



**Architektur, Gestaltung
und Bauingenieurwesen**

Bachelorarbeiten Bauingenieurwesen

2024 1/2



Aufgabenstellung

Die Nationalstrasse N01 soll aufgrund ständiger Kapazitätsüberlastung auf der Strecke Luterbach und Härkingen auf 6-Streifen ausgebaut werden. Im Zuge des Ausbaus wird auch der Nationalstrasse N02-Anschluss bei Egerkingen auf 6-Spuren angepasst. In Egerkingen quert die Gäustrasse die Nationalstrasse N02. Durch den Ausbau ist die Überführung Gäustrasse nicht mehr auf den verbreiterten Ausbau ausgelegt. In dieser Bachelorarbeit soll die Brücke auf den verbreiterten Ausbau ausgelegt werden.

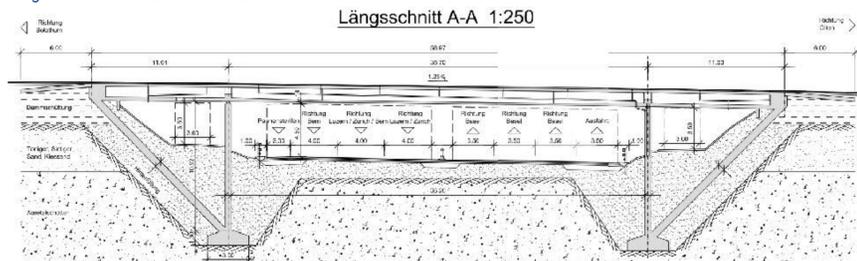
Standort Überführung Gäustrasse - Roter Kasten



Ausgangslage

Für den Entwurf der neuen Brücke, soll die Linienführung beibehalten werden, ebenso die vorgegebene Länge und Breite der Brücke. Für die Bemessung soll das Lastmodell 1 gemäss SIA 261 angewendet werden. Der Querschnitt der neuen Brückenplatte darf frei gewählt werden.

Vorgabe Geometrie Brückenersatz



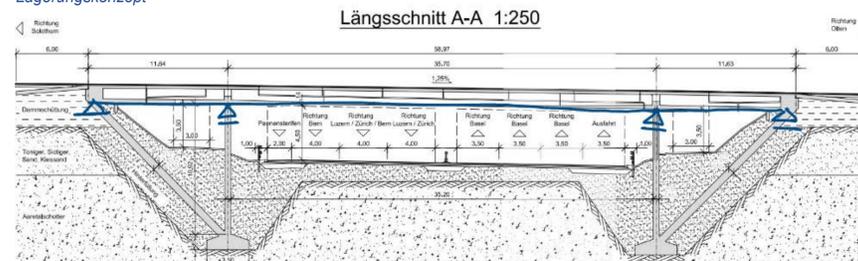
Technische Daten

Statisches System: 3-Feld-Träger
 Brückenlänge: 58.97m
 Randfelder: 11.64 m; 11.63m
 Mittelfeld: 35.70m
 Brückenquerschnitt: 10.90 m
 Befahrbar: 9.90m
 Konsole: 2 x 0.50m

Lagerungskonzept

Die Brücke wird als bestimmtes System ausgeführt mit einem festen Lager und drei freien Lagern. Dies hat den Vorteil, dass die Brücke wenig Zwängung erfährt.

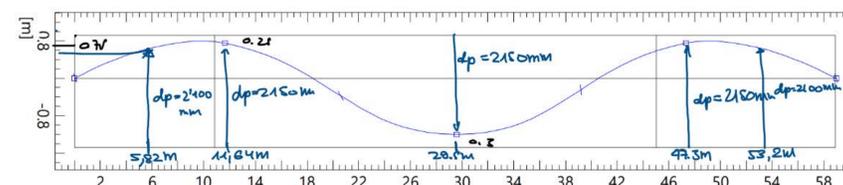
Lagerungskonzept



Spannkabelkonzept

Entlang der ganzen Brücke werden durchgehende Spannkabel eingelegt um das Eigengewicht der Brücke abzutragen. Die Spannkabel werden am Ende der Brücke verankert.

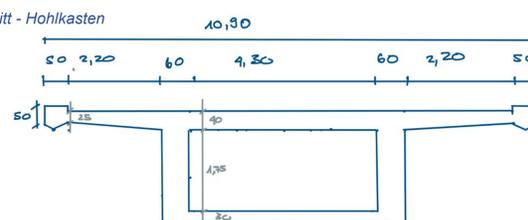
Spannkabelverlauf Längsrichtung



Querschnitt

Für die Wahl des Brückenquerschnittes wurde ein Variantenstudium mit einem Plattenbalken, Massivplatten und Hohlkasten durchgeführt. Mit allen drei Querschnitten wurde eine erste statische Berechnung erstellt. Anhand dieser Resultate und deren Eigenschaften, wurde der Hohlkasten als beste Variante für die Überführung ausgewählt.

Gewählter Querschnitt - Hohlkasten



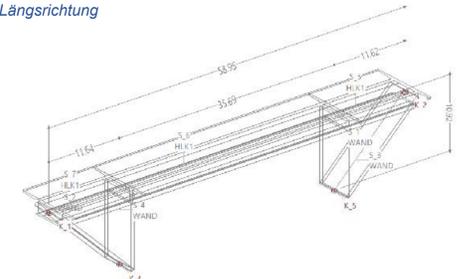
Variantenstudium

	Massivplatte	Plattenbalken	Hohlkasten
Materialverbrauch - Beton	3	1	2
Materialverbrauch - Baustahl	3	1	1
Materialverbrauch - Spannstahl	3	2	1
Herstellung	1	2	3
Erscheinungsbild	1	3	2
Installationen	3	2	1
Summe	15	11	10

1 Gut 2 Mittel 3 Schlecht

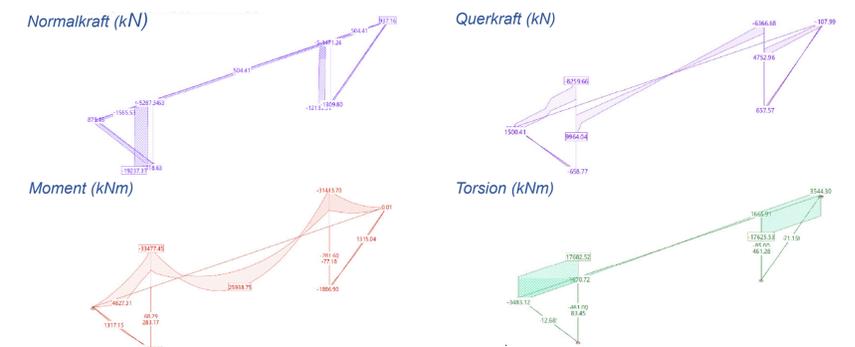
Statik Modell

Statisches Modell Cubus - Längsrichtung



Resultate

Basierend auf dem statischen Modell und unter Berücksichtigung der massgebenden Grenzwertspezifikationen und Einwirkungen ergaben sich die folgenden maximalen Schnittkräfte.

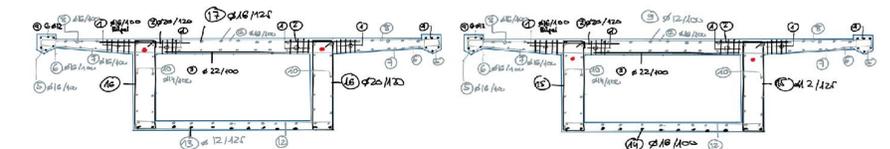


Bewehrung

Anhand der Schnittkräfte wurde die Bewehrungsführung für die Brücke konzipiert. Mit der Bewehrung sind sowohl die Tragsicherheit des Bauwerks, als auch die Lastfälle der Ermüdung und Erdbeben abgedeckt. Es wird in jedem Steg des Hohlkastens ein Spannkabel mit 22 Litzen geplant.

Bewehrungsführung über dem Auflager

Bewehrungsführung im Mittelfeld



Fazit

Durch die Wahl eines Hohlkastenquerschnitts konnte der Materialbedarf für den Beton, Bewehrungsstahl und Spannstahl optimiert werden. Durch die Wahl des Hohlkastens ist die Brücke begehbar. Dies ist ein Vorteil für die regelmässigen Unterhaltskontrollen der Brücke. Ebenfalls können die notwendigen Werkleitungen versteckt geführt werden. Dies führt zu einer ansprechenden Ästhetik bei der Brücke. Der Nachteil des Hohlkastens, ist die etwas aufwendigere Herstellung.



Aufstockung ehemaliges Bankgebäude



Bachelorarbeit → QR Code scannen
Passwort: BA2024

Ausgangslage

Projektbeschreibung

Die vorliegende Bachelorarbeit befasst sich mit der Dimensionierung einer Stahl-Abfangkonstruktion für die geplante Aufstockung (vergl. Abb. 1) eines ehemaligen Bankgebäudes am Aeschenplatz in Basel. Das Ziel der Untersuchung ist die Entwicklung einer sicheren und effektiven Lösung für den Lastabtrag auf die bestehenden tragenden Wände und Stützen des Gebäudes. Besonderes Augenmerk gilt der Stahl-Abfangkonstruktion, welche die Lasten der Aufstockung abfängt und auf die vorhandene tragende Struktur verteilt. Dazu werden die Lastabtragungen der Aufstockung im festgelegten Perimeter (vergl. Abb 3) berechnet und ein Modell in AxisVM erstellt. Zwei Träger der Konstruktion werden detailliert analysiert und bemessen. Eine Spannungsanalyse verifiziert die berechneten Werte. Abschliessend werden Ausführungsskizzen für verschiedene konstruktive Details erstellt, um die Umsetzung des Projekts darzustellen.



Abbildung 1: Bearbeitungsperimeter (grün)

Grundlagen

Als Grundlagen dienen die SIA-Normen, Stahlbaubücher und die Pläne der Architekt:innen. Zur Bemessung des Tragwerks werden die ständigen und veränderlichen Einwirkungen bestimmt. Aussergewöhnliche Einwirkungen wie Erdbeben oder Anprall sind nicht Teil dieser Arbeit. In Abbildung 2 ist die beabsichtigte Nutzung dargestellt.



Abbildung 2: Übersicht der Nutzlasten

Tragwerkskonzepte und AxisVM-Modell

Tragwerkskonzept Aufstockung

In der ersten Phase wird eine geeignete Tragwerksstruktur ermittelt. Hierbei werden die tragenden Elemente der Aufstockung identifiziert, die als Basis für die Abfangkonstruktion dienen. Tragende Wände und Stützen werden eingezeichnet und an erforderlichen Stellen mit Unterzügen ergänzt, um zu grosse Spannweiten zu vermeiden. Anhand des ermittelten Konzepts (vergl. Abb. 3) wird der Lastabtrag berechnet. Der zu bemessende Bereich wird in Einzugsflächen eingeteilt, um den Lastabtrag über alle Geschosse der Aufstockung bis zur eigentlichen Abfangkonstruktion berechnen zu können. In der zweiten Phase werden die in der ersten Phase ermittelten Lasten zur Bestimmung der eigentlichen Tragwerksstruktur der Abfangkonstruktion herangezogen. Zudem wird die Platzierung der Aufstockung auf dem bestehenden Gebäude analysiert, um die optimale Geometrie der Abfangkonstruktion zu ermitteln.



Abbildung 3: mögliche tragende Struktur im festgelegten Perimeter

Tragwerkskonzept Abfangkonstruktion

Das Tragwerkskonzept der Abfangkonstruktion basiert auf den Auflagern der Stützen und Wände des bestehenden Gebäudes sowie den einwirkenden Kräften der tragenden Struktur der neuen Aufstockung. Primärträger verbinden die wesentlichen tragenden Elemente des bestehenden Gebäudes und leiten die Lasten der Aufstockung auf die tragende Struktur des bestehenden Gebäudes weiter. Die Sekundärkonstruktion bildet den äusseren Perimeter der Aufstockung und trägt die massgeblichen Lasten der Aufstockung, die sie auf die Primärkonstruktion überträgt. Tertiärträger fangen die restlichen Lasten im Inneren der Aufstockung ab und leiten sie weiter. Das Ziel der Abfangkonstruktion ist es, die Lasten des Neubaus zu tragen und sicher bis in die Fundamente zu leiten. In Abbildung 5 ist die Abfangkonstruktion Gelb dargestellt, während die roten Stützen die bestehenden tragenden Elemente repräsentieren.

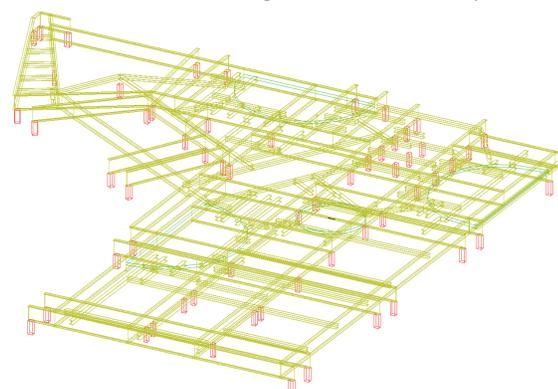


Abbildung 4: Übersicht Tragwerkskonzept

AxisVM-Modell

In der dritten Phase der Arbeit wird die finale Abfangkonstruktion einschliesslich der zugehörigen Lasten im AxisVM-Modell modelliert. Dies ermöglicht eine detaillierte Analyse der Stäbe, indem einerseits die Schnittkräfte berechnet und andererseits potenzielle Problemstellen identifiziert werden. In der vierten Phase werden zur Verfeinerung der Konstruktionsdetails und zur Entwicklung möglicher Lösungsstrategien für identifizierte Problempunkte vertiefte Analysen an ausgewählten Stellen durchgeführt. Zwei verschiedene Trägertypen werden exemplarisch zur Lösungsfindung verwendet. Es werden Berechnungen zur zulässigen Spannung überprüft und Spannungsüberschreitungen an verschiedenen Problemstellen (vergl. Abb. 5 und 6 rot gekennzeichnet) festgestellt. Zur Optimierung werden diese Stellen durch steifere Träger ersetzt.

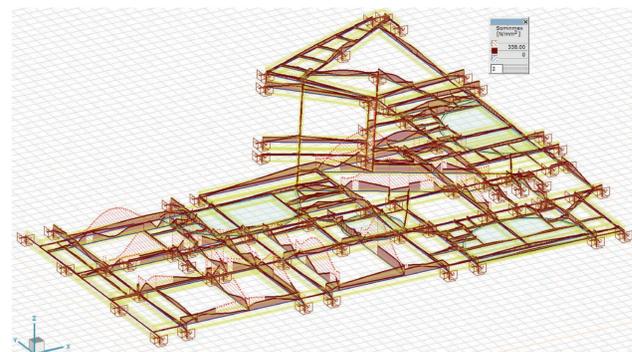


Abbildung 5: Problemstellen 3D-Ansicht

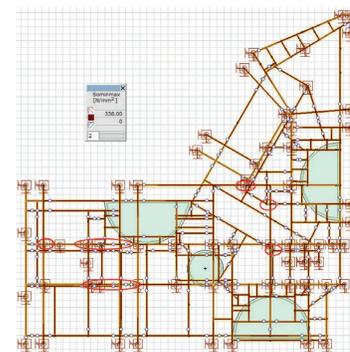


Abbildung 6: Problemstellen Grundriss

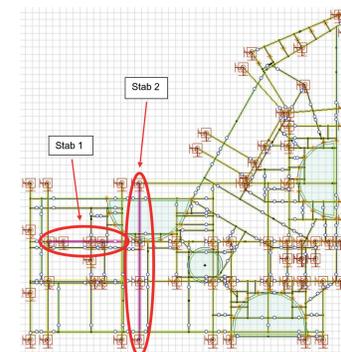


Abbildung 7: Stäbe der Profilmachweise

Ergebnisse und Fazit

Nachweise

Die fünfte Phase der Arbeit hat die Zielsetzung zwei konkrete Träger genauer zu analysieren: Ein Träger an einer Problemstelle (Stab1) und ein Durchlaufträger der Primärkonstruktion (Stab2). Die Stäbe sind in Abbildung 7 (Übersicht), 8 und 9 (Ansicht) ersichtlich. Die Profilmachweise erfolgen gemäss SIA 263. Sowohl Tragsicherheits- als auch Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden geführt. Da es sich um ein Vorprojekt handelt, werden die Nachweise tendenziell konservativ geführt und die Profile nicht zu 100 % ausgenutzt.

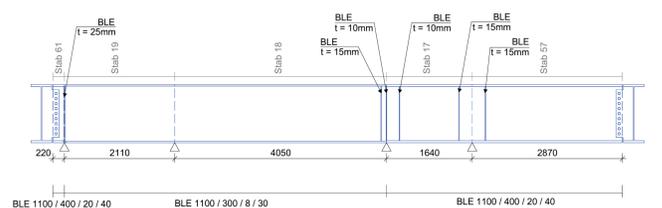


Abbildung 8: Ansicht Stab 1

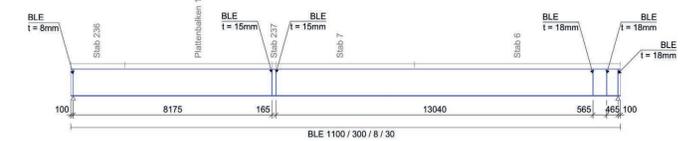


Abbildung 9: Ansicht Stab 2

Plausibilisierung

Zur Plausibilisierung der berechneten Nachweise wird das AxisVM-Tool „Stabbemessung“ eingesetzt, um den Träger von Stab 1 genauer zu analysieren. Der Querkraftnachweis des AxisVM-Tools erweist sich als fehlerhaft, da das Programm die gewünschten Schubfelder nicht erkennt. Daher wird in einem weiteren Schritt ein Schalenmodell erstellt. Weitere Plausibilisierungen erfolgen mithilfe des Schalenmodells zur Validierung der berechneten Nachweise. In Abbildung 10 ist eine solche Berechnung des Schalenmodells dargestellt.

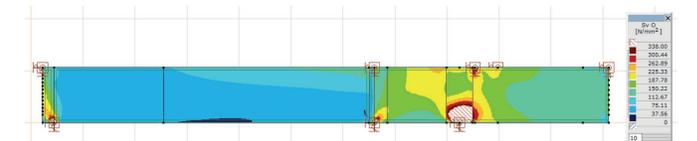


Abbildung 10: Schalenmodell

Fazit

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass der methodische Ansatz zur Dimensionierung der Abfangkonstruktion für die Aufstockung des ehemaligen Bankgebäudes äusserst erfolgreich ist. Besonders positiv ist die gleichzeitige Entwicklung von Lösungsansätzen und Fach-Know-how im Bereich Stahlbau. In dieser Arbeit wird ein konkreter und praxistauglicher Konstruktionsvorschlag, erarbeitet der neben seiner direkten Anwendbarkeit wertvolle Einblicke und Lösungsansätze für ähnliche Bauprojekte liefert.



Hochhaus mit ultraschlanken Fassadenstützen in Stahlbauweise



Bachelorarbeit → QR Code scannen
Passwort: BA2024

Ausgangslage

Gegenstand dieser Arbeit ist die Planung eines neuen Bürohochhauses in der Stadt Zürich. Das Gebäude hat eine Grundrissfläche von 36 x 36 m und eine Höhe von 110 m. Ein besonderer Anspruch des Entwurfs ist eine ultraschlanke Fassade mit möglichst schmalen Stützenprofilen und weiten Stützenabständen. Um dies zu erreichen, wird ein Tragsystem mit auskragenden Abfanggeschossen und einer Aufhängung bzw. Vertikalvorspannung der Fassadenstützen vorgeschlagen. Ziel ist es, die Lasten von den Stützen auf den Kern zu verlagern. In den fachwerkartigen Abfanggeschossen sollen die Technikzentralen integriert werden. In Abbildung 1 ist eine Ansicht des Bürogebäudes mit begrünten Terrassen ersichtlich.



Abbildung 1: Ansicht

In Abbildung 2 ist der Grundriss aus dem 17. OG abgebildet. Entlang der Fassade verlaufen mit einem gleichmässigen Abstand von 8.75 m die Fassadenstützen und in der Mitte ist der Gebäudekern ersichtlich. In Abbildung 3 ist der Verlauf der Fassadenstützen rot eingefärbt und die Abfanggeschosse sind grün dargestellt.

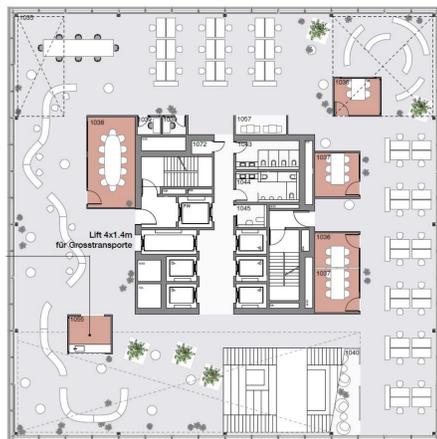


Abbildung 2: Grundriss 17. Obergeschoss

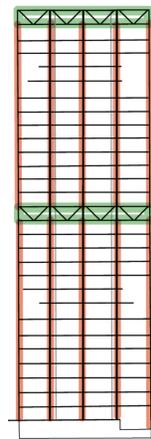


Abbildung 3: Stützen

Grundlagen und Vorgehen

Als Grundlagen dienen die abgegebenen Architekturpläne, ein geologischer Bericht, SIA-Normen und Stahlbautabellen. Nachweise werden mit Handrechnungen und dem Statik Programm AxisVm durchgeführt. Zur Bestimmung eines Konzeptes werden Variantenstudien durchgeführt, woraus eine Bestvariante bestimmt wird.

Einwirkungen

Für die Bemessung des Bürohochhauses müssen vertikale wie auch horizontale Einwirkungen berücksichtigt werden. Besonders Wind als horizontale Einwirkung ist in diesem Projekt eine massgebende Belastung. Damit das Gebäude aufgrund von Windlasten nicht umkippt, ist es wichtig, dass die vertikalen Lasten wie Eigengewicht, Auflasten und Nutzlasten genügend schwer sind, damit das Gebäude am Fusspunkt möglichst überdrückt bleibt und somit nicht umkippt.

Variantenstudium Tragwerk

Damit möglichst schlanke Stützenquerschnitte realisierbar sind, muss ein geeignetes Tragwerk geplant werden. Dies wird im Rahmen eines Variantenstudiums untersucht und in den folgenden Abbildungen aufgezeigt. Die unten ersichtlichen Vektoren repräsentieren Zuglasten in Grün und Drucklasten in Rot.

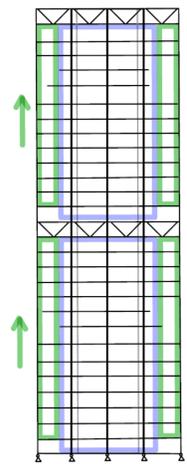


Abbildung 4: Variante 1

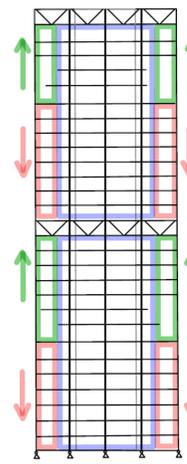


Abbildung 5: Variante 2

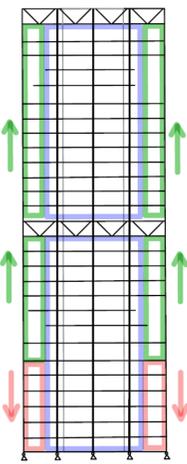


Abbildung 6: Variante 3

In Variante 1 wird die gesamte Fassade vertikal vorgespannt und an den beiden fachwerkartigen Abfanggeschossen aufgehängt. Dadurch sind die Fassadenstützen im Vergleich zu Variante 2 und 3 nicht auf Druck belastet, womit schlankere Stützen realisierbar sind. Die Wahl fällt somit auf die Tragwerksvariante 1.

Stützen und Abfanggeschoss

In einem Variantenstudium werden mögliche Stützenquerschnitte miteinander verglichen. Die Stütze soll möglichst hohe Zuglasten im Nutzungszustand und Drucklasten im Bauzustand aufnehmen können. Ausserdem muss dabei der Stützenquerschnitt so schlank wie möglich bleiben. Des Weiteren muss ein Fachwerk geplant werden, welches die hohen Lasten aus den Stützen aufnehmen und an den Gebäudekern weitergeben kann.

Resultate: Vertikaler Lastabtrag

Aufgrund der gewählten Tragwerksvariante werden die Stützen, wie in Abbildung 7 ersichtlich, ausschliesslich auf Zug und der Gebäudekern, in Abbildung 8, auf Druck belastet. Die Lasten aus den Stützen werden in das Fachwerk im Abfanggeschoss geleitet, worauf diese durch das Kopplungsfachwerk in den Kern und von da in den Baugrund geführt werden.

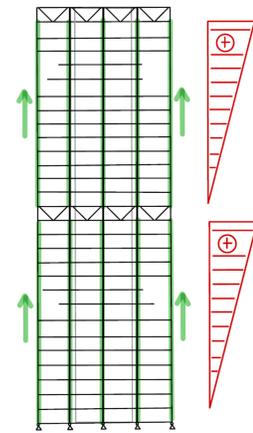


Abbildung 7: Zugkräfte vertikal

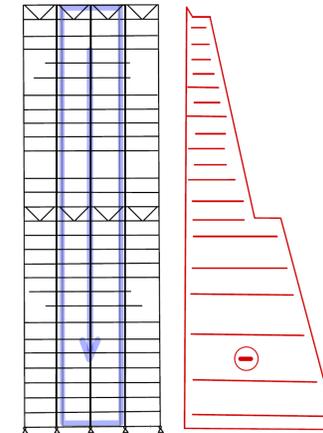


Abbildung 8: Druckkräfte vertikal

Resultate: Stützenquerschnitt

Aus dem Variantenstudium geht die Verbundstütze Atlant mit einem Querschnitt von 20/20 cm als bestmögliche Variante für schlanke Stützenquerschnitte hervor. Damit der Querschnitt möglichst schlank bleiben kann, wird eine Stahlqualität des Stützenkerns in S690 benötigt. Während dem Bau wird die Stütze auf Druck belastet, weshalb ein Betonverbund sinnvoll ist. In Abbildung 9 ist der geplante Stützenquerschnitt abgebildet.

Aufbau der Atlant Stütze:

1. RND-Kern 140 mm in S690
2. FLA-Blech 25/18 mm in S690
3. Beton C45/55
4. RRW-Mantel 200/200/5 mm

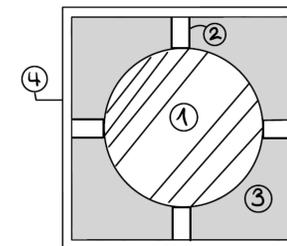


Abbildung 9: Stützenquerschnitt

Die Verbundstütze mit 20/20 cm Querschnitt kann die herrschenden Druckkräfte im Bauzustand nicht vollständig aufnehmen, weshalb zusätzliche Bausprieße für folgende ermittelte Geschossdecken zum Einsatz kommen müssen. Sprießen: EG, 1.OG, 2.OG, 3.OG, 15.OG

Wobei die Sprieße nach Fertigstellung des Abfanggeschosses wieder entfernt werden können.

Resultate: Abfanggeschoss

Das Fachwerk, welches die Fassadenstützen trägt und gleichzeitig die Lasten dieser in den Gebäudekern abträgt wird in HD-Profilen ausgeführt. Druckbelastete Fachwerkelemente werden zusätzlich mit Betonverbund verstärkt. Die Fachwerkurte werden direkt in die Decken und Kernwände einbetoniert. In der folgenden Abbildung ist das Auslegerfachwerk in der Ansicht (ohne Decken) ersichtlich.

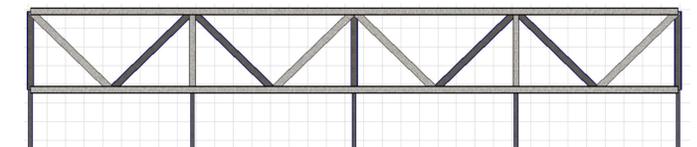


Abbildung 10: Ansicht Fachwerk mit aufgehängten Fassadenstützen

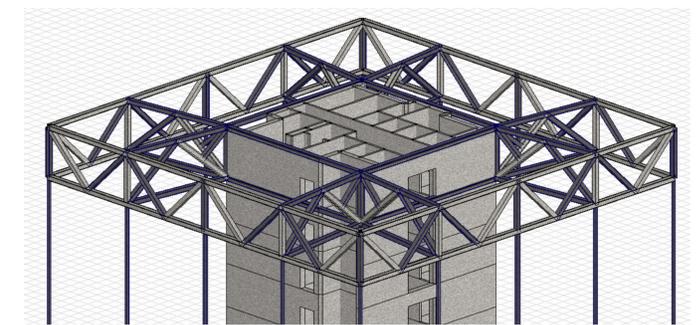


Abbildung 11: 3D Modell Fachwerk Abfanggeschoss mit Betonkern (ohne Decken)

In Abbildung 11 sieht man am äusseren Rand das Auslegerfachwerk, welches mit acht Kopplungsfachwerken an den Gebäudekern angeschlossen wird. Die Kopplungsstreben werden durch diesen Aufbau sehr grossen Zug- und Druckkräften ausgesetzt.

Fazit und Ausblick

Die vertikal vorgespannten Fassadenstützen können mit einem Querschnitt von 20/20 cm realisiert werden, womit das Ziel möglichst schlanke Fassadenstützen zu entwerfen, erreicht wurde. Für das Vorprojekt müssen jedoch noch diverse Nachweise geführt werden. Im Bericht ist ein Nachweisverzeichnis aufgeführt, welches die geführten und noch zu führenden Nachweise auflistet. In Abbildung 12 ist das fertig modellierte Gebäude aus dem Statik Programm Axis ersichtlich.

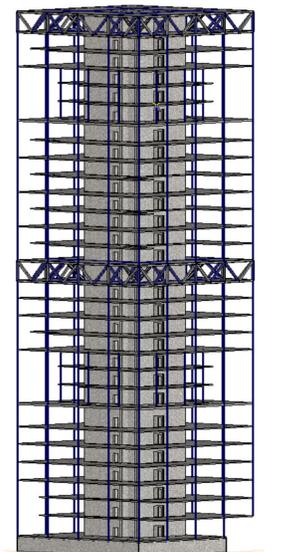


Abbildung 12: Gebäude Modell



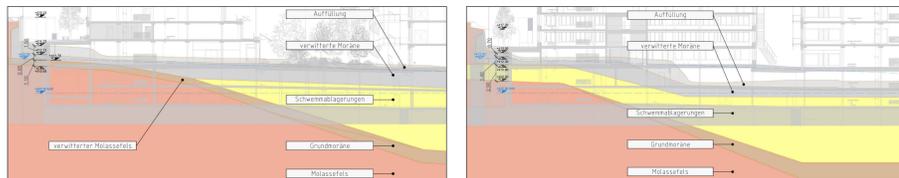
Ausgangslage

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit wurde ein detaillierter Vorprojekt für die Baugrube des Neubaus „Beugenhof“ in Meilen/ZH erstellt. Auf der Parzelle mit der Kataster-Nummer 11516 wird ein Komplex errichtet, dass aus drei neue Gebäude besteht. Die neuen Gebäude wurden für Wohnungen und Gewerbeflächen in den Obergeschossen genutzt, während die zwei Untergeschosse für die Parkierung und Technik/Lager genutzt wurden. Dies Vorprojekt bezieht sich nur auf den geotechnischen Aspekten einer Baugrubensicherung hangaufwärts gegenüber der SBB mit dem Schutzgerüst im nördlichen Bereich von der Baugrube. Der Stützmauer der SBB-Gleisanlagen und die Kanalisationsleitung, die zwischen den Stützbauwerken der SBB und den Bauvorhaben ist, bleiben bestehen.

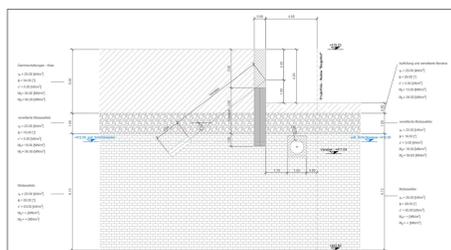


Geologie

Dank des geologischen Berichtes von Ingenieurbüros «Dr. Vollenweider AG» ist es möglich, den Bodenaufbau im Bereich der neue Bau zu bestimmen. Die erste Schicht des Untergrundes bestehen aus Auffüllungen. Weiter in der Tiefe ist eine Schicht aus Verwitterte Moräne vorhanden. Im Nordosten liegt UK-Bodenplatte im harten Verwitterter Molassefels. In den anderen Bereichen liegt UK-Bodenplatte im Schwemmlagerungen. Weiter in der Tiefe sind Gesunder Molassefels vorhanden.

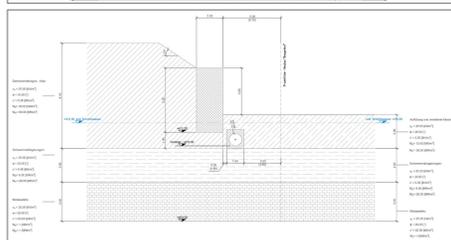


Massgebende Schnitte



Es wurden zwei Abschnitte für die Bemessung untersucht.

Das obere Modell zeigt die Situation auf dem nordwestlichen Bereich der Baugrube. In diesem Bereich befindet sich die bestehende Mauer von SBB auf Bohrpfehlen mit einer bestehenden Verankerung. Der minimale Abstand zwischen der Kanalisation und den Neubau „Beugenhof“ beträgt 0.6 Metern.



Das untere Modell zeigt die Situation auf dem nordöstlichen Bereich der Baugrube. In diesem Bereich befindet sich nur die bestehende Mauer von SBB. Der minimale Abstand zwischen der Kanalisation und den Neubau „Beugenhof“ beträgt 3.2 Metern.

Aufgrund einer vertieften Analyse der beiden Modelle wurde es jedoch nur das untere Modell für die Dimensionierung berücksichtigt.

Variantenstudium

Es wurden verschiedenen Varianten untersucht, um die beste Lösung zu finden. Anhand von einer genauen Betrachtung der Vor- und Nachteile der jeweiligen Systeme kann die Bestvariante ermittelt werden. Für die Wahl des geeigneten Baugrubenabschlusses wurden die Abschlussvarianten anhand von den Kriterien Grundwasserschutz, Bauvorgang und Bauzeit, Ausführbarkeit, Dichtigkeit, Deformationen und Setzungen, Gesamtwirtschaftlichkeit, Emissionen gegenübergestellt. Die Kriterien wurden zudem mit Faktoren "Ungeeignet" bis "Sehr geeignet" gewichtet.

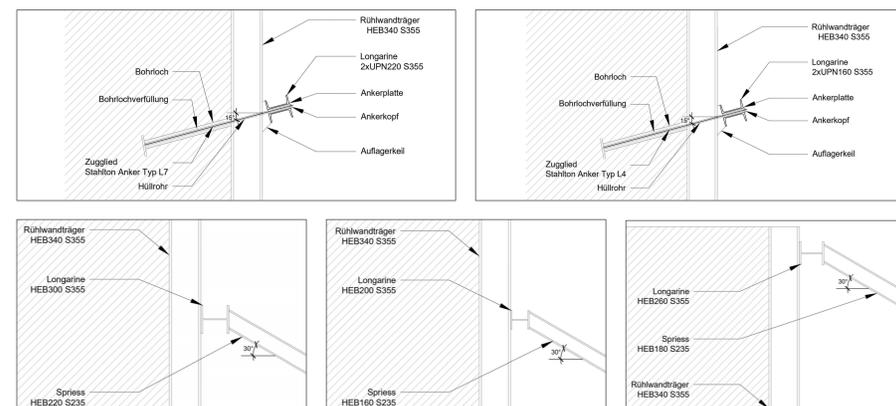
Kriterien	Ausführbarkeit	Dichtigkeit	Deformationen und Setzungen	Grundwasserschutz	Emissionen	Gesamtwirtschaftlichkeit	Bauvorgang und Bauzeit	Bewertung
Frei Böschung	1	1	1	4	3	4	4	32.00
Nagelwand	2	2	1	3	4	3	3	36.00
Spundwand nicht abgestützt	1	4	1	2	1	3	1	29.00
Spundwand abgestützt	1	4	3	2	1	3	1	37.00
Rühlwand	4	2	3	4	1	2	2	44.00
Schlitzwand	1	4	4	1	2	1	1	39.00
Bohrpfahlwand Aufgelöst	3	1	3	2	3	2	2	38.00
Bohrpfahlwand Sekante/Tangierend	3	1	3	1	3	2	2	36.00
Bohrpfahlwand Überschritten	3	3	3	2	3	2	2	44.00
Elementwand	2	1	3	2	4	1	3	37.00

Besonders auf der Nordseite der Baugrube müssen die Deformationen und Setzungen aufgrund der Nähe zur Bahnstrecke eingeschränkt wuden. Die Gleise wurden bei einer zu grosse Deformation oder Setzung des Untergrunds gefährdet und der Betrieb verhindert. Die Ausführbarkeit ist aufgrund des begrenzten Platzes zwischen der Kanalisation und den Neubau wichtig. Das Resultat zeigt nach der Bewertungsmatrix, dass die Rühlwand und die Bohrpfahlwand Überschritten die besten Lösungen sind. Die Auswertung zeigt nach der Analyse der zwei Varianten, dass die Rühlwand eine optimale Wahl darstellt.

Wasserhaltung

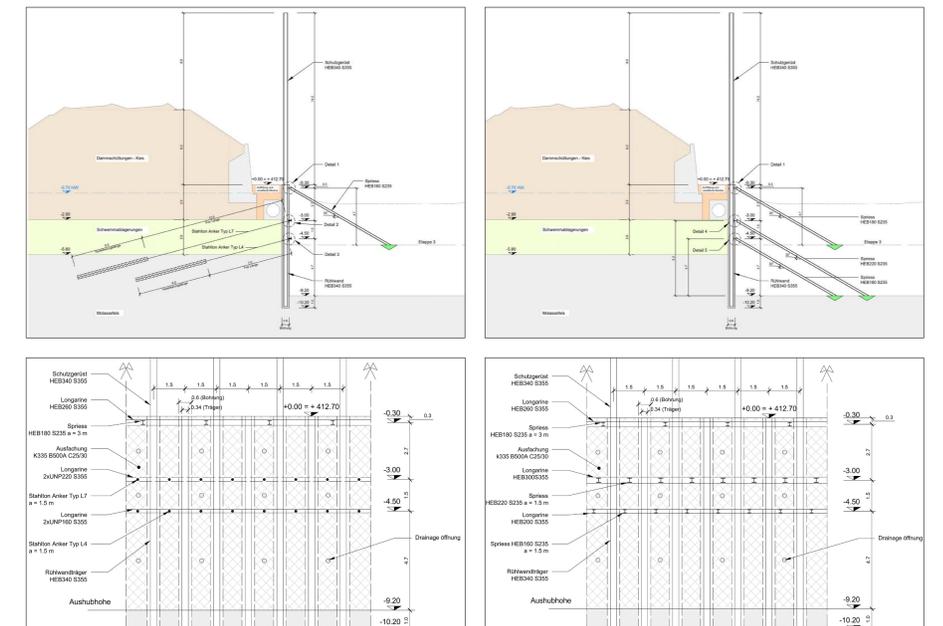
Wegen des Hochwassers für die Dichtigkeit ist eine geeignete Baugrubensicherung und eine Senkung des Grundwasserspiegels notwendig. Im nördlichen Teil ist kein Wasser vorhanden und im Falle von Hochwasser werden die Rühlwände mit Drainageöffnungen versehen, um die Wand zu entlasten. Entlang der Baugrubensicherung wird eine Drainage eingerichtet, um mögliches Wasser mit Hilfe eines erdverlegten Leitungssystems und Pumpen aufzufangen.

Details



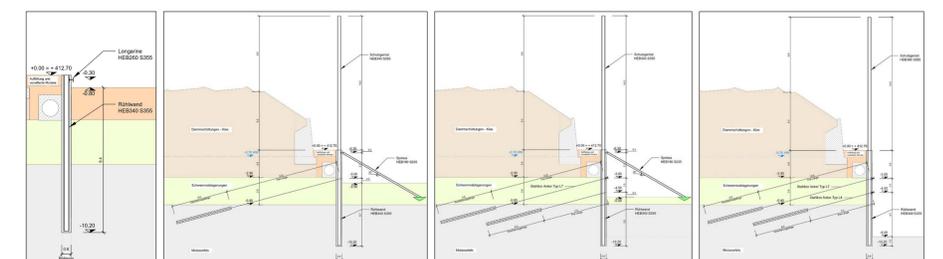
Baugrubenabschluss

Die gebohrte Rühlwand wurde als aufgelegter, zwei abgestützter Baugrubenabschluss bemessen. Aufgrund der engen Platzverhältnisse wurden die Austauschbohrungen mit einer Breite von 0.6 Metern vorgesehen, um die Rühlwände unterhalb der Felschicht zu positionieren. Die Anker müssen unterhalb der Kanalisation liegen. Der Abstand zwischen die Abstützungen beträgt von 1.5 Metern, während der Abstand zwischen die Schutzgerüste 3 Metern beträgt. Bei den Abstützungen wurden Longarine vorgesehen, um die Verankerungskraft gleichmässig auf die Rühlwand zu verteilen. Der Baugrubenabschluss wurde als abgestützte Rühlwand mit zwei Anker für nordwestlichen Bereich geplant und das nordöstliche Bereich wurde als abgestützte Rühlwand mit zwei Spriessungen geplant. Die Verankerungen haben eine Neigung von 15° und die Spriessungen haben eine Neigung von 30°. Entlang des gesamten nördlichen Teils wurde es auch die Spriessungen am Rühlwandkopf mit einer Neigung von 30° gebaut, um die Deformationen zu reduzieren. Der Abstand zwischen die Spriessungen am Rühlwandkopf beträgt 3 Metern.



Baublauf

Nach der Verwendung von die Austauschbohrungen wurden die Rühlwände HEB340 S355 in dem Boden eingebracht. Der Bauablauf wurde in vier Aushubetappen ausgeführt. Am Anfang wurden die Spriessungen HEB180 S235 am Rühlwandkopf in der ersten Etappe montiert. In der zweiten Etappe wurden die Anker L7 und/oder die Spriessungen HEB220 S235 montiert. Nachdem die zweite Etappe ausgehoben wurde, konnte die Schutzgerüste HEB340 S355 montiert wurden. In der zweiten Etappe wurden die Anker L4 und/oder die Spriessungen HEB160 S235 montiert. Die Spriessungen HEB180 S235 am Rühlwandkopf wurden auch demontiert. Danach konnte der Aushub auf die Baugrubensohle in der vierten Etappe erfolgen. Nachfolgend wurde der Bauablauf der Anker dargestellt:





Ausgangslage

Projektbeschreibung

Der Streckenabschnitt Opfikon – Kloten wird sowohl von der S-Bahn als auch vom Güterverkehr intensiv genutzt. Die Angebotsziele sehen hier einen Viertelstundentakt im Personenverkehr sowie 6-8 Trassen pro Stunde für den Güterverkehr vor. Auf der bestehenden einspurigen Bahninfrastruktur ist es jedoch nicht möglich, dieses Angebot abzuwickeln. Deshalb ist ein Ausbau auf Doppelspur erforderlich. Im Rahmen des Ausbaus STEP AS 2035 soll die Engpassbeseitigung im Korridor Opfikon Riet – Kloten erfolgen. Aufgrund der notwendigen Verbreiterung der Bahnanlage wird zur Sicherung des bestehenden Einschnitts von km 9.050 bis 9.600 ein neues Stützbauwerk benötigt, was der Plan 3 von 3 in der Abbildung 1 entspricht. Die bestehende Böschung weist unterschiedliche Höhen und Längen auf. Daher wurde entschieden, das Stützbauwerk und der Baugrubenabschluss je nach Böschungsart zu dimensionieren, während die Fundamenttiefe des Stützbauwerks immer unterhalb der Trasse bleibt. Das Ziel dieser Arbeit ist es, das Stützbauwerk und den Baugrubenabschluss zu dimensionieren, die statischen Nachweise zu erfüllen sowie die Sicherheit und Stabilität sicherzustellen.

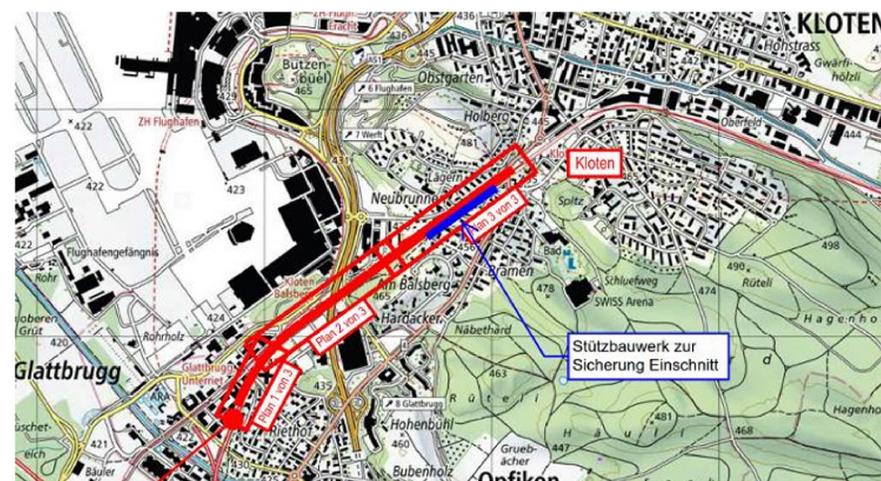


Abbildung 1: Übersichtplan

Massgebende Bemessungsschnitte

Es wurden zwei Abschnitte für die Bemessung betrachtet. Die erste Situation (km 9.420) wurde gewählt, da hier die steilste Böschung und sehr hohe Raumlast (überwiegend Hardwald-Schotter) vorliegen, was zu einer höheren Erdrücke führt. Die zweite Situation (km 9.217) weist eine sehr flache Böschung auf und der Boden (überwiegend künstliche Aufschüttung) hat geringere Werte als in der ersten Situation. Die Unterteilungen der zwei Typen und das Etappierungskonzept sind in der Abbildung 4 ersichtlich.

Einwirkungen

Die Stützmauer wurde nur mit dem aktiven Anteil des Erddrucks und dem passiven Erddruck nur bis Oberkante des Talfundaments berechnet. Zusätzlich wurde der Verdichtungsdruck infolge der Hinterfüllung hinter der Stützmauer als Einwirkung berücksichtigt. Die Bahnlasten sowie die Schienen wurden nicht betrachtet, da später ersetzt werden und die Struktur immer die Stabilität gewährleisten soll. Der Baugrubenabschluss wurde nur mit dem aktiven und passiven Erddruck berechnet.

Variantenstudium

Stützbauwerk

Ziel dieses Variantenstudiums ist es, sich für eine erste Stossrichtung zu entscheiden. Für das Projekt Stützbauwerk Opfikon - Kloten wurden 5 permanente Stützbauwerke vorgestellt, die Schwerkemur, die Winkelstützmauer ohne und mit Talfondament, die Gabionen und die Bewehrte Erde. Mittels einer Nutzwertanalyse wurden die Schwerkemur und die Winkelstützmauer mit Talfundament als mögliche Kandidaten ausgewählt. Die Bewertung der Varianten ist in der Abbildung 2 zu sehen. Nach den Berechnungen von Hand und mit Larix wurde die Winkelstützmauer mit Talfundament als statisch und wirtschaftlich beste Variante festgelegt.

Nutzwertanalyse Stützbauwerke						
Bewertungskriterien	Schwerkemur	Winkelstützmauer ohne Talsporn	Winkelstützmauer mit Talsporn	Gabionen/Steinkörbe	Bewehrte Erde	Gewichtung
Kosten	2	2	2	3	4	1
Steifigkeit	4	4	4	2	1	3
Umweltauswirkung	2	2	2	4	4	1
Bauzeit	3	2	2	4	4	1
Langlebigkeit	4	4	4	2	1	2
Wartungsaufwand	4	4	4	2	1	2
Gleiten und Kippen	2	3	4	1	3	2
Ästhetik	2	2	2	4	4	1
Gesamtpunktzahl	41	42	44	31	29	

Abbildung 2: Nutzwertanalyse Stützbauwerke

Baugrubenabschluss

Ziel dieses Variantenstudiums ist es, sich für eine erste Stossrichtung zu entscheiden. Für das Projekt Stützbauwerk Opfikon - Kloten wurden 5 temporäre Baugrubenabschlüsse vorgestellt, die abgestützte Spundwand, die abgestützte Rühlwand, Schlitzwand, Bohrpfahlwand und Nagelwand. Die Vor- und Nachteile werden aufgezählt und mittels einer Matrix verglichen. Mittels einer Nutzwertanalyse und die Kandidaten sind die Spundwand und Rühlwand abgestützt ausgewählt. Die Ergebnisse der Bewertung sind in der Abbildung 3 ersichtlich. Nach den Berechnungen von Hand und mit Larix wurde als Bestvariante die abgestützte Rühlwand festgelegt.

Nutzwertanalyse Baugrubenabschlüsse						
Bewertungskriterien	Spundwand abgestützt	Rühlwand abgestützt	Schlitzwand	Bohrpfahlwand	Nagelwand	Gewichtung
Kosten	2	3	1	1	4	2
Steifigkeit	3	4	4	4	1	3
Umweltauswirkung	2	1	2	2	3	2
Bauzeit/Bauvorgang	3	2	1	1	2	2
Wasserdichtigkeit	4	1	4	2	1	1
Setzungen/Erschütterungen	3	4	4	4	1	3
Platzbedarf Baugrubenabschluss	3	2	1	1	2	3
Gesamtpunktzahl	45	43	39	37	31	

Bewertungskriterien: 1 = ungeeignet // 2 = genügend geeignet // 3 = geeignet // 4 = sehr geeignet
 Gewichtung: 1 = schwache Gewichtung // 2 = mittlere Gewichtung // 3 = starke Gewichtung

Abbildung 3: Nutzwertanalyse Baugrubenabschlüsse

Etappierungskonzept

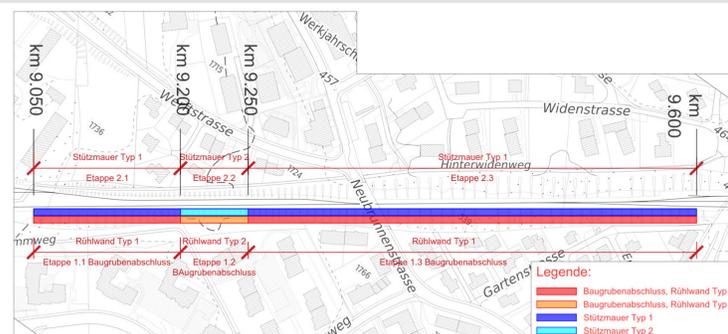


Abbildung 4: Etappierungskonzept

Ergebnisse

Baugrubenabschluss

Das ausgewählte statische System ist eine abgestützte, ausgelegte Rühlwand (gebohrte Rühlwandträger). Für das System Typ 1, das eine Aushubhöhe von über 8,5 Metern aufweist, wurde ein System mit zwei Ankerlagen gewählt, um die Verformungen, das Profil des Stahlträgers und die Einbindetiefe zu reduzieren. Für das System Typ 2, das eine Aushubhöhe von 7,5 Metern hat, wurde ein System mit einer Ankerlage gewählt. Die Ankerlage des Systems Typ 2 wird in einem Abstand von 2,5 Metern von der Kopfplatte des Trägers und mit einer Neigung von 25 Grad gesetzt, um in der Hardwald-Schotter-Schicht und nicht in der künstlichen Aufschüttung, die eine unzureichende Tragfähigkeit aufweist, zu verankern. Im Längsschnitt haben die Profile sowie die Anker einen Abstand von jeweils 2,00 Metern, und die Anker werden immer in der Mitte der Ausfuchung verankert. Die folgende Abbildungen 5, 6, 7 und 8 zeigen die Resultate des Baugrubenabschlusses.

Rühlwand		
HEB 300 Stahl 235	Baugrubenabschluss Typ 1 und 2	$f_{td} = 235 \text{ MPa}$ $E_s = 210 \text{ GPa}$ $I_s = 251.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Longarine		
2xUNP 300	Baugrubenabschluss Typ 1	$f_{td} = 235 \text{ MPa}$ $E_s = 210 \text{ GPa}$ $W_s = 535 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $I_s = 80.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
2xUNP 240	Baugrubenabschluss Typ 2	$f_{td} = 235 \text{ MPa}$ $E_s = 210 \text{ GPa}$ $W_s = 300 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $I_s = 36.0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Abbildung 5: Materialisierung Rühlwand

Anker		
Anker Typ L7 Für die erste und die zweite Lage	Baugrubenabschluss Typ 1	$P_{ak} = 1302 \text{ kN}$ (Bruchkraft) $P_{pr} = 947.6 \text{ kN}$ (Prüfkraft) $A_s = 700 \text{ mm}^2$ Gesamte Ankerlänge = 14 m
Anker Typ L4	Baugrubenabschluss Typ 2	$P_{ak} = 744 \text{ kN}$ (Bruchkraft) $P_{pr} = 544 \text{ kN}$ (Prüfkraft) $A_s = 400 \text{ mm}^2$ Gesamte Ankerlänge = 13.5 m
Ausfuchung		
Beton C25/30 $C_{min} = 55 \text{ mm}$ Lagermatten Nr. 00317113	Baugrubenabschluss Typ 1 und 2	$A = 424 \text{ mm}^2/\text{m}$ (B500A) $D_s = 300 \text{ mm}$ (Typ 1) $D = 200 \text{ mm}$ (Typ 2)

Abbildung 6: Materialisierung Rühlwand

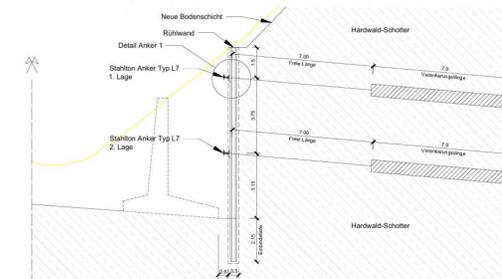


Abbildung 7: Rühlwand Typ 1

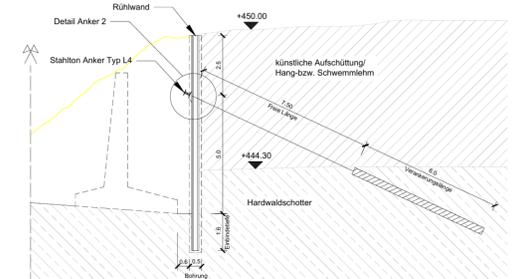


Abbildung 8: Rühlwand Typ 2

Winkelstützmauer

Durch die Dimensionierung wurden die ausreichenden Abmessungen ermittelt. Da das Hardwald-Schotter in der Situation Typ 1 höhere Werte aufweist als in der Situation Typ 2, benötigt die Struktur grössere Abmessungen. Durch die Berechnungen mit Larix wurde entschieden, die Länge des Hangfundaments einfach auf 2,5 m zu verlängern, im Vergleich zu 2,1 m in der Situation Typ 2. Die Stützmauer Typ 1 ist in den Abbildungen 9 und 10 dargestellt. Um die Anforderungen der ASTRA-Richtlinien zu erfüllen, hat die Sichtfläche eine Neigung von 1:10, und die Dicke des Fundaments sowie der Mauer beträgt durchgehend 50 cm, ausser im Bereich zwischen dem Fundament und der Mauer, der eine Breite von 1 Meter aufweist. Auch die minimalen Neigungen werden eingehalten. Das Fundament wurde geneigt dimensioniert, um einen besseren Kipp- und Gleitwiderstand der Stützmauer sicherzustellen. Das Abdichtungs- und Entwässerungssystem wurde ebenfalls entwickelt.

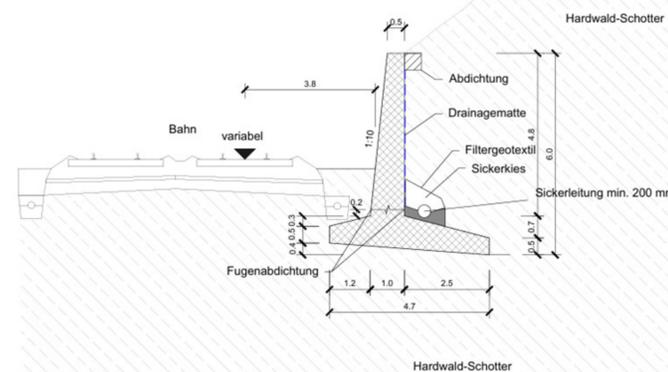


Abbildung 9: Winkelstützmauer Typ 1

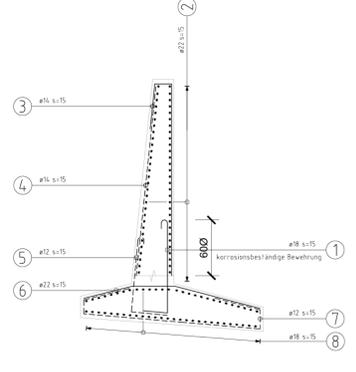


Abbildung 10: Bewehrungsskizze Winkelstützmauer Typ 1



Ausgangslage

Projektbeschreibung

Mitten in Winterthur soll das Wohnbauprojekt „Studentisches Wohnen Loki“ entstehen und Studierenden die Möglichkeit eines befristeten Wohnaufenthaltes bieten. Das neue Gebäude besteht aus 6 OGs und einem UG. Im Grundriss beansprucht das Gebäude eine Fläche von 18.2 m × 79.6 m; das Flachdach befindet sich ca. 20 m über OK-Terrain. Die Konstruktion (inklusive der Balkone) soll vorwiegend als Stahlbetonbau ausgeführt werden. Das Dach soll in Zukunft mit einer PV-Anlage ausgerüstet werden können. In den Obergeschossen befinden sich Wohnungen. Im Erdgeschoss (siehe Abb. 1) findet sich neben den Wohnungen noch ein Gemeinschaftsraum, während im Untergeschoss überwiegend Keller- sowie Technikräume zu finden sind.



Abb. 1: Grundriss EG

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit soll ein Vorprojekt für den Neubau aus Stahlbeton ausgearbeitet werden. Dazu sind in einem Variantenstudium mögliche Tragsysteme zu vergleichen, für die ausgewählte Lösung die statischen Berechnungen zu erstellen und das Ergebnis in Plänen und Skizzen darzustellen.

Grundlagen

Als Grundlagen dienten die SIA-Normen, die Aufgabenstellung sowie die Architekturpläne. Sowohl Grundrisse als auch Schnitte (siehe Abb. 1 und 2) wurden von der Architektur zur Verfügung gestellt zur Entwicklung des Tragsystems.

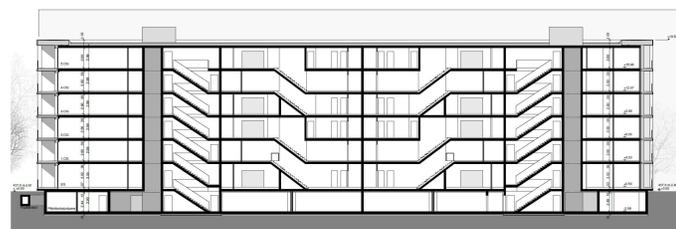


Abb. 2: Längsschnitt A-A

Vorgehensweise

Variantenstudium

In einem ersten Schritt wurde ein Variantenstudium für das Objektdurchgeführt. Ziel war es, verschiedene Möglichkeiten von Tragsystemen zu entwickeln und zu vergleichen. Dafür wurden verschiedene Kriterien wie Kosten, Flexibilität und Nachhaltigkeit bestimmt und untersucht. Ausschlaggebend für die Wahl der Variante waren schlussendlich die Mindestdeckenstärken, welche aufgrund der Leitungen in der Decke eingehalten werden mussten. Dadurch hat sich ein System mit grösseren Spannweiten angeboten.



Abb. 3: Tragsystem Erdgeschoss

Im oberen Bild ist das gewählte Tragsystem für das Erdgeschoss abgebildet. Der Treppenkern, die Wohnungstrennwände und die Fassade sind alle tragende Elemente und sorgen für den vertikalen Lastabtrag. Die Trennwände innerhalb einer Wohnung können frei gestaltet werden und ermöglichen so eine flexiblere Gestaltung des Grundrisses.

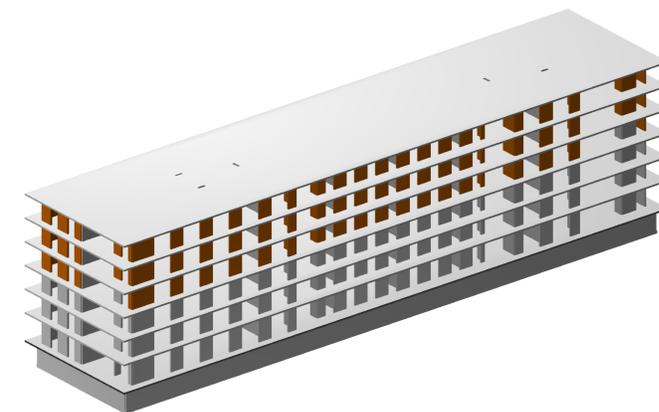


Abb. 4: Tragwerk in Cedrus

In Abbildung 4 wird das gesamte Tragwerk ersichtlich. Die Farben stehen für das Material. Während in den unteren Geschossen alles in Beton ausgeführt werden muss, kann ab dem 3. Obergeschoss die Fassade aus Backstein erstellt werden.

Ergebnisse

Bewehrungspläne

Mit den durchgeführten Berechnungen sowie der Analyse im Cedrus-Modell wurden anschliessend Bewehrungspläne erstellt. Aufgrund der hohen Deckenstärken reichte in den meisten Fällen die Mindestbewehrung. Die eingezeichneten Bewehrungen in Abbildung 5 zeigen die Stellen auf, an welchen die Grundbewehrung entweder ausgewechselt (schwarz) oder durch Zulagen ergänzt wird (rot).

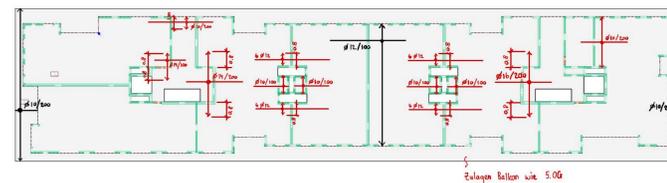


Abb. 5: Bewehrungsplan 3. Lage Decke EG

Durch die Regelmässigkeit der Geschosse konnten Regelgeschosse definiert werden. So können die Bewehrungspläne für mehrere Geschosse angewendet werden. Gleiches gilt für die Durchstanzbewehrung.

Erdbebenwände

Neben den Bewehrungsplänen für die Decken mussten auch Skizzen für die Bewehrung der Wände erstellt werden. Während die meisten Wände nur vertikal tragend sind und dadurch keine grossen Anforderungen haben, müssen die Erdbebenwände deutlich stärker bewehrt werden. Wie in der Bewehrungsskizze unten erkennbar, wird dies mit verstärkten Endzonen gewährleistet. Wichtig bei den Erdbebenwänden ist die Kraftübertragung der Längseisen. Die wird mittels einer genügenden Verankerungslänge oder Schraubbewehrung erreicht.

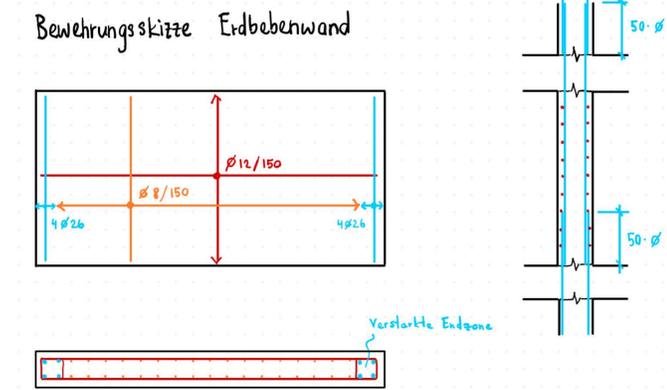


Abb. 6: Bewehrungsskizze Erdbebenwand EG

Fazit

Kostenschätzung

Auf der Grundlage der Bemessung wurde eine Kostenschätzung für das geplante Tragwerk erstellt. Dabei wurde sowohl die Menge an Bewehrung als auch die Menge an Beton aufgrund der Bemessung bestimmt. Infolgedessen konnte mit Einheitspreisen, welche auf Erfahrungswerten basieren, ein Preis bestimmt werden. Insgesamt wird das Tragwerk auf 2'800'000 CHF geschätzt.

Bauteil	Bewehrungsgehalt	Zuschlag	Bewehrungsgehalt total
Betonwand vertikal tragend	65 kg/m ³	+10 %	72 kg/m ³
Betonwand erdberührt	70 kg/m ³	+10 %	77 kg/m ³
Erdbebenwand	70 kg/m ³	+10 %	77 kg/m ³
Decke EG – 5. OG	42 kg/m ³	+30 %	55 kg/m ³
Decke UG	80 kg/m ³	+30 %	104 kg/m ³
Bodenplatte	125 kg/m ³ (Annahme aus Vorlesung Sem3)		

Abb. 7: Bewehrungsgehalt je Bauteil

Die Menge an Bewehrung wurde für jedes Bauteil aufgrund der Berechnungen abgeschätzt (siehe Abb. 7). Um Bügel, Stösse und Zulagen zu berücksichtigen, wurde jeweils ein Zuschlag dazu gerechnet.

Baubauablauf

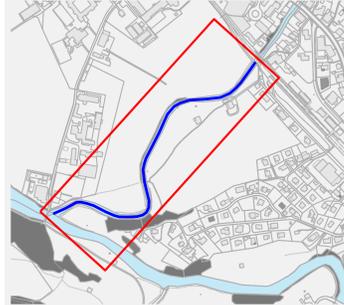
Zur Bestimmung der Bauzeit wurde ein Konzept für den Bauablauf bestimmt. Dabei mussten verschiedene Faktoren berücksichtigt werden. Unter anderem galt es, die Etappen für wasserdichte Bauteile so zu planen, dass möglichst wenig Risse entstehen können. Auch die mögliche Leistung einer Arbeitsgruppe wurde beim Erstellen der Etappierung berücksichtigt. So konnte auf der Basis der Annahmen und geplanten Etappen ein Bauzeitplan erstellt werden. Insgesamt wird die Bauzeit auf 9.5 Monate geschätzt, wobei gleich zwei Teams gleichzeitig an je einer Gebäudehälfte arbeiten. Dadurch kann eine effiziente und schnelle Bauzeit ermöglicht werden.

Herausforderungen

Die Bemessung des Mehrfamilienhauses erwies sich als anspruchsvolle Aufgabe. Auch bei der Erarbeitung des Tragkonzepts mussten viele Fakten berücksichtigt werden. Es erfordert viel Erfahrung, alles in einem frühen Stadium zu erkennen und zu berücksichtigen. Besonders das Untergeschoss wurde deutlich unterschätzt und forderte mehr Aufmerksamkeit als anfangs gedacht. Dadurch, dass die Fassade nicht auf den Aussenwänden im UG steht, mussten viele Stützen, Wände und auch Abfangscheiben ergänzt werden.



Ausgangslage



Die Luteren ist ein 10.4 km langer Nebenfluss der Thur, welcher sich im Obertoggenburg befindet. Diese soll im Bereich ihrer Einmündung in die Thur revitalisiert werden. In der Abbildung 1 ist der Projektperimeter zu sehen. Dieser beginnt bei der Brücke der Schweizerischen Südostbahn AG (SOB) und endet bei der Einmündung in die Thur.

Abb 1: Projektperimeter

Problemstellung

Im Rahmen der Bachelorarbeit sollen Massnahmen zur Aufwertung der Luteren zwischen der SOB-Brücke und der Thur ausgearbeitet werden. Diese Mündungsstrecke liegt innerhalb der vom Kanton ausgewiesenen Vorrangstrecke. Eine Aufwertung der Mündungsstrecke ist sinnvoll im Hinblick auf die weiter stromaufwärts geplanten Massnahmen zur Verbesserung der Längsdurchgängigkeit für Fische.

Situationsanalyse



In einem ersten Teil der Arbeit wurde eine Analyse der bestehenden Situation durchgeführt. Dafür wurde sich auf einer Feldbegehung ein erster Eindruck der bestehenden Begebenheiten verschafft. Diese Begehung wurde mittels Fotos, wie jenes in Abbildung 2, in einer Dokumentation festgehalten. Weiter wurde eine umfangreiche Situationsanalyse durchgeführt, bei der die Topografie, die bestehenden Bauwerke, Werkleitungen, die Raumplanung, Hochwasserrelevante Aspekte, der Ökomorphologische Zustand, Schutzgebiete, der Boden, Fauna und Flora und die Gewässerbiologie anhand der Erkenntnisse aus der Begehung und/oder anhand der vom Kanton St.Gallen zur Verfügung gestellten Informationen auf dem kantonalen geografischen Informationssystem (GIS), analysiert wurden.

Abb 2: Bild der Luteren bei der Feldbegehung

Modellierung des Ist-Zustands

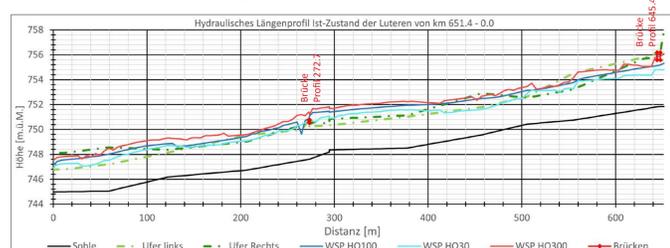


Abb 3: Hydraulisches Längenprofil Ist-Zustand

Die Modellierung des Fließgewässers wurde mit dem Programm HEC-RAS durchgeführt. Dafür wurden die Gerinnegeometrien in Form von Geländeaufnahmen zur Verfügung gestellt. Aus den Resultaten dieser Modellierung wurde ein Hydraulisches Längenprofil, wie es in Abbildung 3 zu sehen ist, erstellt. Dieses zeigt die auf, welche Schwachstellen die Luteren in Bezug auf die Gerinnekapazität aufweist.

Definieren des Ziel-Zustands

In einem nächsten Schritt wurden vorhandene Defizite und Entwicklungsziele formuliert. Eines der wichtigsten Ziele war es einen naturnahen Zustand herzustellen, in dem möglichst viele Lebensräume für die Fauna und Flora entstehen können. Dies kann vor allem durch die Förderung eines natürlichen ökomorphologischen Zustands erreicht werden. Weiter wurden Hochwasserschutzziele, Ziele für die Naherholung und Massnahmen für die vorhandenen Bauwerke und Ufersicherungen festgelegt.

Massnahmenplanung

Für die Massnahmenplanung wurden zwei Varianten ausgearbeitet. Diese unterscheiden sich vor allem im Eingriff, den sie auf die vorhandene Situation haben. Für die Varianten wurden Situationspläne und Normalprofile gezeichnet, um die Überlegungen in geeigneter Form darstellen zu können.

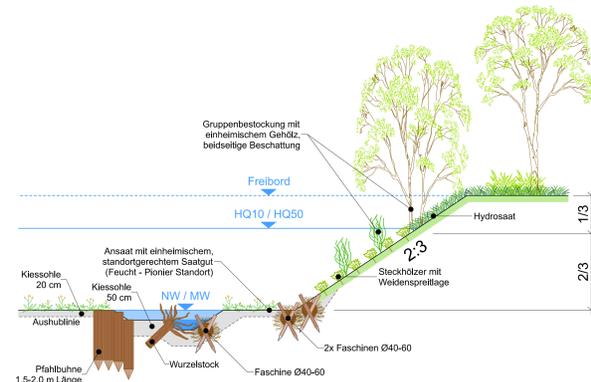


Abb 4: Normalprofil mit Böschung 2:3 aus Variante 1

Um bei der Variante 1 einen möglichst kleinen Einschnitt zu verursachen, wurde für den überwiegenden Teil des Projektperimeters entschieden, dass die Uferbereiche mit einer steilen Neigung von 2:3 ausgeführt werden sollen, wie sie in Abbildung 4 im Normalprofil dargestellt ist. Um das Gewässer trotzdem möglichst naturnah zu gestalten, wurde angedacht, die natürliche Sohlenbreite von 15 Metern, entlang des gesamten Projekts zu gewährleisten.

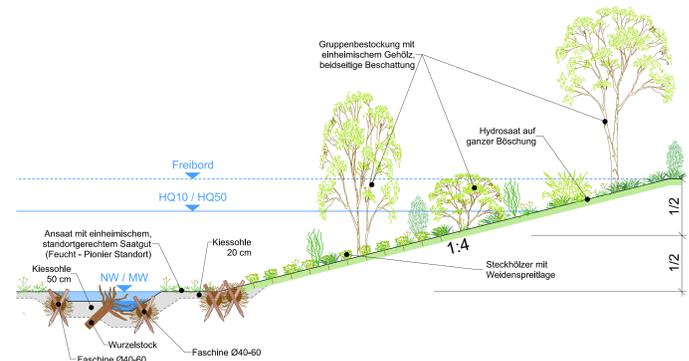


Abb 5: Normalprofil mit Böschung 1:4 mit Ufersicherung aus Variante 2

In Variante 2 wurden keine Einschränkungen hinsichtlich des verursachten Eingriffs gemacht. Aus diesem Grund konnten, wie in Abbildung 5 zu sehen ist, überwiegend flache 1:4 Böschungen projektiert werden. Diese ermöglichen einen besseren Zugang zum Gewässer, für sowohl Menschen als auch Tiere. Dadurch können die Entwicklungsziele hinsichtlich Naherholung und Natur in Variante 2 besser erreicht werden.

Vorprojekt

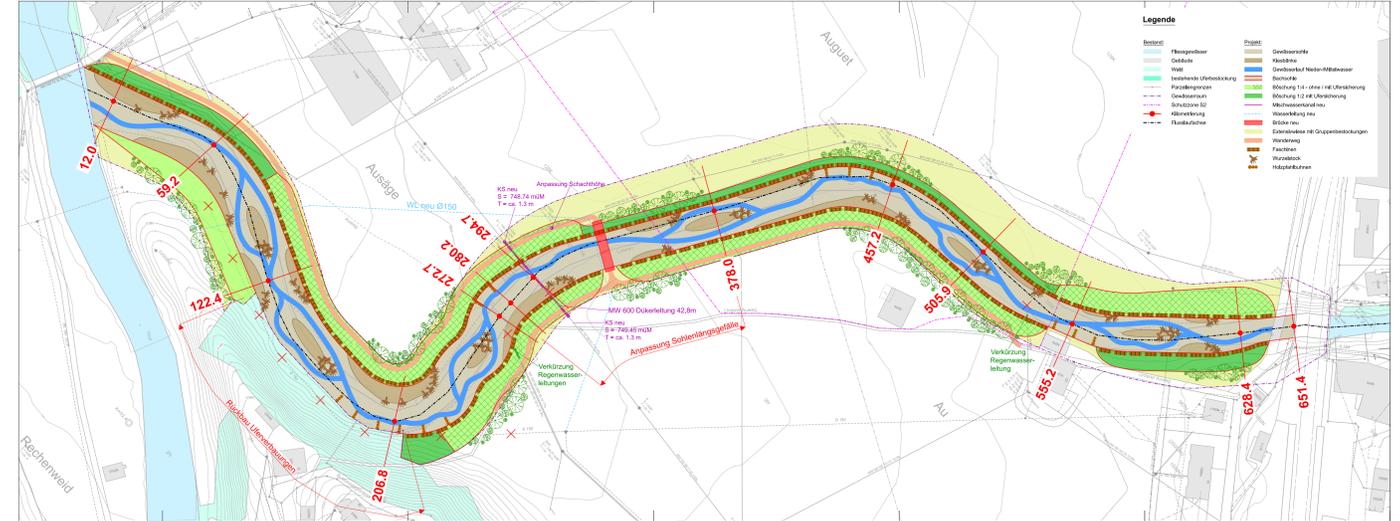


Abb 6: Gestaltungsplan des Vorprojekts

Die Bestvariante wurde in einem letzten Schritt auf Stufe Vorprojekt ausgearbeitet. Im Gestaltungsplan, in Abbildung 6, ist zu erkennen, wie die Luteren zukünftig aussehen soll. Die Sohlenbreite wird von zuvor durchschnittlich 7 auf mehr als 15 Meter verbreitert, wodurch sich vermehrt Kiesbänke und Kolke bilden können, was den Lebensraum für Fische verbessert. Hinsichtlich des Hochwasserschutzes zeigt sich, wie in Abbildung 7 ersichtlich wird, dass die Gerinnekapazität ausreicht, um ein HQ300 Hochwasserereignis abführen zu können.

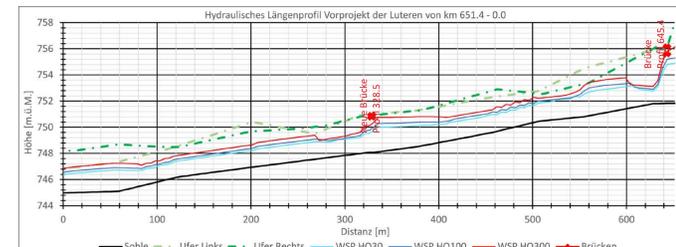


Abb 7: Hydraulisches Längenprofil des Vorprojekts

Im Querprofil 294.7 in Abbildung 8 ist zu sehen, dass es in diesem Bereich, aufgrund der flachen Topografie und der Anpassung des Längsgefälles der Sohle, in Bezug auf die Mischabwasserleitung zu einer Sonderlösung kommt. Um die Luteren zu queren ist hier eine, mittels Microtunneling erstellte, Dükerleitung nötig.

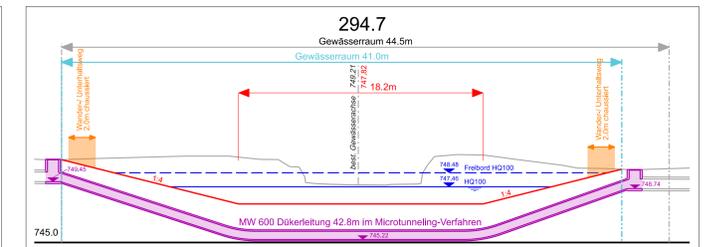


Abb 8: Querprofil 294.7 mit Dükerleitung

Fazit

Mit dem Revitalisierungsprojekt kann die Luteren in einen naturnahen Zustand zurückgeführt werden. Dadurch wird nicht nur der Lebensraum der Fische aufgewertet, sondern auch der Hochwasserschutz stark verbessert. Die Naherholung wird dahingehend verbessert, dass der Zugang zum Gewässer durch die flacheren Böschungen erleichtert wird und der Ausbau der Wanderwege führt zur besseren Erlebbarkeit der Luteren.

In Abbildung 9 ist für das Gesamtprojekt eine Kostenschätzung mit einer Genauigkeit von +/- 15% aufgelistet. Die Gesamtkosten inklusive des nötigen Landerwerbs belaufen sich dabei auf eine Gesamtsumme von 3'316'838 CHF. In Anbetracht der positiven Auswirkungen des Projekts ist dieser Betrag in einem annehmbaren Rahmen.

1 Grundbuchgebühren und Schäden	6'000.00
2 Bauarbeiten	1'910'588.00
3 Projekt- und Bauleitung	286'600.00
4 Vermessung und Vermachung	20'000.00
5 Verschiedenes	14'000.00
6 Anpassungen von bestehenden Anlagen und Bauten	414'780.00
7 Unvorhergesehenes und Rundung	250'000.00
Gesamtkosten (alle Beträge inkl. MwSt.)	2'901'968.00
Landerwerb	414'870.00

Abb 9: Kostenschätzung des Vorprojekts



Analyse über die Auswirkungen der speziellen Bauteile auf die Linienbaustelle



Bachelorarbeit -QR Code scannen
Passwort: BA2024

Ausgangslage

Der Furkatunnel ist ein einspuriger Eisenbahntunnel, verbindet die Orte Realp (UR) und Oberwald (VS) und ist 15.4 km lang. Er wurde 1983 eröffnet und soll bis 2030 auf den neusten Stand gebracht werden. Den Auftrag für die Sanierung hat die Marti Tunnel AG bekommen, welche im Frühling 2024 mit den Installationsarbeiten begonnen hat. Die Sanierungsarbeiten starten im Sommer 2024 und beinhalten die Erneuerung der Entwässerung und den Einbau einer Betonfahrbahn. Für die Erneuerung der Entwässerung setzt man sechs Teams ein, die in einem standardisierten Bauablauf arbeiten. Spezielle Bauteile wie z. B. Schächte, Personenschutznischen (PS-Nischen) oder Entwässerungsquerungen wurden beim Entwurf des standardisierten Bauablaufs nicht berücksichtigt. Im Rahmen dieser Bachelorarbeit sollte die Machbarkeit des standardisierten Bauablaufs überprüft werden. Weiter sollte ein Weg gefunden werden, wie man die speziellen Bauteile erstellen kann, ohne dass man den standardisierten Bauablauf zu stark beeinflusst. Die gewonnenen Erkenntnisse sollten in das Projekt einfließen.



Abb. 1: Geografische Übersicht, Verlauf des Tunnels und Bilder von den Installationsplätzen in Oberwald VS und Realp UR

Standardisierter Bauablauf

Die unten abgebildete Reihenfolge der sechs verschiedenen Teams ist der standardisierte Bauablauf. Die Teams 1 und 2 erledigen die Vorarbeiten, damit die Teams 3, 4, 5 und 6 die Sanierungsarbeiten ausführen können. Der standardisierte Bauablauf ist anfällig auf Störungen einzelner Teams, die sich auf die anderen Teams auswirken.

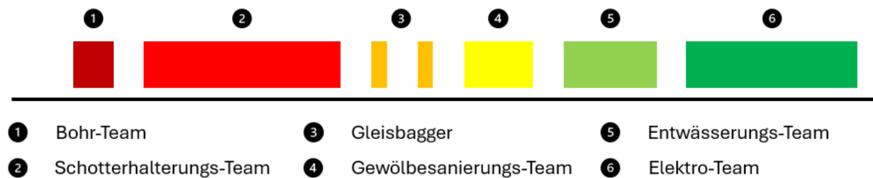
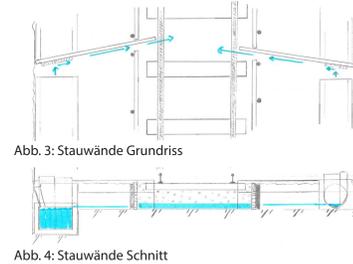


Abb. 2: Reihenfolge des standardisierten Bauablaufs und der Farblegende der Teams

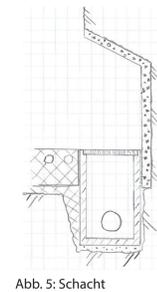
Variantenstudium Wasserhaltung

Um die aktuelle Entwässerung abbrechen zu können, muss sie trocken gelegt sein. Dies wird mit den Stauwänden erreicht, mit denen man die Entwässerungsleitungen einstauen wird. Das Wasser fließt dann durch das Gleisbett, zwischen der Schotterhalterung ab.

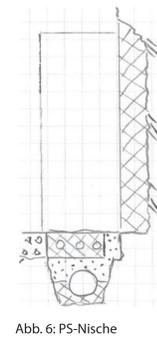


Analyse der speziellen Bauteile

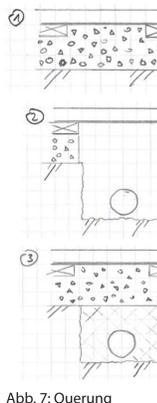
Schächte: In einem Abstand von 100 m sollen im Tunnel neue Schächte gesetzt werden. Dazu müssen verschiedene Arbeiten ausgeführt werden. Die Schachtnischen müssen gespitzt und mit Spritzbeton gesichert werden. Danach wird der Schacht gesetzt und mit Beton eingegossen. Alle diese Arbeiten dauern lange, weshalb man sie nicht während dem standardisierten Bauablauf machen kann. Sie müssen im Vorfeld erledigt werden.



PS-Nischen: Die Personenschutznischen sind, gemäss der Vorschrift des BAV im Tunnel alle 50 m angeordnet und bieten den im Tunnel arbeitenden Personen Schutz. Im Furkatunnel sind diese PS-Nischen bis jetzt nur auf 12 km vorhanden und müssen auf den restlichen 3.4 km ergänzt werden. Das Tunnelprofil wird aufgeweitet, mit Spritzbeton gesichert und Seitenwände betoniert. Auch diese Arbeiten dauern lange und würden im standardisierten Bauablauf zu Wartezeiten führen, weshalb man so viel wie möglich vorher erledigen muss.

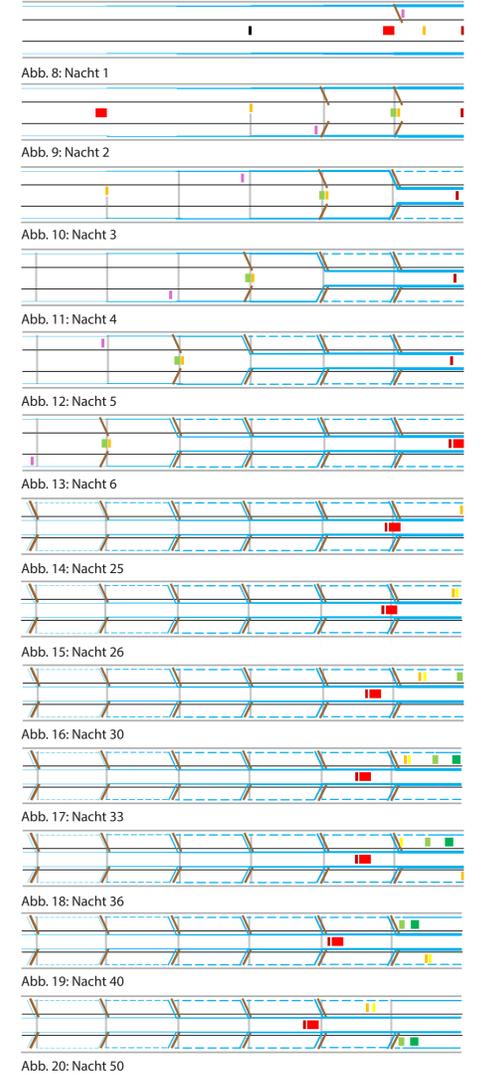


Entwässerungsquerung: Eine weitere Auflage vom BAV ist, dass es im Tunnel alle 500 m eine Entwässerungsquerung unter dem Gleis hindurch hat. Da es bis heute noch keine Entwässerungsquerung im Furkatunnel gibt, muss man diese neu bauen und dabei unter dem Gleis hindurch den Felsen auf die erforderliche Tiefe absenken. Da man in engen Verhältnissen mit dem Bagger arbeiten muss, ist diese Arbeit entsprechend zeitintensiv und man könnte sie nicht während dem standardisierten Bauablauf ausführen. Die Querungen müssen vor dem Start des standardisierten Bauablaufs fertiggestellt sein.



Optimaler Bauablauf

Aus dem Variantenstudium der Wasserhaltung und den Analysen der speziellen Bauteile hat man einen optimalen Bauablauf entwickelt, der alles berücksichtigt. Rechts sieht man den Fortschritt des optimalen Ablaufs je nach Nacht. In den Nächten 7 – 24 passiert nichts Aussergewöhnliches, weshalb diese nicht abgebildet sind. In den Nächten 1-25 sind nur die Teams 1 und 2 im standardisierten Bauablauf tätig. Die Teams 3, 4, 5 und 6 erstellen die speziellen Bauteile im Vorfeld. Ebenfalls gut zu sehen ist das unterschiedlich schnelle Vorankommen der Teams. Die Teams 1 und 2, die die Vorarbeiten erledigen sind nur halb so schnell wie die Teams 3, 4, 5 und 6. Der Grund dafür ist, dass die Teams 1 und 2 ihre Arbeit auf beiden Seiten der Gleise gleichzeitig ausführen, während die Teams 3, 4, 5 und 6 nur eine Seite auf einmal bearbeiten. Da die Teams 1 und 2 schnell an Vorsprung einbüßen, müssen die Teams 3, 4, 5 und 6 einen Seitenwechsel machen (Abb. 18) und die andere Seite bearbeiten.



Fazit

Die Machbarkeit des standardisierten Bauablaufs ist gegeben und kann so ausgeführt werden. Mit dem optimalen Bauablauf wurde eine Lösung gefunden, mit der man die speziellen Bauteile, ohne Zeitverlust vor, während oder nach dem standardisierten Bauablauf, erstellen kann. Den Nutzen in Geld zu beziffern ist nicht möglich, da man keinen Vergleich hat. Die Optimierungsmöglichkeiten sind jedoch beim optimalen Bauablauf sehr beschränkt. Dies ist theoretisch sehr effizient, kann jedoch in der Praxis schnell zu einem Chaos führen, da alles miteinander zusammenhängt. Am Resultat, dem optimalen Bauablauf, muss man in der Praxis noch einige Kleinigkeiten anpassen, er ist aber eine gute Grundlage.



Ausgangslage, Problemstellung

Standort und Bauvorhaben

Bis Ende 2027 wird der Viertelstundentakt zwischen Zürich Museumstrasse und Regensdorf Watt eingeführt, mit Zügen bis zu 300 Metern Länge. Dafür wird die Bahninfrastruktur in Zürich Seebach angepasst und der Bahnübergang Felsenrain durch eine neue Personenunterführung ersetzt. (siehe Abbildung 1).

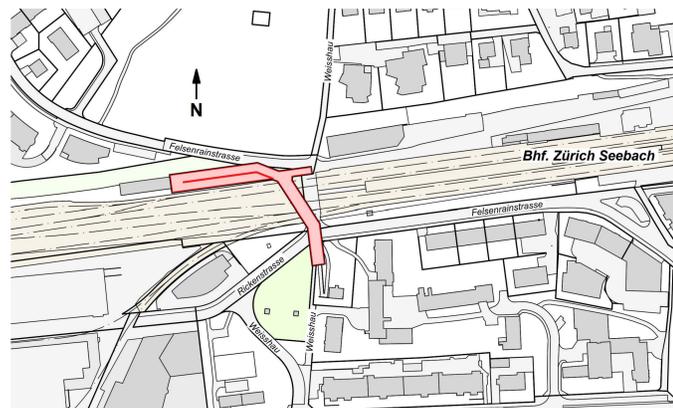


Abbildung 1: Übersichtsplan

Auftrag

Für den Neubau der Personenunterführung ist eine detaillierte Planung der Baugrube mit vertikalem Abschluss nötig. Die Planung umfasst nur die Baugrube und Zugänge, nicht die Rampe zu den Bahnsteigen. Der Bau wird etappenweise von Norden nach Süden realisiert, um den Bahnbetrieb wenig zu stören (siehe Abbildung 2).

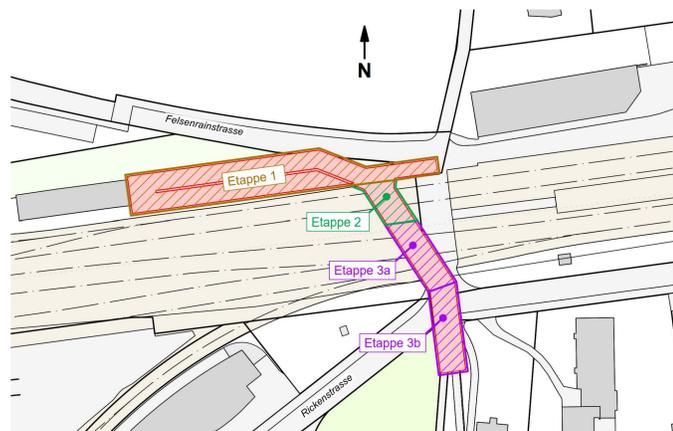


Abbildung 2: Etappierung

Methodik/Vorgehensweise

Geologie

Für die Planung eines Baugrubenabschlusses ist die Kenntnis des Baugrunds entscheidend. Die Bodenverhältnisse wurden durch geologische Karten, Bodenuntersuchungen und Sondierungen ermittelt (siehe Abbildung 3). Fels wird ab 20-40 m Tiefe erwartet, daher reicht der Baugrubenabschluss nicht bis in den Fels. Grundwasser ist vorhanden, und der Hochwasserstand liegt 2 m über dem Mittelwasserstand. Die Aushubsole befindet sich in durchlässigem Schotter, wodurch ohne Schutzmassnahmen grosse Mengen Grundwasser in den Aushub fließen würden.

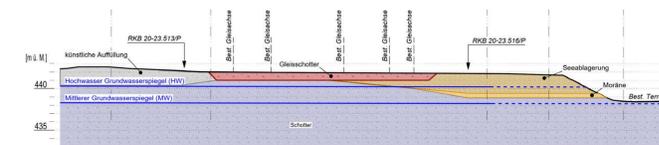


Abbildung 3: Geologisches Profil

Variantenstudium

Im Variantenstudium wurden Spundwand, Bohrpfahlwand und Schlitzwand untersucht. Die Schlitzwand war zu teuer. Als Bestvariante im Bahnbereich wurde die Bohrpfahlwand gewählt, da sie hohe Steifigkeit, geringe Deformationen und weniger Lärm bei der nächtlichen Installation bietet. Ausserhalb des Bahnbereichs wurde die Spundwand bevorzugt, da sie schnell gebaut, kosteneffizient, ökologisch vorteilhaft und wiederverwendbar ist. Eine Übersicht der eingesetzten Baugrubenabschlüsse ist in Abbildung 4 dargestellt.

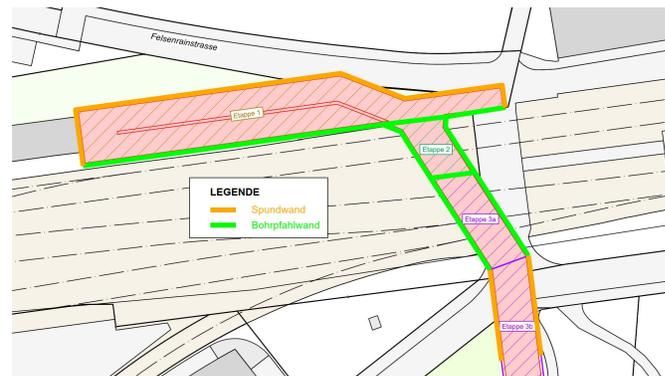


Abbildung 4: gewählte Baugrubenabschlüsse

Resultate/Ergebnisse

Ausarbeitung Bestvariante

Bei diesem Projekt war es besonders wichtig, die relativ hohen Zuglasten sowie die hohen Wasserdrücke auf die Baugrubenabschlüsse zu berücksichtigen. Da es nicht wirtschaftlich wäre, die Bohrpfahlwände oder Spundwände so steif auszubilden, dass sie die auftretenden Kräfte aufnehmen können, wurde beschlossen, dass eine Abstützung in Form einer Spriessung erforderlich ist. Diese Spriessung sieht typischerweise in diesem Projekt wie in der nachfolgenden Abbildung 5 aus. Aus statischer Sicht müsste die Spriessung etwas weiter unten angeordnet werden, jedoch wurde sie so geplant, dass der Bau der Personenunterführung nicht beeinträchtigt wird.

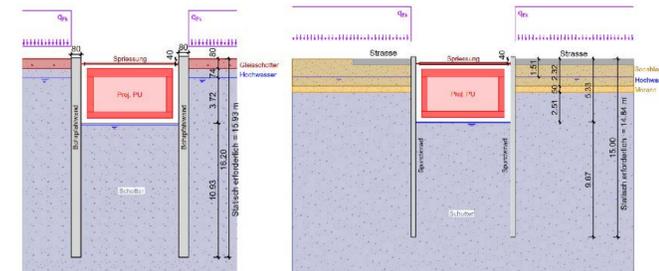


Abbildung 5: Spriesskonzept

In Etappe 1 konnte jedoch nicht überall eine Spriessung erstellt werden, da sich dort der Personenaufgang der Unterführung befindet. Dadurch kann die Spriessung nicht mehr über der Personenunterführung angebracht werden, ohne den Bau der Unterführung zu behindern. Deshalb wurde dort beschlossen, Anker zu verwenden (siehe Abbildung 6).

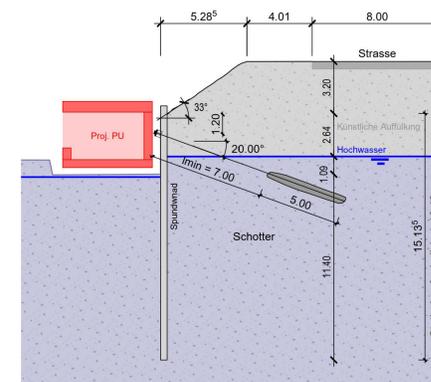


Abbildung 6: Abschluss mit Anker

Wasserhaltung

Wie bereits erwähnt, befindet sich die Baugrubensohle teilweise mehrere Meter unter dem Grundwasserspiegel. Daher fliesst unter dem Baugrubenabschluss weiterhin viel Wasser in die Baugrube, das mit einem entsprechenden Wasserhaltungskonzept (siehe Abbildung 7, links: Filterbrunnen, rechts: Anordnung der Filterbrunnen) abgepumpt werden muss. Das abgepumpte Grundwasser soll anschliessend wieder in den gleichen Grundwasserleiter versickern. Das Oberflächenwasser wie Regenwasser, das als potenziell verschmutzt gilt, wird separat durch Pumpen aus der Baugrube abgeführt und über eine Neutralisationsanlage behandelt.

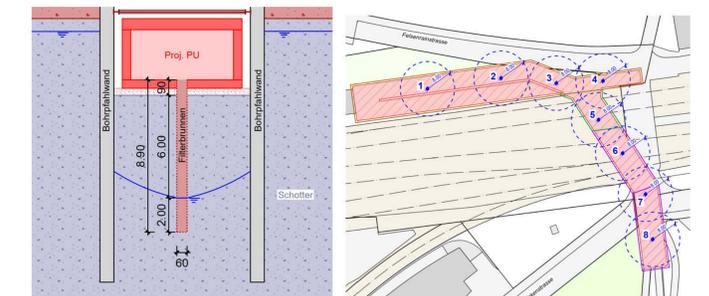


Abbildung 7: Wasserhaltung

Fazit und Ausblick

Die hohen Kosten durch lange Einbindetiefen sind ein wesentliches Hindernis für die Ausführung des Projekts. Bei der Untersuchung der Varianten hätte man die Kosten genauer betrachten müssen. Durch die Wahl eines anderen statischen Systems könnte die Einbindetiefe verringert werden. Dies würde die Kosten erheblich senken. Jedoch gäbe es dann andere Probleme bezüglich der Wasserhaltung und der Deformationen, die man in den Griff bekommen muss. Diese Probleme müssten entsprechend untersucht und gelöst werden. Auch Injektionen in den Baugrund könnten vorgenommen werden, um ihn gegen den verstärkten Wasserzufluss abzudichten. Daher sind weitere Untersuchungen erforderlich. Eine Reduzierung der Einbindetiefe könnte jedoch die Kosten trotz zusätzlicher Massnahmen deutlich senken, wodurch das Projekt für den Bauherren attraktiver wird.



Passerelle aus Stahlkasten-trägern



Bachelorarbeit → QR Code scannen
Passwort: BA2024

Ausgangslage

Projektbeschreibung

Das Projekt umfasst den Bau einer neuen Fuss- und Radwegbrücke über die Autobahn bei der Birmensdorferstrasse in Urdorf, Zürich. Die geplante Brücke wird ein 3.50 m breiter und 40.70 m langer einspanniger Stahlkastenträger mit variabler Höhe sein. Der Überbau besteht aus einem geschweissten Hohlkastenträger aus Stahl, der symmetrisch zur Mittellinie der Brücke verläuft und Werkleitungen im Inneren integriert hat. Um die Struktur zu erleichtern, besteht die Fahrbahnplatte aus einer orthotropen Stahldecke mit Querstreifen. Der Korrosionsschutz wird innen mit Typ C2 und aussen mit Typ C4 ausgeführt. Ein Randbord aus Stahl dient als Abstandhalter bei Schneeräumarbeiten und schützt das dahinterliegende Staketengeländer. Die Brücke wird als Einfeldträger auf Basis der definierten Geometrie gemäss Abbildung 1 entworfen, wobei die Blechdicke der Hauptträger noch statisch festgelegt werden muss.

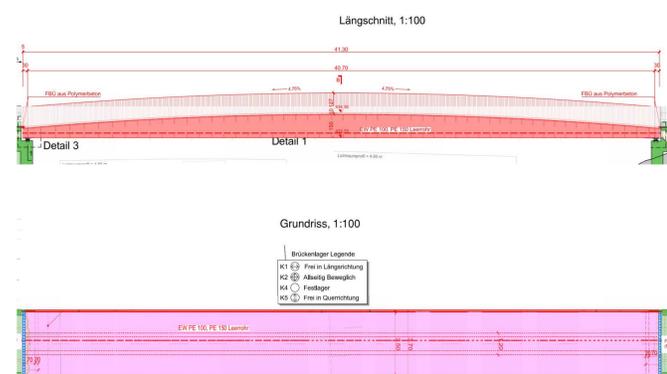
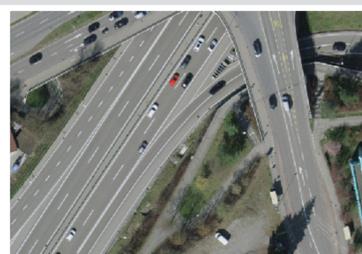


Abbildung 1: Längsschnitt und Grundriss der Fuss- und Radwegbrücke

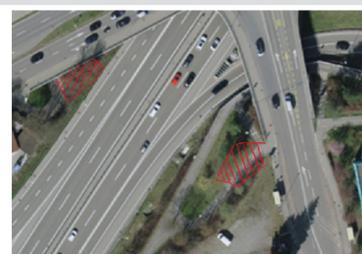
Grundlagen

Als Grundlage für die Arbeit dienten primär die SIA-Normen sowie die ASTRA-Richtlinien für konstruktive Einzelheiten bei Brücken. Ergänzende Angaben zum vorliegenden Projekt wurden durch den Betreuer zur Verfügung gestellt. Zusätzlich dazu wurde der Querschnitt der Brücke, welcher auf Abbildung 2 zu sehen ist, durch die Aufgabenstellung gegeben. Auch das Lagerungskonzept mit den zugehörigen Produktdaten wurde vorab definiert. Dies bedeutet konkret, dass in der vorliegenden Arbeit, der bereits bestehende Entwurf geprüft und die einzelnen Stahlelemente dimensioniert wurden.

Montageablauf der Brücke



1. Ausgangslage



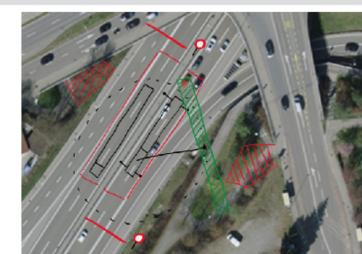
2. Fertigung der Widerlager, Umgebungsarbeiten



3. Teilspernung mit Umleitung, Vorbereiten Kran



4. Vollsperrung der Autobahn für 30 Minuten



5. Einheben der Brücke



6. Endzustand

Modellbildung

Für die Modellierung der Brücke wurden zwei Hauptmodelle verwendet: ein Stabmodell und ein Schalenmodell. Das Stabmodell dient zur vereinfachten 2D-Darstellung und ermöglicht die Berechnung der globalen Schnittkräfte. Das Schalenmodell ermöglicht eine detailliertere dreidimensionale Analyse, die eine präzisere Bestimmung der Spannungen und Verformungen in der Struktur erlaubt.

Stabmodell

Um die Ergebnisse eines detaillierten Schalenmodells einordnen zu können, habe ich zusätzlich ein zweidimensionales Stabmodell aufmodelliert. Dieses beinhaltet den Hohlkastenträger und die dazugehörigen horizontalen Bleche, die als Auflagerfläche für den Gussasphalt dienen. Sämtliche Elemente in Querrichtung (Steifen, Querbleche) wurden nicht modelliert, weil diese nur geringfügig Einfluss auf die Statik in Längsrichtung haben. Diese werden im Schalenmodell berücksichtigt. Das Stabmodell hat insbesondere den Vorteil, dass damit globale Schnittkräfte wie in Abbildung 4 ausgewertet werden können.

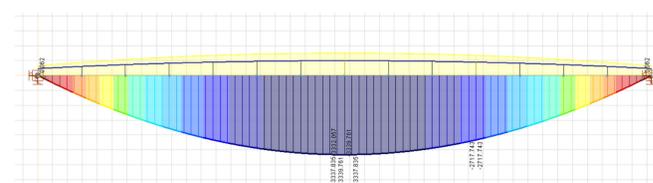


Abbildung 2: My-Schnittkraft des Stabmodells

Schalenmodell

Das Schalenmodell wurde auf Grundlage der Aufgabenstellung aufkonstruiert. Dabei wurden sowohl die Steifen als auch alle anderen Querbleche berücksichtigt. Diese wurden jeweils gemäss Aufgabenstellung alle 80 cm angeordnet. Daraus ergibt sich eine 3-dimensionale Blechkonstruktion. Diese ist auf Abbildung 3 ersichtlich, mit den dazugehörigen Blechspannungen in x-Richtung. In der Nähe des Auflagers wurde das untere, horizontale Querblech etwas schmaler gehalten, um einen ausreichenden Querschnitt für die Werkleitungen zu haben.

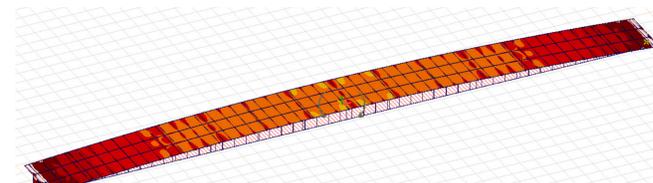


Abbildung 3: Schalenmodell mit den dazugehörigen Blechspannungen

Nachweise

Gebrauchstauglichkeits- und Tragsicherheitsnachweise

Die Gebrauchstauglichkeit der Brücke wurde durch die Untersuchung verschiedener Grenzzustände sichergestellt. Dies umfasst quasi-ständige und häufige Grenzzustände gemäss SIA 261 sowie die Verformungskapazität der Fahrbahnübergänge und Lager gemäss ASTRA-Richtlinien. Zudem wurden die Tragsicherheit unter verschiedenen Belastungsszenarien überprüft, beispielsweise der Einwirkungen von Lastmodell 1, mit der Belastungssituation Menschenge dränge und der asymmetrischen Belastungssituation von Lastmodell 1, welche zu Torsion führt. Die beiden Belastungssituationen aus Lastmodell 1 sind in Abbildung 5 & 6 schematisch dargestellt. Zusätzlich dazu wurde Lastmodell 2 mit der Belastungssituation Unterhaltsfahrzeug, Schnee, Wind, Temperatur und Erdbeben geprüft.

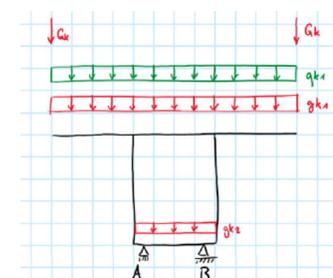


Abbildung 4: Belastungssituation Menschenge dränge

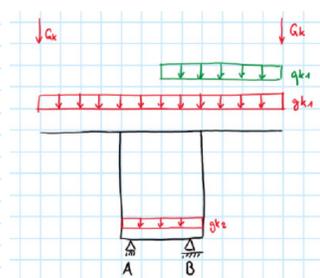


Abbildung 5: asymmetrische Belastungssituation

Einzelnachweise

Die Untersuchung der Grenzzustände lieferte die Grundlage für verschiedene massgebende Einzelnachweise. In den Einzelnachweisen wurde die Lasteinleitung bei den Auflagern, lokale Beulen, Schub, Biegung des Geländers, Querstreifen, Seitenbleche und die Temperatureausdehnung geprüft. Zudem wurde eine globale Knickanalyse durchgeführt, dessen globale Knickform in der Abbildung 6 abgebildet ist.

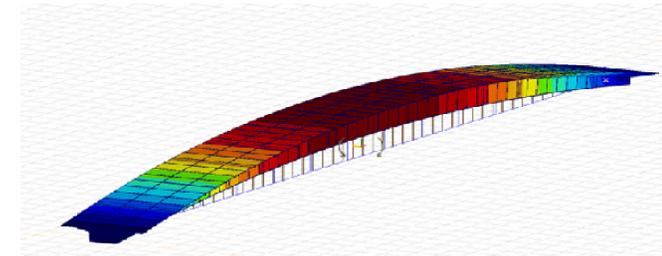


Abbildung 6: globale Knickform der Fuss- und Radwegbrücke

Ergebnisse und Fazit

Ergebnisse

Aus den Nachweisen konnten die Stahlkonstruktion, Lagerung und Fahrbahnübergänge definiert werden. Das Hohlkastenelement hat eine Mindestdicke von 12 mm, die möglicherweise optimiert werden kann. Der Oberflansch erfordert eine Dicke von 14 mm, die Seitenbleche und Querstreifen 8 mm, und die Querstreife im Auflagerbereich 12 mm. Für die Lagerung werden verschiedene RESTON POT Topflager verwendet: das Festlager Typ TF 1, das einseitig verschiebliche Lager Typ TE 1.5a, und das beidseitig verschiebliche Lager Typ TA 1.5. Alle Lager können die maximale Längsverschiebung von 85,6 mm sowie die nötigen Vertikal- und Horizontalkräfte aufnehmen. Für die Fahrbahnübergänge wird eine Belagsdehnfuge vom Typ TENSA POLYFLEX Advanced PU PA 80 verwendet, die wasserdicht ist und eine maximale Längsverschiebung von 80 mm erlaubt. Alle Dimensionen sind im Ausschnitt des Stahlbauplans in Abbildung 7 festgehalten.

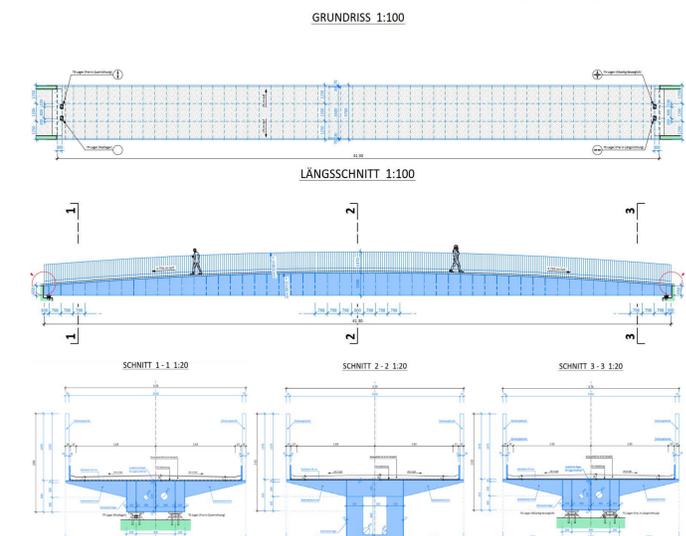


Abbildung 7: Grundriss, Längsschnitt und Querschnitte des Stahlbauplans

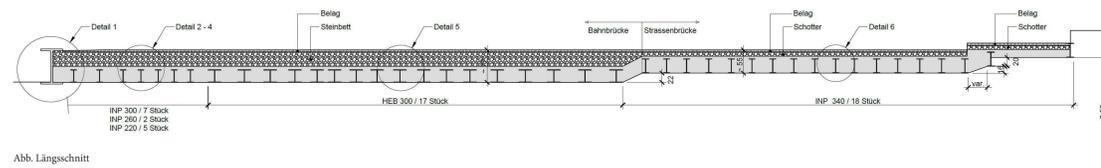
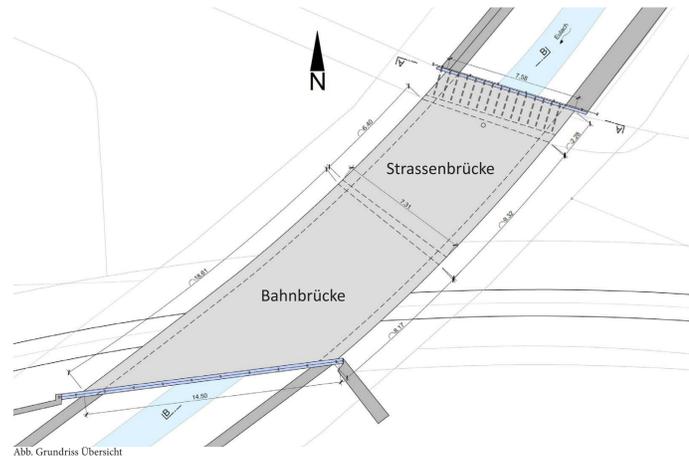
Fazit

In meiner Bachelorarbeit habe ich das Hohlkastenelement untersucht und die erforderlichen Mindestdicken der Bleche sowie geeignete Lager- und Fahrbahnübergangslösungen definiert. Die gewählten Materialien und Lager sind den Belastungsanforderungen gewachsen und gewährleisten die notwendige Stabilität und Funktionalität der Brückenkonstruktion.



Ausgangslage

Die Brücke über die Eulach an der Werkstrasse wurde in den 1930er Jahren erbaut; das genaue Baujahr ist jedoch unbekannt. Für das Bauwerk soll eine Zustandsüberprüfung durchgeführt werden. Zudem sind Aussagen zur Restnutzungsdauer und zu möglichen Erhaltungsstrategien zu erstellen. Die Brücke unterteilt sich in zwei Nutzungsgebiete: die Strassenbrücke und die Bahnbrücke. Beide Teile wurden in der Arbeit als einzelne Objekte behandelt. Die Abmessungen und der Aufbau der Brücke sind in den Abbildungen ersichtlich.



Bestandesaufnahme

Die Brücke wurde im Rahmen der Arbeit optisch untersucht. Dafür war eine Begehung notwendig, bei der der Zustand vor Ort beurteilt wurde. Bei der visuellen Inspektion der betroffenen Brücke wurde deutlich, dass die Flansche der Träger an einigen Stellen stark korrodiert oder sogar vollständig durchgerostet sind. Der Beton zwischen den Stahlträgern fehlt an mehreren Stellen vollständig und befindet sich insgesamt in einem sehr schlechten Zustand. Die vielen sichtbaren Feuchtigkeitsstellen lassen darauf schliessen, dass die Stahlträger kontinuierlich wechselnder Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Ebenfalls weist der Belag diverse Risse und organischen Bewuchs auf.

Strassenbrücke:

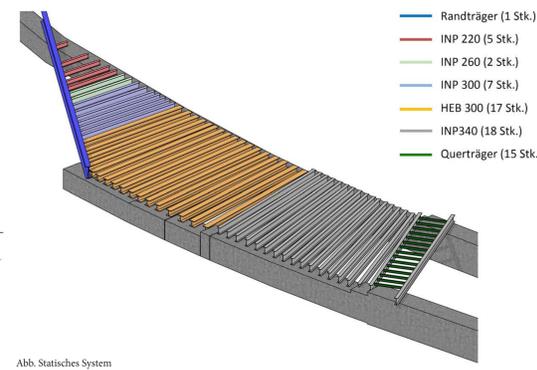


Bahnbrücke:



Statisches System

Die Brücke besteht aus einem Betonverbundbau mit Stahlträgern. Sie ist dabei unbewehrt und trägt die Lasten über die Stahlträger ab. Der Beton wurde bei diesem System grösstenteils vernachlässigt und nur als Kipphalterung sowie zur Lastausbreitung genutzt. Die Brücke ist als einfacher Balken gelagert und hat eine Spannweite von etwa 7.20 Metern.



Statische Überprüfung

Nachweise

Die Nachweise wurden für den ungünstigsten Lastfall geführt. Für die Strassenbrücke wurden die Strassenlasten gemäss SIA 261 unter Berücksichtigung der Aktualisierungsbeiwerte der SIA 269.1 bestimmt. Für die Bahnbrücke wurden die Bahnlasten gemäss SIA 269.1 ermittelt. Zusätzlich zu den Bahnlasten wurden die aussergewöhnlichen Einwirkungen einer möglichen Entgleisung berücksichtigt. Um den Rostbefall der Träger zu berücksichtigen, wurden pro Träger zwei Nachweise geführt. Bei einem Nachweis wurde der Querschnitt am unteren Flansch um 2 mm reduziert, um die minimale und maximale Sicherheit zu bestimmen. Je nach Ergebnis kann der Träger genauer untersucht werden, um den Korrosionsgrad präzise zu ermitteln. Die Nachweise der einzelnen Träger sind in den Tabellen aufgeführt.

Wenn die Sicherheit < 1 ist, ist der Nachweis nicht erfüllt.

Bauteil	Max. Einwirkung Moment [kNm]	Trägerverstand Moment [kNm]	minimale Sicherheit (reduzierter Querschnitt)			maximale Sicherheit (voller Querschnitt)		
			Sicherheit [-]	Max. Einwirkung Querkraft [kN]	Trägerverstand Querkraft [kN]	Sicherheit [-]	Max. Einwirkung Querkraft [kN]	Trägerverstand Querkraft [kN]
INP 220	-19.15	58.8	3.07	30.74	228.9	7.45	30.74	247.8
INP 260	-23.4	93.6	4	18.78	326.73	17.4	18.78	347.7
INP 300	-135.42	138.66	0.82	84.3	446.53	5.3	84.3	469.59
HEB 300	-360.56	341.46	0.88	281.32	433.35	1.55	281.32	579.8
INP 340	-427.35	196.12	0.46	-	-	-	-	-

Basierend auf der statischen Analyse und Zustandsaufnahme wurde ein Variantenstudium durchgeführt. Dabei wurde eine kombinierte Bestvariante für die Bahn- und Strassenbrücke entwickelt. Die Instandsetzungsmassnahmen für die Bahnbrücke sind darauf ausgelegt, eine Restnutzungsdauer von 30 Jahren zu gewährleisten, während für die Strassenbrücke eine Restnutzungsdauer von 10 Jahren angestrebt wird.

Zustandsbeschreibung

Strassenbrücke:
Die Strassenbrücke ist in sehr schlechtem Zustand. Viele Stahlträger sind korrodiert, und der umliegende Beton ist stark beschädigt. Besonders um den Entwässerungsauslauf fehlt ein grosser Teil des Betons und starker organischer Bewuchs ist vorhanden. Der Belag auf der Oberseite weist zahlreiche Risse auf, von denen viele von organischem Bewuchs betroffen sind. Die Risse auf der Oberseite korrespondieren teilweise mit den Abplatzungen an der Unterseite, was auf Wasserfluss durch die Konstruktion hinweist.

Bahnbrücke:
Im Vergleich zur Strassenbrücke befindet sich die Bahnbrücke optisch in einem besseren Zustand. Besonders stark von Rost betroffen sind die Träger im Bereich des Übergangs zur Strassenbrücke. An diesen Stellen treten auch vermehrt Betonabplatzungen auf. Auf der Oberseite der Brücke ist der Belag in einem akzeptablen Zustand, obwohl vereinzelt Risse um den Einlaufschacht herum vorhanden sind. Der Randträger weist optisch einen guten Zustand auf und zeigt keine ernstzunehmenden Schäden.

Belag:

Der gesamte Brückenbelag wird erneuert.

Koffer:

Der unter dem Belag befindliche Koffer wird entfernt, gelagert und nach den Abdichtungsarbeiten wieder verwendet.

Abdichtung:

Nach Reinigung und Grundierung des Betons wird eine mehrlagige PBD-Abdichtungsbahn aufgebracht, um Wassereintritt zu verhindern.

Beton:

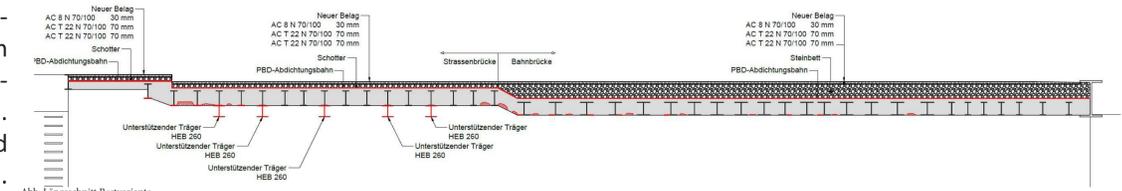
Beschädigter Beton wird repariert und mit einer Haftbrücke versehen, bevor er reprofiliert wird.

Stahlträger:

Rostbefallene Träger werden entrostet und mit einer Korrosionsschutzgrundierung behandelt.

Tragsicherheit:

Zur Verbesserung der Tragsicherheit wird unter dem bestehenden Träger ein zusätzlicher Stahlträger angebracht. Bei Trägern, die den Nachweis knapp nicht erfüllen, wird eine CFK-Lamelle verwendet..





Ausgangslage

Auf dem Grundstück Nr. 4593, in der Abbildung 1 blau umrahmt, an der Flughofstrasse 69 in Rümlang plant die Necron Trade Center AG den Bau einer Lagerhalle unter dem Projektnamen „Handelsdepot Zürich Airport“. Das Bauvorhaben umfasst ein Gebäude mit zwei Untergeschossen, einem Erdgeschoss und drei Obergeschossen. Das Grundstück liegt direkt an der Glatt und ist eingebettet zwischen dem Radisson Hotel und dem 2021 eröffneten Intercity Hotel. In unmittelbarer Nähe befindet sich der Flughafen Zürich.

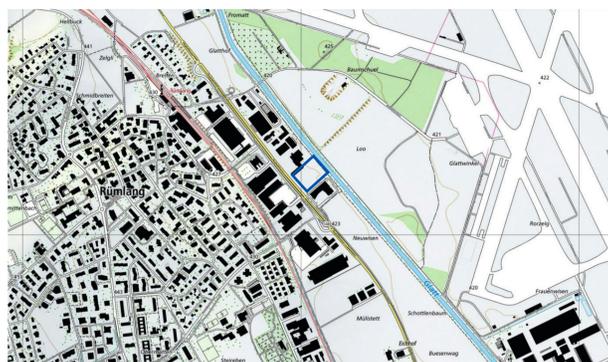


Abbildung 1: Lage des Grundstückes (GeoAdmin)

Ziel

Um das geplante Bauwerk zu realisieren, ist ein erheblicher Geländeaushub bis zu neun Meter Tiefe erforderlich. Es wird daher ein Baugrubenkonzept benötigt. Zusätzlich soll ein Fundationskonzept entwickelt werden, das die Lasten aus dem Hochbau sowie den Auftrieb im Baugrund abtragen kann.

Dabei müssen die Gegebenheiten des Grundstückes sowie behördliche Auflagen berücksichtigt werden, während die wirtschaftliche Umsetzbarkeit sichergestellt ist.

Variantenstudium

Während des Variantenstudiums wurden verschiedene Baugrubenabschlüsse und Arten von Pfahlfundationen untersucht. Durch die Analyse und Bewertung der Optionen wurde die optimale Variante ermittelt, die sowohl wirtschaftlich als auch technisch die besten Voraussetzungen bietet. Dabei wurden folgende Punkte bewertet: Kosten, Machbarkeit, Schwierigkeit und Nachhaltigkeit.

Die Bestvarianten sind:

- Baugrubenabschluss: Überschnittene Bohrpfahlwand
- Fundation: Pfahlfundation mittels Ortbetonpfählen

Bodenaufbau

Der Projektperimeter liegt gemäss geologischem Bericht auf feinkörnigen Seeablagerungen. Zur Erkundung des Baugrunds wurden drei elektrische Drucksondierungen und eine Rotationskernbohrung durchgeführt. Diese Untersuchungen ergaben eine Schichtenabfolge von Kies, Unterboden, Delta- und Seeablagerungen, sowie Moräne und Molassefels. Die Seeablagerungen in einer Tiefe von drei bis vier Metern weisen geringe Tragfähigkeiten auf, während die Molassefels-Oberfläche in einer Tiefe von 16 bis 17,5 Metern erreicht wurde. Diese Schicht eignet sich gut, um auch grössere Lasten aufzunehmen. Der beschriebene Bodenaufbau ist in Abbildung 2 ersichtlich.

Konzept

Das gesamte beschriebene Konzept ist in Abbildung 3 dargestellt.

Baugrubenabschluss:

Die geplante überschnittene Bohrpfahlwand sichert die Baugrube und wird in den Fels eingebunden. Um das Eindringen von Wasser zu verhindern und hydrodynamische Probleme zu minimieren, wird sie am Wandende mit Ton abgedichtet. Während der Bauphase des Gebäudes dient die Bohrpfahlwand ausserdem als Schalung, um die Wände einhäutig betonieren zu können. Die Bohrpfähle haben einen Durchmesser von geplanten 900mm in Richtung Flughofstrasse, Radisson Hotel und Intercity Hotel. In Richtung Glatt (oben im Grundriss) muss der Durchmesser auf 600mm reduziert werden, um den Abstand zum Gewässer einzuhalten.

Vorgespannte Anker:

Die vorgespannten Anker dienen der vorübergehenden Sicherung der Bohrpfahlwand. Es sind drei Ankerlagen auf allen Seiten vorgesehen, ausser in Richtung Glatt, um den Gewässerschutz zu gewährleisten. Verwendet werden Anker vom Typ L3/L7/L7.

Abstützung und Spriessplatten:

Richtung Glatt wird die Bohrpfahlwand durch eine Stahlkonstruktion unterstützt, die durch Spriess stabilisiert wird. Diese leiten seitliche Lasten in die Bohrpfahlwand. Zusätzlich werden Spriess direkt in die Baugrube geführt, die auf einem Streifenfundament stehen und so die Stabilität der Wand gewährleisten. Abbildung 4 zeigt diese Konstruktion in 3D.

Im untersten Teil der Glattseite kommt die Spriessplattentechnik zum Einsatz. Dabei werden schrittweise Platten betoniert, die direkt an die Bohrpfahlwand anschliessen, sie abstützen und die Kräfte aufnehmen. Dadurch kann auf weitere Stahlkonstruktionen im unteren Bereich verzichtet werden.

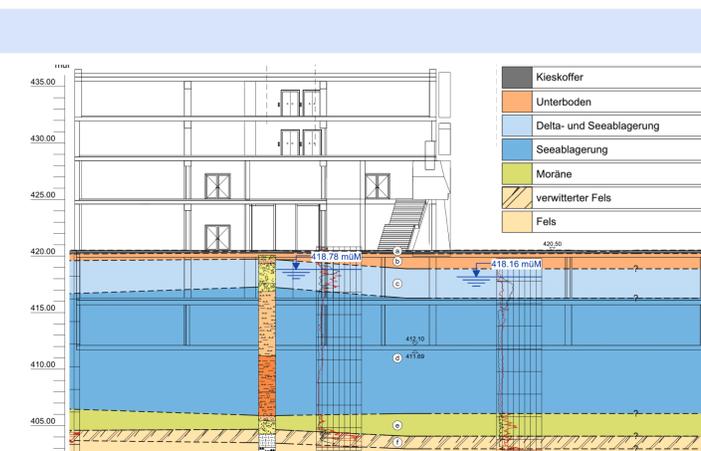


Abbildung 2: Geotechnischer Schnitt (Friedlipartner AG)

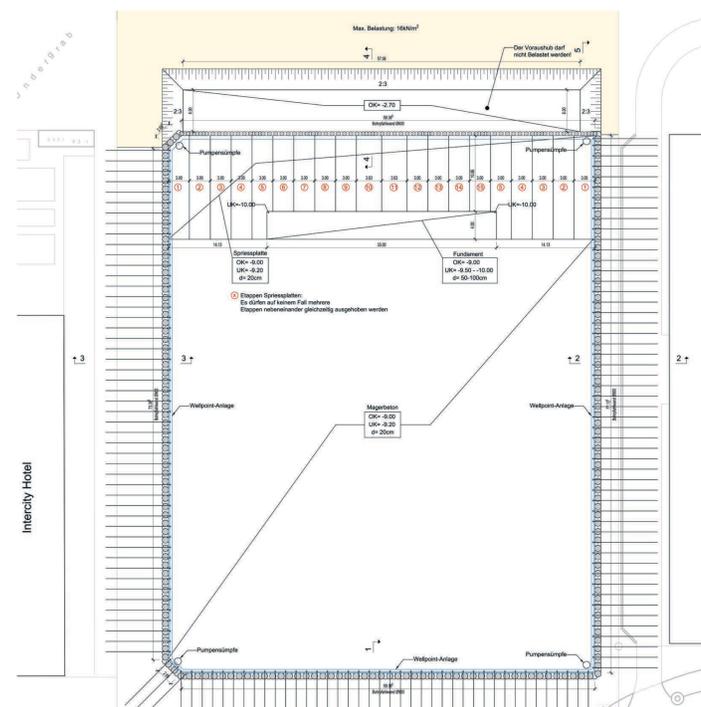


Abbildung 3: Grundriss Baugrube

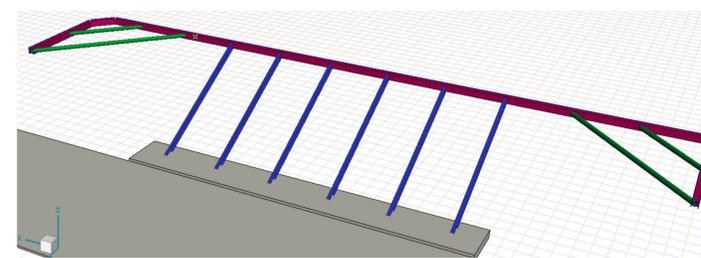


Abbildung 4: Ansicht Stahlbau

Systemschnitte

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 5 und 6 sind die Systemschnitte für die Abstützung der Bohrpfahlwand mit Anker bzw. mit Spriessen dargestellt.

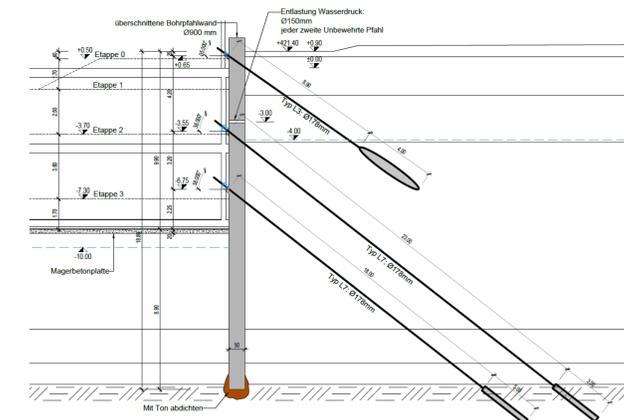


Abbildung 5: Systemschnitt mit Anker

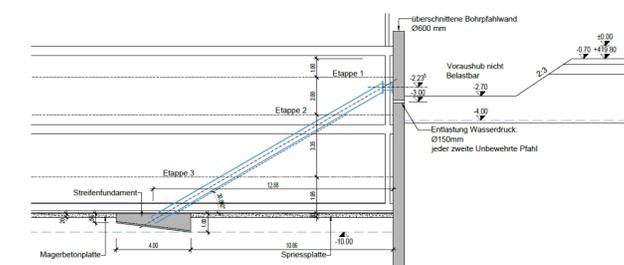


Abbildung 6: Systemschnitt mit Spriess

Überwachung

Um die Baugrube zu überwachen, wurde ein Überwachungsplan erstellt. Dieser beinhaltet Massnahmen zur Beobachtung von Bodenverschiebungen, Grundwasserständen, Höhenlage und Position der Baugrube sowie der umliegenden Gebäude. Zusätzlich sollen Erschütterungsmessgeräte im Untergeschoss der benachbarten Hotels installiert werden, um sowohl die Hotelgäste als auch die Gebäudesubstanz zu schützen.

Fazit

Durch das Variantenstudium und die genaue Analyse des Baugrunds wurde eine effektive Lösung für den Baugrubenabschluss gefunden. Die Herausforderung, mit den schwierigen Bodenverhältnissen umzugehen, konnte wirtschaftlich und erfolgreich gemeistert werden. Somit ist der Grundstein für einen reibungslosen Bau gelegt.



Vorprojekt: 2. Riesbachtunnel



Bachelorarbeit → QR Code scannen
Passwort: BA2024

Ausgangslage

Der Bahnhof Stadelhofen ist ein Engpass im Zürcher S-Bahn-Netz. Mit nur drei Gleisen verhindert er eine Erweiterung des Angebots. Im «Ausbauschnitt 2035» soll ein viertes Gleis hinzugefügt werden. Dafür sind verschiedene Bauwerke erforderlich, darunter der 2. Riesbachtunnel, der die Verbindung zum Bahnhof Tiefenbrunnen sicherstellt. Diese Arbeiten sind in Abbildung 1 dargestellt. In dieser Bachelorarbeit wird eine technisch machbare Lösung für den Tunnelvortrieb auf Stufe Vorprojekt erarbeitet.

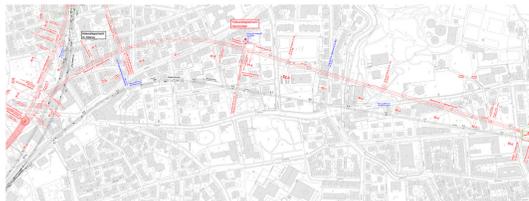


Abbildung 1: Projektperimeter 2. Riesbachtunnel

Vortriebs- und Sicherungskonzept Lockergestein

Der Vortrieb erfolgt im Vollausschub unter einem Jet-Schirm. Während des Vortriebs werden Sondier- und Drainagebohrungen sowie Brustsäulen erstellt, was eine flexible Anpassung an das Gebirge ermöglicht und einen schnellen Ringschluss sicherstellt. Die Säulen stabilisieren die Ortsbrust und der Jet-Schirm dichtet den Baugrund ab. Der Säulendurchmesser sollte wegen der dichten Schichten nicht zu gross gewählt werden. Falls kein Jet-Schirm mehr möglich ist, wird eine Kombination mit Rohrschirm verwendet. Eine zweite Variante sieht einen Vortrieb unter Rohrschirm mit Brustankern und Drainagebohrungen vor. Diese entwässern die Sandlinsen und minimieren die Sanduhrproblematik. Die alternative Methode wird nach einem Testversuch vor Ort angewendet, falls der Baugrund teilweise zu dicht und nicht jettingfähig ist. Die Ausbruchsicherung erfolgt mit Gitterträgern, Netzen und Spritzbeton. Die Bauweise ist in Abbildung 2 und die Betriebsweise in Abbildung 3 ersichtlich.

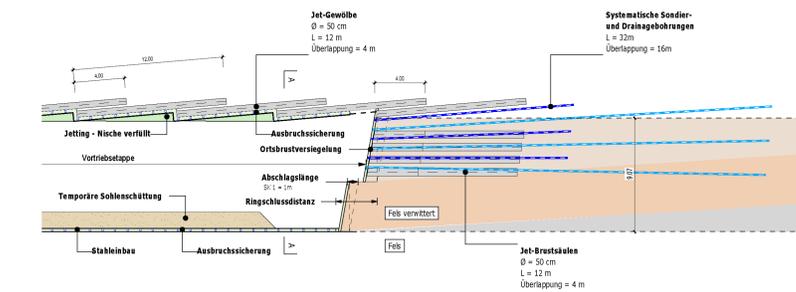
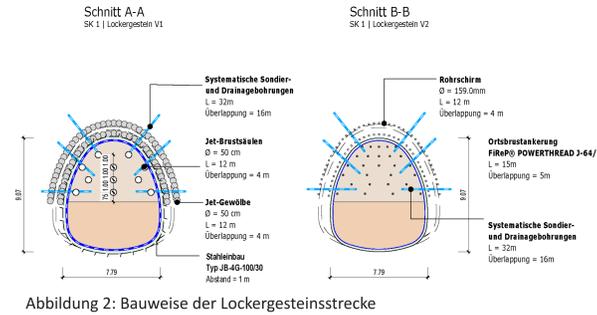


Abbildung 3: Betriebsweise der Lockergesteinsstrecke

Geologie / Hydrogeologie

Der 2. Riesbachtunnel verläuft hauptsächlich im Felsen der Oberen Süsswassermolasse (OSM), bestehend aus Sandstein, Siltstein und Mergel. Aufgrund der Schichtung und Klüftung können plattige Bruchkörper, sogenannte Sargdeckel, entstehen. Mergel in der Sohle kann zu Quellungen und Hebungen führen. Im Bereich des Portals Tiefenbrunnen verläuft der First immer mehr im Lockergestein, was zu einer komplexen geologischen Situation führt, einschliesslich eines Grundwasserspiegels mit Hang- und Schichtwasser.

Vortriebs- und Sicherungskonzept Fels

Für den Fels wurde der Vollausschub gewählt. Die Bau- und Betriebsweise ist in Abbildung 4 dargestellt. Systematische Ankerung ist wegen der Sargdeckelproblematik unverzichtbar, was den Sicherheitsaufwand erhöht. Felsreinigung prüft die Stabilität der Bruchkörper in der Ortsbrust. Bei negativen Ergebnissen erfolgt eine Systemankerung. Eine Teilschnittmaschine wird nicht verwendet; Bagger und Abbaugeräte kommen zum Einsatz. Die temporäre Sohle wird durch eine Fahrpiste vor Verschlammung geschützt. Ein Ringprofil ist wegen des Quellpotentials notwendig. Beim Vortrieb im Bereich des Zürichbergtunnels wird ein Rohrschirm verwendet, da Injektionen nicht möglich sind. Stahleinbau nimmt die Lasten auf, die Abschlagslänge wird reduziert, und Überwachungsmessungen kontrollieren den Vortrieb, um eine maximale Verformung von 9 mm nicht zu überschreiten. Für die Felsstrecke wurden unterschiedliche Sicherheitsklassen definiert. Je nach geologischen Gegebenheiten erfolgt die Sicherung durch Anker und Spritzbeton oder Stahleinbau. In speziellen Fällen können auch Spiesse eingesetzt werden.

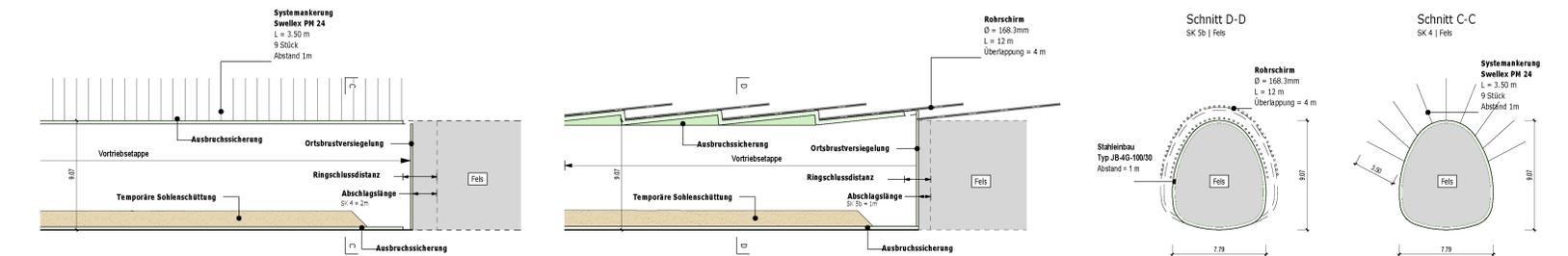


Abbildung 4: Bau- und Betriebsweise der Felsstrecke

Schlüsselprobleme

Der Vortrieb durch die heterogene OSM erfordert umfangreiche Stabilisierung und Sicherung. Im Abschnitt 1A müssen die Röhren des Zürichbergtunnels unterquert werden, was eine setzungsempfindliche Vorgehensweise erfordert. Bei KM 52.18 ist besondere Vorsicht wegen einer Quelle notwendig, um das Grundwasser nicht zu stören. In der Übergangsstrecke 2A, wo die Strosse in der OSM und die Kalotte im Lockergestein liegen, wirken Mergel und Wasser von unten, während das Grundwasser von oben drückt. Wechselnde Schichten können Hohlräume und Tagbrüche verursachen. Der Tunnelquerschnitt liegt unter dem Grundwasserspiegel.

Innenausbau

Nach Abschluss des Vortriebs beginnt der weitere Innenausbau. Das Konzept ist in Abbildung 5 ersichtlich. Zunächst werden die Abdichtungen vorgenommen, gefolgt vom Einbau des Sohlengewölbes und der Sohle. Anschliessend wird das Gewölbe errichtet, und zuletzt werden die Bankette eingebaut.

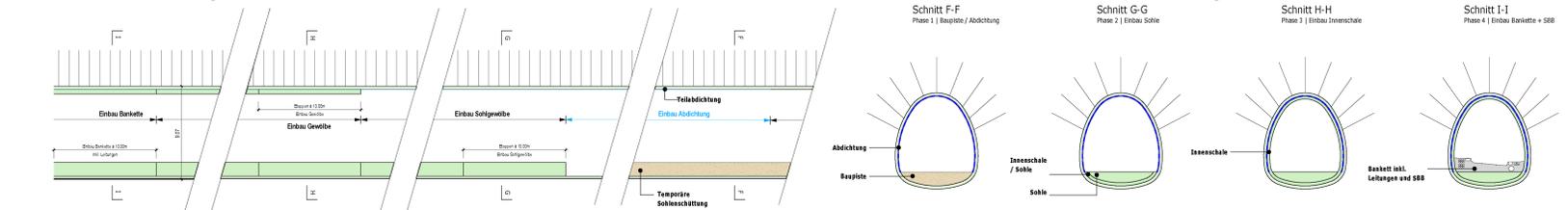


Abbildung 5: Konzept für die Erstellung des Innenausbaus

Normalprofile

Die Normalprofile wurden anhand statischer Berechnungen und bautechnischer Überlegungen erarbeitet. Die Einwirkungen aus dem Gebirge wurden ermittelt und auf ein Stabstatikmodell des Querschnitts angesetzt. Die Aussen- und Innenschale wurden so dimensioniert, dass sie diesen Belastungen standhalten können. Das Profil wurde aufgrund von bautechnischen Überlegungen entwickelt, wobei das Lichtraumprofil des Zuges, die Flucht- und Dienstwege sowie die benötigten Kabel berücksichtigt wurden. Aufgrund des Grundwassers wurde im Lockergestein ein vollabgedichtetes Profil gewählt, welches in Abbildung 6 ersichtlich ist. Im Felsen ist der Wasseranfall gering und eine Teilabdichtung ausreichend. Das Profil ist in Abbildung 7 dargestellt.

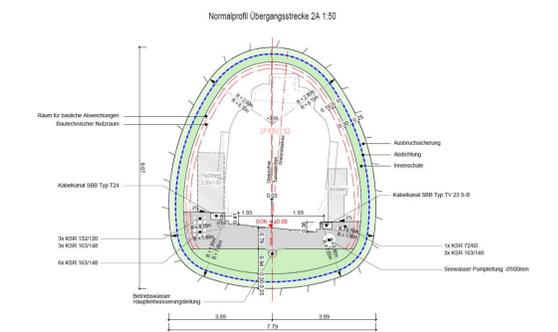


Abbildung 6: Normalprofil Lockergestein

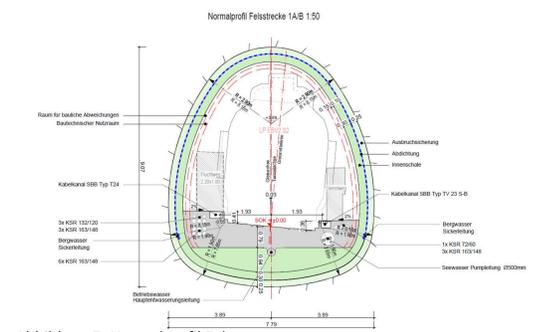


Abbildung 7: Normalprofil Felsen

Fazit

Das Projekt 2. Riesbachtunnel hat zwei Schlüsselstellen: die Unterquerung des Zürichbergtunnels und die Übergangsstrecke mit der gemischten Ortsbrust. Dieses Vorprojekt zeigt eine technisch machbare Lösung für das gesamte Projekt auf. In weiteren Projektphasen sind detailliertere Berechnungen und Abklärungen nötig, um das Projekt umzusetzen.