramm 2: Vergleich Scherversuche

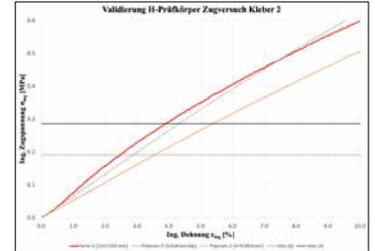


Diagramm 3: Validierung FE-Modell

	Übersicht Zugversuche	Übersicht Scherversuche
Versuchsreihe A & G [12x12x50 mm]		
Versuchsreihe B & H [12x36x50 mm]		
Versuchsreihe C & I [16x6x50 mm]		
Versuchsreihe D & J [16x16x50 mm]		
Versuchsreihe E & K [16x30x50 mm]		
Versuchsreihe F & L [20x10x50 mm]		

Tabelle 3: Übersicht FE-Modelle Kleber 1

Problemstellung

Isolierverglasungen sind seit mehr als 40 Jahren ein wichtiger Bestandteil einer Fassade. Sie übernehmen nicht nur die thermische Isolierung eines Gebäudes, sondern verbessern auch den Komfort und das Wohlbefinden im Innenraum.

Die Bemessung der Stegüberdeckung (Randverbund) wird durch die Leitlinie für die europäische Zulassung für geklebte Glaskonstruktionen (ETAG-002) geregelt. Dafür werden Produktprüfungen an H-Prüfkörpern mit einer Abmessung von 12x12x50 mm durchgeführt. Die Vernachlässigung von geometrischen Abmessungen sowie die Bemessung mit vereinfachten Gleichungen führen zu konservativen Sicherheitsfaktoren.

Durch die zunehmend grösseren Scheibenzwischenräume entspricht das Breite-zu-Dicke-Verhältnis (A/R) nicht mehr der Charakterisierung der normierten Prüfkörper. Die Steifigkeit erhöht sich durch die zunehmende Breite der Verklebung und die damit verbundenen Spannungszustände in der Klebegeometrie verändern sich hin zu einem hydrostatisch geprägten Zustand.

Lösungskonzept

Durch Zug- und Scherversuche an H-Prüfkörpern wird der Einfluss unterschiedlicher Klebeabmessungen auf Steifigkeit, Bruchkraft und Materialkennwerte (E-Modul, G-Modul und Designspannungen) untersucht. Dabei werden sechs unterschiedliche Abmessungen (Tabelle 3) aus zwei verschiedenen Klebstoffen, die für die Sekundärabdichtung der Scheibenzwischenräumen verwendet werden, untersucht (Abbildungen 1 bis 3).

Die Herstellung der Prüfkörper und der Ablauf der Versuche wird in Anlehnung an die ETAG-002 durchgeführt. Abmessungen der Verklebung bis A/R = 1:3 liegen ausserhalb des typischen Bereiches, finden aber immer häufiger Verwendung in der Bau Praxis.

Um begleitende FE-Simulationen mit hyperelastischen Materialmodellen zum praktischen Einsatz herzuführen, werden uniaxiale Zugversuche an Schulterstäben durchgeführt. Die FE-Modelle werden anhand der experimentell ermittelten Versuchsdaten aus den Schulterstäben und aus den H-Prüfkörpern kalibriert (Diagramm 3). Darüber hinaus werden die Anwendungsmöglichkeiten und ihre Grenzen vorgestellt.

Ergebnisse

Die Ergebnisse für erhöhte Aspect Ratios zeigen (Diagramm 1 & 2), dass die Spannungen mit dem ETAG-Ansatz deutlich unterschätzt werden bzw. auf der unsicheren Seite liegen und die Klebreite einen massgebenden Einfluss auf die Steifigkeit hat. Die Tabellen 1 & 2 zeigen den Steifigkeitsunterschied in Abhängigkeit von der vorhandenen Dehnung bei 0.5 MPa Zug- und Schubspannungen.

Eine sinnvolle Bemessung mit einer numerischen FEM-Simulation kann nur durch die Herleitung eines kalibrierten Materialgesetzes erfolgreich durchgeführt werden. (Tabelle 3)

Manuel Affolter

Betreuer:
Dr.-Ing. Thimo Fildhuth

Experte:
Ives Schüpfer

Bachelor-Thesis

Tragwerksbemessung des SKZ in St. Margrethen

Entwicklung und Bemessung eines möglichst nachhaltigen Tragwerks

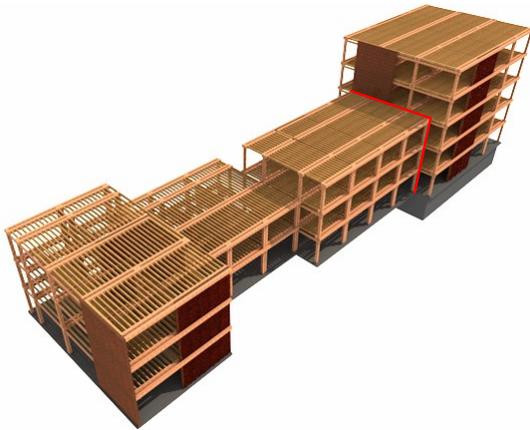


Abb. 1: 3-Modell Tragwerk, Dilatationsfuge in Rot



Abb. 2: Visualisierung

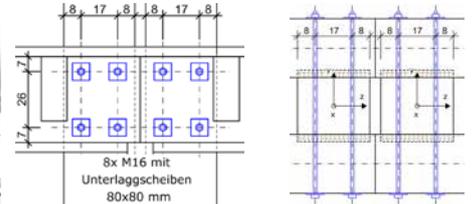


Abb. 3: Ansicht & Grundriss Knoten [cm]

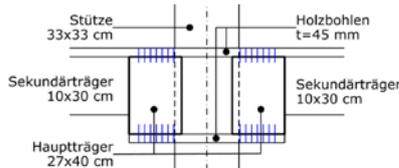


Abb. 4: Querschnitt Balkendecke

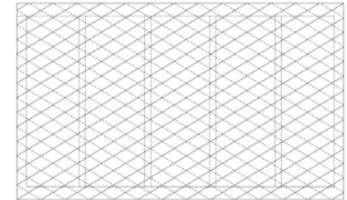


Abb. 8: Ansicht diagonale Brettschalung

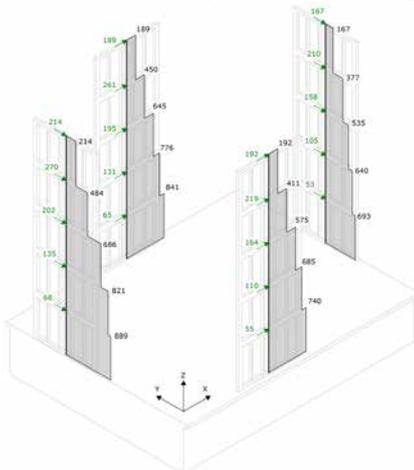


Abb. 5: Querkraftverlauf Wände [kN]

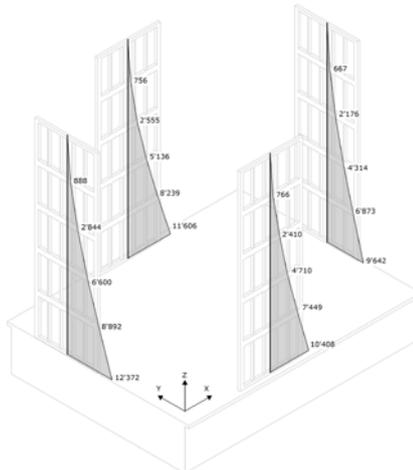


Abb. 6: Momentenverlauf Wände [kNm]

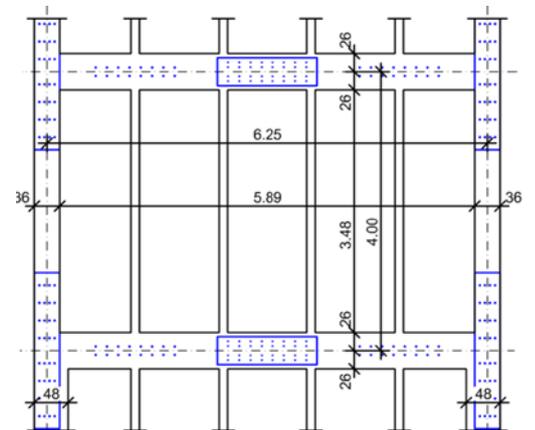


Abb. 7: Ansicht Rahmenbauwand

Aufgabenstellung

In der Ostschweiz in St. Margrethen soll ein neues Schreinerkompetenzzentrum (Abkürzung SKZ) entstehen. Im neuen Gebäude soll der Berufsschulunterricht und die überbetrieblichen Kurse durchgeführt werden. Im Modul Vertiefung B+ wird aus den Vorgaben der Bauherrschaft in der interdisziplinären Gruppe ein Tragwerk entwickelt.

Das Ziel dieser Thesis ist die Bemessung der massgebenden Tragwerkelemente und der Nachweis der horizontalen Stabilität. Zusätzlich werden einzelne Knotenverbindungen der Stützen genauer untersucht und bemessen. Zu guter Letzt wird der Fokus auf die Beplankung der Holzwandscheiben gelegt und mit Alternativen verglichen.

Tragwerksbeschrieb

Das Tragwerk des SKZ hat eine Länge von 78 m und eine Durchschnittsbreite von 20 m. Das Gebäude ist in der Höhe unterschiedlich abgestuft. Mit einer Geschosshöhe von 4 m ergibt sich ein teilweise 20 m hohes Tragwerk mit 5 Geschossen. Das Untergeschoss des Tragwerkes erstreckt sich nicht durchge-

hend über den ganzen Grundriss. Im Grenzbereich des UG ist eine Dilatationsfuge vorgesehen. (Abb. 1) Der Lastabtrag soll über einen klassischen Holzskelettbau erfolgen. Das Rastermass ist mit 6x6 m festgelegt. Zudem soll das komplette Tragwerk aus Sicht der Nachhaltigkeit mit möglichst wenig Leim und metallischen Verbindungen realisiert werden. Folglich sind die meisten Bauteile aus Vollholz. Lediglich das Untergeschoss besteht aus Stahlbeton. Für den vertikalen Lastabtrag sind Doppelstützen vorgesehen. (Abb. 3) Die Decken sind als Balkendecken mit Primär- und Sekundärträgern vorgesehen. (Abb. 4)

Horizontale Stabilität

Bei der horizontalen Stabilität liegt der Fokus auf das 5-stöckige Gebäude. Für die Aussteifung des Gebäudes werden Rahmenbauwände in der Aussenfassade angeordnet. (Abb. 7) Die Auswirkungen der Wände infolge Erdbeben sind in Abb. 5 & 6 aufgezeigt. Die Scheibenbildung der Decken werden mittels vernagelter Holzbohlen gewährleistet.

Exzentrisch belastete Träger

Durch den bündigen Anschluss der Sekundärträger an die Primärträger entstehen Versatzmomente, welche in den Primärträgern zu Torsion führt. Um die Torsionssteifigkeit der Primärträger zu erhöhen, werden diese mittels Holzbohlen zu einem Hohlquerschnitt verbunden. (Abb. 4) Die Torsionsverbindung zwischen der Stütze und Balkendecke ist in Abb. 3 aufgezeigt.

Rahmenbauwand mit kreuzweise vernagelten Brettern

Die Beplankung der Rahmenbauwand wird mit OSB-Platten realisiert. Als Alternative sind diagonal vernagelte Holzbretter mittels Schubfeldverfahren untersucht und mittels Fachwerkanalogie bemessen worden. (Abb.8)

Uveys Alija

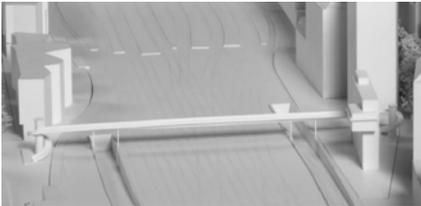
Betreuer:
Prof. Dr. Uwe Teutsch

Experte:
Dr. Andreas Galmarini



Bachelor-Thesis Studiengang Bauingenieurwesen

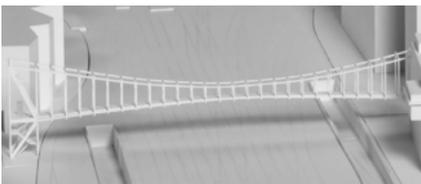
Wettbewerbsanalyse und Entwurf Negrellisteg Zürich



© Projekt „96“ (Siegerprojekt 2017)



© Projekt „337939“ (Siegerprojekt 2011)



© Projekt „Wurmloch“ (Wettbewerb 2017)

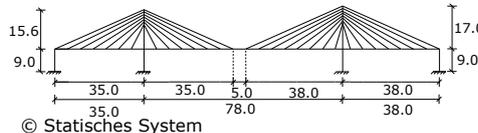
Vergleich der Varianten



© Gegenüberstellung der drei Projekte in einem Netzdiagramm



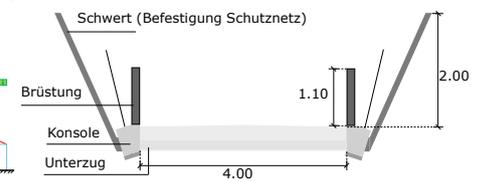
© Visualisierung des Negrellistegs



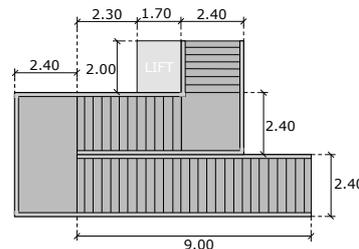
© Statisches System



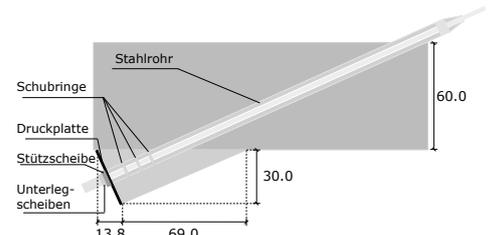
© Kraftfluss für vertikale Lasten in grün; Zugkräfte in rot; Druckkräfte in blau



© Querschnitt: Fahrbahnträger



© Grundriss: Auf- und Abgänge



© Verankerungsdetail: Schrägkabel – Konsole



© Statisches Modell im AxisVM

Ausgangslage

Der Hauptbahnhof Zürich und sein Umfeld unterliegen einer starken Entwicklungsdynamik. Die aktuellen Verbindungsmöglichkeiten zwischen den Stadtkreisen 4 und 5 decken den heutigen und zukünftigen Bedarf nicht mehr. Deshalb sieht der kommunale Verkehrsrichtplan vor, die Stadtkreise 4 und 5 für den Langsamverkehr mit einer Brücke zu verbinden.

Die Aufgabenstellung unterteilt sich dabei in zwei Phasen auf. In der Phase 1 werden die Wettbewerbsprojekte aus den Jahren 2011 und 2017 analysiert und systematisch miteinander verglichen. Die Bewertungsmethode basiert dabei auf den folgenden Kriterien: Tragwerkskonzept, Nachhaltigkeit, Wirtschaftlichkeit, Bauprozess, Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung und Ästhetik. Die Erkenntnisse daraus werden in den eigenen Entwurf einfließen. In der Phase 2 wird ein eigener Lösungsvorschlag für ein Brückentragwerk erarbeitet.

Entwurf der Schrägkabelbrücke (Phase 2)

Zu Beginn der Phase 2 gab es ein Variantenstudium mit welchem die Entscheidung für den endgültigen Entwurf „Schrägkabelbrücke“ getroffen wurde.

Bei einer Schrägkabelbrücke werden die vertikalen Lasten über die Schrägkabel an die Pylone geleitet. Von dort aus werden die Kräfte in Form von Druckkräften in den Baugrund geleitet. Die horizontalen Kräfte in Brückenlängsrichtung werden durch die gefederten Gleitlager von den Schrägkabeln aufgenommen. Durch die geringen horizontalen Kräfte kann dieser Lastabtrag problemlos bewerkstelligt werden.

Die Schrägkabel sowie die Verankerungselemente werden von der Firma BBR hergestellt. Die Verbindung zwischen Schrägkabel und Konsole wird durch eine BBR-Gewindekopfverankerung ermöglicht.

Die Verbindung zwischen Schrägkabel und Pylon gelingt durch eine Gabelverankerung. Mit dieser ist es möglich einen sauberen Lasteinleitung vom Schrägkabel in den Pylonen zu generieren.

Für die Auf- und Abgänge werden pro Seite jeweils ein 10-Personenlift und eine 2.40 m breite Treppe angeordnet. Der 10 Personenlift wird von der Firma Schindler AG hergestellt und ermöglicht eine zweiseitige Begehung des Lifts. Die Höhe von 8.40 m wird mit einer Treppenlänge von 15.0 m überwunden.

Shpat Beqiri

Betreuer:
Dr. Stephan Gollob

Experte:
Dr. Axel Volkwein



Bachelor-Thesis

Entwurf einer Fussgängerbrücke über die Sihl

Kombiniertes Tragwerk aus einem Hängewerk und einem Fachwerk in Holz

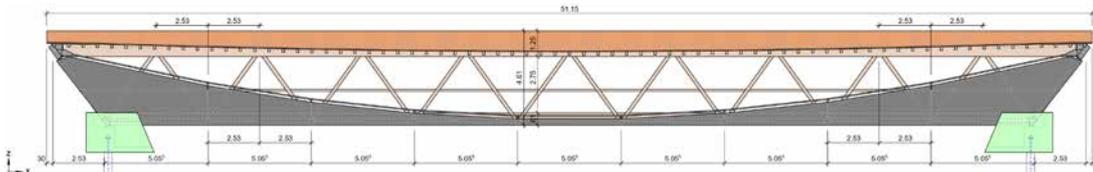


Abb. 1: Ansicht an die Fussgängerbrücke

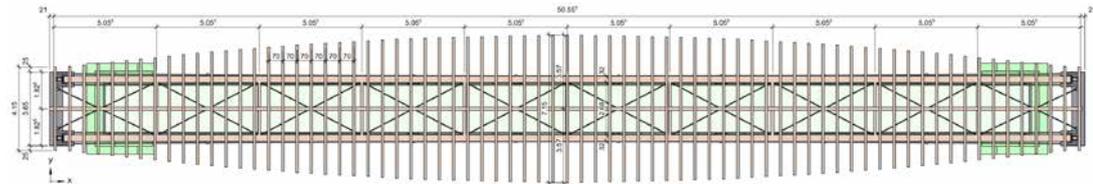


Abb. 2: Grundriss der Fussgängerbrücke

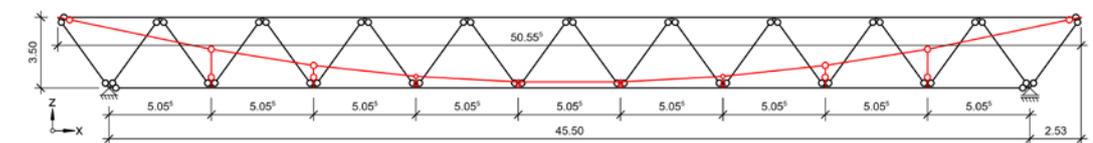


Abb. 3: Statisches System des Hauptfachwerks mit Hängeseil

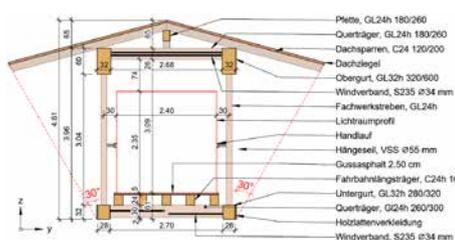


Abb. 4: Knotenverbindung im Untergurt



Abb. 5: Visualisierung der Fussgängerbrücke

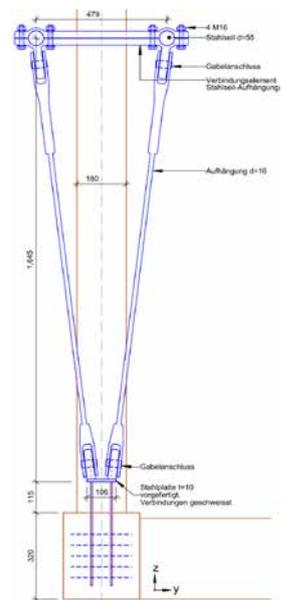


Abb. 6: Detail Aufhängung

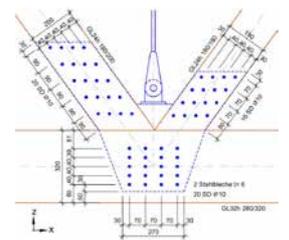


Abb. 7: Knotenverbindung

Aufgabenstellung

Im Rahmen der Hochwassersicherheit des unteren Sihltals und der Stadt Zürich wird ein Entlastungstollen von Thalwil in den Zürichsee erstellt. Aus diesem Projekt resultieren ökologische Ersatzmaßnahmen, wobei eine davon zur Aufhebung eines Wanderwegs führt. Für die Gewährleistung der örtliche Wanderwegverbindungen wird ein Neubau einer Fußgängerbrücke nötig. Im Rahmen der Bachelorthesis wird ein Entwurf einer Fußgängerbrücke über die Sihl in Langnau am Albis aus Holz geplant.

Lösungskonzept

Zu Beginn der Arbeit werden Referenzobjekte recherchiert und dessen Vor- und Nachteile der statischen Systeme analysiert. Danach wird ein Variantenstudium durchgeführt und ein System zur Weiterbearbeitung definiert. Anschließend wird das gewählte System ausgearbeitet und auf Stufe Vorprojekt bemessen.

Ergebnis

Die Brücke verbindet durch Ihre Erscheinung zwei unterschiedliche Uferseiten. Mit dem Hängeseil aus Stahl ist Bezug auf die Industrialisierung, respektive die angrenzende Spinnerei genommen, und mit dem Fachwerk aus Holz auf den Wald. Zur Mitte hin öffnet sich die Brücke und der Blick auf die Sihl wird freigegeben (Abb. 5).

Das statische System der Brücke für den vertikalen Lastabtrag besteht aus einem überlagerten System eines vorgespannten Hängewerks, für die ständigen Lasten, und einem Fachwerk, für die veränderlichen Lasten. Die Brücke wird statisch bestimmt gelagert und hat eine Spannweite von 45.50 m (Abb. 3).

Für den horizontalen Lastabtrag sind auf Höhe des Ober- und Untergurts Windverbände aus Stahlstangen montiert (Abb. 2). Die Kräfte aus dem Windverband im Obergurt werden über zwei Stahlrahmenkonstruktionen an den Brückenden, in das Fundament geführt. Das Fundament seinerseits ist auf Mikropfählen gegründet.

Die Brücke ist mit einem Dach bedeckt, welches in einem 30° Winkel zum Seilverlauf des Hängewerks verläuft. Unterhalb des Hängewerks wird die Brücke mit angewinkelten Latten gegen die Witterung geschützt (Abb. 1, 4 & 5).

Die Knoten des Fachwerks werden mittels eingeschlitzter Stahlbleche und Stabdübeln ausgeführt. Die Aufhängung des Fachwerks an das Hängeseil erfolgt über Gabelanschlüsse und Rundstahlstangen (Abb. 6/7).

Björn Blaser

Betreuer:
Dr. Thomas Kohlhammer

Experte:
Dr. Marco Bahr



Bachelor-Thesis

Untersuchung der Interaktion Pfähle-Bodenplatte-Baugrund

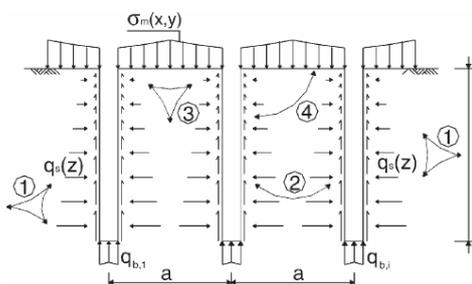


Abb. 1: Interaktionseinflüsse Pfähle-Bodenplatte-Baugrund
Witt, K. J. (2018). *Grundbautaschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.

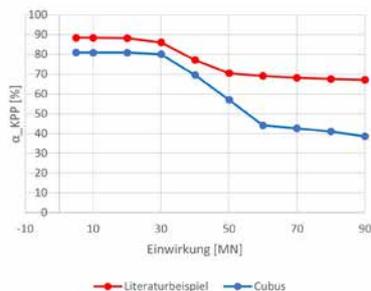


Abb. 2: Vergleich der Entwicklung der Lastaufteilung (Anteil der Pfähle in %)

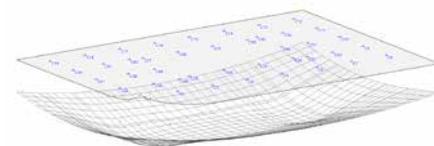


Abb. 5: Durchbiegung der Fundamentplatte

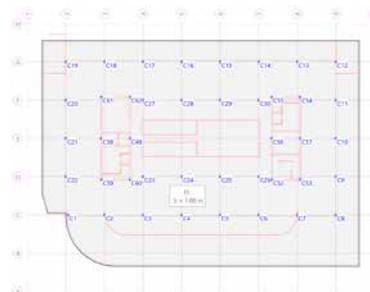


Abb. 6: Optimierte Anordnung der Pfähle

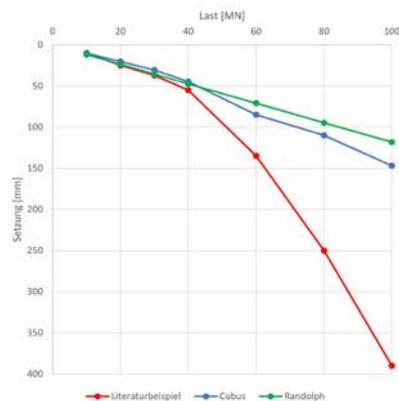


Abb. 3: Vergleich Last-Setzungsdiagramm verschiedener Berechnungsansätze

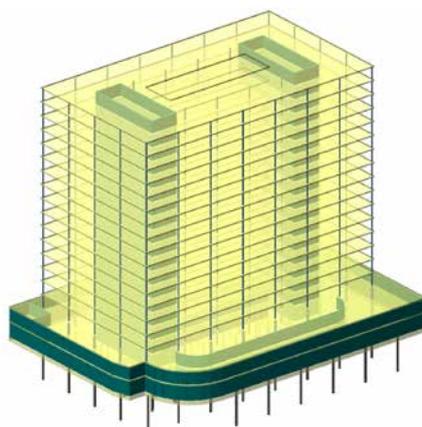


Abb. 4: Modell des fiktiven Hochhausprojekts

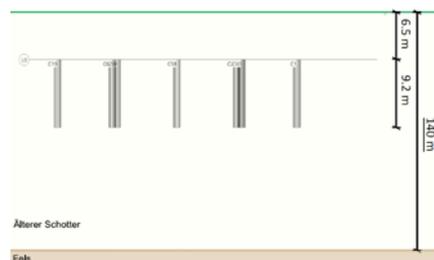


Abb. 7: Baugrundmodell

Problemstellung

In der Baupraxis kommen neben den klassischen Fundationsarten (Flachfundation, Pfahlfundation) vermehrt kombinierte Fundationen zur Anwendung, welche die Lasten sowohl über die Pfähle als auch über die Bodenplatte abtragen. Damit eine korrekte Bemessung dieser kombinierten Pfahl-Plattengründungen erfolgen kann, ist die richtige Modellierung der bodenmechanischen Zusammenhänge notwendig. Dazu müssen die Interaktionen, welche in klassischen Fundationen weniger oder gar nicht vorkommen, richtig simuliert werden, um ein plausibles Resultat zu erhalten.

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit sollten nun die auftretenden Wechselwirkungen (Abb. 1) und die Zusammenhänge, die zur korrekten Modellierung einer kombinierten Pfahl-Plattengründung führen, identifiziert und mögliche Ansätze zu deren Lösung analysiert werden.

Lösungskonzept

In einer ersten Phase wurde anhand verschiedener Berechnungsansätze untersucht, inwiefern diese die Interaktionseinflüsse berücksichtigen.

In einer zweiten Phase wurden die gewonnenen Erkenntnisse in einem fiktiven Projekt dafür eingesetzt, eine kombinierte Pfahl-Plattengründung zu dimensionieren und deren Vorteile gegenüber den klassischen Fundationsarten aufzuzeigen.

Ergebnisse

Im ersten Teil der Arbeit wurde zum einen die vereinfachte Methode nach Randolph und zum anderen die Berechnung mit dem Computerprogramm Cubus geprüft. Mit dem vereinfachten Verfahren nach Randolph konnten die durchschnittlichen Setzungen der Fundation bei einfachen, symmetrischen Geometrien bestimmt werden, die Lastaufteilung zwischen der Platte und den Pfählen konnte hingegen nicht abgeschätzt werden. Die Berechnung mit dem Computerprogramm Cubus lieferte dahingegen schon genauere Resultate, wobei neben den Setzungen auch die Lastaufteilung bei komplexeren Geometrien bestimmt werden konnte (Abb. 2). An die Grenzen stieß dieses Verfahren jedoch bei größeren Lasten, wenn die Pfähle nahe ihrer Tragfähigkeitsgrenze belastet wurden.

Grund dafür war die elastische Modellierung des Baugrunds, bei welchem kein Bruchkriterium definiert ist.

Im zweiten Teil der Arbeit wurde für ein fiktives Hochhausprojekt eine KPP dimensioniert (Abb. 4). Durch das iterative Vorgehen konnte eine optimale Pfahlverteilung unter der Fundamentplatte gefunden werden, bei welcher die Pfähle rund 65.5% und die Platte rund 34.5% der Lasten auf den Baugrund abtragen (Abb. 6). Im Vergleich mit einer reinen Pfahlfundation konnte so mit der KPP rund 34% der effektiven Pfahllänge eingespart werden.

Elio Bucher

Betreuer:
Hansjörg Vogt

Experte:
Jürg Nyfeler

Bachelor-Thesis

Analysen zur Durchbruchesicherheit von VSG

- auf Basis von Versuchsergebnissen und numerischen Betrachtungen

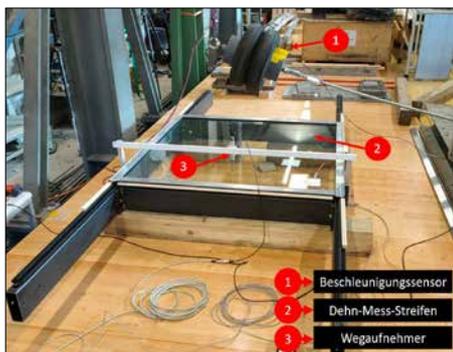


Abb. 1 Prüfeinrichtung & Bezeichnung der Messinstrumente

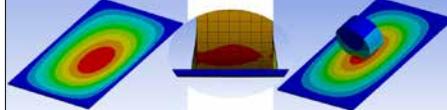
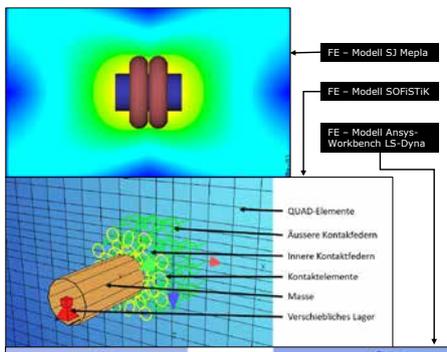


Abb. 3 FE-Modelle (SJ Mepla (oben), SOFISTIK (Mitte) und LS-Dyna (unten))

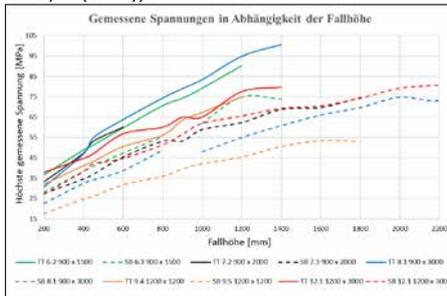


Abb. 4 Spannungen (DMS-Versuche) Doppelreifen (TT) – Glaskugelsack (SB)

Position	6	7	8	9	12
Dimension [m]	0,9 x 1,5	0,9 x 2,0	0,9 x 3,0	1,2 x 1,2	1,2 x 3,0

Abb. 5 Glasformate in den Tabellen (Abb.4 & Abb.8)

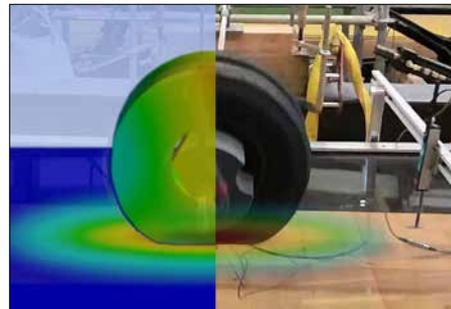


Abb. 6 Verformung beim Aufprall Versuch & FE-Modell

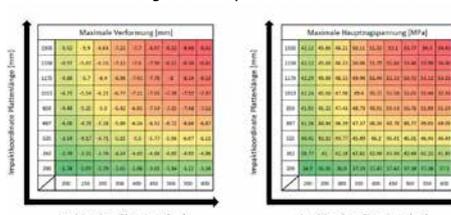


Abb. 7 FE Spannung & Verformung bei unterschiedlicher Aufprallstelle

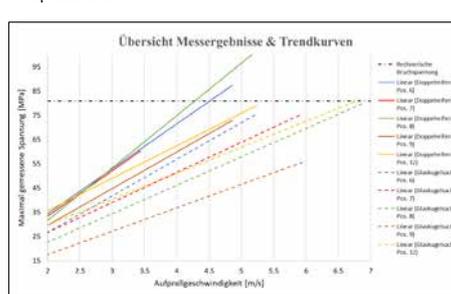


Abb. 8 Trendkurven Spannung in Abhängigkeit der Aufprallgeschwindigkeit

Problemstellung

In der modernen Architektur werden Glasbauteile häufig im Dachbereich verbaut. Da diese für Reinigungs- oder Wartungsarbeiten betreten werden können, müssen gewisse Sicherheitsanforderungen erfüllt werden. Zum aktuellen Zeitpunkt gibt es für die Durchbruchesicherheit kein einheitliches Bemessungskonzept. Die Durchbruchesicherheit ist nach SIA 2057 in der Schweiz projektspezifisch zu berücksichtigen. Zudem werden in verschiedenen Regelwerken (z.B DIN 18008-4/6, EN 12600, CWCT TN 67) unterschiedliche Stosskörper (Doppelreifen & Glaskugelsack) (Abb.2) verwendet.

Lösungskonzept

In Zusammenarbeit mit der SIGAB wird an branchenüblichen Glasformaten (Abb.5) untersucht, wie sich diese unter Stossbelastungen verhalten. Dabei steht im Zentrum, ein Prüfverfahren zu fixieren und die normativen Lücken zu schliessen. Dafür werden verschiedene Regelwerke miteinander verglichen und es wird eine einheitliche Nomenklatur festgelegt.

Mit den definierten Kriterien werden danach praktische Versuche an den Prüfkörpern durchgeführt (Abb.1). Parallel zu den Versuchen werden numerische FE-Modelle erstellt (Abb.3). Bei der Auswertung werden die Modelle mit den Versuchsergebnissen verglichen (Abb.6). Die Spannungen werden mit DMS an der Glasunterseite erfasst. Für ein passendes Prüfverfahren, welches auch den Vorgaben der SUVA entspricht, wird die Korrelation zwischen den Stosskörpern untersucht.

Ergebnisse

Mit dem verwendeten Prüfsetting lassen sich die Auswirkungen auf die Glasbauteile unter einer Stosseinwirkung gut erfassen. Die Messdaten zeigen, dass der Doppelreifen (TT) beim Stossvorgang eine höhere Spannung am Glasbauteil verursacht als der Glaskugelsack (SB) (Abb.4). Mit der vorgängigen FE-Analyse kann die massgebende Aufprallstelle auf dem Glasbauteil ermittelt werden (Abb.7). Der Vergleich zeigt, dass die FEA die aus dem Stossvorgang resultierenden Spannungen

überschätzen. Durch eine Sensitivitätsanalyse kann der Einfluss der Eingabeparameter auf die Ergebnisse der FE-Modelle ermittelt werden. Eine allgemeingültige Korrelation zwischen den beiden Stosskörpern kann anhand der Ergebnisse nicht bestimmt werden. Dies ist ersichtlich durch die unterschiedlichen Steigungen der Trendkurven (Abb.8). Die Ergebnisse liefern einen Eindruck über das Verhalten und die Sicherheit der Glasbauteile. Sie bilden eine Grundlage für eine Weiterarbeit oder künftige Bemessungsgrundlage.

Florian Budde

Betreuer:
Dr.- Ing. Thiemo Fildhuth

Experte:
Ives Schüpfer

Industriepartner:
SIGAB (Schweizer Institut für Glas am Bau)



Bachelor-Thesis Studiengang Bauingenieurwesen

Parameterstudien an einer modularen Glasschale

Zur Analyse der Sensitivität und Redundanz

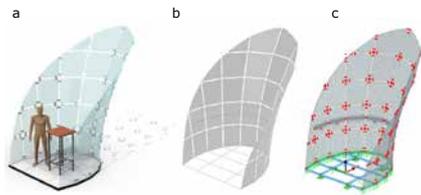


Bild 1: a: Rendering der gebauten Glasschalen b: Fertiges Parametermodell c: Fertiges Berechnungsmodell

Nachweis	Zustand	Auswirkung Max. Hauptzugspannung / Verformung	Bemessungswert Zulässige Spannung / Verformung	Ausnutzung
Spannungsnachweis	GZT	27.8N/mm ²	43.75N/mm ²	0.635
Verformungsnachweis	GZG	8.8mm	41mm	0.215
Verformungsnachweis	GZG	8.8mm	16mm	0.543
Verformungsnachweis	GZG	7.7	7.88	0.977

Federat	Achse	Beschreibung	Wert	Einheit
Translation	X	Zug in plane	27'341.4	kN/m
Translation	Y	Scheren in plane	11'152.6	kN/m
Translation	Z	Scheren out of plane	152.9	kN/m
Rotation	Y	Biegung um die Glaskante	0.04	knm/rad

Tabelle 1: Resultate der Nachweise für die Glasschale
Tabelle 2: Durch Tests bestimmte Steifigkeiten

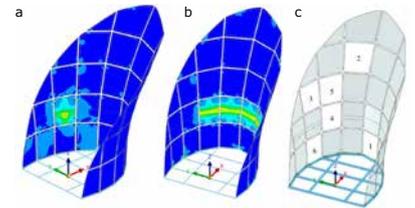


Bild 5: Bestimmen der Position der ausfallenden Scheiben mit Hilfe der Hauptzugspannungen a: Scheibe mit den grössten Spannungen b: Interessanter Lastfall für die Redundanzstudie c: Bei Redundanz-studie ausfallende Scheiben

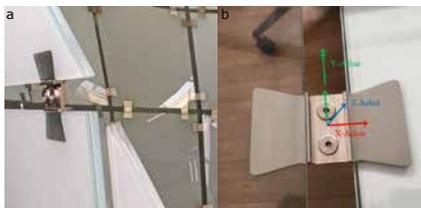


Bild 2: a: In der Schale verbauter Fitting b: Wirkungsachsen der Steifigkeiten (Quelle Bild a: Fildhuth et al., 2022; Quelle Bild b: Fildhuth, 2020; siehe Literaturverzeichnis der These, Seite 63)

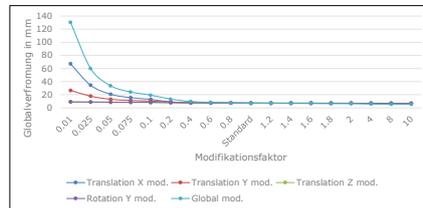


Diagramm 1: Vergleich der Verformungen aufgrund der modifizierten Federsteifigkeiten

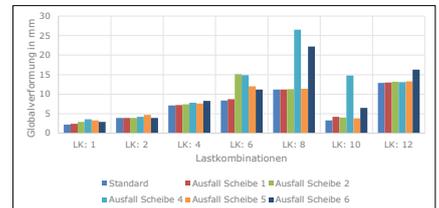


Diagramm 4: Vergleich der Verformungen aufgrund der ausgefallenen Scheiben

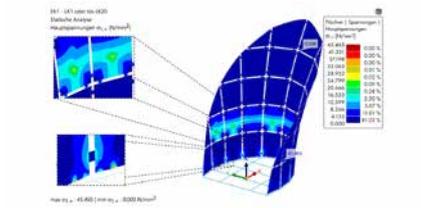


Bild 3: Umhüllende der Hauptzugspannungen in N/mm² im GZT, vergrössert: Spannungsspitze beim Auflager und Punkt der Spannung für den Nachweis

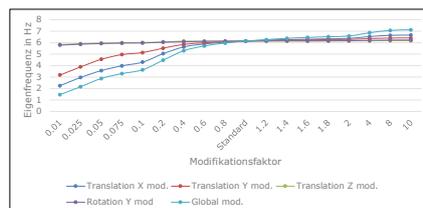


Diagramm 2: Vergleich der Eigenfrequenzen aufgrund der modifizierten Federsteifigkeiten

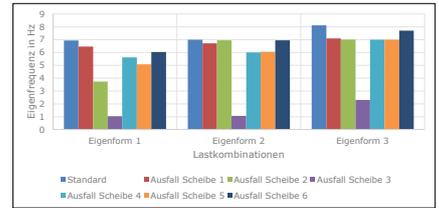


Diagramm 5: Vergleich der Eigenfrequenzen aufgrund der ausgefallenen Scheiben

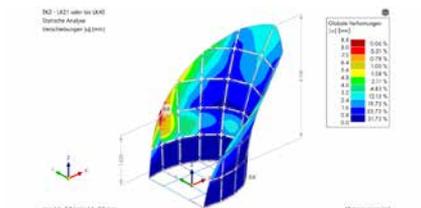


Bild 4: Umhüllende der Verformungen im GZG in mm

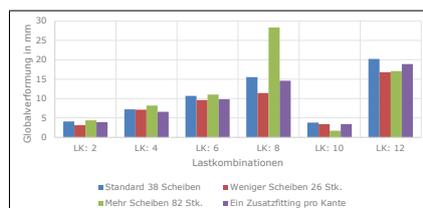


Diagramm 3: Vergleich der Verformungen aufgrund der modifizierten Fitting- und Scheibenanzahl

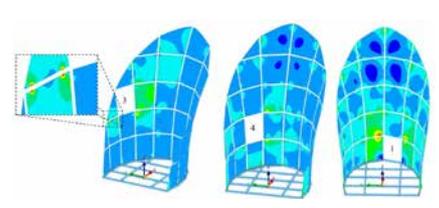


Bild 6: Alternative Lastpfade, dargestellt anhand der Hauptzugspannung aufgrund der ausgefallenen Scheiben unter Eigenlast

Problemstellung

Durch die Weiterentwicklung der Technologien im Glasbau wird das Verlangen nach transparenteren Fassaden immer grösser. Mit dem Wunsch nach Transparenz steigt auch das Interesse an neuen, kaum sichtbaren Verbindungen zwischen den einzelnen Scheiben.

Die untersuchte Glasschale ist ein Messexponat, welches eine solche neue Verbindung präsentieren soll (Bilder 1 und 2). Aufgrund des engen Zeitplans bei der Planung konnten bis zur Fertigstellung weder Tests an den Fittings noch eine Untersuchung des Einflusses der Steifigkeit der Verbindungen (in die Zwischenschicht einlamierte Fittings) auf das Tragwerk durchgeführt werden. In der Zwischenzeit wurden Tests an den Fittings für Zug, Schub und Biegung an der HSLU durchgeführt. Ziel dieser Arbeit ist es nun, die Resultate dieser Tests in ein parametrisches FE-Modell einzuarbeiten und hiermit die strukturelle Analyse der Glasschale zu aktualisieren.

Weiter wird mit einer Parameter- und Redundanzstudie das Verhalten der Schale abhängig von der Verbindungssteifigkeit untersucht.

Lösungskonzept

Zu Beginn wird ein parametrisches Modell der Schale (Rhino/Grasshopper) erstellt (Bild 1). Danach werden aus den Testresultaten die effektiven Translationssteifigkeiten in Richtung der X-, Y- und Z-Achsen, sowie die Rotationssteifigkeit um die Y-Achse der Fittings ermittelt und in das Modell eingearbeitet (Bild 2, Tab. 2). Für das Standardmodell (Bild 1) werden danach die Nachweise der VSG Scheiben der umgesetzten Schale nach DIN 18008 geführt.

Bei der Parameterstudie werden der Einfluss der Steifigkeiten, der Position der Fittings, der Breite der Fugen zwischen den Scheiben sowie der Anzahl der Fittings und Scheiben untersucht. Für die abschliessende Redundanzstudie wird der Ausfall von einzelnen Scheiben simuliert und überprüft, ob die Schale in der Lage ist, alternative Lastpfade auszubilden (Bilder 5 und 6).

Fazit

Bei der Analyse der Standardschale mit den Fittingsteifigkeiten gemäss den Testergebnissen werden alle Nachweise erfüllt (Tab. 1, Bilder 3 und 4). Die Parameterstudie zeigt, dass die Fittings bereits eine sehr optimierte Konstruktion darstellen. Von allen Parametern hat die Steifigkeit in X-Richtung den grössten Einfluss (Diagr. 1 und 2). Weiter hat sich gezeigt, dass die Glasschale auch mit den weiteren Modifikationen immer noch funktioniert (Diagr. 3). Die durchgeführte Redundanzstudie bestätigt die guten Ergebnisse der Parameterstudie. Die Glasschale ist stets in der Lage, die aufgebracht Lasten durch alternative Lastpfade abzuleiten und sich so wieder zu stabilisieren (Diagr. 4 und 5, Bild 6)

Christoph Martin Bütikofer

Betreuer:
Dr. Thiemo Fildhuth

Experte:
Ives Schüpfer



Bachelor-Thesis

Neubau einer Schule mit Mehrzweckhalle - Tragwerksentwicklung

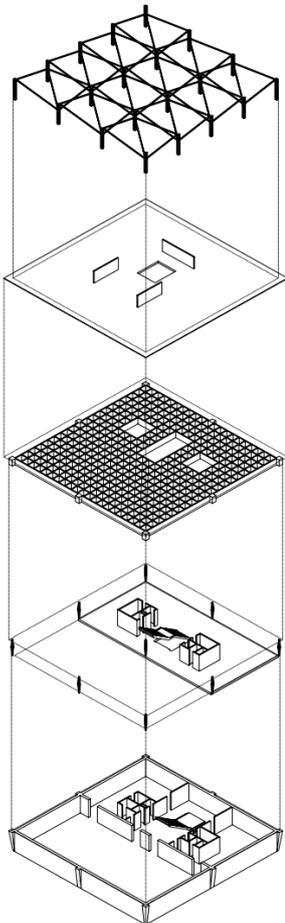


Abb. 1: Axonometrie



Abb. 2: Wettbewerbsobjekt

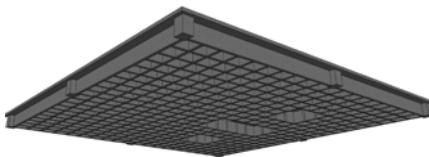


Abb. 3: Trägerrost vor Optimierung



Abb. 4: Trägerrost nach Optimierung

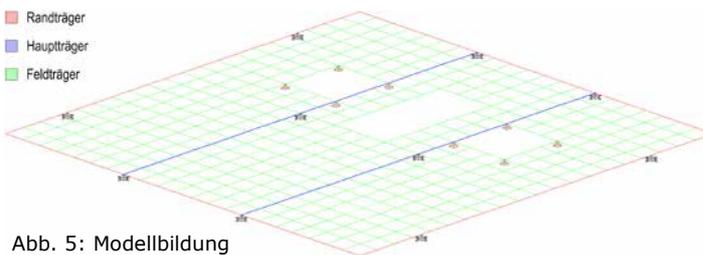


Abb. 5: Modellbildung



Abb. 6: Bewehrung der Feldträger über Stütze

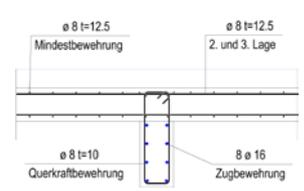


Abb. 7: Bewehrung der Feldträger in Feldmitte



Abb. 8: Bewehrung der Hauptträger über Stütze

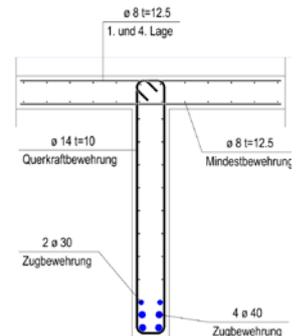


Abb. 9: Bewehrung der Hauptträger in Feldmitte

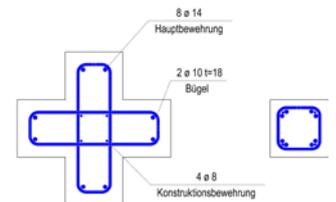


Abb. 10: Bewehrung der Innenstütze

Aufgabenstellung

Die Aufgabenstellung der Bachelor-Thesis besteht darin, das gegebene Projekt auf Basis der zur Verfügung gestellten Unterlagen tragkonstruktiv zu entwickeln und bis zur Projektstufe Vorprojekt auszuarbeiten. Dabei werden verschiedene Aspekte berücksichtigt, wie die Identifizierung von Gefährdungsbildern, Einwirkungen und Lastfällen, der Lastabtrag des Tragwerks und der Bauteile aufgrund horizontaler und vertikaler Einwirkungen, die Modellbildung für Tragwerk und Bauteile, die Sicherstellung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, die Bemessung und Dimensionierung der Tragelemente sowie die Entwicklung eines Fundationskonzepts und deren überschlägige Bemessung.

Das Ziel besteht darin, das bestehende Architekturkonzept beizubehalten und gleichzeitig die vorhandenen Tragelemente zu optimieren. Durch eine gezielte Überarbeitung und Anpassung der Tragstruktur soll eine verbesserte Effizienz und Tragfähigkeit erreicht werden.

Lösungskonzept

Das Lösungskonzept umfasst die Untersuchung mehrerer Varianten, die verschiedene Ansätze zur Stützenanordnung, Wandanordnung und Trägerhierarchie berücksichtigen. Durch diese Analyse konnte das Tragwerk optimiert werden.

Die Stützenanordnung wurde angepasst, um die Biegemomente und Verformungen im Tragwerk zu verringern. Durch eine gezielte Platzierung der Stützen wurden die äusseren Stützen stärker aktiviert, während die Lasten gleichmässiger verteilt wurden.

Durch Anpassungen in der Wandanordnung wurde die Torsion infolge Erdbebeneinwirkung im Gebäude reduziert. Dabei wurde das architektonische Konzept und die Raumeinteilung beibehalten.

Zusätzlich wurde eine Trägerhierarchie implementiert, bei der die Lasten gezielt auf die Hauptträger konzentriert wurden. Dies ermöglichte eine schlankere Dimensionierung der übrigen Träger und eine optimale Ausnutzung des Tragwerks.

Ergebnisse

Im Rahmen der Tragwerksoptimierung wurden folgende Ergebnisse erzielt: Durch gezielte Optimierungen konnte im Trägerrost eine Gesamteinsparung von 810 Tonnen Beton erzielt werden, was zu einer signifikanten Reduzierung der Erdbelastung um 50 % führte. Darüber hinaus wurden alle erforderlichen Nachweise erbracht. Besondere Aufmerksamkeit galt den Randträgern, da der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für seltene Lastfälle erfüllt werden musste, um die Integration von Bauteilen mit sprödem Verhalten wie Glasfassaden zu ermöglichen.

Ruben Chaves dos Santos

Betreuer:
Dr. Thomas Kohlhammer

Experte:
Dr. Marco Bahr



Bachelor-Thesis

Kombination von gespannten und ungespannten Bodenankern

Numerische Untersuchungen zum verformungsabhängigen Kraftaufbau in ungespannten Anker

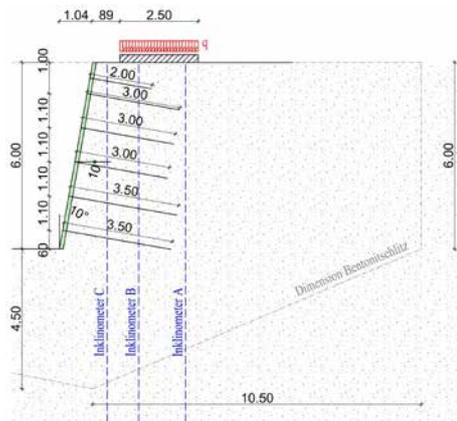


Abb. 1: Geometrie Grossversuch B

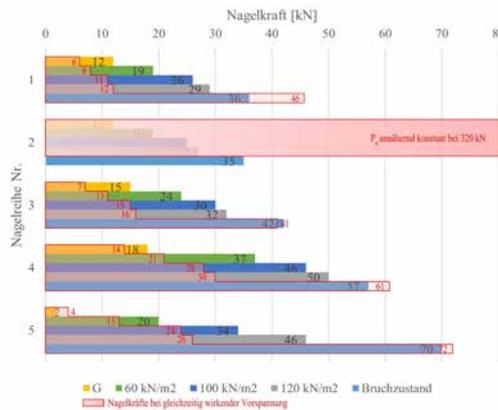


Abb. 2: Vergleich Nagelkräfte auf verschiedenen Laststufen (Grossversuch B)

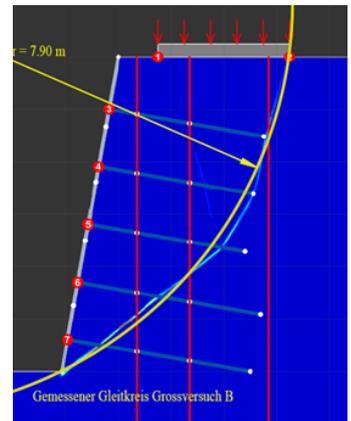


Abb. 3: Vergleich berechnete und reale Bruchfigur (Grossversuch B)

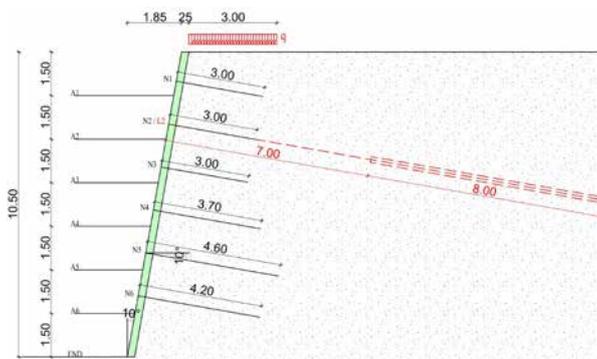


Abb. 4: Geometrie idealisierter Geländesprung

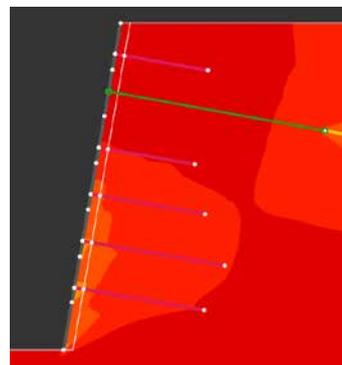


Abb. 5: Horizontale Verschiebungen im Endaushubzustand

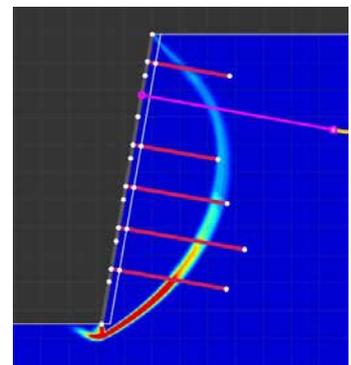


Abb. 6: Bruchfigur idealisierter Geländesprung

Problemstellung

Zur Sicherung von Geländesprüngen werden häufig sogenannte Vernagelungen eingesetzt. Sind beispielsweise aufgrund von benachbarten Bauten nur geringe Verformungen zulässig, werden Bodenvernagelungen immer öfter mit vorgespannten Anker kombiniert. Da das Tragverhalten der beiden Sicherungselemente unterschiedlich ist, besteht die Vermutung, dass solche kombinierten Systeme über eine Unterbemessung verfügen.

Lösungskonzept

Um diese Vermutung zu untersuchen, wird in einem ersten Schritt ein konkretes Objekt mit den bekannten analytischen Methoden untersucht. Anschliessend werden zwei unterschiedliche Geländesprünge mit der FE-Methode analysiert. Zur Kalibrierung der numerischen Berechnungsmodelle (vgl. Abb. 3) werden die in den Jahren 1976 bis 1980 durchgeführten und von Günter Gässler (1987) ausführlich dokumentierten Grossversuche A und B (Abb. 1) an vernagelten Geländesprüngen verwendet. Da das Tragverhalten von Bodenvernagelungen stark

von der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk abhängig ist, wird für die FE-Berechnungen in Optum G2 das Hardening Mohr-Coulomb - Stoffmodell nach Doherty und Muir Wood (2013) verwendet.

Ergebnisse

Die Auswertung des an den Grossversuch B angelehnten Berechnungsmodells eines kombinierten Systems zeigt, dass weniger Nagelkräfte mobilisiert werden, als im System Bodenvernagelung (Abb. 2). In allen Laststufen der Berechnung sind die Nagelkräfte jedoch ausreichend gross, um die Stabilität zu gewährleisten. Im Bruchzustand sind die berechneten Nagelkräfte in beiden Systemen vergleichbar.

Am Berechnungsmodell eines idealisierten Geländesprunges (Abb. 4), welches als Bodenvernagelung charakteristisch gerade eine Sicherheit von 1.0 aufweist, zeigt sich im kombinierten System ein ähnliches Verhalten. Die vorhandenen Deformationen im Baugrund sind in allen Aushubzuständen ausreichend gross, um die für die Stabilität erforderlichen Nagelkräfte zu mobilisieren.

Mit zunehmendem Aushubfortschritt zeichnet sich ein lokaler Bruchmechanismus unterhalb des vorgespannten Ankers ab (Abb. 5). Das Versagen des Gesamtsystems wird vermutlich durch den Bruch des lokalen, untergeordneten Mechanismus eingeleitet (Abb. 6).

Schlussfolgerung

An den untersuchten numerischen Modellen konnte keine Unterbemessung festgestellt werden. Zur Verifizierung der Resultate sind Messungen an realen Projekten erforderlich. Weiter haben sich neue Fragestellungen wie beispielsweise der Einfluss der räumlichen Tragwirkung oder der Einfluss der Modellierung der ungespannten Anker ergeben, welche Potential für weitere Untersuchungen bieten.

Samuel Dietrich

Betreuer:
Prof. Dr. André Arnold

Experte:
Jürg Nyfeler

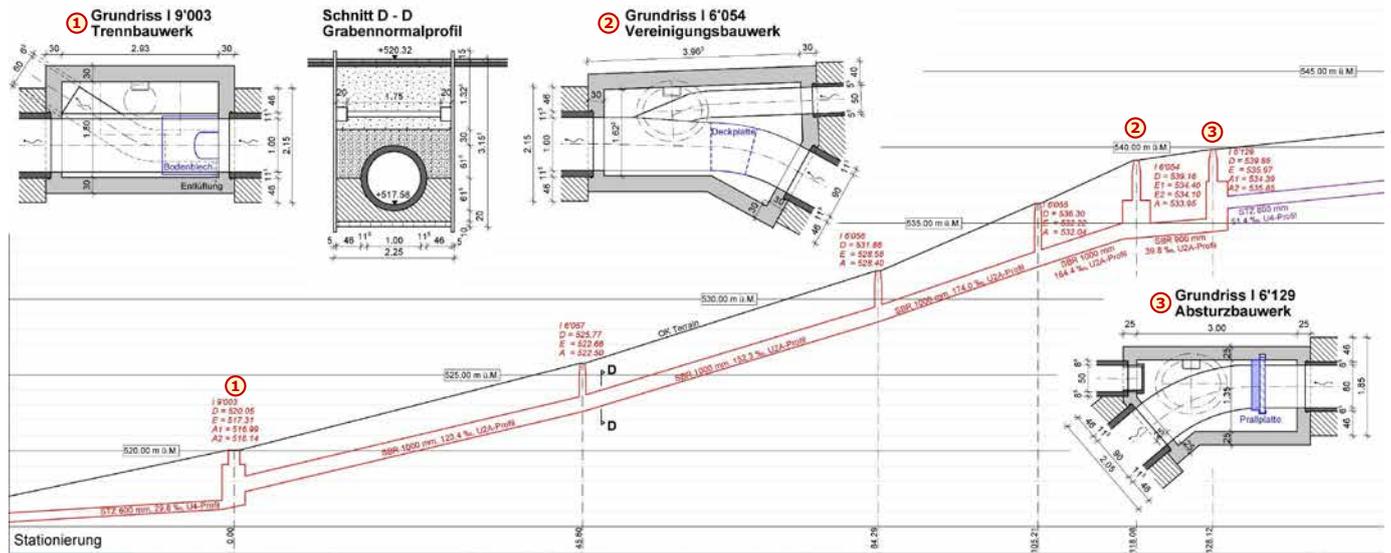


Bachelor-Thesis

Sonderbauwerke Kanalausbau Max-Hunziker-Weg, Zürich



Situationsplan



Längenprofil

Problemstellung

Aus den Quartieren Wehrenbachhalde und Eierbrechtstrasse liegen diverse Meldungen von Überschwemmungen vor. Ursache liegt in der hydraulischen Überlastung von den lokalen Kanälen. In jenen Bereichen liegt der maximale Wasserspiegel bereits im Bestand über Terrain.

Der Generelle Entwässerungsplan (GEP) von der Stadt Zürich sieht vor, in der Wehrenbachhalde ein Speicherkanal zur Behebung der hydraulischen Hauptprobleme zu errichten. Für dessen effiziente Nutzung sind die Leitungen sowie die Schächte im Zuflussbereich zu optimieren. Dies betrifft insbesondere den steilen Abschnitt am Max-Hunziker-Weg.

Lösungskonzept

Zu Beginn der Planung wird das bestehende Entwässerungssystem analysiert. Mithilfe einer Listenrechnung werden die Abflussverhältnisse vom Bestand über die Bauphase bis hin zum Endzustand ermittelt.

Mit einem Variantenstudium wird das beste Rohrmaterial definiert. Durch Erstellung von Skizzen und Plänen wird der Leitungsverlauf optimiert und anschliessend statisch überprüft. Gleichzeitig werden die Sonderbauwerke bemessen.

Für die Bau- und Übergangsphase wird ein Bauablauf sowie Umleitungskonzept erstellt. Ein Grabennormalprofil zeigt punktuell den Kanaleinbau unter engen Platzverhältnissen auf.

Ergebnisse

Mit Massnahmen, wie der Bau von Leitungen mit grösseren Innendurchmessern sowie die Errichtung von drei Sonderbauwerken, werden die Defizite behoben. Im ① Absturzbauwerk wird eine Höhe von ca. 1.5 m mittels Prallwand auf kurzer Distanz überbrückt. Beim ② Vereinigungsbauwerk kommen zwei Sammelleitungen zusammen. Bei höheren Abflussmengen wird im ③ Trennbauwerk der Entlastungskanal aktiviert, um den Überschuss in den Speicherkanal abzuleiten.

Für den Kanalbau wird ein U-Profil mit Kanaldielen als Grabenausführung gewählt. Das genaue Verlegungsprofil, entweder U2A- oder U4-Profil, richtet sich nach dem verwendeten Rohrmaterial.

Von Baubeginn bis Inbetriebnahme des Speicherkanals wird eine provisorische Leitung über die Baustelle für das anfallende Abwasser erstellt. Der Fuss- und Veloverkehr wird über Quartierwege um die Baustelle geleitet. Die alten Sammelleitungen, welche über private Grundstücke verlaufen, werden im Endzustand ausser Betrieb genommen.

Jonas Fischer

Betreuer:
Marcel Lüthi

Experte:
Silas Menberg

Industriepartner:
Beat Steiner, Projektleiter (TAZ)
Niculin Cathomen, Projektleiter (ERZ)



Bachelor-Thesis Studiengang Bauingenieurwesen

Klotzung lastabtragender Verbundgläser

Numerische Untersuchung der Lasteinleitung und Klötze für Multi-Layer VSG

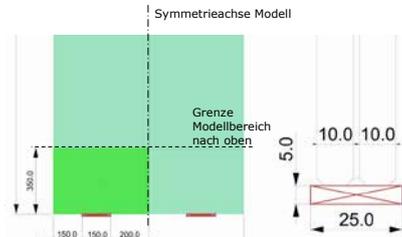


Bild 1: Ansicht und Querschnitt des Basismodells

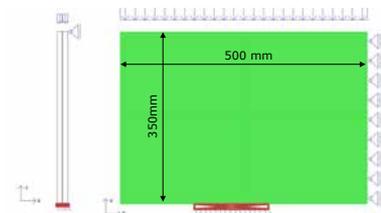


Bild 2: Randbedingungen des Basismodells

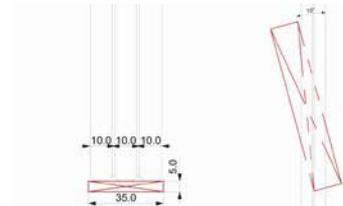


Bild 3: Skizzen Aufbau 3x10mm und Klotzverschiebung

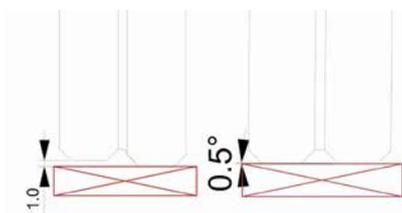


Bild 4: Skizzen Glasversatz und Glaskippung

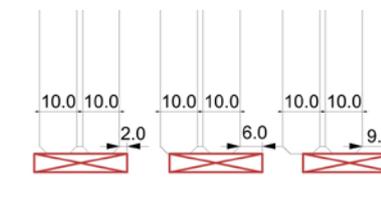


Bild 5: Skizze Variation der Klotzposition

Material Parameter				
Name	Material	E-Modul [N/mm ²]	Querkontraktionszahl	Materialgrenzen [N/mm ²]
Glasscheiben	Kalk-Natron-Silicatglas	70'000	0,22	70 / 400
Interlayer	SentryGlas®	300	0,485	34,5
Klotz	PE	1400	0,4	32
Klotz	PCBM-C	3600	0,35	65
Klotz	HB-HR	1700	0,35	2, 55
Unterkonstruktion	Stahl	200'000	0,3	235

Geometrische Parameter				
Name	Höhe/Länge	Breite	Dicke	Spezielles
Glas	350 mm	500 mm	10 mm	Rötung von 2mm
Interlayer	150 mm	500 mm	1,52 mm	
Klotz	150 mm	25 mm	5 mm	
Unterkonstruktion	150 mm	25 mm	1 mm	

Bild 6: Material und geometrische Parametermatrix

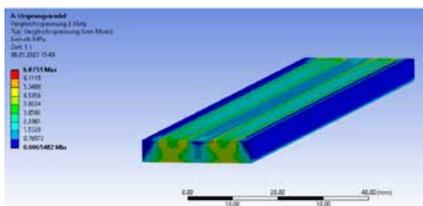


Bild 7: Vergleichsspannung [MPa] im Klotz beim Basismodell



Bild 8: Maximale Vergleichsspannung im Klotz im Basismodell

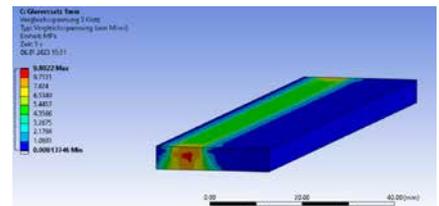


Bild 9: Vergleichsspannung [MPa] im Klotz beim Glasversatz



Bild 10: Maximale Vergleichsspannung im Klotz beim Glasversatz

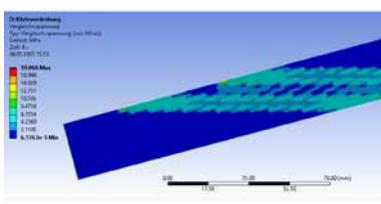


Bild 11: Vergleichsspannung [MPa] des Klotzes bei einer Klotzverdrehung. Ansicht von oben



Bild 12: Maximale Vergleichsspannung im Klotz bei einem verdrehten Klotz

Problemstellung

Bei strukturellen Ganzglaskonstruktionen übernehmen die Klotzungen der tragenden und aussteifenden Glasbauteile eine lastabtragende Rolle und erhalten dementsprechend hohe, konzentrierte Einwirkungen. Für die Klötze kommen unterschiedliche Materialien zur Anwendung. Bisher ist die Frage, ob dies zu Spannungskonzentrationen im Glas und Klotz führen kann, nur wenig behandelt worden. Im Rahmen dieser Arbeit werden daher Lasteinleitung und Beanspruchung verschiedener Glasaufbauten und deren Klötzen untersucht. Im Vordergrund steht ein tragender VSG-Aufbau, dessen Kräfte über die Klötze in die Unterkonstruktion geleitet werden. Um die Auswirkungen des Lasttransfers zwischen Klotz und Glas und von Imperfektionen zu untersuchen, müssen geeignete Parameter und Imperfektionen definiert und in einem Finite Elemente Methode (FEM) Programm modelliert werden.

Lösungskonzept

Die FEM Modelle müssen verwertbare Ergebnisse liefern, während sie so klein wie möglich gehalten werden, damit die Rechenzeit der Modelle eine Parameterstudie zulassen. Zusätzlich müssen die Änderungen so gewählt werden, dass Tendenzen und Abhängigkeiten zwischen den Modellen und den variierenden Parametern ersichtlich bleiben. Zusätzlich soll überprüft werden ob typische Handrechnungen als Näherung für eine Klotzbemessung ausreichen.

Als Grundlage der Parameterstudie wird ein Basismodell erstellt. Im Bild 1 ist der Aufbau des VSGs mit einem Interlayer aus SentryGlas® ersichtlich. Die Randbedingungen des Modells sind in Bild 2 ersichtlich. Bild 3, 4 und 5 zeigen die weiteren geometrischen Modelle, deren Geometrie und Randbedingungen sich an das Basismodell beziehen. Die Ergebnisse werden über eine Laststeigerung von 1-10 kN untersucht. Die linear-elastischen Materialmodelle sind in Bild 6 ersichtlich.

In Bild 7 ist die Vergleichsspannung des Klotzes beim Basismodell, im Bild 9 diejenige des Klotzversatzes ersichtlich.

Fazit

Der Klotzversatz wird durch die Verformung nicht geschlossen und leitet die Kräfte nur durch eine Glasscheibe ab. Dies erzeugt höhere Spannungen. Bei einer Laststeigerung dieser Modelle (Bild 8 und 10) wird ersichtlich, dass die Spannungen linear steigen. Zusätzlich bedeutet ein höheres E-Modul des Klotzmaterials tendenziell eine höhere Spitzenspannung im Klotz sowie im Glas. Eine Imperfektion des Modells erhöht die Spannungen im Klotz sowie im Glas und sollte montage-technisch / durch Mörtel verhindert oder mit einer Sicherheit kompensiert werden.

Adrian Frey

Betreuer:
Dr. Thiemo Fildhuth

Experte:
Ives Schüpfer



Bachelor-Thesis

Umbau Trinkwasserreservoir Stadt Zürich

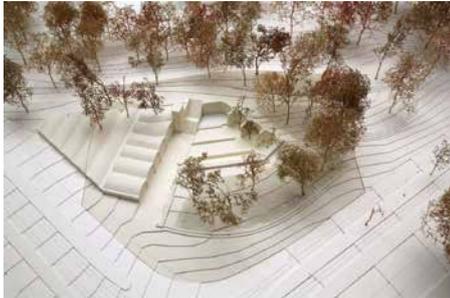


Abb. 1: Modellfoto Siegerprojekt Pavillon Sqaudrat Architekten ETH SIA. (2020). Reservoir Rämistrasse. Abgerufen am 1. Juni 2023 von Sqaudrat Architekten ETH SIA: <https://www.squadrat-architekten.ch/>

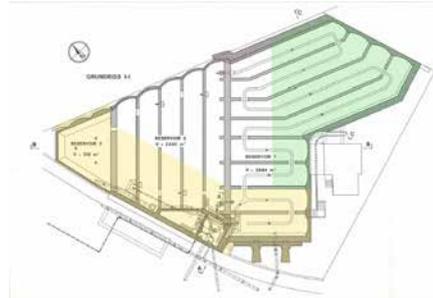


Abb. 2: Grundriss des bestehenden Wasserreservoirs
Bestandespläne Reservoir Rami, Archiv, 1871 bis 1937: 29818031-Grundriss, Schnitte

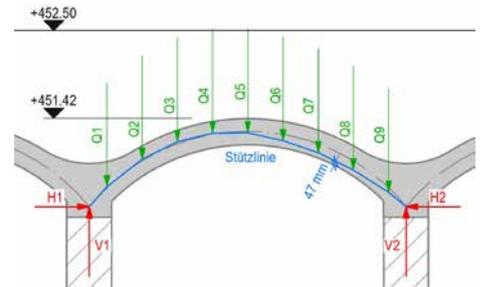


Abb. 3: Gewölbe mit Stützlinie, Spannweite 3.88m

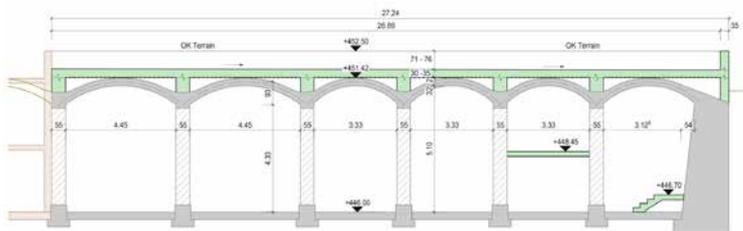


Abb. 4: Querschnitt Gewölbedecke

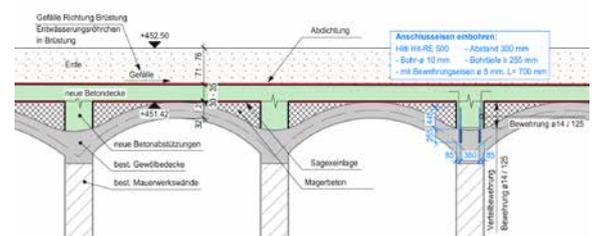


Abb. 5: Detail Betondecke

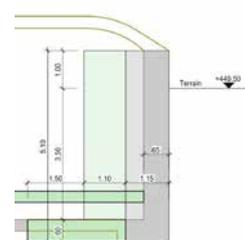


Abb. 6: Ansicht Konsol

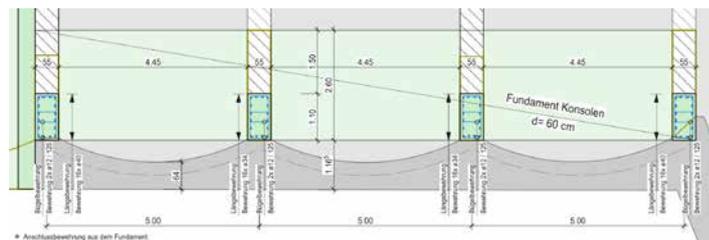


Abb. 7: Grundriss Konsolen

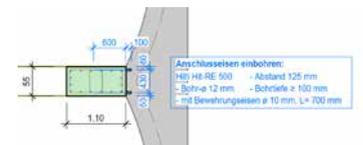


Abb. 8: Anschluss Hilti

Problemstellung

Das bestehende unterirdische Trinkwasserreservoir aus dem Jahr 1871, welches an der Ecke Rami- und Gloriastrasse im Hochschulgebiet der Stadt Zürich steht, soll umgenutzt werden. Dazu wurde ein Architekturwettbewerb durchgeführt, in welchem der Pavillon (Abb. 1) als Siegerprojekt hervorging.

Das Projekt sieht die Umnutzung des Wasserreservoirs in ein Café und in einen Reservoirgarten vor. Weiter soll ein Teil des Bauwerks abgerissen werden (Abb. 2), damit mehr Platz für den Verkehr und den Reservoirgarten entsteht.

In dieser Arbeit soll die Überprüfung des bestehenden Trinkwasserreservoirs und die Bemessung der neuen Elemente auf die Tragsicherheit durchgeführt werden. Ergänzend werden die Verbindungen zwischen dem bestehenden Bauwerk und den neuen Elementen festgelegt und dimensioniert. Falls bei der Überprüfung Massnahmen notwendig sind, werden diese entworfen und dimensioniert.

Lösungskonzept

In einem ersten Schritt werden die massgebenden Einwirkungen auf Basis der aktuellen SIA-Normen festgelegt. Mit diesen werden die bestehenden Bauteile auf die Tragsicherheit geprüft und falls notwendig durch Massnahmen verstärkt. Weiter werden die neuen Bauteile auf Grundlage der SIA-Normen bemessen. Die Überprüfung und Bemessung werden mit FEM-Berechnungen sowie mit Handrechnungen durchgeführt.

Ergebnisse

Die bestehende Gewölbedecke (Abb. 4) wurde mit der grafischen Statik überprüft. Mit dieser wurde nachgewiesen das die Stützlinie innerhalb des Gewölbes liegt (Abb. 3) und die Materialfestigkeit ausreichend ist. Die Horizontalen Kräfte können jedoch nicht über das Gewölbe oder die Backsteinwände abgetragen werden.

Als Massnahme wird eine neu Betonstahldecke oberhalb des Gewölbes gebaut (Abb. 4). Mit dieser entstehen

keine Querkräfte. Damit keine Kräfte über die Gewölbedecke abgetragen werden, wird eine Sagexeinlage (Abb. 5) eingelegt. Die Verbindung zum Bestand wird mit eingebohrlen Anschlusseisen gemacht.

Durch das Entfallen der Mauerwerkswände und der Decke müssen bei der gewölbten Stützmauer Massnahmen getroffen werden. Als Massnahme werden neue Konsolen aus Stahlbeton (Abb. 6 + 7) gebaut. Diese werden durch den Erddruck stark beansprucht und benötigen eine grosse Bewehrung (Abb. 7). Der Anschluss zur bestehenden Mauer wird mit Hilti-Hit Anschlüssen gemacht (Abb. 8).

Lukas Geisseler

Betreuer:
Dr. Stephan Gollob

Experte:
Dr. Borja Herraiz



Bachelor-Thesis

Hochhaus «Tour Malley Phare»

In Stahl-Beton-Verbundbauweise



Abb. 1: Referenzobjekt

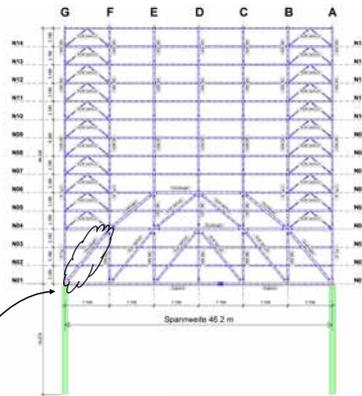


Abb. 2: Fachwerk Hauptspannrichtung

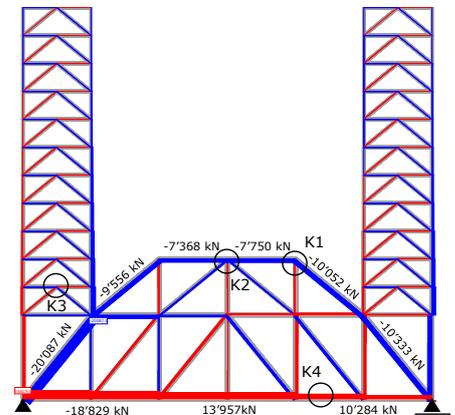


Abb. 3: Auswirkungen Lastfall Erdbeben

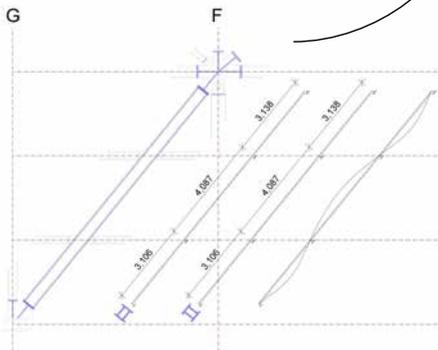


Abb. 4: Nachweis Druckstrebe

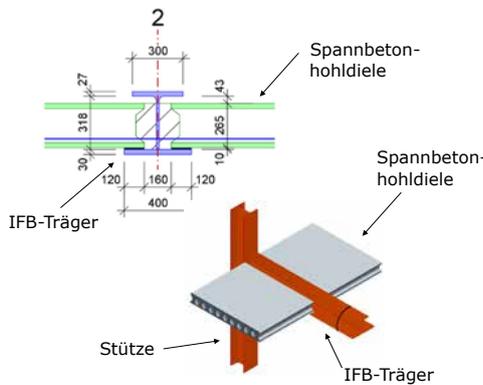


Abb. 5: Detail Anschluss Hohldiele Slimfloor

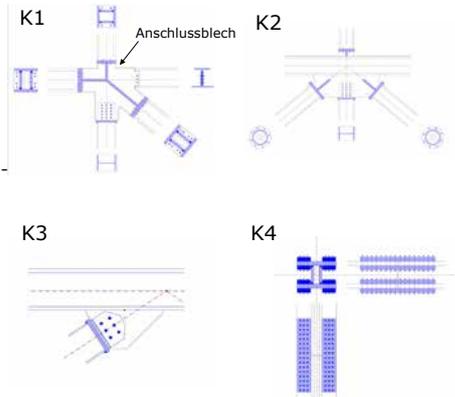


Abb. 6: ausgewählte Knotendetails

Problemstellung

Über dem bestehenden Einkaufszentrum in Prilly Lausanne will die SUVA als Bauherrschaft ein 14-stöckiges Hochhaus errichten (Abb. 1). Das Bauwerk ist in Holzbaubauweise mit einem aussenliegenden Stahltragwerk geplant.

Im Rahmen der Bachelor Thesis soll als Variante zum Holzbau ein Tragwerk in Stahl-Beton-Verbundbauweise konzipiert werden. Die Planungsgrundlagen sind vom bestehenden Projekt vorgegeben.

Die Lasten vom projektierten Hochhaus können wegen dem Bestandsbau nicht direkt in die Fundation abgetragen werden. Aus diesem Grund wird zur Abfangung um den Bestandsbau eine U-förmige massive Stahlbetonwand errichtet.

Durch die beiden punktförmigen Auflager ergibt sich für das Haupttragwerk eine zu überbrückende Spannweite von 46.2 m. Dies erfordert zum Gesamttragwerk eine zusätzliche innenliegende Abfang-Konstruktion. Im weiter ist der vertikale und horizontale Lastabtrag des Gesamttragwerks zu untersuchen.

Lösungskonzept

Um die Lasten aus dem Eigengewicht gering zu halten, werden die Decken der Regelgeschosse als Slim-Floor Decken ausgebildet.

Die Abfangung wird gemäss Abb. 2 als Druckbogen ausgebildet. Dieser läuft über fünf Stockwerke. Die horizontale Aussteifung wird mit einem V-Fachwerk in Längs- und in Querrichtung sichergestellt.

Ergebnisse

Für die Ermittlung der Auswirkungen werden die Einwirkungen als Punktlasten, auf das Statik 8 2D-Modell angesetzt. Im Druckbogen ergeben sich mit der Leiteinwirkung Erdbeben die in Abb. 3 dargestellten Normalkräfte für die Abfangkonstruktion.

Für die Stahlprofile werden Festigkeits- und Stabilitätsnachweise geführt. In der Abb. 4 sind das statische System und die Knickkurve von der in Abb. 2 gezeigten Diagonalen dargestellt. Das Profil besteht aus vier FLB-Blechen mit t=50 mm.

In der Abb. 5 ist der IFB-Träger mit den aufgelagerten Spannbetonhohldielen gezeigt. Diese sind mit Litzen exzentrisch gegen das Eigengewicht vorgespannt. Der IFB-Träger besteht aus einem HEAT700 - S355. Die Linienlast aus der Decke wird punktförmig über den IFB-Träger in das Stützenprofil eingeleitet.

Die Abb. 6 zeigt vier ausgearbeitete Knoten, welche im Tragwerk eingesetzt werden. Es handelt sich um gelenkige Verbindungen, welche die notwendigen Nachweise erfüllen. Die Lage der Knoten ist in der Abb. 3 gekennzeichnet

Raphael Kunz

Betreuer:
Prof. Dr.-Ing. Michael Baur

Experte:
Daniel Holenweg
Stahlbau Josef Meyer

Bachelor-Thesis

Tragwerksbemessung für das SKZ St. Margrethen

Entwurf und Bemessung eines Holzskelettbaus mit Analyse der horizontalen Stabilität



Abb. 1: Entwurf Modul Vertiefung B+



Abb. 2: Tragwerk SKZ (ohne Betonschicht)

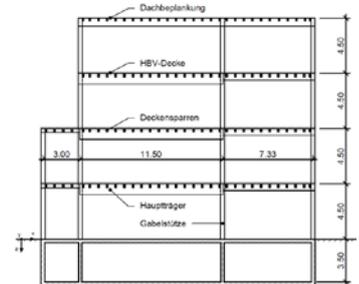


Abb. 3: Querschnitt SKZ

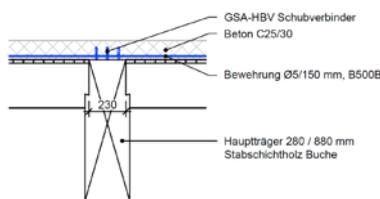


Abb. 4: Aufbau Holz-Beton-Verbund

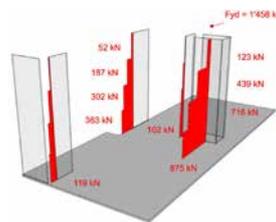


Abb. 5: Wandkräfte aus Erdbeben

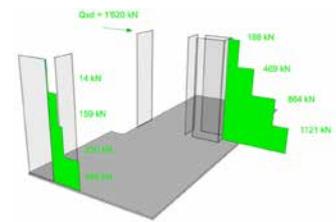


Abb. 6: Wandkräfte aus Wind

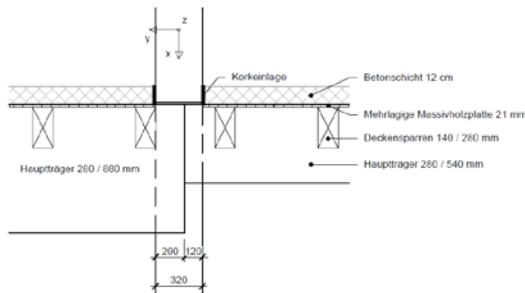


Abb. 7: Querschnitt Gabelstütze

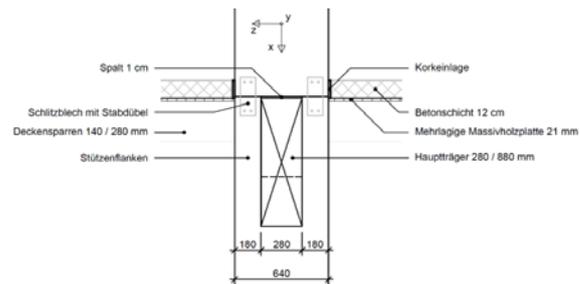


Abb. 8: Längsschnitt Gabelstütze

Aufgabenstellung

Der Schreinerverband Kanton St. Gallen plant in St. Margrethen ein Schreinerkompetenzzentrum (kurz SKZ), in dem sowohl der Berufsschulunterricht wie auch die überbetrieblichen Kurse stattfinden sollen. Dazu wurde im interdisziplinären Modul Vertiefung Bachelorthesis B+ ein Entwurf erarbeitet, der die Basis dieser Thesis bildet (Abb. 1).

Ziel der Thesis ist es, ein geeignetes Tragwerk für diesen Entwurf zu entwickeln und zu bemessen. Des Weiteren ist die horizontale Aussteifung zu überprüfen und eine Stütze des Tragwerks detailliert nachzuweisen.

Tragwerksbeschreibung

Das Tragwerk des SKZ besteht aus einem viergeschossigen Holzskelettbau und einem Untergeschoss aus Beton (Abb. 2). Die Geschosshöhe vom UG beträgt 3.50 m und von den Obergeschossen 4.50 m (Abb. 3). Die primäre Tragstruktur bilden Gabelstützen und Hauptträger, die Querrichtung überspannen. Zwischen den Trägern liegen Deckensparren, die das sekundäre Tragwerk bilden.

Die Decke über EG, 1.OG und 2.OG sind aufgrund von grossen Spannweiten in Holz-Beton-Verbund (HBV) ausgebildet (Abb. 4). Die Verbundträger werden mit dem Gammaverfahren als Einfeldträger bemessen. Daraus ergeben sich feldweise unterschiedliche Trägerhöhen.

Horizontale Stabilität

Für die horizontale Aussteifung werden Wandscheiben aus Brettsper Holz verwendet, von denen drei als U-förmiger Wandkern wirken. Die Beanspruchungen der Wandscheiben aus den massgebenden Horizontalkräften sind in Abb. 5 und 6 dargestellt. Aufgrund seiner hohen Steifigkeit treten im Kern große Biegezugkräfte auf, die die Brettsper Holzwände nicht mehr aufnehmen können. Aus diesem Grund werden die Erdgeschosswände des Kerns betoniert, da die Zugkräfte mit Bewehrungsstäben besser aufgenommen werden können.

Gabelstütze

In Abb. 7 ist die Lagerung der Träger auf den Stützen ersichtlich. Die Auflagerkräfte der Träger werden exzentrisch und in unter-

schiedlichen Höhen in die Stützen eingeleitet, was zu Biegemomenten um die schwache Achse führt.

Bei einer einseitigen Feldbelastung ergeben sich in den Trägern Torsionsmomente, die über ungleichmässige Auflagerpressungen in die Stützen gelangen und dort ein Moment um die starke Stützenachse bewirken. Bei diesem Moment wirken im Stützenstoss die Flanken als Zug- und Druckflansch, weshalb in beiden je eine Zugverankerung erforderlich ist (Abb. 8).

An den Stützen erfolgten weitere Nachweise wie *Schubkraft mit Torsion, Zweifache Biegung mit Normalkraft im Restquerschnitt* oder *Querzug in der Stütze*.

Lukas Matti

Betreuer:
Prof. Dr. Uwe Teutsch

Experte:
Dr. Andreas Galmarini



Bachelor-Thesis

Umbau Trinkwasserreservoir Stadt Zürich

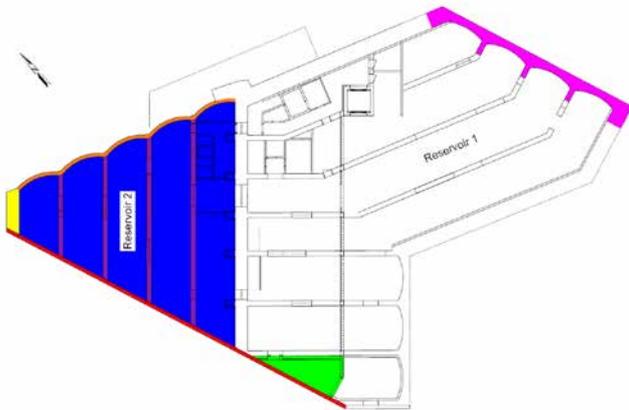


Abb. 1 Grundriss des Trinkwasserreservoir mit den Abgrenzungen

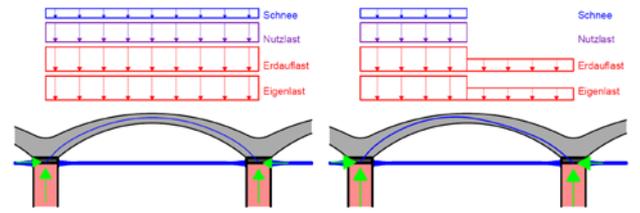


Abb. 2 Überprüfung der Gewölbe mit der Normalkraftlinie (blauer Bereich)

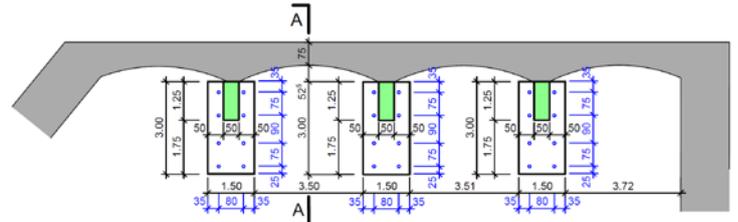


Abb. 3 Grundriss Bemessung Stützbauwerk für Aussenwand Ost (rosa Bereich)

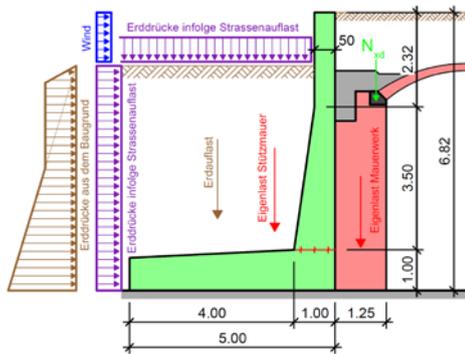


Abb. 4 Schnitt Bemessung Stützmauer (gelber Bereich)

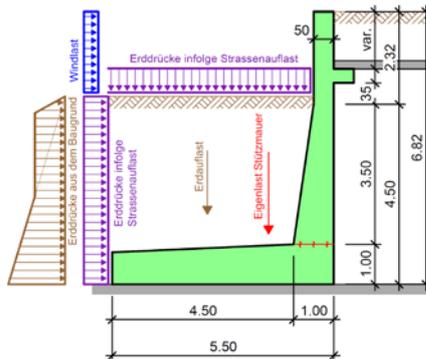


Abb. 5 Schnitt Bemessung Stützmauer (roter Bereich)

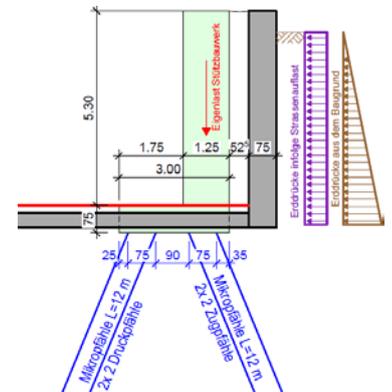


Abb. 6 Schnitt A-A des Stützbauwerkes in Abb. 3

Ausgangslage

Das Trinkwasserreservoir Rämi in der Stadt Zürich wurde im Jahre 1871 erbaut und soll nun im Rahmen einer Umnutzung umgebaut werden. Es wurde zweimal erweitert, jedoch im Jahr 1886 ist es bei Ausbaurbeiten teilweise eingestürzt und wiederaufgebaut worden ist, bis es im Jahr 1979 ausser Betrieb genommen wurde. Die bestehenden Tragstrukturen befinden sich noch in einem guten Zustand und sollen erhalten bleiben. Basierend auf den historischen Plänen des Trinkwasserreservoirs und den Projektplänen wird eine Analyse der Tragsicherheit und Stabilität von Reservoir 2 durchgeführt. Diese Analyse wird gemäss den aktuellen Normen der SIA basieren. Die Untersuchung erfolgt mithilfe von grafischer Statik unter Verwendung von Streben- und Spannungsfeldmodellen sowie Nachweisen für Stützbauwerke. Das Ziel besteht darin, eine Überprüfung durchzuführen und gegebenenfalls Verstärkungen der bestehenden Tragstrukturen zu entwerfen und zu dimensionieren.

Lösungskonzept

Durch die Aktualisierung der Einwirkungen konnten die bestehende Tragstrukturen überprüft und ihre Tragsicherheit überprüft werden. Falls die Tragsicherheit nicht erfüllt werden konnten, wurden bauliche Verstärkung vorgenommen.

Das Gewölbe wurde auf eine gleichmässig verteilte Nutzlast sowie eine einseitig verteilte Nutzlast überprüft. Die gleichmässig verteilte Nutzlast ist massgebend für die Bemessung der Zugbänder, die verhindern, dass keine Querkraft auf das Mauerwerk übertragen werden. Die einseitig verteilte Nutzlast ist massgebend für die Tragsicherheit des Gewölbes.

Die Mauerwerksaussenwand wird durch eine Stützmauer verstärkt, um sicherzustellen, dass sie im Endzustand kein Versagen aufweist. Die Stützmauer unterstützt dabei die geotechnischen Nachweise zu erbringen.

Im roten Bereich wurde eine neue Stützmauer dimensioniert, aufgrund des Abbruches. Diese Stützmauer wurde gemäss den geotechnischen Nachweisen ausgelegt.

Für die Aussenwand Ost wurde das Mauerwerk durch ein Stützbauwerk aus Beton ersetzt. Da diese Wand sehr grosse Querkräfte aufnehmen muss, wird das Stützbauwerk auf Mikropfähle gegründet.

Simon Morgenthaler

Betreuer:
Dr. Stephan Gollob

Experte:
Dr. Borja Herraiz



Bachelor-Thesis

Ökobilanzierungs-Software für den Fassadenbau

Vergleich und Bewertung von Software Tools

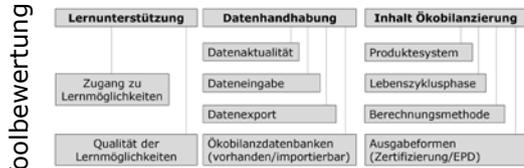


Abb. 1 Bewertungskategorien mit Kriterien



Abb. 2 und 3 Bewertung *Datenhandhabung* und *Inhalt Ökobilanzierung*

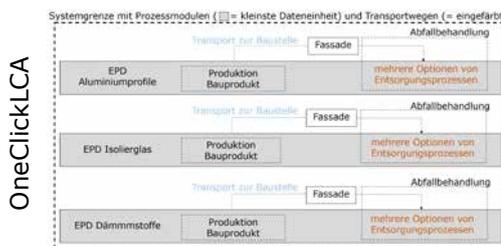
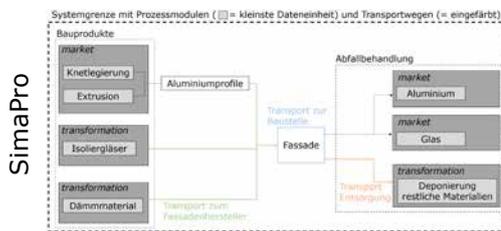
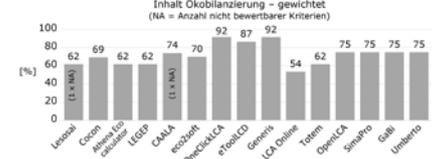


Abb. 4 und 5 Systemgrenzen in beiden Tools

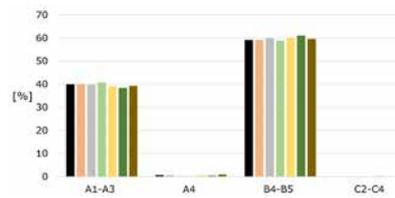


Abb. 6 und 7 Ausgabe nach Lebensphase

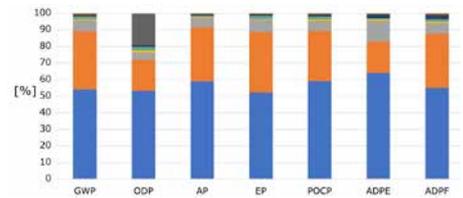


Abb. 8 und 9 Ausgabe nach Materialtyp

Problemstellung

Tools zur Ökobilanzierung werden im Bauwesen vor allem von spezialisierten Anwender*innen eingesetzt. Es ist unklar, welche Tools sich für den Fassadenbau eignen könnten. Daher soll eine Auswahl an geeigneten Tools bestimmt und bewertet werden. Im Kontext der in der Schweiz gängigen Praxis der Ökobilanzierung stellen sich dabei folgende Fragen: Wie werden Ökobilanzierungen im Schweizer Bauwesen eingesetzt? Wie können Ökobilanzergebnisse aus den Tools von einem Fassadenhersteller in diesem Umfeld am besten genutzt werden?

Lösungsansatz

Durch Interviews mit Expert*innen aus dem Feld wird eine Wissensbasis erarbeitet. Es wird eine Auswahl bewertbarer Tools definiert. Aus der Literatur werden Kriterien erfasst und zu einer Bewertungsmatrix verdichtet. Als übergeordneten Bewertungskategorien werden *Lernunterstützung*, *Datenhandhabung* und *Inhalt Ökobilanzierung* gewählt (Abb. 1-3). Mit zwei der bewerteten Tools wird dann eine Pfosten-Riegel-Fassade bilanziert (Plangrundlagen zur Verfügung

gestellt von Sottas AG). Die Funktionsweise beider Tools bezüglich Aspekten wie der Systemgrenze (Abb. 4 und 5), der Datenmodellierung und der Datengrundlage werden verglichen. Abschliessend werden die Ergebnisse aus dem Toolvergleich auf die zuvor erarbeitete Wissensbasis bezogen.

Ergebnisse

Aufgrund der Bewertungsergebnisse werden die Tools *SimaPro* (SimaPro Faculty-Lizenz) und *OneClickLCA* (OneClickLCA-Student-Lizenz) für die Bilanzierung der Fassade ausgewählt. Die Untersuchung zeigt Unterschiede vor allem im Zusammenhang mit den in den Tools hinterlegten Datengrundlagen bzw. Datenbanken.

Die verwendeten Lizenzen beinhalten nicht den vollen Funktionsumfang. Daher ist für die Tools nicht dieselbe Wirkungsabschätzungsmethode verfügbar. Ausgabewerte dürfen also nicht direkt verglichen werden. Die Modellierung des Lebenszyklus und die Ausgabe der Wirkungskategorien nach Lebensphase (Abb. 6 und 7) oder materialweise (Abb. 8 und 9) gestalten sich bei One-

ClickLCA einfacher als bei SimaPro. Allerdings sind die Strukturierungsmöglichkeiten der Daten in OneClickLCA deutlich beschränkter als in SimaPro.

Für den Einsatz der Tools im Umfeld Schweiz zeigt sich folgende Problematik: In der Ausführungsphase besteht nur noch geringer Spielraum, eine Fassade ökologisch zu optimieren. Eine mögliche Lösung wäre, mit standardisierten Produktesystemen zu arbeiten, um durch schnelle und zeitnahe Abschätzungen herstellereinspezifische Entscheidungshilfen für frühe Planungsphasen anbieten zu können. Die Tools können jedoch das Sammeln und Erzeugen spezifischer Daten zur Produktion und Lieferkette nicht ersetzen. Dies muss nach wie vor vom Fassadenhersteller selbst angegangen werden.

Martin Müller

Betreuerin:
Prof. Dr. Susanne Gosztonyi

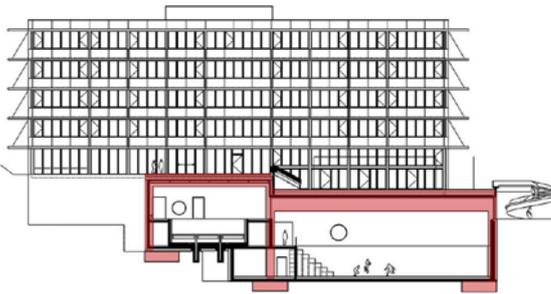
Experte:
Stefan Eggmann



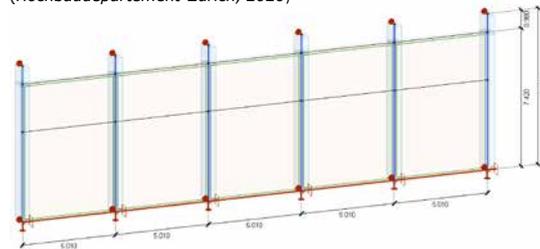
Bachelor-Thesis

Unterirdische Turnhalle in Schulanlage Stadt Zürich

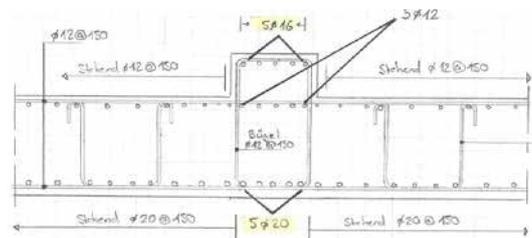
Bemessung des Tragwerks der unterirdischen Turn- und Schwimmhalle



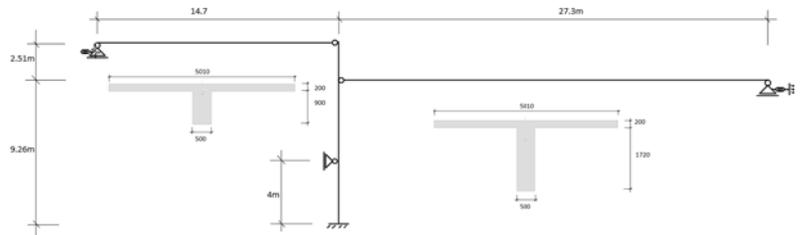
Querschnitt durch Sporthallen
(Hochbaudepartement-Zürich, 2020)



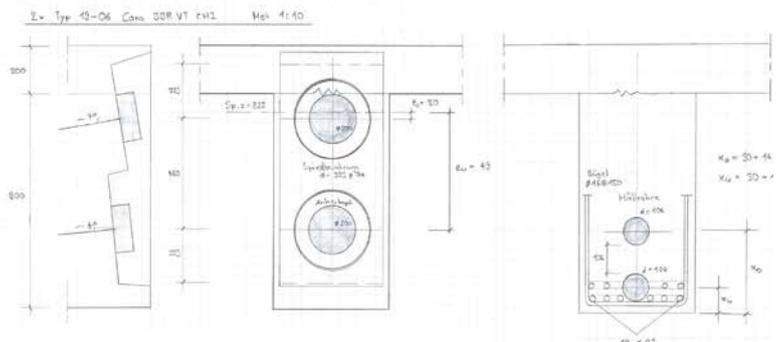
Statisches System der Turnhallenaussenwand



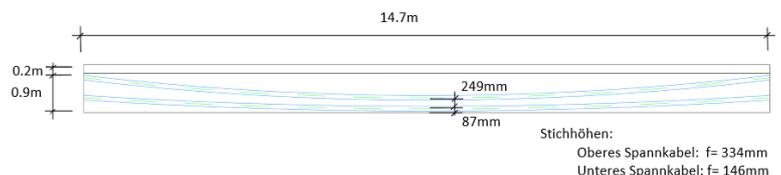
Bewehrungsausschnitt der Turnhallenaussenwand



Statisches System der Träger und Mittelstütze



Vorspannkonzzept des Schwimmbadträgers



Spanngliedgeometrie des Schwimmbadträgers

Problemstellung

Die vorhandene Schulanlage befindet sich am Fusse des Uetlibergs im Friesenbach Quartier. Um die Kapazität der Schulanlage zu erhöhen ist ein Ersatzneubau geplant, dieser beinhaltet ein fünf-Stöckiges Schulgebäude, eine unterirdische Turnhalle und eine unterirdische Schwimmhalle.

Das Projekt bietet aus Bauingenieurssicht verschiedene Herausforderungen. Die Sporthallen erfordern hohe Spannweiten, die Aussenwände müssen rund acht Meter Erddruck standhalten und im Schwimmbadbereich muss durch die hohe Luftfeuchtigkeit besonders auf die Gebrauchstauglichkeit der Bauteile geachtet werden.

Ziel dieser Arbeit ist die Bemessung der statisch relevanten Bauteile der unterirdischen Sporthallen. Insgesamt wurden die Schwimmbad- und Turnhallen-Träger, Decken und Streifenfundamente auf ihre Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit überprüft.

Lösungskonzept

Um das Tragwerk der unterirdischen Sporthallen zu bemessen, wurden für die Decken, die Träger, die Aussenwände und die Streifenfundamente statische Modelle erstellt und an diese die ermittelten Einwirkungen angesetzt.

In der Modellbildung hat sich besonders die Turnhallenaussenwand als herausfordernd erwiesen. Durch die Fensterfront im oberen Bereich der Aussenwand, bleiben lediglich die Stützenquerschnitte, um die hohen Horizontalkräfte aus dem Erddruck in die Träger zu übertragen. Die Aussenwand wurde als Schale, in Kombination mit einem Plattenbalken alle rund fünf Meter in AxisVM X6 modelliert.

Um die Bauteile im Schwimmbadbereich vor Korrosion zu schützen, gelten bezüglich der Gebrauchstauglichkeit hohe Anforderungen an die Rissbreiten. Demsprechend wurde das Spannsystem des Schwimmbadträgers so gewählt, das der QS im GZG vollständig überdrückt ist.

Schlussfolgerungen

Die Grundlagen sollten möglichst früh im Prozess festgelegt werden. Fragen wie: Wann wird Hinterfüllt? Wann wird vorgespannt, sind die Decken im Notfall befahrbar oder ist dies baulich verhindert? Diese Entscheidungen beeinflussen welche Einwirkungen auf welche Art in den Berechnungen angesetzt werden müssen.

Bezüglich der Vorspannung musste darauf geachtet werden, dass das gewählte System auch im Querschnitt Platz hat. Besonders im Verankerungsbereich des Schwimmbadträgers wurden die Platzverhältnisse aufgrund der zwei Verankerungen relativ eng.

Gregor Rust

Betreuer:
Dr. Stephan Gollob

Experte:
Dr. Borja Herraiz



Bachelor-Thesis

Turnhallentragkonstruktion in Varianten

Variantenstudium und Projektierung einer unterirdischen Turnhallendecke

Modellbildung

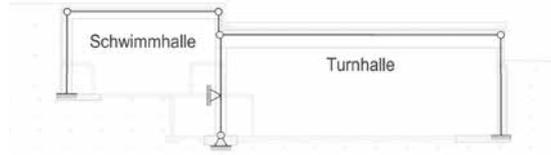


Abb. 1 Statisches System der Träger und Stützen

Bemessung

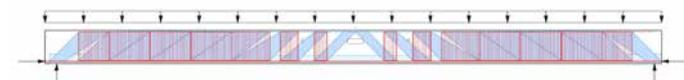


Abb. 2 Spannungsfeldmodell „Betonieren der Decke“



Abb. 3 Spannungsfeldmodell „Lastausbreitung in der Decke“



Abb. 4 Bemessung der unteren Biegebewehrung [mm²]



Abb. 5 Bemessung der Querkraftbewehrung [mm²/m]

Problemstellung

Für eine Schulanlage in Zürich ist ein Ersatzneubau geplant. Das Projekt umfasst nebst des Schulkomplexes auch eine unterirdische Doppelturnhalle und Schwimmhalle. Das Ziel dieser Bachelor-Thesis ist die Entwicklung einer Tragkonstruktion für die Turnhallendecke.

Die Tragkonstruktion in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise ist auf der Grundlage des aktuellen Normenwerks der SIA zu projektieren. Die vorhandenen Architekturpläne dienen als Grundlage für die geometrischen Rahmenbedingungen.

Lösungskonzept

Aufgrund der starken positiven Biegebeanspruchung der Decke ist es sinnvoll Unterzüge einzusetzen. So kann die Decke als Druckflansch des Trägers aktiviert werden. Zudem eignet sich der horizontale Abschluss oben bei der Decke gut für den Aufbau des Sportplatzes. Dies wäre beispielsweise bei einem Falwerk nicht gegeben.

Die Verbindungen zwischen den Trägern und den Stützen (Abb. 1) sind gelenkig modelliert. Senkrecht zu den Trägern wirkt die Decke als Durchlaufträger. Parallel zu den Trägern übernimmt sie die Funktion eines Druckflansches.

In einer Variantenstudie werden vier Entwürfe von Stahl- und Spannbetondecken verglichen: (I) ein vorgespannter Ortbetonträger, (II) ein vorgespannter Element-Doppelträger, (III) ein Spannbett-Elementträger und (IV) ein schlaff bewehrter Ortbetonträger.

Für die Projektierung eignet sich ein vorgespannter Element-Doppelträger (Abb. 7) am besten. Die Doppelträger haben den Vorteil, dass Leitungen und Turnhallengeräte zwischen den Trägern verstaubt werden können. Durch den Elementbau ist es möglich, auf eine Deckenschalung zu verzichten.

Die Elementträger werden im Spannbett vorgespannt. In Ortbeton kann die Halbfernteil-Decke ergänzt werden (Abb. 6c).

Anschliessend werden die parabolischen Litzen gespannt und der weitere Deckenaufbau mit dem Sportplatz ergänzt (Abb. 6d-f).

Für die Bemessung der Träger kamen nebst den Querschnittsanalysen auch Spannungsfeldmodelle zum Einsatz (Abb. 2, 3). Diese ermöglichten die Bemessung in den Bereichen von den Lasteinleitungen und die Berücksichtigung von Aussparungen.

Ergebnisse

In der konstruktiven Durchbildung sind die Ergebnisse aus der Bemessung in Pläne umgesetzt (Abb. 7, 8). Für die Aussparungen bleibt nur noch eine geringe Höhe. Im Bereich der Auflager muss der Träger für die Lasteinleitung verbreitert werden.

Christian Schnider

Betreuer:
Dr. Christian Spathelf

Experte:
Dr. Borja Herranz

Bauetappen

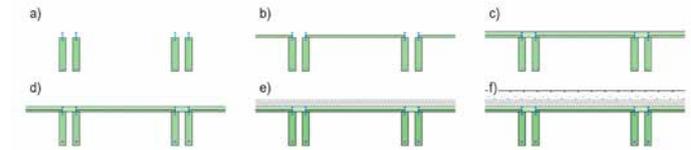


Abb. 6 Bauetappen der Turnhallendecke

Konstruktive Durchbildung

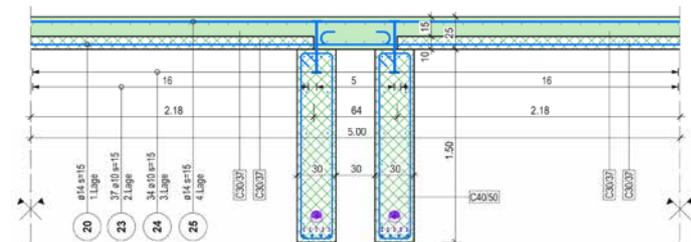


Abb. 7 Schalung und Deckenbewehrung - Querschnitt

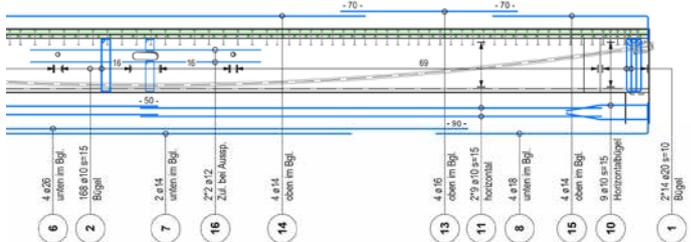


Abb. 8 Biege- und Querkraftbewehrung des Trägers - Ansicht

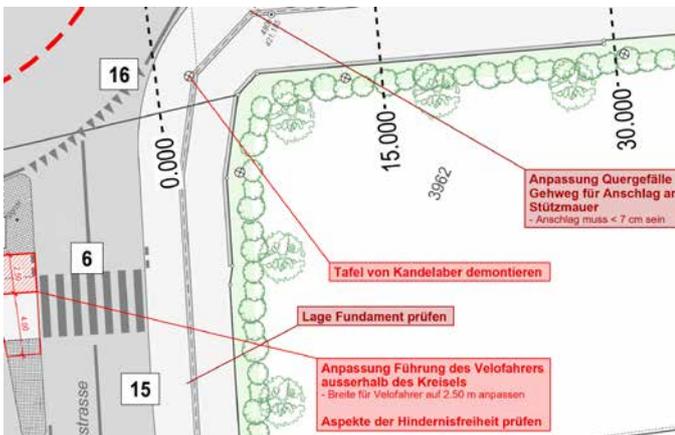


Bachelor-Thesis

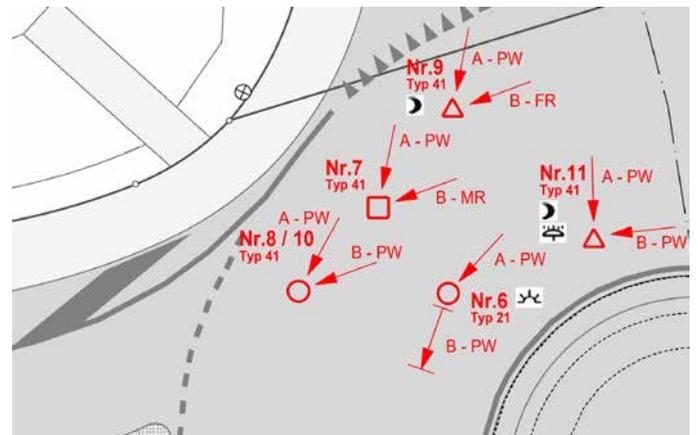
Oftringen IO; K104 Äussere Luzernerstrasse
 Road Safety Inspection mit Unfallanalyse und Massnahmenplanung



Situation Strassenbau



Sicherheitsdefizite im Strassenraum (erfasst in RSI)



Kollisionsdiagramm (Unfallanalyse)

Problemstellung

Die Äussere Luzernerstrasse / Baslerstrasse führt von Aarburg im Norden via Oftringen nach Zofingen im Süden. Weiter liegen die Autobahnanschlussknoten nördlich des Knotens Wirtshüsli, weshalb die K104 auch als Autobahnzubringer dient. Anstoss zur Ausarbeitung des Strassenbauprojekts sind klassische Schäden am Asphaltbelag. Da eine Umsetzung des Betriebs- und Gestaltungskonzeptes frühestens in 10 bis 15 Jahren geplant ist, drängt sich eine Sanierung dieses Abschnittes auf.

Mit der Sanierung soll die Betriebssicherheit und der Werterhalt der Fahrbahn sichergestellt werden. Im Zuge der Sanierung erfolgt der behindertengerechte Ausbau der Bushaltestellen Lerchenfeld mit einer entsprechenden Querungshilfe. Der Projektperimeter ist rund 610 m lang und als Hauptverkehrsstrasse klassiert.

Lösungskonzept

Ziel der Diplomarbeit ist in einem ersten Schritt die Verkehrssicherheitsbeurteilung der bestehenden Verkehrsanlage mittels einer Road Safety Inspection (RSI).

Ziel der Inspektion ist das Erkennen von Sicherheitsdefiziten bei den bestehenden Verkehrsanlagen. Weiterführend ist das Unfallgeschehen im Projektperimeter zu analysieren. Als Datenbasis dienen hier alle polizeilich erfassten Unfälle der vergangenen 5 Jahre. Basierend auf den Ergebnissen sollen allfällige sicherheitsrelevante Anpassungen in das Projekt einfließen.

In einem zweiten Schritt ist das Strassenbauprojekt auf Stufe Vorprojekt auszuarbeiten. Das Strassenbauprojekt beinhaltet ein Variantenstudium für den Ausbau der Bushaltestellen Lerchenfeld nach dem Behindertengleichstellungsgesetz (BehiG). Mit dem Ausbau der Bushaltestellen ist gleichzeitig die Langsamverkehrsführung entsprechend der heute gültigen Normen zu optimieren.

Ergebnisse

Die Unfallanalyse ergab im Kreisverkehrsplatz den massgebend Unfalltyp „Kollision beim Rechteinbiegen mit von links kommendem Fahrzeug“.

Die Wirkung des vorliegenden Projekts zeigt sich in der Erhöhung der Verkehrssicherheit für die schwächeren Verkehrsteilnehmer durch eine neue Gestaltung des Strassenraums mit ausgebauten Trottoirs und einer Querungshilfe. Durch den BehiG-Ausbau der Bushaltestellen wird Menschen mit Behinderungen das autonome Einsteigen in den Bus ermöglicht. Die Anpassung des geometrischen Normalprofils führt zu zusätzlichen Verkehrsflächen für alle Verkehrsteilnehmer und Knotenbereiche können optimiert werden.

Dominik Schröder

Betreuer:
 Patrick Eberling

Experte:
 Matthias Senn

Industriepartner:
 KFB Pfister AG Ingenieure und Planer



Bachelor-Thesis

Projektierung Baugrubenabschluss Tunnel Geissbüel

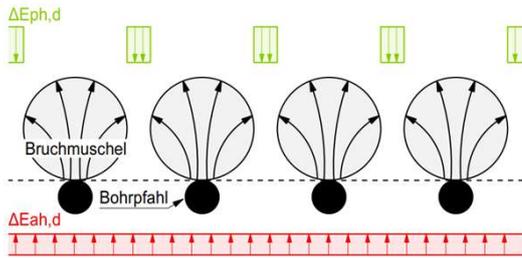


Abb. 1: Ausbildung Bruchmuschel Pfahlwand; Waagrechter Schnitt auf Höhe der Baugrube (nach Weissenbach, 2011)

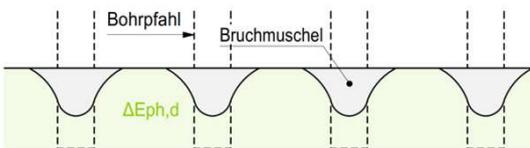


Abb. 2: Ausbildung Bruchmuschel Pfahlwand; Senkrechter Schnitt in der Pfahlachse (nach Weissenbach, 2011)

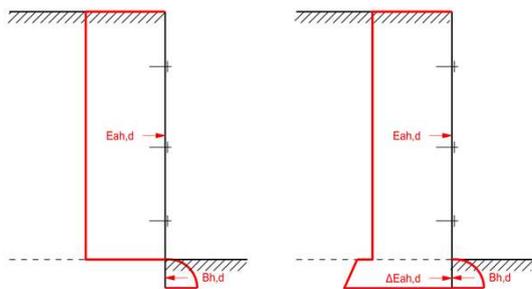


Abb. 3: Erddruckverteilung bei Erfüllung des horizontalen GGW (links) und bei nicht Erfüllen (rechts)

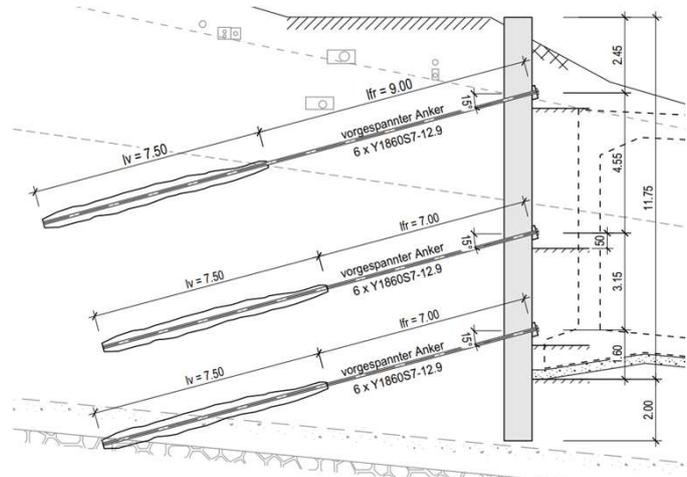


Abb. 4: Projektierung der bergseitigen, aufgelösten Bohrpfahlwand

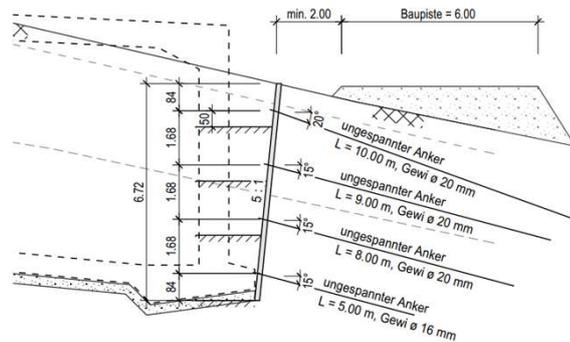


Abb. 5: Projektierung der talseitigen Nagelwand

Problemstellung

Um die Verkehrsbelastung in der Stadt Zug zu reduzieren, wurde im Rahmen eines Grossprojektes die Tangente Zug/Baar als Umfahrungs-, respektive Verbindungsstrasse erstellt. Als Herzstück gilt dabei der Tunnel Geissbüel, welcher in Tagbauweise erstellt wurde.

Im Zuge dieser Bachelor-Thesis besteht die Aufgabe darin, durch ein Variantenstudium möglicher Baugrubenabschlüsse geeignete berg- und talseitige Varianten auf Stufe Bauprojekt an einem „repräsentativen Querschnitt“ des Tunnels Geissbüel zu projektieren. Darüber hinaus wird ein Kontroll- und Überwachungskonzept erstellt.

Durch die tiefe Baugrube von 11.75 m und der bestehenden Infrastruktur auf der Bergseite, in Verbindung mit den hydrologischen und geologischen Verhältnissen, ist eine vertiefte Auseinandersetzung mit Gefährdungen und eine adäquate Planung der Baugrubenabschlüsse erforderlich.

Lösungskonzept

Anhand eines ausführlichen Variantenstudiums, unter Einbezug der Projektgrundlagen und einer Gefährdungsanalyse, werden bergseitig eine aufgelöste Bohrpfahlwand und talseitig eine Nagelwand auf Stufe Bauprojekt einer Bemessung unterzogen. Der Fokus liegt dabei hauptsächlich auf den geotechnischen Problemstellungen.

Ergebnisse

Voraussetzung für eine möglichst realitätsnahe Bemessung ist eine plausible Erd-druckverteilung, sowie eine adäquate Beurteilung der Einflüsse des Wassers und der jeweiligen Bauzustände.

Bergseitige, aufgelöste Bohrpfahlwand

Der bergseitige Baugrubenabschluss (Abb. 4) wird mit drei Reihen vorgespannter Anker abgestützt. Unter Berücksichtigung des horizontalen Gleichgewichts unterhalb der Baugrubensohle (Abb. 1-3) und der rechteckigen Umlagerung des erhöhten aktiven Erddrucks wird der dritte Aushubzustand vor Einbau des letzten Ankers massgebend.

Aus der Bemessung ergibt sich ein axialer Pfahlabstand von 1.50 m, ein Pfahldurchmesser von 88 cm und eine Einbindetiefe in den Baugrund von 2 m. Um die System-sicherheit gewährleisten zu können wird eine Longarine, für den horizontalen Verbund, in jeder Ankerreihe vorgesehen.

Talseitige Nagelwand

Durch die Nachweise der inneren und äusseren Tragsicherheit können die Nagel-durchmesser und Nagellängen der Nagel-wand bestimmt werden (Abb. 5). Für die Bemessung der Spritzbetonschale kann der 0.85-fache Erddruck rechteckig umgelagert angesetzt werden. Somit ergibt sich eine konstante Spritzbetondicke von 15 cm.

Kilian Tanner

Betreuer:
Prof. Dr. André Arnold

Experte:
Jürg Nyfeler



Bachelor-Thesis

Strassensanierung in einem Rutschhang

Sattelstrasse Oberarth-Sattel (SZ), Abschnitt Heinzlet km 7.485– km 7.635



Abb. 1: Projektperimeter



Abb. 2: Schäden in der Tragschicht

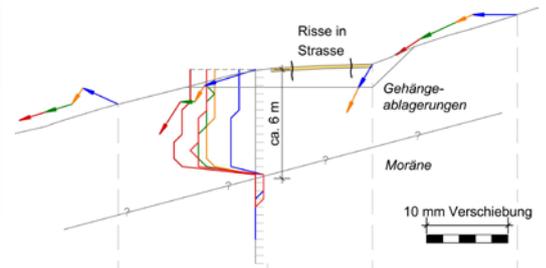


Abb. 3: Ausgewertete Messungen im Profil 2

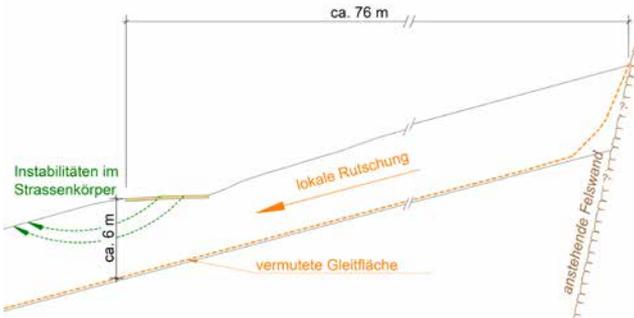


Abb. 4: Schnitt durch den betrachteten Rutschkörper

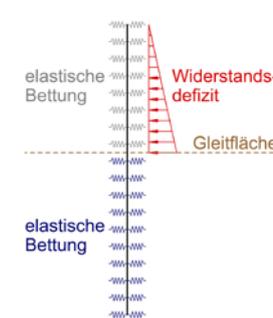


Abb. 5: statisches System

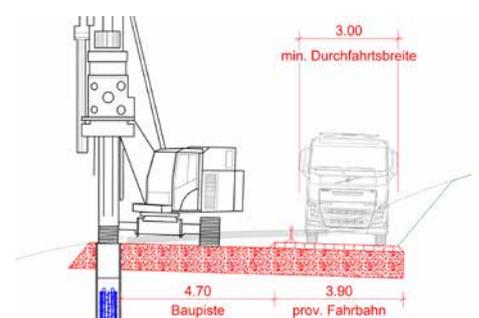


Abb. 6: Bauzustand während der Erstellung der Pfähle im talseitigen Bankett.

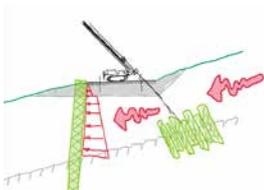


Abb. 7: „Stopp der Rutschung“

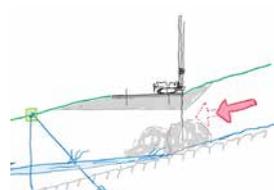


Abb. 8: „Rutschung verlangsamen“

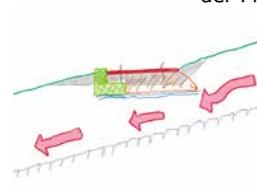


Abb. 9: „Schwimmende Konstruktion“

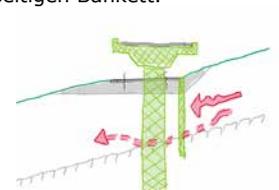


Abb. 10: „Strasse von Rutschung entkoppeln“

Problemstellung

Die Sattelstrasse verbindet die Gemeinden Oberarth und Sattel im Kanton Schwyz. Die Kantonsstrasse wurde in den vergangenen Jahrzehnten stetig ausgebaut und wird heute als Hauptverkehrsstrasse klassifiziert.

Auf dem Abschnitt Heinzlet (Abb. 1) traten an der Strasse wiederholt Setzungsschäden in Form von Längs- und vereinzelt auch Querrissen auf (Abb. 2). Zusammen mit den sich bildenden Spurrinnen führten die Schäden dazu, dass das Tiefbauamt des Kantons Schwyz die Verkehrssicherheit als nicht mehr gewährleistet sah und das vorliegende Projekt lancierte. Im Mai 2022 wurde zur Verbesserung der Verkehrssicherheit bereits der Deckbelag ersetzt.

Ziel des Projektes ist, den Abschnitt zu sichern und ein Abrutschen der Strasse zu verhindern. Dazu sollen die geologischen Prozesse analysiert und darauf aufbauend mögliche Lösungsvorschläge ausgearbeitet werden. Es ist eine wirtschaftliche, unterhaltsame und für Inspektionen zugängliche Konstruktion zu wählen.

Problemanalyse

Aufgrund der ausgewerteten Messungen (Abb. 3) und den Anzeichen im Gelände ist davon auszugehen, dass es sich um ein lokales Problem handelt. Die Standsicherheitsberechnungen am stellvertretenden Schnitt (Abb. 4) zeigen, dass sich der lokale Rutschkörper im labilen Gleichgewicht befindet und durch zusätzliche Instabilitäten im Strassenkörper überlagert wird (Abb. 4). Ob die Standsicherheit nachgewiesen werden kann, hängt massgebend vom Hangwasserspiegel ab. Genauere Angaben zu diesem liegen jedoch nicht vor.

Lösungskonzept

Basierend auf der Problemanalyse wurden vier konzeptionelle Lösungen (Abb. 7-10) erarbeitet. Die Eingrenzung von vier konzeptionellen Lösungen auf eine mögliche Massnahme erfolgte anhand der abgeschätzten Kräfte und den Rückmeldungen der Bauherrschaft und des Betreuers. Als mögliche Massnahme zum Stopp der Rutschung geht das Verfahren der Bodenverdübelung hervor. Dabei handelt es sich nicht zwingend um die Bestvariante.

Das zur Ermittlung der Schnittkräfte verwendete statische System (Abb. 5) ist ein durchgehender, elastisch gebetteter Stab, der durch das Widerstandsdefizit belastet wird. Aus der Vorbemessung resultiert als Dübel ein bewehrter Ort beton-Bohrpfahl. Die Pfähle werden im Bereich des talseitigen Banketts als Pfahlreihe in einem Abstand von 1.4 m angeordnet (Abb. 6).

Die Standsicherheitsberechnungen mit eingebautem Dübel zeigen auf, dass die Standsicherheit am betrachteten Schnitt verbessert werden kann.

Patrick Trummer

Betreuer:
Hansjörg Vogt

Experte:
Jürg Nyfeler

Industriepartner:
Fabian Barmet
Tiefbauamt Kanton Schwyz



Bachelor-Thesis

Wärmedurchgang durch Pilzdämmplatten

Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit der Pilzdämmplatten und Vergleich mit einer Holzfaserdämmplatte

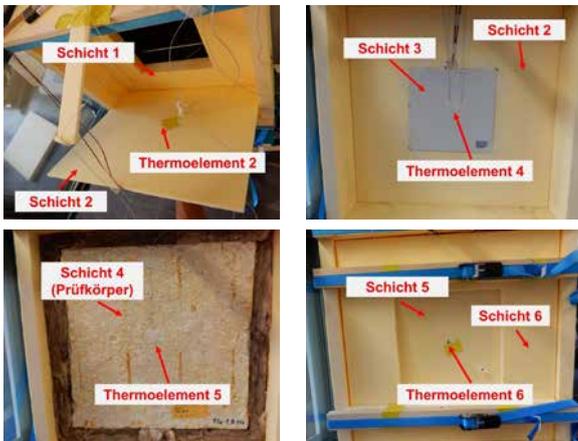


Abb. 1: Teilarbeitsschritte des Einbaus des Prüfkörpers

Eigenschaften	Pilzdämmplatte Pilz 1.B.176	Pilzdämmplatte Pilz 2.FS.173	Pilzdämmplatte Pilz 3.F.147	Pilzdämmplatte Pilz 4.FG.124	Vergleichsprodukt Gutex 5.HF.140
Höhe x Breite [mm]	ca. 519 x 512	ca. 510 x 511	ca. 496 x 498	ca. 508 x 511	ca. 510 x 510
Dicke d [mm]	ca. 65	ca. 59	ca. 57	ca. 54	60
Rohdichte [kg/m ³]	ca. 176	ca. 173	ca. 147	ca. 124	140
Grundsubstrat/ Grundwerkstoff	Buchenspäne, Stroh (B)	Fichtenspäne, Stroh (FS)	Fichtenspäne (F)	Fichtenspäne, Weizenspelzen (FG)	Holzfaseren (HF)
Massabweichung der Dicke u _d [mm]	± 2.5	± 2.5	± 2.5	± 2.5	± 1
Berechnete Ergebnisse und Messabweichungen u					
R [(m ² · K)/W]	1.22	1.21	1.14	1.23	1.35
u _R [(m ² · K)/W]	0.008	0.137	0.107	0.120	0.129
λ [W/(m · K)]	0.0534	0.0487	0.050	0.0438	0.0443
u _λ [W/(m · K)]	0.0021	0.0059	0.0052	0.0047	0.0043

Tab. 1: Eigenschaften Prüfobjekte und berechnete Ergebnisse

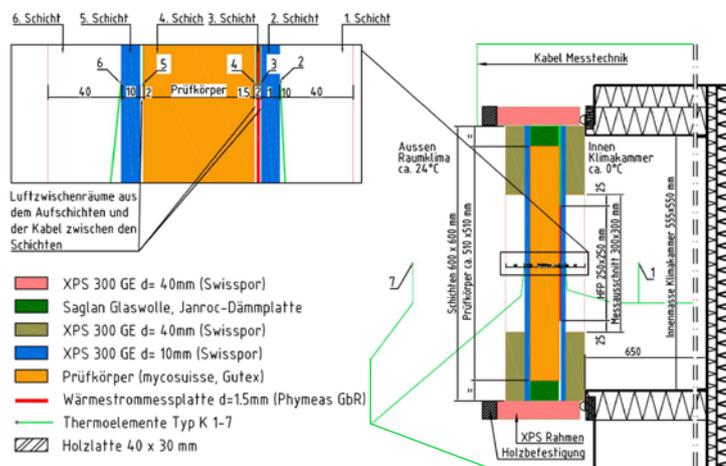


Abb. 2: Prüfstand in Anlehnung an die Norm SN EN 12667:2001

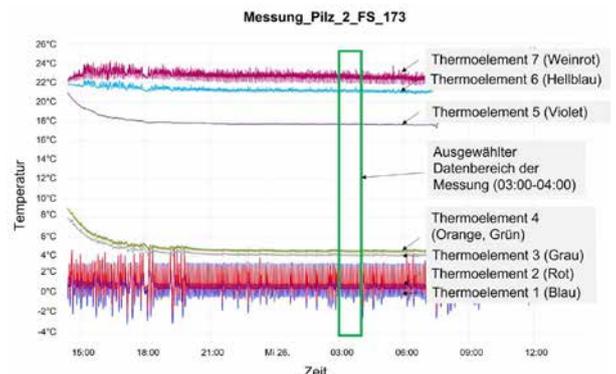


Abb. 3: Messdaten der Thermoelemente

Problemstellung

Biobasierte Werkstoffe erhielten in den letzten Jahren eine erhöhte Aufmerksamkeit, da sie einen markanten Beitrag zur Nachhaltigkeit des Bausektors, unter anderem auch im Bereich der Wärmedämmung, beitragen können. Das junge Unternehmen Mycosuisse hat die Idee, eine Pilzdämmplatte zu produzieren, die als Wärmedämmung in verschiedenen Bereichen eingesetzt werden kann.

Ziel dieser Bachelorarbeit war die Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit von unterschiedlichen Pilzdämmplatten sowie die Beantwortung der Frage, ob sie mit anderen nachwachsenden Dämmstoffen vergleichbar sind und wie sie eingesetzt werden können.

Vorgehensweise

Eine Recherche gibt vorerst einen Einblick in die Dämmstoffe, welche auf biobasierten Werkstoffen aufbauen und in der Baubranche in Platten- oder Mattenform verwendet werden. Ein anschliessend identifizierter Dämmstoff wurde durch Messung des Wärmedurchgangs mit den

Pilzdämmplatten verglichen. Die Wahl fiel auf eine Holzfaserdämmplatte (Produkthersteller: Gutex), da Holz der gemeinsame Grundwerkstoff von beiden Plattentypen ist (Tab. 1), obwohl die Dämmplatte mit fossilem PUR-Harz produziert wird. In einem nächsten Schritt wurde ein Prüfstand entwickelt der in Anlehnung an die Norm SN EN 12667:2001 aufgebaut ist (Abb. 2). Der Prüfstand wurde nach der Planung aufgebaut (Abb. 1,2), um die Dämmplatten (Tab. 1) wärmetechnisch zu untersuchen.

Ergebnisse

Die Ergebnisse der Messungen zeigen, dass die Pilzdämmplatten mit ihrer gemessenen Wärmeleitfähigkeit λ zwischen 0.044 bis 0.053 W/(m·K) liegen und somit etwas weniger effizient sind als die Referenzdämmplatte mit einer Wärmeleitfähigkeit λ von 0.04 W/(m·K) (Tab. 1). Eine weitere Verfeinerung der Substratbestandteile Fichte, Stroh und Weizenspelzen könnte ein vielversprechender Ansatz sein, um die Dämmplatte zu verbessern und so eine effizientere Dämmplatte zu

produzieren. Mit diesen drei Substratbestandteilen wird vermutet, eine gute Kombination aus Wärmeleitfähigkeit, Rohdichte und spezifischer Wärmekapazität zu erreichen. Durch ihre flexible Formgebungsmöglichkeiten können die Pilzdämmplatten in Wärmedämmverbundsystemen oder in hinterlüfteten Dämmsystemen Anwendung finden. Die Pilzdämmplatten haben aus nachhaltiger Sicht einen enormen Vorteil, da sie im Gegensatz zu der Holzfaserdämmplatte, die eine sehr ähnliche Wärmeleitfähigkeit besitzt, ohne fossile Bestandteile auskommen.

Ronny Wettmer

Betreuerin:
Prof. Dr. Susanne Gosztonyi

Experte:
Stefan Eggmann

Industriepartner:
Patrick Mürner, Mycosuisse

Master

Inhaltsverzeichnis

Master

Büeler Martin Alternative zur Chinegga-Brücke in Stalden VS	31
Cadonau Mauro Neues Deckensystem für den Hochbau	32
Fehr Maximilian Seismic retrofitting of existing buildings with steel frames and their anchoring	33
Iseli Severin Projektierung von temporären Tragwerken	34
Lüthi Sven Erstellung eines Federmodells zur Untersuchung des Tragverhaltens von Blockfundamenten	35
Macé Julien Hochwasserschutz und Revitalisierung von Fließgewässern	36
Markos Danijela Moderne Methoden der Erdbebenbemessung von Hochbauten	37
Müller Micha Zur Auflagerung von HBV-Decken mit Betonfertigteilen	38
Villiger Sandro Aussteifungssysteme für Hochhäuser	39

Master-Thesis

Alternative zur Chinegga-Brücke in Stalden VS
Entwurf und Bemessung einer Bogenbrücke

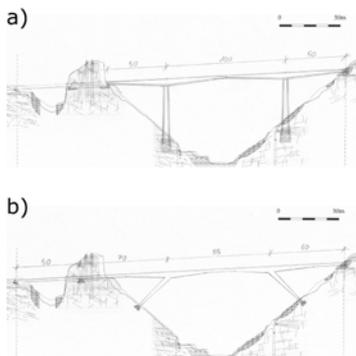


Bild 1 Variantenstudie:
a) Durchlaufträger im Freivorbau
b) Sprengwerkbrücke.

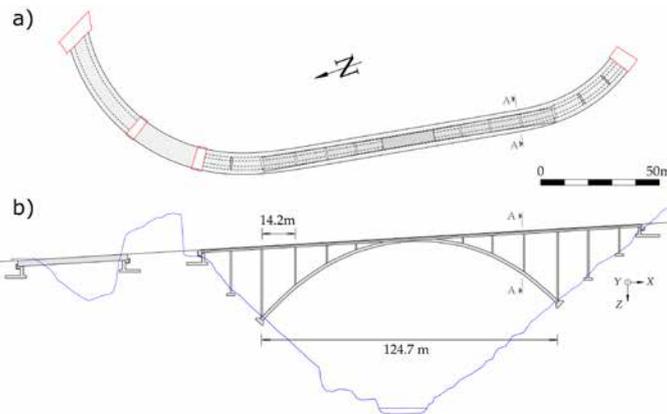


Bild 2 Entwurfsergebnis der Bogenbrücke: a) Grundriss, b) Ansicht und c) Schnitt A-A.

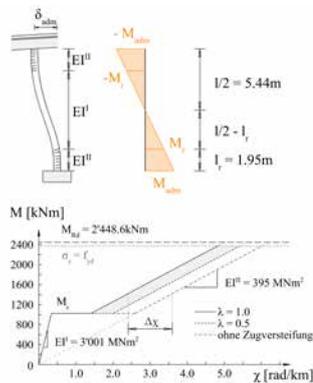


Bild 3 Vorlandstütze
Verformungsverhalten.



Bild 4 Visualisierung der entworfenen Bogenbrücke.

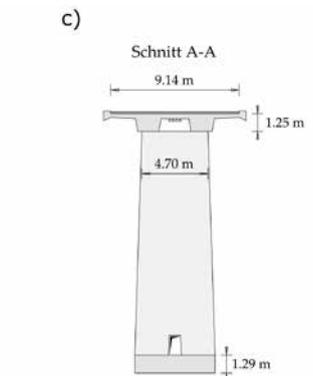


Bild 5 Vorspannung:
a) Querschnitt, b) Längsschnitt
und c) Spannische.

Problemstellung

Das Walliser Bergdorf Stalden kämpft mit einem hohen Verkehrsaufkommen. Eine Umfahrungstrasse soll das Dorf vom Strassenlärm und Stau befreien. Teil dieser Umfahrung ist die Überbrückung der Schlucht der Matter-Vispa. 2019 wurde die Brücke fertiggestellt. Sie besteht aus einem einzelligen Stahlbetonhohlkasten, der in den Stegen vorgespannt ist und durch zwei kreisförmige Pfeiler und einer Zwischenlagerung bei der Felsnase gestützt ist.

In der Master-Thesis wird eine Alternative für die Chinegga-Brücke entworfen. Um das bestmögliche Tragwerk zu finden, ist vorgängig eine Variantenstudie durchzuführen, Bild 1. Dabei sind die relevanten Randbedingungen zu definieren und analysieren. Damit die anschliessend entworfene Brücke plausibilisiert werden kann, müssen schliesslich in den massgebenden Schnitten die wichtigsten Nachweise geführt werden.

Variantenstudie

Die Variantenstudie berücksichtigt verschiedene Aspekte wie den Baugrund, das Bauverfahren, den Ortsbezug mit einem speziellen Augenmerk zur Ästhetik, die Wirtschaftlichkeit und die Dauerhaftigkeit der Brücke. Zur Auswahl stehen ein im Freivorbau erstellter Durchlaufträger, eine Sprengwerkbrücke und eine Bogenbrücke. Letztere wird anschliessend in der Entwurfsphase weiterentwickelt.

Entwurf

Das gewählte Bogentragwerk ist im Entwurf weiter zu optimieren. Die Linienführung der Strasse weist über dem Stahlbetonbogen eine Gerade auf, um vertikale Stützen ermöglichen zu können, Bild 2 a). Der Bogen ist als Vollquerschnitt und die Stützen als Scheiben ausgebildet. Bogentragwerke erzeugen aufgrund von asymmetrischen Belastungen Rahmementomente. Damit die Brücke möglichst schlank bleibt, werden diese gleichmässig auf den Bogen und den Fahrbahnträger aufgeteilt. Der Brückenüberbau ist als Plattenbalken eingeführt, Bild 2 c).

In den beiden Stegen wird eine parabolische und zentrische Vorspannung geführt. Die Spannkraft wird über den Widerlagern und in Spannischen direkt vor dem Bogenscheitel aufgebracht, Bild 5.

Die Topografie der Schlucht lässt temporäre Abstützungen zu. Somit kann das Tragwerk mit einem herkömmlichen Lehrgerüst erbaut werden.

Martin Büeler

Advisor:
Prof. Dr. Daniel Heinzmann

Experte:
Dr. Thomas Jäger

Master-Thesis

Neues Deckensystem für den Hochbau

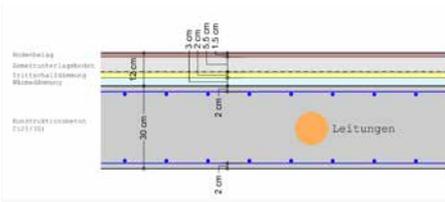


Bild 1: Konventioneller Deckenaufbau

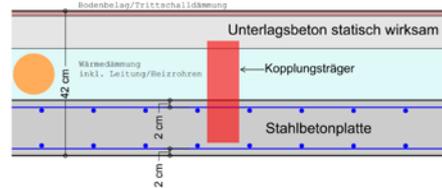


Bild 2: Neuer Deckenaufbau

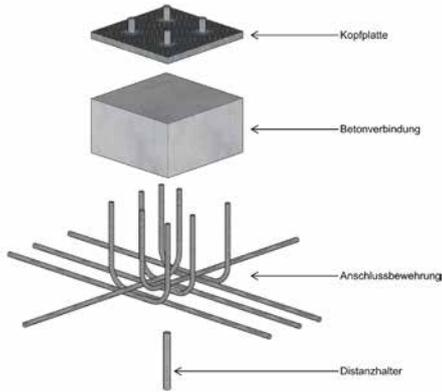


Bild 5: Kopplungsträger aus Stahlbeton

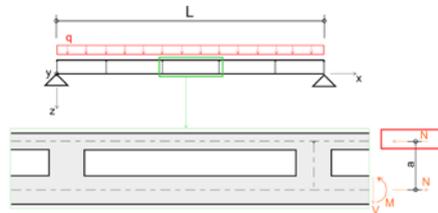


Bild 3: Statisches System

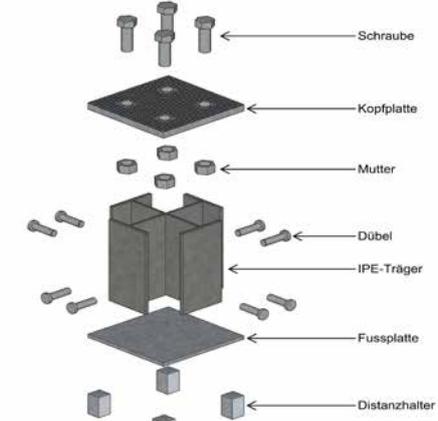


Bild 6: Kopplungsträger aus Stahl

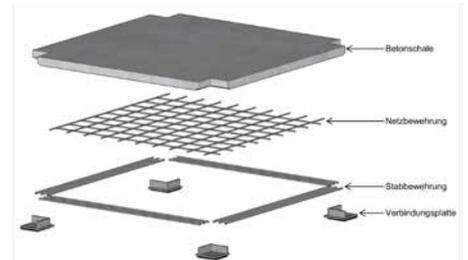


Bild 4: Statisch wirksamer Unterlagsbeton

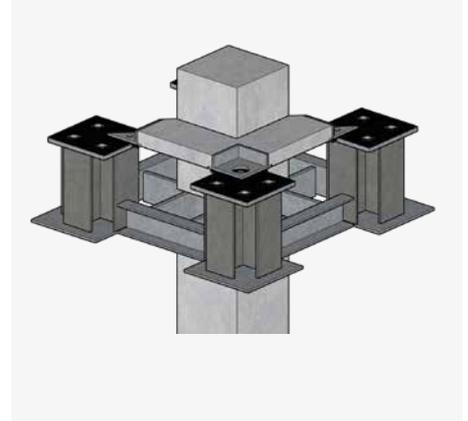


Bild 7: Stützendetail

Problemstellung

Die Entwicklung eines Deckenaufbaus, welcher bezüglich der Nachhaltigkeit besser ist als der konventionelle Deckenaufbau ist in dieser Arbeit abgehandelt. Der neue Deckenaufbau wird auf Projektstufe Bauprojekt dimensioniert. Der Abtrag der horizontalen Einwirkungen wird konzeptionell gelöst. Die betrachtete Nutzungskategorie gemäss der SIA-Norm 261 ist mit C3 definiert.

Der neue Deckenaufbau sieht vor, dass der Unterlagsboden statisch mitwirkt und nicht wie bei der konventionellen Decke nur als Auflast eingerechnet wird. Im Gegensatz zum konventionellen Deckenaufbau sollen im neuen die Leitungen nicht in der Stahlbetondecken verlegt werden, sondern im Unterlagsboden.

Lösungskonzept

Durch die Mitwirkung des Unterlagbodens kann die bisherige Dicke der Stahlbetondecke reduziert werden und somit kann Baumaterialien gespart werden.

Eine Mitwirkung des Unterlagsboden bedingt eine Verbindung zwischen der Stahlbetondecke und des Betons vom Unterlagsboden (Unterlagsbeton). Durch die Verbindung kann die Decke als gekoppelter Biegeträger betrachtet werden. Der Unterlagsbeton soll aus vorfabrizierten Elementen hergestellt werden, damit diese bei Umbauten entfernt werden können und falls erwünscht die Leitungen ersetzt werden können.

Die Dimensionen der einzelnen Bauteile sind mit den Auswirkungen einer dreidimensionalen Berechnung ermittelt. Beim Kopplungsträger sind zwei Varianten untersucht worden. Die erste Variante sieht eine Stahlverbindung vor und die zweite eine Stahlbetonverbindung. Für die Dimensionierung sind die verschiedenen Bauphasen (Bauzeit, Endzustand und Umbau) in Betracht gezogen worden.

Ergebnisse

Wenn nur die statisch wirkenden Bauteile in die Nachhaltigkeitsberechnung miteinbezogen werden, dann ist der neue Deckenaufbau nicht nachhaltiger. Wenn die Dämmung in die Betrachtung einfließt, kann der neue Deckenaufbau nachhaltiger sein als der konventionelle Deckenaufbau.

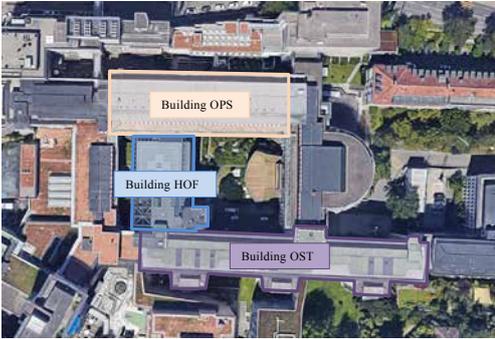
Mauro Cadonau

Advisor:
Prof. Dr. Daniel Heinzmann

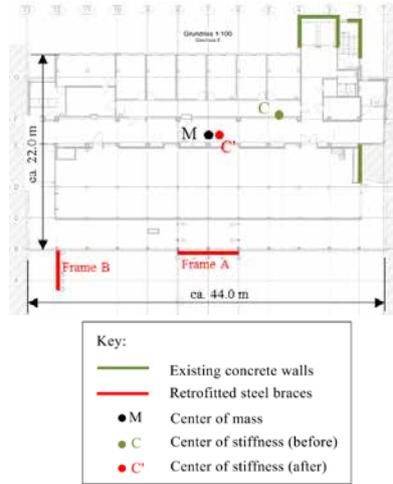
Experte:
Dr. Thomas Jäger

Master-Thesis

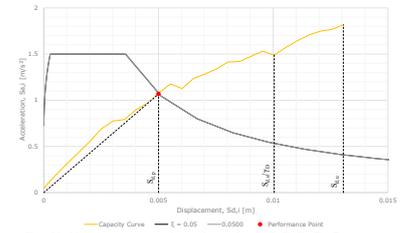
Seismic retrofitting of existing buildings with steel frames and their anchoring



Overview of the University Hospital Zurich



Floor plan with lateral resisting elements



Building capacity in the ADRS format (X-direction), damping=5%, Zone: Z1a, BGK: A, BWK III ($\gamma_D=1.3$) SIA (2020)

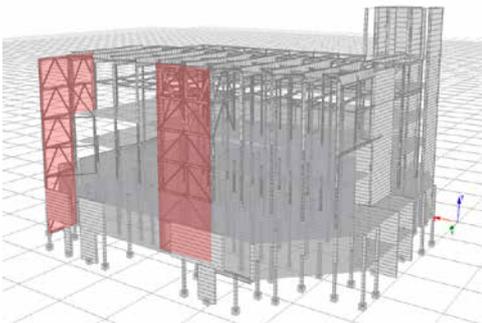
Before retrofitting (dominated by torsion vibration)

Mode	Period [s]	[eff. mod. mass in x]	[eff. mod. mass in y]
1	2,264	17,08%	21,70%
2	1,751	39,15%	13,13%

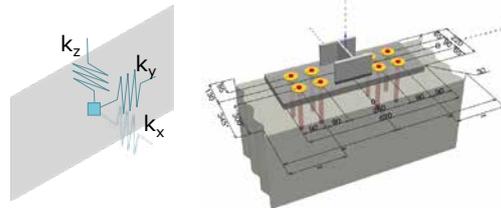
After retrofitting (dominated by vibrations in x- and y-direction)

Mode	Period [s]	[eff. mod. mass in x]	[eff. mod. mass in y]
1	1,407	48,49%	3,28%
3	1,071	2,94%	54,70%

Effective modal mass in percentage before and after retrofitting (main modes in X- and Y-direction)



3D model of the building with the retrofitting steel frames in red in SeismoStruct



Post-installed steel-concrete connection of the hospital building HOF, spring stiffness (axial and shear) in x,y,z direction (left), calculation tool (middle), execution (right)

Context

The construction industry undergoes continuous evolution. Emerging concerns such as sustainability and resource-efficient construction are gaining significant importance. Due to that, there is a growing emphasis on maximizing the lifespan of existing buildings, whenever feasible. However, many existing buildings do not meet the current design criteria for seismic design.

The correct modelling of the existing structure is central to efficient retrofitting. As a result, non-linear and deformation-based calculation methods are often used to analyze existing buildings compared to new buildings. In addition to modelling, the chosen retrofit strategy also plays a central role (e.g. strengthening, seismic damping, etc.) in the design.

Objective

The thesis will cover theoretical fundamentals such as analysis methods, reinforcement strategies, and subsequent anchoring. Additionally, the structural

behavior of existing buildings will be illustrated through various examples. The focus lies on the seismic strengthening strategy with external steel braces. Using the University Hospital of Zurich as an example, the accumulated knowledge was combined and implemented. This is a courtyard extension (HOF) of the hospital, which could not guarantee earthquake resistance due to its highly eccentric ground plan. Therefore, it was reinforced in 2020 with the help of external steel braces. This example was modelled in FE programs and recalculated with deformation-based calculation methods (pushover analysis). In addition, the influence of the connection stiffness between the existing building and the steel frame was investigated using this example.

Conclusion

Retrofitting with external steel trusses turned out to be a very effective strengthening measure that eliminated the strong eccentricity of the floor plan and thus made the building earthquake resistant. External steel trusses also

brought some other advantages. The intervention in the structure could be kept to a minimum and the operation of the hospital was only slightly disturbed. In addition, the measures could be implemented quickly. In addition, it could be determined that the connection stiffness can certainly have an influence on the behavior of the overall structure and the connection forces.

Maximilian Fehr

Advisor:
Prof. Dr.-Ing. Michael Baur

Expert:
Dr.-Ing. Giovacchino Genesis

Master-Thesis

Projektierung von temporären Tragwerken

Grundlagen und Entwicklung einer Methode

Problemstellung / Ausgangslage:



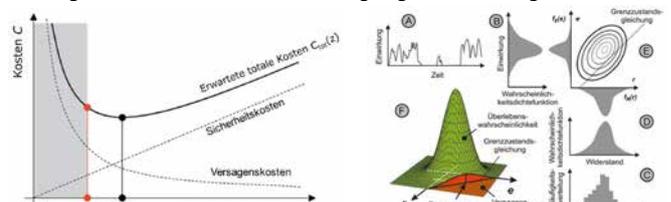
Hilfsbrücke für den Strassenverkehr
(Temporäres Tragwerk)



Bogenbrücke für den Strassenverkehr
(Nicht temporäres Tragwerk)

- «Temporäres Tragwerk» gemäss SIA 260 / EN 1990: Nutzungsdauer ≤ 10 Jahre
- Vorausgesetzte Nutzungsdauer für die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte: 50 Jahre
- Ziel-Zuverlässigkeitsindex: $\beta = 4.70$ (für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr)
- Aktuell keine normativ festgelegten Unterschiede hinsichtlich der Tragwerksbemessung von temporären und nicht temporären Tragwerken

Lösungsansatz für die Berücksichtigung der Nutzungsdauer:



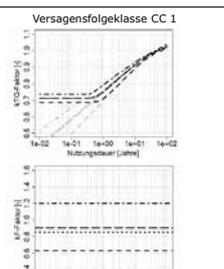
$$z_{opt} = \operatorname{argmin}_z \left\{ C_{tot}(z) = [C_0 + C_1 \cdot z] + \left[(C_0 + C_1 \cdot z + H) \cdot \frac{p_f^{(10)}(z)}{\gamma} \right] + \left[(C_0 + C_1 \cdot z) \cdot \frac{\omega}{\gamma} \right] \right\}$$

z : Entscheidungsparameter
 C_0 : Teil der Konstruktionskosten (unabhängig von z)
 C_1 : Teil der Konstruktionskosten (abhängig von z)
 H : Nicht strukturelle Versagenskosten
 λ : Auftretensrate, wird mit $\lambda = 1.00$ eingeführt (Eintrittswahrscheinlichkeit/Jahr)
 ω : Jährliche Obsoleszenzrate $\rightarrow \omega = 1 / T_{Nutzungsdauer}$ (Annahmen: Exponentialverteilte Lebensdauer & Lebensdauer > Nutzungsdauer; $T_{Nutzungsdauer}$ in Jahren)
 γ : Jährlicher Zinssatz \rightarrow Annahme von $\gamma = 2\% = 0.02$
 D : Abbruchkosten / Rückbaukosten
 $p_f^{(10)}$: Versagenswahrscheinlichkeit (Bezugszeitraum = 1 Jahr)

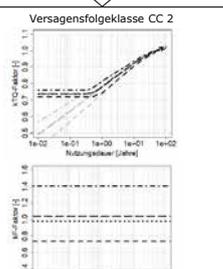
$z_{Norm} = \frac{\gamma R_k}{R_k} \cdot (\alpha_G \cdot \gamma_G \cdot G_k + (1 - \alpha_G) \cdot \gamma_Q \cdot Q_k)$ wobei $\alpha_G = \frac{G_m}{G_m + Q_m}$ (ständiger Lastanteil)

$k_F = \frac{z_{opt,50}}{z_{Norm}}$ und $k_{T,Q} = \frac{z_{opt,T}}{z_{opt,50}}$

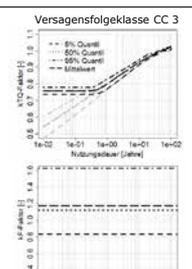
Versagensfolgeklasse CC 1



Versagensfolgeklasse CC 2



Versagensfolgeklasse CC 3

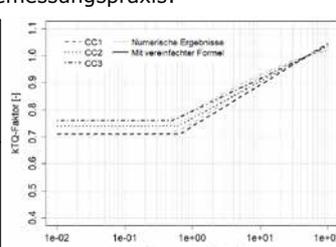


Ergebnis / Anwendung in der Bemessungspraxis:

CC 1: $k_{T,Q} = \left[1 + \left(\frac{1-0.40}{9} \cdot \ln \left(\frac{T}{50} \right) \right) \right] \geq 0.71$
mit $k_F = 0.91$ und T in [Jahren]

CC 2: $k_{T,Q} = \left[1 + \left(\frac{1-0.47}{9} \cdot \ln \left(\frac{T}{50} \right) \right) \right] \geq 0.74$
mit $k_F = 1.04$ und T in [Jahren]

CC 3: $k_{T,Q} = \left[1 + \left(\frac{1-0.53}{9} \cdot \ln \left(\frac{T}{50} \right) \right) \right] \geq 0.76$
mit $k_F = 1.17$ und T in [Jahren]



Angepasste Bemessungsgleichung für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen sowie den Grenzzustand der Tragsicherheit – Typ 2:

$$\frac{R_k}{\gamma_R} \geq k_F \cdot (\gamma_G \cdot G_k + k_{T,Q} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k)$$

Problemstellung

Die Schweizer Normenreihe SIA 260ff klassiert Tragwerke mit einer geplanten Nutzungsdauer von maximal 10 Jahren als temporäre Tragwerke. Das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept weist jedoch keine Unterschiede zwischen temporären und nicht temporären Tragwerken auf. Unabhängig von der geplanten Nutzungsdauer sind unveränderte Teilsicherheitsbeiwerte sowie identische charakteristische Einwirkungsgrößen für die Bemessung zu verwenden. Dieser Sachverhalt wirft in der Bemessungspraxis oft Fragen auf – unter anderem aufgrund der damit verbundenen Kosten und Ressourcen, die zur Sicherstellung der geforderten Sicherheit angewendet werden müssen.

Lösungsansatz

Aus Kosten-Nutzen-Überlegungen lässt sich für längere Nutzungsdauern ein höheres und für temporäre Tragwerke mit einer Nutzungsdauer von nur wenigen Tagen, Wochen oder Monaten ein tieferes Zuverlässigkeitsniveau begründen.

Es stellt sich die Frage, welches Ziel-Zuverlässigkeitsniveau in Abhängigkeit der geplanten Nutzungsdauer aus rein wirtschaftlicher Sicht optimal ist und entsprechend angestrebt werden sollte. Mit Hilfe eines risikobasierten Ansatzes kann ein Optimierungsproblem formuliert und im Anschluss gelöst werden. Eine generische Betrachtungsweise ermöglicht dabei die Berücksichtigung von möglichst vielen verschiedenen Bemessungssituationen. Neben Kosten-Nutzen-Überlegungen sind auch gesellschaftliche Kriterien, die von der geplanten Nutzungsdauer unabhängige Mindestanforderungen an die Sicherheit festlegen, einzuhalten.

Durch die risikobasierte Betrachtungsweise werden sämtliche an einem Grenzzustand einflussnehmenden Basisvariablen sowie alle mit einem Tragwerk in Verbindung stehenden Kosten berücksichtigt. Optimiert wird der Entscheidungsparameter z , der bezogen auf die Baupraxis zum Beispiel als Bewehrungsfläche eines Stahlbetonträgers verstanden werden kann.

Ergebnis

Um im Rahmen der Tragwerksbemessung zukünftig die geplante Nutzungsdauer berücksichtigen zu können, wird der Nutzungsdauerfaktor $k_{T,Q}$ hergeleitet und in das Teilsicherheitskonzept eingeführt. Dessen Hintergrund steht in Analogie zum Versagensfolgefaktor k_F gemäss den Eurocodes. Um konsistent und kohärent mit den normativen Grundlagen vorzugehen, ist im Rahmen der Bemessung sowohl der $k_{T,Q}$ - als auch der k_F - Faktor anzuwenden. Dabei wird der $k_{T,Q}$ - Faktor nur auf die veränderlichen Einwirkungen angewandt. Die Berücksichtigung des k_F - Faktors hingegen erfolgt global auf die ständigen und veränderlichen Einwirkungen.

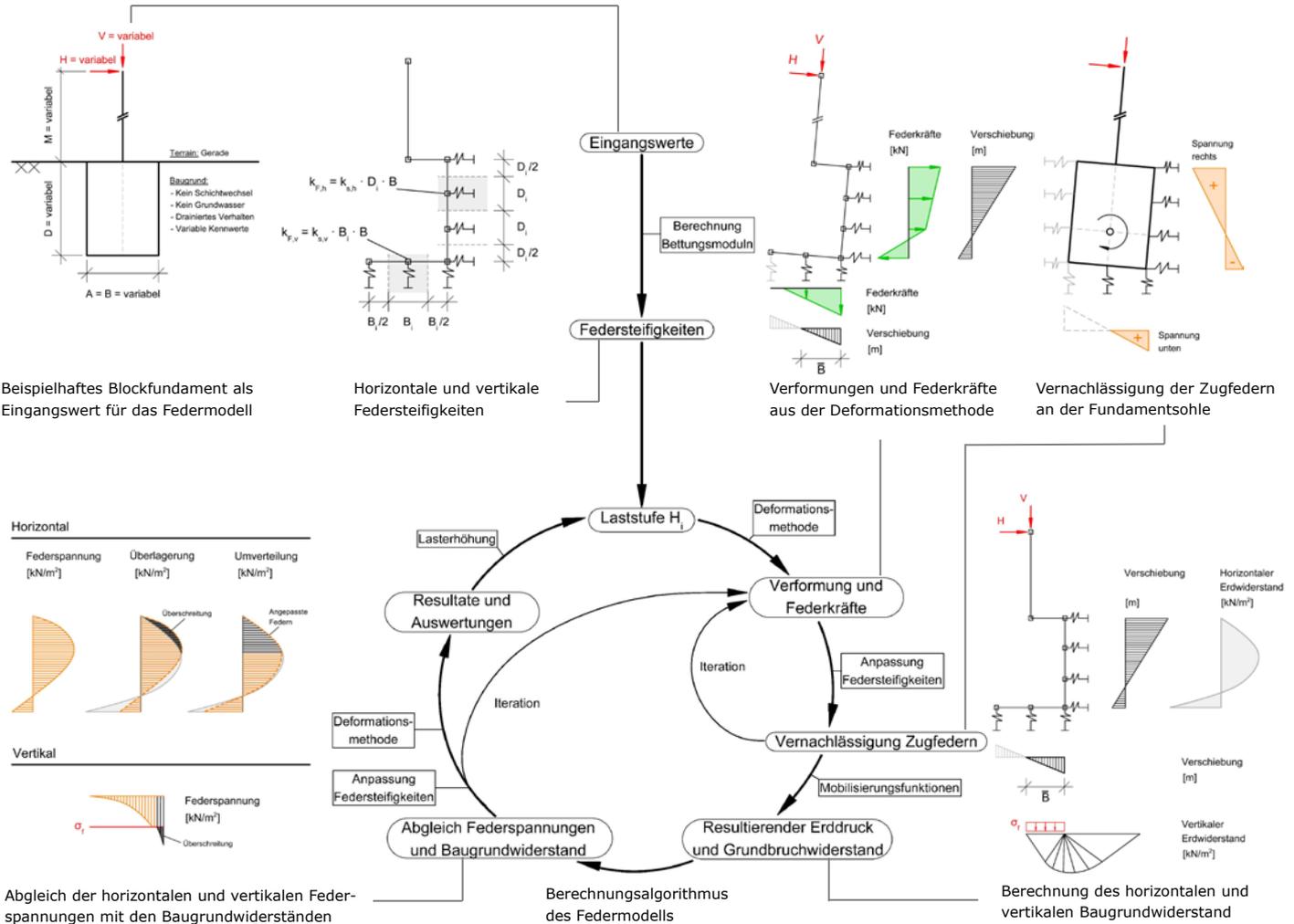
Severin Iseli

Betreuer:
Prof. Dr. Albin Kenel

Experte:
Dr. Balz Friedli

Master-Thesis

Erstellung eines Federmodells zur Untersuchung des Tragverhaltens von Blockfundamenten

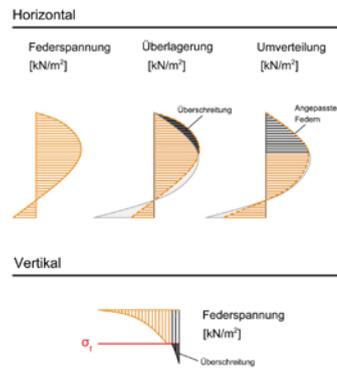


Beispielhaftes Blockfundament als Eingangswert für das Federmodell

Horizontale und vertikale Federsteifigkeiten

Verformungen und Federkräfte aus der Deformationsmethode

Vernachlässigung der Zugfedern an der Fundamentsohle



Abgleich der horizontalen und vertikalen Federspannungen mit den Baugrundwiderständen

Problemstellung

Für die Analyse des Tragverhaltens von Blockfundamenten liegen verschiedene Ansätze und Berechnungsverfahren vor. Das bekannteste Berechnungsmodell geht auf Sulzberger (1945) und Steckner (1989) zurück und hat bezüglich Ansatz der Erd drücke und Bettungsmoduln Präzisierungspotential.

Im Rahmen dieser Arbeit soll ein Federmodell entwickelt werden, welches es erlaubt, die mobilisierten Erd drücke und die jeweiligen Bettungsmoduln und deren Einfluss auf das Tragverhalten genauer zu untersuchen.

Berechnungsalgorithmus

Zu Beginn der Berechnung werden diverse Eingangswerte benötigt, darunter die Fundamentdimensionen, Informationen zum Baugrund, wie die Bodenkennwerte und auch die Einwirkungen auf das Fundament.

Die bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrundes werden durch die Federauflager nachgebildet. Dafür wird der

horizontale und vertikale Bettungsmodul verwendet, welcher zu Federsteifigkeiten umgerechnet wird.

Mit den gewählten Eingangswerten und den Federsteifigkeiten werden, mithilfe der Deformationsmethode, die Verformungen des Systems sowie die Federkräfte für die erste Laststufe ermittelt.

In den meisten Fällen liefern diese Resultate Zugkräfte in einigen Federn. Die Zugfedern an der Fundamentsohle werden ausgeschaltet und die gesamte Situation neu berechnet. Hier können wiederum neue Zugfedern auftreten, welche ausgeschaltet werden müssen.

Aus der so iterativ gefundenen Situation werden die Resultate neu generiert und anschließend die Verformungen dazu verwendet, horizontal den verformungsabhängigen Erdwiderstand und vertikal den Grundbruchwiderstand zu ermitteln. Die Federkräfte werden zu Spannungen umgewandelt und mit den ermittelten Widerständen verglichen. Übersteigt die Spannung lokal an einer Stelle den Widerstand wird die Steifigkeit der betroffenen Feder abgemindert

und die Situation neu berechnet. So wird iterativ eine Situation gesucht, welche den Erdwiderstand an keiner Stelle überschreitet.

Wird eine Situation gefunden, welche die Randbedingungen erfüllt, wird die horizontale Einwirkung erhöht und der Algorithmus am verformten System wiederholt. Dies geschieht solange, bis die gewünschte horizontale Belastung erreicht wird oder keine zulässige Situation gefunden werden kann.

Fazit

Im Vergleich zu FE-Analysen liefert das Federmodell ähnliche Bruchlasten sowie ein vergleichbares Last-Verformungsverhalten in horizontaler Richtung. Jedoch benötigt das Federmodell dazu zusätzliche Anpassungen der vertikalen Federsteifigkeiten sowie eine präzisere Berechnung des passiven Erd druckes

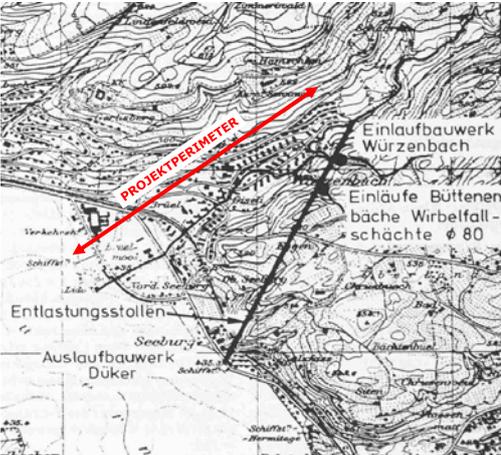
Sven Lüthi

Advisor:
Prof. Dr. André Arnold

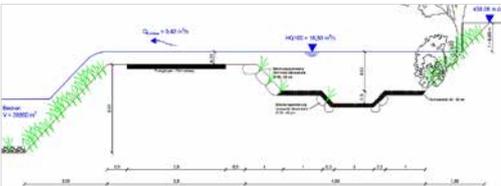
Experte:
Dr. Andreas Schmid

Master-Thesis

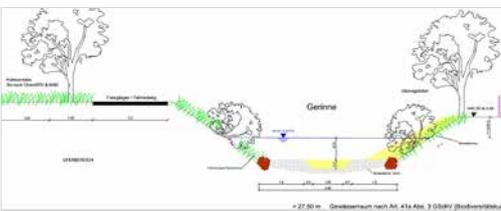
Hochwasserschutz und Revitalisierung von Fließgewässern Am Beispiel des Würzenbachs in Luzern



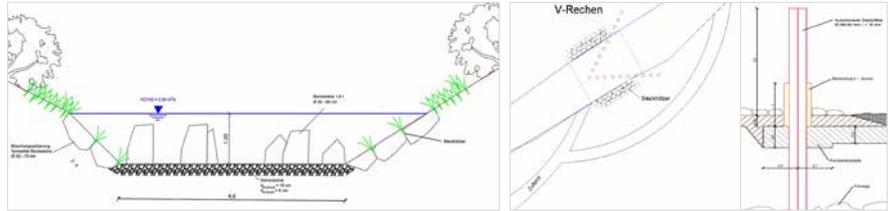
Projektperimeter [1]



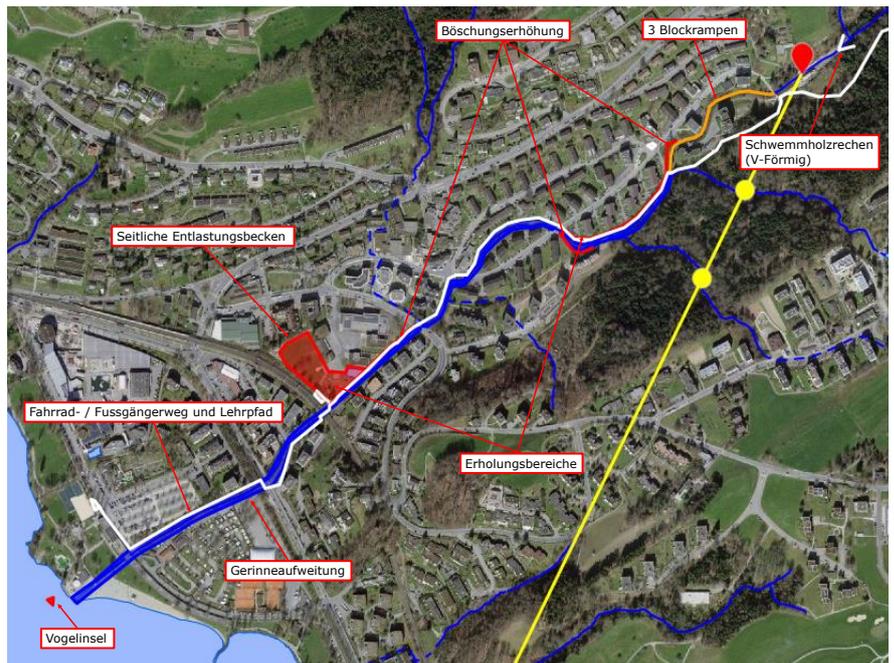
Entlastungsbecken [3]



Gerinneaufweitung [4]



Projektierter Blockrampe [5] (Links) und geplante Schwemmholzrechen [6] (Rechts)



Projektierter Massnahmen [2]

Projektbeschreibung

Seit dem Bau des Hochwasserentlastungsstollens im Jahr 1978 hat sich das Würzenbachquartier stark verdichtet, was die freie Entfaltung des Wasserlaufs und damit die Biodiversitätsentwicklung stark eingeschränkt hat. Der Würzenbach befindet sich mit erster Priorität in der strategischen Revitalisierungsplanung Fließgewässer des Kantons Luzern. Der Würzenbach ist als Grünachse, Naherholungsraum und Langsamverkehrsachse von grosser Bedeutung.

Hochwasserereignisse haben gezeigt, dass der Hochwasserentlastungsstollen und seine beiden Wirbelfallschächte [1] nicht mehr ausreichen das Siedlungsgebiet des Würzenbachs vor Überflutungen zu schützen. Darüber hinaus erhöhen grosse Geschiebe- und Schwemmholzfrachten das Verkläuerungsrisiko. Für den Projektperimeter soll der Hochwasserschutz verbessert, die ökologische Längsnetzwerkung sichergestellt und Raum für die Naherholung geschaffen werden.

Defizite & Varianten

Im Projektperimeter weisen die Gerinnekapazität, der Geschiebehaushalt, die Schwemmholzfracht sowie die Gewässerraumbreite und die Ökomorphologie die wichtigsten Defizite auf. Daraufhin wurden zwei Varianten untersucht und bewertet. Die erste Variante hat als Hauptmaßnahme gegen Hochwasser einen zweiten Entlastungsstollen bei der Einmündung des Gerlisbergbachs. Die zweite Variante hat als wichtigste Maßnahme ein Entlastungsbecken.

Bestvariante

Aus ökologischen, praktischen und finanziellen Gründen gilt die Variante 2 als Bestvariante [2]. Es wird also ein seitliches Entlastungsbecken [3] erstellt. Zusätzlich ist eine Aufweitung des Gerinnes [4] notwendig, um Durchflussmengen zwischen $6,9 \text{ m}^3/\text{s}$ und $10,50 \text{ m}^3/\text{s}$ aufnehmen zu können. Zur Sohlstabilisierung werden flussaufwärts drei Blockrampen [5] gebaut und zur Verringerung des Verkläuerungsrisikos durch Schwemmholz eine V-Rechen

[6] oberhalb des bestehenden Entlastungsstollens installiert. Im Hinblick auf den ökologischen Aspekt werden die Ufer begrünt und der Gewässerraum erweitert, indem Sumpfbereiche angelegt werden, die der Artenvielfalt förderlich sind. Darüber hinaus werden Aktivitäten entlang des Gewässers wie ein Lehrpfad, ein Fahrradweg und Picknick-Plätze eingerichtet, um die Gegend zu dynamisieren.

Julien Macé

Advisor:
Prof. Dr. Dieter Müller

Experte:
Marcel Lüthi, Basler & Hofmann AG

Master-Thesis

Moderne Methoden der Erdbebenbemessung von Hochbauten

Grundlagen



Bild 1: Schnitt und Grundriss des Referenzgebäudes.

Kapazitätsbemessung

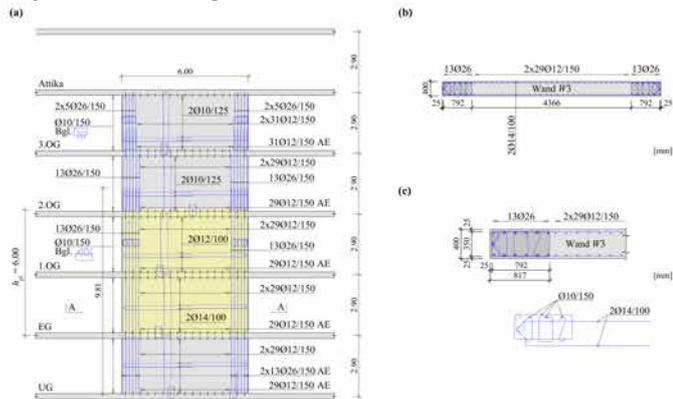


Bild 3: Konstruktive Durchbildung: (a) Ansicht; (b) Schnitt A - A; (c) Detailschnitt.

Problemstellung

In der heutigen Zeit ist die Erdbebenbemessung Teil jeder Projektierung. Intensive Forschung und wertvolle Erfahrungen bei schweren Erdbeben haben zu einem hohen Stand des heutigen Erdbebeningenieurwesens geführt.

Die modernen Verfahren der Erdbebenbemessung erfordern dabei vom Bauingenieur und der Bauingenieurin besondere Kenntnisse und Fähigkeiten in der theoretischen Baudynamik und im Erdbebeningenieurwesen sowie ein grundlegendes Verständnis der, bei einem Erdbeben in den Bau- und Tragwerken auftretenden Phänomene.

Lösungskonzept

Für ein typisches Referenzbauwerk in Visp wird auf Grundlage der örtlichen Mikrozonierung eine Tragwerksanalyse und Bemessung auf der Projektierungsstufe Bauprojekt für die Erdbebeneinwirkung durchgeführt. Die Erdbebenbemessung erfolgt dabei mit dem kraftbasierten Ersatzkraftverfahren in Kombination mit der Kapazitätsbemessung und wird zum Schluss mit der Kapazitätsspektrum-Methode (Capacity Spectrum Method) als verformungsbasierte Erdbebenanalyse ergänzt.

Das Ersatzkraftverfahren ergibt mit einem Verhaltensbeiwert $q = 2.0$ für Tragwerke mit nicht-duktilen Verhalten eine hohe Biegebewehrung für die Wände W3 und W6, Bild 2 (a). Mit der Annahme eines duktilen Verhaltens mit $q = 4.0$ wird die Erdbebenbeanspruchung halbiert, Bild 2 (b). Die Bemessung von Tragwerken mit duktilen Verhalten erfolgt dabei nach den Regeln der Kapazitätsbemessung.

Ergebnisse

Das Ersatzkraftverfahren ergibt mit einem Verhaltensbeiwert $q = 2.0$ für Tragwerke mit nicht-duktilen Verhalten eine hohe Biegebewehrung für die Wände W3 und W6, Bild 2 (a). Mit der Annahme eines duktilen Verhaltens mit $q = 4.0$ wird die Erdbebenbeanspruchung halbiert, Bild 2 (b). Die Bemessung von Tragwerken mit duktilen Verhalten erfolgt dabei nach den Regeln der Kapazitätsbemessung.

Die Kapazitätsbemessung ermöglicht somit eine drastische Verringerung der rechnerischen Erdbebenkräfte. Nach SIA Dokumentation D0171 erfolgt sie in acht Schritten. Das Ergebnis ist in Bild 3 dargestellt. Die konstruktive Durchbildung des plastischen Bereichs stellt ein hohes Verformungsvermögen des Tragwerks sicher, sodass es imstande ist eine allfällige Überbeanspruchung ohne Einsturz zu überstehen.

Ersatzkraftverfahren

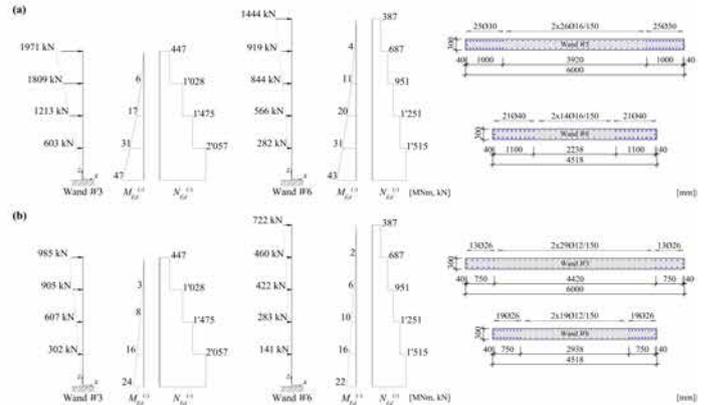


Bild 2: Beanspruchung und Biegebewehrung: (a) $q = 2.0$; (b) $q = 4.0$.

Kapazitätsspektrum-Methode

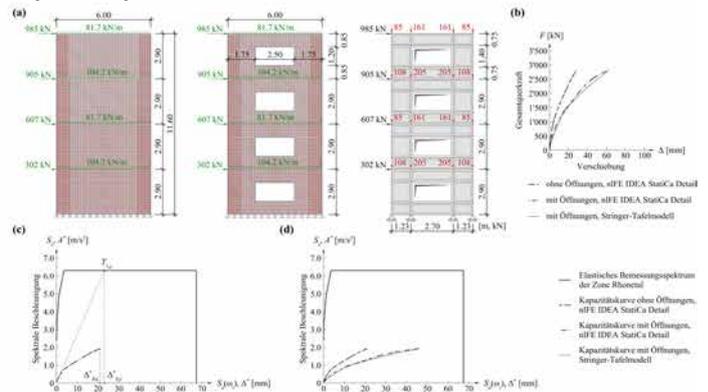


Bild 4: Konstruktive Durchbildung: (a) Berechnungsmodelle; (b) Pushover-Kurven; (c) - (d) Überlagerung von Bemessungsspektrum und Kapazitätskurven.

Für die Kapazitätsspektrum-Methode wird die Pushover-Kurve mit einem nFE-Programm bestimmt, Bild 4 (b). Diese Pushover-Kurve wird in eine Kapazitätskurve umgewandelt. Unter Berücksichtigung des Attikageschosses wird das Verformungsvermögen des Bauwerkes grösser als der Verformungsbedarf sein, sodass der Nachweis der Standsicherheit des Bauwerkes erfüllt ist, Bild 4 (c).

Um das Verformungsverhalten von Erdbebenwänden mit Öffnungen zu untersuchen, werden der Wand W3 vier Öffnungen zugefügt. Mit günstig platzierten Öffnungen verhält sich die Wand wie ein gekoppelter Biegeträger und das Verformungsvermögen wird grösser, Bild 4 (d).

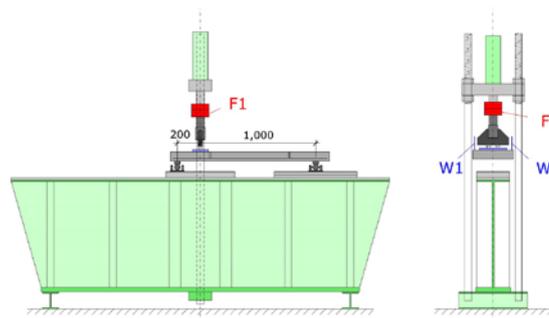
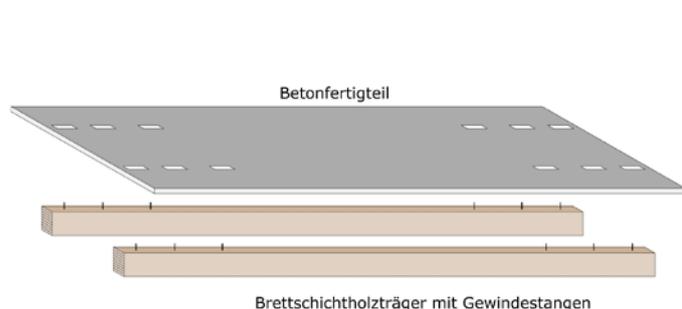
Danijela Markos

Advisor:
Prof. Dr. Daniel Heinzmann

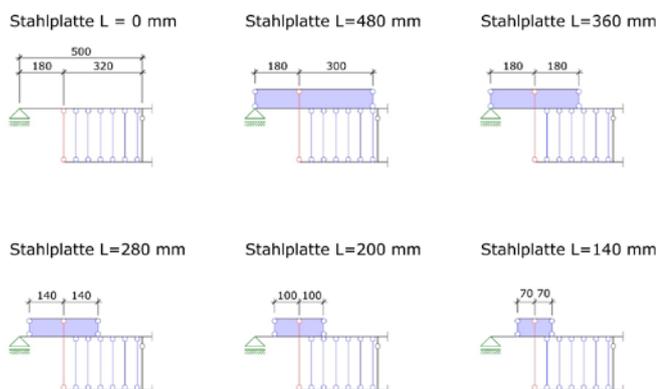
Experte:
Dr. Thomas Jäger

Master-Thesis

Zur Auflagerung von HBV-Decken mit Betonfertigteilen



Elementbauweise



Modellbildung Auflager

Problemstellung

Damit die hohen Auflagerkräfte von weitgespannten Holz-Beton-Verbund-Decken nicht über den querdruckanfälligen Holzquerschnitt abgetragen werden müssen und um die Montierbarkeit zu optimieren, wird eine Auflagerung über den Beton angestrebt. Dies bedingt eine Aufhängung der Querkraft aus dem Holz in den Beton, der somit eine hohe Querkrafttragfähigkeit aufweisen muss.

Durch einen geringeren Zementverbrauch aufgrund einer dünnen Stahlbetonplatte wird die Umweltbelastung reduziert. Durch die Verwendung eines Betonfertigteils, dass mechanisch mit dem Holzbalken über eingeklebte Gewindestangen verschraubt wird, können die Komponenten zerstörungsfrei getrennt und wiederverwendet werden.

Die Vorfertigung reduziert zudem die Schwind- und Kriecheinflüsse, die im Verbundbauteil zu berücksichtigen sind und die Erfüllung der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erschweren.

Lösungskonzept

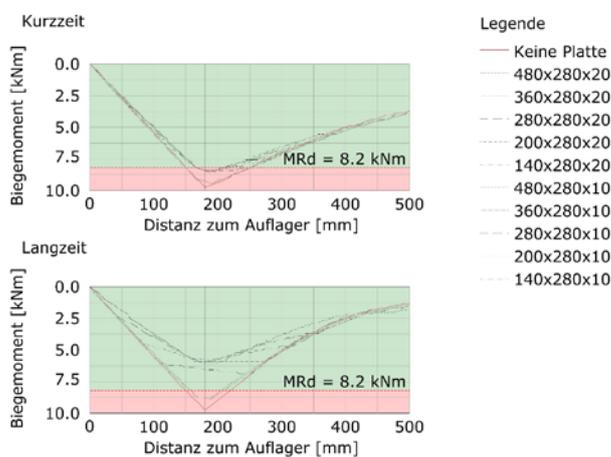
Die Analyse des gesamten Holz-Beton-Verbund Systems erfolgt an einem Stabwerksmodell nach Rautenstrach. Zur Verifikation des Berechnungsmodells werden Versuche an Stahlbetonplatten mit Varianten der Auflagerkonstruktion durchgeführt. Daraus werden die erzielten Widerstände und die Versagensmechanismen ermittelt und interpretiert.

Ergebnisse

Über die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit werden zwei Varianten für eine HBV-Deckenkonstruktion aufgestellt und die resultierenden Auswirkungen auf die Auflagerkonstruktion aufgrund der Tragsicherheit ermittelt.

Für den Betonquerschnitt wird festgestellt, dass der massgebende Bemessungszeitpunkt für die Tragsicherheitsnachweise in der kurzfristigen Betrachtung liegt. Für die Aufhängung der Querkraft aus dem Holz wird der Zeitraum drei bis sieben Jahre relevant.

Versuchsanlage



Interpretation

In den durchgeführten Versuchen werden die Anforderungen der angestrebten Varianten maximal zu 81% erfüllt. Auf Basis der Versuchsergebnisse und der Modellbildung im Zuge der Nachrechnung wird ein Vorschlag für eine konstruktive Durchbildung erarbeitet und eine experimentelle Überprüfung geplant.

Micha Müller

Advisor
Prof. Dr. Uwe Teutsch

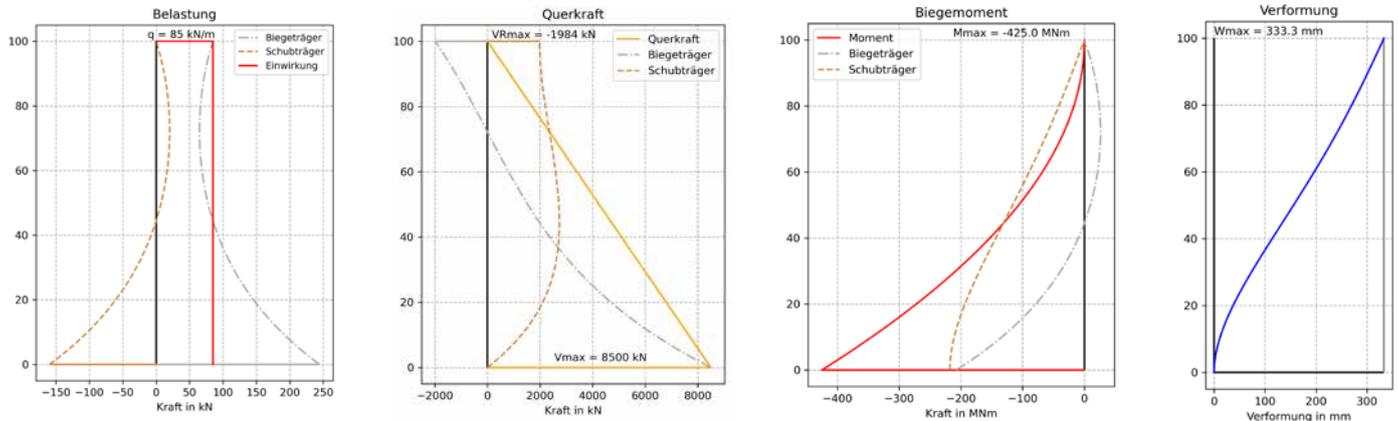
Experte
Peter Roggenmoser

Kooperationspartner
Neue Holzbau AG

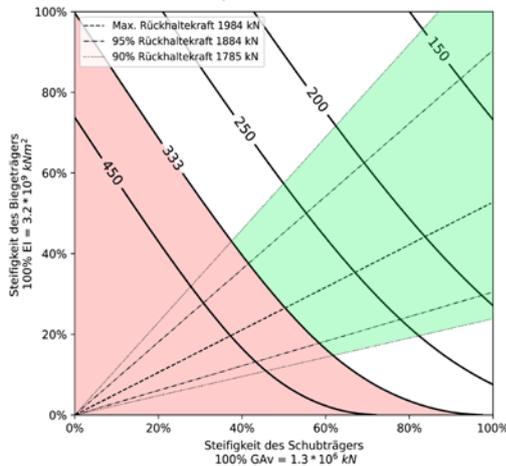


Master-Thesis

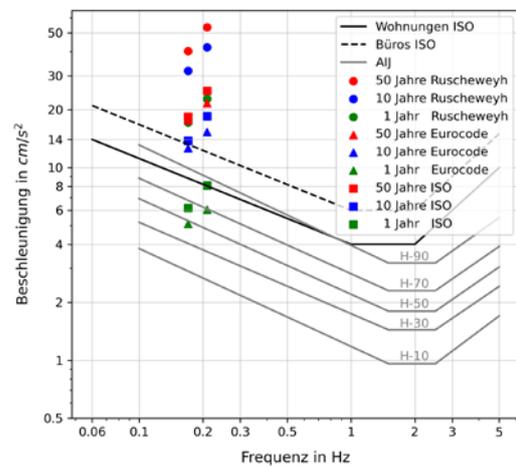
Aussteifungssysteme für Hochhäuser



Einwirkung, Schnittkräfte und Verformung des kombinierten Schub- und Biegeträgers bei der optimalen Verteilung



Interaktionsdiagramm KSB



Kopfbeschleunigung mit Grenzwerten

Problemstellung

Die demografische Entwicklung führt dazu, dass immer mehr Menschen in den Städten leben werden. Der Platz in der Stadt wird knapp und es muss verdichtet gebaut werden. Es werden deshalb immer mehr Hochhäuser erstellt.

Durch die Herausforderungen des Klimawandels wird es notwendig, dass effizientere und nachhaltigere Hochhäuser gebaut werden. Es müssen daher neue Baumaterialien und innovativere Aussteifungssysteme verwendet werden.

Das Ziel dieser Masterthesis ist es, die verschiedenen Aussteifungssysteme für Hochhäuser zu untersuchen und miteinander zu vergleichen. Ein Schwerpunkt liegt dabei auf dem kombinierten Schub- und Biegeträger.

Die Tragwerke werden mit dem Schwerpunkt auf die Gebrauchstauglichkeit untersucht. Die untersuchten Themen sind dabei die Kopfauslenkung und die Kopfbeschleunigung.

Lösungskonzept

Für die Analyse wurde am kombinierten Schub- und Biegeträger eine Parameterstudie durchgeführt, um die optimalen Verteilungen zu finden. Der Ausgangspunkt ist dabei die maximale Kopfauslenkung. Bei der Kopfbeschleunigung werden die verschiedenen Grenzwerte und Berechnungsmethoden miteinander verglichen.

Ergebnisse

Aus der Analyse konnten die optimalen Verteilungen des kombinierten Schub- und Biegeträgers bestimmt und in einem Interaktionsdiagramm zusammengestellt werden. Diese Verteilung stellt sich ein, wenn die Rückhaltekraft in der Querkraft gross wird. Diese optimale Verteilung zeichnet sich dadurch aus, dass die Schnittkräfte gleichmässig auf beide Teilsysteme verteilt und die Maxima gebrochen werden. Die Verformung entsprechen an diesem Punkt einer Kombination aus Biege- und Schubverformungen.

Bei der Kopfbeschleunigung sind das ISO- und das AIJ-Kriterium zu empfehlen. Bei der Berechnung können verschiedene Methoden angewendet werden. Die wichtigsten Faktoren bei der Berechnung sind die Geometrie, Masse, Steifigkeit und die Wiederkehrperiode.

Sandro Villiger

Advisor
Prof. Dr. Uwe Teutsch

Experte
Dr. Andreas Galmarini

Kooperationspartner
WaltGalmarini





Hochschule Luzern
Technik & Architektur
 Technikumstrasse 21
 6048 Horw

T +41 41 349 34 89
 bauingenieurwesen@hslu.ch
 hslu.ch/bauingenieurwesen



Mehr Informationen
 zum Institut für
 Bauingenieurwesen