



**Kanton Zürich
Baudirektion
Amt für Abfall, Wasser,
Energie und Luft**

Gemeinden:
Langnau a. A.
Thalwil

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat Entlastungsstollen Thalwil

Auflageprojekt

Technischer Bericht

19. März 2019

85W-745-12-0

33-702



c/o IUB Engineering AG
Heinrichstrasse 147, 8005 Zürich
- IUB Engineering AG
- IM Maggia Engineering AG
- Kissling + Zbinden AG
- Kellerhals + Haefeli AG
- Büro HQ, Ingenieurbüro für Wasserbau
- Eduard Imhof, dipl. Architekt

Impressum

Auftraggeber

Kanton Zürich
Baudirektion
AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft

Projektleiter
Adrian Stucki

Herausgeber

IG Sihl Entlastungsstollen
c/o IUB Engineering AG
Heinrichstrasse 147
8005 Zürich

Projektleiter: Yves Keller
Stellvertreter: Martin Andres
TPL Hydraulik: Michael Müller
TPL Geotechnik und Statik: Thomas Merz
TPL Untertagbau: Heinz Schmaus

Autoren:

Peter Billeter (IUB Engineering AG)
Yves Keller (IUB Engineering AG)
Michael Müller (IUB Engineering AG)
Thomas Merz (IUB Engineering AG)
Tobias Karrer (IUB Engineering AG)
Aristoteles Manouras (IM Maggia Eng. AG)
Joëlle Kitamura (IM Maggia Engineering AG)
Renato Hemund (IUB Engineering AG)
Martin Andres (Kissling + Zbinden AG)
Xander Steuri (Kissling + Zbinden AG)
Pascal Huwyler (Kissling + Zbinden AG)
Reto Wagner (Kellerhals + Haefeli AG)
Eduard Imhof (dipl. Arch. ETH SIA)
Yves Keller (IUB Engineering AG)
Peter Billeter (IUB Engineering AG)

Geprüft durch:
Freigegeben durch:

Büro / Bericht Nr.

IUB / 14.51330.32-702

Auflistung der Versionen und Änderungen

Version	Datum	Änderungen/ Information
0.1	17.05.2018	Erstversion
0.2	31.05.2018	Entwurf Bauprojekt
0.9	03.09.2018	Entwurf Bau- und Auflageprojekt
1.0	28.09.2018	Abgabe Bau- und Auflageprojekt
1.1	19.03.2019	Auflageprojekt

Zusammenfassung

Der vorliegende technische Bericht zusammen mit den Anhängen und Beilagen sowie den zugehörigen Plänen beschreibt das Bauprojekt eines Entlastungstollens, der bei Hochwässern der Sihl die Abflussspitzen vom Raum Sihlwald in den Zürichsee bei Thalwil überleitet. Der Entlastungstollen Thalwil zwischen der Sihl und dem Zürichsee ist ein Element im Rahmen des Gesamtprojektes Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat.

Das Projekt wurde seit 2010 auf Stufe Machbarkeit und mit einer detaillierten Analyse möglicher Standorte für den Entlastungstollen begonnen. Die Güte und Tragfähigkeit einer solchen Lösung wurde anschliessend im Rahmen eines partizipativen Prozesses über alle Möglichkeiten des langfristigen Hochwasserschutzes entlang der Sihl breit ausgelotet. Die beiden Konzepte "Kombilösung Energie" (Verwendung Etzelwerk und Sihlsee auch zur Hochwasserbewältigung) und "Entlastungstollen Thalwil" erwiesen sich dabei als die geeignetsten. Die beiden Projekte wurden auf Stufe Vorprojekt weiterentwickelt. Der Entlastungstollen durch das AWEL des Kantons Zürich, die Kombi-Lösung Energie durch die SBB. Aufgrund der wirtschaftlich angespannten Situation am Strommarkt liess sich bei der Kombilösung kein Projekt entwickeln, das den Anforderungen der Wirtschaftlichkeit und des Hochwasserschutzes genügen konnte. Der Regierungsrat des Kantons Zürich hat deshalb am 04.10.2017 entschieden, für den Hochwasserschutz des untern Sihltals und der Stadt Zürich den Entlastungstollen Thalwil weiter zu verfolgen. Dieses Projekt wurde nun in einem Bauprojekt ausgearbeitet.

Der Entlastungstollen entnimmt mit einer regulierten Seitenentnahme in der prägnanten Linkskurve der Sihl unterhalb Sihlwald und unterhalb des Schwemmholtzrechens die Hochwasserspitzen und führt sie durch einen Freispiegelstollen unter dem Zimmerberg hindurch in den Zürichsee. Das Auslaufbauwerk mit einer Toskammer zur Energieumwandlung und der Einleitung in den Zürichsee liegt unmittelbar nördlich der ARA Thalwil. Das Anlagenkonzept ist in Abbildung 0.1 schematisch dargestellt. Der Stollen ist so ausgelegt, dass er bei einem Dimensionierungsabfluss von $600 \text{ m}^3/\text{s}$ in der Sihl (entspricht einem 500-jährlichen Hochwasserereignis, HQ_{500}), eine Entlastungskapazität von $330 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht. Die maximale Kapazität im Freispiegelabfluss wird rund $400 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen.

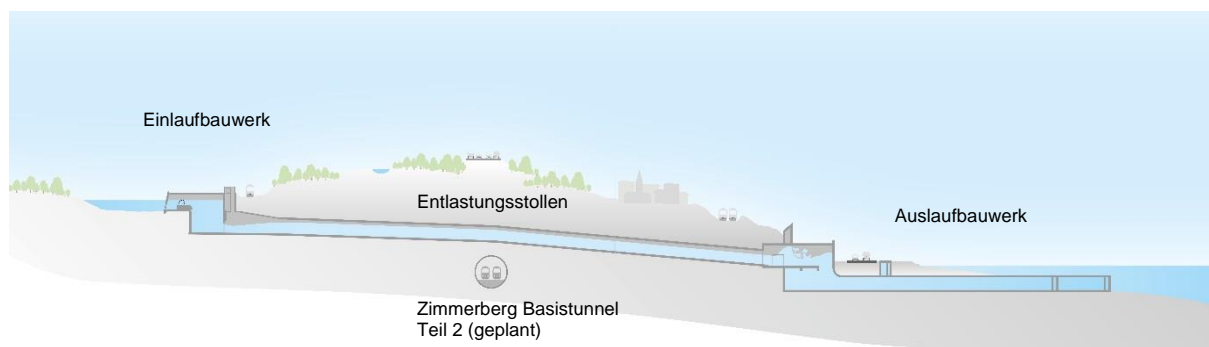


Abbildung.0.1: Schematischer Längsschnitt durch den Entlastungstollen mit Ein- und Auslaufbauwerk

Das regulierte Einlaufbauwerk weist zwei Wehrfelder mit fester Schwelle und aufgesetzten, luftgefüllten Schlauchwehren auf. Diese Lösung bietet die Möglichkeit, die Entlastung bei der der angestrebten maximalen Entlastungskapazität relativ spät anspringen zu lassen, womit im nachfolgenden Sihlabschnitt eine grössere Hochwasserdynamik erhalten bleibt. Die vorgesehene regulierte Wasserentnahme hat sich aufgrund der Vernehmlassungseingaben zum Vorprojekt, einer vertieften Grundwasserstudie sowie einer umfassenden Risiko-Analyse als bewilligungsfähige Bestlösung erwiesen.

Das Auflageprojektdossier beschreibt die Auslegung und Konzeption sowie die technischen Lösungen der einzelnen Bauten Einlaufbauwerk Sihlwald, Entlastungstollen und Auslaufbauwerk Thalwil. Der an das Einlaufbauwerk anschliessende Entlastungstollen verläuft in der Zürcher Molasse, hat einen Innendurchmesser von 6.6 m, ist rund 2.1 km lang und überquert nach rund 800 m den geplanten, zweiten Teil des Zimmerberg Basistunnels. Das Auslaufbauwerk unterquert die Seestrasse und das Seebad Bürger I und mündet rund 90 m vom Seeufer entfernt und mindestens 3 m unter der Wasseroberfläche in den Zürichsee. Im Rahmen der Projekterarbeitung wurden die Vortriebsmethoden und die Ausklei-

dungen des Stollens optimiert und in einem Variantenvergleich einander gegenübergestellt. Als Basislösung ist der Vortrieb mit einer einfachen Schild-Tunnelbohrmaschine (TBM) mit Tübbing-Auskleidung vorgesehen.

Die definitive Auslegung des Einlaufbauwerks wie auch die hydraulische Gestaltung der Toskammer resp. des Auslaufbauwerks in den Zürichsee wurden parallel im Rahmen des Vorprojekts vorabgeklärt und werden zurzeit im hydraulischen Modell an der VAW der ETH Zürich überprüft und optimiert.

Die Bauwerke des Entlastungsstollens sind so konzipiert, dass sie auf folgende Drittprojekte abgestimmt sind bzw. Synergien mit diesen Projekten genutzt werden können:

- Zimmerberg Basistunnel 2. Etappe
- Ausbau ARA Thalwil
- Neugestaltung Seeufer Bürger Thalwil
- Umgestaltung Seestrasse Thalwil

Im Projekt weiter untersucht und dargestellt sind auch die nötigen Baugruben und Bauhilfsmassnahmen, die Bauzustände sowie die Materialbewirtschaftung und Baulogistik. Vorgesehen ist der Hauptinstallationsplatz beim Einlaufbauwerk im Sihlwald, mit fallendem Vortrieb in Richtung Thalwil. Der Abtransport des Aushub- und Ausbruchmaterials erfolgt primär mit der SZU.

Die Gesamtbauzeit ab Baustart wird beim derzeitigen Projektierungsstand mit ca. 3.5 Jahren bzw. rund 40 Monaten veranschlagt. Die eigentlichen Baukosten werden nach aktuellem Stand und bei einer Kostengenauigkeit von $\pm 10\%$ auf rund 114.8 Mio. CHF (exkl. MWSt. und Teuerung, Preisbasis Juni 2018) geschätzt. Die Anlagekosten mit Planungs-, Bauneben- und Grundstückskosten betragen rund 135.4 Mio. CHF (exkl. MWSt. und Teuerung, Preisbasis Juni 2018) und 145.8 Mio. CHF inkl. MWSt. Aufgrund des sehr grossen Schadenpotentials der Sihl unterhalb des Sihlwalds von 3 - 6.7 Mrd. CHF und unter Berücksichtigung der im Vergleich dazu moderaten Investitions-, Unterhalts- und Betriebskosten weist der Entlastungsstollen Thalwil ein sehr gutes Nutzen-Kosten-Verhältnis auf.

Zürich, im März 2019

IG Sihl-Entlastungsstollen
c/o IUB Engineering AG, Zürich

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	9
1.1	Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat: Entlastungsstollen Thalwil und ergänzende Hochwasserschutzmassnahmen	9
1.2	Auftrag	11
1.3	Projektgeschichte und bisherige Arbeiten	11
2	Ausgangssituation und Grundlagen	13
2.1	Historische Hochwasserereignisse	13
2.2	Hydrologie	13
2.2.1	Einzugsgebiet	13
2.2.2	Hydrologie und Hochwasserabflüsse	14
2.3	Bestehende Gerinnekapazität und Gefahrenprozesse	15
2.3.1	Kapazität der Sihl	15
2.3.2	Schwachstellen	15
2.3.3	Hochwasserszenarien	15
2.4	Gewässerzustand und Umwelt	15
2.5	Schadenpotential und bestehende Gefahrensituation	16
2.6	Geologie und Hydrogeologie	16
2.6.1	Geologische und hydrogeologische Übersicht	17
2.6.2	Trennflächengefüge	18
2.6.2.1	Tektonik	18
2.6.2.2	Schichtung	18
2.6.2.3	Klüftung	19
2.6.3	Geotechnische Verhältnisse	19
2.6.4	Gasvorkommen	19
2.6.5	Einlaufbauwerk	20
2.6.5.1	Geologische Verhältnisse	20
2.6.5.2	Hydrogeologische Verhältnisse	20
2.6.6	Entlastungsstollen	21
2.6.6.1	Geologische Verhältnisse	21
2.6.6.2	Hydrogeologische Verhältnisse	21
2.6.7	Auslaufbauwerk	21
2.6.7.1	Geologische Verhältnisse	21
2.6.7.2	Hydrogeologische Verhältnisse	22
2.7	Mögliche Gefahrenarten	22
2.8	Topographie und Vermessung	23
2.8.1	Bezugsrahmen	23
2.8.2	Amtliche Vermessung und Plangrundlagen	23
2.8.3	Ergänzende Aufnahmen	23
2.9	Umfeld, Bauliche Anlagen	24
2.9.1	Werkleitungen	24
2.9.2	SZU Bahnlinie	24
2.9.3	SBB Bahnlinien Zürich – Chur bzw. Zürich – Luzern	25
2.9.4	Seestrasse	25
2.9.5	Weitere Bauten im Bereich Auslaufbauwerk	25
2.10	Drittprojekte und externe Randbedingungen	25
2.10.1	Zimmerberg Basistunnel	25
2.10.2	neue ARA Zimmerberg	26
2.10.3	Neugestaltung Seeufer Bürger Thalwil	27
2.10.4	Umgestaltung Seestrasse	28
2.10.5	Liftbauwerk Fruchi	28
2.10.6	Verlegung Mischwasserleitung	29
2.10.7	Meteorwasserleitung Gemeinde Thalwil	29
3	Projektannahmen	30
3.1	Schutzziele und Dimensionierungsgrössen	30
3.2	Konzeption und Funktionsweise des Entlastungsstollens	31
3.3	Ökologische Entwicklungsziele	33

4	Massnahmenplanung und Projektbeschrieb	34
4.1	Einlaufbauwerk	34
4.1.1	Variantenstudien und Entscheide	34
4.1.2	Übersicht Anlagenteile	34
4.1.3	Kontrollschwelle und Anpassung Flussbett der Sihl	35
4.1.3.1	Anpassung Sihl-Gerinne	36
4.1.3.2	Strukturierung ober- und unterhalb des Einlaufbauwerks	36
4.1.3.3	Sohlensicherung	36
4.1.3.4	Niederwasserrinne	37
4.1.3.5	Ufersicherung	37
4.1.4	Seitenüberfall und Einlauftrichter	38
4.1.4.1	Allgemeines	38
4.1.4.2	Schlauchwehr	38
4.1.4.3	Wehrrücken, Sammelbecken und Einlauftrichter	40
4.1.5	Konzept Tauchwand und Grobrechen	40
4.1.6	Drosselblende	41
4.1.7	Abschlussorgan	42
4.1.8	Profilübergang zum Entlastungstollen inkl. Unterquerung SZU	43
4.1.9	Betriebs- und Antriebsgebäude	43
4.1.10	Zugänge	43
4.1.11	Ausrüstung des Bauwerks	45
4.1.12	Foundation und Tragwerkskonzept	46
4.1.12.1	Stahlbeton - Tragwerk	46
4.1.12.2	Auftriebssicherung	47
4.1.13	Gestaltung und Umgebung	48
4.2	Entlastungstollen	50
4.2.1	Variantenstudien und Entscheide	50
4.2.2	Übersicht	50
4.2.3	Vortriebs- und Auskleidungskonzepte	52
4.2.3.1	Grundlösung Schild-TBM-Vortrieb mit Tübbingausbau	52
4.2.3.2	Alternatives Auskleidungskonzept offene Gripper TBM und Spritzbetonverkleidung	54
4.2.4	Startröhre	56
4.2.5	Unterquerung SBB-Trasse	56
4.2.6	Ausrüstung des Bauwerks	57
4.2.7	Tragwerkskonzept	57
4.3	Auslaufbauwerk	58
4.3.1	Variantenstudien und Entscheide	58
4.3.2	Übersicht Anlagenteile	59
4.3.3	Toskammer, Be-/Entlüftungsschacht	60
4.3.4	Rechteckkanal und Mündungsbauwerk	61
4.3.5	Seeseitige Abschlüsse	62
4.3.5.1	Dammbalkenverschluss / Revisionszugang	62
4.3.5.2	Nadelverschluss	63
4.3.6	Zugang und Ersatz zweier Garagen für Private	63
4.3.7	Zugänge für Anwohner	64
4.3.8	Ausrüstung des Bauwerks	64
4.3.9	Foundation und Tragwerkskonzept	64
4.3.9.1	Im bergseitigen Abschnitt (Feld Hang)	65
4.3.9.2	Feld Strasse und Feld Strandbad	65
4.3.9.3	Feld 4 See	65
4.3.10	Gestaltung und Umgebung	66
4.4	Ersatzneubau Seebad Bürger I	67
4.4.1	Anlass	67
4.4.2	Situation	67
4.4.3	Gebäudestruktur	67
4.4.4	Ausdruck und Materialisierung	68
4.4.5	Konstruktions- und Baubuch	68
4.4.5.1	Vorbereitungsarbeiten	68
4.4.5.2	Gebäude	68
4.4.5.3	Umgebung	69

4.5	Ausgleichs- und Ersatzmassnahmen	69
5	Bauphase	70
5.1	Übergeordneter Bauablauf und Bauprogramm	70
5.2	Übergeordnete Baustelleninstallation und Erschliessung	70
5.3	Einlaufbauwerk	72
5.3.1	Bauablauf, Bauphasen	72
5.3.2	Baugruben	75
5.3.2.1	Baugrubensicherung wasserseitig	75
5.3.2.2	Baugrubensicherung landseitig	78
5.3.2.3	Felsaushub und Aushubflächen Bauwerksbereich EBW	78
5.3.2.4	Baugrubensicherung Portalbereich	81
5.3.3	Wasserhaltung	83
5.3.3.1	Ausgangslage anfallendes Wasser	83
5.3.3.2	Wasserhaltung Ostseite	83
5.3.3.3	Wasserhaltung Westseite	84
5.3.3.4	Wasserhaltung Aushubbereich Bauwerk EBW	84
5.3.4	Arbeitssicherheit	84
5.3.5	Installationsflächen	86
5.3.6	Werkleitungen	86
5.3.7	Überwachung	87
5.4	Entlastungsstollen	88
5.4.1	Vortriebskonzept	88
5.4.2	Gefährdungsbilder	88
5.4.3	Ausbruchsicherung	89
5.4.3.1	Grundlösung	89
5.4.3.2	Alternative Auskleidungskonzepte	89
5.4.4	Verkleidung	90
5.4.5	Wasserhaltung	90
5.4.6	Arbeitssicherheit	90
5.4.7	Überwachung	91
5.5	Auslaufbauwerk	92
5.5.1	Übersicht Baufelder	92
5.5.2	Bauablauf, Bauphasen	92
5.5.3	Baugruben	94
5.5.4	Wasserhaltung	97
5.5.5	Arbeitssicherheit	97
5.5.6	Installationsflächen	98
5.5.1	Werkleitungen	98
5.5.2	Überwachung	99
5.6	Materialbewirtschaftung	100
5.6.1	Wiederverwertung von Aushub- und Ausbruchmaterial	100
5.6.2	Deponiekonzept und Transporte	100
5.6.3	Hauptkubaturen	102
6	Betrieb und Unterhalt	104
6.1	Betriebskonzept	104
6.1.1	Überwachung und Instrumentierung der Anlage	104
6.1.2	Warnung, Alarmierung und Inbetriebnahme des Stollens	106
6.1.3	Intervention und Notfallplanung	107
6.1.4	Leitsystem und Regelung nach Trenncharakteristik	107
6.1.5	Betriebssicherheitskonzept Schlauchwehr beim EBW	108
6.2	Zugänge	109
6.3	Unterhalt und Revision	109
6.4	Arbeitssicherheit	110
6.5	Zugangsschutz	110
6.6	Geschiebebewirtschaftung Sihl	111
7	Kosten und Wirtschaftlichkeit	112
7.1	Baukosten	112
7.2	Betriebs- und Unterhaltskosten	114

7.3	Kostenwirksamkeit (Nutzen-Kosten-Verhältnis)	115
8	Verfahren und Gesamtterminplan	116
9	Auswirkungen der Massnahmen	117
9.1	Auswirkungen auf Siedlungen, Nutzflächen, Landwirtschaft und Wald	117
9.2	Auswirkungen auf Natur und Landschaft	118
9.3	Auswirkungen auf Gewässer und Grundwasser	118
9.3.1	Auswirkungen auf den Sihlunterlauf	118
9.3.1.1	Geschiebetrieb	118
9.3.1.2	Auswirkungen auf den Grundwasserträger im Sihltal	119
9.3.1.3	Auswirkungen auf die Durchflusskapazität des Grundwassers in der unmittelbaren Umgebung des Einlaufbauwerks	119
9.3.2	Auswirkungen auf Zürichsee und Zürichseeanlieger	119
9.3.2.1	Anstieg Zürichseepiegel	119
9.3.2.2	Tauchstrahl in den Zürichsee	120
9.3.2.3	Seeströmungen und weitere Auswirkungen im Zürichsee	121
10	Verbleibende Gefahren und Risiken	124
10.1	Überlastfall	124
10.1.1	Zusammenspiel Einlaufbauwerk - Entlastungsstollen	124
10.1.2	Vorgesehene Massnahmen	125
10.2	Verbleibende Gefährdung	125
11	Notfallplanung und Intervention	127
12	Realisierbarkeit und Projektrisiken	128
13	Schlussbemerkungen und Ausblick	130
13.1.1	Allgemeines	130
13.1.2	Weiterführende Detailabklärungen	130

1 Einleitung

1.1 Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat: Entlastungsstollen Thalwil und ergänzende Hochwasserschutzmassnahmen

Das Projekt Hochwasserschutz «Sihl, Zürichsee, Limmat» hat zum Ziel, den Hochwasserschutz entlang der Sihl und der Limmat unter Einbezug des Zürichsees zu verbessern. Die einzelnen Planungen dieses umfassenden Gesamtprojektes sind in Abbildung 1.1 dargestellt und nachfolgend beschrieben:

- Der rund zwei Kilometer lange **Entlastungsstollen Thalwil** soll Hochwasserspitzen der Sihl in den Zürichsee überleiten und so das untere Sihltal und Zürich vor Extremhochwasser schützen. Aufgrund der für den Bau des Entlastungsstollens erforderlichen Eingriffe in die Natur und Landschaft der Sihl und des Zürichsees, werden umfangreiche ökologischen Ersatzmassnahmen an der Sihl in Langnau am Albis und am Zürichsee in Richterswil umgesetzt.
- Der **Schwemmholzrechen Sihl** oberhalb von Langnau am Albis verhindert Verklauungen durch Schwemmholz an kritischen Stellen wie Brücken oder den Durchlässen unter dem Hauptbahnhof Zürich.
- Mit Hilfe eines **Hochwasservorhersagesystems** (IFKID-Hydro Sihl) kann der Sihlsee gezielt vorabgesenkt werden. Durch die Vorabsenkung wird ein Rückhaltevolumen im Sihlsee geschaffen, mit welchem ein Teil einer Hochwasserwelle aufgefangen und kritische Abflusswerte der Sihl nicht überschritten werden.
- Mit der *aktiven Sihlseesteuerung* und der **Anpassung des Wehrreglements** kann bei erhöhter Wasserführung der Alp – aufgrund von Hochwasserereignissen – der Ausfluss aus dem Sihlsee gedrosselt werden, sodass unterhalb des Zusammenflusses von Sihl und Alp kritische Abflusswerte nicht überschritten werden.
- Mit dem Projekt **Aufwertung und Hochwasserschutz Allmend Brunau** wird der Hochwasserschutz durch gezielte Ufererhöhungen am Ort mit der zurzeit kleinsten Abflusskapazität der Sihl in der Stadt Zürich verbessert. Zudem soll der Sihlraum aufgewertet werden.
- Die **Erneuerung des Wehrs Platzspitz** dient der Verbesserung der Regulierbarkeit und der Betriebssicherheit für die Regulierung des Zürichsees. Am Wehrreglement werden keine Änderungen vorgenommen.
- Mit der **Sohlenabsenkung und dem Ersatzneubau der Rathausbrücke** wird die Abflusskapazität der Limmat erhöht.
- Mit der **Sohlenabsenkung und Verstärkung der Münsterbrücke** werden die Abflusskapazität der Limmat erhöht und die Pfeilerkonstruktion angepasst resp. zusätzlich gesichert.

Bis ins Jahr 2017 wurden für den langfristigen Hochwasserschutz an Sihl, Zürichsee und Limmat die Konzepte «Kombilösung Energie» (Erneuerung und den Ausbau des Pumpspeicherkraftwerks Etzelwerk durch die SBB im Rahmen der Neukonzessionierung) und «Entlastungsstollen Thalwil» vertieft untersucht. Mit Beschluss Nr. 943 vom 04. Oktober 2017 hat der Zürcher Regierungsrat entschieden, nur noch den «Entlastungsstollen Thalwil» weiter zu projektieren. Die Hauptgründe für den Entscheid des Regierungsrates sind, dass der Entlastungsstollen:

- robust aufgrund von Unabhängigkeit von Wettervorhersagen und hohem Funktionsgrad ist.
- die höchste Sicherheit bietet und die grösste Reduktion des Jahresschadens aufweist.

- ökologisch verträglich ist.
- vom Kanton Zürich selbst, unabhängig von anderen Planungen, zügig umgesetzt werden kann.

Weitere Gründe für den Entscheid des Regierungsrates sind im Synthesebericht zum Konzeptentscheid «Entlastungsstollen Thalwil» vom 27.10.2017 zusammengefasst (der Bericht ist im Projektdossier enthalten).

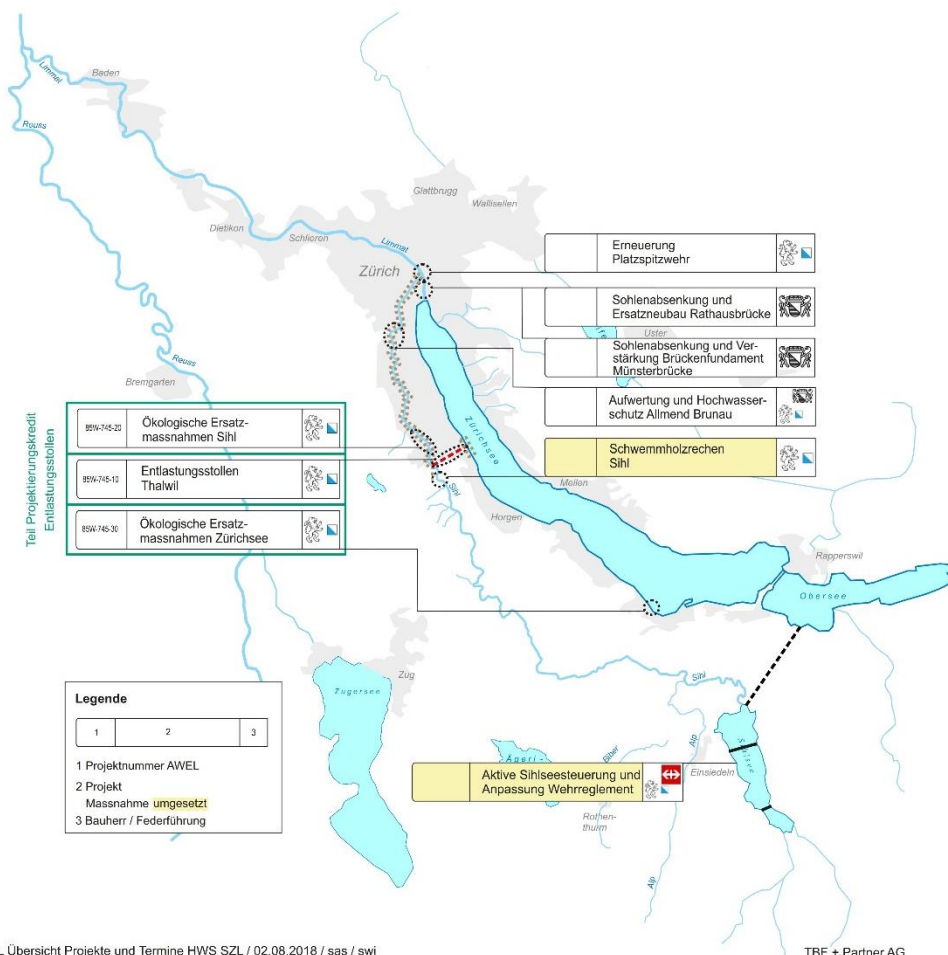


Abbildung 1.1: Übersicht über die verschiedenen Planungen im Rahmen des Gesamtprojektes Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat (Grafik TBF, 2018)

Gemäss nationaler Verordnung über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPV) untersteht der Entlastungsstollen als wasserbauliche Massnahme mit Kosten von mehr als 10 Millionen Franken der Umweltverträglichkeitsprüfung. In der Untersuchung zur Umweltverträglichkeit wird aufgezeigt, dass durch den Bau und den Betrieb des Entlastungsstollens schutzwürdige Biotope beeinträchtigt werden. Das nationale Natur- und Heimatschutzgesetz (NHG) sieht daher vor, dass der Verursacher für Schutz, Wiederherstellung oder angemessenen Ersatz zu sorgen hat. Aus diesem Grund sieht der Kanton Zürich an der Sihl und am Zürichsee ökologische Ersatzmassnahmen vor.

Die Erkenntnisse aus den Abklärungen zum Umweltverträglichkeitsbericht (UVB) hatten dann auch Rückwirkungen auf das Projekt des Entlastungsstollens. Um den Geschiebetrieb und die morphologischen Prozesse in der Sihl unterstrom der Entlastung möglichst lange aufrecht zu erhalten und damit auch die Speisung des Sihl-Aquifer gewährleisten zu können, wurde eine regulierbare Entlastung mit angepasster Trenncharakteristik gewählt.

Der «Entlastungsstollen Thalwil» wird zusammen mit den «ökologischen Ersatzmassnahmen Sihl» und den «ökologischen Ersatzmassnahmen Zürichsee» in einem Projektierungskredit zusammengefasst. Die öffentliche Planaufgabe dieser drei Projekte und des UVB findet in den betroffenen Gemeinden gleichzeitig statt.

Die Projekte Schwemmholzrechen Sihl, aktive Sihlseesteuerung und Anpassung des Wehreglements wurden bereits realisiert. Die übrigen in der Abbildung 1.1 dargestellten Projekte befinden sich in Planung und werden in separaten Verfahren aufgelegt.

1.2 Auftrag

Mit Schreiben vom 30.03.2016 erteilte das Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL) des Kantons Zürich der Ingenieurgemeinschaft Sihl-Entlastungsstollen unter der Federführung der IUB Engineering AG, Zürich, den Zuschlag für die Projektierungsarbeiten für den Entlastungsstollen Thalwil, der im Rahmen des Gesamtprojektes Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat zu planen ist. Der Zuschlag basierte auf der Offerte der IG Sihl-Entlastungsstollen vom 08.02.2016. Basis für die Ingenieurleistungen ist der Planervertrag vom 27.05.2016.

Die zu erbringenden Leistungen umfassen ein Vorprojekt und anschliessend das nun vorliegende Bau- und Auflageprojekt. Die Ingenieurleistungen für die Ausschreibungen und die Realisierung des Entlastungsstollens Thalwil sind vorerst als Option vorgesehen.

1.3 Projektgeschichte und bisherige Arbeiten

Das Projekt des Entlastungsstollens Thalwil zwischen der Sihl und dem Zürichsee hat bereits eine mehrjährige Geschichte und steht im Rahmen des Gesamtprojektes Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat.

Im Jahr 2010 wurde von der IUB in einer ersten Studie ein breites Variantenstudium zum Standort eines möglichen Entlastungsstollens zwischen der Sihl und dem Zürichsee durchgeführt. Diese Abklärungen ergaben folgende Hauptresultate:

1. Für eine neue Entlastung der Sihl mittels Überleitung in ein anderes Gewässer bietet sich primär die Entlastung in den Zürichsee an, wobei die topographisch geeignetsten Trassen im Abschnitt zwischen Horgen und Thalwil befinden (Abbildung 1.1/Abbildung 1.2).
2. Anhand eines umfangreichen Kriterienkatalogs (Geologie, Umwelt - Ökologie - Schutzgebiete, Altlasten, Eigentumsverhältnisse etc.) wurde aus einer grossen Anzahl topographisch möglicher Trassen eine Bestvariante zwischen der Sihl unterhalb des Schwemmholzrechens Sihlwald und dem Raum nördlich der ARA Thalwil ermittelt werden (Abbildung 1.3).

Die grundsätzliche Machbarkeit eines Entlastungsstollens zwischen Sihl und Zürichsee wurde mit Abschluss der Machbarkeitsstudie per 23.12.2010 aufgezeigt.

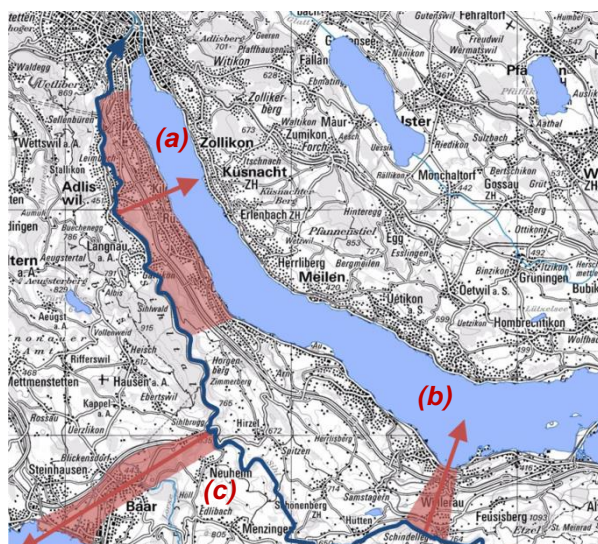


Abbildung 1.2: Geprüfte Entlastungskorridore von der Sihl in (a) den Zürichsee zwischen Horgen und Zürich, (b) den Zürichsee im Raum Richterswiler Bucht und (c) via Sihlbrugg und Lorze in den Zugersee

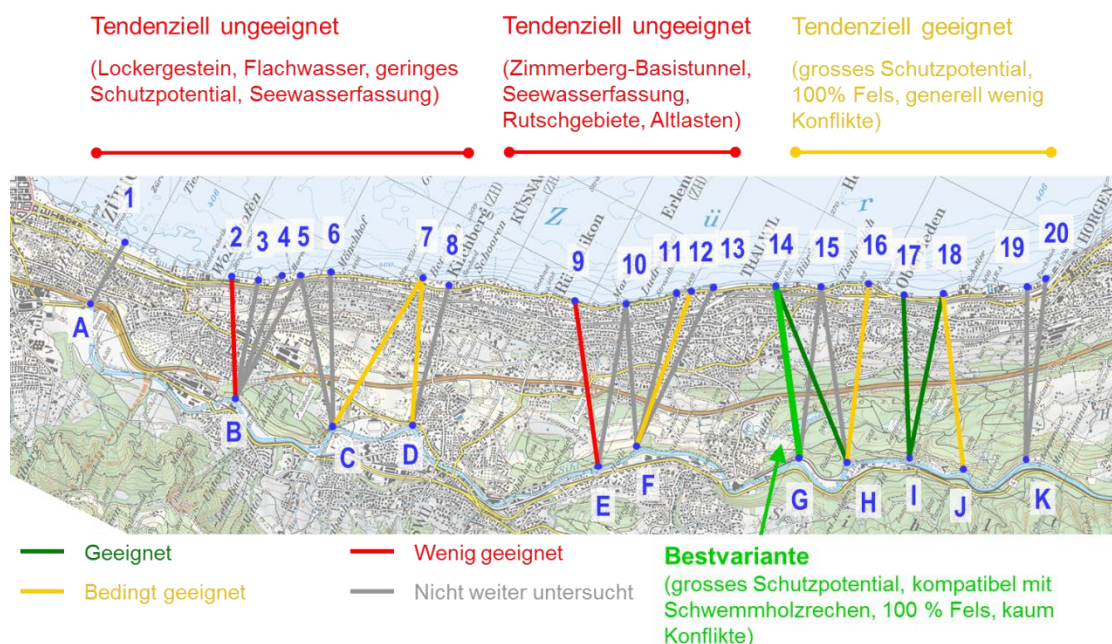


Abbildung 1.3: Untersuchte und bewertete Linienführungen im Abschnitt Horgen - Wollishofen mit der Bestvariante zwischen Sihlwald und der ARA Thalwil

Die Güte und Tragfähigkeit eines Entlastungsstollens wurde anschliessend im Rahmen eines partizipativen Prozesses über alle Möglichkeiten des langfristigen Hochwasserschutzes entlang der Sihl breit ausgelotet. Ausgangspunkt für die Erarbeitung der Lösungsansätze waren drei unterschiedliche Strategien:

1. Rückhalten des Hochwassers und Objektschutz
2. Durchleiten des Hochwassers (Vollausbau)
3. Umleiten des Hochwassers (Entlastungsstollen)

In einem Workshop-Verfahren wurden auf Basis dieser Strategien die zwei Bestkonzepte "Kombilösung Energie" und "Entlastungsstollen" entwickelt (vgl. Synthesebericht AWEL sowie Technischer Bericht Umleiten, April 2012). Diese Konzepte weisen einen unterschiedlichen Komplexitätsgrad auf. Das Konzept "Entlastungsstollen" lässt sich im Hinblick auf die

Hochwassersicherheit innerhalb von 8 bis 12 Jahren realisieren und schafft die Voraussetzungen für lokale Aufwertungsmassnahmen in der Sihl. Demgegenüber ist für das Konzept "Kombilösung Energie" aufgrund eines höheren Komplexitätsgrades mit einem Zeithorizont von 15 Jahren und mehr bis zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit zu rechnen. Letzteres Konzept bietet möglicherweise einen volkswirtschaftlichen Mehrwert dank der Energienutzung. Die Ausarbeitung des Konzepts "Kombilösung Energie" erfolgt unter der Federführung der SBB im Rahmen der Neukonzessionierung des Etzelwerks.

Der Entlastungsstollen Thalwil wurde gleichzeitig durch das AWEL weiterverfolgt. In einer ersten Phase wurden der Standort und das Design des Einlaufbauwerkes im Raum Sihlwald mittels eines hydraulischen Modellversuchs überprüft. Dies geschah deshalb vorgezogen, weil einerseits das Entlastungsbauwerk direkt an eine oberstrom geplante Holzrückhaltanlage anschliesst, womit die eventuelle gegenseitige Beeinflussung zu prüfen war. Andererseits weil die Entlastungscharakteristik des Stollens entscheidende Bedeutung für die Morphologie in der Sihl unterstrom des Einlaufbauwerkes hat.

Die Modellversuche konnten im Sommer 2013 mit der Optimierung der hydraulischen Kontur des Einlaufbauwerkes abgeschlossen werden. Diese Resultate wie auch die Erkenntnisse aus der weiteren Projektbearbeitung flossen in eine vertiefte Machbarkeitsstudie mit Datum 31.08.2015 ein. Darin wurden die Bauwerke des Entlastungsstollens weiter ausgearbeitet und es wurde eine Kostenschätzung mit einer Genauigkeit von +/-20 % erstellt.

Bei der Ausarbeitung der Kombilösung Energie liess sich keine Variante finden, die einerseits der wirtschaftlichen Stromproduktion unter den gegenwärtigen Marktbedingungen genügt und gleichzeitig mit einer genügenden und vor allem sicheren Entlastung des Sihlsees in den Zürichsee die Anforderungen an den Hochwasserschutz erfüllt. Der Regierungsrat des Kantons Zürich hat deshalb am 04. Oktober 2017 entschieden, für den Hochwasserschutz des unteren Sihltals und der Stadt Zürich das Projekt Entlastungsstollen Thalwil weiter zu verfolgen.

2 Ausgangssituation und Grundlagen

2.1 Historische Hochwasserereignisse

Die ersten Erkenntnisse zu historischen Hochwasserereignissen an Sihl und Zürichsee sind im Synthesebericht des AWEL vom 15. Juni 2015 zu den vertieften Untersuchungen zusammengestellt (vgl. Grundlagen).

2.2 Hydrologie

2.2.1 Einzugsgebiet

Das Einzugsgebiet der Sihl liegt im voralpinen Gebiet auf einer mittleren Höhe von rund 1040 m ü.M. Das Gebiet ist nicht vergletschert und umfasst bis zur Messstation Sihlhölzli in Zürich eine Fläche von 343 km². Geologisch liegt der grösste, obere Teil des Einzugsgebiets im Bereich der Helvetischen Decken und der Einsiedler Schuppenzone (Flysch). Im unteren Bereich läuft die Sihl durch die subalpine und die mittelländische Molasse (im Sihltal hauptsächlich durch die obere Süsswasser-Molasse). Damit ist das Gebiet topographisch stark gegliedert und hat Täler mit steilen Flanken und hochliegendem Felsen, was schnelle Abflussprozesse fördert.

Die Abflussprozesse in der Sihl werden durch zwei unterschiedliche Abflüsse aus Teileinzugsgebieten bestimmt:

1. Eher langsam variierende, kontrollierte Ausflüsse aus dem Sihlsee, in welchem je nach Betriebsregime und Sihl-Seeregulierung die Zuflüsse des oberhalb liegenden Einzugsgebiets gedämpft werden.

2. Ungedämpfte, schnelle Abflüsse der Alp und der Biber, welche die Dynamik des Abflussgeschehens in der Sihl unterhalb deren Mündung in die Sihl bei Dreiwässern (zwischen Biberbrugg und Schindellegi) prägen.

2.2.2 Hydrologie und Hochwasserabflüsse

Bisherige und zukünftige Erkenntnisse (z.B. wegen der Anpassung des Wehrreglements Sihlsee) fließen über die hydrologischen Eckwerte direkt in die Projektierung ein (vgl. Abschnitt 2.2). Zur Auslegung des Hochwasserentlastungsstollens sind die hydrologischen Verhältnisse der Sihl und des Zürichsees massgebend.

Die in der Machbarkeitsstudie angenommenen Hochwasserabflüsse der Sihl wurden basierend auf dem kombinierten hydrologisch-hydraulischen Prozessmodell PREVAH-FLORIS ([10] Studie "Hochwasser-Hydrologie der Sihl", Scherrer AG, 2013) überarbeitet und angepasst. So entspricht das in der Gefahrenkarte Stadt Zürich angegebene EHQ gem. den neuen Erkenntnissen nur noch rund einem HQ₃₀₀. Das Extremereignis EHQ wird mit einer Abflussspitze von 650 - 800 m³/s angegeben.

Aus den vorgeschlagenen Bandbreiten der Hochwasserabflüsse der Sihl in Zürich wurden unter Berücksichtigung einer gewissen Dämpfung durch den Sihlsee neue Hochwasserabflüsse festgelegt (vgl. Tabelle 2.1).

Ursprünglich sollte der Entlastungsstollen auf einen Sihl-Abfluss von 550 m³/s (EHQ) dimensioniert und mit einer Trenncharakteristik so ausgelegt werden, dass 300 m³/s entlastet werden und 250 m³/s weiter in Richtung Stadt Zürich fließen.

Ausgehend von den neuen Hochwasserwerten und verschiedenen Szenarienberechnungen der Forschungsanstalt für Wald Schnee und Landschaft (WSL) wird für den Entlastungsstollen von einem Dimensionierungsabfluss in der Sihl von neu 600 m³/s ausgegangen. Dies entspricht in etwa einem 500-jährlichen Hochwasserereignis. Als Überlastabfluss gilt das EHQ mit 700 - 800 m³/s.

Tabelle 2.1: Abflüsse bei der Station Sihlhölzli und Variation der Hochwasserabflüsse unterschiedlicher Grundlagen und Jährlichkeiten. Die für die Projektierung festgelegten Dimensionierungswerte basieren der Scherrer-Studie "Hochwasser-Hydrologie der Sihl" [10]

	Gefahrenkarte Stadt Zürich	Studie "Hochwasser- Hydrologie der Sihl"	Festlegung Dimensio- nierung
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
HQ ₃₀	290	300 - 350	320
HQ ₁₀₀	360	400 - 490	430
HQ ₃₀₀	450	500 - 600	540
EHQ	550	650 - 800	700 - 800

Abflussganglinien sind für die Projektierung des Entlastungsstollens nicht notwendig, da die Kapazität auf die Abflussspitze ausgelegt wird. Für die Auswirkungen auf den Zürichsee hingegen sind die abgeleiteten Volumen und damit die Abflussganglinien relevant.

Das Zusammenspiel von reduziertem Sihl-Abfluss in Zürich, dem durch die Überleitung erhöhten Pegel des Zürichsees und dem Limmatabfluss wurde schon im Rahmen des Teilprojekts 1 (AWEL, Technischer Bericht vom 01.10.2015) untersucht. Die Studie zeigte auf, dass ein Pegelanstieg im Zürichsee durch einen geeigneten Neubau der Rathausbrücke in Zürich (Abflussengpass in der Limmat) kompensiert werden kann. Dieses Projekt wird nun umgesetzt.

Zum Zürichsee werden vom BAFU keine Frequenzanalysen mehr publiziert, da es sich um einen regulierten See handelt. Die Schadengrenze liegt auf 406.60 m ü.M. der mittlere Wasserspiegel auf 405.94 m ü.M., der Minimum-Wasserspiegel auf 405.47 m ü.M. (1952).

2.3 Bestehende Gerinnkapazität und Gefahrenprozesse

2.3.1 Kapazität der Sihl

Wie die Erfahrungen vom Hochwasser 2005 zeigen, kann die Sihl im Abschnitt Sihlwald bis zur Mündung in die Limmat einen Abfluss in der Grössenordnung von 280 m³/s bis 300 m³/s noch ohne grössere Schäden abführen. Das Freibord nach KOHS¹ ist weitgehend eingehalten. Die Behandlung und die Behebung einzelner Defizite ist nicht Bestandteil des vorliegenden Projekts (siehe auch 2.3.2).

Wie die hydraulischen Modellversuche der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich im Jahr 2015 gezeigt haben, kann unter Einhaltung eines Freibords von 1 m ein Abfluss von 270 m³/s durch die 5 Durchlässe unter den Gleisfeldern des Hauptbahnhofs Zürich (HB) abfliessen. Wegen dem vergleichsweise breiten Abflussquerschnitt im Bereich HB (5 Durchlässe) schlägt erst ein Abfluss von rund 490 m³/s an den Trägern der Gleisbrücken an.

2.3.2 Schwachstellen

Die kritischste Schwachstelle befindet sich in der «Allmend Brunau», wo die Abflusskapazität der Sihl rund 320 m³/s beträgt.

Die Schwachstellenanalyse und Massnahmen an Sihl und Zürichsee sind nicht Bestandteil des Projekts Entlastungsstollen Thalwil und wurden bzw. werden im Rahmen des Gesamtprojekts in anderen Teilprojekten bearbeitet (vgl. Abbildung 1.1).

2.3.3 Hochwasserszenarien

Wie unter Abschnitt 2.2.1 dargelegt, ist der Sihl-Abfluss bei Sihlwald durch die Überlagerung des gedämpften Ausflusses aus dem Sihlsee und den ungedämpften Spitzen von Alp und Biber bestimmt. Zur Illustration zeigt Abbildung 2.1 (a) die Ganglinie des Hochwassers vom Hochwasser 2005 am Pegel Sihlhölzli. In Abbildung 2.1 (b) ist beispielhaft die Ganglinie des Hochwasserszenarios E06 der WSL [11] dargestellt. Typisch ist der rasante Abflussanstieg von bis zu 300 m³/s innert rund 4 Stunden.

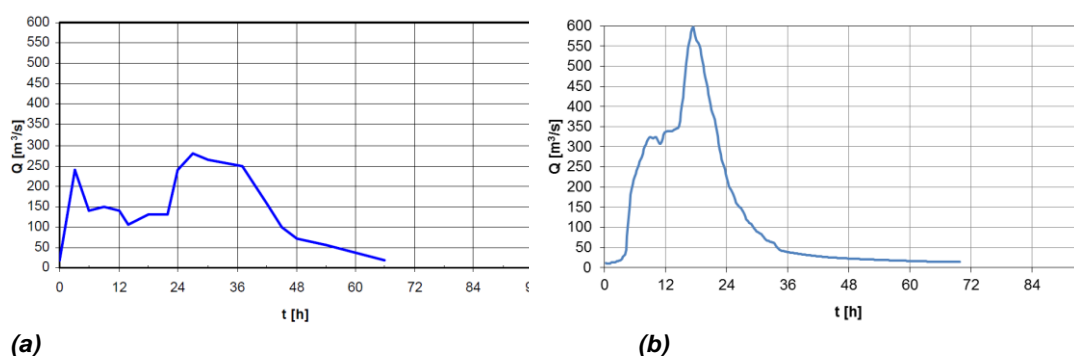


Abbildung 2.1: Verhalten der Abflussganglinien der Sihl beim Sihlhölzli: (a) Ganglinie beim Hochwasser 2005, (b) Ganglinie des WSL-Szenarios E06_Wet_Stauziel.

2.4 Gewässerzustand und Umwelt

Die Angaben dazu sind im Umweltverträglichkeitsbericht enthalten (siehe Dossier Gesamtprojekt, Bericht Nr. 1526-B-1).

¹ KOHS = Kommission für Hochwasserschutz des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbands

2.5 Schadenpotential und bestehende Gefahrensituation

Während dem Hochwasserereignis im Jahr 2005 entging Zürich nur knapp grossen Hochwasserschäden. Im Rahmen einer anschliessenden Lagebeurteilung zeigte sich, dass hinsichtlich des Hochwassermanagements (HWM) akuter Handlungsbedarf für das Einzugsgebiet Zürichsee, Sihl, Limmat besteht. Die in Abbildung 2.2 dargestellten Überschwemmungsflächen (gelb) resultieren aus einer Modellierung mit dem Niederschlagsereignis 2005 Meiringen oder Engelberg über dem Sihleinzugsgebiet. Dieses Ereignis ist vergleichbar mit dem historischen Ereignis von 1846.

Grossteile der Stadt Zürich liegen auf dem Schwemmkegel der Sihl (unteres Sihltal, Bereich Hauptbahnhof, Teil des Limmattals). Die vorliegende Gefahrenkarte der Stadt Zürich zeigt, dass ab einem Abfluss von 360 m³/s mit grossflächigen Überflutungen schwacher Intensität zu rechnen ist (Wassertiefen < 0.5 m). Aufgrund der dichten Überbauung des betroffenen Gebiets und der zum Teil sensiblen Infrastruktur (Gleisfelder Hauptbahnhof, Grossrechner, unterirdische Anlagen wie beispielsweise das Shop-Ville) ist das Schadenpotenzial als sehr hoch einzustufen (rund 3 bis zu 6.7 Mrd. CHF bei einem Ereignis wie 1846). Die Risiken und das Schadenpotential im Sihl-Unterlauf und der Stadt Zürich wurden in der dem Konzeptentscheid zugrunde liegenden Risiko-Abwägung 2017 nochmals untersucht (siehe Synthesericht AWEL, Dossier Gesamtprojekt).

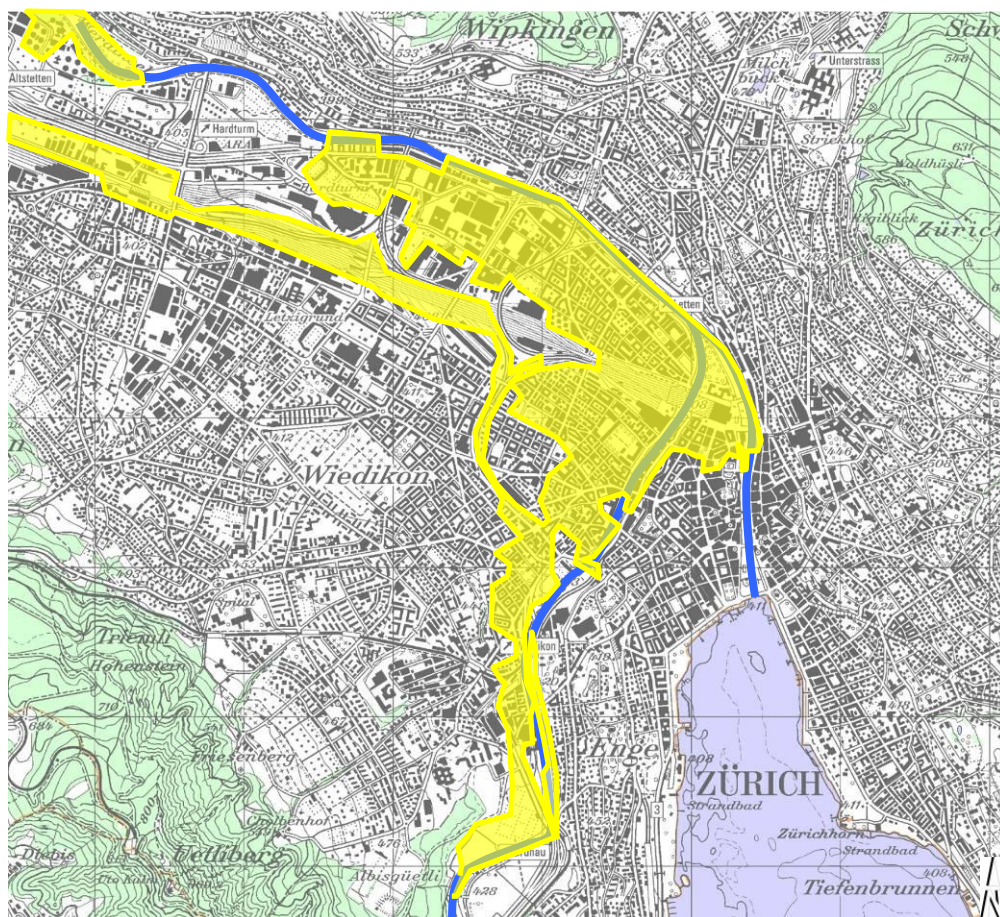


Abbildung 2.2: Mögliche Überschwemmungsflächen Sihl und Limmat (HQ₃₀₀ – EHQ), ca. 4 – 5 km²

2.6 Geologie und Hydrogeologie

In diesem Kapitel werden die geologischen Grundlagen dargestellt und die daraus resultierenden Interpretationen erläutert. Im Speziellen wird auf die geologisch-geotechnischen und

hydrogeologischen Verhältnisse der einzelnen Anlagenteile des vorliegenden Vorprojekts eingegangen.

Die Beschreibungen beruhen im Wesentlichen auf den Resultaten und Erkenntnissen der geologisch-geotechnischen und hydrogeologischen Untersuchungen vom Herbst 2016. Diese Resultate sind im Bericht „Erläuterungen zum geologisch-geotechnischen Prognoseprofil“ vom 2. Mai 2017 ausführlich beschrieben und können dort im Detail nachgelesen werden (siehe Beilage B3). Weiter wurden auch die Erkenntnisse aus den Untersuchungen im Rahmen der vertieften Machbarkeitsstudie (Bericht Nr. 11216 von Dr. von Moos AG vom 8. Mai 2015) berücksichtigt. Nachfolgend werden die wichtigsten Erkenntnisse aus den geologisch-geotechnischen und hydrogeologischen Untersuchungen wiedergegeben.

2.6.1 Geologische und hydrogeologische Übersicht

Das Gebiet zwischen der Sihl und dem Zürichsee wird durch einen Molasserücken gebildet, auf welchem mächtige Moränenablagerungen zu finden sind. Die Gesteine der Molasse gehören zur Oberen Süsswassermolasse (OSM) und bestehen aus einer Wechsellagerung von feinkörnigen Sandsteinen, Siltsteinen und Mergeln. Diese Gesteine sind durch einen raschen Wechsel der einzelnen Lithologien sowohl in horizontaler wie auch in vertikaler Richtung geprägt. Die einzelnen Schichten weisen nur geringe Mächtigkeiten von bis zu maximal wenigen Dezimetern auf. In der Wechsellagerung treten untergeordnet rinnenförmige Sandsteinkörper auf. Dabei handelt es sich in der Regel um fein- bis mittelkörnige, homogene Sandsteine. Diese Sandsteinkörper können laterale und vertikale Ausdehnungen von mehreren Metern erreichen.

Als Besonderheit der Oberen Süsswassermolasse treten mehrfach Lagen aus Bentonit auf, die über grössere Distanzen verfolgt werden können. Bei diesen Bentonit-Lagen handelt es sich um ursprünglich vulkanische Asche-Lagen, die sich in Bentonit umgewandelt haben. Diese Asche-Lagen wurden bei ruhigen Sedimentationsbedingungen grossflächig abgelagert und sind daher als Leithorizonte über weite Strecken verfolgbar. In wissenschaftlichen Untersuchungen wurden diese Bentonit-Lagen datiert und mit spezifischen Namen versehen. Durch das Auftreten dieser Bentonit-Horizonte können die Ablagerungen der Oberen Süsswassermolasse stratigrafisch gegliedert werden.

Im Bereich des geplanten Stollens tritt der Urdorfer Bentonit in Erscheinung, welcher ein Alter von ca. 15.3 Millionen Jahren aufweist. Dieser Horizont wurde im Rahmen der aktuellen geologisch-geotechnischen Untersuchungen vermutlich als 0.4 m mächtige, dunkel- bis olivgraue, kompakte Mergel-Lage angetroffen. Eine zweifelsfreie, makroskopische Identifikation war allerdings aufgrund der Ähnlichkeit mit den übrigen Mergel-Lagen nicht möglich. Es ist durchaus vorstellbar, dass der Bentonit-Horizont durch geologische Prozesse nicht mehr eindeutig erkannt werden kann oder auch kurz nach der Ablagerung wieder erodiert worden ist und dadurch ganz fehlen kann. Eine tonmineralogische Identifikation anhand von Labor-Proben wäre möglich. Diese drängen sich im vorliegenden Projekt nicht auf, da sich die mutmassliche Bentonit-Lage geotechnisch analog wie die übrigen Mergel-Lagen verhalten. Beim Ausbruch des Zimmerberg-Basistunnels hat der Bentonit zu keinen wesentlichen Problemen geführt. Verklebungen können bei einem maschinellen Vortrieb sowohl durch die Bentonit-Lagen, wie auch durch die Mergel-Lagen verursacht werden.

Durch die alpine Gebirgsbildung wurden die Molassegesteine im Untersuchungsgebiet geringfügig deformiert. Es wurden in den Molassegesteinen grossräumige Strukturen mit einem sehr flachen Synklinal- und Antiklinal-System angelegt. Diese Strukturen weisen ein W-E ausgerichtetes Streichen auf.

Wie oben erwähnt ist der Molasserücken mit stellenweise mächtigen Moränenablagerungen überdeckt. Dabei treten die kilometerlangen seitlichen Moränenwälle der Gletscherstände der Stadien Zürich-I und Zürich-II des Linth-Gletschers in Erscheinung. In diesen Stadien lag im Bereich des heutigen Zürichsees der Gletscher und das Sihltal war weitgehend eisfrei. In den Tälern weisen die Moränenablagerungen nur geringe Mächtigkeiten auf. Im Sihltal sind die Moränenablagerungen von grobkörnigen Schottern und feinkörnigen Schwemmlagerungen der Sihl überdeckt. Im Bereich der Talflanke entlang des Zürichsees liegt die Oberfläche der Molasse unter einer nur geringmächtigen Lockergesteinsbedeckung. Erst im unmittelbaren Seebereich treten mächtigere Lockergesteinsablagerungen in Erscheinung. Dabei han-

delt es sich um eiszeitliche sowie um postglaziale Seeablagerungen. Als jüngste Schicht treten im Bereich des Sees seekreideähnliche Ablagerungen in Erscheinung. Durch die jahrelange Bautätigkeit muss vorwiegend im Bereich des Siedlungsgebietes von Thalwil überall mit dem Auftreten von künstlichen Auffüllungen gerechnet werden. Auch im Sihltal kamen bei den bisherigen Untersuchungen künstliche Ablagerungen zum Vorschein. Zudem ist bekannt, dass die obersten und jüngsten Seeablagerungen des Zürichsees eine deutliche und flächendeckende Belastung mit Schwermetallen aus in den See eingeleiteten industriellen Abwässern aufweisen.

Innerhalb der mächtigen Moränenablagerungen auf dem Molasserücken besteht eine bedeutende Zirkulation von Grundwasser. Dabei handelt es sich ausschliesslich um Lockergesteinsgrundwasser, welches keine hydraulische Verbindung mit dem Molassefels aufweist. Im Bereich der Täler treten Grundwasservorkommen auf, die eine direkte hydraulische Verbindung mit der Sihl bzw. dem Zürichsee aufweisen. Aufgrund der geringen Lockergesteinsmächtigkeit im Sihltal hat auch das Grundwasservorkommen nur eine geringe Mächtigkeit. Das Grundwasser fliesst hier auf der Oberfläche der Molasse parallel zur Sihl. Entlang des Zürichsees liegt der Grundwasserspiegel in den Lockergesteinen auf der Höhe des Seespiegels.

Der Molassefels weist aufgrund seiner Ausbildung nur eine sehr geringe hydraulische Durchlässigkeit auf und wirkt daher als Grundwasserstauer. Einzig im Bereich von geklüfteten Bereichen kann eine erhöhte Wasserzirkulation auftreten.

2.6.2 Trennflächengefüge

2.6.2.1 Tektonik

Durch die alpine Gebirgsbildung wurde das Untersuchungsgebiet nur geringfügig beeinflusst. Durch den Schub der alpinen Decken in nördliche bis nordwestliche Richtung wurden die Schichten leicht gestaucht und ein flaches Antiklinal- und Synklinalsystem angelegt. Südlich des Projektgebietes liegt die W-E-streichende Käpfnach-Antiklinale, welche von Hausen am Albis bis zur Halbinsel Au verläuft. Nördlich vom Projektgebiet verläuft die in Richtung WSW-ENE-streichende Uetliberg-Antiklinale, welche von Wettswil am Albis zum Adlisberg streicht. Durch die oben erwähnten Leithorizonte lässt sich der Verlauf der Schichten sehr gut verfolgen. Die Schichtung fällt grossräumig mit $1 - 2^\circ$ in Richtung NNW ein. Durch die geringe tektonische Beanspruchung des Gebietes wurden auch keine ausgeprägten tektonischen Strukturen angelegt. So ist das Auftreten von Scherzonen oder Brüchen unwahrscheinlich. Im Bereich der Talhänge wurde durch die glaziale Be- und Entlastung eine Talklüftung angelegt.

Bei der Stauchung der Gesteine wurden diese einer geringen Horizontalspannung ausgesetzt. Diese Spannungen dürften sich im oberflächennahen Bereich, in welchem sich der Stollen befindet, bereits wieder abgebaut haben. Es sind aus verschiedenen Untertagebauwerken in der Umgebung auch keine Probleme bekannt, die in einem Zusammenhang mit allfälligen Horizontalspannungen stehen.

2.6.2.2 Schichtung

Das ausgeprägteste Trennflächengefüge bildet eindeutig die Schichtung. So sind insbesondere im Bereich von scharfen Übergängen der einzelnen Lithologien klare Schichtflächen vorhanden. Im Bereich von kontinuierlichen Übergängen sind die Schichtflächen weniger deutlich ausgeprägt. Eine ausgeprägte Schichtung innerhalb der verschiedenen Lithologien lässt sich häufig nur in den blättrigen Mergeln finden.

Insbesondere die Rinnensandsteine weisen eine erosive Basis auf. So haben sich die Flussrinnen in den feinkörnigen Ablagerungen eingetieft. Dadurch können sich im randlichen Bereich dieser Flussrinnen relativ steil stehende Schichtflächen ergeben. Die Festigkeit von ausgeprägten Schichtfugen ist in der Regel gering.

Die Bohrungen RB6/16, RB8/16, RB9/16, RB10/16, RB11/16 und RB12/16 wurden mit dem Bohrlochscanner aufgenommen. Anhand dieser Aufnahmen lässt sich das Einfallen der erkennbaren Schichtung bestimmen (siehe Beilage 3.7). Aus einer überarbeiteten Auswertung

des Messprotokolls geht hervor, dass die Schichtung im Projektgebiet mit 5 - 10° in Richtung S bis SW einfällt. Dadurch fällt die Schichtung entgegen grossräumigen Einfallrichtung ein. Die weist darauf hin, dass die Schichtung auch im lokalen Bereich eine Verformung bzw. Stauchung aufweist.

2.6.2.3 Klüftung

In weiten Teilen konnte keine Klüftung festgestellt werden. Lediglich in den Sondierungen RB10/16 – RB12/16 wurden steil stehende Klüfte beobachtet. Die Scanneraufnahmen zeigen, dass diese Klüfte vorwiegend steil in Richtung Zürichsee einfallen. Vereinzelt können die Klüfte auch in die entgegengesetzte Richtung einfallen. Es handelt sich dabei um eine Talklüftung, welche am Ende der letzten Eiszeit nach dem Rückzug des Linthgletschers durch die Entlastung entstanden ist. Die Klüftung lässt sich ausschliesslich in den sich spröde verhaltenden Gesteinen (Sandsteine, Siltsteine) beobachten. Die Scanneraufnahmen zeigen, dass die Klüfte in den mergeligen Gesteinen kaum ausgebildet sind oder an den Schichtgrenzen nicht weiterführen. Die Auswertung der Kluftabstände zeigt, dass diese im mittelständigen Bereich liegen. Dies bedeutet, dass die Kluftabstände zwischen 0.5 – 2.0 m betragen können. Die Klüfte können wenig geöffnet sein. Kluftfüllungen konnten keine beobachtet werden. Die Kluftflächen sind häufig leicht angewittert. Mit dem Auftreten dieser Talklüftung muss ab Tunnelmeter (Tm) 1'850 gerechnet werden.

Auch im Bereich des Talhangs des Sihltals muss mit einer Talklüftung gerechnet werden. In den Sondierungen im Bereich des Einlaufbauwerks wurde eine solche allerdings nicht beobachtet. Diese Klüftung dürfte auch weniger stark ausgeprägt sein als im Bereich des Talhangs entlang dem Zürichsee, da das Sihltal erst in einer späten Phase der letzten Eiszeit in der heutigen Form entstanden ist und danach nur noch kleinere Seitenarme des Linthgletschers ins Tal eingedrungen sind und daher keine grössere glaziale Be- und Entlastung der Talflanken mehr stattgefunden hat. Die Kluftabstände dürften auch hier im mittelständigen Bereich liegen. Mit dem Auftreten der Talklüftung ist bis ca. Tm 100 zu rechnen.

2.6.3 Geotechnische Verhältnisse

Im Rahmen der aktuellen Untersuchungen wurden von den Bohrkernen Proben entnommen und im Laboratoire mécanique des roches der EPFL, Lausanne felsmechanisch untersucht. Zudem wurden aus dem geologisch-geotechnischen Bericht des Zimmerberg-Basistunnels I die geotechnischen Gesteinskennwerte zum Vergleich beigezogen. Daraus ergeben sich die entsprechenden Gesteinskennwerte gemäss der untenstehenden Tabelle.

Tabelle 2.2: Geotechnische Gesteinskennwerte

	Einachsiale Druckfestigkeit	E-Modul Fels	Quarzgehalt
	[MPa]	[GPa]	[%]
Sandstein	60.6 ± 15.8	13.3 ± 4.3	10 - 25
Feinsandstein	66.1 ± 10.2	12.7 ± 1.7	10 - 20
Siltstein	54.8 ± 16.6	9.6 ± 3.0	10 - 20
Mergel	2.6 ± 2.0	0.17 ± 0.12	10 - 30

2.6.4 Gasvorkommen

In den Gesteinen der Oberen Süsswassermolasse OSM ist das Auftreten von organischen Sedimenten durchaus bekannt. Zum Beispiel wurde bei Käpfnach ca. 5 km südsüdöstlich des Untersuchungsgebietes in früheren Jahren kommerziell im Bergwerk Kohle abgebaut. Das Kohleflöz liegt stratigraphisch unterhalb der Schichten, in welchen der Entlastungstollen zu liegen kommt. Daher muss auch unterhalb des Entlastungstollens mit dem Auftreten dieses

Kohleflözes gerechnet werden. Es ist daher möglich, dass sich in diesem Kohleflöz Erdgas gebildet hat, welches in höher liegende Schichten migriert ist. Allfällige Gasmengen sind allerdings nur gering. Aus den bisherigen Untertagebauwerken in der Oberen Süsswassermolasse (OSM) sind bisher keine bedeutenden Probleme mit Gasvorkommen aufgetreten. Ebenso sind auch vom Betrieb des Kohlebergwerks in Käpfnach keine Probleme mit Erdgas bekannt. Durch die flach liegenden Strukturen ist es möglich, dass im Untersuchungsgebiet im Bereich von mergeligen und undurchlässigen Schichten allfällige Fallen bestehen, in welchen sich das aufsteigende Gas ansammeln kann. In der Bohrung "Binzboden" für das Auflageprojekt des Zimmerberg-Basistunnels wurde in der Oberen Süsswassermolasse wurde effektiv Gas nachgewiesen. Daher können auch im Bereich des Entlastungsstollens geringe Gasvorkommen nicht ausgeschlossen werden. Es ist daher von einer Gasgefahrenstufe 2 (Ausgasen während längerer Zeit, keine Überflutungsgefahr) gemäss Technischem Merkblatt der SUVA auszugehen.

2.6.5 Einlaufbauwerk

2.6.5.1 Geologische Verhältnisse

Das Einlaufbauwerk soll teilweise im heutigen Flussbett der Sihl und der rechtsufrigen Seite erstellt werden. Die Felsoberfläche wurde im Bereich der Stollenachse auf Höhe der Kote 469.1 - 469.7 erbohrt. Flussaufwärts steigt die Oberfläche der Molasse bis zur Sondierung RB7/16 auf Kote 471.5 an. Die Mächtigkeit der verwitterten Molasse beträgt ca. 1 m. Darunter folgen die wenig verwitterte Wechsellagerung und im Bereich der Sihl relativ häufig eingelagerte Rinnensandsteine. Im Bereich der Sihl liegen direkt auf der Felsoberfläche relativ geringmächtige Schotter der Sihl. Gegen die Talflanke werden die Schotter durch Moränenablagerungen abgelöst. Auf der rechten Uferseite sind darüber feinkörnige, locker gelagerte Schwemmlagerungen der Sihl mit einer Mächtigkeit von ca. 5 m anzutreffen. Im obersten Bereich sind überall künstliche Auffüllungen zu erwarten. Diese stammen aus Geländeanpassungen oder von den Bauarbeiten der Sihltalbahn. Die Mächtigkeit kann lokal stark variieren. Im Bereich der mächtigeren Geländeanpassungen wurde eine Verschmutzung mit Bau- und Brandschutt festgestellt.

Die Lage der Felsoberfläche liegt im Bereich des Talbodens entlang der Stollenachse zwischen Kote 469 und 470. Erst ab dem Landwirtschaftsweg auf der rechten Uferseite wird die Felsoberfläche ansteigen. Die steilen Talflanken auf der rechten Talseite werden durch die Gesteine der Molasse gebildet. Die First des geplanten Bauwerks liegt damit nur knapp unter der Felsoberfläche und kann stellenweise im Bereich der verwitterten Molasse liegen.

2.6.5.2 Hydrogeologische Verhältnisse

Die Schotterablagerungen sind grundwasserführend und korrespondieren direkt mit der Sihl. Daher liegt der Grundwasserspiegel in den Schottern mehr oder weniger auf Höhe des Flusspiegels. Die feinkörnigen Schwemmlagerungen weisen nur eine schlechte Durchlässigkeit auf und bilden daher keinen eigentlichen Grundwasserkörper. Von der Hangseite ist lediglich bei stärkeren Niederschlägen mit geringen Hangwasserzutritten zu rechnen.

Durch die unmittelbare Nähe zur Sihl muss im oberflächennahen Bereich der Molasse durch die natürliche Auflockerung und die vorhandenen Talklüfte mit der Infiltration von Wasser der Sihl und des Grundwassers in den Molassefels gerechnet werden. Der Druckspiegel des Wassers liegt im Fels daher ebenfalls auf Höhe des Wasserspiegels der Sihl. Im Rahmen der vertieften Machbarkeitsstudie wurden in einer Bohrung im Bereich des Einlaufbauwerks im Fels Packertests zur Bestimmung der Durchlässigkeit ausgeführt. Dabei wurden Durchlässigkeiten zwischen $k = 9.7 \cdot 10^{-8} - 6.1 \cdot 10^{-7}$ m/s gemessen. In einem geklüfteten Abschnitt wurde eine Durchlässigkeit von $1.8 \cdot 10^{-6}$ m/s registriert. Diese Werte entsprechen einer sehr geringen bis geringen Durchlässigkeit. Daher ist im Felsbereich nur mit geringen Wasserzutritten zu rechnen. Allerdings kann das Felsgrundwasser über die Talklüfte hydraulisch mit dem Grundwasservorkommen im Lockergestein verbunden sein.

2.6.6 Entlastungstollen

2.6.6.1 Geologische Verhältnisse

Der Stollen liegt zwischen den geplanten bergmännischen Portalen vollständig im Fels der Oberen Süsswassermolasse. Die Gesteine bestehen im Wesentlichen aus der oben beschriebenen Wechsellagerung aus Sandstein, Siltstein und Mergel. Darin eingelagert können stellenweise die Körper der Rinnensandsteine auftreten. Im grossmassstäblichen Bereich sind sehr homogene Verhältnisse auf der ganzen Stollenlänge zu erwarten. Im kleinmassstäblichen Bereich wechseln sich die einzelnen Lithologien rasch ab. Zwischen Tm 950 und Tm 1'250 dürfte im Profil des Stollens der Urdorfer Bentonithorizont angetroffen werden. Das Auftreten von Störzonen oder tief eingeschnittenen Lockergesteinsrinnen ist nicht bekannt und daher auch nicht zu erwarten.

Die Gesteine sind durchwegs flach gelagert. Im Bereich von vertikalen Lithologiewechseln kann dies zu Ablösungen von Bruchstücken oder Platten aus dem Firstbereich führen. Die Mergel weisen eine hohe Wasserempfindlichkeit auf, zudem können sie an der Luft rasch verwittern. Dies kann zu Problemen beim Verspannen einer Gripper-TBM führen. Zudem können aufgeweichte Mergel-Lagen beim Vortrieb zu einem Verkleben des Schneidrades führen. Ansonsten sind keine grösseren Schwierigkeiten beim Stollenvortrieb zu erwarten.

2.6.6.2 Hydrogeologische Verhältnisse

Auf der ganzen Länge des Stollens sind nur geringe Wasserzutritte zu erwarten. Grösstenteils dürfte es sich lediglich um einzelne Tropfwasserstellen handeln. Allenfalls kann es durch wassergefüllte Klüfte zu einer Entleerung mit einer relativ hohen initialen Schüttung kommen. Die Schüttung wird allerdings rasch zurückgehen und kann ganz versiegen. In den Portalbereichen im Bereich der Talflanken kann durch die oben beschriebene Talklüftung eine erhöhte Wasserzirkulation bestehen. Dadurch kann ein dauerhaft geringfügig erhöhter Kluftwasseranfall auftreten.

2.6.7 Auslaufbauwerk

2.6.7.1 Geologische Verhältnisse

Die Felsoberfläche fällt im Bereich des Auslaufbauwerks wellenartig bis auf die Kote 382 - 384 ab. Auffallend ist die relativ grosse Verwitterungstiefe von bis zu 6 m. Beim Gestein handelt es sich um die Wechsellagerung aus Sandstein, Siltstein und Mergel. Die Einschaltungen von Rinnensandsteinen treten nur untergeordnet auf.

Im Hangbereich liegt die Felsoberfläche praktisch an der Terrainoberfläche. Sie ist lediglich mit Moränenablagerungen und künstlichen Auffüllungen mit einer Mächtigkeit von ca. 2 - 3 m überdeckt. Im Seebereich werden die Moränenablagerungen durch eiszeitliche Seeablagerungen bedeckt. Dabei handelt es sich um feinkörnige, matrixgestützte Ablagerungen mit einem erhöhten Kiesanteil. Durch die glaziale Belastung weisen diese Ablagerungen eine mitteldichte bis dichte Lagerung auf. Diese Ablagerungen sind vorwiegend im randlichen Seebereich zu erwarten. Gegen den See nimmt die Mächtigkeit rasch ab. Über den eiszeitlichen Seeablagerungen folgen postglaziale Seeablagerungen. Diese bestehen im unteren Bereich aus weichen sandig-siltigen Ablagerungen, welche im Uferbereich in sandige Strandablagerungen übergehen. Der obere Bereich der postglazialen Seeablagerungen besteht aus siltigen, seekreideartigen Sedimenten mit organischen Anteilen. Durch die rege Bautätigkeit muss im ganzen Bereich mit dem Auftreten von künstlichen Auffüllungen gerechnet werden. So wurde insbesondere der Bereich zwischen Seestrasse und Zürichsee zur Landgewinnung aufgeschüttet. Dabei wurde vorwiegend siltig-sandiges Aushubmaterial verwendet, dass mit wenig Bau- und Brandschutt verunreinigt ist. Zudem ist bekannt, dass die obersten und jüngsten Seeablagerungen des Zürichsees eine deutliche und flächendeckende Belastung mit Schwermetallen aus in den See eingeleiteten industriellen Abwässern aufweisen.

Ab bergmännischem Portal bis in den Bereich der Seestrasse kommt die Unterkante der Baugrube für das Auslaufbauwerk vollständig im Fels zu liegen. Hier ist zu beachten, dass die Verwitterungstiefe grössere Mächtigkeiten aufweisen kann. Die geotechnischen Eigenschaften der verwitterten Molasse dürften in etwa den Eigenschaften der Moräne entsprechen.

Gegen den See liegt das Bauwerk in den Lockergesteinen. Hier weisen insbesondere die postglazialen Ablagerungen ungünstige geotechnische Eigenschaften auf. Insbesondere ist den wassergesättigten feinkörnigen Ablagerungen die notwendige Aufmerksamkeit zu schenken. Die eiszeitlichen Ablagerungen weisen in der Regel günstige geotechnische Eigenschaften auf.

2.6.7.2 Hydrogeologische Verhältnisse

Sowohl im Fels wie auch im Lockergestein wurde ein Grundwasserspiegel auf Höhe des Seespiegels des Zürichsees gemessen. Es ist daher zu schliessen, dass sowohl die Lockergesteine wie auch der Fels mit dem See in hydraulischer Verbindung stehen. Auch hier weist der Fels allerdings nur eine geringe Durchlässigkeit auf. Es ist daher nicht mit grösseren Wasserzutritten aus dem Fels zu rechnen. Im Bereich von Talklüften können andauernde leicht erhöhte Schüttungen auftreten. Da auch die Lockergesteine durchgehend einen hohen Feinanteil aufweisen, ist auch in den Lockergesteinen nur eine geringe Durchlässigkeit zu erwarten. Allenfalls können einzelne grobkörnigere Schichten auftreten, die eine geringe Wasserzirkulation aufweisen. Im Bereich von solchen wassergesättigten Ablagerungen besteht beim Anschneiden das Risiko, dass solche Schichten ausfliessen können, was bei einer ungenügenden Sicherung zu Hohlräumen und Setzungen führen kann.

2.7 Mögliche Gefahrenarten

Gemäss Naturgefahrenkarte des Kantons Zürich liegt der Einlaufbauwerk Sihl in der blauen Gefahrenzone (mittlere Gefährdung). Diese Gefährdung bezieht auf die Prozesse Hochwasser und Massenbewegungen.

Im Bereich des Auslaufbauwerks östlich der Bahnlinie Zürich – Chur liegen keine Gefährdungen vor.

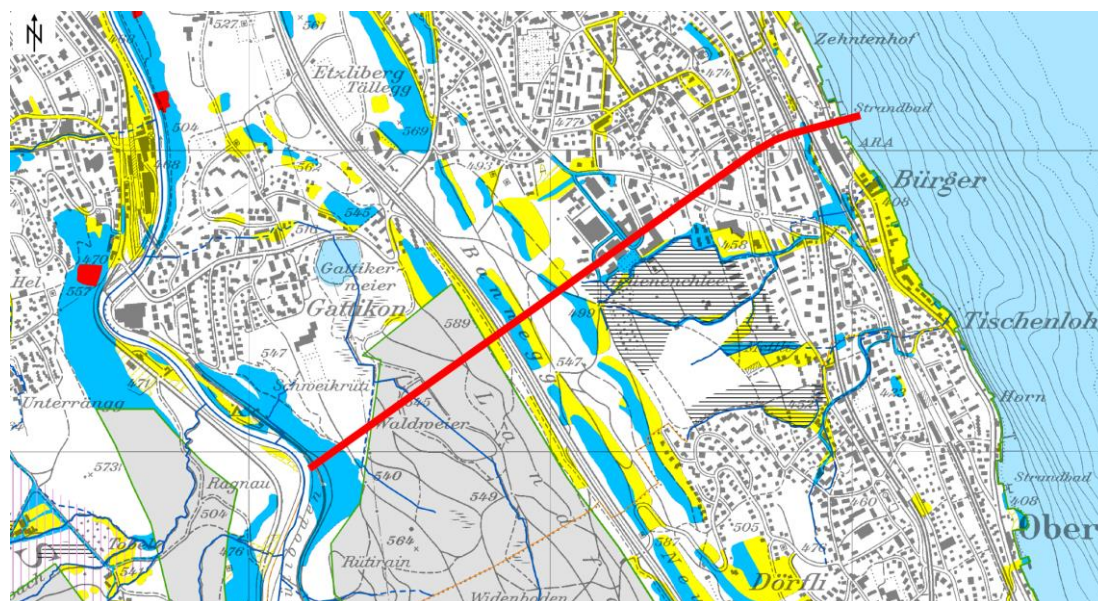


Abbildung 2.3: Gefahrenkarte im Projektgebiet (Quelle: GIS Kanton Zürich maps.zh.ch, Sept. 2018)

2.8 Topographie und Vermessung

2.8.1 Bezugsrahmen

Sämtliche Pläne sind entweder im LV95 aufgebaut oder in diesen Bezugsrahmen überführt worden.

2.8.2 Amtliche Vermessung und Plangrundlagen

Die amtliche Vermessung sowie folgende weiteren verwendeten Plangrundlagen sind in der nachfolgenden Tabelle 2.3 zusammengestellt (Werkleitungen siehe 2.9.1):

Tabelle 2.3: Amtliche Vermessung und weitere Plangrundlagen

Typ	Werk/ Quelle	Datenformat/ Bezugsrahmen	Datum
AV Daten	Geoshop ZH	dxf / LV95	Juni 2016/ Mai 2018
DTM Laserscan	Geoshop ZH freier download	xyz / LV03	Juni 2016
belastete Standorte AL	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
belastete Standorte ÖREB*	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
Erdwärmesonden (Mastersonden und Sonden)	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
BLN-Gebiete	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
GW-Schutzzonen S1-S3 + prov.	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
Quellstränge	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
Pärke nationaler Bedeutung	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
Schutzwald 1. + 2. Priorität	Geoshop ZH	shp / LV03	Juni 2016
Landeskarte 1:25000	Geoshop ZH	tif / LV03	Juni 2016
Orthophotos	Geoshop ZH	tif / LV03	
SBB-Trasse	SBB AG, Infrastruktur Projekte Engineering	prov. Dgn / LV95	Juni 2016
Uetliberg Bahn	Uetliberg Bahn AG	dgn / LV 03	Juni 2016

2.8.3 Ergänzende Aufnahmen

Folgende ergänzenden Aufnahmen wurden für das Projekt zusätzlich durchgeführt:

Tabelle 2.4: Ergänzende Aufnahmen

Typ	Werk/ Quelle	Datenformat/ Bezugsrahmen	Datum
Bathymetrie Zürichsee	ETH Zürich	LV 03	
Gewässersohle Sihl	Meisser Vermessungen AG	dwg / LV95	Okt 2016
Seegrundaufnahmen im Bereich Auslaufbauwerk	AQUA PLUS	LV95	Aug. 2016
Terrestrische Vermessung im Bereich Einlaufbauwerk	Meisser Vermessungen AG	dxf / LV95	Nov. 2017
Terrestrische Vermessung im Bereich Auslaufbauwerk	Meisser Vermessungen AG	dxf / LV95	Nov. 2017

2.9 Umfeld, Bauliche Anlagen

2.9.1 Werkleitungen

Sämtliche Werkleitungen im Projektperimeter wurden bei den folgenden Werken im Juni 2016 erhoben:

Tabelle 2.5: Werkleitungen

Typ	Werk/ Quelle	Datenformat/ Bezugsrahmen	Datum
Cablecom	Cablex ag, Rautistrasse 33 8047 Zürich	dxs / LV03	Juni 2016
Elektroleitungen	EKZ Elektrizitätswerke des Kantons Zürich	dxs / LV03	Juni 2016
Gasleitungen 5 bar	Energie 360° AG, Zürich	dxs / LV03	Juni 2016
Gasleitungen	Gemeinde Thalwil, DLZ Planung, Bau und Vermes- sung	dxs / LV95	Juni 2016 / März 2018
Abwasser	Gemeinde Thalwil, DLZ Planung, Bau und Vermes- sung	dxs / LV95	Juni 2016 / März 2018
Fernwärme	Gemeinde Thalwil, DLZ Planung, Bau und Vermes- sung EKZ	dxs / LV95	Juni 2016/ Mai 2018
Wasser	Gemeinde Thalwil, DLZ Planung, Bau und Vermes- sung	dxs / LV95	Juni 2016
Lichtsignalanlagen	TBA Thomas Schneider, Fachspezialist Verkehrs- steuerung Walcheplatz 2, 8090 Zürich	dxs / LV03	Juni 2016
Strassenentwässerung	Geoshop ZH	dxs / LV03	Juni 2016
Strassenentwässerung	TBA, ZH	nur pdf	Juni 2016/ Mai 2017
Swisscom	Lines.ZH@swisscom.com	dxs / LV03	Juni 2016
sunrise Kabel	sunrise	Verweis auf TBA	Juni 2016

Bei der Strassenentwässerung wurden vom Tiefbauamt des Kantons Zürich im Rahmen einer visuellen Überprüfung Unstimmigkeiten festgestellt. Eingezeichnete Schächte sind zum Teil nicht vorhanden.

2.9.2 SZU Bahnlinie

Die SZU-Linie verläuft östlich des EBW und liegt zwischen den Bahnhöfen Langnau-Gattikon und Sihlwald.

Während der Dauer der Aushubtransporte (ca. 180 Tage) im Zusammenhang mit dem Bau des Entlastungstollen Thalwil wird in Absprache mit der SZU der Bahnbetrieb auf der Strecke Langnau-Gattikon – Sihlwald eingestellt. Jeweils am letzten Sonntag des Monats muss die Strecke für Fahrten der Zürcher Museumsbahn ZMB frei gegeben werden, um öffentliche Dampffahrten durchführen zu können. Für die besagte Strecke zwischen Langnau-Gattikon und Sihlwald wird während des Unterbruchs ein Bahnersatzbetrieb mittels Bus eingerichtet.

Gemäss SZU fallen für den Unterbruch die in Tabelle 2.6 aufgeführten Kosten projektseitig an.

Tabelle 2.6 : Kostenschätzung SZU +/- 20%^[1]

Pos.	Thema	Kosten in CHF exkl. MwSt.
1	Bahnersatz mit Bus während 180 Tagen	200'000
2	Demontage und Montage der Fahrleitung auf 250 m für Verladegleis, pauschal	80'000
3	Einnahmeausfälle Trassenpreise für 180 Tage	34'000
4	Anpassungen Signalisation, pauschal	10'000
5	Begleitung Sicherheit, pauschal	10'000
6	Kommunikation (Fahrplan, Anzeigen, etc.), pauschal	10'000
	Total	344'000

2.9.3 SBB Bahnlinien Zürich – Chur bzw. Zürich – Luzern

Die zweispurigen Trassen der SBB Bahnlinien Zürich – Luzern und Zürich – Chur werden vom Entlastungstollen ca. orthogonal mit einer Überdeckung von ca. 29 bzw. 15 m kurz vor dem ABW unterfahren. Die Felsüberdeckung beträgt ca. 24 bzw. 12 m, wobei der Fels auf den ersten ca. 5 m verwittert ist. Der Fels ist mit Moränenmaterial und künstlichen Auffüllungen überlagert.

Setzungs- und erschütterungsarme Bauverfahren sind zu bevorzugen. Die vorgesehenen Massnahmen während dem Vortrieb unter den Bahntrassen sind in Kapitel 0 beschrieben.

2.9.4 Seestrasse

Mit dem Auslaufbauwerk muss die Seestrasse unterquert werden, wozu die Strasse während dem Bau umzulegen ist. Die Definition der Anforderungen an das neue Bauwerk sowie den Aufbau der darüber liegenden Strasse erfolgt in Abstimmung mit dem Tiefbauamt.

2.9.5 Weitere Bauten im Bereich Auslaufbauwerk

Im Bereich des Auslaufbauwerks sind folgende Bauten direkt vom Bau des Entlastungstollens betroffen:

- ARA Thalwil
- Seebad Bürger I
- Private Anrainer mit Liegenschaften auf den Parzellen 8838 und 9993 und 9531

Bei den privaten Anrainern ist primär der Zugang zur Liegenschaft während dem Bau und im anschliessenden Betriebszustand zu gewährleisten und es sind die Auswirkungen bzw. Immissionen primär aus dem Bauzustand auf ein akzeptables Mass zu begrenzen. Für zwei Parteien (D. Fruchi, Eigentümer der Parzelle 9993, und A. Demarmels, Eigentümer der Parzelle 9531) ist für einen Ersatz von ihren bestehenden Garagenplätzen zu sorgen, siehe Kap. 4.3.6.

Für die ARA und das Seebad Bürger I bestehen Entwicklungs- und Ausbaupläne, die im Zuge der weiteren Projektierung mit dem Stollenprojekt abzustimmen sind. Der derzeitige Projektstand und die Abstimmung mit dem Stollen ist in den Abschnitten 2.10.2 und 2.10.3 beschrieben.

2.10 Drittprojekte und externe Randbedingungen

2.10.1 Zimmerberg Basistunnel

Der Zimmerberg-Basistunnel besteht aus dem ausgeführten nördlichen Zimmerberg-Basistunnel Teil 1 (ZBT I) von Zürich nach Thalwil und dem geplanten südlichen Zimmerberg-Basistunnel Teil 2 (ZBT II) von Thalwil nach Littl nördlich von Zug.

^[1] Gemäss Korrespondenz vom 21.12.2016 mit der SZU

Der in West-Ost verlaufende Entlastungsstollen wird zukünftig den Nord-Süd verlaufenden ZBT II kreuzen und stellt somit eine harte Randbedingung dar.

Aktuell liegen keine verbindlichen Projektpläne des ZBT II vor. Fixpunkt des Projektes ZBT II ist die unterirdische Verzweigung im Raum Nidelnbad bei km 10.800, welche die beiden Tunnel verbindet. Der noch offene Spielraum der horizontalen Linienführung (Projekt 1998 und maximal mögliche Abweichung Richtung Murimmoos) wurde mit der SBB AG, Infrastruktur in den Jahren 2014 und 2016 abgeklärt.

Die SBB AG bzw. deren damaliger Projektleiter der Region Ost, Daniel Bösch, bestätigte mit E-Mail vom 17.11.2016, dass die Achse der Oströhre des ZBT II nicht weiter östlich zu liegen kommt als unter der Achse der A3 beim Querschnitt mit dem Entlastungsstollen. Im Weiteren hat er die Lage der Schienenoberkante (SOK) beim Kreuzungspunkt ermittelt (vgl. Abbildung 2.4). Unter der Annahme, dass der ZBT II mit zwei Einspurtröhen im TBM-Vortrieb mit einem Durchmesser von ca. 10.90 m ausgeführt wird, ergibt sich nach Abzug der beiden Innenschalen eine Überdeckung von rund 3.5 m Fels zwischen dem Entlastungsstollen und dem ZBT II. Diese wird als ausreichend beurteilt.

Die Lage des ZBT II bestimmt die vertikale Linienführung des Entlastungsstollens wesentlich. Der Entlastungsstollen ist derzeit für die weitest östliche Lage des ZBT II direkt unter der Autobahn A3 ausgelegt. Eine weiter westlich Linienführung des ZBT II erlaubt eine hydraulische Optimierung des Stollens, was sich gegebenenfalls günstig auf den Durchmesser und das Auslaufbauwerk auswirken kann. Das Projekt ZBT II wird seitens SBB weiter vorangetrieben. Die Schnittstellenklärung 2016 und der aktuelle Projektstand sind mit E-Mail-Verkehr vom 06.12.2017 mit Beat Kolly, dem zuständigen Projektleiter der SBB Studienfactory Luzern, ausgetauscht worden.

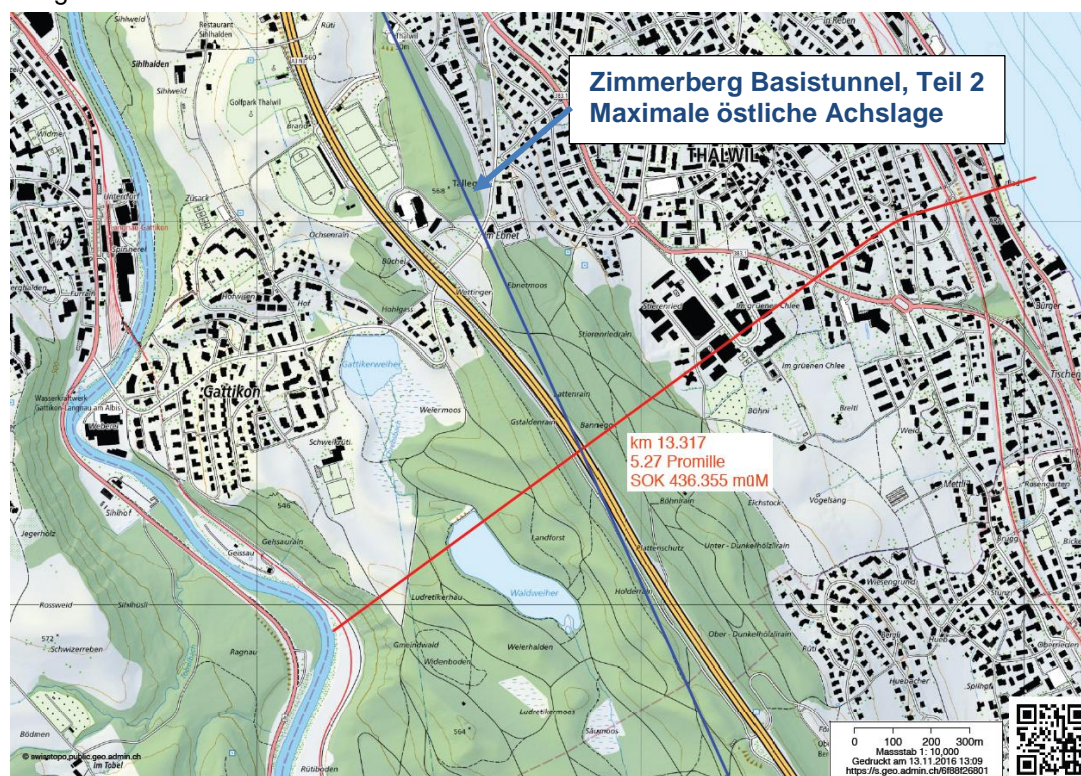


Abbildung 2.4: Maximal östliche Lage der horizontalen Linienführung des ZBT II und Achse des Entlastungsstollens. Angegeben ist auch die SOK beim Kreuzungspunkt (Quelle SBB-I-FN, 17.11.2016)

2.10.2 neue ARA Zimmerberg

Im Rahmen der strategischen Planung einer Langzeitleösung haben die beiden ARAs Thalwil und Horgen mögliche Kooperationen geprüft. Dabei hat sich die Zusammenlegung der beiden ARAs mit einem Umbau bzw. teilweisen Ersatzneubau am heutigen Standort in Thalwil als Bestlösung erwiesen. Hierfür wurde ein Vorprojekt (ARA Zimmerberg) per Ende März 2018 ausgearbeitet. Die Realisierung ist für den Zeitraum 2021 - 2026 vorgesehen, mit Beginn der

ersten Etappe («1a – c») im südlichen und mittleren Teil der ARA. Die Bauarbeiten im nördlichen Teil, der unmittelbar an das Auslaufbauwerk angrenzt, sind momentan ab Mitte 2023 («Etappe 2») vorgesehen.

Die beiden Projekte des Hochwasserentlastungsstollens und der ARA Zimmerberg haben verschiedene Schnittstellen und ermöglichen auch Synergien. Folgende sind zu erwähnen:

- Die nördliche Stirnwand der neuen ARA liegt unmittelbar an der südlichen Aussenwand des Auslaufbauwerks. Beim späteren Bau der neuen ARA wird das Auslaufbauwerk als nördlicher Baugrubenabschluss für die ARA dienen. Die Bauten werden technisch und zeitlich aufeinander abgestimmt. Dies gilt auch für die Installationsflächen und die Baustellenzugänge.
- Auch die hangseits zufließende Chapf-Leitung sowie die Zu- und Ableitung in der Seestrasse haben räumliche, bautechnische und logistische Schnittstellen mit dem Entlastungsstollen. Diese werden in der Projektierung des Entlastungsstollens berücksichtigt, zumal sie während der gesamten Bauphase des Entlastungsstollens in Betrieb bleiben müssen.
- Das Vorprojekt der ARA Zimmerberg sieht neue Zu- und Ablaufleitungen vor. Die neue Ablaufleitung muss das Wasser in genügender Tiefe und Entfernung vom Ufer in den Zürichsee leiten. Es soll die Synergie genutzt werden, indem die neue Ablaufleitung parallel zum Rechteckkanal des Auslaufbauwerks geführt und in der gleichen Baugrube erstellt wird. Ebenfalls werden die neuen Strassenquerungen für die ARA bereits vorbereitet.
- Neben dem Dammbalkenschacht wird ein neues Schachtbauwerk für die neue Ablaufleitung der ARA vorbereitet. So sind alle technischen Bauteile, die zwangsläufig im Bereich des bestehenden Seebad Bürger I platziert werden müssen, an einem Ort konzentriert.
- Da die beiden Neubauten ARA Zimmerberg und Auslaufbauwerk, davon insbesondere die sichtbaren Teile Toskammer und Be-/Entlüftungsschacht, unmittelbar nebeneinander zu liegen kommen, sind die äusseren Erscheinungsbilder aufeinander abzustimmen. Hierfür fanden mehrere Koordinationssitzungen zwischen den jeweiligen Projektverfassern, Bauherren sowie Herrn D. Kopetschny (Mitglied der Baukommission Thalwil sowie vom AWEL beauftragter Architekt für die Wiederherstellung des Seebades Bürger I) statt. Die Gestaltung der beiden Bauwerke wird, sobald die Planung der ARA Zimmerberg weiter fortgeschritten ist, weiter aufeinander abgestimmt. Voraussichtlich wird das neue ARA Gebäude noch bis an die Baulinie verbreitert, im Unterschied zu zum Vorprojekt. Der sich daraus ergebende Versatz der beiden Fassaden, kann als Gestaltungselement genutzt werden damit erkennbar ist, dass es sich um zwei eigenständige Gebäude handelt.

Die Projektierung des ARA-Umbaus «Vorprojekt ARA Zimmerberg» erfolgte durch die IG Hunziker Betatech Holinger in Zürich und Winterthur. Die Projektverfasser des Entlastungsstollens und der ARA Zimmerberg haben seit dem Sommer 2016 einen fachlichen Austausch zur Abstimmung und Schnittstellenbereinigung der beiden Projekte etabliert.

2.10.3 Neugestaltung Seeufer Bürger Thalwil

Im Rahmen einer Neugestaltung des Seeufers Bürger in Thalwil wurde ein «Masterplan Seeufer Thalwil» durch die Planwerkstadt AG, Zürich erarbeitet. Dieser beschreibt als übergeordnetes Dokument die neuen vorgesehenen Nutzungen entlang des Seeufers in Thalwil.

Entlang des Seeufers Thalwil sind momentan folgende Projekte in Bearbeitung und werden von unterschiedlichen Planern und Bauherren erarbeitet:

- Vorprojekt «Neugestaltung Seeufer Bürger Thalwil» im Auftrag der Gde. Thalwil, Planer «planikum GmbH»:

Dieses Projekt sieht die Zusammenlegung der beiden Seebäder Bürger I und Bürger II am Standort des jetzigen Seebad Bürger I vor, sowie die Aufhebung der Bootshabe

zwischen den beiden Seebädern. In diesem Projekt ist ein Steg oberhalb des Rechteckkanals vorgesehen. Die Lage des Dammbalkenschachtes sowie dessen Zugänglichkeiten wurden zwischen den Projektverfassern koordiniert.

- Vorprojekt «Neubau Seebad Bürger I» im Auftrag des AWEL, Planer Architekt D. Kopetschny (siehe Kapitel 4.4):

Im Falle, dass die Aufhebung der Bootshabe zwischen den beiden Seebädern Bürger I und II nicht realisierbar werden kann, wird das Seebad Bürger I soweit wie möglich und architektonisch sinnvoll wiederhergestellt. Dieses Projekt zeigt die Wiederherstellung des Seebades Bürger I unter Berücksichtigung der zwischen den Projektverfassern bereits koordinierten Lage des Dammbalkenschachtes und dessen Zugänglichkeiten auf.

- Machbarkeitsstudie «Erweiterung des Hafens Farbsteig» im Auftrag der Bootshafen Farbsteig AG, Planer «Staubli, Kurath & Partner»:

Im Falle, dass die Bootshabe zwischen den beiden Seebädern Bürger I und II aufgehoben wird, würde der Hafen Farbsteig erweitert werden.

- Betriebs- und Gestaltungskonzept «Seestrasse Färberei Areal – ARA» im Auftrag des Amtes für Verkehr (AfV) des Kantons Zürich:

2.10.4 Umgestaltung Seestrasse

Das Tiefbauamt sieht vor, nach Realisierung des Entlastungstollens die Seestrasse umzugestalten und die Fahrbahn zu sanieren. Dazu liegt zurzeit eine Bestvariante vor, die im Bereich des Auslaufbauwerks einen neuen Mehrzweckstreifen vorsieht.

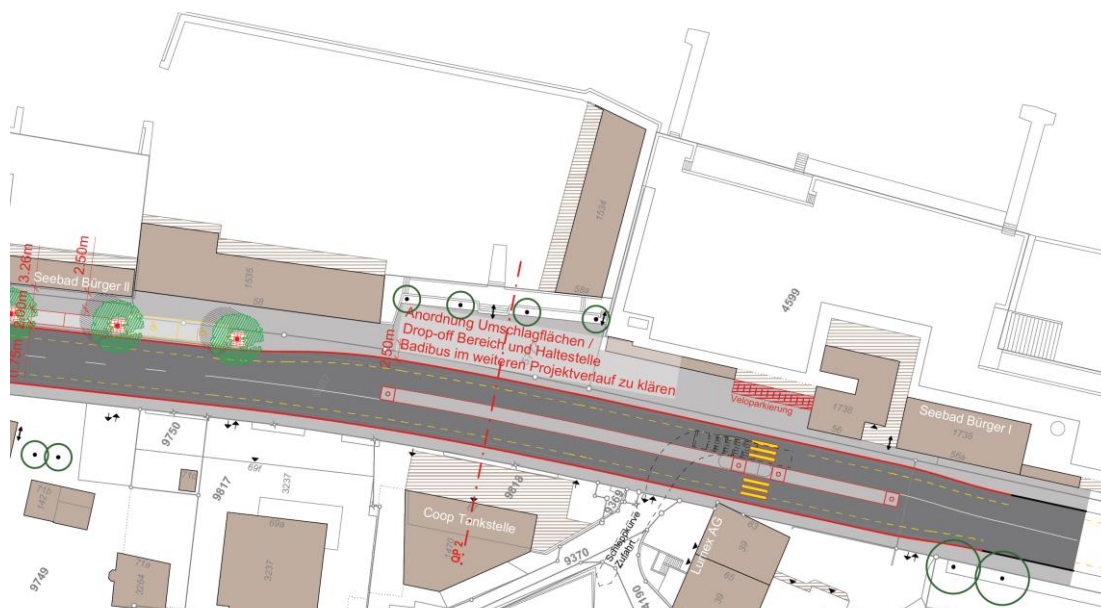


Abbildung 2.5: Ausschnitt aus Bestvariante vom 23.11.2016

2.10.5 Liftbauwerk Fruchi

Herr und Frau Fruchi, Eigentümer der Parzelle 9993, planen einen Liftzugang vom Zugang des Auslaufbauwerks zu ihrer Liegenschaft. Die Baugrube für das Auslaufbauwerk bietet hier die Möglichkeit einen Liftzugang zu erstellen, ohne dass dafür die Baugrube dafür vergrößert werden muss. Die weitere Planung erfolgt durch den Architekten H. Röth und ist nicht Teil des vorliegenden Auflageprojekts.

2.10.6 Verlegung Mischwasserleitung

Die Gemeinde Thalwil beabsichtigt die bestehende Mischwasserleitung auf der Parzelle 9993 zu verlegen. Diese Leitung führt heute unter dem Wohnhaus hindurch und soll zwischen das bestehende Gebäude und die SBB-Bahnlinie verlegt werden. Wird diese Umlegung realisiert, ist ein gleichzeitiger Bau mit der Baugrube des Auslaufbauwerks sinnvoll.

2.10.7 Meteorwasserleitung Gemeinde Thalwil

Die Gemeinde Thalwil plant allenfalls eine spätere Einleitung von Meteorwasser in den Entlastungsstollen Thalwil. Diese Einleitung würde über eine Bohrung realisiert, die in eine seitlich am Stollen angeordnete Kammer führt.

3 Projektannahmen

3.1 Schutzziele und Dimensionierungsgrössen

Mit dem Entlastungsstollen Thalwil erfolgt eine Hochwasserausleitung, wodurch die Abflussspitzen von Hochwasserereignissen bis zu einem Sihl-Abfluss von 600 m³/s (HQ₅₀₀) reduziert und unterwasserseitig des Einlaufbauwerks und insbesondere für die Stadt Zürich keine Hochwassergefahr mehr besteht. Massgeblich dabei ist die Kapazität der Sihl in der Allmend Brunau und der Durchlässe unter dem Hauptbahnhof in Zürich.

Bei einem Extremhochwasser (HQ₅₀₀) kann durch die Hochwasserausleitung mit dem Entlastungsstollen die unterhalb des Einlaufbauwerks in der Sihl abfliessende Wassermenge auf ca. 270 m³/s begrenzt werden. Durch Seitengewässer kann der Sihl-Abfluss bis in die Stadt Zürich noch auf rund 300 m³/s ansteigen. Das heisst, die Stadt Zürich und der Hauptbahnhof sind vor einer Sihl-Hochwasserspitze von bis zu 600 m³/s resp. einem 500-jährlichen Hochwasserereignis geschützt. Ab etwa 300 m³/s Abfluss ist in der Stadt Zürich mit vereinzelten Schäden zu rechnen. Daher sind an einzelnen Stellen zur Erhöhung des Freibordes Massnahmen zu ergreifen – insbesondere im Bereich Allmend Brunau².

Der Anspringpunkt des Entlastungsstollens ist so gewählt, dass die morphologische Dynamik der Sihl unterhalb des Einlaufbauwerks erhalten und dadurch die Speisung des Grundwassers durch die Sihl auch zukünftig gewährleistet bleibt.

Die maximale Kapazität des Entlastungsstollens im Freispiegelabfluss soll rund 400 m³/s betragen. Die angestrebte Abflussaufteilung zwischen der Sihl unterhalb des Einlaufbauwerks und dem Entlastungsstollen ist in Tabelle 3.1 zu finden.

Tabelle 3.1: Abflussaufteilung relevanter Hochwasserereignisse

	Zufluss Sihl [m ³ /s]	Entlastung in den Zürichsee [m ³ /s]	Restabfluss in der Sihl [m ³ /s]
HQ₃₀	320	–50-70	–250-270
HQ₁₀₀	430	240 - 245	185 – 190*
HQ₃₀₀	540	ca. 315	ca. 225*
Q_{Dim}	600	ca. 330	ca. 270
EHQ	ca. 700	ca. 340	ca. 360
Überlastkapazität Stollen		ca. 400	

*Bei ansteigendem Hochwasser werden dennoch 270 m³/s erreicht. Die Werte beziehen sich auf die Abflussaufteilung beim Erreichen des Hochwasserspitzenabflusses (siehe dazu auch Kapitel 9.3.1)

²Ein Abfluss von 300 m³/s fliesst unter dem Hauptbahnhof mit einem Freibord von rund 80 cm ab, was tolerierbar ist. 270 m³/s können mit einem Freibord von 1.0 m abgeführt werden (siehe Kapitel 2.3.1)

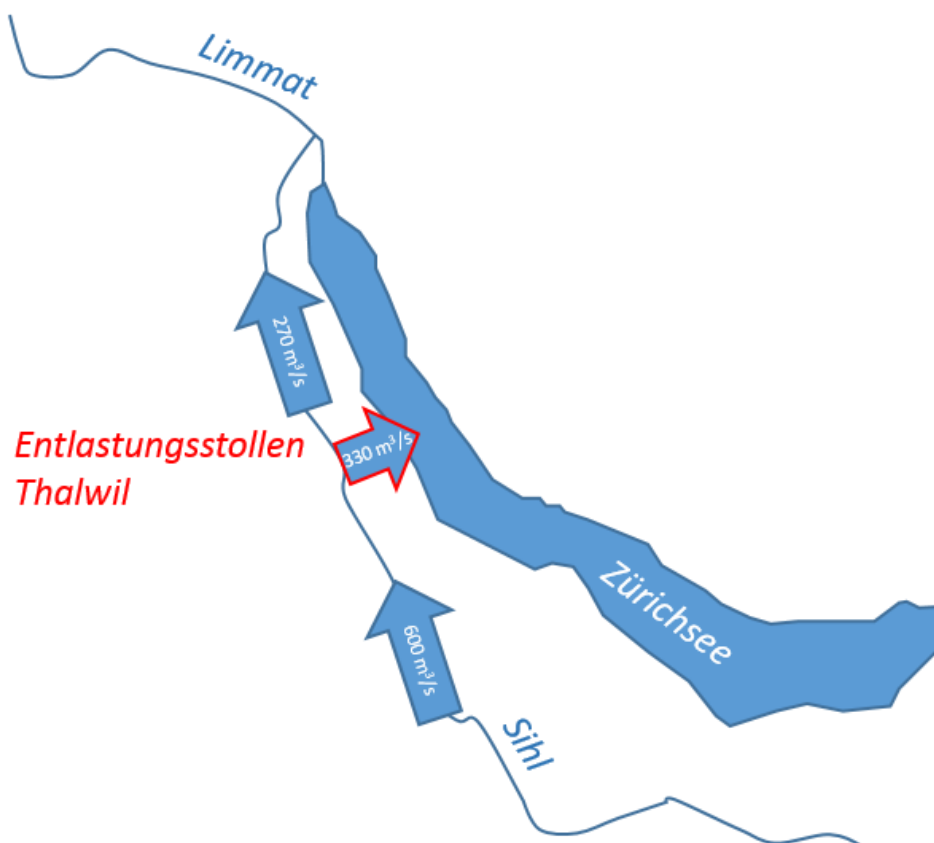


Abbildung 3.1: Abflussaufteilung im Dimensionierungsfall

3.2 Konzeption und Funktionsweise des Entlastungsstollens

Ziel des Entlastungsstollens ist die Umleitung der Hochwasserspitzen der Sihl in den Zürichsee, der als Retentionsbecken wirkt und die übergeleiteten Wassermassen gedämpft an die Limmat abgibt. Dadurch kann die Sihl auf dem Abschnitt zwischen Rütiboden und der Mündung in die Limmat entlastet werden und muss nicht auf grosse Hochwasser mit geringer Eintretenswahrscheinlichkeit ausgebaut werden (vgl. 3.1).

Die Hochwasserausleitung in Richtung Zürichsee erfolgt mittels regulierter Seitenentnahme mit auf den Wehrrücken aufgesetzten, luftgefüllten Schlauchwehren. Im Einlaufbauwerk wird der Zufluss in den Entlastungsstollen kontrolliert und beschleunigt, so dass im Entlastungsstollen auch in Überlastsituationen noch schiessender Freispiegelabfluss herrscht. Beim Auslaufbauwerk erfolgt die Energiedissipation in einer Toskammer. Anschliessend fließt das Wasser in einem Kanal unter der Seestrasse und dem Seebad Bürger I hindurch und mündet mit geringer Fliessgeschwindigkeit und genügend Abstand zum Ufer in den Zürichsee (vgl. Abbildung 3.2).

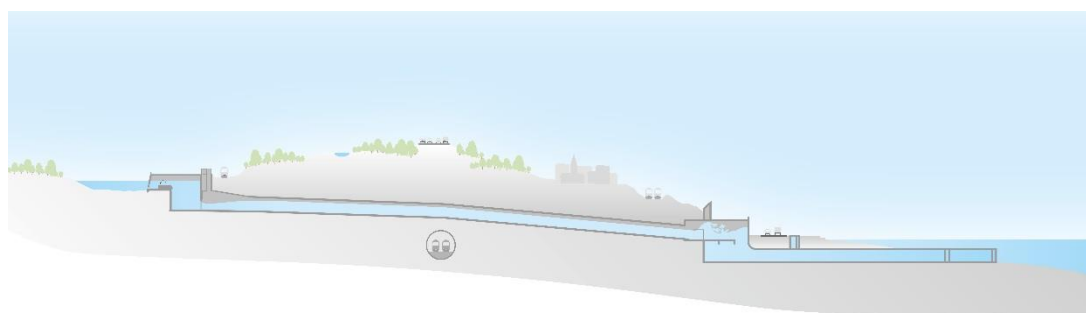
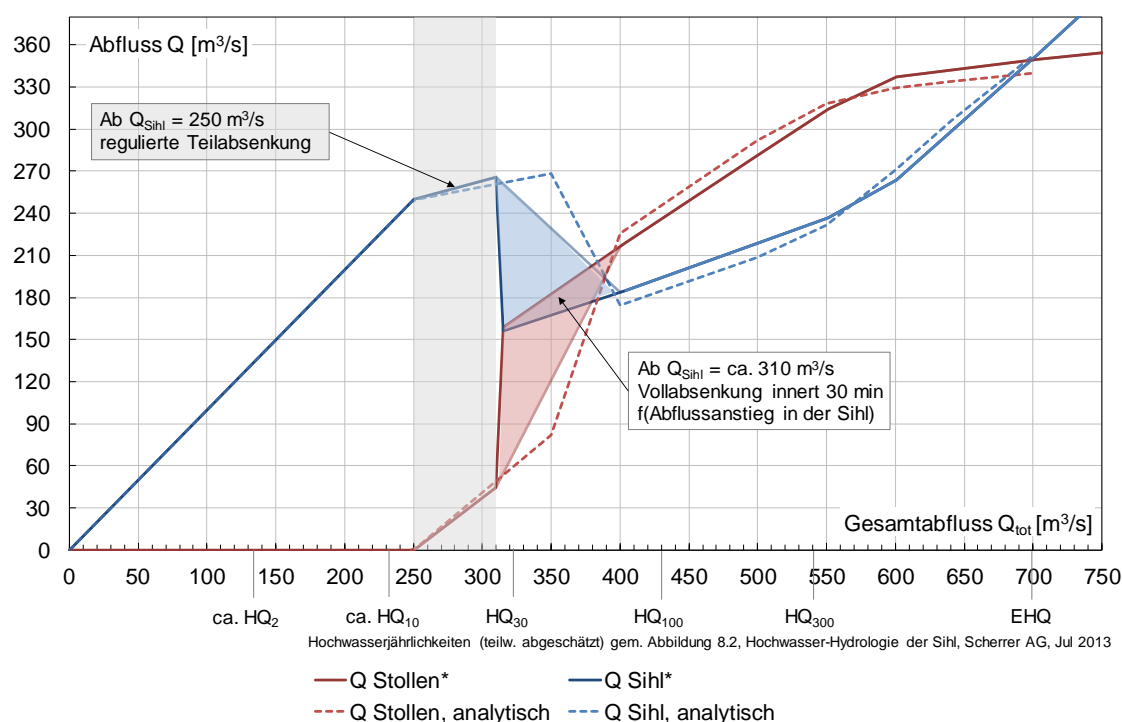


Abbildung 3.2: Schematischer Längsschnitt durch den Entlastungsstollen mit Ein- und Auslaufbauwerk

Das Einlaufbauwerk ist so ausgelegt, dass mittlere Hochwässer in der Sihl bis zu einem Abfluss von rund $Q_{Sihl} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ abfließen und keine Hochwasserausleitung stattfindet. In diesem Fall bleiben die Schlauchwehre gefüllt. Mit diesem möglichst späten Ansprungpunkt soll die Sihl unterhalb des Entlastungsstollens mit Hochwasserabflüssen belastet werden, so dass die hydromorphologischen Prozesse auch bei der Umleitung extremer Hochwasserspitzen erhalten bleiben.

Trotzdem muss der Ansprungsabfluss des Einlaufbauwerks so gewählt sein, dass extreme Hochwasserspitzen in den Entlastungsstollen abgeleitet werden. Die erforderliche Kapazität wird durch Entleerung resp. Ablegen der Schlauchwehre erreicht, so dass bei einem Bemessungsabfluss von $Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ rund $Q_{Entl.} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Entlastungsstollen abfließen.

Diese beiden Anforderungen bestimmen zum einen die Schwellenhöhe und die Schwellenlänge des Einlaufbauwerks sowie auch die Höhe der Schlauchwehre und ergeben ein Bauwerk, welches die in Abbildung 3.3 illustrierte Trenncharakteristik aufweist.



* Trenncharakteristik aus Resultaten Modellversuchen VAW bei Teil- und Vollabsenkung Schlauchwehr, mit zusätzlich eingefügtem Übergangsbereich ab $Q_{Sihl} = 310 \text{ m}^3/\text{s}$ bis Vollabsenkung bei $Q_{Sihl} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$, resp. $Q_{Sihl} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

Abbildung 3.3: Trenncharakteristik des Einlaufbauwerks mit reguliertem Wehr, Entlastungslänge $L = 80 \text{ m}$, feste Überfallkante auf 471.50 m ü.M. (analytische Rechnung, Resultate aus den physikalischen Modellversuchen VAW, ergänzt mit Übergangsbereich zwischen Teil- und Vollabsenkung).

Um den Geschiebetrieb in der Sihl aufrecht zu erhalten und nach Ansprungen der Entlastung keinen Sprung in der Trenncharakteristik zu erhalten, wurde basierend auf den analytischen Berechnungen empfohlen, das Schlauchwehr nach Erreichen eines Sihl-Abflusses von $Q_{Sihl} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ in einem regulierten Zustand bis zu einer maximalen Absenkung von -0.50 m bei einem Sihl-Abfluss von $Q_{Sihl} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ zu betreiben und den Schlauch danach komplett zu entleeren. Die Modellversuche an der VAW bestätigen die Trenncharakteristik bei Vollöffnung sowie die Entlastungskapazität von $Q_{Entl.} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ bei $Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$. Sie zeigen aber auch auf, dass die analytischen Berechnungen bei Teilöffnung eher zu günstige Resultate liefert und bei teilabgesenktem Wehr bei $Q_{Sihl} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ lediglich $Q_{Entl.} = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet werden. Entsprechend wurde der Zeitpunkt der kompletten Entleerung des Schlauchs optimiert. Unter Berücksichtigung der erforderlichen Entleerungszeit der Schlauchwehre von ca.

30 Minuten ist ein gedämpfter Übergang vom teilgefüllten zum komplett entleerten Schlauch (ab einem Sihlabfluss von ca. $Q_{Sihl} = 310 \text{ m}^3/\text{s}$) und damit eine kontinuierliche Zunahme des Entlastungsabflusses zu erwarten (blau/rot-schraffierte Fläche in Abbildung 3.3, siehe dazu auch Kapitel 9.3.1).

3.3 Ökologische Entwicklungsziele

Bereich Umwelt

Mit dem Projekt Entlastungsstollen Thalwil werden primär Hochwasserschutzziele verfolgt. Die damit verbundenen Eingriffe in die Umwelt sollen sowohl beim Bau, insbesondere aber im Betrieb möglichst klein sein. Infolge des Betriebs des Entlastungsstollens sollen der Geschiebehaushalt und die Habitatsstrukturen der Sihl sowie die Alimentation der Grundwasserträger möglichst nicht zusätzlich beeinträchtigt werden. Weiter sollen der Zürichsee und insbesondere die Trinkwasserfassungen durch die Einleitung von Hochwassern über den Entlastungsstollen nicht nachhaltig beeinträchtigt werden.

Im Rahmen von notwendigen Ersatzmassnahmen für den Bau und den Betrieb des Entlastungsstollens sollen in Langnau am Albis ein Sihlabschnitt sowie der Mündungsbereich des Gontenbachs ökologisch aufgewertet sowie in Richterswil am Zürichsee ein Flachufer regeneriert werden (siehe Bericht ÖMZ-BER).

Bereich Landschaft

Im Rahmen der erforderlichen Ersatzmassnahmen sollen an der Sihl im Gebiet Langnau am Albis das Landschaftsbild in Richtung Naturnähe entwickelt sowie die Zugänglichkeit und die Erholungsnutzung des Sihlufers verbessert werden.

In Richterswil soll entlang des Zürichseeufers eine Ufermauer entfernt, das Ufer abgeflacht und mit Schilf bepflanzt werden, so dass sich wieder eine naturnahe Uferlandschaft entwickeln kann.

4 Massnahmenplanung und Projektbescrieb

4.1 Einlaufbauwerk

4.1.1 Variantenstudien und Entscheide

Reguliertes Einlaufbauwerk Sihl

Für die Seitenentlastung des Einlaufbauwerks wurden auf Stufe Vorprojekt zwei Grundkonzepte geprüft:

1. Eine unregulierte Seitenentnahme mit fester, langer Wehrschwelle, die ohne menschliches Zutun funktioniert und folglich eine grosse Funktionstüchtigkeit und Verfügbarkeit hat. Diese Lösung wurde bereits anhand eines hydraulischen Modellversuchs optimiert (VAW-Bericht 4293/2).
2. Eine regulierte Seitenentnahme mit gegenüber der unregulierten Entnahme tiefer liegender und verkürzter Wehrschwelle. Auf die feste Wehrschwelle sind bewegliche Organe aufgesetzt, die automatisch gesteuert werden.

Es zeigte sich, dass als regulierte Entnahme ein Seitenwehr mit aufgesetztem, luftgefülltem Schlauchwehr die Bestlösung ist. Parallel zur Vernehmlassung des Vorprojekts wurden die beiden Varianten der unregulierten und regulierten Entnahme im Rahmen einer Grundwasserstudie sowie einer umfassenden Risiko-Analyse geprüft (beide Berichte sind im Dossier Gesamtprojekt enthalten). Die Vernehmlassungseingaben wie auch die Detailabklärungen zu den Risiken, dem Grundwasser und dem Geschiebetrieb zeigten eindeutig auf, dass nur eine regulierte Entlastung bewilligungsfähig ist. Damit wurde im Bauprojekt die Variante einer regulierten Entlastung ausgearbeitet.

Baugrubenabschluss wasserseitig

Für den wasserseitigen Baugrubenabschluss beim Einlaufbauwerk wurde neben dem im Bauprojekt dargestellten Fangedamm eine in den Felsen eingebundene einfache Spundwand untersucht. Diese Variante wird jedoch aufgrund von verschiedenen technischen Nachteilen nicht weiterverfolgt.

4.1.2 Übersicht Anlagenteile

Das Einlaufbauwerk im Unterwasser des bereits realisierten Schwemmholzrechens in der Sihl soll eine Abflussmenge von bis zu $Q_{Entl.} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ fassen und in den Entlastungsstollen Thalwil einleiten können. Die Wasserentnahme erfolgt entlang des rechten Sihlufers mit einem Seitenüberfall. Der Seitenüberfall besteht aus einem festen Wehrrücken mit aufgesetzten, luftgefüllten Schlauchwehren. Das gefasste Wasser fliesst nach dem Überfall in ein trichterförmiges Sammelbecken und von dort aus unter einer Drosselblende hindurch in den Stollen. Hinter der Drosselblende ist ein Revisions- und Sicherheitsorgan eingebaut, das erlaubt, den Stollen gegen das Oberwasser resp. die Sihl abzuschotten. Um zu verhindern, dass Schwemmholz und/oder Geschwemmsel in den Stollen eingetragen wird, ist das Einlaufbauwerk zur Sihl hin mit einer Tauchwand und einem Grobrechen ausgerüstet. Das komplette Bauwerk ist in die rechtsufrige Böschung eingebunden und nach oben mit einer Betondecke abgeschlossen. Die verschiedenen Anlagenteile sind in Abbildung 4.1 aufgeführt.

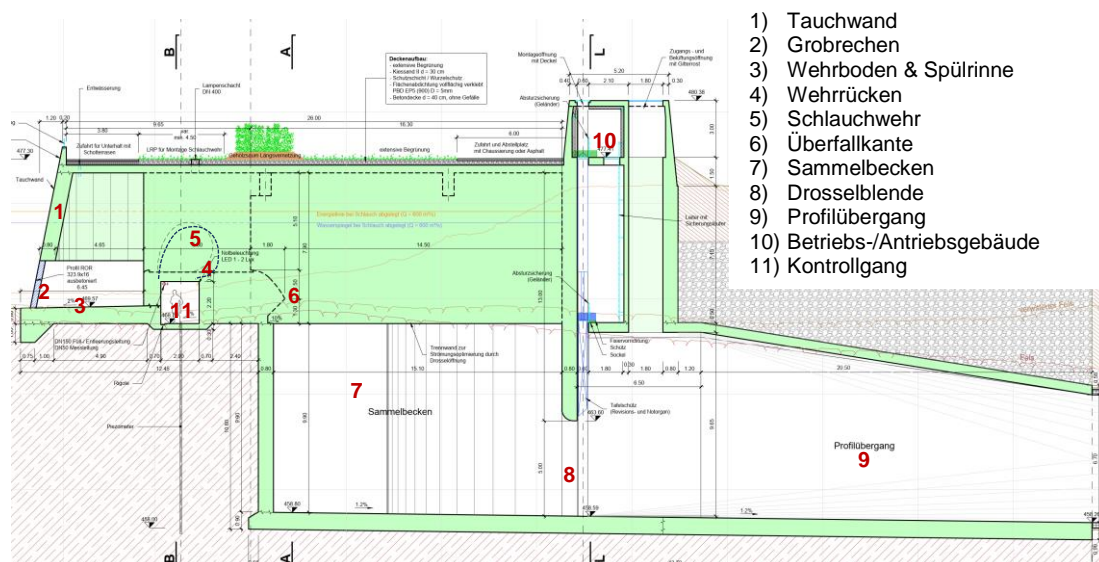


Abbildung 4.1: Längsschnitt durch das Einlaufbauwerk mit entsprechenden Anlagenteilen

Die Seitenentnahme mit den aufgesetzten Schlauchwehren ist so bemessen, dass mittlere Hochwasserabflüsse in der Sihl bis zu einem Abfluss von rund $Q_{Sihl} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ ohne Entlastung in der Sihl bleiben. Bei Hochwasserabflüssen $Q_{Sihl} > 250 \text{ m}^3/\text{s}$ (Ansprungpunkt) beginnt die teilweise die Hochwasserausleitung in den Stollen. Durch Ablegen der Schlauchwehre kann beim Bemessungsabfluss von $Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ rund $Q_{Entl.} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Stollen eingeleitet werden (vgl. Abschnitt 3.2). Diese Anforderung bestimmt die Schwellenhöhe und die Schwellenlänge des Einlaufbauwerks wie auch die Höhe der Schlauchwehre.

Damit im Anströmbereich des Bauwerks möglichst optimale Strömungsbedingungen herrschen, d.h. ein leicht erhöhter und möglichst horizontaler Wasserspiegel erreicht werden, ist unterhalb des Bauwerks eine Kontrollschwelle in die Sihlsohle vorgesehen.

Weiter wurde das Einlaufbauwerk so ausgebildet, dass das Geschiebe möglichst in der Sihl weitertransportiert wird (kein Geschiebeeintrag in den Stollen) es aufgrund von nicht im oberstrom liegenden Schwemmholzrechen zurückgehaltenes Schwemmgut zu einer Verklausung des Entlastungsstollens kommt.

Wie in Beilage 8 (Hydraulik) beschrieben, weist das Einlaufbauwerk zwei Schlauchwehrfelder auf, mit einer festen mittleren Überfallkante von 471.50 m ü.M. bei entleerten Schläuchen und einer Überfallkante von 474.00 m ü.M. bei vollgefüllten Schläuchen. Die hydraulische Schlauchhöhe beträgt demnach 2.50 m, die konstruktive Schlauchhöhe liegt bei 2.60 m, da der Schlauch in eine 10 cm - Vertiefung auf dem Wehrrücken eingelassen wird. Die Überfalllänge beträgt $L = 2 \times 40 \text{ m}$, die im Vorprojekt noch geplante zusätzliche feste Schwelle wurde aufgrund der relativ geringen Überfalleistung verworfen.

Bleibt das Schlauchwehr bei einem Sihl-Abfluss von $Q_{Sihl} = 280 \text{ m}^3/\text{s}$ weiterhin vollgefüllt, werden lediglich ca. $Q_{Entl.} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet und rund $Q_{Sihl, UW} = 270 \text{ m}^3/\text{s}$ verbleiben in der Sihl. Dieser Sihl-Abfluss im Unterwasser entspricht bereits dem kritischen Wert, der für den Dimensionierungsabfluss von $Q_{dim} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht überschritten werden soll (angestrebte Abflussaufteilung $Q_{Entl.} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q_{Sihl, UW} = 270 \text{ m}^3/\text{s}$). Entsprechend wird vorgeschlagen, den Betrieb des Schlauchwehrs so festzulegen, dass ab einem Sihl-Abfluss von $Q_{Sihl} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ eine Teilentleerung des Schlauchs ein weiterer Abflussanstieg im Unterwasser verhindert.

Die Kontrollschwelle im Gerinne resp. der Sihl sowie das Einlaufbauwerk inklusive der dazugehörigen Anlagenteile werden nachfolgend beschrieben.

4.1.3 Kontrollschwelle und Anpassung Flussbett der Sihl

Eine über die aktuelle Sohlenlage der Sihl ragende Sohlschwelle unterstützt den Aufstau und stabilisiert die Sohle. Mit einer Verengung des Abflussquerschnittes von rund 40 m auf 15 m

Breite wird ein möglichst horizontaler und erhöhter Wasserspiegel für eine optimale Anströmung und Überfallleistung erreicht.

4.1.3.1 Anpassung Sihl-Gerinne

Im Rahmen der physikalischen Modellversuche zum Einlaufbauwerk des Hochwasserentlastungsstollens (VAW 4293/2, Dez. 2013) wurde neben der Lage, Abmessung und Ausgestaltung des Einlaufbauwerks auch die Gerinnegeometrie der Sihl sowie die Sohlenstabilität im Bereich des Einlaufbauwerks untersucht und optimiert. Aus den Modellversuchen gehen für flussbauliche Massnahmen an der Sihl folgende relevanten Erkenntnisse hervor (vgl. Kap. 1):

- Neue Linienführung Flusslauf Sihl im Bereich des Einlaufbauwerks: Verlegung Linkskurve flussaufwärts (Einlaufbauwerk am Ende der Kurve zur optimalen Nutzung der Sekundärströmung)
- Verengung Abflussquerschnitt von rund 40 m oberhalb Einlaufbauwerk auf minimal 15 m am unteren Rand der Ausleitung
- Ausgestaltung linkes Ufer durchgehend mit einer Böschungsneigung von 1:2
- Geschiebetransport: Praktisch kein Eintrag in Stollen. An der Aussenkurve Kolk bzw. Erosion bis auf Molassefels. Geschiebeablagerung oberhalb im Bereich Aufweitung Schwemmholzrechen und unterhalb Schwelle nach Einlaufbauwerk

Diese Erkenntnisse wurden für die im Vorprojekt beschriebene Variante 1 „mit fester Wehrschwelle“ gemacht (optimierte Variante 4 im physikalischen Modell, VAW 2013). Die im Bauprojekt verfolgte Variante mit reguliertem Seitenüberfall (Variante 2 aus Vorprojekt) wurde im Zuge der hydraulischen 2D-Modellierungen zum Einlaufbauwerk untersucht. Daraus gehen folgende Erkenntnisse bezüglich Ausgestaltung des Sihl-Gerinnes hervor:

- Sohl-Fixpunkt (Kontrollquerschnitt) am unteren Ende des Einlaufbauwerks auf Höhe 470.15 m ü.M. (anstelle 470.05 m ü.M.)
- Geringe Querneigung Sihl-Gerinne

Der laufende physikalische Modellversuch zum Einlaufbauwerk mit reguliertem Seitenüberfall zeigt, dass die projektierte Geometrie gut funktioniert und keine massgebenden Anpassungen notwendig sind.

4.1.3.2 Strukturierung ober- und unterhalb des Einlaufbauwerks

Um die Möglichkeiten für ökologische Aufwertung im Abschnitt des Einlaufbauwerks bestmöglich zu nutzen, wird die Sohle der Sihl im oberhalb und unterhalb des Einlaufbauwerks liegenden Bereich mit Strukturelementen zur Strömungslenkung (Trichterbuhnen, Störsteine) und Totholz strukturiert. Die Gerinnestrukturierung beschränkt sich oberhalb des Einlaufbauwerks auf den Abschnitt zwischen Schwemmholzrechen und Beginn der Uferbefestigung des Einlaufbauwerks. Im Bereich vor dem Einlaufbauwerk steht das optimale Funktionieren der Seitenentnahme (= Einlaufbauwerk) im Vordergrund. Das Wasser muss möglichst ohne Geschiebe und Schwemmholz in den Entlastungsstollen geleitet werden können. Unterhalb der Sohlsschwellen sind ebenfalls Massnahmen zur Gerinnestrukturierung vorgesehen.

4.1.3.3 Sohlensicherung

Die Sohle der Sihl verläuft im Bereich des Einlaufbauwerks weitgehend nahe dem Molassefels, teils ist der Fels sogar anstehend. Im Rahmen von Sondierbohrungen und Baggerschlitzsondierungen am linken und rechten Sihlufer wurde der Molassefels durchgängig ca. 0.5 m bis maximal 2.0 m unterhalb der mittleren bestehenden Sihlsohle aufgeschlossen.

Der zur Sicherstellung der Entlastungsleistung festgelegte Sohlenfixpunkt am unteren Rand des Einlaufbauwerks wird durch eine Sohlschwelle aus Blocksteinen realisiert. Die hydraulisch wirksame Oberkante der Sohlschwelle liegt auf 470.15 m ü.M. Die Sohlschwelle überragt die aktuelle Sohlenlage der Sihl nur um ca. 0.45 m (Mittlere Sohle Vermessung 2016 469.70 m ü.M.). Die Blocksteine werden in den gesunden Molassefels eingebunden. Dieser liegt im Bereich der Schwelle links auf ca. 469.70, rechts auf ca. 469.05 m ü.M. Der Aufbau der Schwelle erfolgt mit Riegelsteinen mit einem Blockgewicht von rund 3.5 - 4.5 t (ca. 1.6 m Vertikalachse), welche kraftschlüssig in die gefräste Sohle gesetzt und mit einer Mindest-

Einbindetiefe von 0.8 m in den Felsen einbetoniert werden. Der Betonverbund wird zudem in mit Anschlussseisen von 3.0 m Länge in den Molassefels verankert (Einbindetiefe der Anker beträgt ca. 2.0 m). Die Sohlschwelle wird beidseitig in den Hinterbeton vom Uferverbau eingebunden (linksufrig Uferblocksatz, rechtsufrig Flügelmauer).

Die Abflüsse grosser Hochwasserereignisse führen unterhalb des Sohlenfixpunktes zu einer Auskolkung, wodurch sich das Längsgefälle bei Niederwasser erhöht. Zur Abflachung des Längsgefälles wird 10 m unterhalb des im Modellversuch festgelegten Fixpunktes eine zweite Blockschwelle vorgesehen. Die Konstruktionsweise erfolgt analog zur oberen Blockschwelle. Zwischen den Schwellen wird somit ein Gefälle von rund 2.5 % ausgebildet, die Oberkante der zweiten Blockschwelle liegt somit auf rund 469.90 m ü.M.

Unterhalb der zweiten Schwelle wird für eine bessere Energieumwandlung ein Kolk ausgebildet, welcher teils in den anstehenden Felsen gefräst werden muss. Der Kolk ist ausserhalb geschiebeführender Hochwasser mehrheitlich mit Geschiebe verfüllt.

Aufgrund der Situation mit dem mehrheitlich anstehenden Molassefels sind entlang des Einlaufbauwerks mit Ausnahme der vorgesehenen Sohlschwellen keine weiteren Massnahmen zur Sohlsicherung notwendig. Ausgenommen von Erosionserscheinungen im Bereich unmittelbar ober- und unterhalb des Sohlenfixpunktes wurden im physikalischen Modellversuch in den übrigen Bereichen entlang des Einlaufbauwerks und unterhalb eher Auflandungsprozesse beobachtet.

4.1.3.4 Niederwasserrinne

Zur Sicherstellung der Fischgängigkeit bei Niederwasser, wird im Bereich der Sohlswellen jeweils 1 Wanderkorridor ausgestaltet. In diesen Bereichen werden im Vergleich zur übrigen Schwelle flachere Blöcke versetzt, dass die Oberkante der Steine im Vergleich zur übrigen Schwelle um 0.8 m – 1.20 m tiefer liegt und hier eine minimale Abflusstiefe über das ganze Jahr sichergestellt werden kann (Fliesstiefe bei Niederwasser $Q_{347} = 2.7 \text{ m}^3/\text{s}$ mind. 0.7 m). Die Sohle liegt im Bereich der Wanderkorridore auf rund 468.94 m ü. M. bei der oberen und unteren Schwelle.

Entlang des Einlaufbauwerks wird ein Niederwasserrinne mit einer Tiefe von ca. 35 - 50 cm (gegenüber betoniertem Vorboden) und einer Breite von ca. 4 - 5 m erstellt. Somit wird sichergestellt, dass der Abfluss bei Niederwasser nicht über den betonierten Vorboden des Einlaufbauwerkes abläuft, sondern in einer natürlichen Niederwasserrinne abfließt. Wo die Niederwasserrinne im Fels verläuft und daher mit dem Abbauhammer ausgebrochen werden muss, erfolgt der Aushub grob bzw. rau, damit sich die Zwischenräume mit Kies verfüllen können. Der Übergang von der Niederwasserrinne zum Vorboden des Einlaufbauwerks wird mit einer Reihe von Blöcken in Hinterbeton ausgestaltet. (vgl. Plan 33-113)

4.1.3.5 Ufersicherung

Im Übergangsbereich zum oberstrom liegenden Schwemmholzrechen wird der dort vorgesehene Blockwurf auf einer Filterschicht zur Ufersicherung fortgeführt. Um die angestrebte Entlastungsleistung sicherzustellen, muss der in den Modellversuchen enthaltene Abflussquerschnitt im Bereich des Einlaufbauwerks auch während grossen Hochwasserspitzen erhalten bleiben. Somit werden die Ufer im Projektabschnitt entsprechend erosionssicher ausgestaltet. Aufgrund wechselnder hydraulischer Belastungen, wird der Uferverbau abschnittsweise unterschiedlich dimensioniert.

Allgemein wird die Foundationstiefe für die Uferverbauungen je nach Lage des anstehenden Molassefels wie folgt festgelegt:

Bei anstehender Molasse werden die Fussblöcke mindestens 0.8 m in den Felsen eingebunden. Liegt im Bereich des Uferbaus der Fels tiefer, werden die Fussblöcke des Uferblocksatzes mindestens 2 m ins kiesige Sohlenmaterial fundiert.

Linksufrig wird der Uferverbau durchgehend mit einem Blocksatz-/ Blockwurf mit einer Böschungsneigung von 1:2 ausgebildet. Die Blöcke werden weitgehend mit einer Vorschüttung aus Sohlenmaterial überdeckt. Im oberen Bereich wird der einlagig verlegte Blockwurf mit Aushubmaterial überschüttet, was einer Spontanbegrünung Platz bietet. Der obere Böschungsbereich wird mit standortgerechtem Ufergehölz bepflanzt. Sichtbar als Blocksatz sind

die Blöcke voraussichtlich nur temporär linksufrig im letzten Bereich der Gerinneverengung von 40.0 auf 15.0 m (Bereich Sohlschwellen), da hier im Hochwasserfall besonders grosse hydraulische Belastungen auf den Uferverbau wirken und die Überdeckung teils umgelagert werden kann. Durch einen formwildern Versatz der Blöcke bleibt das Ufer auch in diesem Fall gut strukturiert.

Oberhalb des Verengungsbereichs wird der Blockwurf mit Fussblöcken von rund 1.5 t/Block und darüber mit kleineren Blöcken von rund 0.5 - 0.8 t/Block bis rund 0.6 m unterhalb des Wasserspiegels Q_{Dim} ausgestaltet. Die Filterschicht wird basierend auf der Korngrössenverteilung der Sihl mit einem d_m von rund 10 - 12 cm gewählt. Die Blöcke werden auch im Bereich, wo der Blocksatz in den Fels eingebunden wird, auf einer Filterschicht versetzt.

Im Bereich ab ca. 30 m oberhalb der Sohlschwelle bis zum Kolkbereich unterhalb der Schwellen nimmt die Belastung auf die Ufer mit zunehmendem Energieliniengefälle stark zu. Hier werden die Blockgewichte für die Fussblöcke mit 2.5 t/Block, bis 1.0 m über die mittlere Sohle mit 1.5 t/Block und bis zum Wasserspiegel Q_{Dim} mit kleinen Blöcken von 0.5 - 0.8 t/Block festgelegt. Direkt im Bereich der Sohlschwellen wird der Blocksatz im Fussbereich in Hinterbeton ausgeführt.

Der Übergang von der Flügelmauer oberhalb des Einlaufbauwerkes zur flacheren Uferböschung wird durch eine Quarzsandsteinmauer in Hinterbeton geschaffen. Diese wird von den Mauerenden her über rund 33 m mit einer Neigung von 5:1 auf eine Neigung von 2:3 abgelegt und geht dann vom Hinterbeton in einen überdeckten Blockwurf auf Filterschicht in der Neigung 1:2 über.

Unterhalb des Einlaufbauwerkes fliesst rechtsufrig der Schweikrütibach in die Sihl. Die Ufermauern im Einlaufbereich werden zusätzlich mit einem Blocksatz gesichert, da die Fundationstiefen der Mauern unbekannt sind.

Unterhalb der Einmündung des Schweikrütibachs ist der Campingplatz Geissau mit entsprechendem Betriebsgebäude angesiedelt. Hier wird 2.5 m ab Böschungsoberkante eine Beobachtungslinie und 5.0 m ab Böschungsoberkante eine Interventionslinie definiert. Dies erlaubt weitere Uferschutzmassnahmen nach einem effektiven Ereignis mit Seitenerosionsprozessen in diesem Bereich.

4.1.4 Seitenüberfall und Einlauftrichter

4.1.4.1 Allgemeines

Das Einlaufbauwerk wird als regulierte Seitenentnahme im Gerinne der Sihl ausgebildet. Dem strömend beaufschlagten Seitenüberfall ist trotz des oberstrom bereits vorhandenen Schwemmholzrechens eine Tauchwand kombiniert mit einem Grobrechen vorgeschaltet. Diese Elemente dienen als Schutz gegen Treibholz und Geschwemmsel, falls dieses nicht komplett im Rückhalteraum des Schwemmholzrechens liegen bleibt. Das Freihalten des Grobrechens beim Einlaufbauwerk ist im Bedarfsfall Sache der Interventions- oder Unterhaltsdienste, weshalb die Fahrstreifen auf der Decke über dem Einlauftrichter für die entsprechenden Fahrzeuglasten (Lastmodell 1 gem. SIA 261) ausgelegt wird.

Durch die Schaffung einer ausgeprägten Kurvensituation und die Anordnung des Seitenüberfalls gegen Ende der Kurvenaussenseite kann die Sekundärströmung bestmöglich genutzt werden um den Bereich vor dem Seitenüberfall geschiefbefrei zu halten.

Das Einlaufbauwerk kommt ohne nennenswerte Querbauwerke aus. Lediglich die über die aktuelle Sohlenlage ragende Sohlschwelle unterhalb des Seitenwehrs unterstützt den Aufstau und stabilisiert die Sohle. Mit einer Reduktion der Kanalbreite entlang des Bauwerkes von rund 40 m auf 15 m wird der Abflussquerschnitt kontinuierlich reduziert und damit ein möglichst horizontaler und erhöhter Wasserspiegel für eine optimale Anströmung und Überfallleistung erreicht.

4.1.4.2 Schlauchwehr

Die Gesamtlänge des Einlaufbereiches beträgt rund 100 m (Abbildung 4.2), mit einer zum oberwasserseitigen Terrain anschliessenden Stützmauer zur Anbindung an die bestehende rechtsufrige Böschung. Die Lage des Einlaufbauwerkes am rechten Sihlufer bleibt gegenüber

dem Vorprojekt unverändert. Der strömend beaufschlagte Seitenüberfall ist in zwei Schlauchwehr-Abschnitte von je 40 m Länge unterteilt. Die Wehrfelder mit fester Schwelle auf variabler Kote zwischen 471.30 m ü.M. und 471.70 m ü.M. und je einem aufgesetzten Schlauchwehr von 2.50 m Höhe werden durch einen Mittelpfeiler getrennt, der strömungsrichtend ausgebildet wird.

Mit der Überfallkote auf durchschnittlich 474.0 m ü.M. wird bei vollgefülltem Schlauch gewährleistet, dass bis zu einem Sihl-Abfluss von 250 m³/s keine Entlastung erfolgt und der Geschiebetrieb in der Sihl möglichst lange aufrechterhalten bleibt. Wie in Beilage 8 (Hydraulik) erläutert, kann die geforderte Entlastungskapazität mit einer Überfalllänge von 80 m und einer Schwellenkote von 471.50 m ü.M. gewährleistet werden.

Im Gegensatz zum gekrümmten Bauwerksbereich gegen das Gerinne (Sohlenschwelle, Grobrechen, Tauchwand) sind beide Wehrfelder gerade angeordnet, was insbesondere für die Schlauchwehre geometrisch optimale Randbedingungen ergibt. Das gesamte Bauwerk weist in Fliessrichtung eine Längsneigung von rund 0.5 % auf.

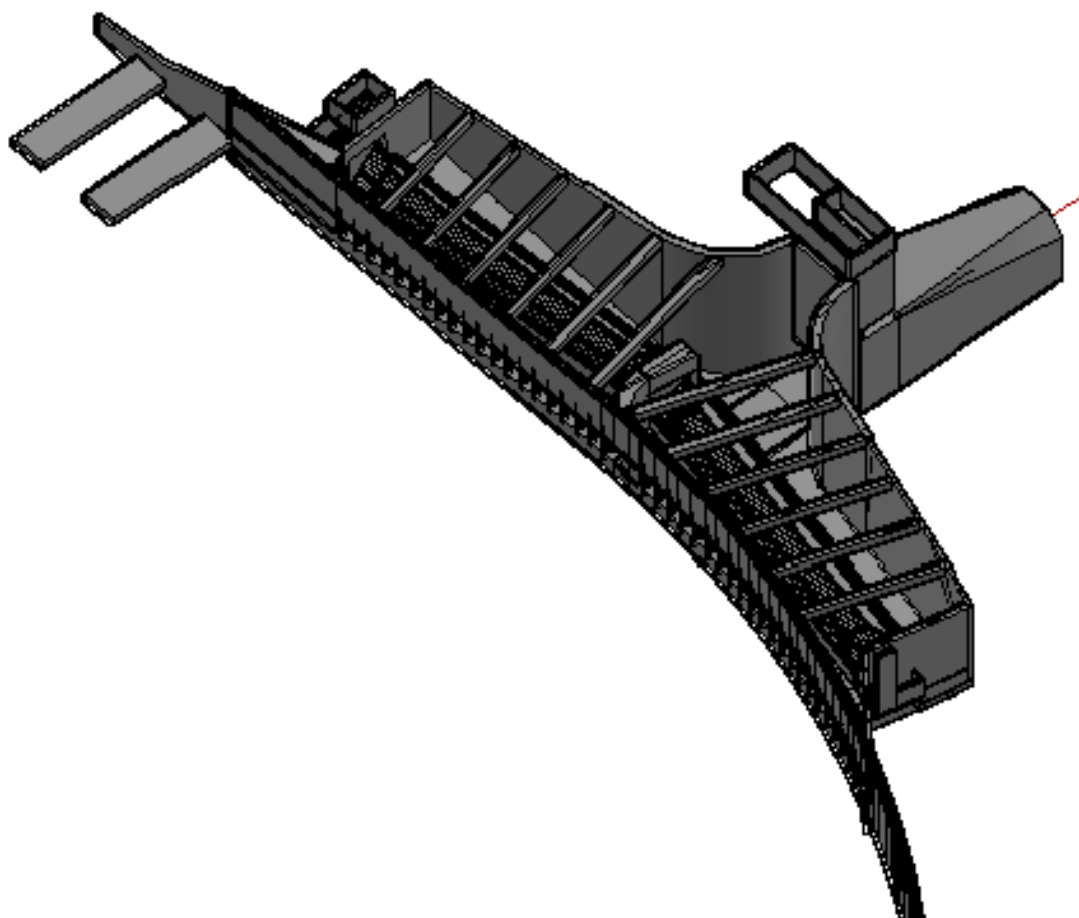


Abbildung 4.2: Geometrie des Einlaufbauwerks, 3D-Ansicht. Von Sihl Richtung Entlastungsstollen: Grobrechen und Tauchwand, Wehrkörper (Schlauchwehrfelder Süd (OW) und Nord (UW)), Decke mit Unterzügen, Zugangs-/Fluchtschächte für Kontrollgang, Betriebsgebäude (inkl. Antrieb und Steuerung der Schläuche) und Belüftungsschacht über Drosselblende mit Schützentafel, sowie Übergangsbauwerk in den Entlastungsstollen).

Für das luftgefüllte Schlauchwehrsystem sind nach Rücksprache mit dem Hersteller drei Betriebszustände möglich: Der Regelbetrieb mit einem vollgefüllten Schlauch, d.h. konstantem Innendruck und Schlauchkrone auf 474.00 m ü.M., sowie eine Teilentleerung bis 20 % der Gesamthöhe (-0.50 m) bei steigendem Sihl-Abfluss und eine komplette Entleerung im Hochwasserfall. Die Regulierung basiert auf dem gemessenen Innendruck der Schläuche und einer Abflussmessung im Entlastungsstollen.

4.1.4.3 Wehrrücken, Sammelbecken und Einlauftrichter

Die Konfiguration mit einem Schlauchwehr macht einen relativ breiten Wehrrücken erforderlich, da der Schlauch in leerem Zustand horizontal auf der Überfallfläche liegen muss. Dadurch entspricht die Kronenform nicht mehr einem Standardüberfall, sondern einem breitkronigen Wehr. Diese Tatsache wurde mit den entsprechenden Abflussbeiwerten in den hydraulischen Berechnungen berücksichtigt.

Basierend auf der Wehrrückengeometrie des Vorprojekts wurde im Bauprojekt eine Lösung angestrebt, die auch bautechnisch eine Vereinfachung bringt und trotz breiter Wehrkrone keine Verlängerung des EBW in Hangrichtung zur Folge hat. Entsprechend ist vorgesehen, lediglich eine Überfallnase auszubilden und den Wasserstrahl je nach Wehrdurchfluss frei oder eingestaut ins Sammelbecken eintauchen zu lassen. Eine Strahlbelüftung ist vorerst nicht vorgesehen, da sich ein freier Strahl lediglich bei kleinen Wassermengen ausbildet und dann ein allfälliges Ansaugen als unproblematisch beurteilt wird. Bei grossen Abflüssen ist das Becken eingestaut und der Strahl somit eingetaucht. Erste Versuche an der VAW zeigten, dass der Strahl durch den freien Überfallabschnitt hinter dem Mittelpfeiler belüftet wird. Allfällige Belüftungsleitungen könnten bei Bedarf durch den Mittelpfeiler in den Bereich der Überfallnase gezogen werden, grundsätzlich soll aber möglichst wenig Luft eingetragen werden.

Das Sammelbecken hinter dem Seitenüberfall verengt sich trichterförmig auf eine Breite von 6.8 m und erreicht eine Tiefe gegenüber der Überfallkante von rund 14 m. Die Öffnung der Drosselblende ist 5.0 m hoch was zu einem Querschnitt von rund 34 m² führt. Bei geringen Abflussmengen trifft das Wasser auf den geneigten Boden des Einlauftrichters, beschleunigt, schießt durch die Drosselblende und gelangt in den Stollen. Bei grösseren Entlastungsmengen schlägt der Abfluss an die Unterkante der Drosselöffnung an und der Wasserspiegel im Sammelbecken steigt an. Dies ist insofern notwendig, damit das Wasser genügend beschleunigt wird und kein Fliesswechsel auftritt. Entlang des gesamten Entlastungsstollens erfolgt der Abfluss schießend, weshalb der Stollendurchmesser vergleichsweise klein gehalten werden kann.

Die hydraulische Funktion des Überfalls und des Einlauftrichters sowie die Entlastungskapazität werden aktuell in einem physikalischen Modellversuch überprüft. Erste Resultate zeigen, dass das Bauwerk in seiner geplanten Form die Anforderungen hinsichtlich Anspringpunkt und Trenncharakteristik erfüllt und lediglich punktuelle Optimierungen zu erwarten sind.

4.1.5 Konzept Tauchwand und Grobrechen

Das Einlaufbauwerk weist eine Tauchwand auf, mit welcher zum einen der Eintrag von Schwemmholz verhindert und zum andern die Anströmungsbedingungen im Bereich des Entlastungsbauwerks verbessert werden. Wie in der ersten hydraulischen Versuchsreihe an der VAW (2013) gezeigt wurde, nimmt die Entlastungskapazität mit einer Tauchwand im Vergleich zum Versuch ohne Tauchwand nur geringfügig um 4 % ab. In den Modellversuchen zeigte sich weiter, dass ohne Tauchwand am oberen und unteren Ende des Einlaufbauwerks starke Wellen auftreten, die mit der Tauchwand minimiert werden können. Die Unterkante der Tauchwand liegt konstant 0.5 m oberhalb der festen Überfallkante. Damit ist gewährleistet, dass die Tauchwand bei funktionierender Entlastung stets eingetaucht bleibt. Die lichte Höhe zwischen vorgelagertem Wehrboden und UK Tauchwand beträgt $H = 2.50$ m,

Zur Abweisung von Schwemmholz und anderem Treibgut wird das Einlaufbauwerk d.h. der Einlaufquerschnitt mit einem Grobrechen ausgerüstet. Der lichte Stababstand beträgt 2 m und ist deutlich kleiner als die nachfolgenden Querschnitte des Entlastungsstollens. Hiermit kann gewährleistet werden, dass ein Passieren einzelner Holzteile keine Verklausungen im Entlastungsstollen hervorrufen. Wenn der Rechen mit Schwemmholz verlegt wird, nimmt die Kapazität des Wehrüberfalls ab. Mit 2D-Modellierungen konnte aber nachgewiesen werden, dass in der aktuellen Konfiguration nicht der Wehrüberfall sondern die Drosselblende das abflusslimitierende Element darstellt. Deshalb kann das Einlaufbauwerk seine Funktion auch bei einer Teilverlegung des Grobrechens von 10 % eine ausreichende Entlastungskapazität sicherstellen.

Bei einer Bauwerkslänge von total 100 m (Länge des durchströmbaren Rechenquerschnitts) beträgt der Einlaufquerschnitt rund 250 m² womit die mittlere Strömungsgeschwindigkeit bei $Q_{Entl.} = 330$ m³/s knapp $v = 1.4$ m/s beträgt. Dies ist hinsichtlich des grossen Stababstands

und der relativ geringen Stabanzahl ein akzeptabler Wert, der jedoch hinsichtlich Schwemmhölzeintrag nicht weiter erhöht werden sollte.

Ohnehin ist zu erwarten, dass die grösste Menge an Schwemmgut mit der ansteigenden Hochwasserwelle und der Spitze einhergeht und im Oberwasser der Schwemmhölzrückhalt wirken sollte. Damit ist das Restrisiko von Schwemmguteintrag relativ gering.

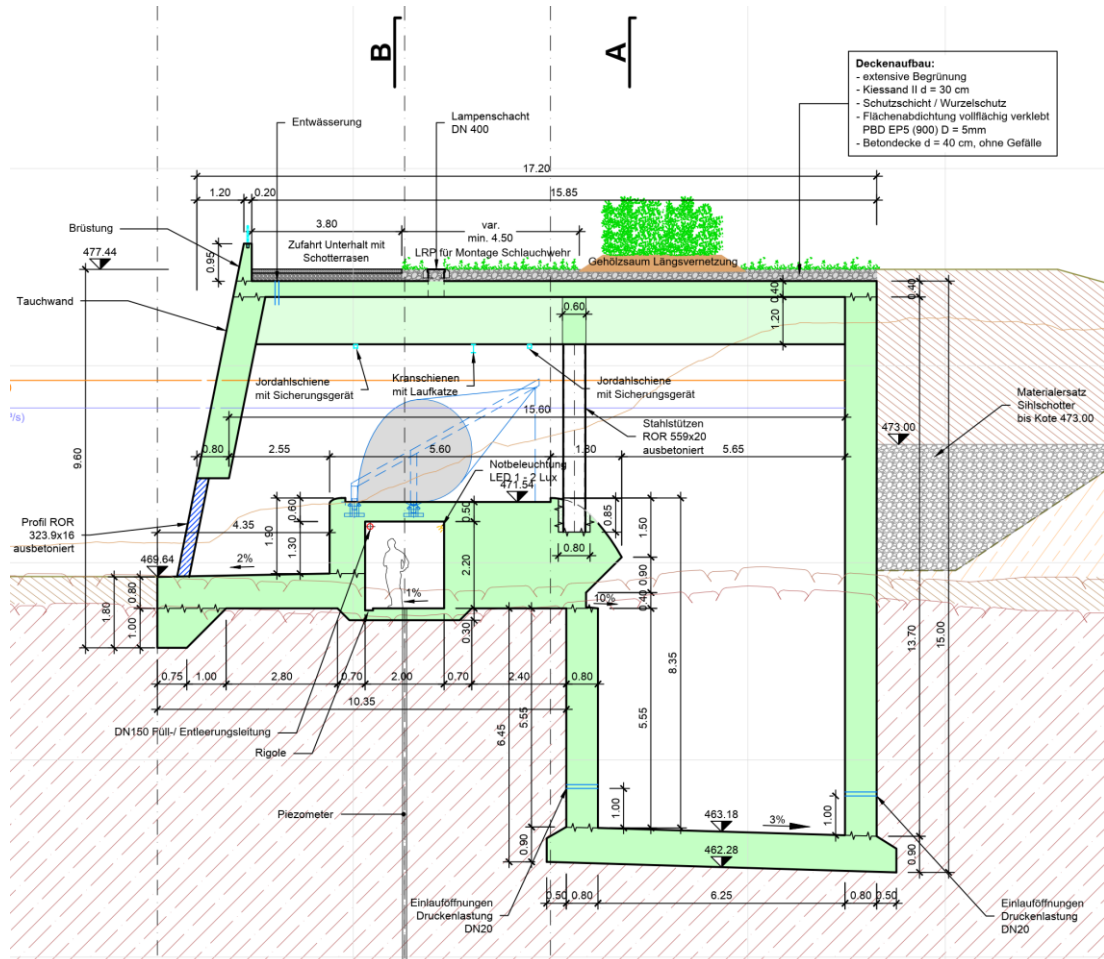


Abbildung 4.3: Querschnitt Einlaufbauwerk mit Tauchwand, Rechen, Kontrollgang, Überfallkrone mit Schlauchwehr, Überfallnase und Druckentlastungen

4.1.6 Drosselblende

Vor dem Übergang in den Stollen passiert der Entlastungsabfluss eine Drosselblende (hydraulischer Kontrollquerschnitt) mit einer Breite von $B = 6.8$ m und Höhe von $H = 4.50$ bis 5.00 m (Abbildung 4.4). Diese Drosselblende stellt das abflussregulierende Element des gesamten Systems Einlaufbauwerk - Entlastungsstollen dar und stellt sicher, dass der Abfluss im Entlastungsstollen den Dimensionierungs-, resp. Überlastabfluss (siehe Kapitel 10.1) nicht überschreitet und es zu einem Zuschlagen des Entlastungsstollen kommt.

Ab einem gewissen Entlastungsabfluss läuft die Drosselblende unter Druck, d.h. der Pegel im Oberwasser (Sammelbecken) steigt an. Dies führt ab einem gewissen Pegel zu einem unvollkommenen Überfall über das Seitenwehr und reduziert dessen Kapazität. Da in dieser Konfiguration jedoch die Drosselblende und nicht der Überfall als limitierendes Element wirkt, spielt der Einstau des Sammelbeckens eine untergeordnete Rolle. Dieses Zusammenspiel hat sich bereits anlässlich der hydraulischen Modellversuche 2013 als komplex herausgestellt, allerdings wurde das System damals nur bis zu einem Sihl-Abfluss von $Q_{Sihl} = 640$ m³/s getestet, wobei der Entlastungsabfluss bei rund $Q_{Entl.} = 325$ m³/s stagnierte. Damit während einem für das Bauprojekt relevanten EHQ von $Q_{Sihl} = 700$ m³/s und im (konservativ) festgelegten Überlastfall effektiv die geforderten Entlastungsabflüsse von $Q_{Entl.} = 340$ m³/s, resp.

400 m³/s durch den Stollen geleitet werden können, muss auch die Drosselblende diesen Abfluss mit einem für das Einlaufbauwerk noch zulässigen Pegel im Sammelbecken abführen können. Bei einem Pegel von 475.20 m ü.M. im Staubecken können die 340 m³/s bei einer Blendenöffnung mit $H = 4.50$ m gemäss den hydraulischen Berechnungen gerade noch abgeführt werden. Damit bei dieser Druckhöhe jedoch $Q_{Entl.} = 400$ m³/s unter der Drosselblende hindurchfliessen, ist eine Blendenöffnung mit $H = 5.30$ m erforderlich. Aufgrund der Sensitivität des Zusammenspiels zwischen Seitenüberfall, Drosselblende und Entlastungsstollen wurde die definitive Blendenhöhe basierend auf den seit Sommer 2018 laufenden weiterführenden Modellversuche auf 5.0 m festgelegt.

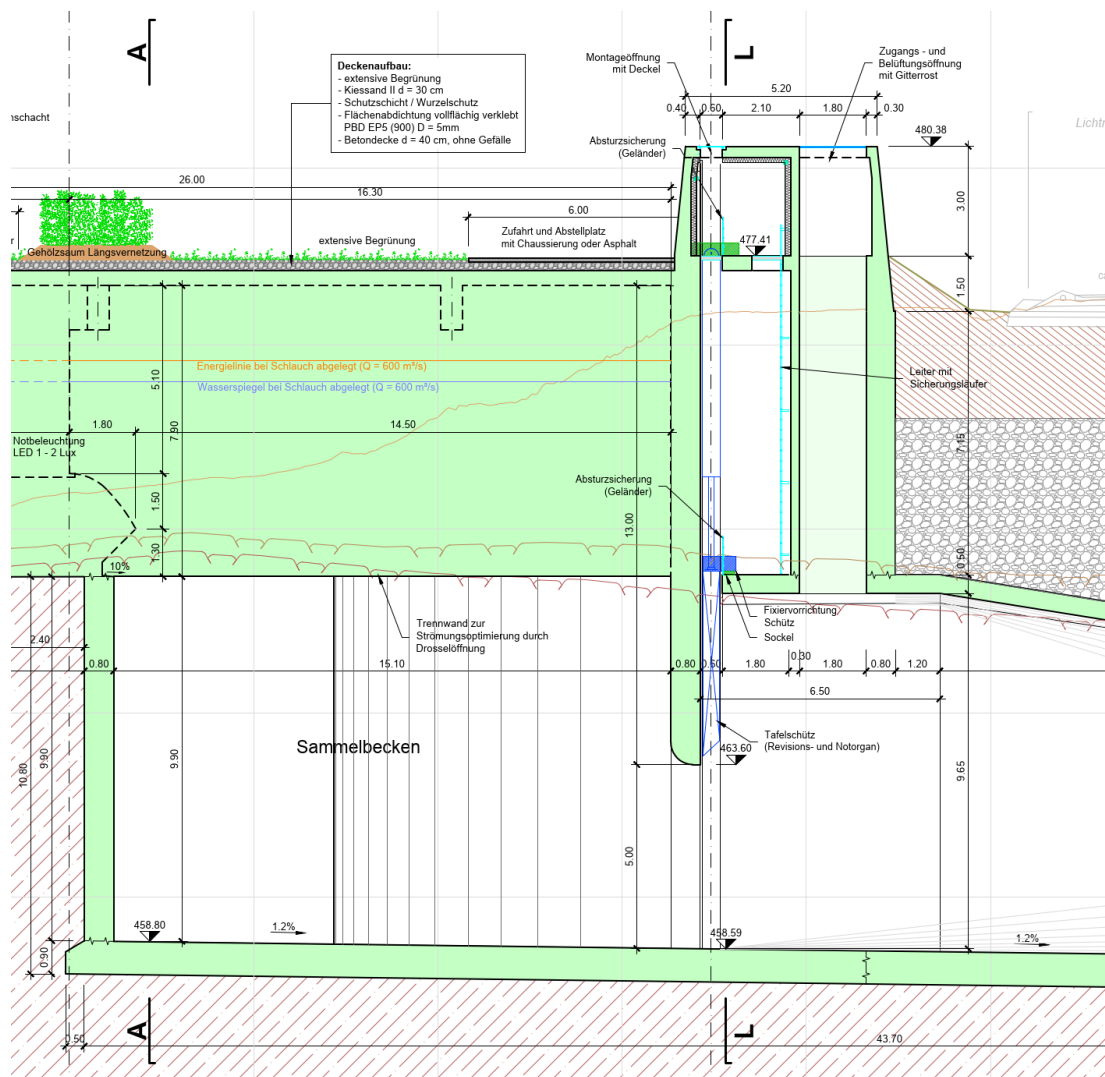


Abbildung 4.4: Drosselblende und Abschlussorgan (Tafelschütz)

4.1.7 Abschlussorgan

Für Inspektion und Unterhalt am Entlastungsstollen muss der Einlauf aus Arbeitssicherheitsgründen abgeschlossen werden können. Dafür ist ein Tafelschütz aus Stahl vorgesehen, der hinter der Drosselblende angeordnet wird (Abbildung 4.4). Die Schützentafel hat eine Spannweite von 6.80 m, eine Höhe von 5.3 m und eine Stärke von 50 cm um die Wasserdrücke aufnehmen zu können. Die erforderliche Dicke des Staubleches beträgt 12 mm, unterwasserseitig reicht ein Blech von 10 mm Dicke. Das Gewicht der Schützentafel beträgt ca. 12 t. Damit die Schützentafel nicht immer "im Öl hängt", ist eine Abstützvorrichtung geplant, auf der das Organ im Normalfall aufliegt und gesichert ist. Um das Organ absenken zu können ist ein Antrieb mit einem Hydraulikzylinder vorgesehen. Aufgrund der Schützenbreite und der

Kolben-, resp. Stangenlänge wird in einer nächsten Projektphase zusätzlich ein Antrieb mit zwei Zylindern geprüft.

Die Schützentafel ist in seitlichen Nuten aus rostfreiem Stahl geführt und seitlich auf Rollen gelagert, so dass sie mit dem hydraulischen Antrieb auch bei einseitigem Wasserdruck geöffnet und geschlossen werden kann.

Das Hydraulikaggregat ist in unmittelbarer Nähe zum Abschlussorgan im vorgesehenen oberirdischen Betriebsraum angeordnet. Sämtliche Antriebe werden redundant und zusätzlich mit einer Möglichkeit zum Handbetrieb ausgerüstet.

4.1.8 Profilübergang zum Entlastungsstollen inkl. Unterquerung SZU

Im Anschluss an die Drosselöffnung und das Abschlussorgan erfolgt der Übergang vom rechteckigen Drosselquerschnitt zum runden Stollenquerschnitt mit einem Durchmesser von 6.60 m auf einer Länge von 26.5 m. Beim Belüftungsschacht muss Luft in den Stollen zugeführt werden, damit der Luftunterdruck unterstrom der Drosselblende begrenzt und der Lufttransport im Stollen aufrecht erhalten werden kann. Denn das in den Stollen schießende Wasser beschleunigt die Luft im freien Stollenquerschnitt und reisst diese mit. Die benötigte Gesamtluftzufuhr beträgt dabei rund $Q_{Luft} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$, wobei die Ansauggeschwindigkeit bei dem Schachtquerschnitt von 12 m^2 rund 20 m/s beträgt (Beilage 8, Hydraulik). Um eine optimale Belüftung des Stollens zu gewährleisten ist der Querschnitt zu Beginn des Profilübergangs knapp 10 m hoch.

Um einen Kamineffekt durch den Stollen zu verhindern, sind beim Belüftungsschacht beim Einlaufbauwerk eine Rückschlagklappe oder Lamellen anzubringen, welche sich bei einer zum Betriebsfall entgegengesetzter Luftströmung selbsttätig schliessen und so den Luftstrom reduzieren oder verhindern.

4.1.9 Betriebs- und Antriebsgebäude

Das Betriebsgebäude umfasst einerseits die Arbeits- und Ruheräume für das Betriebspersonal und andererseits die Antriebs- und Stellerräume für das Schlauchwehr und das Abschlussorgan.

Der Betrieb des luftgefüllten Schlauchwehrs erfordert einen Betriebsraum für die pneumatische und elektrische Regel- und Steuereinrichtung. Dieser muss über dem höchsten Hochwasserpegel liegen und ist oberirdisch anschliessend an die nördliche Seite des Zugangs- und Belüftungsschachtes angeordnet. Für beide Schlauchwehre ist je eine unabhängige redundante und netzunabhängige Regel- und Steuereinrichtung vorgesehen. Die Druckluftleitungen können vom Betriebsraum durch die Decke und den Mittelpfeiler in den Kontrollgang zu den Wehrschläuchen geführt werden. Um bei einem raschen Abflussanstieg (vgl. Hydrologie Kapitel 2.3.3) die Schläuche genügend rasch ablegen zu können müssen diese in 50-60 Minuten vollständig entleert werden können. Die Entleerungsleitungen sowie die verschiedenen Ventile und Öffnungen werden so ausgelegt, dass ein vollständiges Ablegen bzw. Entleeren der Schläuche in 30 Minuten möglich ist.

Der Antriebsraum des Abschlussorgans befindet sich unmittelbar hinter der Abschlusswand, resp. Drosselblende und über dem Profilübergang zum Entlastungsstollen. Ein Stockwerk darüber ist zusätzlich der Stellerraum angeordnet, in dem sich die Stellerschränke und das Hydraulikaggregat für den Tafelschutz befinden.

4.1.10 Zugänge

Die Zufahrt zum Einlaufbauwerk erfolgt über den bestehenden Flurweg entlang des Campings und der SZU Bahnlinie (Zufahrt 2) oder über die bestehende Forststrasse von Gattikon her über den Rütirain (Zufahrt 1, siehe Abbildung 4.5). Die Nutzung der Zufahrten in den verschiedenen Betriebsfällen ist im Kapitel 6.2 erläutert.

Im Bereich des Einlaufbauwerks muss ein neuer Bahnübergang realisiert werden um zum Betriebsgebäude und auf das Einlaufbauwerk zu gelangen. Im Projektperimeter befinden sich zwei bestehende Bahnübergänge (BUe), der BUe Zufahrt Landwirtschaft, km 12.505 und BUe Zufahrt Zeltplatz (Geissau), km 11.665. Um den neuen BUe Rütiboden, km 11.925 für die Erschliessung des Einlaufbauwerkes bauen zu können muss im Gegenzug ein Bahnübergang abgebrochen werden. Die Funktion des BUe Zufahrt Landwirtschaft, welcher die Zugänglichkeit für den Landwirt sicherstellt auf den Rütiboden, kann durch den neuen BUe Rütiboden ebenfalls wahrgenommen werden. Daher wird der bestehende BUe Zufahrt Landwirtschaft, km 12.505 zurück gebaut und stattdessen ein neuer BUe Rütiboden bei km 11.925 erstellt. Für die Erstellung desselben ist ein Plangenehmigungsverfahren notwendig. Dieses wird mit dem Lead der SZU durchgeführt und muss beim BAV eingereicht werden. Die Bearbeitungszeit wird mit ca. 6 – 9 Monaten beziffert.

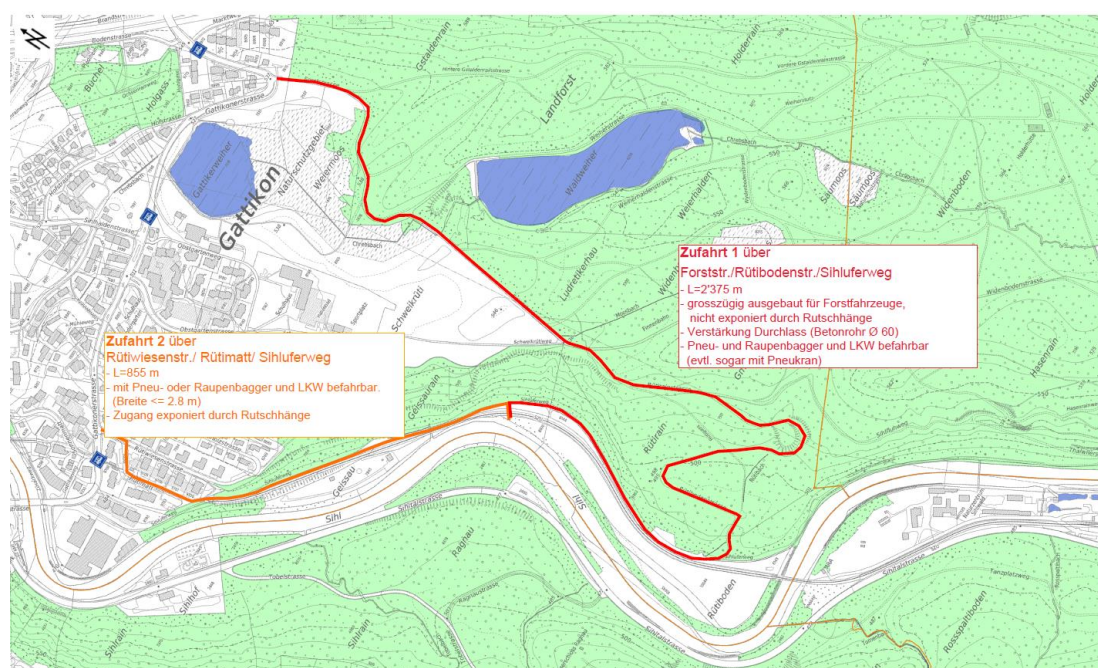


Abbildung 4.5: Zufahrtmöglichkeiten zum Einlaufbauwerk.

Die Eingänge ins Betriebsgebäude bilden 1.50 m breite, doppelflügelige Türen, die die Montage und den Unterhalt oder Ersatz der Betriebseinrichtungen (Steuerschränke, Aggregate, Kompressoren) ermöglichen. Der Ein- und Ausbau, resp. der Unterhalt des Abschlussorgans ist durch einen Dachzugang möglich. Innerhalb des Betriebsgebäudes gelangt man über Treppen und/oder Leitern in die Untergeschosse.

Unter dem Wehrüberfall liegt ein durchgehender Kontrollgang vom Oberwasser ins Unterwasser. In diesem Kontrollgang werden die Füll- und Entleerungsleitungen sowie die Kondenswasserableitung der beiden Wehrschläuche geführt. Zudem erlauben zwei Messleitungen DN50 die Überwachung des Schlauchinnendruckes, der als Parameter für die Auslösung der Teilentleerung dient.

Am unterwasserseitig gelegenen Bauwerksende ermöglichen ein Treppenschacht sowie ein Panzertor den Zugang in den Kontrollgang und in den Bereich des Sammelbeckens hinter der Wehrschwelle. (Abbildung 4.6). Im Treppenschacht ist ein Spülstutzen für die Drainageleitungen vorgesehen. Am oberwasserseitigen Ende ist ein Zugangsschacht geplant, der über eine Leiter den Zugang in den Kontrollgang sicherstellt. Er dient zugleich als möglicher zweiter Fluchtweg aus dem Kontrollgang. Am Fusse dieses Zugangsschachts befinden sich zudem Spülmöglichkeiten für die Entwässerungsleitungen für das Wasser aus dem Kontrollgang.

Um auf die Wehrkrone zu gelangen und die Wehrpfeiler und die Schlauchwehre zu inspizieren und zu unterhalten, sind in der Deckenplatte Zugangsöffnungen vorzusehen. Die Montageöffnungen für die Schläuche (2 x 4 m) sind ebenfalls in der Decke des Einlaufbauwerks, über dem Wehrrücken angeordnet.

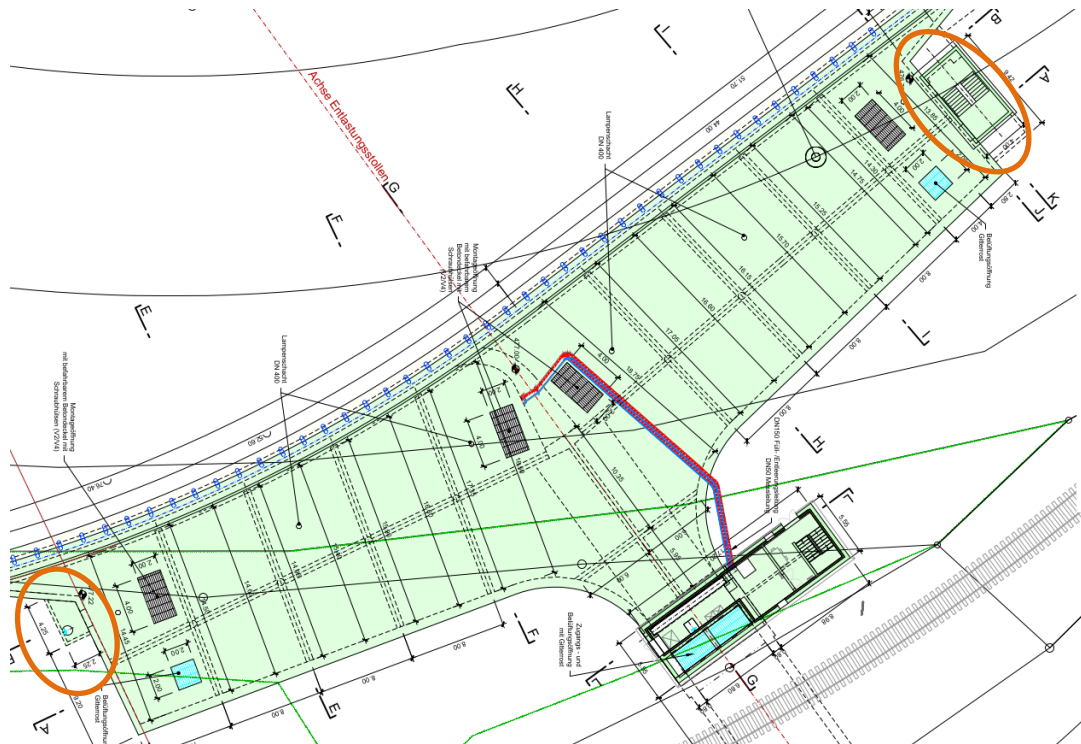


Abbildung 4.6. Zugänge in das untere Niveau des Einlaufbauwerks

4.1.11 Ausrüstung des Bauwerks

Als Ausrüstung des Bauwerks sind folgende Anlagenteile vorgesehen:

- Redundante Pegelmessung vor und im Einlaufbauwerk
- Durchflussmessung
- Positionsgeber Schlauchwehre
- Beleuchtung und Elektroanschlüsse Betriebsräume und Kontrollgang (min. 1-2 Lux)
- Kameras Einlaufbauwerk: 1 × mit Blick Einlauföffnungen, 1 × an Decke Einlaufbauwerk (mit Blick auf Sammelbecken und Seitenüberfall)
- Beleuchtung (LED-Scheinwerfer) in der Bauwerksdecke (Inspektionen, Unterhalt)
- Zwangslüftung Betriebsräume und Kontrollgang
- Frostschutzheizung Betriebsräume
- Metallbau- und Spenglerarbeiten: Türen, Deckel, Geländer, etc.
- Brandschutz- und Alarmanlage (Zutrittsschutz)
- Wasseranschluss
- Kommunikationsanschluss redundante Verbindungen (Kabel und Mobilfunk/GSM)
- Pumpenanlage Entwässerung Kontrollgang
- Mobile Sanitäranlage (WC, Lavabo) für Betriebspersonal, wenn die Anlage besetzt wird
- Arbeits- sowie Ruheraum für Betriebspersonal wenn die Anlage besetzt wird
- Mobile Pumpenanlage für Entleerung Betriebsgebäude und Treppenhaus bzw. Kontrollgang

4.1.12 Foundation und Tragwerkskonzept

4.1.12.1 Stahlbeton - Tragwerk

Das Einlaufbauwerk aus Ortbeton besitzt eine Länge von ca. 100 m und eine Breite von ca. 14 - 28 m im Bereich des Stolleneinlaufs (Abbildung 4.7). Auf der Flussseite dient die Tauchwand, die auf den Stahlprofilen des Grobrechens gestützt ist, als Lagerung der Decke. Auf der Hangseite ist die Decke in der Rückwand eingespannt. Um die grossen Spannweiten ohne Stützen zu überwinden, sind schlaff bewehrte Unterzüge vorgesehen (Abbildung 4.8).

Die Decke des Einlaufbauwerks weist eine Plattendicke von 0.4 m auf. Der Lastabtrag erfolgt über ein System von Stützen und Unterzügen. Die kreisrunden Stahlstützen (ausbetoniert) kommen auf dem Wehrrücken zu liegen und weisen einem Durchmesser von 60 cm und eine Höhe von 5.60 m auf. Ein Unterzug verläuft auf Höhe der Stützen in Längsrichtung des Bauwerks. Insgesamt neun Unterzüge sind senkrecht zum Wehrrücken, sprich in Querrichtung des Bauwerks angeordnet. Die Unterzüge haben eine Gesamthöhe von 1.60 m und eine Breite von 0.6 m. Die Spannweite der Deckenunterzüge liegt zwischen 8.50 und 10 m. Aus strömungstechnischen Gründen (siehe Beilage 11) wird zwischen dem Mittelpfeiler und Abschlusswand Richtung Entlastungsstollen eine Trennwand eingebaut, die ab UK Decke 7.90 m in das Bauwerk hinabragt. Der Abstand zwischen den Stützen entspricht demjenigen der Unterzüge und beträgt ca. 8.0 m.

Als Tragwerksmodell werden Stab-, Platten und Scheiben-Modelle eingesetzt.

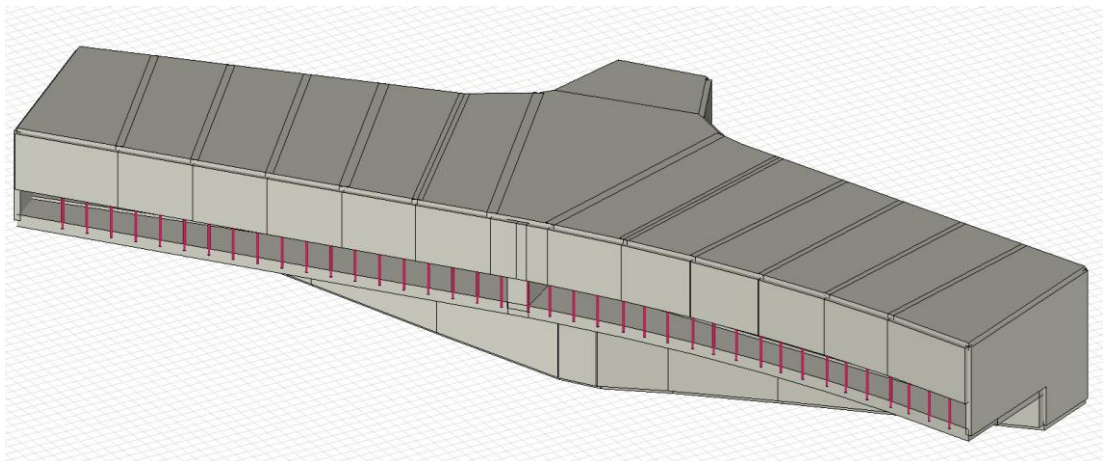
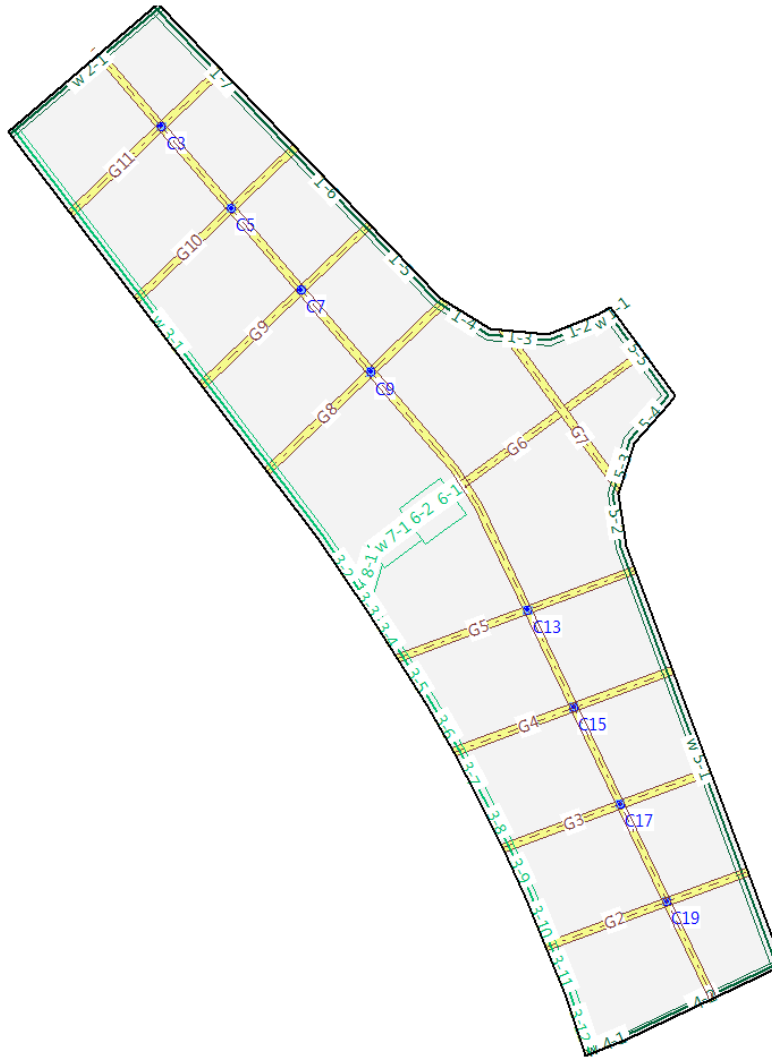


Abbildung 4.7: Betonbau Einlaufbauwerk (3D-Modell)



Geometrische Optimierungen der Tragwerksteile können im Laufe der Planung noch vorgenommen werden.

In der Deckenplatte müssen Öffnungen für den Unterhalt und Erneuerung des Schlauchwehrs vorgesehen werden. Diese dienen gleichzeitig der Belüftung des Bauwerks.

Aufgrund seiner Lage in der Sihl und den neu entstehenden Sickerwegen unterhalb der Bauwerksfundation ergeben sich für das Einlaufbauwerk grosse Auftriebskräfte. Um sicherzustellen, dass die Struktur nicht aufschwimmt, sind unter der Rückwand des Sammelbeckens sowie unter dem Überfallrückén Piezometer vorgesehen, damit ein allfälliger Bergwasserdruck erkannt werden kann (Abbildung 4.3). Um allfällige Sickerwege durch den Fels (Klüftungen) von der Sihlseite zu unterbinden, sind unter dem Wehrboden Injektionen vorgesehen. Zusätzlich wird das Einlaufbauwerk direkt mit dem anstehenden Fels durch die verbreiterte Sohle verzahnt. Die Wände werden direkt an die Spritzbetonsicherung betoniert.

4.1.13 Gestaltung und Umgebung

Das Einlaufbauwerk ist ein weiteres Infrastrukturbauwerk im Sihltal, das sich in seiner Lage, Form und Ausdehnung am mäandrierenden Fluss orientiert. So, wie es andere bereits bestehende Bauwerke tun, die Sihltalstrasse am linken und die SZU-Trasse am rechten Ufer. Lange, sanft schwingende Kurven zeichnen diese Bauten aus, affin zu denen des Flusses ausgebildet. Insbesondere der Schwemmholzrechen am linken Ufer, mit dem das Einlaufbauwerk eine wasserbautechnische Einheit bildet, dient als architektonische Referenz, auf die sich die Gestaltung des Einlaufbauwerks und die Ausformung der oberwasserseitig anschliessenden Uferböschung bezieht.

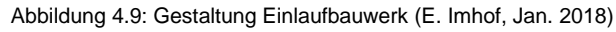
Die Gestalt des Einlaufbauwerks wird massgeblich geprägt von Anforderungen an dessen Funktionalität einerseits und von der topografischen Lage in einem Linksbogen der Sihl andererseits. Die wasserbautechnischen Randbedingungen sind einschneidend, sie bestimmen die Lage, die Länge und die Grundrissgeometrie des Baus. Formbestimmend, und damit signifikant für dessen architektonischen Ausdruck, ist der geschwungene Seitenüberfall, der einer Kurve des rechten Sihlufers folgt und die ehemals unregelmässig geformte natürliche Krümmung des Flusses in präzise Form überführt. Hinter der markant geschwungenen Front ist der Einlaufrichter angefügt. Diese Komponente ist nicht unmittelbar einsehbar. Sie wird von einer eingegrünten Decke überdacht. Die flussseitige Deckenstirn ist als 5:1 geneigtes Betonband ausgebildet, das exakt der Kante des Seitenüberfalls folgt. Das Band stützt sich auf der Übelfalkante ab, die Stützen dienen gleichzeitig als Grobrechen. Unterwasserseitig wird die Tauchwand mit einem 1:3 fallenden Keil abgeschlossen.

Geometrischer und materieller Vermittler zwischen der 5:1 geneigten Tauchwand in Beton und dem 1:2 geneigten und naturnahe ausgebildeten Ufer auf der Oberwasserseite ist die speziell ausgebildete Böschung. Auf einer Länge von ungefähr 80 m stellt sie sich allmählich auf, wobei sie mit zunehmender Steilheit die Materialisierung ändert. Die ist auf den gegenüberliegenden Schwemmholzrechen abgestimmt. Im flacheren Bereich mit einem Blockbesatz aus Alpenkalk gesichert, geht sie mit anwachsender Neigung in ein Mauerwerk aus Quarzsandsteinen über, das an den Beton anschliesst. Die Böschung verdichtet sich vom Unpräzisen, Weichen hin zum Exakten, Harten. Dank der ungewöhnlichen Ausbildung der Böschung ordnet sich das Bauwerk gut ins gestalterische Regelwerk des Bestandes ein. Es verwebt sich mit dem Flusssufer.

Die Betonoberflächen der Tauchwand werden mit einer speziell rauen Schalung strukturiert (siehe Beilage 5). Der raue Beton bietet Ansatzstellen für Moose, Flechten, Trockengräser. Die Stäbe des Grobrechens werden als betonverfüllte rohe Stahlrohre ausgebildet, eine weitere Anlehnung an den Schwemmholzrechen, dessen Stäbe gleich materialisiert sind. Alles Massnahmen, die auf eine gute Integration des Bauwerks in die Umgebung abzielen.

Im Bereich des Überganges vom Sammelbecken zum Stollen sitzt das Betriebsgebäude, das als relativ kleines Volumen die Terrainhülle durchstösst und einen räumlichen Akzent setzt. Es ist über eine befestigte Zufahrt und einen davor liegenden Abstellplatz erschlossen. Die Zufahrten zur Tauchwand und ans Ostufer (für den Gewässerunterhalt im Sihlgerinne unterhalb der Sohlschwellen) werden als optisch kaum wahrnehmbare Schotterrasenstreifen ausgebildet. Die Erschliessung bis zur Sihltalstrasse erfolgt über die Strasse entlang der SZU Richtung Langnau.

Gemäss den Erkenntnissen aus den physikalischen Modellversuchen werden während grösseren Hochwasserereignissen Geschiebemengen oberhalb und unterhalb des Einlaufbauwerks abgelagert. Für eine allfällig notwendige Geschiebemanagement, Unterhaltsmassnahmen im Bereich der Tauchwand / Grobrechen des Einlaufbauwerks sowie für den ordentlichen Gewässerunterhalt wird linksseitig von der bestehenden Ausfahrt an der Sihltalstrasse eine Rampe ins Sihlgerinne erstellt. Von hier kann für Unterhaltszwecke mittels Furt über das Gerinne zum Einlaufbauwerk zugefahren werden.



19.03.2019 / mmu, YK, Bil

4.2 Entlastungsstollen

4.2.1 Variantenstudien und Entscheide

Vortriebsverfahren und Auskleidungskonzept

Eine detaillierte Evaluation des Vortriebsverfahrens wurde im Nachgang zum Vorprojekt von 2017 durchgeführt. Für den Vortrieb des Entlastungsstollens kommen aus Akzeptanzgründen lediglich erschütterungsarme, maschinelle Vortriebsmethoden in Frage. Ein konventioneller Vortrieb im Sprengverfahren wird für das Auffahren des über ca. 1 km unter bebautem Gebiet liegenden Stollens als nicht geeignet beurteilt. Ein konventioneller Vortrieb mittels einer Teilschnittmaschine (TSM) ist beim gegebenen Ausbruchsquerschnitt aufgrund der damit verbundenen Staubentwicklung aus Gesundheitsschutzgründen nicht anwendbar. Das vorgängige Erstellen eines Pilotstollens für eine durchgehende Lüftung beim Einsatz einer TSM ist im vorliegenden Projekt kaum wirtschaftlich. Aus technischer Sicht kann ein TSM-Vortrieb nicht ausgeschlossen werden. Die Lüftung und Entstaubungsanlagen in Thalwil könnten jedoch zu Einsparungen wegen möglichen Bauimmisionen führen. Deshalb wird der Vortrieb mit einer Teilschnittmaschine ebenfalls als nicht geeignet beurteilt.

Aufgrund der niedrigeren Kosten, des zuverlässigen, sicheren und industrieähnlichen Vortriebs, der Qualität der Auskleidung und der kürzeren Bauzeit wird der Schild-TBM-Vortrieb mit einem Tübbingausbau als Grundlösung weiterverfolgt.

Die Auskleidungsvarianten "Spritzbetonverkleidung" und "Ortbetonverkleidung" werden als alternative Vortriebs- bzw. Auskleidungsvarianten weiterverfolgt. Allerdings hat sich bei der statischen Überprüfung gezeigt, dass in Bereichen mit hoher Überlagerung eine sofort belastbare Ausbruchsicherung bestehend aus ca. 30 cm Spritzbeton erforderlich ist. Eine nachträglich eingezogene Ortbetonschale wäre aus bautechnischen Gründen nochmals mindestens 25 cm dick. Ein über 50 cm mächtiger Ausbau ist keine massvolle Variante und würde zudem einen grösseren Ausbruchdurchmesser erfordern. Aus diesem Grund sollte nur die Auskleidungsvariante "Spritzbetonverkleidung" als Unternehmervariante zugelassen werden.

Lage des Entlastungsstollens, horizontale Linienführung

Für die Lage des Entlastungsstollens wurden bereits in der Machbarkeitsstudie von 2010 verschiedene Linienführungen untersucht und anhand eines umfangreichen Kriterienkataloges die nun vorliegende Bestvariante bestimmt (siehe dazu Kapitel 1.3).

Vertikale Linienführung

Für die vertikale Linienführung wurden im Vorprojekt von 2017 verschiedene Linienführungen studiert. Die Lösung mit der Überquerung des projektierten Zimmerberg-Basistunnels Teil 2 hat sich dabei als Bestvariante erwiesen. Eine Unterquerung hätte betriebliche und technische Nachteile.

4.2.2 Übersicht

Die horizontale Linienverführung des Entlastungsstollens verläuft vom Einlaufbauwerk über eine Länge von rund 1'700 m gerade in Richtung Osten. Rund 300 m vor dem Auslaufbauwerk wird die Richtung der Linienführung mit einer Rechtskurve (Radius = 500 m) geändert, sodass der Entlastungsstollen etwa senkrecht zum Zürichseeufer bis zum Auslaufbauwerk in Thalwil verläuft. Die Gesamtlänge des Entlastungsstollens beträgt rund 1'995 m.

Mit der vertikalen Linienführung wird dem sich in Planung befindenden Zimmerberg-Basistunnel II (ZBT II) ausgewichen. Deswegen weist der Entlastungsstollen im oberen Abschnitt bis zur Überquerung des ZBT II ein Längsgefälle von 1.26 % und anschliessend ein Längsgefälle von 3.32 % auf.

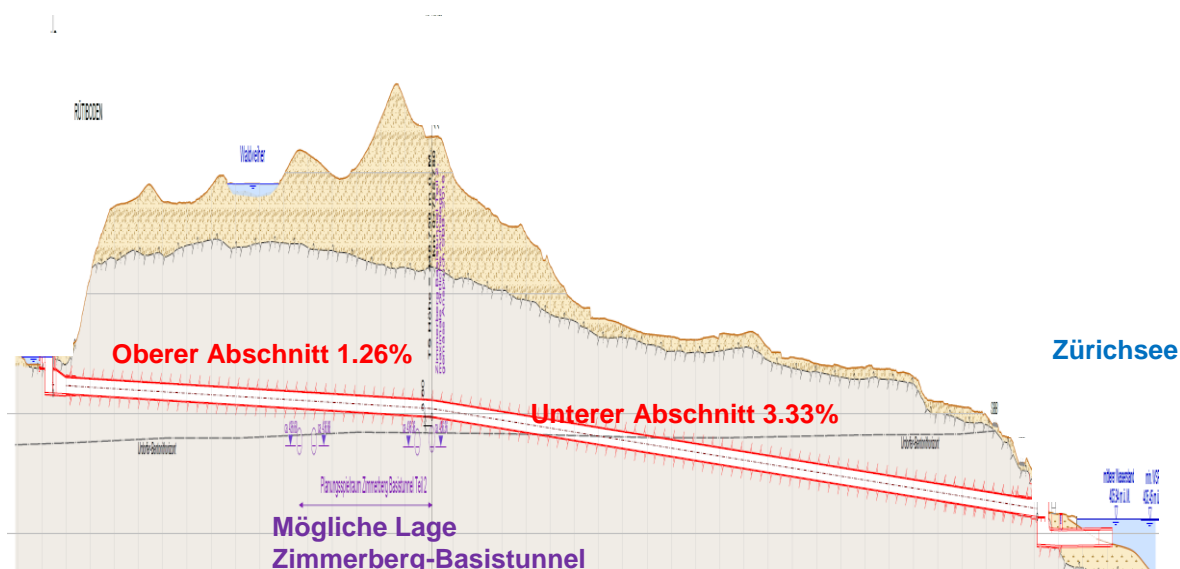


Abbildung 4.10: fünffach überhöhtes Längenprofil Entlastungsstollen

Die aus der Sihl entlastete Wassermenge wird durch den Entlastungsstollen im schiessenden Freispiegelabfluss bis zum Auslaufbauwerk Zürichsee geleitet. Die Abflusstiefen und Fließgeschwindigkeiten beim Dimensionierungsabfluss von $330 \text{ m}^3/\text{s}$ sind in der Abbildung 4.11 angegeben. Massgebend für die Wahl des Innendurchmessers ist dabei der obere Abschnitt mit geringerem Gefälle und grösserer Wassertiefe. Der maximale Teilfüllungsgrad beim Dimensionierungsabfluss beträgt 66 % und liegt damit deutlich unter dem Richtwert von 75 %. Damit wird das Risiko eines Zuschlagens auf ein Minimum beschränkt und es sind genügend Reserven vorhanden um auch die Wassermenge von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ im konservativ angenommen Überlastfall ableiten zu können. Aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeiten wird die Luftmenge über dem Wasserspiegel in Fließrichtung mitgerissen. Die maximale Luftmenge beträgt rund $Q_{\text{Luft}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$. Diese Luft muss beim Einlaufbauwerk zugeführt und beim Auslaufbauwerk abgeführt werden können.

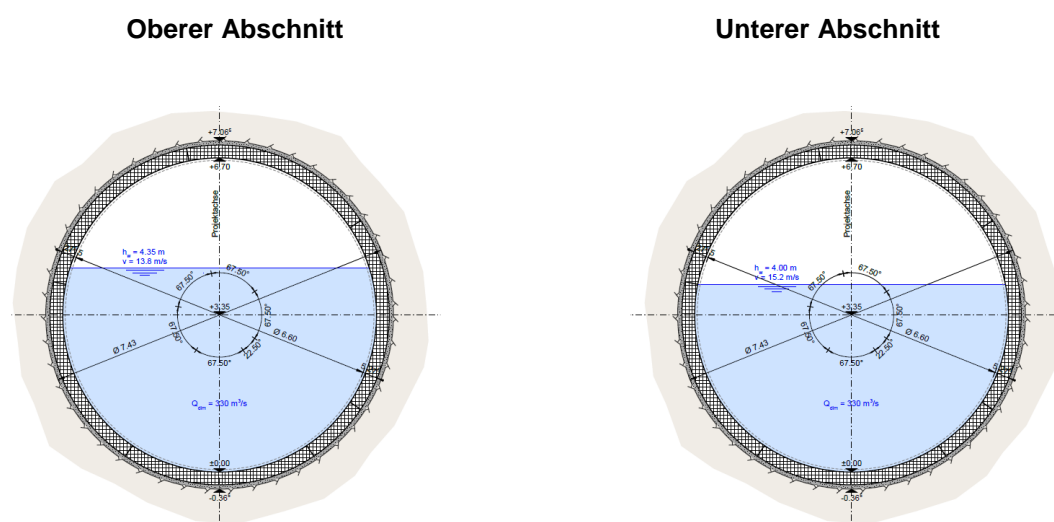


Abbildung 4.11: Normalprofile Entlastungsstollen mit Wassertiefe im Dimensionierungsfall

Direkt im Anschluss an das Einlaufbauwerk ist eine konventionell ausgebrochene Startröhre von 20 m Länge vorgesehen. Zwischen Tunnelmeter (Tm) 480 und 760 überquert der Entlastungsstollen den geplanten ZBT II. Wobei die für die Auslegung der Linienführung massgebende Querung der Oströhre bei Tm 755.78 liegt. In diesem Bereich unterquert die Linienführung zudem die Autobahn A3. Ab Tm 1075 befindet sich der Stollen im bebauten Gebiet.

Bei ca. Tm 1918 unterquert der Stollen das SBB Trasse Zürich-Luzern bzw. bei Tm 1974 das SBB-Trasse Zürich-Chur. Die letzten 30 m vor dem Auslaufbauwerk werden vorgängig konventionell (mit einer Teilschnittmaschine) von der Seite der Zielbaugrube aus als Gegenvortrieb ausgeführt.

4.2.3 Vortriebs- und Auskleidungskonzepte

Aufgrund eines Variantenvergleichs der verschiedenen Vortriebsverfahren wurde der einschalige Tübbingausbau als Grundlösung (Kapitel 4.2.3.1) bestimmt. Die Wahl erfolgte aufgrund der niedrigeren Kosten und des zuverlässigen, sicheren und industrieähnlichen Vortriebs mit einer Schild-TBM. Die Auskleidungsvariante "Spritzbetonauskleidung" wird ebenfalls als alternative Vortriebs- bzw. Auskleidungsvariante (Kapitel 4.2.3.2) weiterverfolgt und im Rahmen der Ausschreibung als Unternehmervariante zugelassen. Die übrigen untersuchten Vortriebs- und Auskleidungskonzepte wurden verworfen.

4.2.3.1 Grundlösung Schild-TBM-Vortrieb mit Tübbingausbau

Die Ausbruchsicherung und Verkleidung erfolgt bei der Grundlösung mit 27.5 cm starken Stahlbetontübbing, welche im Schutze des Schildes eingebaut werden (Abbildung 4.12). Der Tübbingring wird über den ganzen Umfang mit Ringspaltmörtel verpresst. Eine hohe Setzgenauigkeit der Tübbinge ist erforderlich um einerseits zu verhindern, dass die hydraulische Rauigkeit erhöht wird (v.a. im oberen Abschnitt) und andererseits lokale Kavitationsschäden vermieden werden können.

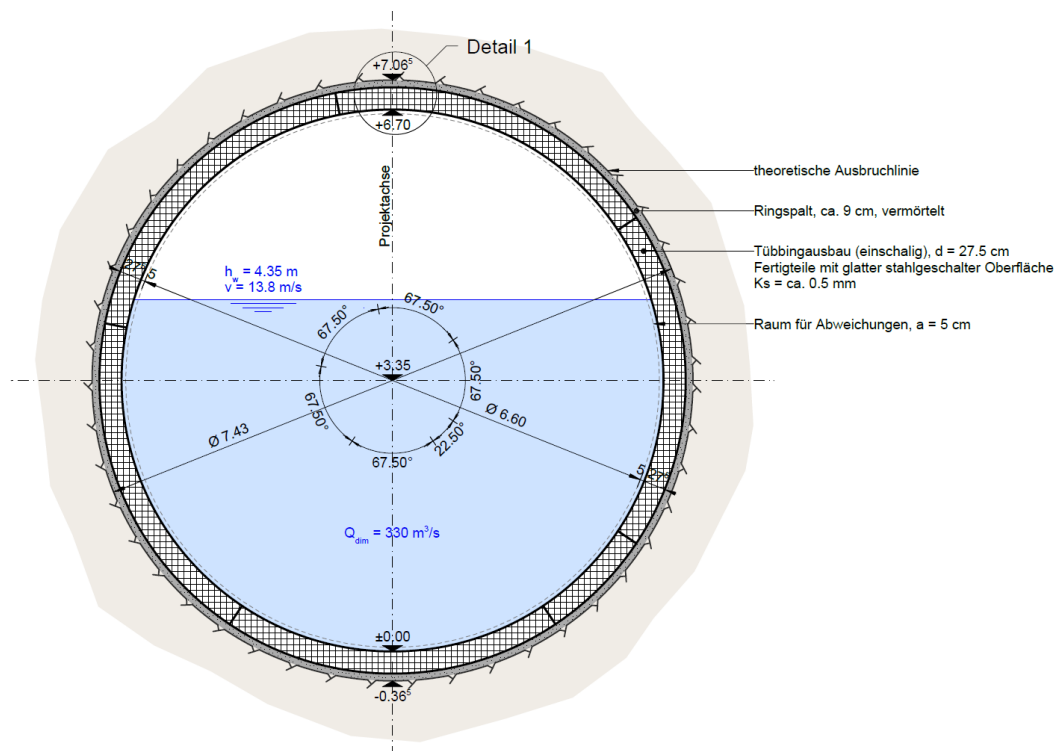


Abbildung 4.12: Normalprofil des Stollens mit Tübbingausbau (Plan 33-201)

Für den Stollen in der oberen Süsswassermolasse ist ein runder Querschnitt mit Innendurchmesser von 6.60 m, plus 5 cm Raum für Abweichungen im Radius, vorgesehen. Als bautechnischer Nutzraum wird damit lediglich der Anteil für (zufällige) Abweichungen (Herstellungsgenauigkeiten) berücksichtigt. Er ist jedoch kleiner als in der SIA 197 beschrieben (15 cm für TBM-Vortrieb im Fels). Abweichungen infolge Vermessungsgenauigkeiten bzw. Abweichungen von der Soll-Lage müssen aus hydraulischer Sicht nicht ausgeglichen werden. Lediglich Abweichungen von der Soll-Grösse und -Form könnten den erforderlichen hydraulischen Querschnitt beeinträchtigen. Raum für spätere bauliche Massnahmen ist nicht vorgesehen.

Die hydraulischen Anforderungen an das Normalprofil unterscheiden sich in einen oberen flachen (bis zur Querung der ZBT II-Linienführung) und unteren steilen Abschnitt (ab Querung der ZBT II-Linienführung).

Im oberen Stollenabschnitt (Tm 0.00 bis 755.78) wird eine möglichst glatte Oberfläche angestrebt, um die Verluste zu minimieren und damit den erforderlichen hydraulischen Querschnitt zu minimieren. Die mit einer Stahlschalung vorfabrizierten Tübbinge weisen eine glatte Oberfläche mit einer Rauheit von ca. $k_s = 0.5$ mm auf.

Im steilen unteren Stollenabschnitt (Tm 755.78 bis 1994.46) wird eine raue Oberfläche angestrebt. Um diese zu erreichen, wird für diesen Abschnitt eine Spezialschalung hergestellt, welche zu einer gerippten Oberfläche des Tübbings führt (siehe Abbildung 4.13). Dadurch kann eine Rauheit von ca. $k_s = 10$ mm erreicht werden (vgl. dazu Ansatz für die Ermittlung der Rauheit von Riffel z.B. in Blevins, 1992). Damit der Erektor die gerippten Tübbinge greifen kann (in der Regel mit Unterdruck), sind dafür an bestimmten Stellen glatte Aussparungen ohne Rippen zu definieren.

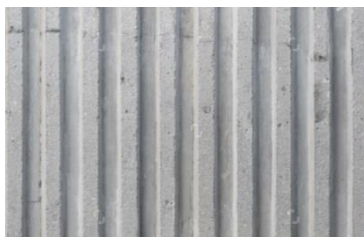


Abbildung 4.13: Tübbingoberfläche mit erhöhter Rauheit (ca. $k_s = 10$ mm)

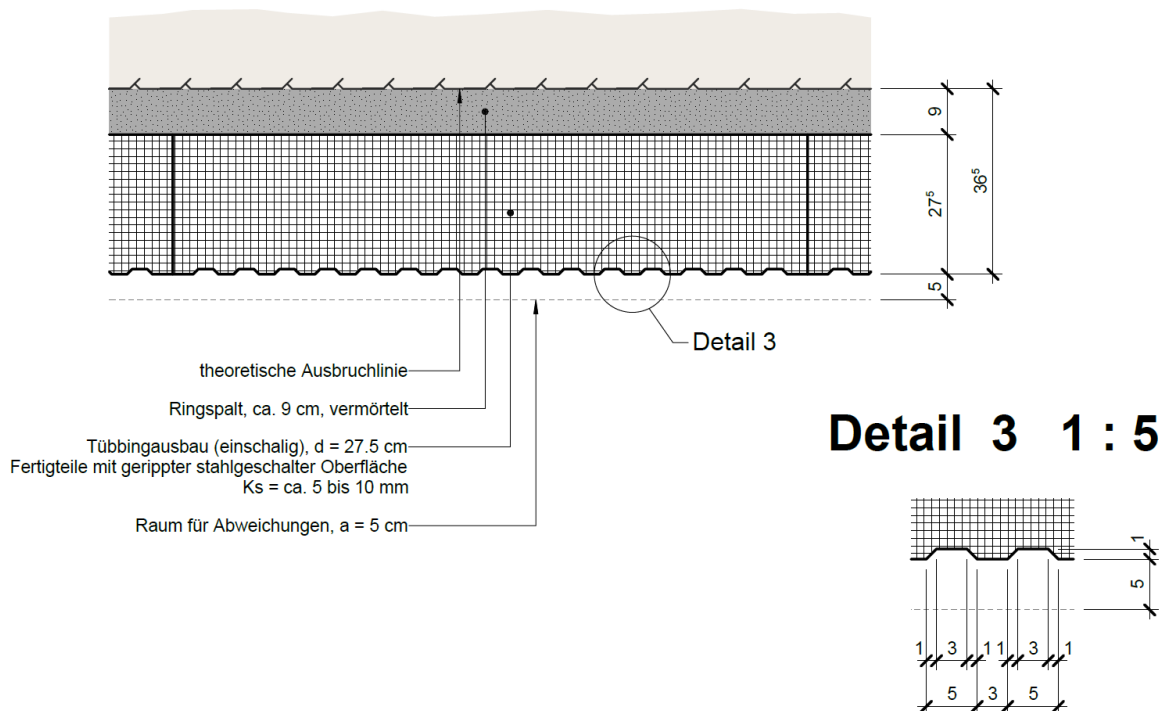


Abbildung 4.14: Tübbingoberfläche mit erhöhter Rauheit

Der Tübbingring hat eine Breite von 1.5 m und besteht aus 5 + 1 Elementen. Die Ring- und Längsfugen des Tübbingausbaus werden nicht abgedichtet. Die Längsfugen werden flach ausgebildet. Die Ringfugen werden für eine höhere Setzgenauigkeit mit Nut-Feder-Kopplung ausgebildet. Die Tübbinge werden im Bauzustand bis der Ringspaltemörtel vollständig erhärtet ist, temporär verschraubt (Ring- und Längsfugen). Für den Endzustand wird die Verschraubung der Längsfugen in den Portalbereichen über eine Länge von je ca. 40 m belassen. Damit

soll verhindert werden, dass sich die Längsfugen bei einem Zuschlagen durch den Innenwasserdruck öffnen. Eine permanente Verschraubung der Ringfugen ist nicht erforderlich, da keine Wasserdichtigkeit angestrebt wird.

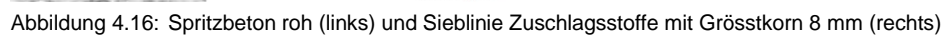
4.2.3.2 Alternatives Auskleidungskonzept offene Gripper TBM und Spritzbetonverkleidung

Beim alternativen Vortriebs- und Auskleidungskonzept mittels einer Gripper-TBM und einem Spritzbetonausbau übernehmen Reibrohranker und eine Spitzbetonschicht den Sofortschutz vor Bruchkörpern. Die endgültige Sicherung besteht aus einer 25 cm bis 30 cm starken Spritzbetonschale mit K335 Bewehrungsnetzen innen und aussen. In der höchsten Sicherungsklasse werden zusätzlich Gitterträger (Jörimann 3G-70/30/40 oder gleichwertig) eingesetzt. Vorgefertigte Sohltrübbinge (mit Entwässerungsrinne) mit einer Breite von ca. 2.5 m werden eingebaut um eine befahrbare Sohle zu erhalten.

Aus statischen Gründen muss die Ausbruchsicherung möglichst früh tragfähig sein. Bereits im L1*, der Arbeitszone für Ausbruchsicherung im Maschinenbereich, wird daher mit Ankern, einer ersten Lage Bewehrungsnetz K335 und insgesamt 14 cm Spritzbeton ein Grossteil der Ausbruchsicherung eingebaut. Eine weitere Lage Bewehrungsnetz K335 wird im L2*, der Arbeitszone für Ausbruchsicherung im Nachläuferbereich, montiert und eingespritzt. Im rückwärtigen Bereich L3* sollte nur noch das Feingunit-Finish bzw. die fehlende Betonüberdeckung aufgebracht werden.

Der erforderliche Innendurchmesser erhöht sich wegen der höheren Rauheit im oberen Stollenabschnitt gegenüber der Grundvariante von 6.6 m auf 6.8 m. Im oberen Abschnitt (Tm 0.00 bis 755.78) wird die Spritzbetonverkleidung mit einer Feingunit-Deckschicht versehen und abtalschiert, damit eine möglichst glatte, verlustarme Oberfläche ($k_s = 1.5$ m) erreicht werden kann. Im unteren Abschnitt (Tm 755.78 bis 1994.46) wird die Spritzbetonoberfläche (Grösstkorn 8 mm) nicht behandelt, so dass eine erhöhte Rauheit von ca. $k_s = 10$ mm erreicht wird (Abbildung 4.16 links). Näherungsweise kann die Rauheit k_s gleich der Korngrösse bei 90 % Siebdurchgang $d_{k,90}$ angenommen werden (siehe Abbildung 4.16 rechts).

Der Einsatz von Sohltrübbingen ermöglicht die sofortige Erstellung einer Arbeitsfläche hinter der TBM, eine hohe Betonqualität, die direkte Befahrbarkeit durch den Nachläufer und eine einfachere Baulogistik. Eine hohe Setzgenauigkeit und eine gute Fugenausbildung sind erforderlich. Unebene Fugen müssen vermieden werden, da dadurch einerseits die hydraulische Rauigkeit erhöht wird und sie andererseits zu lokalen Kavitationsschäden führen können (siehe dazu Beilage 8).



4.2.4 Startröhre

Beim Einlaufbauwerk ist ab dem bergmännischen Portal eine 20 m lange Startröhre vorgesehen. Diese Startröhre wird im Schutze eines Rohrschirmes mit einer Teilschnittmaschine ausgebrochen. Geplant ist ab der Startbaugrube ein Rohrschirm bestehend aus 23 ROR $\varnothing = 139$ mm Rohren mit einer Länge von 18 m (eine Etappe). Die Ausbruchsicherung besteht aus einer 30 cm dicken Spritzbetonschale, HEB 120 Ausbaubögen im Abstand von 1 m und K335 Bewehrungsnetzen innen und aussen. Die HEB 120 Ausbaubögen werden 50 cm über der Sauberkeitsschicht mit 20° geneigten Mörtelankern $L = 3.5$ m rückverankert.

Die Felsüberdeckung beim vorgesehenen bergmännischen Portal ist sehr gering (Grössenordnung 1 m). Darüber liegen Moränenmaterial und Schwemmablagerungen. Dieser geologisch schwierige Abschnitt wird durch den Rohrschirm vorausseilende gesichert, um einem Niederbruch oder Tagbruch entgegen zu wirken.

Bei der Installation der TBM kann sie in die Startröhre hineingeschoben werden, sodass Platz für die Montage der Nachläufer geschaffen wird. Insgesamt stehen ca. 70 m Baugrube und Startröhre für die Montage der TBM zur Verfügung.

In der Startröhre ist ein seitliches Verspannen der Gripper (beim Einsatz einer Gripper-Maschine) oder die Aufnahme der Pressenkräfte in Tunnellängsrichtung (bei einer Schildmaschine) möglich. Damit wird ein richtungsgenauer TBM-Anfahrvorgang erleichtert.

Der freie Querschnitt der Startröhre soll einen Innenradius von 3.9 m inkl. mind. 15 cm Toleranz für den Verschiebe- und Montageprozess aufweisen. Um die hohen Auflasten der TBM auch bei möglicherweise mergeligem Untergrund abtragen zu können und einen sicheren Verschiebevorgang der TBM zu ermöglichen, wird über der 10 cm starken Sauberkeitsschicht eine $d = 20$ cm mächtige, unbewehrte Vorschubbahn betoniert. Als Schildwiege bzw. als Widerlager für die ersten Tübbinge wird eine Auflagerkonstruktion aus unbewehrtem Ort beton erstellt. Die Paramente und der First der Startröhre werden vor dem Setzen der Tübbinge möglichst profilgenau bis 5 cm an das Ausbruchsprofil der TBM mit Spritzbeton aufgespritzt. Alternativ zum profilgenauen Auftragen von Spritzbeton kann der Zwischenraum nach dem Setzen der Tübbingringe mit Füllbeton oder Ringspaltmörtel hinterfüllt werden.

4.2.5 Unterquerung SBB-Trasse

Vor dem Auslaufbauwerk wird bei Tm 1974 das Trasse der SBB Linie Zürich – Chur mit einer Überdeckung von 14 m unterquert. Die Überdeckung besteht zur Hälfte aus ca. 7 m potenziell verwitterter Molasse und Moränenmaterial. Der Stollen kommt darunter im kompakten Molassefels zu liegen. Die Felsüberdeckung über dem First beträgt 6 bis 7 m.

Zur Reduzierung des Vortriebsrisikos unter der Bahnstrecke wird ein Gegenvortrieb mit einer Teilschnittmaschine und kurzen Abschlüssen von 1 m ab der Zielbaugrube bis ca. 10 m hinter die Gleisachse der Linie Zürich-Chur geplant. Die Ausbruchsicherung besteht aus einer 30 cm dicken Spritzbetonschale, HEB 120 Ausbaubögen im Abstand von 1 m und K335 Bewehrungsnetzen zweilagig. Bei nachbrüchigem Fels kann zusätzlich ein Spiessschirm als vorausseilende Sicherung eingebaut werden. Die HEB 120 Ausbaubögen werden 50 cm über der Sauberkeitsschicht mit 20° geneigten Mörtelankern $L = 3.5$ m rückverankert.

Die TBM kann nach dem Einfahren in den Stollen des Gegenvortriebs aus dem Stollen herausgezogen werden. Um die letzten Tübbingringe setzen zu können, wird wie in der Startröhre eine Auflagerkonstruktion vorgesehen. Bevor die TBM die mittels Gegenvortrieb erstellte Ziellöhre erreicht, wird eine Schildwiege aus unbewehrtem Ort beton erstellt. Die Paramente und der First werden möglichst profilgenau bis 5 cm an das Ausbruchsprofil der TBM mit Spritzbeton aufgespritzt. Diese vorgängig zur Ankunft der TBM zu erstellenden Massnahmen dienen als Widerlager für die letzten Tübbinge. Alternativ zum profilgenauen Auftragen von Spritzbeton kann der Zwischenraum nach dem Setzen der Tübbingringe mit Füllbeton oder Ringspaltmörtel hinterfüllt werden.

Der freie Querschnitt der Ziellöhre (bezogen auf die Ausbruchsicherung im Gegenvortrieb) soll einen Innenradius von 3.9 m inkl. der Zieltoleranz der TBM-Fahrt aufweisen.

Die Überwachung der SBB Bahnlinien Zürich – Luzern bzw. Zürich – Chur während und nach den Vortriebsarbeiten, erfolgt zusammen mit der messtechnischen Überwachung der Baugrube beim Auslaufbauwerk. Ziel der messtechnischen Überwachung ist es sicher zu stellen, dass der Normalbetrieb der SBB gewährleistet werden kann.

Die Berechnungen mittels 3D FEM-Modell prognostizieren 0.4 mm Vertikalverschiebungen an der Oberfläche (Bahntrasse). Die Ergebnisse der zweidimensionalen Modellierung des Abschnitts unter dem Bahntrasse (zeigen etwas grössere Vertikalverschiebungen von 1.25 mm unter dem Gleis. Die geringen Oberflächensetzungen im Bereich der SBB-Linie Zürich-Chur liegen deutlich unter dem Aufmerksamkeitswert von 6 mm .

Das Trasse Zürich-Luzern wird bei Tm 1918 unterquert. Der Abstand zum Portal beträgt 75 m. Gemäss dem geologische Prognoseprofil Situation Auslaufbauwerk steigt die Felsüberdeckung mit zunehmendem Abstand zum Portal Auslaufbauwerk rasch an und erreicht unter dem Trasse Zürich-Luzern bereits eine Mächtigkeit von über 18 m. Aufgrund der hohen Felsüberdeckung werden an dieser Stelle keine Setzungsprobleme erwartet.

4.2.6 Ausrüstung des Bauwerks

Im Entlastungstollen werden keine festen Einrichtungen vorgesehen, da diese durch die Strömung rasch beschädigt würden. Eine Beleuchtung des Stollens ist nicht vorgesehen.

Für die Kommunikationsleitung sowie die Anbindung an des Leitsystem des Kantons Zürich ist eine Verbindung von Ein- und Auslaufbauwerk mit einem im Scheitel angeordneten Kabelschutzrohr aus Stahl vorgesehen. Diese wird durch eine Bohrung an das Leitsystem in der Nähe der Autobahn angeschlossen (siehe 5.3.6)

4.2.7 Tragwerkskonzept

Das natürliche Tragwerk, d.h. das Gebirge, wird durch die Ausbruchsicherung verstärkt. In beiden Fällen (Grundlösung mit Tübbingausbau und Ausbau mit Spritzbeton) ist ein einschaliger Ausbau ohne Abdichtung vorgesehen. Durch den maschinellen Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine entsteht ein kreisrundes Profil, welches für die Aufnahme der Lasten aus dem Baugrund günstig ist.

Im Falle der Grundlösung mit einem Tübbingausbau ist der Tübbingring Stützmittel und endgültiger Ausbau zugleich. Die 27.5 cm starken Stahlbetontübbinge aus C40/50 Beton werden im Schutze des Schildes (Schildmaschine) eingebaut. Die Ringe werden über den ganzen Umfang mit Ringspaltmörtel verpresst. Der Ausbau ist sofort tragfähig. Abdichtungsmassnahmen sind keine vorgesehen. Der Tübbingring ist jedoch auf den vollen Wasserdruck zu dimensionieren.

Im Falle des alternativen Vortriebs- und Auskleidungskonzepts mit einer offenen Grippermaschine und einem Spritzbetonausbau übernehmen Reibrohranker und eine Spritzbetonschicht den Sofortschutz vor Bruchkörpern. Aus statischen Gründen muss die gesamte Ausbruchsicherung jedoch möglichst früh voll tragfähig sein. Im Projekt ist vorgesehen, dass die Ausbruchsicherung am Ende des L2* Bereiches, der Arbeitszone für Ausbruchsicherung im Nachläuferbereich, ihre volle Stärke erreicht hat. Eine zusätzliche Verkleidung ist nicht vorgesehen. Aufgrund der mittelfristig zu erwartenden Korrosion der Reibrohranker, wird die Spritzbetonsicherung auf die Gebirgslast ohne Ankerung dimensioniert.

4.3 Auslaufbauwerk

4.3.1 Variantenstudien und Entscheide

Gestaltung der oberirdisch sichtbaren Bauwerksteile

Für die Gestaltung des Auslaufbauwerks wurden verschiedene Lösungen untersucht und diskutiert. Das Zusammenspiel mit dem Ausbau der ARA Thalwil hat auf die Gestaltung einen wesentlichen Einfluss. Hierfür fanden mehrere Koordinationssitzungen zwischen den jeweiligen Projektverfassern, Bauherren sowie Herrn D. Kopetschny (Mitglied der Baukommission Thalwil und vom AWEL beauftragter Architekt für die Planung der Wiederherstellung des Seebades Bürger I) statt. Nach dem Studieren von verschiedenen Gestaltungsvarianten wurde entschieden, die beiden Gebäude gestalterisch aneinander anzugleichen und die Fassaden der beiden Neubauten in einer Flucht zu erstellen. Die gewählte Lösung ist im Bauprojekt dokumentiert. Weitere untersuchte Varianten sind in Beilage 6 enthalten.

Zufahrt und Garagen

Die im Vorprojekt erarbeitete Lösung mit der Einfachgarage vor der Toskammer sowie einer Garage im Zugang wurde wegen gestalterischen und zufahrtstechnischen Gründen wieder verworfen. Insbesondere, da mit dieser Lösung die bündige Anordnung der Fassaden mit der neuen ARA Zimmerberg nicht möglich ist, und die Zufahrt über das Areal der ARA Zimmerberg führen würde, was von Seite Betrieb der ARA Zimmerberg als suboptimal erachtet wird.

Um den Platzbedarf auf der Parzelle 8838 zu reduzieren, wurde entschieden auf die unterirdische Doppelgarage zu verzichten. Stattdessen ist ein unterirdischer Parkplatz im Zugang vorgesehen. Der zweite Einstellplatz wird an einem externen Standort ersetzt. Die aktuelle Situation ist auf den Plänen 33-301, 33-302 und 33-304 dargestellt.

Einbauten in die Toskammer, Hydraulische Optimierung

Die Toskammer ist ein hydraulisch anspruchsvolles Bauwerk, da die Energieumwandlung und der Wechsel vom Freispiegelabfluss im Entlastungsstollen zum Abfluss unter Druck im Auslaufbauwerk auf sehr engem Raum stattfinden. Um die hydraulischen Verhältnisse besser zu verstehen und verschiedene Einbauformen testen zu können, wurde bei der Erarbeitung des Vorprojekts ein einfacher physikalischer Modellversuch im Massstab 1:34 durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Einbauten getestet und zwei Einbauformen zur weiteren Bearbeitung vorgeschlagen. Zur Überprüfung der geplanten Toskammer und einer weiteren Optimierung der Einbauten werden zur Zeit an der Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich physikalische Modellversuche durchgeführt.

Baugrube im See

Für die Baugrube im Zürichsee beim Auslaufbauwerk wurden verschiedene Varianten studiert. Folgende Varianten wurden untersucht:

- V1 Gespriesste Spundwand (Grundlösung)
- V2 Gespriesste Spundwand als Schalung verwendet
- V3 Vershub und Absenken
- V4 Einschwimmen

Die Lösungen V3 und V4 bieten keine Kostenvorteile gegenüber V1, haben aber Nachteile bez. Bautechnik / -Risiken und Arbeitssicherheit. Die Variante 4 kann bei einer Ausschreibung als Unternehmervariante zugelassen werden.

Im Vorprojekt wurde die Variante 2 mit einer gespriessten Spundwand, die als Schalung für den Betonbau ABW dient, favorisiert. Aufgrund der neuen, parallel zum Auslaufbauwerk verlaufenden ARA-Ablaufleitung Ø1300, wird jedoch die Variante V1 (Grundlösung) weiterverfolgt. Die ARA-Leitung kann somit innerhalb der Baugrube parallel zum Ortbetonbau des Auslaufbauwerks erstellt werden. Ein weiterer Vorteil der Variante V1 besteht darin, dass die Bohrpfähle mittig unter den Wandscheiben angeordnet werden können. Die Varianten V1 und V2 sind etwa kostenneutral.

4.3.2 Übersicht Anlagenteile

Das Auslaufbauwerk ist im Bereich des Seebades Bürger I neben der ARA Thalwil angeordnet. Die Standortevaluation erfolgte aufgrund verschiedener Kriterien in der vertieften Machbarkeitsstudie (siehe Kapitel 1.3). Die Platzverhältnisse am vorgesehenen Standort sind knapp. Jedoch hat die Trassen-Evaluation im Rahmen der ersten Machbarkeitsstudie 2010 gezeigt, dass dieser Standort unter allen berücksichtigten Aspekten der geeignetste ist.



Abbildung 4.17: Schematische Linienführung Entlastungstollen und Auslaufbauwerk in den Zürichsee

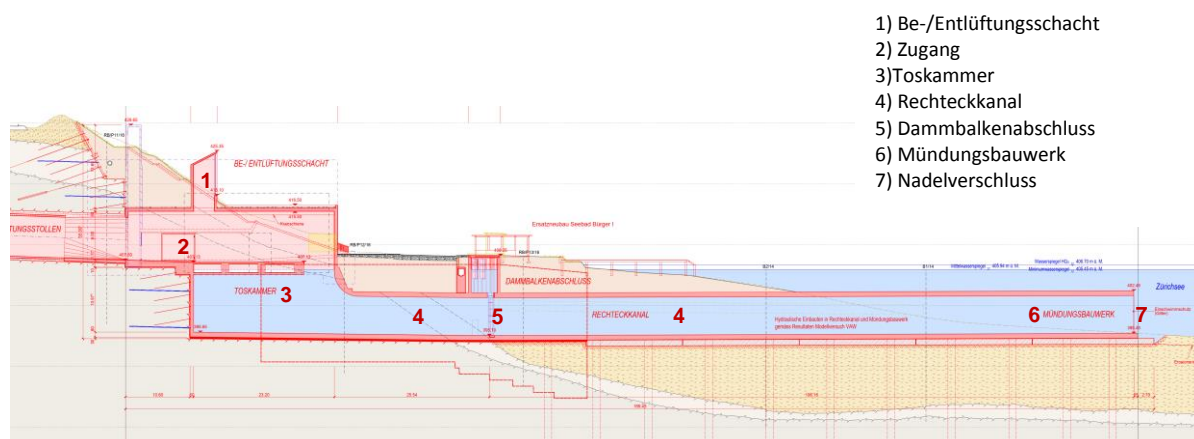


Abbildung 4.18: Längsschnitt durch das Auslaufbauwerk

Aus dem Entlastungstollen gelangt das Wasser als schiessender Freispiegelabfluss in die Toskammer (Anlagenteile siehe Abbildung 4.18). Dort erfolgt die Dissipation der Energie und der Wechsel vom Freispiegel- zum Druckabfluss. Für die Zu- und insbesondere Abfuhr der mittransportierten Luft ist ein Be-/Entlüftungsschacht oberhalb der Toskammer vorgesehen. Unter Druck strömt das Wasser mit einer Fliessgeschwindigkeit von ca. 7 m/s (bei $Q_{dim} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$) durch den Rechteckkanal unter der Seestrasse und dem Seebad hindurch bis zum Mündungsbauwerk in den Zürichsee.

Für Inspektions- und Revisionsarbeiten ist ein befahrbarer Zugang auf Höhe des Entlastungstollens nördlich der Toskammer vorgesehen. Für die Trockenlegung des Rechteckkanals und der Toskammer ist am Rande der Seestrasse auf Seite des Seebades Bürger I ein Dambalkenabschluss – mit Pumpensumpf im Revisionszugangsschacht – angeordnet. Der

Einstieg in den Rechteckkanal (Revisionszugang) ist nördlich des Dammbalkenschachts vorgesehen. Falls der Rechteckkanal komplett trockengelegt werden muss, kann temporär ein Nadelverschluss am Mündungsbauwerk gesetzt werden.

Bei der Projektierung des Auslaufbauwerks musste der Ersatz von zwei Garagenplätzen für private Parteien geplant werden. Die beiden zu ersetzenden Garagenplätze der privaten Parteien (D. Fruchi, Eigentümer der Parzelle 9993, und A. Demarmels, Eigentümer der Parzelle 9531) befinden sich heute am Standort der geplanten Toskammer und befinden sich im Bau-recht (bis 2043).

4.3.3 Toskammer, Be-/Entlüftungsschacht

Die Abmessungen der Toskammer wurden unter den Randbedingungen der umliegenden Infrastrukturbauten und Zufahrten festgelegt. Um die kinetische Energie des in die Toskammer schiessenden Wassers im begrenzt verfügbaren Raum der Toskammer umwandeln zu können, sind Einbauten erforderlich. Für die Festlegung und Optimierung dieser Einbauten werden momentan hydraulische Modellversuche an der VAW, ETH Zürich, durchgeführt. Die Geometrie dieser Einbauten wird nach Vorliegen der definitiven Versuchsergebnisse festgelegt. Die bisherigen Erkenntnisse zeigen, dass die Energieumwandlung innerhalb der vorgesehenen Bauwerksabmessungen funktioniert. Zurzeit werden noch Versuche durchgeführt, mit dem Ziel den Lufteintrag in den Rechteckkanal zu reduzieren (siehe dazu Beilage 12).

Der Be-/Entlüftungsschacht dient der Ableitung der bei Stollenbetrieb mitgeführten Luft sowie der Luftzufuhr in den Wechselsprung. Massgebend ist die im Stollen mitgeführte Luftmenge von maximal $Q_{Luft} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$. Der minimal freie Strömungsquerschnitt beträgt 12.5 m^2 . Der Auslass des Be-/Entlüftungsschachtes ist mit einer verschliessbaren Lüftungsjalousie ausgerüstet. Diese ist im Normalfall geschlossen, nur beim Betrieb des Entlastungsstollens sowie bei Revisionsarbeiten ist sie offen. Ein mechanischer Antrieb öffnet oder schliesst die Jalousie. Aufgrund der Druckverluste im Querschnitt der Lüftungsjalousie ist gemäss diversen Klappenherstellern die Auslassquerschnittsfläche um das ca. $1/0.45 = 2.22$ -fache des minimal freien Strömungsquerschnittes vorzusehen, was $A_{Kamin-Klappe} = 28 \text{ m}^2$ ergibt.

Der Auslass ist gegen die Seestrasse ausgerichtet, und der Be-/Entlüftungsschacht ist innen mit Schalldämmplatten verkleidet, sodass die Schallemissionen auf ein Minimum beschränkt werden.

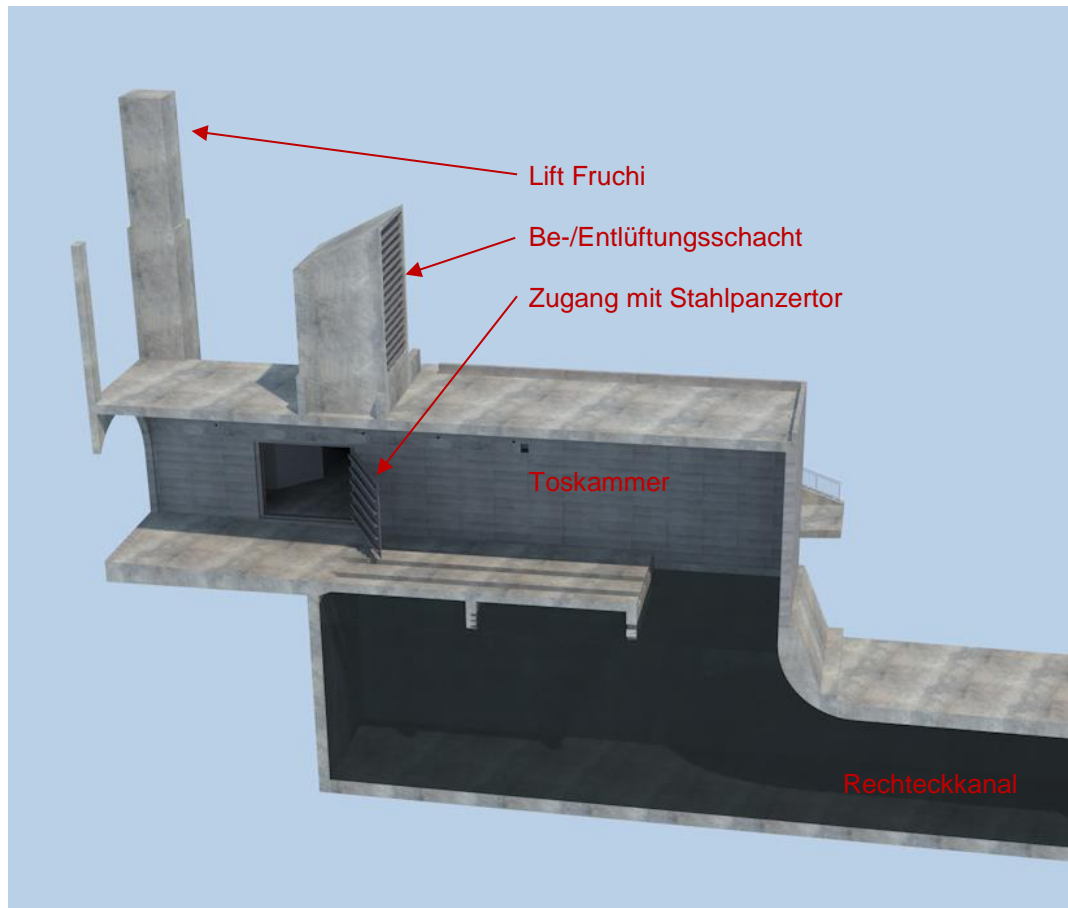


Abbildung 4.19. Toskammer mit Be-/Entlüftungsschacht und offenem Stahlpanzertor

4.3.4 Rechteckkanal und Mündungsbauwerk

Der Querschnitt des Rechteckkanals hat über die ganze Länge eine Breite von 8 m und eine Höhe von 6 m und weitet sich erst beim Mündungsbauwerk auf. Die Länge beträgt m. Der Rechteckkanal hat seinen Tiefpunkt beim Dammbalkenabschluss, damit dort vor einer Revision / Begehung eine mobile Pumpe (im Revisionszugang, siehe Kap. 4.3.5.1) installiert und der Rechteckkanal trockengelegt werden kann.

Da im Betriebsfall einen Lufteintrag in den Rechteckkanal nicht verhindert werden kann, ist momentan eine perforierte Ausführung der Betondecke des Rechteckkanals vorgesehen. Durch die Perforierung kann die in den Rechteckkanal eingetragene Luft in kleineren Blasen in den Zürichsee zu entweichen. Hierdurch wird die Bildung von grossen eingeschlossenen Luftblasen im Rechteckkanal sowie ein stossartiger Austritt dieser Luftblasen beim Mündungsbauwerk vermieden. Die definitiven Massnahmen zur kontrollierten Abführung der in den Rechteckkanal eingetragenen Luft werden nach Abschluss der hydraulischen Modellversuche an der VAW ausgearbeitet und in der nächsten Projektphase berücksichtigt.

Der Rechteckkanal geht am Ende in das Mündungsbauwerk über, dessen Breite mit einem Winkel von $2 \times 6^\circ$ von 8 m auf 13 m zunimmt. Mit dieser Diffusorgeometrie wird die Strömungsgeschwindigkeit des in den Zürichsee fliessenden Wasserstrahls auf ca. 4 m/s reduziert. Der Mittelpfeiler des Mündungsbauwerks wurde im Bauprojekt aufgrund erster Erkenntnisse aus den hydraulischen Modellversuchen gegenüber dem Vorprojekt entfernt.

Auf eine Sicherung des Seegrundes im Anschluss an das Auslaufbauwerk wird verzichtet. Insofern wird in Kauf genommen, dass es bei der Hochwasserausleitung in den Zürichsee lokale Erosionen am Seegrund auftreten.

4.3.5 Seeseitige Abschlüsse

Für Inspektion und Unterhalt an der Toskammer und dem Rechteckkanal sind beim Auslaufbauwerk zwei Abschlüsse vorgesehen:

4.3.5.1 Dammbalkenverschluss / Revisionszugang

Im Bereich Strandbad kann mit einem zweiteiligen Dammbalkenabschluss ein Teil des Rechteckkanals sowie die Toskammer zum Zürichsee hin abgetrennt und anschliessend leergepumpt werden.

Die Dammbalken haben eine Spannweite von jeweils 8 m, eine Höhe von ca. $2 \times 3.25 \text{ m} = 6.5 \text{ m}$ und eine Stärke von 80 cm. Um die Wasserdrücke aufnehmen zu können ist eine Blechstärke von 10 mm erforderlich. Das Gewicht pro Dammbalken beträgt ca. 7.5 t.

Die zwei Dammbalken werden vor Ort in einem Schacht gelagert und können mit einem Mobilkran eingesetzt werden. Der Mobilkran kann nach Rücksprache mit dem TBA des Kantons Zürich auf der Seestrasse platziert werden.

Falls der Mobilkran, z.B. Typ LTM 1060-3.1, von der Seestrasse aus arbeiten würde, müsste der seeseitige Fahrstreifen der Seestrasse während dieser Zeit, schätzungsweise maximal einen halben Tag, gesperrt werden. Die Grösse des Mobilkrans hängt auch davon ab, ob die Deckel-Teile, die ein ähnliches Gewicht wie die Dammbalken aufweisen, vor Ort gelagert werden sollen (auf dem Vorplatz auf der anderen Strassenseite oder direkt neben dem Schacht) oder abtransportiert werden sollen, was zu einem späteren Zeitpunkt mit dem Betrieb abgesprochen werden muss.

Damit nicht Wasser und / oder Luft über das Dammbalkenlager austritt, wird die Montageöffnung der Dammbalken mit einem druckdichten Deckel verschlossen. Da die Öffnung immer unter Wasser ist, wird der Druckdeckel über eine Stempelkonstruktion (siehe Abbildung 4.20) gehalten und seitlich in den Dammbalkennuten über eine zusätzliche Nische verspannt.

Die Schachtabdeckung besteht aus mehrteiligen (10 Stück à je ca. 7.7 t) und befahrbaren Stahlbetondeckeln. Die Materialisierung der befahrbaren Nuttschicht wird sich nach der Planung der Badeanstalt richten. Eine wasserdichte Abdichtung dieser Deckel ist nicht vorgesehen, da sie nur zu einem Aufbau eines Innendruckes durch die im Rechteckkanal mitgeführte Luft führen würde.

Ein Schacht mit Pumpensumpf für die Entleerung des Rechteckkanales, der gleichzeitig Revisionszugang ist, wird auf der linken Kanalseite vorgesehen. Eine Öffnung in der Kanalwand ermöglicht bei eingesetzten Dammbalken den Zugang in den Rechteckkanal.

In den beiden seitlich angeordneten Zugangsschächten (Revisionszugang mit Pumpensumpf auf der nördlichen Seite, Kontrollschacht der Ablaufleitung ARA Zimmerberg auf der südlichen Seite) wird ein Gitterrost als Zwischenniveau und Spritzschutz vorgesehen. Der Einstieg erfolgt bei beiden Zugangsschächten über einen Einstiegsdeckel sowie eine Leiter im Schacht.

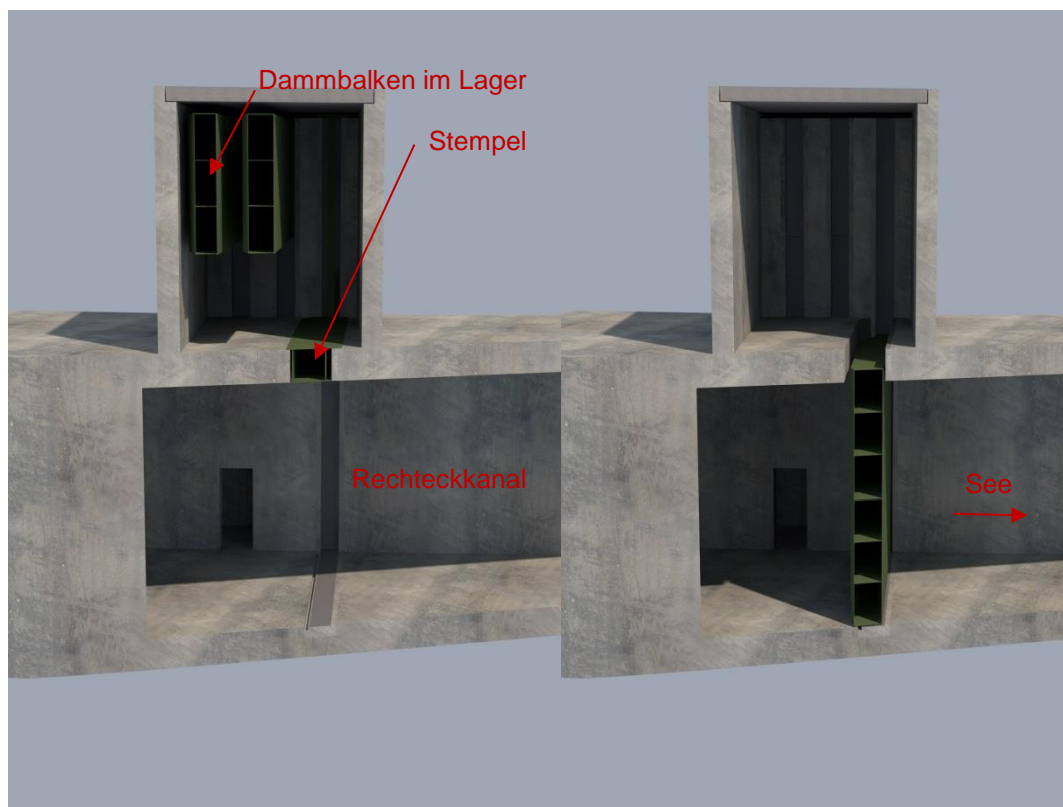


Abbildung 4.20: Schnitt durch Dambalkenschacht und Revisionszugang, links Dambalken in Lagerposition, rechts eingesetzt

4.3.5.2 Nadelverschluss

Wenn der Abschnitt zwischen Dambalkenabschluss und Mündungsbauwerk begangen werden muss, besteht die Möglichkeit an der Seeseite Nadeln zu versetzen. Am Mündungsbauwerk werden dafür entsprechende Nuten vorgesehen, damit bei Bedarf ein wasserdichter Abschluss erstellt werden kann. Dies kann mit handelsüblichen Spundbohlen erfolgen z.B. Typ PU28, die erst im Bedarfsfall beschafft werden.

4.3.6 Zugang und Ersatz zweier Garagen für Private

Beim Auslaufbauwerk ist ein direkter Zugang in den Entlastungsstollen vorgesehen. Dieser ist über den Vorplatz direkt ab der Seestrasse erreichbar. Da die Platzverhältnisse durch den Neubau der ARA Zimmerberg auf der südlichen Seite der Toskammer begrenzt sind, wird der Zugang zum Entlastungsstollen auf der nördlichen Seite vorgesehen. Dadurch wird die Parzelle Nr. 8838 (Herr F. Müller) teilweise unterirdisch beansprucht. Ausserdem ist für die Anwohner Fruchi und Demarmels (Eigentümer der Parzelle 9531) einen Ersatz ihrer Garagenplätze vorzusehen.

Um den Platzbedarf auf der Parzelle 8838 zu reduzieren, wurde entschieden auf die unterirdische Doppelgarage zu verzichten. Stattdessen ist ein unterirdischer Parkplatz im Zugang vorgesehen. Der zweite Einstellplatz wird an einem externen Standort ersetzt.

Der befahrbare Zugang zum Entlastungsstollen ist nördlich der Toskammer angeordnet und das Portal ist in den Hang eingepasst. Die Abmessungen des Portaltors mit 3.10 m x 4.20 m wurden so gewählt, dass das Lichtraumprofil eines Lastwagens eingehalten wird. Die Zufahrtsrampe führt entlang der Toskammerwand bis zur Höhe des Entlastungsstollens. Es ist ein Panzertor 5.00 m x 4.20 m in der Wand zwischen Zufahrt und Toskammer vorgesehen. Damit ist gewährleistet, dass im Bedarfsfall (Revisionen, Inspektion) ein Fahrzeug der Grösse PW / Lieferwagen in den Entlastungsstollen fahren kann. Für den ausserordentlichen Fall, dass ein Lastwagen in den Entlastungsstollen einfahren müsste (Schadenfall, Instandsetzung), wird ein Wandabbruch an vordefinierter Stelle notwendig.

Das allfällige Leck- und Sickerwasser der Zufahrt wird mittels befahrbaren Einlaufrinnen und entsprechenden Neigungen der Bodenplatte beim Tiefpunkt vor dem Panzertor gesammelt und in die Sauberwasserleitung der Kanalisation eingeleitet.

Auf eine fixe Kraninstallation in der Toskammer wird verzichtet, da diese durch Spritzwasser beim Stollenbetrieb sehr wahrscheinlich beschädigt wird. Stattdessen kann eine an der Decke befestigte Kranschiene vorgesehen und bei Bedarf ein Kran montiert werden. Damit kann für Unterhaltsarbeiten Material auf das unterste Niveau des Auslaufbauwerks herabgelassen werden.

4.3.7 Zugänge für Anwohner

Der Zugang zur Parzelle 9993 (Frau und Herr Fruchi) erfolgt im heutigen Zustand über eine Aussentreppe, die neben der jetzigen ARA sowie den beiden Garagen beginnt und durch den Bauperimeter des Auslaufbauwerks führt. Diese muss sowohl im Bau- als auch im Endzustand ersetzt werden. Für den Zugang während des Bauzustandes kann die Parzelle 9993 über den bereits bestehenden Zugangsweg über die Parzelle 9531 (nördlich des Bauperimeters) mit wenigen Anpassungen erfolgen. Im Endzustand wird die bestehende Aussentreppe mit leichter Anpassung der Linienführung wiederhergestellt. Als neuer Zugang zur Parzelle 9993 wird ein Liftschacht am Ende des Zugangs zum Entlastungstollen vorgesehen (Drittprojekt). Die weitere Planung des Lifts liegt in der Verantwortung von Frau und Herr Fruchi.

4.3.8 Ausrüstung des Bauwerks

Als Ausrüstung des Bauwerks sind folgende Anlagenteile vorgesehen:

- Beleuchtung und Elektroanschlüsse Zugangstollen
- Frischwasseranschluss im Zugang
- Beleuchtung Toskammer über dem Wasserspiegel
- Kamera Auslaufbauwerk: 1 × Toskammer Auslaufbauwerk, 1 × Mündungsbereich im Zürichsee
- Elektroanschluss Dammbalkenlager/ Pumpenschacht
- Metallbau- und Spenglerarbeiten: Panzertor, Türen, Tore, Deckel, Geländer, etc.
- Brandschutz- und Alarmanlage (Zutrittsschutz)
- Anschlüsse Kommunikation, redundante Verbindungen (Kabel und Mobilfunk/GSM)
- Ableitung Sickerwasser in Zugang und Platzentwässerung
- Mobile Pumpenanlage für Entleerung Rechteckkanal und Toskammer

4.3.9 Foundation und Tragwerkskonzept

Das Auslaufbauwerk ist in folgende Felder unterteilt (siehe Abbildung 4.21):

- Feld Hang
- Feld Strasse
- Feld Strandbad
- Feld See

Nachfolgend sind die baulichen Strukturen pro Feld und deren Tragwerkssystem umschrieben.

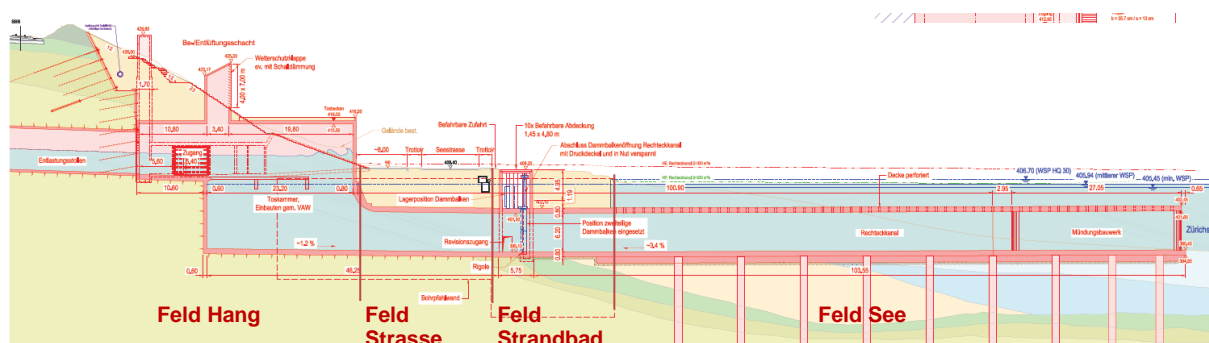


Abbildung 4.21: Längsschnitt durch das Auslaufbauwerk

4.3.9.1 Im bergseitigen Abschnitt (Feld Hang)

Im Feld Hang ist das Auslaufbauwerk direkt auf Fels (obere Süsswassermolasse) fundiert. Die mit Spritzbeton und Ankern gesicherten Baugrubenwände im Fels werden möglichst vertikal ausgeführt. So können die Aussenwände der Toskammer einhäuptig geschalt und direkt gegen den Felsen betoniert werden. Damit sind die Wände im unteren Teil des Bauwerks nicht noch zusätzlich durch den Erddruck einer Hinterfüllung belastet. Neben dem Wasserdruck wurde ein Auflockerungsdruck infolge Bildung von Kluftkörpern im Fels berücksichtigt. Als Belastung wurde dabei die Fliesslast der zur Felssicherung dienenden Nägel angesetzt. Der obere Teil des Bauwerks liegt teilweise im Lockergestein bzw. oberhalb der Terrainoberfläche. Nach Abschluss der Betonarbeiten wird hier das Bauwerk hinterfüllt und überschüttet. Wände und Decken im oberen Bauwerksteil werden deshalb vor allem durch Erddruck und Erdaufasten belastet. Das Tragwerk wird mit Scheiben und Platten modelliert. Querstreben, Wand- und Deckenelemente (je nach Ausführungsvariante der Toskammer) dienen als Zwischenabstützung der sehr hohen und langen Aussenwände.

4.3.9.2 Feld Strasse und Feld Strandbad

In den Feldern Strasse und Strandbad ist das Auslaufbauwerk teilweise auf Fels, teilweise auf Lockergestein fundiert. Die Fundation des Bauwerks im Lockergesteinsbereich (glaziale Seeablagerungen) erfolgt als Flachfundation. Als Baugrubenabschluss dienen überschnitene Bohrpfehlwände.

Im Bereich Strasse sowie im Feld Strandbad beim Dammbalkenverschluss wird das Bauwerk direkt gegen die Bohrpfehlwand betoniert. Die Bohrpfehlwände werden auch für den Endzustand zur Aufnahme der Erddruckkräfte berücksichtigt. Der Rechteckkanal trägt damit nur die Erdaufasten und die Wasserdrücke. Das Tragwerk des Rechteckkanals wird als Rahmen modelliert.

Im vorderen Bereich des Abschnitts Strandbad liegt der Rechteckkanal innerhalb der Baugrube und kann deshalb nicht gegen die Bohrpfehlwand betoniert werden. Der Rechteckkanal ist in diesem Bereich zusätzlich auf einen Hinterfüllungserddruck zu dimensionieren.

4.3.9.3 Feld 4 See

Im Feld 4 See kommt das Auslaufbauwerk komplett im Lockergestein (Seekreide und glaziale Seeablagerungen) zu liegen. Als Baugrubenabschlüsse kommen gespriesste Spundwände zum Einsatz. Das Auslaufbauwerk im Feld 4 See ist auf Betonpfählen gegründet. Diese dienen einerseits zum Abtrag des Eigengewichts des Bauwerks und allfälliger Auflasten später erstellter Aufbauten. Andererseits sichern die Pfähle das im Unterhaltsfall trockengelegte Bauwerk gegen Auftrieb. Der Rechteckkanal wird durch Wasserdruck, Erddruck, Erdaufasten sowie durch allfällige späteren Auflasten (Steg) belastet. Das Tragwerk des Rechteckkanals wird als Rahmen modelliert. Die Pfähle werden statisch günstig direkt unter den Wandscheiben des Rechteckkanals angeordnet.

4.3.10 Gestaltung und Umgebung

Ganz anders als beim Einlaufbauwerk im Sihltal, welches im Talgrund versteckt, ausserhalb des Siedlungsraumes liegt, mündet der Entlastungsstollen in der vom Zürichsee her gut wahrnehmbaren Uferbebauung von Thalwil. Teile des Auslaufbauwerkes, das Tosbecken und der Entlüftungskamin werden, unmittelbar neben der bestehenden und künftig erweiterten ARA liegend, Teil der neuen Uferfront Thalwils und sind entsprechend gut sichtbar. Im Endzustand weniger prominent in Erscheinung treten wird das unter der Seestrasse und dem Strandbad hindurchgeführte Endstück des Entlastungsstollens. Dessen Erstellung wird aber auf die städtebauliche und architektonische Situation des Strandbades starken Einfluss ausüben, so dass eine teilweise Neukonzeption der Anlage unumgänglich sein wird.

Der Entwurf des Tosbeckens und des Kamins als gut sichtbare und deswegen städtebaulich besonders ins Gewicht fallende Teile der Anlage wurde von qualifizierten Fachleuten begleitet. Die unauffällige Integration des Beckens und des Kamins in den Gesamtkomplex des nachbarlichen Bauvorhabens der ARA mittels sorgfältiger volumetrischer Abstimmungen, stellte sich als zielführend heraus. Die Befreiung des Tosbeckens von daran angefügten Annexvolumina (diverse Garagen) führte zu einfachen, klaren Formen, die sich gut in das künftige Gesamtvolumen der ARA eingliedern liessen. Die strassenseitigen Fronten der ARA und des Tosbeckens liegen in zwei parallelen Ebenen und fügen sich zu einem städtebaulichen Volumen, das eine unaufgeregt formulierte nordöstliche Ecke der Überbauung bildet. Die Toskammer ist rund 2.2 m zurückversetzt und hebt sich damit als eigenständiges Bauwerk von der neuen ARA Zimmerberg ab. Der Kamin wird als sekundäres Element in den dahinterliegenden Hang zurückgeschoben und tritt entsprechend unauffällig in Erscheinung. Er löst sich optisch vom Komplex und konkurriert die Frontbauten nicht. In der Beilage 6 sind weitere Visualisierungen enthalten.

Der gesamte Baukörper des Auslaufbauwerkes wird in Ortbeton erstellt. Der sichtbare Teil der Toskammer wird mit der gleichen Sichtbetonoberfläche ausgebildet, wie die Tauchwand des Einlaufbauwerkes. Das Auslaufbauwerk ist das Pendant zum Einlaufbauwerk und drückt das mit der analogen Art der Ausbildung der Betonoberflächen aus. Der speziell strukturierte Beton stellt das einzige gemeinsame optische Merkmal dar, das die sichtbaren Bauten des Einlaufbauwerkes mit denen des Auslaufbauwerkes verbindet.



Abbildung 4.22: Visualisierung sichtbare Teile Auslaufbauwerk, links anschliessend neue ARA Zimmerberg (Nur Volumen dargestellt ohne Materialisierung, Öffnungen etc.)

4.4 Ersatzneubau Seebad Bürger I

4.4.1 Anlass

Durch den Bau des Hochwasserentlastungstollens muss ein grosser Teil der Gebäude abgebrochen werden. Ursache sind einerseits die Baugrubensicherungen sowie die notwendige Umlegung von Strasse und Trottoir während der verschiedenen Bauphasen.

Nicht nur der Garderobenbereich, sondern auch ein grosser Teil des Hauptgebäudes sowie das markante «Türmli» über dem Bademeister und Kassenraum, welches ein wichtiger Bauteil des Seebads der Architekten Müller & Freytag aus dem Jahr 1936 ist, muss den Bauarbeiten weichen. Lediglich das Restaurant mit Küche/Büffet, die gedeckte Terrasse sowie ein Teil der Garderoben, welche beidseits des Hauptgebäudes angeordnet sind, könnten bestehen bleiben. Ein Wiederaufbau der Badeanstalt in seine ursprüngliche Form unter Berücksichtigung der notwendigen Massnahmen zum Unterhalt des Stollens (z.B. Dammbalkenabschluss etc.) erschien daher nicht mehr als sinnvoll. Die Bauherrschaft entschied sich daher ein Projekt für ein neues Strandbad ausarbeiten zu lassen (siehe auch Beilage 10 und Plan 33-401). Verschiedene Volumenstudien haben gezeigt, dass eine Variante, welche sich am Bestand orientiert, die richtige Lösung für diesen Standort ist.

4.4.2 Situation

Wie das alte Bürger I ist der Neubau als geschlossene Anlage mit zentralem, akzentuiertem Eingangsbereich und seitlichen Garderobenflügeln konzipiert. Diese bilden einen effektiven Lärm- und Sichtschutz zur stark befahrene Seestrasse sowie einen natürlichen Abschluss zum Hafen im Norden der Anlage.

Die unterschiedlich proportionierten Liegeflächen im Strandbad Bürger I wie auch die durch Natursteinmauern gegliederte Terrassierung zum See hin bleiben erhalten. Sie werden lediglich durch den leicht abgesenkten neuen Aussenbereich der Gastronomie, welcher die Achse des Stollens fortsetzt, unterbrochen.

Durch Ergänzung dieses Bereichs mit einer neuen Badeplattform und neuen Seezugängen könnte diese Achse noch erweitert und so zusätzliche Liegenflächen geschaffen werden.

4.4.3 Gebäudestruktur

Zwei in der Mitte ineinandergreifende Raumstrukturen aus Holzrahmen, vereinen Innen- und gedeckte Aussenräume zu einem Ganzen.

Der grosszügige portalartige Eingangsbereich wird flankiert von zwei tieferen Gebäudekörpern, welche Kasse, Personalräume, Lager und den Gastrobereich beherbergen.

In den daran anschliessenden, schmalen Seitenflügel befinden sich die Garderoben, Sanitärräume sowie ein gedecktes Sonnendeck. Der gesamten Gebäudefigur entlang vorgelagert verläuft eine Arkade, welche den geschützten Durchgang durch die Seeanlage während der Wintermonate sicherstellt.

Bodenplatte, Sockel und Streifenfundamente bilden die Basis für die darauf aufgesetzte Primärstruktur Holzbau. Biegesteifen Holzrahmen bilden das Traggerüst für das leichte darüber schwebende Holzdach mit intensiver Begrünung. Dank demontablen Dachelementen ist die Zugänglichkeit zum Dammbalkenbauwerk jederzeit gewährleistet.

Die Innenräume werden durch mehrheitlich türlose Leichtbauwände gebildet, welche nicht bis zur Decke geführt werden und dadurch die Luftig- und Veränderbarkeit der neuen Anlage unterstreichen.

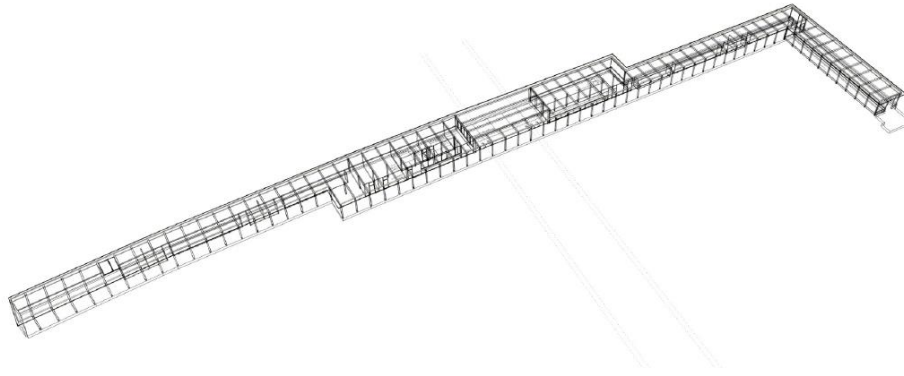


Abbildung 4.23: Gebäudestruktur Ersatzneubau Seebad Bürger I

4.4.4 Ausdruck und Materialisierung

Analog der bestehenden Gebäude kommen mehrheitlich vorfabrizierte Elemente zu Einsatz. Beton und Holz sind die beiden vorherrschenden Materialien. Die Bodenplatte aus Monobeton sowie der hohe Sockel zur Seestrasse hin garantieren Dauerhaftigkeit und sind unterhaltsarm.

Das filigrane Dach aus Mehrschichtholzplatten scheint über dem Boden zu schweben, während die Arkadenreihe, gebildet aus den Stützen der Holzrahmen, raumbildend und wegführend sind. Die intensive Dachbegrünung lässt aus der Höhe betrachte das Gebäude mit den Liegewiesen verschmelzen.

Während die strassenseitige Rückwand mit wetterfesten Platten abgeschlossen wird, prägt im Inneren mehrheitlich eine wohnliche Materialisierung in Holz den Ausdruck und unterstreicht dabei den möbelartigen Charakter der Garderobentrakte.

4.4.5 Konstruktions- und Baubetrieb

4.4.5.1 Vorbereitungsarbeiten

Rodung aller vom Bau des Hochwasserentlastungsstollens betroffenen Bäume. Abbruch und Entsorgung der bestehenden Bauten des Seebades aus dem Jahre 1935 sowie der Erweiterungs- und Ersatzbauten.

Abbrechen, Demontieren, Entfernen und fachgerechtes Entsorgen vorhandener schadstoffbehafteter Bauteile gemäss Voruntersuchung Bauschadstoffdiagnose.

4.4.5.2 Gebäude

Baugrube: Das Gebäude wird nicht unterkellert. Aushubarbeiten für Foundation und Kanalisation.

Rohbau 1: Die Foundation besteht aus Einzel- und Streifenfundamente sowie aus einer Bodenplatte aus Monobeton. Stahlkonstruktion für Restaurant-Aussenplattform auf den Deckel des Hochwasserentlastungsstollens montiert. Holzbau bestehend aus einer tragende Binderkonstruktion sowie vorfabrizierter Dach- und Wandelementen.

Wandaufbau zur Strasse: Stützenreihe aus Massivholzpfeuern, dazwischen Leichtbauwand bestehend aus einer isolierten Sandwich-Holzkonstruktion und einer wetterfesten Verkleidung z.B. grossformatige Faserzementplatten, teilweise mit transparenter Füllung zur Durchsicht zum See.

Dachaufbau: Horizontaler Riegel 180/240mm von Pfeuern zu Pfeuern (Binder), darauf Brettsperrholzplatte

Einbauten: Holzunterkonstruktion mit Stützenfuss, Schlitzblech und Metaldorn vom Boden angesetzt. Mit OSB oder anderen Holzplatten beplankt und in den Duschen mit Vollkunststoffplatten aufgedoppelt.

Restaurant-Aussenplattform: Bestehend aus Massiv-Holzrosten auf stabiler Holz-Aluminium Unterkonstruktion und auf Stahltragkonstruktion montiert.

Rohbau 2: Die ganze Badeanstalt ist fensterlos konzipiert. Türen und Tore werden in Metall, die Spenglerarbeiten in Chromstahl ausgeführt. Das Flachdach wird bituminös ausgeführt und intensiv begrünt. Die Elektro- und Sanitärarbeiten werden einem für Badeanlagen entsprechendem robusten aber einfachen Standard entsprechend ausgeführt. Es ist keine Heizungsanlage vorgesehen. Zur Erzeugung des Warmwasserbedarfs werden kleine Gasthermen installiert, welche den Warmwasserbedarf für die Küche und die Duschen produziert. Die Küchenabluft wird in einer Ablufthaube gefasst und direkt über das Dach geführt. Kiosk mit Gastküche, Ausführung in Chromstahl, den Vorschriften entsprechend. Alle Schlosserarbeiten werden wetterbeständig in Chromstahl oder Aluminium erstellt..

Ausbau 2: In den Nassräumen kommen fugenlose Kunstharzboden- und Wandbeläge zum Einsatz, welche den Hygiene- und Sicherheitsvorschriften entsprechen. In der Küche wird eine Metalldecke montiert. In allen übrigen Räumen und Bereichen bleibt die Holzkonstruktion der Deckenelemente sichtbar.

4.4.5.3 Umgebung

Wiederinstandstellung des südlichen Steges des 50m Beckens in Beton inkl. der dazu notwendigen Foundationen und Abschlüsse. Die Umgebung wird weitestgehend der bestehenden Anlage angepasst. Die durch den Bau des Hochwasser-Entlastungsstollen zerstörten Natursteinmauern werden fachgerecht wieder instand gestellt oder durch neue Natursteinmauern gleicher Bauart ersetzt. Lieferung und Pflanzung ortsüblicher, einheimischen Sträucher sowie grosser Bäume als Ersatz für durch den Bau des Hochwasserentlastungsstollens gefälltten Bäume.

4.5 Ausgleichs- und Ersatzmassnahmen

In Sihl und Zürichsee finden in Zusammenhang mit dem Hochwasserentlastungsstollen bauliche und betriebliche Eingriffe statt. Baulich betrifft dies das Einlauf- sowie das Auslaufbauwerk, welche Uferaum und Flachwasserzone beanspruchen. Betrieblich ist mit der Ableitung von Hochwassern trotz Weiterleitung möglichst grosser Abflüsse in der Sihl mit leichten Veränderungen der bereits heute beeinträchtigten Geschiebe- und Grundwasserhaushalte zu rechnen.

Die vorgesehenen ökologischen Aufwertungsmassnahmen entlang der Sihl in Langnau am Albis führen zu unterschiedlichen Strömungsmustern, Uferstrukturen, mehr Breitenvariabilität und natürlicherer Dynamik. Damit sollen die Habitatbedingungen insbesondere für die aquatische Fauna verbessert und die Ufer naturnaher gestaltet werden. Die Erreichbarkeit des Gewässers für die Bevölkerung soll gewährleistet sowie dessen Erholungsfunktion erhöht werden. Die Aufwertungsmassnahmen am Zürichseeufer in Richterswil haben die Bildung naturnaher Flachuferbereiche zum Ziel.

Mittels ökologischer Bilanzierung, welche im Rahmen der Hauptuntersuchung zur Umweltverträglichkeit durchgeführt wird, wird der notwendige Umfang der erforderlichen Ausgleichs- und Ersatzmassnahmen definiert. Siehe dazu Dossier 85W-745-20 Ökologische Ersatzmassnahmen Sihl und Dossier 85W-745-30 Ökologische Ersatzmassnahmen Zürichsee.

5 Bauphase

5.1 Übergeordneter Bauablauf und Bauprogramm

In Beilage 1 und Abbildung 5.1 ist ein möglicher Bauablauf in Form eines Balkendiagrammes enthalten resp. dargestellt. Das Balkendiagramm zeigt einen möglichen Ablauf für die Realisierung des gesamten Bauvorhabens mit der geschätzten ungefähren Dauer für die verschiedenen Arbeiten. Dieses Programm ist informativ und kann sich je nach Vorgehensweise des ausführenden Unternehmers noch ändern. Die gewählte Vortriebsrichtung des Entlastungstollens von Einlaufbauwerk zum Auslaufbauwerk wirkt sich ganz entscheidend auf den gesamten Bauablauf aus.

Nach dem Baustart wird sowohl beim Ein- als auch beim Auslaufbauwerk mit den Installationen begonnen. Beim Einlaufbauwerk werden die Baugrubenabschlüsse erstellt, damit im Anschluss die TBM installiert und mit dem Vortrieb begonnen werden kann. Beim Auslaufbauwerk wird auf den Baufeldern Strandbad und See mit den Arbeiten begonnen (Bauzustand 1).

Der Vortrieb des Entlastungstollens beginnt ca. 19 Monate nach Baubeginn und dauert ca. 8-9 Monate (Grundlösung Tübbing). Ca. 16 Monate nach Baubeginn wird beim Auslaufbauwerk auch im Feld Hang mit den Aushubarbeiten begonnen, damit der Voreinschnitt und Gegenvortrieb rechtzeitig vor der Ankunft der TBM bereit ist.

Nach Abschluss des Vortriebes erfolgen beim Einlaufbauwerk die Betonarbeiten. Beim Auslaufbauwerk folgen die Aushub- und Betonarbeiten im Feld Hang und Strasse. Zu diesem Zeitpunkt sind die Arbeiten in den Feldern Strandbad und See bereits abgeschlossen und ein allfälliger Betrieb des Seebades Bürger I ist in dieser Phase eingeschränkt wieder möglich.

Auf dem «kritischen Weg» sind aus heutiger Sicht die Betonarbeiten beim Einlaufbauwerk. Diese können erst nach dem Vortrieb in Angriff genommen werden und dauern inkl. der Baugrube für Feld "Nord" und der Wasserbauarbeiten ca. 1.5 Jahre.

Die Gesamtbauzeit ab Baustart wird beim derzeitigen Projektierungsstand mit knapp 3.5 Jahren bzw. rund 40 Monaten veranschlagt.

5.2 Übergeordnete Baustelleninstallation und Erschliessung

Beim Einlaufbauwerk befindet sich der Hauptinstallationsplatz. Da hier genügend Platz für die Materialbewirtschaftung und die SZU-Bahnlinie für den Abtransport des Ausbruchmaterials vorhanden sind und das Gebiet kaum besiedelt ist und somit keine Menschen durch die Bau-tätigkeit gestört werden (siehe Kapitel 5.4.1). Der Vortrieb des Entlastungstollens erfolgt vom Einlaufbauwerk aus fallend in Richtung Auslaufbauwerk. Das vorgesehene Installationskonzept ist in dem Kapitel und 5.3.5 beschrieben und auf dem Plan 33-115 dargestellt.

Die verfügbaren Flächen beim Auslaufbauwerk sind sehr knapp. Daher muss hier in mehreren Etappen gearbeitet werden. Die vorgesehenen Installationen sind im Kapitel 5.5.6 beschrieben und auf den Plänen 33-308 bis 33-310 dargestellt.

Die Erschliessung der Baustelle beim Ein- und Auslaufbauwerk erfolgt über das öffentliche Bahn- und Strassennetz. Beim Einlaufbauwerk wird der Installationsplatz ab dem bestehenden Parkplatz neben der Sihltalstrasse erschlossen. Eine temporäre Baubrücke über die Sihl erschliesst die Baustelle auf der gegenüberliegenden Flussseite. Das direkt neben dem Einlaufbauwerk liegende Trasse der SZU wird – wie bereits erwähnt – für den Abtransport des Ausbruchmaterials genutzt.

Die Baustelle beim Auslaufbauwerk wird über die Seestrasse erschlossen, sowie mit Pontons und Schiffen über den Zürichsee. Der Wasserweg über den Zürichsee kann allenfalls für den Abtransport von Aushubmaterial vom Feld See sowie für den Antransport der langen Spundbohlen und Stahlträger für die Spriessungen und Gurtungen genutzt werden.

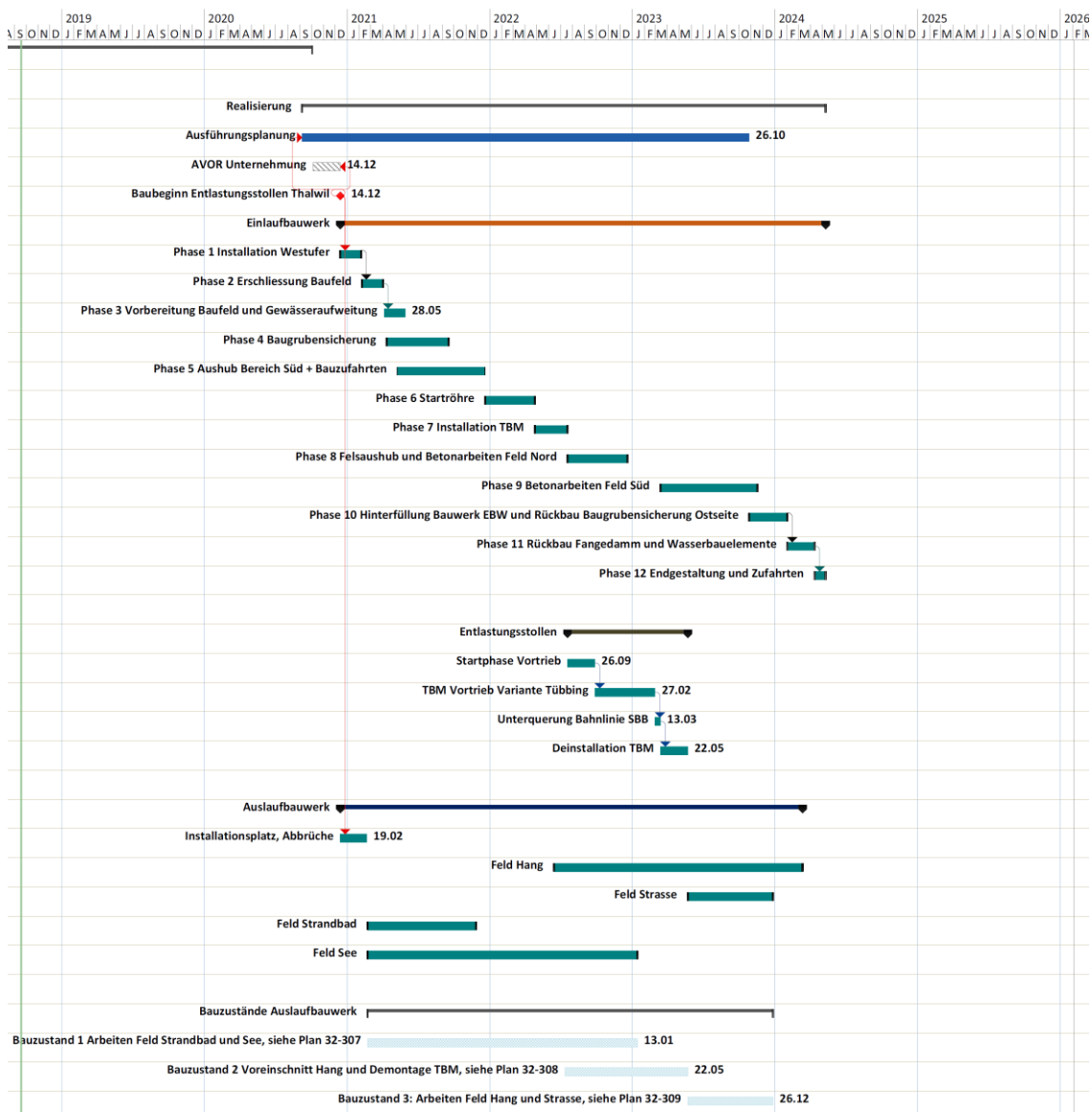


Abbildung 5.1: Überblick Bauablauf

5.3 Einlaufbauwerk

5.3.1 Bauablauf, Bauphasen

Die Arbeiten beim Einlaufbauwerk (EBW) beginnen mit dem Herrichten der Installationsplätze und mit der Erstellung des temporären Zugangs zum Baufeld vom Westufer aus. Ab dem bestehenden Unterhaltsplatz wird eine Bauzufahrt mit einer Hilfsbrücke über die Sihl erstellt. Der gesamte Bauablauf beim Einlaufbauwerk lässt sich in 12 Bauphasen gliedern (Darstellung in Planbeilage Bauphasenplan 33-118):

Phase 1 Installation Westufer

Die Bautätigkeiten für das EBW starten mit den Rodungen der beiden Waldflächen am Westufer. Der Aufbau der Büromodule für den Unternehmer, die Erstellung der Parkplätze, die Radwaschanlage und die Tankstelle werden in dieser ersten Phase installiert (Installations-elemente A, B, C und D).

Phase 2 Erschliessung Baufeld

Für die Schaffung des Zugangs zum Baufeld wird vom Westufer aus zuerst eine Aufschüttung in das heutige Sihl-Gerinne mit wasserseitiger Sicherung mittels Blocksatz ausgeführt. Diese Aufschüttung mit Blocksatz wird beidseitig erstellt und dient für die Zufahrt und als Widerlager der temporären Zugangsbrücke (Elementbrücke, Installationselement E).

Vor der Erstellung Aufschüttung/Widerlager am Ostufer, muss die Uferbestockung gerodet werden.

Phase 3 Vorbereitung Baufeld und Gewässeraufweitung

Anschliessend an die Erschliessung des Baufelds werden Ober- und Unterboden auf einer Fläche von rund 9'000 m² abgetragen und die Deponien (Oberbodendepot [F] östlich und längs des Bahntrassees; Unterbodendepot [G] südlich ans Baufeld anschliessend) erstellt.

Zeitgleich in dieser Phase wird die linksufrige Gewässeraufweitung ausgeführt. Die natürliche, bestehende Gerinneböschung wird bis auf Gewässersohle abgetragen und eine Aufweitung bis zu rund 15 m nach hinten (westseitig) ausgeführt um eine Durchflusskapazität für den Hochwasser- und Bemessungsfall Baugrubensicherung von HQ₁₀₀ zu gewährleisten.

Die neuentstehende Böschung wird mit Neigung 2:3 ausgebildet und im Fussbereich mittels Blocksatz geschützt. Es entsteht eine hydraulisch erforderliche Gerinnebreite von Böschungsfuss bis Aussenkante Fangedamm von 18.5 m über 50 m an der engsten Stelle. Die Böschungsausbildung mit Neigung 2:3 bedingt in zwei Bereichen kleine Aufschüttungen bis auf gewachsenes Terrain (vgl. Planbeilage Situation 33-115).

Phase 4 Baugrubensicherung

In dieser Phase wird der Fangedamm als wasserseitiger Baugrubenabschluss sowie die Schottwand (Abtrennung Grundwasserleiter, Sihlschotter und Unterbindung Zuströmung Grundwasser aus Sihl) erstellt.

Die zusätzlich vorgesehene Bauzufahrt 3 (vgl. Planbeilage Situation 33-115) für die Erschliessung des Baufelds von der Nordseite her wird bis zum Portalbereich erstellt. Hier ist auf Horizont des gewachsenen Terrains (≈ 476.0 m ü.M.) eine Installations- und Lagerfläche für die Spundwandarbeiten Portalbereich einzurichten. Die Spundwände für die Sicherung des Aus-hubs im Portalbereich (Abwicklungslänge L ≈ 100 m) werden rund 8.0 m tief, abgestuft auf das gewachsene Terrain, welches gegen Osten ansteigt, bis auf Horizont der verwitterten Molasse eingerammt.

Im Bereich der Bahnquerung SZU muss während einem temporären Bahnunterbruch vorgän-gig der Gleis Ausbau, sowie die Erstellung der Widerlager für die Bahnhilfsbrücke und der Einbau der Bahnhilfsbrücke mit anschliessender Gleis instandsetzung ausgeführt werden.

Der Gleisausbau, die Spundwandarbeiten und die Wiederinstandsetzung des Gleises im Bereich der Schottwandquerung wird ebenfalls im gleichen Unterbruch Bahnbetrieb erstellt.

Temporärer Unterbruch Bahnbetrieb: ≈ 20 Tage

Phase 5 Aushub Bereich Süd + Bauzufahrten

Nach der Fertigstellung der wasser- und hangseitigen Baugrubensicherung, wird mit den Aushubarbeiten im Lockergestein begonnen. Hier werden zuerst die Bauzufahrt 1 bis auf eine festgelegte Höhe zur Gewährleistung der Befahrbarkeit des Raupenkrans (für Installation TBM) ausgehoben und der Lockergesteinsaushub und Regelaufbau der Bauzufahrt 2 mit gleichem Längsgefälle ausgeführt.

Der Lockergesteinsaushub im Portalbereich zieht die etappenweise Ausführung der Verankerung der Spundwände im Flügelwandbereich und die Erstellung der Spiesskränze im Spundwandkasten im Bereich Bahnunterquerung (vgl. Planbeilage Schnitte 33-116) mit sich.

Bei Erreichen der Felsoberfläche (ab rund 471.0 m ü.M.) wird ab Felsaushubhöhe von 2.0 m eine Felssicherung mittels Verdübelung mit Felsnägeln und netzbewehrter Spritzbetonhaut erstellt.

Vor Abtiefen des Felsaushubs im Bereich Installationsfeld TBM (Einlaufrichter Bauwerk EBW) wird der Stützriegel zur Sicherung der Felskante im Kopfbereich am Rand der Standortfläche für den Raupenkran erstellt (Stahlbetonriegel, rückverankert mit Felsnägeln).

An der Ostseite werden auf Oberfläche der gesunden, standfesten Molasse die Sickergräben mit Drainageleitungen, verfüllt mit Sickerkies, erstellt und die freien Böschungen ausgebildet.

Als Installationsteile werden in dieser Phase die Verkehrsfläche für den Bahnverlad, der Waschplatz, die Magazine, Werkstatt und Trafogebäude eingerichtet (Installationselemente H, I, J, K und L).

Phase 6 Startröhre

In dieser Phase erfolgt der Transport der Teilschnittmaschine über die ausgehobene und erstellte Bauzufahrt 2 für den Ausbruch der Startröhre. Vorgängig wird der Startbereich mittels Rohrschirm/Spiessschirm gesichert.

Zeitgleich werden im Bereich Nordwest der Felsaushub für die Bauwerksteile Foundation Grobrechen/Tauchwand, Wehrboden und -rücken und Kontrollgang, Zugangsgebäudeteil Nord ausgehoben.

Von der Nordseite her (Zugang über Bauzufahrt 1) ist der Abschlussteil Nord der Bauzufahrt 3 zu erstellen.

Zur Aufnahme von anfallendem Hangwasser und restlichem Grundwasser muss in dieser Phase die Verbindung und Ableitung der Sickergräben auf Seite Ost und entlang dem Fangdamm und die Ableitung in den Vorfluter über ein Portal erstellt werden. Das Absetzbecken (Installationselement O) zur Behandlung des getrübten, nicht verschmutzten Sickerwassers wird in der Bauwerksecke Nordost eingerichtet.

Als Installationsteile werden für die folgende Phase mit Start der Tunnelbauarbeiten das Change House sowie die doppelstöckige Unterkunft für die Tunnelbauer aufgebaut (Installationselemente N und M).

Phase 7 Installation TBM

Über die Bauzufahrt 1 (minimale Durchfahrtsbreite $B_{\min} = 10.0$ m) erfolgt der Transport des (komplett zusammengebauten) Raupenkrans direkt auf die vorbereitete Standortfläche in die Baugrube. Von der Standortfläche Raupenkran (an der nördlichen Flügelwand Portalbereich) wird der Raupenkran mit der Installation der TBM und des Nachläufers (NL) beginnen.

Während der Installation der TBM kann ebenfalls mit Hilfe des Raupenkrans der Baustellenkran (Installationselement P) aufgebaut werden.

Zur Aufnahme des Abraums aus dem bevorstehenden Stollenvortrieb muss die Förderbandanlage erstellt und die Zwischendepotflächen für das Ausbruchmaterial bereitgestellt werden.

Phase 8 Felsaushub und Betonierarbeiten Nord

Die Installationsphase der TBM ist abgeschlossen und der Stollenvortrieb kann in Angriff genommen werden.

Nach Start des TBM-Vortriebs wird der Einbau der Elementbrücke auf vorgängig vorbereiteten Stahlbeton-Widerlagern ausgeführt.

Ebenfalls werden in dieser Phase der noch ausstehende Felsaushub vom Sammelbecken Nord sowie die Stahlbetonarbeiten für die Bauwerksteile im nördlichen Bereich bis zum Portalbereich ausgeführt.

Phase 9 Betonarbeiten Feld Süd

Diese Phase wird erst nach Fertigstellung Stollenvortrieb (vgl. Beilage B1, Projektterminplan und Bauprogramm) ausgeführt.

In dieser Phase werden die Stahlbetonarbeiten Bauwerk EBW vom südlichen Teil (ab Portalbereich) ausgeführt.

Im Schutz des Fangedamms werden ebenfalls die beiden seitlichen Abschlussbereiche (Rampenbereich Nord, Uferböschung Süd) erstellt. Somit können sämtliche Betonierarbeiten innerhalb der geschlossenen Baugrube ausgeführt werden.

Das Betriebsgebäude kann aufgrund der Spundwand, welche über den Standort verläuft, noch nicht in dieser Phase erstellt werden und muss später an die bereits in dieser Phase erstellten Bauteile angefügt werden.

Phase 10 Hinterfüllung Bauwerk und Rückbau Baugrubensicherung Ostseite

Mit dem etappenweisen Hinterfüllen des Bauwerks werden die Verankerungslagen der Flügelswände, sowie die Spriessungen im Spundwandkasten beim Portalbereich etappenweise ausgebaut.

Anschliessend werden die Elementbrücke von Bauzufahrt 3, sowie die Bahnhilfsbrücke im Portalbereich rückgebaut. Im selben temporären Unterbruch des Bahnbetriebs (Dauer \approx 5 Tage) werden die Bahnquerungsabschnitte der Schottwand sowie das nördliche Ende des Fangedamms rückgebaut. In allen drei Bereichen wird das Gleis im selben Unterbruch wieder instandgesetzt.

Nach dem Ziehen der Spundwände im Portalbereich und der erfolgten Hinterfüllung auf Horizont 474.0 wird das Betriebsgebäude erstellt.

Mit der Ausführung des Rampenbereichs als nördlicher Abschluss ist das Bauwerk EBW komplett hinterfüllt und das rechtsufrige Terrain für die Endgestaltung vorbereitet.

Temporärer Unterbruch Bahnbetrieb: \approx 5 Tage

Phase 11 Rückbau Fangedamm und Wasserbauelemente

In dieser Phase wird der Fangedamm von der Nordseite her rückgebaut.

Gleichzeitig werden die Auffüllung und Terraingestaltung sowie die Ufersicherung mittels Blocksatz linksufrig, südlich der Zugangsbrücke erstellt (vgl. Planbeilage Bauphasenplan 33-118). Weiter werden auf der rechtsufrigen Seite die Uferböschung gestaltet und der Uferschutz zwischen dem bestehenden Blocksatz des Schwemmholzrechs Sihl und der innerhalb des Fangedamms ausgeführten Uferböschung (Blocksatz) erstellt.

Nach erfolgtem Rückbau des nördlichen Drittels des Fangedamms, werden mittels temporärem Schutzdamm und Baupiste (rechtsufrig) der erste, ans Bauwerk EBW angrenzende Teil der beiden Sohlschwellen ausgeführt (vgl. Planbeilage Detailplan Sohlschwellen 33-114).

Phase 12 Endgestaltung und Zufahrten

In der letzten Bauphase kann die Endgestaltung der linksufrigen Böschung nördlich der temporären Zugangsbrücke und damit einhergehend, unter Umlegung des temporären Schutzdamms und der Erstellung einer Baupiste (westliche Uferseite) der westliche Teil der Sohlschwellen erstellt werden (vgl. Planbeilage Detailplan Sohlschwellen 33-114).

Zeitgleich kann der Rückbau der Zugangsbrücke (Installationselement E) erfolgen. Anschliessend können linksufrig die Zufahrt für den Unterhalt erstellt und rechtsufrig kann die Uferböschung mittels Blocksatz fertiggestellt werden. Schliesslich folgen die Erstellung der Zufahrten für Betrieb und Unterhalt sowie der Zugang zum Rechen für die Reinigung, sowie die Bestockung und die Endgestaltung der Terrainoberfläche.

Die zeitliche Abfolge des Bauprogramms bedeutet dass die Erstellung der Sohlschwellen nach momentanem Projektierungsprogramm im Winter/Frühling ausgeführt würde. Eine Verschiebung in optimalere Jahreszeit zur Berücksichtigung der Schonzeit Bachforellen und damit ein zeitlicher Versatz aus der Bauabfolge EBW heraus wird in den nachfolgenden Phasen geprüft.

Unter Trübung versteht man Feinstoffe (Sand, Silt) sind die transportierten Korngrössen mit den stärksten negativen Auswirkungen auf die Gewässerorganismen. Sie schränken bei den Pflanzen die Photosynthese und bei den Tieren deren visuelle Fähigkeiten sowie, bei grossen Konzentrationen, die Kiemenatmung ein. Sedimentierte Feinstoffe fördern die Kolmation und beeinträchtigen deshalb den Lebensraum für die Wasserwirbellosen sowie das Angebot an Nahrung und Laichplätzen für Fische.

Sämtliche Baggerarbeiten im Gewässer werden im Winterhalbjahr durchgeführt. Allfällige Trübungen würden somit dann auftreten, wenn die Sihl über längere Zeit nur den minimalen Restwasserabfluss aufweist. Das bedeutet eine geringere Verdünnung, aber auch eine geringere Transportfähigkeit und damit eine Sedimentation der Trübeartikel, bevor sie in die Limmat gelangen. Im Bereich der Sedimentationsräume würde das Kieslückensystem temporär verstopft. Dadurch würden die Wasserwirbellosen lokal geschädigt. Obwohl die Feinstoffe mit den nächsten Hochwassern wieder ausgespült würden, sollen starke Trübungen soweit als möglich vermieden werden.

In erster Linie werden Trübungen beim Anlegen der temporären Baupisten im Flussraum auftreten. Damit möglichst keine oder nur geringe zusätzliche Trübungen im Freiwasser auftreten, sind für den Bau der Sohlschwelle vorgelagerter Schutzdamm vorgesehen. Damit kann gewährleistet werden, dass Trübungen in der Sihl auf ein Minimum beschränkt werden.

5.3.2 Baugruben

5.3.2.1 Baugrubensicherung wasserseitig

Konstruktion Kastenfangedamm

Die wasserseitige Baugrubensicherung mittels Kastenfangedamm wird über rund 220 m Länge erstellt. Hierzu wird vorgängig ein Baupistendamm aus dem anfallenden Lockergesteinsaushub der Baugrube geschüttet, auf welchem die Spundarbeiten ausgeführt werden. Der Baupistendamm bildet zugleich den unteren Bereich des Füllkörpers des Fangedamms. Die restliche Auffüllung kann ebenfalls aus dem Lockergesteinsaushub der Baugrube erstellt werden.

Für das Auffüllungsmaterial des Fangedamms werden keine spezifischen Anforderungen bezüglich Zusammensetzung, Kornverteilung und Materialkennwerte vorgeschrieben. Es kann

grundsätzlich anfallendes Lockergestein aus dem Aushub der Schichten a (künstliche Auffüllungen), b (Schwemmlagerungen) und untergeordnet auch aus Schicht c (Sihlschotter) verwendet werden. Um keine lokalen undurchlässigen Füllkörperbereiche zu schaffen, darf das Auffüllmaterial (Schichten a und b) nicht verschlammte eingebaut werden. Bei Verwendung von Material aus den künstlichen Auffüllungen dürfen keine grossen Sand- und Siltsteinblöcke direkt eingebaut werden. Diese müssen für einen Einbau triagiert oder zerkleinert werden. Allfällig vorhandener Bauschutt muss ebenfalls aus Schicht (a) ausgesondert werden. Bei der Auffüllung mit Sihlschotter-Aushub müssen eingelagerte Holzreste austriagiert werden.

Die Konstruktion wird aus zwei Spundwandseiten mit Profiltyp PU22 (S355), welche bis zur maximal möglichen Einbringtiefe in die Verwitterungszone der Molasse oder bis auf gesunden Molassefels eingerammt werden. Ausführungstechnisch ist eine mögliche Einbindetiefe von 20 - 30 cm in der verwitterten, mürben Molasse (Schicht e) als realistisch anzunehmen. Ausnahme dürften die allfällig auftretenden Rinnensandsteine sein, in diese eine Einrammung als nicht möglich angesehen werden muss. In gesunden Sand- oder Siltstein (Schicht f) kann eine Einrammtiefe von maximal 10 cm oder ein direktes Aufstehen prognostiziert werden. Der Sihlschotter wird mit grosser Wahrscheinlichkeit durchdringbar sein.

Die Spundwandseiten werden etappenweise verfüllt und das Füllmaterial wird mit leichtem Gerät verdichtet. Die innere Stabilität des Fangedamms wird durch Zugbänder aus Vollstahl-Zuggliedern mit Durchmesser Ø40 mm gewährleistet. Diese werden vertikal auf drei Ebenen, jeweils zwei Meter versetzt angeordnet. In Spundbohlenmitte werden die Stahlglieder durch vorbereitete Löcher versetzt und auf der Aussenseite auf Longarinen mittels Kopfplatte befestigt. Die Zugglieder bleiben ungespannt, werden aber kraftschlüssig auf den Longarinen festgezogen. Die Longarinen sorgen für innere Stabilität und gewährleisten die Torsionssteifigkeit des Fangedamms und werden aus 2 UNP- oder UPE-Profilen 200 ausgeführt. Horizontal werden die Zugglieder mit Abstand $a_n = 2.4$ m erstellt.

Der Fangedamm wird generell bis auf eine Höhe von 476.0 m ü.M. erstellt (= OK Spundwände und OK Auffüllung). Somit wird das Schutzziel mit Hochwasserfall HQ₁₀₀ mit maximaler Einstauhöhe von 475.10 m ü.M. (an Südecke Fangedamm) + 50 cm Freibord mit einer Reserve von zusätzlich 40 cm Höhe gewährleistet. In Fliessrichtung nimmt der Hochwasserspiegel HQ₁₀₀ bis auf 473.15 m ü.M. (an Nordecke Fangedamm) ab. Eine lokale Reduktion der Fangedammhöhe in diesem Bereich und damit eine Optimierung von Bauzeit und -kosten kann in den folgenden Projektierungsphasen vorgenommen werden.

Zusätzlich soll in einem Abstand von max. 20 m jeweils eine Querwand aus Spundwandprofilen erstellt werden. Dadurch entstehen abgeschottete, einzelne Kompartimente, welche durch Filterbrunnen entwässert werden können. Bei stärkeren, lokalen Wassereintrüben wird somit eine Gefährdung der Nachbarbereiche reduziert. Auch lässt sich hierdurch eine etappenweise Erstellung bzw. ein teilweiser Rückbau des Damms ermöglichen. Die Dammwände (Spundwandprofile) werden möglichst weit, idealerweise bis auf Horizont des gesunden, kompakten Fels eingerammt/einviert. Der Sihlschotter wird mit grosser Wahrscheinlichkeit durchdringbar sein. Die Verwitterungszone des Felsens sollte ebenfalls rammbar sein. Der Dammkörper wird auf dem bestehenden, verwitterten Fels aufgebaut. Der Sihlschotter im Dammkörperbereich muss ausgeräumt werden. Im Fluss wird für die Spundwandarbeiten ein Arbeitsplanum in Form eines Damms erforderlich.

Der Fangedammkörper wird mittels Filterbrunnen entwässert. Da die Sihl einen ausgeprägten Niedrigwasserabfluss aufweist (Restwasserstrecke), sind diese Filterbrunnen während der meisten Zeit nicht in Betrieb. Die Funktionalität der Filterbrunnen ist bei Hochwasserständen ist unbedingt zu gewährleisten, um den Fangedammkörper zu entwässern und somit einen Auftrieb des Dammkörpermaterials auszuschliessen. Zusätzlich sind in den luftseitigen Spundwänden Entwässerungsöffnungen vorgesehen. Entlang dieser Entwässerungsöffnungen wird ein Drainagekeil mit stark durchlässigem Kiesmaterial eingebaut.

Im Bereich Nord wird der Fangedamm abgelenkt und fast rechtwinklig zum Bahntrasse bis an den Sicherheitsperimeter der Bahn SZU geführt. Es verbleibt ein Zwischenraum zwischen Stirnseite Fangedamm und bestehender Stützwand Bahndamm (Natursteinmauer in Hinterbeton). Um ein Hinterspülen des Damms und einen Wassereintrag in die Baugrube im Hochwasserfall zu verhindern, wird dieser Zwischenraum ausbetoniert und somit in die Baugrube geschlossen.

Entwässerung Fangedamm

Durch das Einrammen bzw. Aufstehen im verwitterten oder gesunden Molassefels entsteht am Fangedammfuss eine versetzte Fusslinie, welche Lücken und Versätze offen lässt. Der Fangedammfussbereich wird somit als nicht dicht angenommen und das anzunehmende einsickernde Sihlwasser kann den Fangedammkörper durchströmen / auffüllen. Eine funktionierende Fussabdichtung könnte nur mit zementhaltigen Injektionen sichergestellt werden und wird deshalb im Gewässerschutzbereich nicht in Betracht gezogen.

Eine Sättigung des Auffüllmaterials und damit ein Verlust des Eigengewichts des Damms infolge Auftriebskräfte muss verhindert werden. Es muss ein Entwässerungssystem für den Fangedamm vorgesehen werden.

Im Abstand von rund 20 m wird der Fangedamm jeweils mit einer Querwand aus Spundwandprofilen (ebenfalls Profiltyp PU22, S355) unterteilt. Dadurch entstehen abgeschottete, einzelne Kompartimente, welche durch jeweils 2 Filterbrunnen mit Filterrohr Durchmesser Ø 250 mm entwässert werden können. Die Filterbrunnen werden bis Unterkante Spundwände/OK Verwitterungszone Molasse eingebohrt (Bohrdurchmesser 400 mm). Der Ringraum wird mit Sickerkies 4 - 8 mm verfüllt. Der unterste Rohr-Meter wird mit einem Vollrohr als Schlammraum ausgebildet.

Durch die Bildung der abgeschotteten Kompartimente wird bei stärkeren, lokalen Wassereintritten eine Gefährdung durch Durchnässung und Sättigung des Auffüllmaterials und als Folge davon der Verlust des Eigengewichts zur Erfüllung der äusseren Standfestigkeit und der inneren Stabilität der Nachbarbereiche reduziert. Durch die Quereinteilung lässt sich zudem eine etappenweise Erstellung bzw. ein etappenweiser Rückbau mit Gewährleistung der Stabilität der einzelnen Kompartimente des Fangedamms ermöglichen.

Auf der Baugrubenseite wird auf der ganzen Länge entlang des Fangedamms ein Sickergraben mit Drainageleitung in den verwitterten Fels erstellt. Dieser dient zur Sammlung von Sickerwasser des Fangedammes.

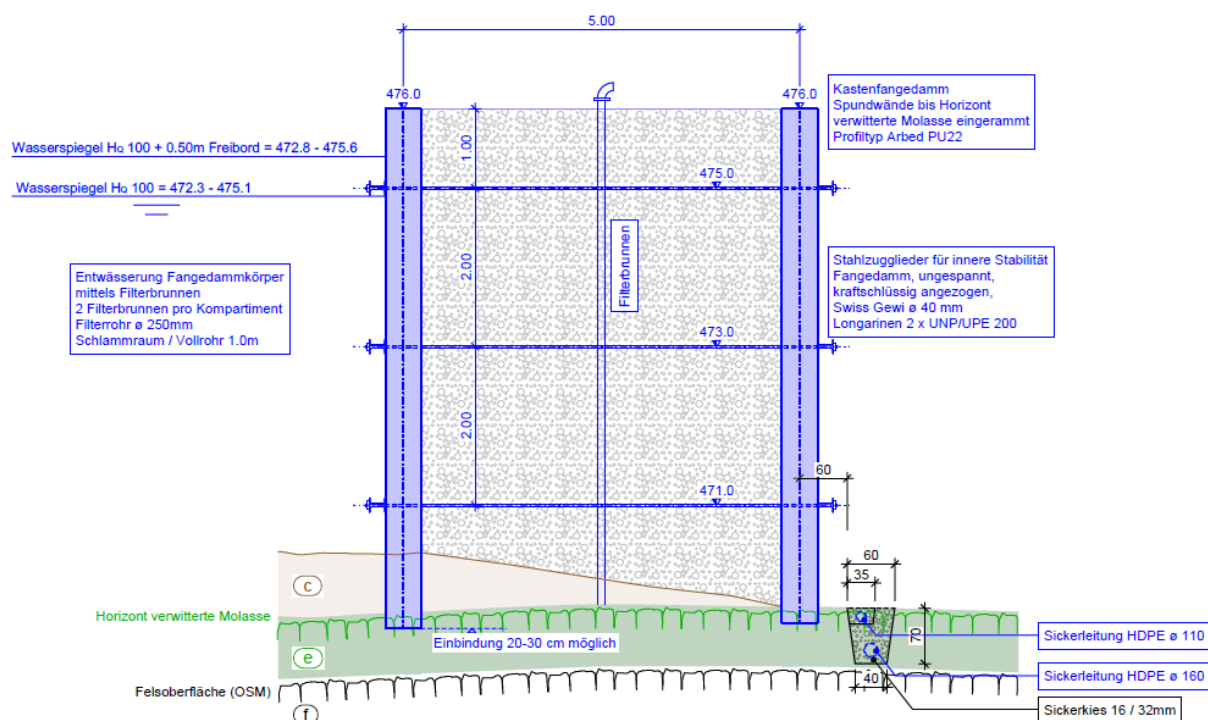


Abbildung 5.2: Systemschnitt Konstruktion Kastenfangedamm

Stabilitätsnachweise und Dimensionierung

Für die Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit wurden die Einwirkungen Hochwasserfall HQ₁₀₀ und Windeinwirkung, sowie Kombinationen davon überprüft.

Die Breite des Fangedamms kann von 6.0 m (Vorprojektstufe) auf 5.0 m reduziert werden. Die Erfüllung der Nachweise der Gesamtstabilität des Bauwerks (Grenzzustand Typ2) – Nachweise Kippen und Gleiten – sind für den massgebenden Hochwasserspiegel HQ₁₀₀ und Windeinwirkungskombinationen erfüllt. Auf die Sicherung mittels schräg in den Fels eingebundenen Ankern (mit Gewebestrumpf) für die Erfüllung der Sicherheit gegen Gleiten kann verzichtet werden.

Die Nachweise der inneren Stabilität (Torsion, horizontales Auslenken Gesamtkonstruktion) sowie die Nachweise der Spundwandseiten (Spannungsnachweise Spundbohlen) und der Zugbänder sind geführt und für die obengenannten Systemkomponenten erfüllt.

5.3.2.2 Baugrubensicherung landseitig

Landseitig der geplanten Baugrube steht ein relativ grosser, freier Bereich bis zur Bahnlinie der SZU zur Verfügung. Der Lockergesteinsauschub kann daher frei geböschet werden, so dass keine aufwändige Baugrubensicherung mit Spundwänden oder Bohrpfählen erforderlich wird. Unter Berücksichtigung des Bauprogramms stehen die ostseitigen Böschungen relativ lange offen und müssen dementsprechend geschützt/gesichert werden.

Die Böschungen an der Ostseite der Baugrube werden mit Neigung 2:3 ausgeführt. Als Schutz vor Ausschwemmung von Feinanteilen im Sihlschotter und Destabilisierung des Fussbereichs bei Wasseraustritten wird im unteren Böschungsbereich eine Sickerbetonschicht mit Stärke 10 – 15 cm auf die Böschung aufgebracht. Dieser Sickerbetonschutz wird bis über OK Sihlschotter eingebaut. Im oberen Bereich (Anschnitt Schwemmaglagerungen und künstliche Auffüllungen) wird eine ingenieurbologische Böschungssicherung (Kokosfasernetz mit anschliessender Bepflanzung [Bedingung von Aufbringen Oberbodenschicht]) oder eine leichte ingenieurkonstruktive Sicherung (Sicherungsnetz mit Schutzgewebe und kurzen Bodennägeln) vorgesehen.

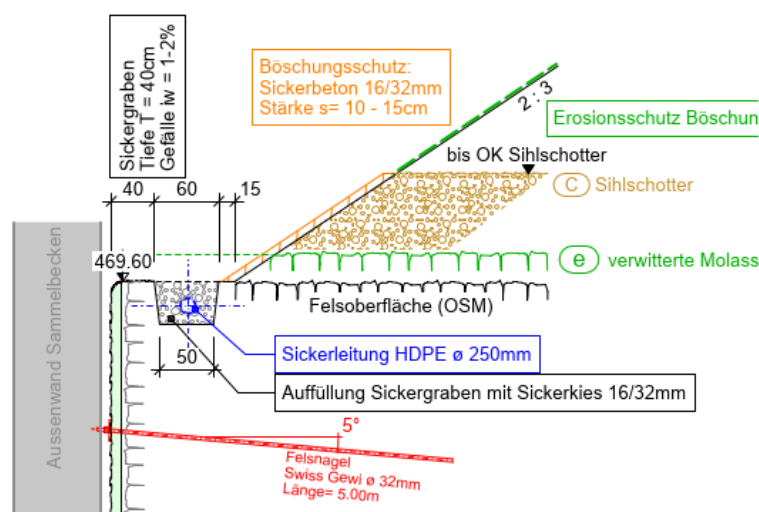


Abbildung 5.3: Systemschnitt freie Böschung Seite Ost

5.3.2.3 Felsaushub und Aushubflächen Bauwerksbereich EBW

Der Felsaushub wird senkrecht ausgeführt und mit einem Abstand von 20 cm zur Aussenkante des Betonbauwerks in vertikalen Etappen von maximal 2.0 m Höhe ausgebrochen/abgerippt. Der Felsaushub wird mit einer Felssicherung mittels netzbewehrter Spritzbetonhaut (Stärke s = 10 cm, Bewehrungsnetz K335) und Felsnägeln (Verdübelung, horizontaler Abstand a_h = 4.0 m, vertikaler Abstand a_v = 2.0 m) mit Nägeln aus Vollstahlglied, Ø32 mm) gesichert. Die Felsnägeln sind ungespannt und werden mit einer Kopfplatte 25 x 25 x 2.0 cm auf der Spritzbetonhaut befestigt.

Die Felssicherung ist planerisch für alle Felsanschnitte über 1.8 m Höhe vorgesehen. Lokal beim Auftreten von kompaktem und gut standfestem Sandstein kann die Verdübelung aufgeweitet oder weggelassen werden. Eine enge geotechnische Begleitung vor Ort ist erforderlich.

Besonderes Augenmerk gilt dem sofortigen Witterungsschutz von offenstehenden Felsoberflächen. Insbesondere Siltstein und Mergelpartien dürfen nicht von Meteorwasser- und Frosteinflüssen betroffen werden. Es werden alle im Aushub befindlichen Felsoberflächen vertikal wie horizontal mit einer Schutzschicht aus Magerbeton (Stärke 10 cm) abgedeckt. Dies gilt für die Bauzufahrten wo die Magerbetonschicht als Witterungsschutz dient und anschliessend als Sauberkeitsschicht verwendet werden kann. Allenfalls müssen beschädigte Stellen (insbesondere bei der Befahrung durch Schwergeräte (Raupenkran auf Bauzufahrt 1, Teilschnittmaschine auf Bauzufahrt 2) nachgebessert und wiederverfüllt werden.

Die Gefälle und Aushubkoten der Bauzufahrten und die Höhen von Standortfläche und Manövrierflächen des Raupenkrans (für die Installation TBM) sind so projektiert, dass in den folgenden Bauabläufen keine Aufschüttungen/keine Abtragungen der Felsoberfläche für die Erreichung der Sohlenhöhen Bauwerk EBW ausgeführt werden müssen. Die einzubauende Schutzschicht von 10 cm Magerbeton kann folglich als Sauberkeitssicht auf Höhe UK Bauwerksohle genutzt werden.

Die Standortfläche für den Raupenkran (mit Abmessungen 10.0 x 11.0 m) wird mit einer 20 cm starken Magerbetonunterlage ausgebildet. Die Felskante und der Kopfbereich der Felswand zwischen Standort Raupenkran und dem rund 10 m tieferliegenden Installationsfeld TBM (mit Abmessungen 9.5 x 25.0 m) wird mit einem Stützriegel aus Stahlbeton, rückverankert mit Felsnägeln (Vollstahlglied Ø32 mm) gesichert.

Systemschnitt Felsaushub und Felssicherung 1:20

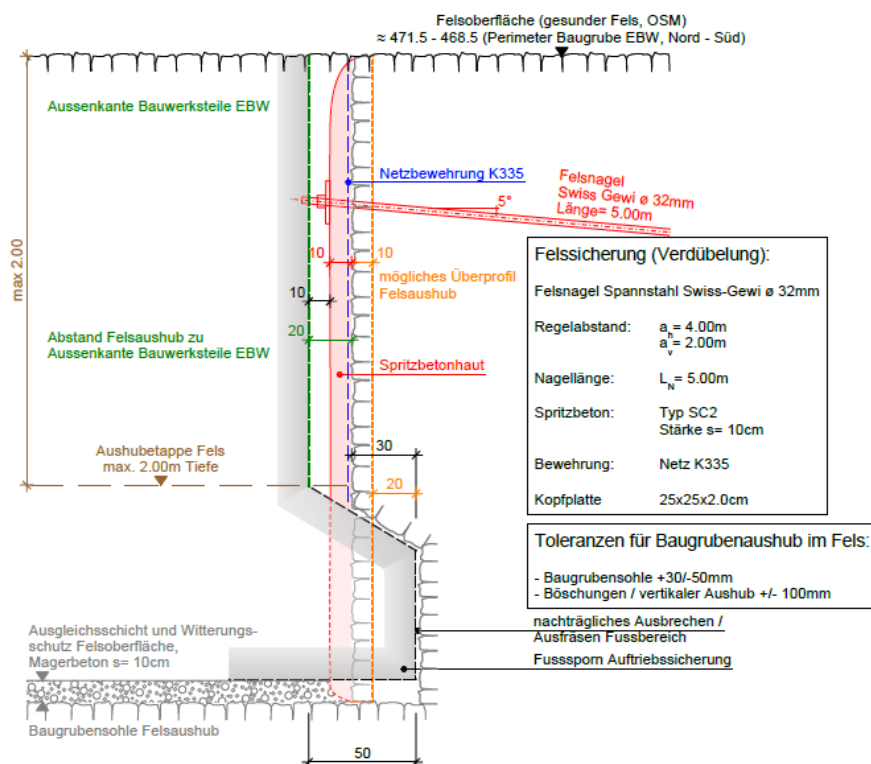


Abbildung 5.4: Systemschnitt Felsaushub und -sicherung



Auf der anderen Seite des Portalbereichs wird der Felsaushub bis auf Horizont des gesunden Molassefels ($\approx 468.5\text{ m ü.M.}$) erstellt um ein standfestes Felspodest zur Auflagerung des Kranfundaments (Baustellenkran) zu schaffen. Das Kranfundament wird 10 bis 20 cm in den gesunden Fels eingebunden und mit einer 10 cm starken Magerbetonsohle (als Ausgleichs- und Sauberkeitsschicht) unterlegt. Das Fundament ist für eine Krangrösse mit Radius von $R = 50\text{ m}$ als quadratische Platte mit Abmessungen von 5.0 m Seitenlänge und 80 cm Stärke vordimensioniert.

Schnitt 7, 1:100
Portalbereich

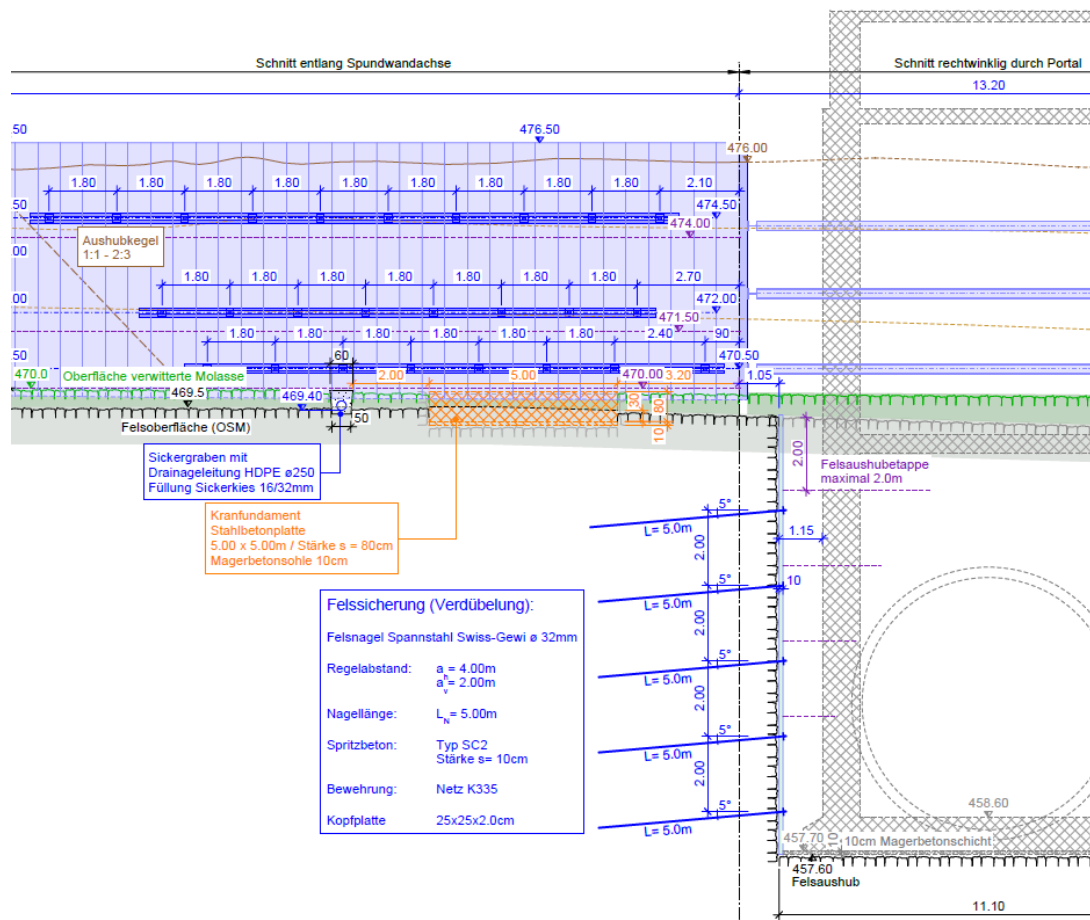


Abbildung 5.6: Schnitzauszug Standort Kranfundament, nördlicher Portalbereich

5.3.2.4 Baugrubensicherung Portalbereich

Der Profilübergang (Verzug) zwischen Drosselblende und Stollenbeginn wird in einer offenen Baugrube erstellt.

Eine bergmännische Erstellung im Schutze eines Rohrschirms wurde geprüft, birgt jedoch grosse Risiken bei der Erstellung des Rohrschirms, da sich der Rohrschirm im Übergangsbereich Lockergesteine zum Fels befindet. Die Lagegenauigkeit ist unter solchen Verhältnissen schwer zu erreichen und es kann bei wechselnder Geologie zu Setzungen beim Bohren des Rohrschirms kommen. Setzungen des Bahntrasses können somit zu einer Störung des Betriebs führen und zusätzliche Massnahmen (Hilfsbrücke, Baugrundverbesserung) wären erforderlich um den Betrieb der SZU nicht zu gefährden.

Die Erstellung im Tagbau mit einer Sicherung in Form eines abgespriessten Spundwandkastens, mit dem Einsatz einer standardisierten SBB-Hilfsbrücke wird als Best-Variante weiterprojektiert. Aufgrund der Geometrie des Bahntrassees mit Standort der Querung in einem Vollradius $R = 200\text{ m}$ und einer bestehenden Überhöhung von $\ddot{u} = 138\text{ mm}$ kann nur ein einziger Standard-Typ von SBB-Hilfsbrücke (Typ 411.8) eingebaut werden. Diese Hilfsbrücke reicht mit ihrer Länge von 12.5 m und einer Stützweite von 11.8 m nicht über die Seiten des Spundwandkastens mit der erforderlichen Breite von 13.20 m (Achsenabstand Spundwände) hinaus. Die Befahrbarkeit für diesen Hilfsbrückentyp ist auf 50 km/h beschränkt.

Es wird somit eine gegen die Baugrubenninnenseite auskragende Widerlagerlösung mittig aufgelagert auf die Spundwände und erdseitig aufgelagert auf je zwei Mikropfählen vorgesehen. Die Widerlager werden als Stahlbetonplatten mit Abmessungen 2.6 x 3.0 x 1.2 m (Länge x Breite x Höhe) ausgebildet. Die Mikropfähle müssen aufgrund der quer zur Bahnachse verlaufenden Verankerung der Flügel-Spundwände mit einer Neigung von 20 - 23° aus

der Vertikalen erstellt werden um Konfliktpunkte und Doppelbelastungsbereiche (durch Vermörtelung und Mobilisierung Zug-/Druckkrafteintrag in den Baugrund) zu verhindern.

Die Mikropfähle werden aufgrund der erhöhten Anforderungen an die Ausführungsgenauigkeit mit einer verrohrten Bohrung ausgeführt. Je nach Lastfall aus den Bahnlastmodellen werden die Mikropfähle (Vollstahlglied $\varnothing 63.5$ mm) auf Druck oder auf Zug belastet und werden im Kopfbereich mit Spiralbewehrungsaufsatz beidseits der Kopfplatte eingebaut.

Während einem Betriebsunterbruch der Bahnlinie (Bahnersatzbus) von maximal 20 Tagen werden in einem ersten Schritt die Mikropfähle gebohrt und erstellt und der Spundwandkasten mit Höhenversatz im Bereich Hilfsbrücke für den späteren Aushub erstellt. Daraufaufgehend können die Widerlagerplatten über die Spundwandköpfe bewehrt und betoniert werden. Anschliessend kann die Hilfsbrücke eingehoben werden und die Gleise verlegt, zusammengeslossen und ausgerichtet werden.



Abbildung 5.7: Beispiel Unterquerung Bahnlinie mit einer Hilfsbrücke und Sicherung vertikaler Baugrubenwände (HWS Lyssbach)

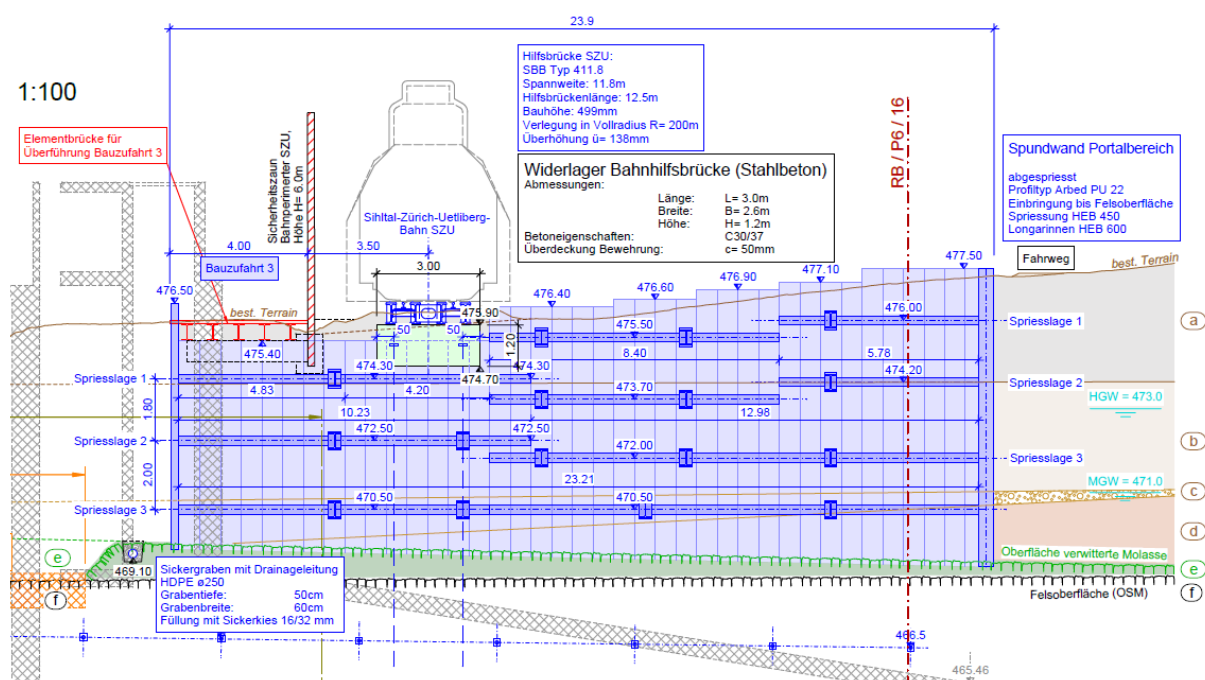


Abbildung 5.8: Schnitzauszug Spundwandkasten Portalbereich mit Spriesslayout

Die beiden Flügelwände (Bereich Süd: Länge $L = 20.0$ m, Bereich Nord: Länge $L = 25$ m, abgewinkelt) werden mit einer Rückverankerung gesichert. Es werden drei Ankerlagen mit ungespannten Selbstbohrankern (R51/28 mm, B500) mit 9.0 und 10.0 m und Neigungen von 10 - 15° vorgesehen. Die Anker sind mit einem horizontalen Abstand von 1.8 m projektiert.

Für den Nachweis des Gefährdungsbilds Ankerausfall werden Longarinen (2x U-Profile 220) als Verbindungs- und Aussteifungselemente vorgesehen. Die Verformungen können mit diesem Rückverankerungslayout im für den Bahnbetrieb verträglichen Rahmen gehalten werden.

Die Ankeraufteilung gegen die Nordseite des Spundwandkastens ist auf die Neigung der Mikropfähle in Lage Bahnachse abgestimmt. Alle Anker werden am Kopf kraftschlüssig an die Longarinen angezogen.

Der Felsaushub wird ebenfalls im unteren Bereich im Portalbereich in Etappen von maximal 2.0 m Höhe ausgebrochen und mit Mörtelankern, Netzen und Spritzbeton gesichert.

5.3.3 Wasserhaltung

5.3.3.1 Ausgangslage anfallendes Wasser

Der Grundwasserspiegel liegt im Mittelwasserstand 1 bis 2 m oberhalb der Felsoberfläche und verläuft in der Sihlschotterschicht. Dieser ist direkt mit dem Pegelstand der Sihl korrelierend und kann dementsprechend bei Hochwasserständen ansteigen. Durch die Schottwand auf der Südseite, welche bis zum Fahrweg/Anstieg Hang geführt wird, wird der Sihlschotter komplett von der Baugrubeninnenseite abgetrennt und Sickerwege temporär für den Bauzustand unterbunden. Mit dieser Massnahme ist nur noch mit geringen Grundwasserzutritten aus restlichem Grundwasser der Sihlzuströmung, welches in der Baugrube eingeschlossen ist, und mit kleinen Mengen Hangwasser aus durchsickerndem Meteorwasser an der Ostseite der Baugrube zu rechnen. Mit dem projektierten Verlauf der Schottwand wird ein Zufluss aus der Sihl ausgeschlossen. Der Fangdamm hält das Sihlwasser bis auf eine durchsickernde Restwassermenge von der Baugrube fern.

Ein Aufstau am quer zur Strömungsrichtung verlaufenden Spundwandkasten Portalbereich kann durch die Sickergräben ausgeschlossen werden. Für die Dimensionierung der Wasserhaltungsmassnahmen wurde der höchste Messstand (aus permanenter Überwachung Grundwasser in Bohraufschluss B4/14) von 473.0 m ü.M. angesetzt.

Das anfallende Meteorwasser wurde mit einem 5-jährigen Regenereignis mit Regenintensität $r = 300$ l/s*ha berücksichtigt.

5.3.3.2 Wasserhaltung Ostseite

Das zulaufende Hangwasser wird am Fuss der freien Böschung auf der Ostseite mittels Sickergraben mit Drainageleitung (HDPE Ø160 bis 250 mm) gefasst und in Freispiegelleitungen in ein Absetzbecken geleitet. Der Sickergraben wird teilweise in die verwitterte Molasse oder in den gesunden Fels eingebaut. Auch im Abschlussbereich der Bauzufahrt 3, nördlich des Portalbereichs ist mit einem geringen Hangwasseranfall zur Bauzufahrt/in Richtung Aushubbereich Bauwerk EBW zu rechnen. Entlang der Bauzufahrt 3 wird ebenfalls ein Sickergraben mit Drainageleitung (HDPE Ø160 mm) erstellt.

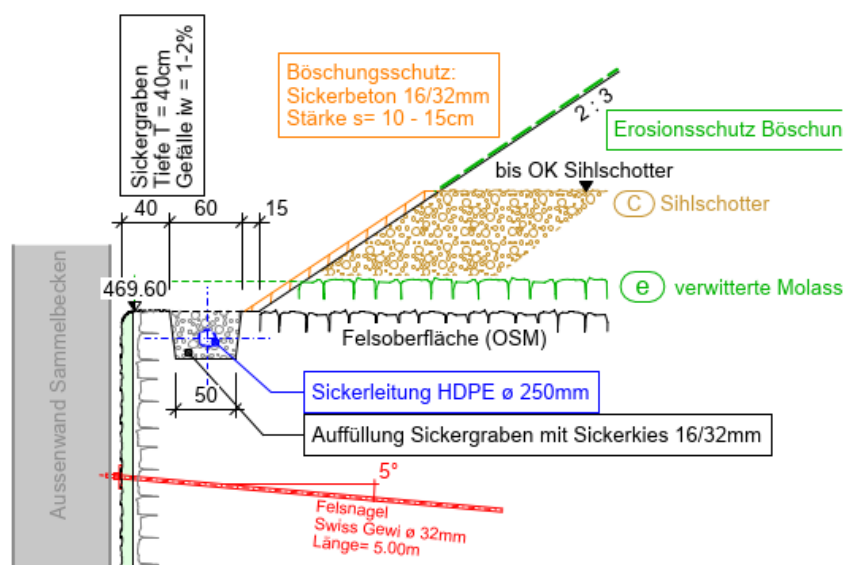


Abbildung 5.9: Systemschnitt Wasserhaltung Böschung Ostseite

Das Absetzbecken wird an der Bauwerksecke Nordost platziert und kann in eine Vertiefung des Felsaushub auf Sohlenhöhe 466.1 m ü.M. (Erweiterung des Felsaushubbereich für das Sammelbecken Nord) installiert werden. Somit können sämtliche Drainageleitung der Seite Ost in Freispiegelgefälle, ohne Pumpen bis ins Absetzbecken geführt werden. Nach dem Absetzungsprozess der Feianteile wird das geklärte Abwasser über eine zu erstellende Portal-konstruktion auf den Fangedamm und anschliessend in die Sihl als Vorfluter abgepumpt.

5.3.3.3 Wasserhaltung Westseite

Die Drainageleitungen entlang des Fangedamms zur Sammlung des unverschmutzten, durchsickernden Restwassers, werden nach 30 bis 50 m Leitungslänge in Pumpensümpfe geführt und das als ungetrübt angenommene Abwasser wird direkt über den Fangedamm in die Sihl abgepumpt.

5.3.3.4 Wasserhaltung Aushubbereich Bauwerk EBW

Das anfallende Meteorwasser wird im Gefälle der Bauzufahrten und im Gefälle der Bauwerkssohle (= Gefälle Magerbetonschicht) in Pumpensümpfe geführt. Die Bauzufahrt 1 weist ein Längsgefälle in Richtung Süd-Nord auf und kann in einem Pumpensumpf am Bauwerksende im nördlichen Bereich entwässert werden.

Die Bauzufahrt 2 und der Bereich der Sammelbecken verläuft mit starkem Gefälle auf das untere Niveau und weist ein Quergefälle gegen Osten auf. Damit kann das anfallende Meteorwasser in diesen Bereichen in zwei Pumpensümpfen mit Einlauftrichter/Einlaufvertiefung in den östlichen Ausrundungen des Einlauftrichters gesammelt und abgepumpt werden. Das potentiell verschmutzte und in Kontakt mit Betonierarbeiten stehende Baustellenabwasser aus diesen Bereichen wird über Pumpendruckleitungen bis an die nördliche Fangedammseite geführt. Hier wird das Abwasser in einem Kombibecken von Trübstoffen gereinigt (Absetzprozess) und anschliessend mittels Neutralisationsanlage neutralisiert um behandelt, über den Fangedamm in die Sihl (Vorfluter) abgegeben werden zu können.

5.3.4 Arbeitssicherheit

Grundsätzlich ist die Einhaltung der Arbeitssicherheit und des Gesundheitsschutzes seiner Mitarbeiter Sache des Unternehmers. Der Planer unterstützt den Unternehmer dabei und weist auf Mängel hin. Im Rahmen der Projektierung wird der Arbeitssicherheit damit Rechnung getragen, durch die Vorgabe von geeigneten Bauverfahren sowie durch das Studieren der Bauabläufe. So können allfällige Gefährdungen erkannt und planerische Massnahmen vorgesehen werden. Beim Bau des Einlaufbauwerks sind die in Tabelle 5.1 aufgeführten Punkte von zentraler Bedeutung.

Tabelle 5.1: Massnahmen Arbeitssicherheit (nicht abschliessend)

Kriterium	Vorgesehene Massnahmen Bauprojekt	Massnahmen Ausführung
Zufahrten, Transportwege und Bauinstallationsplätze	Genügend Platz für Verkehrsflächen auf Installationsplätzen studieren Bauabläufe und benötigte Installationen	Trennung Verkehrswege von Arbeitsflächen und Fusswegen Schutz für Fahrleitung und Bahngleise Einsatz von Geräten entsprechend den Vorschriften der SBB und SZU
Arbeiten am Wasser	-	Auswahl und Tragen der Persönlichen Schutzausrüstung (Rettungswesten) Rettungsringe Umsetzung Vorschriften
Schutz vor Bahnbetrieb	Ausreichende Abstände der Bauwerke zu den Gleisanlagen	Schutzzäune wo erforderlich Sicherheitswärter
Absturzsicherungen	-	Gerüste und Absturzsicherungen bei Baugruben
Schutz vor herabfallenden Gegenständen und Materialien	Bermen und Spritzbetonaufbordungen bei hohen Baugruben	Helmtragpflicht Umsetzung
Brandschutz und Umgang mit chemischen Stoffen	-	Deponieren von brand- und explosionsgefährlichen Stoffen an einem sicheren Ort Einsatz von brandsicheren Fördergurten
Aussergewöhnliche Gefährdung (Hochwasser) und Rettung von Personen	Hoher Schutzgrad (gegen Hochwasser) bei den wasserseitigen Baugrubenabschlüssen	Kommunikation (sichere Sprechverbindung) Überwachung resp. Abflussmessung Sihl und Nutzung IFKIS-Hydro Sihl Alarmkonzept Rettungskonzept

Hochwassersicherheit der Baustelle

Bis zum Abschluss der Vortriebsarbeiten und dem provisorischen Verschluss des Stollens, nach Fertigstellung des Betonbaus bei der Blende hat die Hochwassersicherheit für den fallenden Vortrieb des Entlastungstollens höchste Priorität und der Kastenfangedamm muss auch für die in einer Phase umschliessende Ausführung auf ein HQ_{100} ausgelegt sein. Die hydraulischen Berechnungen sind in Beilage 8 beschrieben.

Die Baugrube engt das natürliche Flussbett ein. Um den Fliessquerschnitt nicht zu stark zu reduzieren, wird linksufrig ein Voraushub erstellt, welcher die Abflusskapazität während eines Hochwassers sicherstellt.

Eine Erhöhung des kritischen, massgebenden Hochwasseranfalls von HQ_{100} ($430 \text{ m}^3/\text{s}$) wird auch im Fall der Spül- und Unterhaltsvorgänge des im Oberlauf befindlichen Elektrizitätswerks Höfe nicht verursacht. Es ist von einem maximalen Grenzwert von $Q_{\text{Spül,max}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ auszugehen, der während durchgeführten Spülprozessen, mit dem Abfluss im Sihlgerinne eingerechnet, zum Projektperimeter abfliessen kann. Bei höheren Abflussmengen der Sihl werden keine Spül- oder Unterhaltsvorgänge ausgeführt.

5.3.5 Installationsflächen

Die beiden Installationsflächen sind detailliert auf dem Plan 33-119 «Einlaufbauwerk, Sihl Materialbewirtschaftung, Installation» ersichtlich. Der westliche Installationsplatz wird auf der linken Uferseite direkt an der Sihlthalstrasse im Bereich des bestehenden Stellplatzes erstellt. Dieser ist mit einer temporären Baupiste und Bauhilfsbrücke mit dem zweiten Installationsplatz auf der rechten Seite der Sihl beim Einlaufbauwerk verbunden. An- und Abtransporte erfolgen über die Sihlthalstrasse, das Stollenausbruchmaterial, wird grösstenteils mit der Bahn über das SZU-Netz abgeführt.

Insgesamt ist ein Oberbodendepot von ca. 2'100 m², ein Zwischenlager Hinterfüllung 9'940 m², ein Zwischenlager für Wiederherstellung / Aufwertung Rütiboden von ca. 2'500 m² sowie ein Zwischendepotfläche von ca. 2'700 m² für 12'000 m³ Ausbruchmaterial vorgesehen. Die temporäre Bauhilfsbrücke ist mit einer Brückeunterkante von 475.70 m ü.M. auf einen Abfluss HQ₁₀₀ unter Berücksichtigung eines Freibords von 0.5 m ausgelegt

Unterkunft und Verpflegung für die Belegschaft sind auf dem Installationsplatz vorgesehen. Der Installationsplatz und die Baupisten werden nach Fertigstellung wieder rückgebaut und rekultiviert.

Für das Tübinglager wurde eine Fläche von ca. 550 m² ausgeschieden. Mit dieser Lagerfläche können rund 144 Tübbinge für zirka 2 Arbeitstage (durchschnittlich 18 m/AT) zwischengelagert werden.

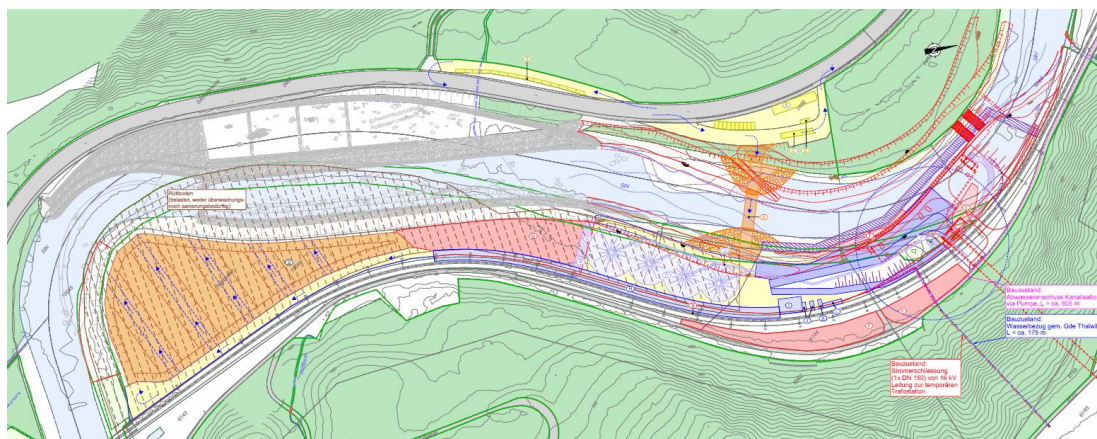


Abbildung 5.10: Planausschnitt «Einlaufbauwerk, Sihl Materialbewirtschaftung, Installation» Plan-Nr. 33-119

5.3.6 Werkleitungen

Im Baustellenperimeter des Einlaufbauwerkes gibt es bestehende Strom-, Wasser- und Elektro-Leitungen. Sowohl im Bauzustand wie im Endzustand werden einige Werkleitungsmedien benötigt.

Mitten durch die Baugrube verläuft in der Richtung von West nach Ost eine in die Jahre gekommenen Quellwasser-Transportleitung (Ø120) von 1895. Die Gemeinde möchte in Zusammenhang mit den Bauarbeiten des Entlastungstollens diese ersetzen. Um den Unterbruch für die privaten Quellwasserberechtigten minimal zu halten, wird die Umlegung der Quellwasser-Transportleitung vor den Arbeiten des Einlaufbauwerkes stattfinden. Um die Sihl zu unterqueren ist eine Spülbohrung vorgesehen. Auf den Wunsch der Gemeinde soll die Leitung neu auf ein DN 150 Hagenbucher FZM BLS ausgebaut werden. Dies muss in enger Zusammenarbeit mit der Gemeinde geschehen.

Die Baustellenerschliessung mit den Medien Wasser, Elektro und Abwasser sind im Plan 33-112 dargestellt. Das Abwasser muss mittels einer Pumpe in die höherliegende Kanalisation gepumpt werden. Wobei das zulässige Baustellenabwasser über entsprechende Absetz- und Neutralisationsbecken prioritär in den Vorfluter (Sihl) geleitet werden sollen. Um den hohen Strombedarf der TBM (bis zu 5 MVA) zu decken, ist das Stellen einer eigenen Trafostation

nötig. Für den Bauzustand ist vorgesehen, von der 16kV Leitung, welche entlang des Schwei-krütiwegs verläuft, ein PE-Rohr ($\varnothing 150$) runter zur temporären Trafostation zu ziehen. Für den Endzustand wird beim Einlaufbauwerk ein Strombedarf von ca. 200 A benötigt. Dafür werden von der Trafostation Schwei-krüti zwei PE-Rohre ($2 \times \varnothing 150$) bis zum Betriebsgebäude gezo-gen. Die Planung erfordert ein eigenes Plangenehmigungsverfahren (PGV), welches beim ESTI eingereicht werden muss. Zeitbedarf dafür ist ca. 1 Jahr. Dieses PGV soll unter der Federführung der EKZ parallel zum Bewilligungsverfahren für das vorliegende Projekt des Entlastungsstollens laufen. Zudem ist das ganze Projekt mit der EKZ abzusprechen und mit-tels der «Checkliste Baumeister» frühestmöglich in die weitere Planung einzubeziehen. So-wohl für den Bau- wie auch den Endzustand wird das Frischwasser von der bestehenden Leitung, welche ebenfalls entlang des Schwei-krütiwegs verläuft, bezogen.

Die Überwachung und Steuerung der Anlage ist an das übergeordnete Leitsystem (UeLs) anzubinden. Dafür wird eine Bohrung (Innendurchmesser $\varnothing 120$, Länge ca. 110 m) von der Autobahn bis zum Entlastungsstollen vorgesehen. Durch diese Bohrung wird ein Kabel Rich-tung Einlauf- und eines Richtung Auslaufbauwerk verlegt. Somit können die beiden Stationen in einem redundanten Ring in das Breitbandkommunikationsnetzwerk (BKN) eingebunden werden.

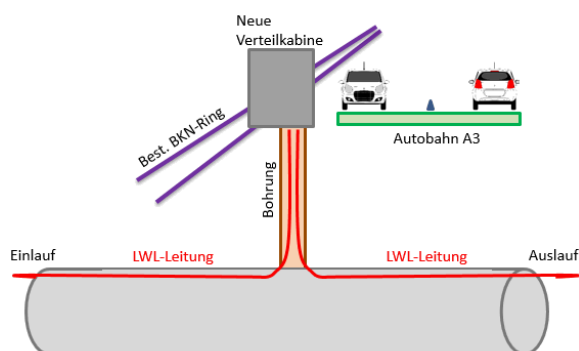


Abbildung 5.11: Anbindung an das BKN mittels Bohrung zwischen Autobahn und Entlastungsstollen

5.3.7 Überwachung

Die Sihl kann sehr kurzfristige Hochwasserspitzen aufweisen, die innerhalb von einem Tag bereits wieder abklingen. Daher ist ein Alarmkonzept vorgesehen, welches innerhalb ~1.5h Vorwarnzeit die Räumung der Baustelle (Personen und mobiles Gerät) ermöglicht. Anhand der Abflussmengen können Risikowasserspiegel definiert werden, bei denen das Personal umgehend die gefährdeten Bereiche verlassen muss. Diese können bereits bei geringeren Wasserständen als die Bemessungshochwassermengen liegen (z.B. bei Wasserstand vor der Baugrubensicherung bis max. 60 % der Fangedammhöhe).

Neben den aktuellen Wasserabflussmengen in der Sihl werden auch automatische Messun-gen der anfallenden Pumpenwassermengen erfasst. Bei einem aussergewöhnlichen Anstieg der Pumpenmengen in der Baugrube wird ebenfalls ein Alarmwert an die Bauleitung gesen-det. Dies kann ein Hinweis auf ein mögliches Problem bei der wasserseitigen Baugrubensi-cherung sein.

Die Fangedämme und Nagelwände werden laufend geodätisch überwacht, um vorzeitig un-zulässige Deformationen zu erkennen.

Mit Ankerkraftmessungen und Ausziehversuchen wird untersucht, ob die Anker der Nagel-wände und der Felssicherung die gewünschte Wirkung erreichen.

Die SZU-Bahnlinie muss während und nach den Aushubarbeiten laufend überwacht werden. Es wird ein Überwachungskonzept gemäss SBB-Richtlinie I-50009 „Überwachung der Bahn-technikanlagen bei gleisnahen Baustellen“ erstellt.

5.4 Entlastungsstollen

5.4.1 Vortriebskonzept

Der Vortrieb erfolgt fallend vom Einlaufbauwerk im Rütiboden in Richtung Zürichsee mit einer Schild-TBM. Ein steigender Vortrieb kommt aufgrund der sehr engen Platzverhältnisse, der mit dem Vortrieb verbundenen Emissionen und der stark frequentierten Seestrasse nicht in Frage. Bei den alternativen Verkleidungskonzepten erfolgt der Vortrieb mit einer Gripper-TBM.

Die Schild-TBM wird in der Baugrube des EBW montiert und auf einer Verschubbahn in den Tagbauabschnitt des Stollens geschoben. Anschliessend wird der Reaktionsrahmen mit Druckring für die Aufnahme der Vorschubkräfte auf den ersten Metern in der Baugrube gehoben und verankert.

5.4.2 Gefährdungsbilder

Aufgrund der prognostizierten geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse (s. Kapitel 2.6, werden die in Tabelle 5.2 dargestellten geologisch-geotechnischen Hauptgefährdungsbilder erwartet bzw. sind die dort aufgeführten Massnahmen vorgesehen.

Tabelle 5.2: Gefährdungsbilder und Massnahmen.

Gefährdungsbild	Beschrieb Gefährdungsbild	Massnahme Grundlösung mit Schild-TBM	Massnahme alternative Auskleidungskonzepte mit Gripper-TBM
Niederbruch und Steinfall	Aufgrund der nahezu horizontalen Schichtung der oberen Süsswassermolasse und z.T. schwachen Mergelschichten sind v.a. Niederbrüche im First und Kämpferbereich zu erwarten.	Einbau der Tübbinge im Schutz des Schilds	Sicherung des Ausbruchrandes direkt hinter dem Kurzschild. Ganzflächige Versiegelung um eine Verwitterung der Mergel zu verhindern.
Übermässiger Wasseranfall	Lediglich in den Fels-Randzonen beim Ein- und Auslaufbauwerk kann ein erhöhter Kluftwasseranfall auftreten. Während dem Hauptvortrieb ist generell nur mit einem sehr geringen Wasseranfall zu rechnen.	Ringspalt wird mit Mörtel verpresst.	Sofortige Versiegelung des Ausbruchrandes mit Spritzbeton.
Grundbruch beim Verspannen der TBM-Gripper	Beim Verspannen der Gripper in Mergellagen kann es zu einem Grundbruch kommen.	-	Vergrösserung der Gripperplatten, bzw. temporäre Vergrösserung der Auflagefläche. Als Notmassnahme kann der Baugrund verfestigt oder ersetzt werden.
Unzulässige Sohlhebungen infolge Quellen des Gebirges (Mergel und Bentonithorizont)	Gestützt auf die Erfahrungen während dem Bau des ZBT I wird aufgrund des erwarteten hohen Karbonatgehalts das Quellpotential der mergligen Gesteine der oberen Süsswassermolasse im Projektperimeter als gering eingestuft. Der Stollen durchfährt zudem den Küssnachter Bentonithorizont (Mächtigkeit ca. 10 - 15 cm; ca. 550 m ü.M.) schleifend bezüglich der vertikalen Linienführung. Quelldrücke auf das Tunnelgewölbe sind nur zu erwarten, wenn sich der Bentonithorizont im Bereich der Sohle befindet. Aufgrund der sehr kleinen Mächtigkeit nimmt der Quelldruck jedoch bereits bei	Beim Schild-TBM-Vortrieb wird der Tübbingring kurz hinter der Ortsbrust geschlossen und ist in der Lage die entstehenden Quelldrücke aufzunehmen.	Beim Vortrieb mittels einer Gripper-TBM wird die geringmächtige Bentonitschicht bei einem Auftreten in der Sohle vor dem Einbau des Sohlübbings ersetzt.

Gefährdungsbild	Beschrieb Gefährdungsbild	Massnahme Grundlösung mit Schild-TBM	Massnahme alternative Auskleidungskonzepte mit Gripper-TBM
	geringen Sohlhebungen stark ab.		
Unzulässige Setzungen infolge einer <i>späteren</i> Unterquerung durch den ZBT II	Infolge einer späteren Unterquerung des Stollens durch den ZBT II sind Setzungen infolge Spannungsumlagerungen oder Niederbrüche unterhalb des bestehenden Stollens denkbar.	<p>Beim Vortrieb mit einer offenen Schildmaschine ist eine permanente Verschraubung der Tübbinge in diesem Bereich vorgesehen. Gestützt auf die Erfahrungen während dem Bau des ZBT I wird aufgrund des erwarteten hohen Karbonatgehalts das Quellpotential der mergligen Gesteine der oberen Süsswassermolasse im Projektperimeter als gering eingestuft. Bei der Überquerung des geplanten Zimmerberg-Basistunnels muss ein minimaler Abstand von ca. 3 m eingehalten werden.</p> <p>Diese Massnahmen können nur umgesetzt werden, wenn die Linieneinführung des ZBT II rechtzeitig festgelegt wird. Ist dies nicht der Fall, müssen bei der Erstellung des ZBT II geeignete Massnahmen vorgesehen werden, um die Funktionstüchtigkeit und Dauerhaftigkeit des bestehenden Stollens nicht zu gefährden.</p>	Beim Gripper-TBM Vortrieb soll eine verstärkte Ausbruchssicherung und die Armierung der Sohle in diesen Bereichen vorgesehen werden.
Beschädigung des Bohrkopfs beim Anfahren der Ausbruchssicherung des ZBT II bei einer <i>früheren</i> Erstellung des ZBT II	Beim Anfahren von Stahlankern besteht die Gefahr einer Beschädigung des Bohrkopfs der TBM.	Bei der Sicherung des ZBT II im Bereich der Querung soll auf Radialanker verzichtet werden oder mit GFK-Ankern gesichert werden.	

5.4.3 Ausbruchssicherung

5.4.3.1 Grundlösung

Beim Vortrieb mit einer Schild-TBM erfolgt die Sicherung des Ausbruchrandes mittels 27.5 cm starken Tübbingen, die im Schutz des Schildes eingebaut werden (Abbildung 4.12).

5.4.3.2 Alternative Auskleidungskonzepte

Für die Ausbruchssicherung beim Vortrieb mittels einer Gripper-TBM sind 3 Profiltypen vorgesehen. Die Sicherung erfolgt mittels Spritzbeton, Netzen, Reibrohrankern im Kämpfer-/ Firstbereich bzw. Gitterträgern.

In der oberen Süsswassermolasse ist eine unverzügliche Versiegelung der Felsoberfläche für die Standfestigkeit entscheidend, um einer Verwitterung der Mergellagen entgegenzuwirken. Alle drei Sicherungstypen sehen eine vollumfängliche Spritzbetonschicht bis zum

Sohltübbing vor. Für die Profiltypen 1 und 2 sind 25 cm Spritzbeton und für den Profiltyp 3 30 cm Spritzbeton vorgesehen. Die erste Netzlage wird dabei auf die 4 cm starke Versiegelungsschicht gelegt.

5.4.4 Verkleidung

Bei der Grundlösung erfolgt die Sicherung des Ausbruchrandes bzw. die definitive Auskleidung mit einem einschaligen Tübbingring. Mit dem Vortrieb ist die definitive Verkleidung ebenfalls erstellt.

Die Ausbruchsicherung aus 25 cm bis 30 cm Spritzbeton stellt bei der Spritzbetonvariante den endgültigen Ausbau dar. Eine zusätzliche Spritzbetonschicht als Verkleidung ist nicht vorgesehen.

5.4.5 Wasserhaltung

Die Wasserhaltung während dem Vortrieb erfolgt über Pumpen im Vortriebsbereich. Gemäss dem geologischen Gutachten (siehe Abschnitt 2.6.6.2) ist jedoch mit sehr wenig Wasser im Stollen zu rechnen. Nach dem Durchschlag kann das Wasser frei in Richtung ABW abfließen, wo es gefasst und kontrolliert abgeführt wird.

Alternatives Auskleidungskonzept offene Gripper-TBM und Spritzbetonverkleidung

Grössere Wasserzutritte werden vor dem Aufbringen der Spritzbeton-Ausbruchsicherung mit einer Baudrainage (Halbschalen und oder Noppenfolie) gefasst und in Schläuchen auf den Sohltübbing abgeleitet. Der Sohltübbing ist mit einer Entwässerungsrinne ausgestattet. In regelmässigen Abständen sind Sohltübbinge auszusparen und stattdessen Pumpensümpfe einzurichten. Nach dem Bau werden die Pumpensümpfe ausbetoniert und die Drainageleitungen ausinjiziert.

5.4.6 Arbeitssicherheit

Beim Bau des Entlastungsstollens sind die in Tabelle 5.3 aufgeführten Punkte von zentraler Bedeutung.

Tabelle 5.3: Massnahmen Arbeitssicherheit (nicht abschliessend)

Kriterium	Vorgesehene Massnahmen Bauprojekt	Massnahmen Ausführung
Lüftung, Luftqualität, Entstaubung	Baulüftung Emissionsarmes Ausbruchverfahren mit TBM-Vortrieb	Ausreichende Arbeitsplatzbelüftung Überwachung des Luftstroms und der Luftqualität MAK-Werte messen und Grenzwerte einhalten (ggf. Einsatz einer Entstaubungsanlage) Partikelfilter bei dieselmotorbetriebenen Maschinen, oder Einsatz von Elektrofahrzeugen
Beleuchtung	-	Mindestbeleuchtung Notbeleuchtung
Zufahrten, Transportwege und Bauinstallationsplätze	Genügend Platz für Verkehrsflächen und auf Installationsplätzen	Trennung Verkehrswege von Arbeitsflächen und Fusswegen
Vortrieb und Hohlraumsicherung	Wahl der Vortriebsmethode Sicherungsmassnahmen	Umsetzung

Kriterium	Vorgesehene Massnahmen Bauprojekt	Massnahmen Ausführung
Brandschutz und Umgang mit chemischen Stoffen	-	Deponieren von brand- und explosionsgefährlichen Stoffen an einem sicheren Ort Einsatz von brandsicheren Fördergurten Rettungscontainer mit Frischluftversorgung
Aussergewöhnliche Gefährdung (Hochwasser) und Rettung von Personen	Hoher Schutzgrad (gegen Hochwasser) bei den wasserseitigen Baugrubenabschlüssen Absprache mit Spezialisten	Kommunikation (sichere Sprechverbindung) Überwachung resp. Abflussmessung Sihl und Nutzung IFKIS-Hydro Sihl Alarmkonzept Rettungskonzept

Der Bauunternehmer wird vor Beginn der Bauarbeiten ein schriftliches, baustellenspezifisches Gesundheits- und Arbeitssicherheitskonzept einreichen. Im Gesundheits- und Arbeitsschutzkonzept hat der Unternehmer aufzuzeigen, wie die gesetzlichen Vorschriften und Zielvorgaben bezüglich Gesundheitsschutz und Arbeitssicherheit erreicht werden.

Hochwassersicherheit der Baustelle

Die hydraulischen Berechnungen sind in Beilage 8 beschrieben. Für die Bauphase des Entlastungstollens gelten die gleichen Überlegungen wie für das Einlaufbauwerk in Kapitel 5.3.4.

Während dem Vortrieb wird der Entlastungstollen durch einen Kastenfangedamm, welcher auf ein HQ₁₀₀ ausgelegt ist, geschützt.

Nach dem Abschluss der Vortriebsarbeiten ist beim Stolleneingang eine temporäre Abschlussvorrichtung vorgesehen, damit bei grösseren Hochwasserereignissen die Überflutung auf die Baugrube des Einlaufbauwerks beschränkt bleibt.

Für die Sicherheit des Baustellenpersonals das im fallenden Vortrieb arbeitet, muss bei Hochwassersituationen (Abflüsse > 250 m³/s) die Baustelle eingestellt werden. Die im Vergleich zur Risikowassermenge von 430m³/s relativ tief angesetzte Wert ermöglicht eine frühzeitige Alarmierung, die es dem Personal ermöglicht den Stollen zu verlassen. Ein Ansteigen des Sihl-Abflusses von 100 m³/s pro Stunde ist durchaus denkbar (siehe Kapitel 2.3.3).

5.4.7 Überwachung

Zur Beweissicherung werden vor dem Beginn des Vortriebs resp. den Bauarbeiten Rissaufnahmen an den umliegenden Gebäuden durchgeführt. Während und nach den Vortriebsarbeiten müssen die Erschütterungen an den nahegelegenen Gebäuden gemessen werden. Gegebenenfalls ist auch eine geodätische Überwachung von besonders nahe am Stollenbauwerk liegenden Gebäuden und Infrastrukturanlagen vorzusehen.

Die Überwachung der SBB Bahnlinien Zürich – Luzern bzw. Zürich – Chur während und nach den Vortriebsarbeiten, erfolgt zusammen mit der messtechnischen Überwachung der Baugrube beim Auslaufbauwerk und ist in der Beilage 14 beschrieben.

5.5 Auslaufbauwerk

5.5.1 Übersicht Baufelder

Das Auslaufbauwerk in den Zürichsee wird im Tagbau erstellt. Die Bauarbeiten werden wie in Abbildung 5.12 dargestellt in insgesamt vier Abschnitte resp. Baufelder unterteilt:

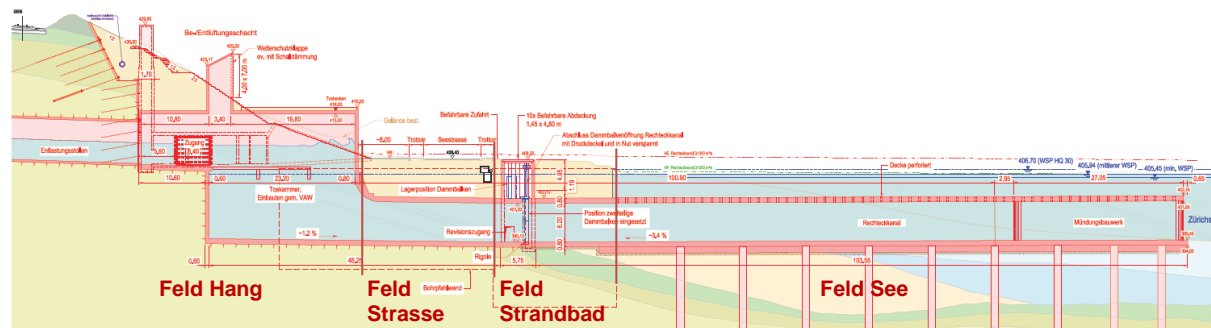


Abbildung 5.12: Unterteilung des Auslaufbauwerks in Baufelder

Das «Feld Hang» liegt grösstenteils im Fels. Als Baugrubenabschlüsse kommen hier sowohl im Fels, als auch im Lockergestein Nagelwände zum Einsatz. Die Felder Strasse und Strandbad werden mit Bohrpfehlwänden gesichert. Dieser Abschnitt wurde unterteilt, da für die Pfahlarbeiten im Strassenbereich die Seestrasse auf das Gelände des Strandbads umgelegt werden muss. Die Baugrubensicherung im «Feld See» besteht aus einer gespriessten Spundwand.

5.5.2 Bauablauf, Bauphasen

Die Bauarbeiten beginnen mit den Abbrucharbeiten im Bereich des Seebades Bürger I und der Vorbereitung der Installationsplätze.

Bauzustand 1, Arbeiten Felder Strandbad und See (siehe Plan 33-308)

Die Bauarbeiten im «Feld See» starten gleichzeitig mit jenen im «Feld Strandbad».

Im «Feld See» werden die Bauarbeiten in fünf Schotten unterteilt, welche schrittweise vom Ufer ausgehend ausgeführt werden. Der Ablauf pro Schott läuft wie folgt ab:

- Voraushub Unterwasser bis auf Niveau 402.00 m ü.M.
- Erstellen der Filterbrunnen und der Bohrpfähle, Vorbohren für die Spundwände
- Einbau der Aussteifungsrahmen, abgestützt auf in den Boden gerammte Stahlrohre
- Rammen der Spundwände, wobei die Aussteifungsrahmen als Rammschablone dienen
- Aushub Unterwasser
- Erstellen der Spriessplatte mit Unterwasserbeton
- Lenzen der Baugrube und Ortbetonbau
- Überschütten des Bauwerks, Fluten der Baugrube und Rückbau der Spriess
- Ziehen der Spundwände

Die Arbeiten im «Feld Strandbad» dienen als Vorbereitung für die Bauphase im «Feld Strasse». Als erstes werden die Baugrubenabschlüsse mit Bohrpfehlwänden ausgeführt. Währenddessen erfolgt das Umlegen des querenden ARA-Kanals sowie weiterer Werkleitungen. Anschliessend folgen schrittweise das Abpumpen des Wassers in der Baugrube, der Aushub und der Einbau der zwei Spriesslagen. Der Rechteckkanal wird in Ortbeton erstellt. Für das Dammbalkenbauwerk dienen die Bohrpfehlwände als negative Schalung. Der Recht-

eckkanal ist konventionell mittels zweihäufiger Wandschalung zu erstellen. Nach dem Neubau des parallel zum Rechteckkanal in den Zürichsee verlaufenden ARA-Kanals wird der Betonbau wieder überschüttet, sodass die Seestrasse für die Arbeiten im «Feld Strasse» in diesen Bereich umgelegt werden kann. Die Dammbalken werden als seeseitiger Abschluss eingesetzt um den landseitigen Teil des Bauwerks vom See abzuschotten. Das Auslaufbauwerk in den Feldern Strandbad und See ist mit Abschluss dieser Bauphase komplett fertiggestellt.

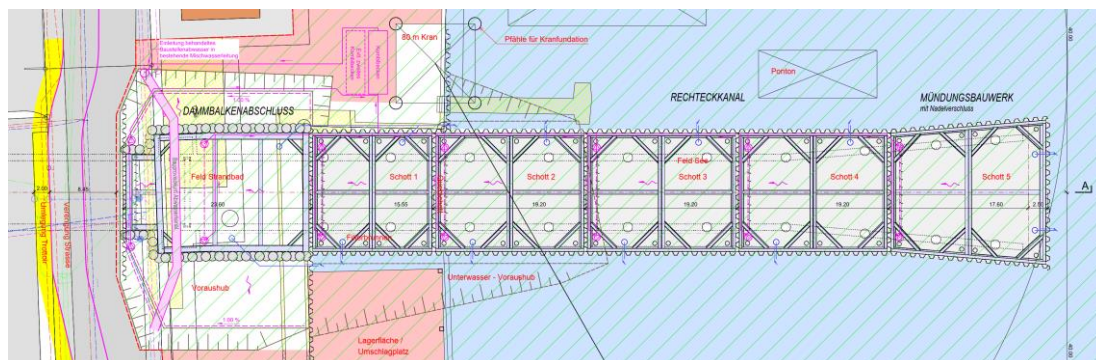


Abbildung 5.13: Bauphase 1: Arbeiten in den Feldern Strandbad und See (Auszug aus Plan 33-308)

Bauzustand 2, Voreinschnitt Feld Hang und Demontage TBM (siehe Plan 33-309)

Nach Abschluss der Arbeiten im «Feld Strandbad» starten die Arbeiten im «Feld Hang». Der Voreinschnitt wird bis auf das Niveau des Stollenausgangs auf 406.35 m ü.M. erstellt. Der Felsabbau kann entweder durch Schrämen mittels Teilschnittmaschine oder Sprengen erfolgen. Das Lösen mit Hydraulikhammer wird als zu lärmintensiv beurteilt, Rippeln mittels Dozer wird aufgrund des begrenzten Platzverhältnisse als nicht ideal erachtet. Insofern ist abzuwägen, ob zur Emissionsbegrenzung und somit Schonung der Anwohner ein zyklischer, sprengtechnischer Vortrieb – mit einigen Sprengungen pro Tag – einer kontinuierlichen Lärm- und Staubeentwicklung beim Schrämen vorzuziehen ist.

Von der Portalwand wird ein 30 m langer konventioneller Gegenvortrieb mit Spriessschirmen bis hinter das SBB-Trasseee erstellt. Der vom Sihltal her mit der TBM fallend vorgetriebene Entlastungsstollen durchsticht zu einem späteren Zeitpunkt den Gegenvortrieb. Anschliessend wird die TBM in die Baugrube gezogen und dort demontiert.

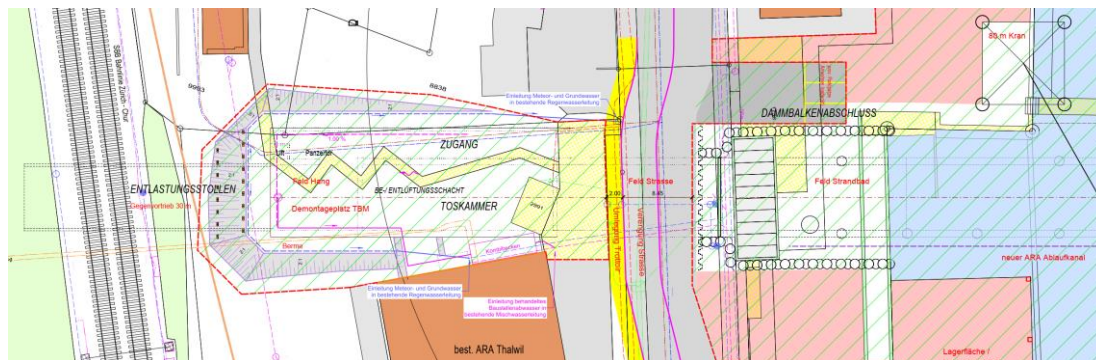


Abbildung 5.14: Bauphase 2: Arbeiten im Feld Hang (Auszug aus Plan 33-309)

Bauzustand 3, Arbeiten Feld Hang und Strasse (siehe Plan 33-310)

Nach der Demontage der Tunnelbohrmaschine beginnen die Arbeiten im «Feld Strasse». Zunächst wird die Seestrasse in Richtung See umgelegt, sodass die noch fehlenden Bohrpfehlwände im Feld Strasse erstellt werden können. Anschliessend ist die Baugrube schrittweise mithilfe von Pumpen trocken zu legen und mit dem Aushub und Einbau der Spriessen

zu beginnen. Nach Abschluss der Betonarbeiten wird das Bauwerk überschüttet, woraufhin die Seestrasse wieder an ihre ursprüngliche Lage zurückverlegt wird.

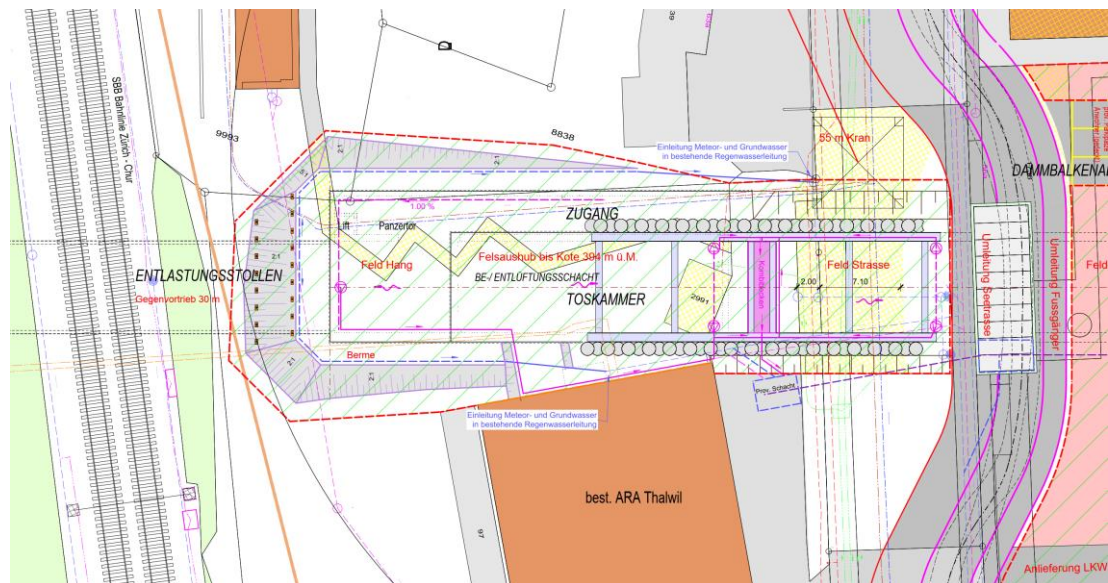


Abbildung 5.15: Bauphase 3: Arbeiten in den Feldern Hang und Strasse (Auszug aus Plan 33-310)

5.5.3 Baugruben

Feld Hang

Die Baugrube im «Feld Hang» liegt im unteren Bereich im Fels der Oberen Süsswassermolasse. Die obersten ca. 6 m der Süsswassermolasse sind stark verwittert und als lockergesteinsähnlich zu betrachten. Überlagert wird der verwitterte Fels durch eine ca. 3 m mächtige Lockergesteinsschicht (Moräne, Auffüllungen). Die Baugrubensicherung erfolgt mittels Spritzbeton und Ankern. Der Felsaushub erfolgt vertikal, sodass die Baugrubensicherung später als negative Schalung für den Betonbau verwendet werden kann. Der Fels wird mit Spritzbeton und 6.00 m langen Mörtelankern Ø25 mm gesichert. Die Anker sind in einem Raster von 2.00 x 2.00 m angeordnet und 10° geneigt. Eine Aushubetappe ist jeweils 2.00 m hoch. Ergänzt wird die Felssicherung durch 10.00 m lange Drainagebohrungen. Diese werden verrohrt, mit einem gelochten PEHD-Rohr Ø90 mm, ausgeführt. Die Lockergesteinsbereiche werden mittels Nagelwänden gesichert. Die Nagelwände sind 2:1 geneigt und erhalten eine 2 - 3 m breite Berme zu den vertikalen Felswänden. Als Nägel kommen 6.00 bis 8.00 m lange Selbstbohranker Ø32/22 mm zum Einsatz. Diese werden in einem Raster von 1.50 x 1.50 m (Portalwand) bzw. 1.50 x 2.00 m (seitliche Wände) und mit einer Neigung von 20° angeordnet. Eine Aushubetappe ist im Lockergestein jeweils 1.50 m hoch. Zur Reduzierung der Verformungen neben dem SBB-Trasse wird die Vernagelung durch die Anordnung zweier vorgespannter Ankerlagen ergänzt. Der Verankerungskörper werden im intakten Fels der Oberen Süsswassermolasse ausgeführt, um Hebungen beim Verpressen der Anker mit Injektionsgut zu vermeiden. Die vorgespannten Anker werden mit einer Länge von 22.0 m (obere Lage) bzw. 15.0 m (untere Lage) ausgeführt. Wie im Felsbereich, wird die Böschungssicherung durch 10.00 m lange, verrohrt ausgeführte Drainagebohrungen ergänzt.

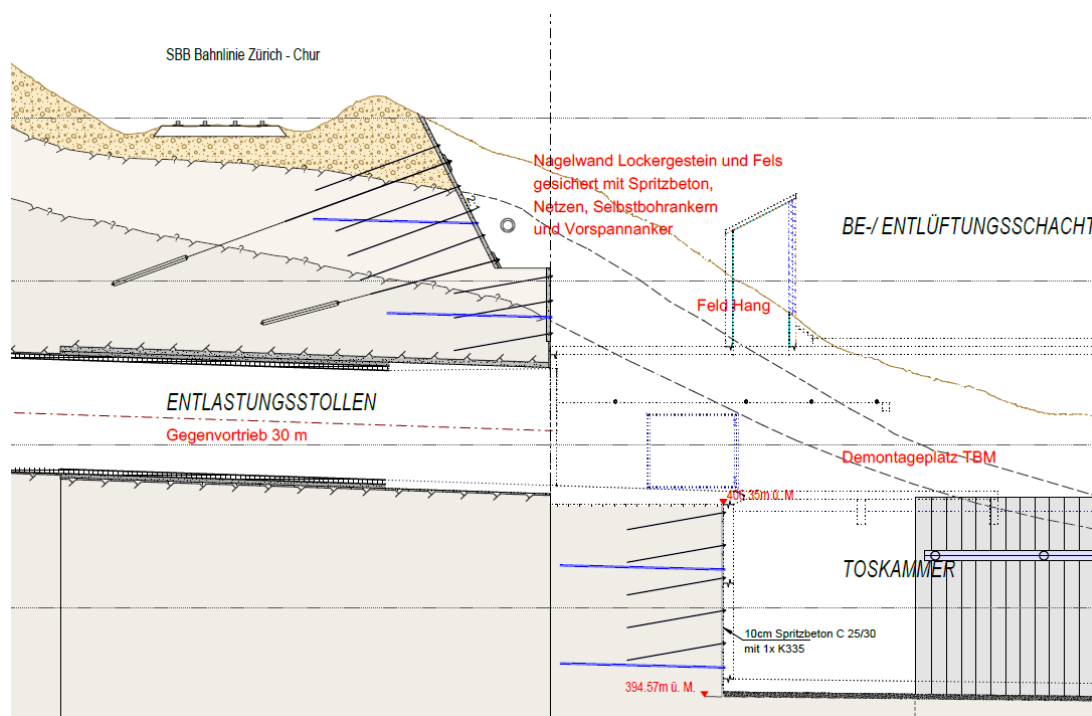


Abbildung 5.16: Voreinschnitt Abschnitt Hang (Bauzustand 3)

Feld Strandbad und Strasse

Die Baugrube in den Feldern Strandbad und Strasse liegt grösstenteils im Lockergestein. Der Grundwasserspiegel, welcher mit dem Zürichsee korrespondiert, steht knapp unter der Terrainoberfläche an. Als Baugrubenabschlüsse kommen deshalb überschnittene Bohrpfahlwände zum Einsatz. Die Pfahloberkante liegt auf 406.75 m ü.M. Die Bohrpfähle weisen einen Durchmesser von 1.18 m auf und werden ca. 2 - 3 m unter die Baugrubensohle eingebunden. Jeder zweite Pfahl ist armiert. Die Bohrpfahlwände müssen eine genügende Dauerhaftigkeit aufweisen, sodass sie im Endzustand die auf das Auslaufbauwerk wirkenden Erddruckkräfte abtragen können.

Beim Übergang vom «Feld See» auf das «Feld Strandbad» findet auch der Wechsel im Baugrubenabschluss von Spundwänden auf Bohrpfahlwände statt. Zur Abdichtung des Übergangs Spundwand-Bohrpfahlwand dienen Injektionskörper, welche sich von der Unterkante der Spundwand bis zur Oberkante der Baugrube erstrecken. Diese werden zwischen den Ecken des mit Spundwänden umschlossenen «Feld See» und den jeweils ersten Bohrpfählen des «Feld Strandbad» erstellt.

Im «Feld Strandbad» werden für den Bauzustand zwei Spriesslagen benötigt, welche schrittweise mit dem Aushub eingebaut werden. Die erste Spriesslage wird auf 403.20 m ü.M. angeordnet und kommt oberhalb der Decke des Betonkanals zu liegen. Spriesslage zwei auf 398.70 m ü.M. liegt unterhalb der Decke des Rechteckkanals. Nach dem Betonieren der Bodenplatte, welche ihrerseits als Spriess wirkt, kann die zweite Spriesslage entfernt werden. Anschliessend können Wände und Decke des Rechteckkanals erstellt und hinterfüllt werden. Im Feld Strasse wird aufgrund der höher anstehenden Felsoberfläche nur die obere Spriesslage auf 403.20 m ü.M. erforderlich. Für die Aussteifung kommen Longarinen 2 x HEB 800 und Spriessen ROR 559 · 20. zum Einsatz. Im Feld Strandbad werden zudem Eckaussteifungen 2 x HEB 400 eingebaut. Aufgrund der hohen Lasten wird für beide Spriesslagen die Stahlsorte S355 verwendet.

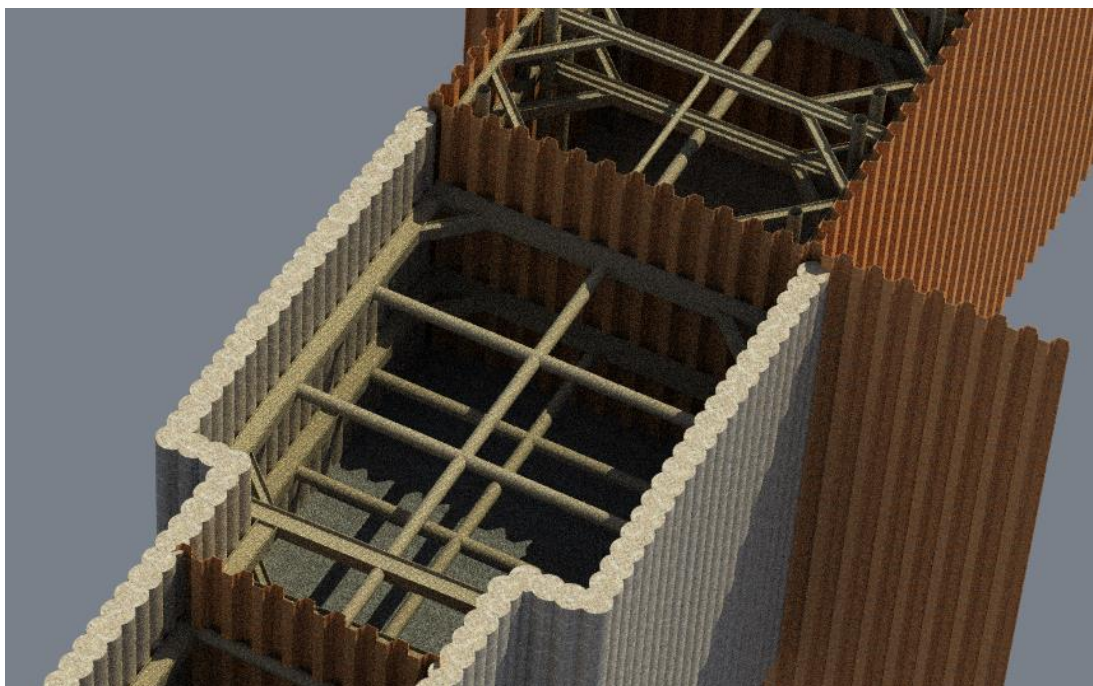


Abbildung 5.17: Baugrube Abschnitt Strandbad, Bohrpfähle und Spriessung

Feld See

Das «Feld See» bezeichnet jenen Teil des Auslaufbauwerks, welcher im Zürichsee zu liegen kommt. Die Baugrube muss hier komplett im Lockergestein erstellt werden, wobei die meisten Arbeiten im Wasser stattfinden. Als Baugrubenabschlüsse kommen hier Spundwände zum Einsatz. Als Spundwandprofil wird ein PU28 der Stahlsohrte S355 benötigt. Die Spundwände werden mit einer Länge von 27.00 m ausgeführt und in den Felsen der Oberen Süsswassermolasse eingebunden. Für das Einbringen der Spundwände sind Vorbohrungen erforderlich. Die Einbindung der Spundwände in den Felsen ist statisch aufgrund der ungenügenden Stützung des Spundwandfusses in den weichen Seesedimenten erforderlich. Zur Reduktion der zu pumpenden Wassermengen wird die Baugrube in fünf mit Querschotten abgetrennte Bereiche unterteilt. Dies hat auch den Vorteil, dass die Bohr-, Ramm-, Aushub und Betonarbeiten zum Teil parallel erfolgen können. Die Baugrube wird mit zwei Stahlspriesslagen, sowie der 1.00 m dicken Baugrubensohle aus Unterwasserbeton gestützt.

Die erste Spriesslage auf 406.20 m ü.M. kommt knapp oberhalb des mittleren Wasserspiegels des Zürichsees zu liegen. Sie besteht aus Longarinen HEB 400 und Spriessen ROR 298.5 · 16.0. Die zweite Spriesslage auf 403.20 m ü.M. wird knapp oberhalb der Decke des Auslaufbauwerks angeordnet. Diese wird aus Longarinen 2 x HEB 600 und Spriessen ROR 559 · 20 der Stahlqualität S355 gebildet. Für die Eckaussteifungen kommen 2 x HEB 400 Profile zum Einsatz. Die Aussteifungsrahmen werden so konstruiert, dass sie an Land vorgefertigt und in zwei Elementen einfach versetzt und verbunden werden können. Die beiden Spriesslagen stützen sich auf gerammte Stahlrohre ab und dienen als Ramm-schablone für die Spundwände. Beide Spriesslagen werden mit den Spundbohlen verschweisst. Zur Aufnahme von möglichen Toleranzen zwischen Spundwand und Spriesslagen dienen Unterlagsplatten aus Stahl. Die Obere Spriesslage wird durch die Spundwände auf Zug beansprucht. Auf der Höhe der zweiten Spriesslage hingegen werden die Spundwände gegen die Spriessen gedrückt, was in den Spriessen zu einer Druckbeanspruchung führt. Die dritte Spriesslage stellt die 1.00 m dicke Unterwasserbetonplatte dar. Nach dem Erstellen dieser dritten Spriesslage kann die Baugrube gelenzt werden. Die Baugrubensicherung ist in Abbildung 5.18 veranschaulicht. Die Spundwände werden nach dem Erstellen des Betonbaus wieder soweit möglich zurückgewonnen. Sollte dies aufgrund von verklemmten Bohlen nicht möglich sein, werden diese unter dem Niveau des Seegrundes abgetrennt und überdeckt. Die Querschotts werden voraussichtlich im Boden belassen auf dem Niveau des Unterwasserbetons abgetrennt.

Die Fahrroute der Zürichsee Schifffahrtsgesellschaft ZSG liegt im Bereich der Baugrube ca. 110 m vom Ufer entfernt. Somit tangiert sie den Bauperimeter nicht. Die von einem vorbeifahrenden Schiff entstehenden Wellen sind im Freibord der Baugrubensicherung berücksichtigt.

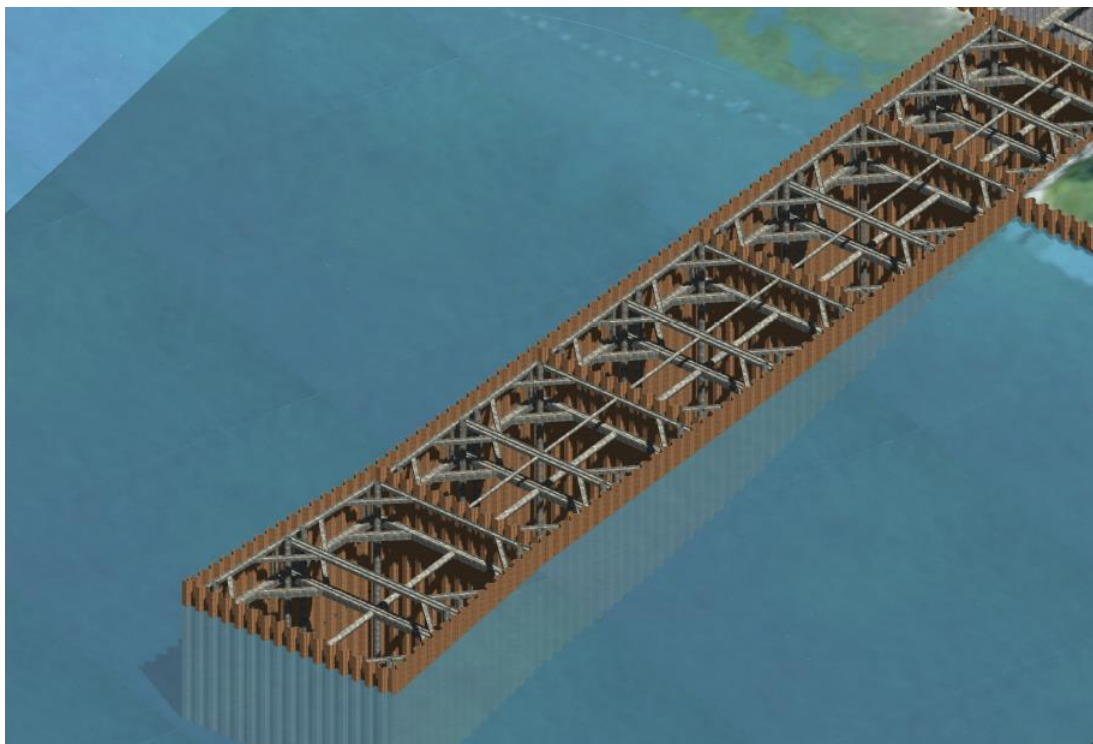


Abbildung 5.18: Spundwände und Aussteifung Feld See

5.5.4 Wasserhaltung

Die Wasserhaltung in den Baugruben erfolgt mit Filterbrunnen. Die Bohrspfähle werden überschnitten ausgeführt und einige Meter in den Felsen eingebunden (Felder 2 Strasse und 3 Strandbad), damit eine maximale Dichtigkeit der Baugrube erreicht wird. Ziel ist eine Minimierung der Beeinträchtigung des umliegenden Grundwasserspiegels. Die Spundwände werden in den Felsen vorgebohrt (Feld 4 See). Zur zusätzlichen Abdichtung können an den Spundwandfüssen Bentonitinjektionen ausgeführt werden.

Sämtliches in der Baugrubensohle anfallende Wasser inkl. Meteorwasser wird über Absetzbecken und eine Neutralisationsanlage in die Schmutzwasserkanalisation eingeleitet. Insbesondere beim Abpumpen der 5 Schotte im «Feld See» fallen sehr grosse Wassermengen an. Für das Abpumpen der ca. 4'000 m³ pro Schott wird mit einer Dauer von ca. 4 Tagen gerechnet was einer durchschnittlichen Wassermenge von ca. 40 m³/h oder 12 l/s entspricht. Eine zusätzliche Reinigungsstufe wegen der Zinnbelastung der oberen Lockergesteinsschichten ist zu prüfen.

Das saubere Wasser aus den Filterbrunnen und den Drainagebohrungen kann direkt in den Zürichsee geleitet werden. Im «Feld Hang» wird das Wasser aus den Drainagebohrungen sowie das auf der Berme anfallende Wasser aus der Lockergesteinsschicht gefasst und in die Sauberwasserleitung eingeleitet. Die Wasserqualität muss laufend überwacht werden, um Verschmutzungen zu erkennen.

5.5.5 Arbeitssicherheit

Für das Auslaufbauwerk gelten die gleichen Überlegungen und Massnahmen wie für das Einlaufbauwerk in Kapitel 5.3.4.

Hochwassersicherheit der Baustelle

Die Baugrubenabschlüsse des Auslaufbauwerks sind auf ein HQ₃₀ des Zürichsees (406.70 m ü.M.) ausgelegt. Die Oberkante der Spundwände in «Feld 4 Strasse» kommt auf 407.50 m ü.M. zu liegen. Mit dem Freibord von 0.80 m zum Bemessungswasserspiegel ist die Hochwassersicherheit auch bei grösserem Wellenaufbau gewährleistet. Die Oberkante der Bohrpfehlwände in den Feldern 2 und 3 liegt auf 406.75 m ü.M., womit diese nur knapp über dem Pegel bei HQ₃₀ liegt. In diesem Bereich ist die Hochwassersicherheit jedoch leicht mittels zusätzlicher temporärer Massnahmen (z.B. Sandsäcken) zu gewährleisten.

5.5.6 Installationsflächen

Als Hauptinstallationsfläche für das Auslaufbauwerk dient das Grundstück des Seebades Bürger I. Diese Fläche abzüglich der Baugrube beträgt 1'800 m². Mit einem Turmdrehkran mit 80 m Ausleger können die Felder Strasse, Strandbad und See sowie die gesamte Installationsfläche bedient werden.

Für den Pontonbetrieb wird eine Seefläche in der Breite des Grundstücks des Strandbads und in der Länge des Feldes See zuzüglich mindestens 35 m benötigt. An der bestehenden Seemauer im Bereich des Strandbads wird eine Installationsplattform auf gerammten Stelzen errichtet. Auf dieser Installationsplattform werden Baubüros (Container, zweistöckig) mit darunterliegenden Parkplätzen sowie eine Lagerfläche angeordnet. Zudem dient die Plattform als Anlegestelle für Pontons und Bauschiffe. Diese Plattform wird aus Platzgründen während der gesamten Bauzeit beim Auslaufbauwerk benötigt.

Sobald die Seestrasse umgelegt ist (BZ3) wird der anderen Seite der Seestrasse eine Fläche für einen zweiten Turmdrehkran mit 60 m Ausleger beansprucht. Dieser bedient die beiden Felder Hang und Strasse und erreicht auch einen Teil der Hauptinstallationsfläche.

Für die Pfahlarbeiten in den Feldern Strasse und Strandbad wird ein Teil der Seestrasse als Baufläche beansprucht. Während den Pfahlarbeiten im «Feld Strandbad» und dem Neubau des ARA-Kanals wird die Fahrbahnbreite der Seestrasse verkleinert und das seeseitige Trottoir aufgehoben. Während den Pfahlarbeiten im «Feld Strasse» wird die Seestrasse auf das Grundstück des Seebades umgelegt.

Für die Erstellung der Baugrube und des Betonbaus im «Feld Hang» werden weitere Flächen verschiedener Grundstücke beansprucht. Diese ergeben sich aus den minimal benötigten Abmessungen der Baugrube. Von Einschränkungen betroffen sind Garagen und Gebäudezugänge, für welche während der Bauzeit Ersatz geschaffen werden muss.

5.5.1 Werkleitungen

Im Bauperimeter des Auslaufbauwerks liegen diverse Werkleitungen, die für den Bauzustand umgelegt werden müssen und grösstenteils für den Endzustand an gleicher oder an anderer Stelle wieder erstellt werden. Die bestehenden Werkleitungen sowie deren (permanenten) Abbruch sowie die neu projektierten Werkleitungen sind im Werkleitungsplan 33-303 dargestellt. Die geplanten Provisorien und die Wiederherstellung der Werkleitungen sind (teilweise) noch nicht mit den jeweiligen Verantwortlichen der Anlagen abgestimmt, was jedoch spätestens vor Beginn der Ausführungsplanung erfolgen wird.

Tabelle 5.4: Massnahmen Werkleitungen (abgestimmt auf Vorprojekt ARA Zimmerberg)

Leitung	Während Bau	Endzustand
Mischabwasser-Zulaufkanal 1050/1300	Provisorium BZ 1	Wiederherstellung an gleicher Lage
Neuer Mischabwasser-Zulaufkanal 1000/1000 für neue ARA Zimmerberg		Vorbereitung Strassenquerung NW 1000 für neue ARA, Seeseitiges Schachtbauwerk
Reinabwasser: Ablaufkanal 1100/900	Bauprovisorium BZ 1	Vorbereitung neue Ablaufleitung NW 1300 entlang Auslaufbauwerk in den Zürichsee für neue ARA Zimmerberg

Leitung	Während Bau	Endzustand
Neuer Reinabwasser-Ablaufkanal NW 1300 für neue ARA Zimmerberg		Vorbereitung Strassenquerung NW 1300 für neue ARA, Seeseitiges Schachtbauwerk
Leitung Reinabwasser: Leitung DN400	Bauprovisorium BZ 1	Zu klären, evtl. Einleitung in neue Auf- laufleitung NW 1300
Mischabwasser: AZR DN 300 von der bestehenden ARA	Bauprovisorium BZ 1	Einleitung in vorbereitete neue Strassenquerung Mischabwasser
Reinabwasser: AZR DN 700 von der bestehenden ARA	Bauprovisorium BZ 1	Einleitung in vorbereitete neue Strassenquerung Reinabwasser
Mischabwasser «Chapf»: dn 600 zur bestehenden ARA	Bauprovisorium BZ 2 und 3 frostsicher	Diese Leitung wird allenfalls durch ein Drittprojekt an eine andere Lage (westlich der Baugrube) versetzt
Schächte Strassenentwässerung strassenquerende Leitung dn 300, Leitung dn 150	Bauprovisorium	Neuerstellung Strassenentwässerung und Platzentwässerung an leicht angepasster Lage
Wasserversorgung: duktile Gussleitung mit FZM-Ummantelung, dn 150, Betriebsdruck 10 bar	Bauprovisorium BZ 2 und 3 frostsicher	Wiederherstellung an ursprünglicher Stelle
Hauszuleitung Wasser, Gas, Elektro und Kommunikation zu Parzelle 9993	Bauprovisorium BZ 2 und 3 (Wasser frostsicher)	Wiederherstellung an leicht angepasster Lage
Gasversorgung: PE-Leitung, NW 225, Betriebsdruck 40 mbar	Bauprovisorium BZ 2 und 3	Wiederherstellung an ursprünglicher Stelle
Neue Erschliessungen Auslaufbauwerk mit Wasser, Elektro und Kommunikation		Neue Zuleitungen ab Hauptleitungen
Kommunikation Glasfaser KSR PE 80 Swisscom	Bauprovisorium BZ 2 und 3	Wiederherstellung an leicht angepasster Lage
Kabelrohrblock Seestrasse Swisscom	Bauprovisorium BZ 2 und 3	Wiederherstellung an ursprünglicher Stelle
Fernwärmeleitungen: 2x PE 300 zur bestehenden ARA	Bauprovisorium BZ 2 und 3	Wiederherstellung an leicht angepasster Lage
Kandelaber		Wiederherstellung an leicht angepasster Lage

5.5.2 Überwachung

Im Umfeld der Baugrube des Auslaufbauwerks werden laufend an verschiedenen Stellen die Grundwasserspiegel gemessen. Zudem muss der Wasserstand des Zürichsees überwacht werden (Pegel Oberrieden). Anhand der aus der Baugrube gepumpten Wassermenge können laufend die Wasserzutritte in den verschiedenen Feldern und Schotten bestimmt und die Dichtigkeit der Baugrubenabschlüsse beurteilt werden.

Die SBB Bahnlinien müssen während und nach den Aushubarbeiten für das «Feld Hang» sowie bei der Unterquerung mit dem Entlastungstollen laufend überwacht werden. Es wird ein Überwachungskonzept gemäss SBB Richtlinie I-50009 „Überwachung der Bahntechnikanlagen bei gleisnahen Baustellen“ erstellt. Folgende Punkte werden überwacht:

- Gleislage mittels Messpunkten auf den Fahrbahnschwellen
- Fahrleitungsmasten
- Horizontale Deformationen im Boden mittels Inklinometern
- Ankerkräfte der vorgespannten Anker

Das Überwachungskonzept ist dem Bauprojekt zu entnehmen. Der Überwachungsbereich und die Anordnung der Messpunkte sind in Plan 33-311 dargestellt.

Zusätzlich erfolgt eine laufende geodätische Überwachung von Spundwänden, Bohrpfahlwänden, Nagelwänden, sowie den umliegenden Gebäuden (Fruchi, ARA) um unzulässige Deformationen vorzeitig zu erkennen.

Während den Ramm-, Aushub- und Bohrarbeiten sind Erschütterungsmessungen an den nahegelegenen Gebäuden sowie im Bereich der Gas-Transportleitung vorgesehen. Zur Beweissicherung werden vor Baubeginn Rissaufnahmen an den umliegenden Gebäuden durchgeführt.

5.6 Materialbewirtschaftung

Das komplette Materialbewirtschaftungskonzept ist in der Beilage 4 zum technischen Bericht «Materialbewirtschaftungskonzept» abgehandelt. Im Folgenden sind die wichtigsten Erkenntnisse daraus festgehalten.

5.6.1 Wiederverwertung von Aushub- und Ausbruchmaterial

Beim TBM-Vortrieb wird der Felsabbruch im Allgemeinen als ein relativ feinstückiges Gemisch (Chips) aus Sandsteinen, Siltsteinen und Mergeln anfallen, welches nicht in die verschiedenen Gesteinstypen separiert werden kann. Ohne spezielle Behandlung eignet sich dieses Felsmaterial nur als Massenschüttgut, wobei bei notwendiger Zwischendeponie die leichte Verwitterbarkeit vor allem der Mergelanteile zu beachten ist. Deshalb steht die Verwendung zur Auffüllung und Rekultivierung von Kiesgruben im Vordergrund.

Ein Teil des Ausbruchmaterials kann als Hinterfüllung verwendet werden. Das Hinterfüllungsmaterial wird auf dem Rütiboden zwischengelagert. Nach Beendigung der Bauarbeiten wird der Rütiboden mit Material aus der Sihl und dem Entlastungsstollen zu einer strukturreichen Ruderalfläche mit terrestrischen und aquatischen Strukturen umgestaltet. Detaillierter wird darauf in der Beilage 4 im Kapitel 2.2 eingegangen. Der Überschuss wird abtransportiert und entsorgt. Im Fokus stehen Kiesgruben in der Nähe des Einlaufbauwerkes im Kanton Zürich und Zug.

5.6.2 Deponiekonzept und Transporte

Es fallen die in Tabelle 5.5 aufgeführten Aushubmaterialien resp. Aushubvolumina beim Ausbruch des Entlastungsstollens bzw. beim Bau von Ein- und Auslaufbauwerk an.

Tabelle 5.5: Materialanfall exkl. Ober- und Unterboden

Bauwerk	Aushubvolumen fest			Aushubvolumen lose			Auftrag	
	Lockermaterial erdfeucht	Lockermaterial wassergesättigt	Fels	Lockermaterial erdfeucht	Lockermaterial wassergesättigt	Fels	lose	fest
EBW	40'000	9'000	21'000	52'000	12'000	35'000	59'000	45'000
Stollen	-	-	88'000	-	-	123'000	2'000	3'000
ABW	4'000	17'000	10'000	5'000	22'000	17'000	16'000	12'000
Total	44'000	26'000	119'000	57'000	34'000	175'000	75'000	57'000

Die zugrunde gelegten Auflockerungsfaktoren sind:

- Auflockerungsfaktor Lockermaterial fest zu lose:1.3
- Auflockerungsfaktor Fels EBW/ABW fest zu lose:1.7
- Auflockerungsfaktor Fels Stollen fest zu lose:1.4

In Tabelle 5.6 sind die Ausbruchmengen des TBM-Vortriebs für unterschiedliche Zeitintervalle zusammengestellt.

Tabelle 5.6: Durchschnittlicher und maximaler TBM-Ausbruch

zeitl. Anfall	Durchschnittlicher Vortrieb				Maximaler Vortrieb			
	[m]	[m ³] fest	[m ³] lose	[t]	[m]	[m ³] fest	[m ³] lose	[t]
pro Tag	18	800	1'120	2'070	35	1'550	2'170	4'025
pro Woche	90	4'000	5'600	10'350	150	6'600	9'240	17'250
pro Monat	390	17'300	24'220	44'850	500	22'100	30'940	57'500

Um das überschüssige Ausbruchmaterial abzutransportieren steht der Bahntransport im Vordergrund. Der Verlad auf die Bahnwagen direkt auf dem Gleis der SZU erfolgt neben den Installations- und Zwischendepotflächen mit Radladern. Diese Züge liefern je nach Anfall des Materials 2- bis 4-mal täglich Ausbruchmaterial in eine an das Schienennetz angebunden Deponie (Hüntwangen (ZH), Zweidlen (ZH) oder Wildegg (AG)). Ein Abtransport über das Strassennetz mit LKW-Transporten ist ebenfalls möglich, wird aber vom Kanton Zürich aus ökologischen Gründen nicht favorisiert.

Die nebst dem Typ A (unverschmutzter Aushub gemäss VVEA) anfallende Mengen sind deklariert und abgehandelt in der Beilage 4 «Materialbewirtschaftungskonzept» bzw. Beilage 3.11 «Technische Untersuchung mit Aushub- und Entsorgungskonzept».

5.6.3 Hauptkubaturen

In Tabelle 5.7 sind für die Hauptkubaturen angegeben. Da der Stollen vom Einlaufbauwerk her ausgedrochen wird, fällt ein Grossteil des Ausbruchmaterial beim Einlaufbauwerk im Sihltal an.

Tabelle 5.7: Hauptkubaturen gerundet

Hauptkubaturen		
Aushub / Abtrag		
- Ober- und Unterboden lose, EBW	m ³	4'000
- Ober- und Unterboden lose, ABW	m ³	700
- Lockergestein lose, EBW	m ³	64'000
- Lockergestein lose, ABW	m ³	27'000
- Fels lose, EBW	m ³	35'000
- Fels lose, ABW	m ³	17'000
- Fels lose, Stollen	m ³	123'000
Total Aushub	m³	270'700
Auftrag		
- Ober- und Unterboden lose, EBW	m ³	1'600
- Ober- und Unterboden lose, ABW	m ³	700
- Hinterfüllung lose, EBW	m ³	47'400
- Hinterfüllung lose, ABW	m ³	16'000
- Aufwertung Rütiboden	m ³	15'000
Total Auftrag	m³	80'700
Wasserbau		
- Blöcke	t	16'000
- Quarzsandsteine	t	700
Total Blöcke	t	16'700
Spritzbeton		
- Nagelwände EBW	m ³	200
- Ausbruchsicherung Stollen	m ³	300
- Nagelwände ABW	m ³	200
Total Spritzbeton	m³	700
Ortbeton		
- Konstruktionsbeton EBW	m ³	8'000
- Konstruktionsbeton ABW	m ³	8'000
Total Ortbeton	m³	16'000
Tübbing		
- Tübbing	m ³	12'000
- Ringspaltmörtel	m ³	4'000
Total Tübbing	m³	16'000

Hauptkubaturen		
Stahl		
- Stabbewehrung EBW	t	800
- Stabbewehrung ABW	t	700
- Spundwände EBW	t	900
- Spundwände ABW	t	1'500
- Spriesse und Longarinen EBW	t	100
- Spriesse und Longarinen ABW	t	600
Total Stahl	t	4'600

Zusätzlich zu den oben aufgelisteten Kubaturen werden zum Bau des Entlastungsstollens und des Ein- und Auslaufbauwerkes noch weitere Materialien benötigt, welche hier jedoch nicht einzeln aufgelistet sind.

6 Betrieb und Unterhalt

6.1 Betriebskonzept

Für den Betrieb des Entlastungsstollens in ordentlichen und ausserordentlichen Lagen gelten folgende Grundsätze

- Die Entlastung von der Sihl in den Zürichsee ist reguliert
- Die Regulierung geschieht im Normalbetrieb (ordentlicher Betrieb) selbsttätig. Sie wird auf Basis der Messstellen und einer implementierten Regelungsfunktion durch die Leittechnik im Einlaufbauwerk sichergestellt.
- Die Regulierung folgt der festgelegten Trenncharakteristik (vgl. Abschnitt 3.2 und Abbildung 3.3). Damit wird sichergestellt, dass (a) in der Sihl noch immer mittlere Hochwässer bis rund 270 m³/s auftreten können und (b) nur in Extremsituationen (Überlastfälle) grösser Abflüsse als 270' m³/s ab dem Einlaufbauwerk in der Sihl verbleiben.
- Für den Betrieb des Stollens wird ein Warn- und Alarmierungskonzept installiert, mit dem die vom Stollenbetrieb Betroffenen über den erwarteten oder effektiven Betrieb des Stollens informiert werden.
- Für ausserordentliche Betriebssituationen wird eine Interventions- und Notfallplanung vorbereitet, um auf Abweichungen vom Normalbetrieb reagieren zu können.

Dieses Betriebskonzept wird im Zuge der Ausführungsprojektierung bzw. bei Projektabschluss in ein Betriebshandbuch eingearbeitet, das u.a. die folgenden Themen abdeckt:

- Funktionsbeschreibung der Gesamtanlage
- Regulierung im Normalbetrieb
- Warnung und Alarmierung
- Ausserordentliche Betriebssituationen
- Interventions- und Notfallplanung
- Überwachung und Kontrollen
- Unterhaltsplan und Revisionsintervalle

6.1.1 Überwachung und Instrumentierung der Anlage

Für die Überwachung und Steuerung bzw. Regulierung der Anlage ist wird derzeit folgende Instrumentierung vorgeschlagen (Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2). Die Steuerung und Regulierung des Stollens wird in der Realisierungsphase zusammen mit dem Werkeigentümer und dem zukünftigen Betreiber noch weiter ausgearbeitet und präzisiert:

- Redundante Pegelmessung vor dem Einlaufbauwerk
- Pegelmessung im Einlaufbauwerk
- Redundante Pegel und Durchflussmessung im Entlastungsstollen (EBW, ABW)
- Positionsgeber der Schlauchwehre
- Kameras Einlaufbauwerk: 1 × mit Blick Einlauföffnungen, 1 × an Decke Einlaufbauwerk (mit Blick auf Sammelbecken und Seitenüberfall)
- Kamera Auslaufbauwerk: 1 × Toskammer Auslaufbauwerk, 1 × Mündungsbereich in den Zürichsee
- Pegellatte mit Höhenangabe und Markierung der relevanten Wasserspiegel gemäss Tabelle 6.1

Weiter sind für die Warnung und Alarmierung hinsichtlich eines möglichen Entlastungsbetriebs des Stollens die folgenden Abfluss- und Pegelmessstationen von Bund und Kanton in das Leitsystem des Entlastungsstollens zu integrieren: Abflüsse Biber Biberbrugg, Alp Einsiedeln, Sihl-Blattweg, Sihl Sihlhölzli, Limmat Unterhard, Pegel Sihlsee und Zürichsee.

Der Betrieb des Entlastungsstollens wird mittels Warnleuchten beim Einlaufbauwerk und beim Auslaufbauwerk angezeigt. Zurzeit ist eine zur Sturmwarnung vergleichbare Signalfolge vorgesehen:

- Warnung = Voralarm, Stollenbetrieb erwartet ⇒ oranges Blinklicht ca. 40 mal pro Minute
- Alarmierung = Stollen in Betrieb ⇒ rotes Blinklicht ca. 90 mal pro Minute



Abbildung 6.1: Instrumentierung des Entlastungsstollens und Lage der Messstellen im weiteren Umfeld.



Abbildung 6.2: Instrumentierung des Entlastungsstollens und Lage der Messstellen im Nahbereich.

6.1.2 Warnung, Alarmierung und Inbetriebnahme des Stollens

Für den zu erwartenden und den effektiven Entlastungsbetrieb des Stollens wird ein Warn- und Alarmierungskonzept erarbeitet. Damit wird sichergestellt, dass Personen und Anlagen, die sich im Einflussbereich des Entlastungsausflusses am Zürichsee befinden, angemessen und rechtzeitig auf den Stollenbetrieb reagieren können. Die Warnung und Alarmierung geht voraussichtlich an folgende Stellen:

- BSA Betriebsleitzentrale Gebietseinheit VII, Urdorf
- Certas Zürich (Alarmierungsstelle) und/oder Notrufnummer ZH (Alarmauslösung)
- Fachstelle Hochwasserschutz des AWEL (Führung und Koordination)
- Kantonspolizei, v.a. Seepolizei Oberrieden und Seerettung (Überwachung Intervention)
- Feuerwehren Thalwil und Langnau am Albis sowie ev. Gemeindebetriebe Thalwil (Intervention)
- Seewasserwerke am Zürichsee SWW und HTRK (Intervention)
- Zürichsee Schifffahrtsgesellschaft ZSG
- NAZ, BAFU und Nachbargemeinden (nur zur Information)

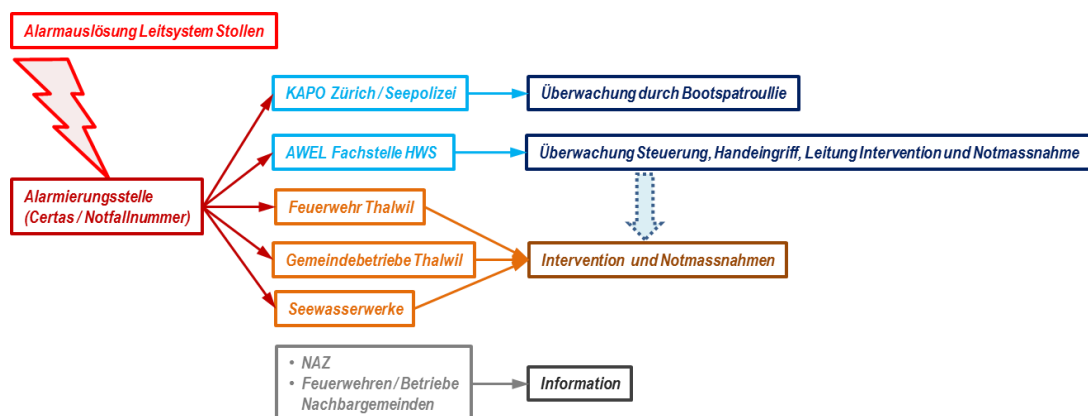


Abbildung 6.3: Entwurf Ablauf Warnung- und Alarmierung für den Betrieb des Entlastungsstollens

Die Warnung und Alarmierung geschieht nach einem stufenweisen Alarmkonzept, wie es in

Tabelle 6.1 dargelegt ist. Die Vorwarnzeit zwischen dem Voralarm II und frühesten Inbetriebnahme des Stollens beträgt rund 75 Min.

Die Interventionsmassnahmen, die durch die Alarmierung und den Betrieb des Stollens anfallen und wer diese Aufgaben übernehmen könnte, ist in Abschnitt 6.1.3 beschrieben. Das Alarmierungskonzept wie auch die mit der Alarmierung und dem Betrieb des Entlastungsstollens einhergehenden Aufgaben sowie die Zuständigkeiten sind im Zuge der Realisierung zusammen mit dem Werkseigentümer, dem Betreiber und den zuständigen Diensten der betroffenen Gemeinden noch weiter auszuarbeiten bzw. festzulegen.

Tabelle 6.1: Warnungs- und Alarmkonzept mit Kriterien der Auslösung

Bezeichnung		Zustand	Kriterium ⁽¹⁾ (und / oder = logische Verknüpfungen)
Warnung	Voralarm I	Hochwasser mit eventueller Entlastung	Abfluss Pegel Sihl-Blattweg $Q > 150 \text{ m}^3/\text{s}$ <u>und</u> Pegel Alp-Einsiedeln und Biber-Biberbrugg steigend <u>oder</u> Wasserspiegel Beginn EBW $> 473.40 \text{ m ü.M.}$
	Voralarm II	Hochwasser mit erwarteter Entlastung	Abfluss Pegel Sihl-Blattweg $Q > 200 \text{ m}^3/\text{s}$ <u>und</u> Pegel Alp-Einsiedeln und Biber-Biberbrugg steigend <u>oder</u> Wasserspiegel Beginn EBW $> 473.80 \text{ m ü.M.}$
Alarm HWE		Entlastung in Betrieb	Wasserspiegel Beginn EBW $> 474.20 \text{ m ü.M.}$ <u>oder</u> $Q_{\text{Stollen}} > 1 \text{ m}^3/\text{s}$

⁽¹⁾ Die definitiven Kriterien werden im Ausführungsprojekt festgelegt

6.1.3 Intervention und Notfallplanung

Für den Stollenbetrieb sind zudem (a) Interventionsmassnahme vor, während und nach dem Stollenbetrieb zu planen, um die Auswirkungen des Betriebs zu bewältigen. Weiter ist (b) eine Notfallplanung vorzusehen, mit dem ein Versagen von Anlageteilen und oder Systemen bewältigt werden kann. Die aus heutiger Sicht anfallenden Aufgaben und Massnahmen sowie die möglichen Zuständigkeiten sind nachfolgend zusammengestellt. Die Aufgaben und Zuständigkeiten sind im Zuge der Realisierung zusammen mit dem Werkseigentümer, dem Betreiber und den zuständigen Diensten der betroffenen Gemeinden noch weiter auszuarbeiten bzw. festzulegen.

(a1) Interventionsmassnahmen vor Stollenbetrieb (d.h. bei erwartetem Hochwasser in der Sihl und möglichst vor dem Voralarm): Kontrolle des Einlaufbauwerks und allfälliges Entfernen von Schwemmgut, Einrichten eines Piketts für Intervention und Notfallbetriebs. Zuständig: Betreiber oder Gemeindebetriebe.

(a2) Interventionsmassnahmen ab Voralarm und bei Stollenbetrieb: Einlaufbauwerk: Pickett eingerichtet, ab Voralarm I periodische Kontrolle des EBWs, bei Stollenbetrieb Pickett auf Platz. Zuständig: Betreiber oder Gemeindebetriebe. Auslaufbauwerk: ab Voralarm II, Absperren des Auslaufbereichs im Zürichsee. Zuständig: Seepolizei.

(a3) Interventionsmassnahmen nach Stollenbetrieb: Entfernung von Schwemmholtz beim EBW, Kontrolle der Toskammer ABW, Einsammeln und fachgerechtes Entsorgen von Schwemmgut in der Toskammer und im Zürichsee. Zuständig: Betreiber oder Gemeindebetriebe.

(b) Notfallplanung: Umschalten auf manuelle Steuerung (Fernwirkung) und Handeingriff vor Ort bei Ausfall des Leitsystems, manuelles Ablegen der Schlauchwehre, Notschluss des Einlaufschützes bei unkontrollierbarem Ein- oder Ausströmen.

Die definitive Interventions- und Notfallplanung geschieht im der Ausführungsprojekt.

6.1.4 Leitsystem und Regelung nach Trenncharakteristik

Der Entlastungsstollen ist mit einem regeltechnischen Leitsystem ausgerüstet, das es ermöglicht, die definierte Trenncharakteristik (gemäss Abschnitt 3.2 und Abbildung 3.3) im Normalbetrieb automatisch und ohne Fremdeinwirkung umzusetzen. Das Leitsystem hat folgende Aufgaben:

- Warnung und Alarmierung gemäss Abschnitt 6.1.2
- Aufzeichnung und Auswertung der installierten Messstellen
- automatische Regelung nach der Trenncharakteristik
- Dokumentation des Betriebs
- Absetzen von Alarmen beim Versagen von Systemteilen (Auslösung Intervention und Notfallmassnahmen)

Das Leitsystem wird in den technischen Spezifikationen des Ausschreibungsprojekts für das Schlauchwehr und deren Steuerung und Regelung detailliert beschreiben.

6.1.5 Betriebssicherheitskonzept Schlauchwehr beim EBW

An die Betriebssicherheit des Schlauchwehres werden sehr hohe Anforderungen gestellt. Der Verschluss muss bei einem Hochwasser, das grösser als $250 \text{ m}^3/\text{s}$ ist innerhalb von 30 Minuten selbständig öffnen bzw. sich ablegen. Um diese Anforderungen zu erfüllen sind folgende unabhängigen Systeme vorgesehen, die sicherstellen, dass der Luftdruck im Schlauch abgelassen wird und sich dieser ablegt:

1. Normalbetrieb mit elektrischer Steuerung: beim Erreichen eines definierten Pegels vor dem Wehr regelt die Steuerung den Druck in den Schläuchen so, dass die Abflussmenge in der Sihl unterhalb des Einlaufbauwerks ca. 250 bis $270 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Bei einer Absenkung des Schlauchwehrverschlusses von 50 cm bzw. eines Abflusses von ca. $80 \text{ m}^3/\text{s}$ wird das Schlauchwehr komplett abgelegt (siehe Trenncharakteristik in Abbildung 3.3.) Das wieder Anheben erfolgt mittels Kompressor. Die Pegelmessung und die Steuerungssysteme sowie die mechanischen Systeme werden redundant ausgebildet (zwei parallele unabhängige Systeme).
2. Bei Stromausfall wird die Energieversorgung der Steuerung und der Ventile mit einer USV Anlage sichergestellt (Batterie und evtl. ein Aggregat)
3. Erste mechanische Sicherheitsebene: Das Regelöffnungsventil wird selbstöffnend ausgebildet (Federmechanismus / Gegengewicht), d.h. es wird durch die Druckluft geschlossen gehalten. Entfällt die Druckluft oder fällt die Stromversorgung ganz aus, öffnet sich das Ventil stromlos.
4. Zweite mechanische Sicherheitsebene: bei zu hohem Wasserspiegel der Sihl vor dem Wehr bewirkt ein Notventil mit Schwerkraftantrieb, dass sich der Schlauch ablegt. Dieses wird mit Hilfe eines Schwimmers beim Überschreiten eines bestimmten, vordefinierten Wasserspiegels ausgelöst und das Schlauchwehr legt sich ab.
5. Dritte mechanische Sicherheitsebene: Steigt der Wasserspiegel der Sihl über den Schlauch an, steigt auch der Innendruck im Schlauch. Ein mechanisches Überdruckventil lässt die Luft im Schlauch ab sobald der Innendruck einen einstellbaren Wert überschreitet (entspricht dem Überlauf im wassergefüllten System).
6. Vierte Sicherheitsebene: Manuelle Betätigung Schieber an separater Entleerungsleitung zum Ablegen des Schlauches.

6.2 Zugänge

Die Zugänge sind in den Kapiteln 4.1.10 und 4.3.6 im Detail beschrieben. Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die vorgesehenen Zugänge in das Bauwerk und deren Funktion:

Tabelle 6.2: Überblick Zugänge

Ort	Funktion	Abmessungen
Einlaufbauwerk Betriebsraum	Personenzugang zum Betriebsraum	B = 1.5 m, H = 2.2 m
Einlaufbauwerk Kontrollgang	Personenzugang in den Kontrollgang und über ein Panzertor auf das untere Niveau des Einlaufbauwerks bzw. in den Entlastungsstollen	B = 1 m, H = 2.2 m
Auslaufbauwerk Zugangsstollen	Zugang für Personen und Lieferwagen in den Entlastungsstollen und das ABW auf dem oberen Niveau 407.50 m ü.M.	B = 5 m, H = 4 m
Auslaufbauwerk Zugangsstollen	LKW Zugang in den Entlastungsstollen für Bauarbeiten (Sanierung, Erneuerung Entlastungsstollen)	Wand, die abgebrochen werden muss: B = 8 m, H = 4 m
Auslaufbauwerk Dammbalkenschacht	Personenzugang auf das untere Niveau des Auslaufbauwerks 395 m ü.M.	B = 1.0 m, H = 2.5 m

Für die Zufahrt während dem Betrieb und Unterhalt erfolgt über folgende Wege:

- 1. Inspektion:**
Die Zufahrt erfolgt in diesem Fall entlang des Campings mit PW oder Lieferwagen (Zufahrt 2 gemäss Abbildung 4.5)
- 2. Ereignisfall:**
Der Zugang muss mit Bagger und LKW (Breite max. 2.8 m) gewährleistet sein. Dafür ist prioritär die Zufahrt 1 gemäss **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zu benützen (Forstweg, rot). Als redundante Alternative ist auch der Zugang über die Zufahrt 2 (orange) möglich. Diese ist jedoch exponierter für mögliche Rutschereignisse.
- 3. Austausch Schlauchwehr:**
Für den Austausch des Schlauchwehres ist ein grosser Pneukran notwendig. Mit geringfügiger Ertüchtigung ist die Erschliessung über die Zufahrt 1 (Forstweg, rot) möglich oder als Alternative über eine Furt in der Sihl.

6.3 Unterhalt und Revision

Folgende Unterhaltsarbeiten sind am Entlastungsstollen voraussichtlich erforderlich:

Tabelle 6.3: Überblick Unterhalts- und Revisionsarbeiten

Bauteil	Arbeiten	Intervall
Alle	Reinigung	Nach Bedarf
Bauwerke über dem Wasserspiegel Zürichsee	Inspektion Zustand des Bauwerks	jährlich
Bauwerk unter Wasser	Inspektion und Zustandsaufnahmen	Mit Taucher, alle 5 bis 10 Jahre oder nach einem Grossereignis

Bauteil	Arbeiten	Intervall
Regulierorgane	Kontrolle, Funktionsprüfung, Wartung	Jährlich
Umgebung Bauwerke	Mähen Grasflächen, Heckenpflege	Mehrmals jährlich
Schlauchwehr EBW	Ersatz Schlauchmembrane	Alle 30 Jahre
Flussraum EBW	Unterhalt Uferböschungen, Gehölzpflege	5 Jährlich
	Entfernen von Geschiebeablagerungen und Beigabe an geeigneter Stelle unterhalb	Bei Bedarf

Bei den Inspektionen resp. Unterhaltsarbeiten sind insbesondere folgende Arbeiten durchzuführen:

- Kontrolle Geschiebeablagerungen im Bereich des Ein- und des Auslaufbauwerks
- Entfernung von allfälligem Geschiebe und Schwemmgut aus Ein- und Auslaufbauwerk und Stollen
- Kontrolle der Stollenverkleidung
- Kontrolle und Funktionsprüfung der beweglichen Organe (Schlauchwehre)
- Kontrolle und Funktionsprüfung des Unterhalts- und Notorgans beim Einlaufbauwerk
- Kontrolle und Funktionsprüfung des Panzertores und der Dammbalken beim Auslaufbauwerk
- Kontrolle auf Abrasions- und Kavitationsschäden (Dammbalkennuten, Fugen)

Die Schlauchwehr-Verschlüsse haben eine Nutzungsdauer von 30 Jahren und müssen in diesem Zeitintervall ersetzt werden (siehe auch 7.2)

6.4 Arbeitssicherheit

Folgende Massnahmen zur Sicherstellung der Arbeitssicherheit sind vorgesehen:

- Absturzsicherungen, Treppen, Leitern und Fluchtwege gemäss Wegleitung zu den Verordnungen 3 und 4 zum Arbeitsgesetz.
- Ausnahme bzw. Sonderlösungen bei den Bereichen, die für die Wasserableitung frei bleiben müssen und keine fixen Einbauten möglich sind.
- Abschlussorgan beim Einlaufbauwerk damit ein sicherer Zugang in den Entlastungstollen möglich ist.
- Sicherung der Abschlussorgane in geschlossener Stellung, damit ein ungewolltes Öffnen verhindert werden kann zum Schutz von Unterhaltspersonal im Bauwerk.
- Zwangslüftung in den Betriebsräumen, Lüftung des Entlastungstollens im freien Luftzug.

6.5 Zugangsschutz

Als Zugangsschutz gegen unbefugtes Betreten der Bauwerke sind untenstehende Massnahmen vorgesehen.

- Abschliessbare Türen und Tore.
- Alarmanlage für den Betriebsraum des Einlaufbauwerks.

- Eine rund 2 m hohe Wand und 2.5 m Schluauwehr erschweren beim Einlaufbauwerk das Eindringen von der Sihl über die Wehrschwelle. Die Wand zur Sihl kann mit einer Hinweistafel zur Absturzgefahr versehen werden.
- Bewegungsmelder in der Toskammer beim Auslaufbauwerk
- Beim Auslaufbauwerk verhindert ein leichtes Gitter bei der Mündung in den Zürichsee, dass keine Hobbytaucher einschwimmen können. Dieses muss Sollbruchstellen aufweisen, so dass es schon bei leichter Belegung mit Schwemmgut durch den Wasserdruck aufgedrückt wird.

6.6 Geschiebemanagement Sihl

Im hydraulischen Modellversuch wurde bzw. wird das Verhalten des Geschiebes im Nahbereich des Einlaufbauwerks untersucht. Es ist stromabwärts des Entlastungsbauwerks jedoch potentiell mit Geschiebeablagerungen zu rechnen, da infolge der seitlichen Entlastung die Transportkapazität in der Sihl abnehmen wird. Mit der gewählten Trenncharakteristik für den Sihl- und den Stollenabfluss kann Geschiebe bei mittleren Hochwasser weitertransportiert werden.

In den hydraulischen-geschiebetechnischen Ganglinienversuchen zur Einlaufgeometrie mit fester Wehrschwelle erreichte gegen Versuchsende eine Geschiebefront das Einlaufbauwerk an der Kurvenaußenseite und die Geschiebeablagerungen auf der Kurveninnenseite waren beträchtlich angewachsen. Eine Nachbelastung der Sohle mit einem stationären HQ₁₀₀ hat gezeigt, dass die Geschiebefront auf der rechten Seite nicht in das Einlaufbauwerk und den Stollen eingetragen wird, sondern vorbeitransportiert wird. Trotz dieser guten Ergebnisse aus den Modellversuchen sollte nach größeren Hochwasserereignissen die Sohlenlage im Bereich des Einlaufbauwerks kontrolliert werden, um sowohl einen tiefen Ansprungpunkt wie auch einen erhöhten Geschiebeeintrag in den Stollen zu verhindern. Bei mehreren aufeinanderfolgenden kleineren Hochwassern ohne Entlastung in den Zürichsee kann es zu Geschiebeablagerungen am oberen Ende des Einlaufbauwerks kommen, die erst wieder durch ein größeres Ereignis mobilisiert werden.

Bleiben im Nachgang an ein Hochwasser größere Geschiebeablagerungen oberhalb oder unterhalb des Einlaufbauwerks liegen, welche die Hochwassersicherheit oder den korrekten Betrieb des Einlaufbauwerks gefährden, müssen diese entfernt und an einer geeigneten Stelle unterhalb wieder der Sihl in Form von Schüttungen wieder zugegeben werden. Eine geeignete Geschiebemanagement ist nach dem Vorliegen der Ergebnisse der aktuell durchgeführten Modellversuche auszuarbeiten.

7 Kosten und Wirtschaftlichkeit

7.1 Baukosten

Für die Kostenschätzung gelten folgende Randbedingungen:

- Grundlagen: beschriebene Bauwerke gemäss beigelegten Plänen
- Genauigkeit Kostenvoranschlag: $\pm 10 \%$
- Preisbasis Juni 2018
- Über den gesamten Kostenvoranschlag sind ca. 2 % Reserven für Projektrisiken (entsprechend 1.9 Mio. CHF) und ca. 10 % für die Planung/Projektierung und Bauleitung eingerechnet.
- Mehrwertsteuer: über die gesamte Kostenschätzung sind 7.7 % MwSt. eingerechnet.
- Das Tunnelausbruchmaterial wird per Bahn abtransportiert. Die Mehrkosten gegenüber dem Abtransport mit LKW betragen ca. 3.1 Mio. CHF
- Die Art der Verkleidung des Entlastungstollens hat praktisch keinen Einfluss auf die Baukosten, alle Varianten sind fast gleich teuer. Der vorliegende Kostenvoranschlag wurde für die Variante Schild-TBM mit Tübbingausbau berechnet.
- Als Grundlage für den Kostenvoranschlag der Bauarbeiten dienen Erfahrungswerte aus vergleichbaren Objekten sowie Richtpreise.

Tabelle 7.1 zeigt die Baukosten für die verschiedenen Objekte und die Tabelle 7.2 die Investitionskosten für das gesamte Projekt.

Tabelle 7.1: Baukosten

[kCHF]	Einlaufbauwerk	Entlastungstollen	Auslaufbauwerk	Ökologische Ersatzmassnahmen Sihl	Ökologische Ersatzmassnahmen Zürichsee	Total	Anteil
Regiearbeiten	580	820	530	710	200	2'840	2%
Baustelleninstallation	4'362	19'340	2'829	525	200	27'256	24%
Baumeisterarbeiten	19'629	27'493	20'129	6'570	1'797	75'618	66%
Stahlwasserbau	1'768	0	570	0	0	2'338	2%
HLKSE	735	0	822	0	0	1'557	1%
Ausbauarbeiten	304	0	678	0	0	982	1%
div. Kleinpositionen	1'340	1'650	1'130	85	33	4'238	4%
Total	28'718	49'303	26'688	7'890	2'230	114'829	

Tabelle 7.2: Anlagekosten

[CHF]	Entlastungstollen Thalwil	Anteil
Total Baukosten (gerundet)	114'830'000	84.8%
Grundstückskosten	1'220'000	0.9%
Bewilligungen und Gebühren	1'080'000	0.8%
Baunebenkosten	695'000	0.5%
Vergütungen an Dritte	573'000	0.4%
Bauherrenleistungen	1'500'000	1.1%
Finanzierung	0	0.0%
Honorare	13'630'000	10.1%
Reserve für Projektrisiken	1'900'000	1.4%
Rundungsdifferenz	-28'000	0.0%
Total Anlagekosten, exkl. MWST	135'400'000	gerundet
MwSt 7.7%	10'425'800	
Total Anlagekosten, inkl. MWST	145'825'800	

7.2 Betriebs- und Unterhaltskosten

Die Aufwendungen für den Stollenunterhalt sind in den ersten Betriebsjahren aufgrund eines kürzeren Inspektionsintervalls grösser als nach einigen Betriebsjahren. Im Projekt "Langfristiger Hochwasserschutz an der Sihl" wurden die Betriebskosten pauschal mit 0.5 % der Investitionskosten beziffert, was somit rund 450'000 CHF ergab. Dieser prozentuale Ansatz entspricht dem Richtwert zur Bestimmung der jährlichen Kosten, welcher auch im Berechnungstool EconoMe hinterlegt ist. In den Betriebskosten sind sowohl Unterhalts- und Betriebskosten als auch Reparaturen enthalten. Die Unterhalts- und Betriebskosten des eigentlichen Entlastungstollens dürften geringer ausfallen als in EconoMe vorgeschlagen, da die baulichen Anlagenteile während der Nutzungsdauer von 80 Jahren nur einen geringen Unterhalt benötigen. Weiter ist der Stollen im Schnitt auch nur alle 5 bis 10 Jahre in Betrieb. Allfällige Kosten für eine Geschiebebewirtschaftung sind aktuell schwer abzuschätzen und hängen stark von dem zu bewirtschaftenden Volumen ab.

Tabelle 7.3 zeigt eine Abschätzung von effektiven Unterhaltsaufwendungen, welche aus vergleichbaren Objekten auf den Entlastungstollen Thalwil übertragen wurden. Unter Berücksichtigung von einer gewissen Geschiebebewirtschaftung wird mit mittleren Kosten von 160'000 CHF pro Jahr für den Betrieb und Unterhalt gerechnet. Dabei ist zu berücksichtigen, dass diese Kosten je nach den anfallenden Arbeiten erheblich abweichen können, z.B. wenn ein Hochwasser aufgetreten ist und gleichzeitig der Ersatz der Schlauchwehr-Membrane notwendig ist. Nicht enthalten sind die Kosten für den Kommunikationsanschluss da dieser voraussichtlich über das Leitsystem des Kantons erfolgt.

Tabelle 7.3: geschätzte Betriebs- und Unterhaltskosten ($\pm 10\%$, Basis 2018)

Arbeit	Bauwerk	Intervall	Intervall [a]	Kosten [CHF]	Jahreskosten [CHF/a]
Reinigung					
	EBW, Betriebsraum	Regelmässig	1	2'000	2'000
	Stollen	nach Ereignissen	20	20'000	1'000
	ABW	Regelmässig	1	2'000	2'000
Inspektion Bauwerke, Kontrolle Geschiebeablagerungen					
	EBW	Regelmässig	1	2'000	2'000
	Stollen	Regelmässig	1	2'000	2'000
	ABW	Regelmässig	1	1'000	1'000
	ABW unter Wasser	Regelmässig	5	5'000	1'000
Kontrolle, Wartung STWB, Funktionsprüfung					
	Schlauchwehr, inkl. Antriebe	Regelmässig	1	5'000	5'000
	Absperrorgan EBW inkl. Antriebe	Regelmässig	5	5'000	1'000
	Panzertore	Regelmässig	5	5'000	1'000
	Dambalken ABW	Regelmässig	10	10'000	1'000
	Wartung Sensoren	Regelmässig	1	10'000	10'000
	Pikettdienst		1	5'000	5'000
Entfernen Geschiebe- und Schwemmgutablagerungen					
	EBW	nach Ereignissen	20	50'000	2'500
	Stollen	nach Ereignissen	20	20'000	1'000
	ABW	nach Ereignissen	20	50'000	2'500
Betriebskosten					
	Strom	Regelmässig	1	2'000	2'000

Arbeit	Bauwerk	Intervall	Inter- vall [a]	Kosten [CHF]	Jahreskosten [CHF/a]
	Wasser	Regelmässig	1	2'000	2'000
	Alarmanlage/ Brandmelder	Regelmässig	1	5'000	5'000
Umgebung, Holzen, Mähen					
	EBW	Regelmässig	1	5'000	5'000
	ABW	Regelmässig	1	2'000	2'000
Sanierung Abrasionsschäden nach Ereignissen					
	Stollen	nach Ereignis- sen	100	50'000	500
	ABW, Toskammer	nach Ereignis- sen	100	50'000	500
Unterhalt Stahlwasserbau (Dichtungen, Korrosionsschutz)					
	Absperrorgan EBW inkl. An- triebe	Regelmässig	20	10'000	500
	Panzertore	Regelmässig	20	10'000	500
	Dambalken ABW	Regelmässig	20	10'000	500
Ersatz Schlauchwehr-Membrane nach der Lebensdauer					
	Schlauchwehr, inkl. Antriebe		30	1'045'000	34'833
Diverse Kosten, Betrieb, Verwaltung etc.			1	20'000	20'000
Reserve			1	50'000	50'000
Jahreskosten Total CHF exkl. MWST					160'000

7.3 Kostenwirksamkeit (Nutzen-Kosten-Verhältnis)

Aufgrund des sehr grossen Schadenpotentials von bis zu 6.7 Mrd. CHF und unter Berücksichtigung der im Vergleich dazu moderaten Investitions-, Unterhalts- und Betriebskosten weist der Entlastungsstollen Thalwil ein sehr gutes Nutzen-Kosten-Verhältnis auf. Parallel zu dieser Arbeit wurde im Rahmen des Gesamtprojektes «Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat» eine Risikoanalyse durchgeführt (vgl. Dossier Gesamtprojekt, Technischer Bericht, Risiko der Langfristkonzepte beim Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat, 30.11.2017). Darin wurde die Wirksamkeit des Stollens auch im Vergleich zu den alternativen langfristigen Hochwasserschutzkonzepten aufgezeigt. Der Stollen schneidet sowohl bezüglich des Kosten-Nutzenverhältnisses sowie bezüglich der Schadens- und Risikominderung unter allen geprüften Massnahmen am besten ab.

Weiter wurde die Kostenwirksamkeit des Projekts mittels EconoMe-Berechnung nach Vorgaben und mit den Instrumenten des BAFU überprüft (vgl. Dossier Gesamtprojekt, Technischer Bericht EconoMe vom 07.12.2017). Der Entlastungsstollen weist ein hervorragendes Kosten-Nutzenverhältnis von 14.4 auf.

Die Kostenwirksamkeit des Projekts Hochwasserentlastungsstollen ist zudem detailliert im Synthesebericht zum Konzeptentscheid «Entlastungsstollen Thalwil» vom 27.11.2017 dargestellt.

Auf Basis der oben genannten Grundlagen und der darin aufgezeigten, bestmöglichen Kostenwirksamkeit der Hochwasserschutzmassnahme hat der Regierungsrat des Kantons Zürich am 27.10.2017 den Konzeptentscheid zugunsten des Entlastungsstollens Thalwil gefällt.

8 Verfahren und Gesamtterminplan

Nach dem Entscheid des Regierungsrats des Kantons Zürich vom 04.10.2017 zum langfristigen Schutz des unteren Sihltals und der Stadt Zürich vor extremen Abflüssen in der Sihl konnten das weitere Verfahren und der Gesamtterminplan aller Massnahmen bis zur Inbetriebsetzung definiert werden (siehe Beilage 1).

Mit einem Regierungsratsbeschluss wurde ein Kredit für die weitere Projektierung gesprochen, so dass der Genehmigungsprozess und die Erarbeitung des Bauprojekts parallel ablaufen können. Dadurch kann die Inbetriebnahme des Entlastungsstollens Thalwil so früh wie möglich erfolgen. Falls die Projektierung sowie das Bewilligungsverfahren wie vorgesehen und ohne längere Rechtsmittelverfahren abgeschlossen werden kann, wird eine Inbetriebnahme des Entlastungsstollens bis ins Jahr 2024 möglich sein (vgl. Abbildung 8.1). Parallel dazu werden verschiedene weitere Projekte umgesetzt, die alle im Gesamtzusammenhang des Gesamtprojektes Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat stehen.

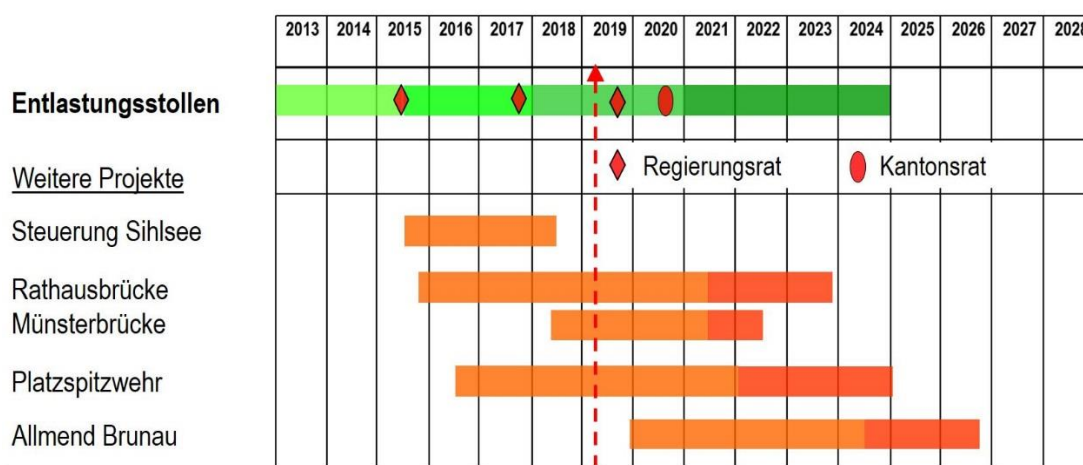


Abbildung 8.1: Gesamtterminplan Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat (AWEL, Stand: August 2018).

9 Auswirkungen der Massnahmen

Nachfolgend werden der Vollständigkeit halber die grundlegenden Auswirkungen auf die Sihl und den Zürichsee aus Sicht der Projektverfasser dargelegt.

Die Auswirkungen auf die Umwelt werden aufgrund der Grösse des Projekts im Rahmen des UVP-Verfahrens untersucht. Die entsprechende Voruntersuchung zur Umweltverträglichkeit wurde 2015 eingereicht. Nach der Vernehmlassung bei den betroffenen Amtsstellen wurde im Februar 2016 von der Koordinationsstelle für Umweltschutz die Beurteilung der Voruntersuchung inkl. Pflichtenheft vorgenommen. Die Hauptuntersuchung zur Umweltverträglichkeit wurde basierend auf dem Bauprojekt erarbeitet und ist im Dossier Gesamtprojekt enthalten (siehe Bericht 1526-B-1).

Grosse Priorität haben dabei die Abklärungen zum Geschiebetrieb und der Flussmorphologie der Sihl sowie zur Interaktion zwischen der Sihl und dem Grundwasserträger im Sihltal (siehe Gesamtdossier, Bericht "Auswirkungen des Etzelwerkes und des geplanten Hochwasserentlastungstollens auf die Kolmation der Sihlsohle und die Grundwasserneubildung").

9.1 Auswirkungen auf Siedlungen, Nutzflächen, Landwirtschaft und Wald

Im Bereich des Einlaufbauwerkes im Sihltal sind durch die Anlagen des Einlaufbauwerkes sowie die Verlegung des Gerinneverlaufes der Sihl nur kleine Flächen an Landwirtschaftsland und Wald von einer definitiven Beanspruchung durch Bauwerke oder eine Extensivierung betroffen. So wird im Bereich zwischen bestehendem Sihlgerinne und der SZU-Linie Wiesland vom Projekt beansprucht. Dabei handelt es sich gemäss landwirtschaftlicher Nutzungseignungskarte um eine Fläche der Kategorie «Wiesland, wegen Nässe nur zum Mähen geeignet». Von Bauwerken definitiv beansprucht wird nur wenig Fläche im Bereich des Betriebsgebäudes sowie durch Weg- und Platzflächen. Auf übrigen Flächen wird durch die Extensivierung eine Nutzungsänderung vollzogen. Fruchtfolgeflächen sind im Perimeter der Bauwerke nicht von den Massnahmen betroffen.

Für die Realisierung des Projektes sind temporäre und in geringem Masse auch definitive Rodungen von bestehenden Waldflächen notwendig. Der Umfang der temporären sowie der definitiven Rodungsflächen ist im Plan 33-122 festgelegt. Zur Kompensation der definitiven Rodung wurde auf der Parzelle HN6646 der Gemeinde Horgen eine Ersatzaufforstungsfläche gefunden, diese ist im Plan 33-123 festgehalten.

Beim Einlaufbauwerk sind auf die Siedlung im Bereich des Einlaufbauwerks vor allem während der Bauphase Auswirkungen durch ein erhöhtes Verkehrsaufkommen auf der Sihltalstrasse zu erwarten. Im Endzustand erfolgt die Zufahrt für den Betrieb und Unterhalt des Stollens sowie am Gewässer über die bestehende Strasse rechts entlang der SZU-Linie, wobei hier nur periodisch während Unterhaltsarbeiten mit mehr Verkehr zu rechnen ist.

Beim Auslaufbauwerk in Thalwil sind Siedlungsflächen von den Bauarbeiten respektive den Anlagen des Auslaufbauwerks tangiert. Westlich der Seestrasse wird vor allem die Parzelle der ARA beansprucht sowie angrenzende Privatparzellen (siehe auch Kapitel 2.9.5). Der neue oberirdische Teil des Auslaufbauwerks kommt in diesem Bereich zu liegen. Im Bauzustand sind vor allem Lärm-, Erschütterungs- und Staubemissionen zu erwarten. Die Bauten im Endzustand wurden mit den verschiedenen Betroffenen abgestimmt (siehe dazu Kapitel 2.10, 4.3.6 und 4.3.7).

Östlich der Seestrasse ist das Seebad Bürger I durch das Auslaufbauwerk betroffen. Während der Hauptarbeiten ist kein Badebetrieb möglich. Nach dem Bau des unterirdischen Teils des Auslaufbauwerks erfolgt entweder die Realisierung des Projekts "Ufergestaltung Seeufer Bürger Thalwil" (siehe Kapitel 2.10.3) oder die Wiederherstellung des Seebades Bürger I (siehe Kapitel 4.4 **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Die Lage der oberirdisch sichtbaren Abdeckung des Dammbalkenschachtes wurde auf diese beiden Projekte abgestimmt.

Wald und Landwirtschaft sind im Bereich des Auslaufbauwerks nicht tangiert.

9.2 Auswirkungen auf Natur und Landschaft

Die Auswirkungen auf Natur und Landschaft werden im Umweltverträglichkeitsbericht (siehe Dossier Gesamtprojekt, Bericht Nr. 1526-B-1) beurteilt. Bezüglich Natur sind Eingriffe beim Einlaufbauwerk an der Sihl (Bauwerk an sich, Verengung Sihl, Einbau einer Rampe in der Sihl, Rodungen; Veränderungen im Betrieb) sowie beim Auslaufbauwerk in Thalwil (Bauwerk an sich, Veränderungen im Betrieb) vorgesehen. Es besteht ein Kompensationsbedarf. Ausgleich und Ersatz wird im Rahmen von Aufwertungsmassnahmen an der Sihl bei Langnau am Albis (Revitalisierung) und im Zürichsee in Richterswil (Schaffung von Flachuferbereichen) geboten.

9.3 Auswirkungen auf Gewässer und Grundwasser

9.3.1 Auswirkungen auf den Sihlunterlauf

9.3.1.1 Geschiebetrieb

Durch die Kappung der Hochwasserspitzen der Sihl wird der Unterlauf zusammen mit seitlichen Zuflüssen maximal noch rund 270 bis 300 m³/s führen. Dies hat Auswirkungen auf die morphologischen Prozesse im Sihlunterlauf welche dadurch geschwächt werden. Laut Geschiebehauhaltsstudie Sihl – Limmat [3] beginnt der Geschiebetrieb in der Sihl bei ca. 20 - 45 m³/s. Die Deckschicht reisst im Talweg bei rund 220 m³/s auf, lokal bei etwas tieferen und im Bereich Manegg sowie vor dem Hauptbahnhof Zürich bei deutlich höheren Werten. Die Zahlen zeigen auf, dass der Geschiebetrieb und die morphologischen Prozesse trotz Entlastung nicht gänzlich unterbunden werden. Eine gewisse Reduktion der morphologischen Veränderungen gegenüber dem heutigen Zustand ist aber zu erwarten. Dazu wurde eine vertiefte Untersuchung durchgeführt die im Bericht "Auswirkungen des Etzelwerkes und des geplanten Hochwasserentlastungstollens auf die Kolmation der Sihlsohle und die Grundwasserneubildung" dokumentiert ist (siehe Dossier Gesamtprojekt).

Um aufzuzeigen, wie sich der regulierte Entlastungstollen Thalwil im Hochwasserfall auf die Abflussverhältnisse unterhalb auswirkt, wurde für verschiedene Hochwasser-Ganglinien der in der Sihl verbleibende Abfluss berechnet. Dazu wurde die Trenncharakteristik gemäss Kapitel 3.2 angewendet. Es zeigt sich, dass auch bei grösseren Hochwasserereignissen um HQ₁₀₀ unterstrom des EBW immer die gewünschten 250 m³/s bis 270 m³/s erreicht werden (siehe Abbildung 9.1 und Abbildung 9.2.)

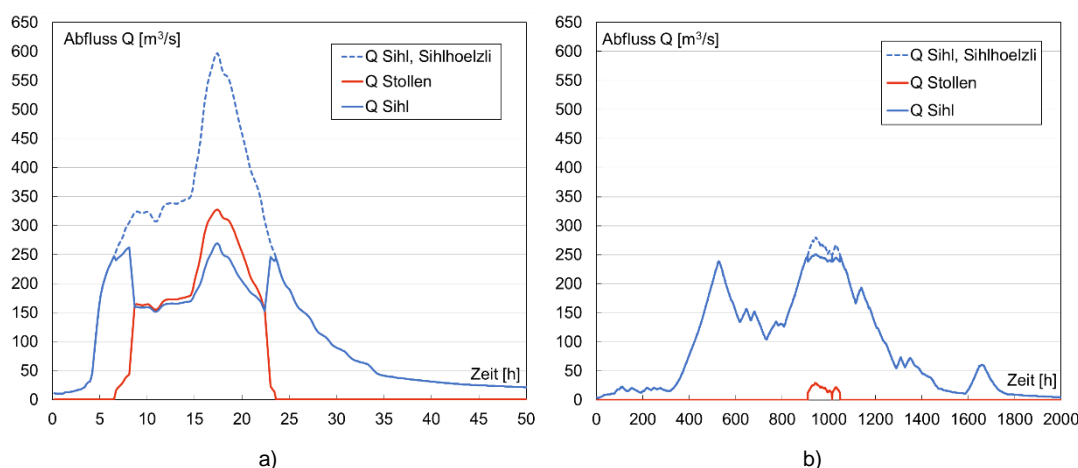


Abbildung 9.1: Hochwasser-Ganglinien, a) Ganglinie des WSL-Szenarios E06_Wet_Stauziel, b) Ganglinie beim Hochwasser 2005, Sihlhölzli (BAFU)

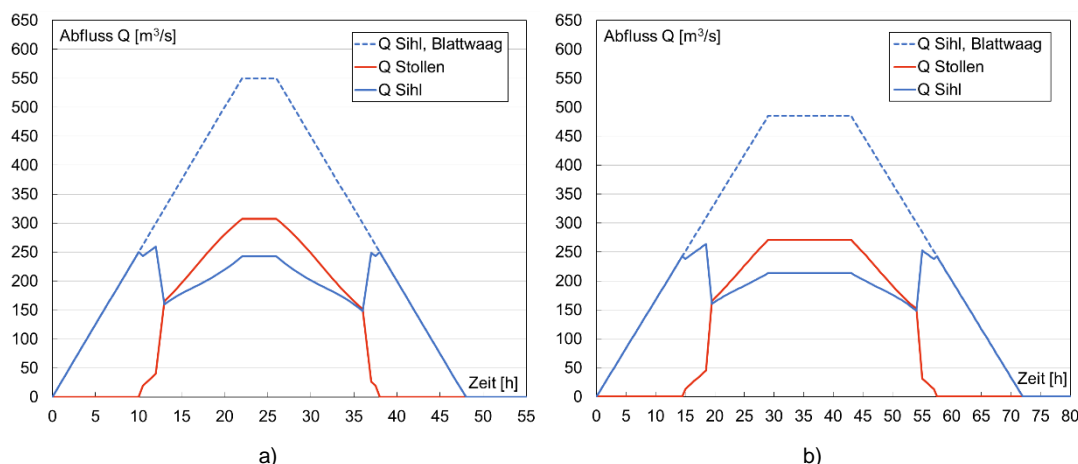


Abbildung 9.2: Künstlich erzeugte Hochwasser-Ganglinien der Böhlinger AG (entnommen aus Bericht [10]) unter Berücksichtigung der Sihl-, Alp- und Biberzuflüsse, a) 48 Stunden mit Spitzenabfluss von 550 m³/s, b) 72 Stunden mit Spitzenabfluss von 485 m³/s.

9.3.1.2 Auswirkungen auf den Grundwasserträger im Sihltal

Der Grundwasserträger im Sihltal wird wesentlich durch Infiltration von der Sihl gespeist. Bei grösseren natürlichen Hochwasserereignissen wird die Deckschicht aufgerissen und Gesteine mobilisiert, was der Kolmation der Flusssohle entgegenwirkt bzw. diese periodisch teilweise rückgängig macht. Dadurch wird die Durchlässigkeit der Sohle erhöht, was die Speisung des Aquifers fördert. Eine Kappung der Hochwasserspitzen vermindert diesen Effekt und es besteht die Gefahr, dass die Grundwasserstände im Sihltal nachhaltig ungünstig beeinflusst werden könnten. Wie oben erläutert, beginnt ab ca. 220 m³/s die Deckschicht in der Sihl aufzureissen. Dies ist der Grund dafür, dass mit einem regulierten Einlaufbauwerk Sihl-hochwässer bis rund 250 m³/s durchgeleitet werden sollen (siehe dazu Dossier Gesamtprojekt, Bericht "Auswirkungen des Etzelwerkes und des geplanten Hochwasserentlastungsstollens auf die Kolmation der Sihlsohle und die Grundwasserneubildung").

9.3.1.3 Auswirkungen auf die Durchflusskapazität des Grundwassers in der unmittelbaren Umgebung des Einlaufbauwerks

Durch das Einlaufbauwerk an der Sihl wird der Grundwasserabfluss eingeschränkt. Um die gesetzlichen Anforderungen zu überprüfen, wurden am Kontrollquerschnitt der Stollenachse Berechnungen durchgeführt (siehe Beilage 16). Die festgestellte Reduktion des Grundwasserabflusses im Gesamtquerschnitt von 157 m Breite beträgt ohne Massnahmen ca. 16 %, wobei das gesetzliche Limit 10 % beträgt. Folgende Ersatzmassnahme ist vorgesehen:

Der Bereich zwischen dem Bauwerk und der offenen Tagbaugrube wird mit Flussschotter aufgefüllt. Diese sehr durchlässige Schicht ersetzt den bisherigen undurchlässigen Bereich des verwitterten Felsens und der Moräne. Durch diese Kompensation beschränkt sich die Reduktion des Grundwasserabflusses auf 0.016 m³/s, Prozentual beträgt dies 6.5 %. Damit kann die Anforderung gemäss Gewässerschutzverordnung erfüllt werden (Anh. 4 Ziff. 211 Abs. 2 GSchV).

9.3.2 Auswirkungen auf Zürichsee und Zürichseeanlieger

9.3.2.1 Anstieg Zürichseepiegel

Die Auswirkungen der Entlastung in den Zürichsee und mit den dazu möglichen Gegenmassnahmen wurden im Rahmen des Teilprojekts 1 Massnahmen Zürichsee – Limmat abgeklärt [17]. Dabei wurden aufgrund von Niederschlags- und Abflussszenarien insbesondere die Wasserspiegel und Abflüsse von Zürichsee und Limmat berechnet. Die Szenarien wurden für Ereignisse mit einer 300-jährlichen Niederschlagssumme gerechnet. Massgebliche Parameter für das hydrologische Niederschlagsmodell sind die Vorbedingungen (Vorfeuchte) und der Niederschlag selber (Jährlichkeit, Dauer, zeitliche und räumliche Verteilung). Der angestrebte

300-jährliche Gesamtniederschlag wurde erreicht, indem jeweils der Niederschlagsfokus auf eines der Teileinzugsgebiete (Sihl, Walensee, Linthebene, Zürcher Seebecken) gelegt wurde und die übrigen einen 50- oder 100-jährlichen Niederschlag erhielten. Die massgeblichen Ereignisse kamen zustande, wenn der Fokus auf die Sihl oder auf die Linthebene gelegt wurde. Als Anfangswasserspiegel des Zürichsees wurden die Pegel 406.00, 406.15 und 406.30 m ü.M. berücksichtigt³.

Die Haupteckenkenntnisse aus den Untersuchungen sind:

- Ohne weitere Massnahmen ist bei Extremereignissen des Zürichsees mit einem zusätzlichen Anstieg der Seespiegel um ca. 5 cm zu rechnen, falls die Sihlüberleitung anspricht. Höhere relative Pegelanstiege sind möglich bei Extremereignissen im Einzugsgebiet der Sihl; sie treffen aber nicht auf extreme Seestände im Zürichsee.
- Die heute gültige Abflussbegrenzung und die einhergehende Drosselung des Ausflusses aus dem Zürichsee bei Limmat Unterhard auf 600 m³/s wird mit der Entlastung der Sihl in den Zürichsee nicht erreicht. Es kommt zu keiner Drosselung des Seeausflusses.
- Mit einer lokalen Sohlenabsenkung bei der Rathausbrücke und der Münsterbrücke kann eine Kapazitätserhöhung der Limmat erreicht werden, wodurch der Seespiegelanstieg aufgrund der Überleitung kompensiert oder sogar leicht abgesenkt werden kann. D.h. dass nach Realisierung der Massnahmen eine Reduktion der Hochwasserstände erwartet werden kann.
- Aufgrund der grossen Seefläche sind Vorabsenkungen des Zürichsees besonders wirksam. Aufgrund der durch die limitierte Abflusskapazität der Limmat bedingten langen Absenkezeiten verlangen sie aber eine genügend frühe Warnung bzw. Auslösung.

Weiterführende Informationen sind dem Bericht Teilprojekt 1: Massnahmen Zürichsee - Limmat zu entnehmen [17]

9.3.2.2 Tauchstrahl in den Zürichsee

Durch den Entlastungsstollen werden grösstenteils feinkörnige Sedimente transportiert, die sich in Schwebelag befinden. Während eines Ereignisses wird das von der Sihl entlastete Wasser als Tauchstrahl in den See eindringen. Aufgrund der vorhandenen Topographie des Seebeckens wird der Tauchstrahl auf den ersten ca. 100 bis 200 m entlang des Seegrunds fließen und v.a. während den ersten Inbetriebnahmen Feinsedimente auf dem Seegrund wieder resuspendieren. Im Mündungsbereich entsteht eine räumlich begrenzte Erosionsrinne. Weiter in Richtung Seebecken fällt der Seegrund steil ab und die Molasse wird nur noch geringfügig überdeckt, so dass dort kaum mehr Erosionsprozesse zu erwarten sind. Transportierte Feststoffe werden v.a. im tiefen Seebecken abgelagert. Folglich ist auch nicht mit Ablagerungen entlang der unterseeischen Böschungen zu rechnen, die die Hangstabilität beeinträchtigen könnten.

Erodierte Seesedimente werden vom Tauchstrahl mitgetragen, so dass sich die Dichte des Tauchstrahls mit zunehmender Entfernung vom Auslaufbauwerk erhöht. Die weitere Entwicklung und Einschichtung des Tauchstrahls wird durch die Dichteverhältnisse zwischen dem Wasser des Tauchstrahls und dem Seewasser bestimmt.

Falls die Dichte des Tauchstrahls im Verhältnis zu den tieferen Seeschichten gering ist, schichtet er sich in die Sprungschicht⁴ ein. Die geringere Dichte des Tauchstrahls kann entweder auf eine relativ hohe Wassertemperatur oder einen geringen Schwebstoffgehalt des Sihlwassers zurückzuführen sein. Dies wird aufgrund des Temperatureffekts vor allem in den Sommermonaten der Fall sein. Mit grösserer Entfernung wird der Tauchstrahl immer breiter, und seine Fließgeschwindigkeit nimmt ab. Mit fortgeschrittener Zeit und Distanz zum Auslaufbauwerk bildet sich auf der Achse des Auslaufbauwerks gegen die Seemitte hin eine Fläche mit trübem Wasser, welche allerdings aufgrund ihrer Tiefe unter dem Seespiegel (ca. 5

³ Zum Vergleich: 30-jährlicher Hochwasserpegel Zürichsee: 406.70 m ü. M.

⁴ Übergangs-Wasserschicht in einem geschichteten stehenden Gewässer mit Wassertemperaturdifferenzen von durchschnittlich mehr als 1°C pro Meter Wassertiefe.

bis 10 m) vom Ufer und Schiff aus vermutlich nicht sichtbar ist. Das trübe Sihlwasser taucht infolge der ausgeprägten Sommerschichtung nicht in die Tiefen der Trinkwasserfassungen (30 bis 40 m unter Seespiegel) ab.

Mit einer im Verhältnis zu den tieferen Seeschichten grösseren Dichte (geringe Wassertemperatur Sihl, grosser Schwebstoffgehalt) taucht der Strahl ab und verhält sich wie ein Trübestrom, welcher am Seeboden zum Seegrund strömt. Dieser Vorgang ist hauptsächlich im Winter und in der Übergangszeit zu erwarten. Auch hier werden die Trinkwasserfassungen in mittleren Lagen nicht von der trüben Wassermasse tangiert.

Es ist aber dennoch nicht völlig ausgeschlossen, dass in äusserst selten erwarteten Situationen die Trinkwasserfassungen vom Trübestrom betroffen sein könnten. Die Seewasserwerke sind dementsprechend in die Alarmorganisation eingebunden und werden eigene Massnahmenpläne entwickeln.

Weitere Angaben und Details sind dem Bericht der Eawag vom Februar 2016 zu entnehmen (liegt dem Dossier Gesamtbericht bei).

9.3.2.3 Seeströmungen und weitere Auswirkungen im Zürichsee

Unabhängig davon ob der Strahl aus dem Auslaufbauwerk sich wie ein Trübestrom verhält oder sich in der Sprungschicht einschichtet, wird die Seeströmungen im Nahbereich der Ufer vermutlich vergleichbare Geschwindigkeiten aufweisen. Im Bereich der bathymetrischen "Seeterrasse" unmittelbar ausgangs des Auslaufbauwerks strömt der Strahl auf dem Seeboden und resuspendiert die Seesedimente teilweise. Es wird sich eine Rückströmung bilden, in der Seewasser zum Auslaufbauwerk und zum Strahl hin nachfliesst. Die daraus resultierenden Fliessgeschwindigkeiten werden gemäss einer Handrechnung in Ufernähe maximal im Bereich von ca. 0.10 bis 0.20 m/s liegen.

Um diese Grössenordnung besser einordnen und plausibilisieren zu können, wurde der Strahl in einem modellierten Seebereich von 1000 m x 1800 m Fläche vor Thalwil numerisch simuliert. Für die Simulationen wurde unter Berücksichtigung der Projektphase ein 2D-Modell gewählt, welches eine vereinfachte Nachbildung des Strahls erlaubt: in einer 2D-Simulation wird die Fliessgeschwindigkeit auf die Wassertiefe gemittelt, und temperatur- sowie schwebstoffbedingte Dichteunterschiede und vertikale Geschwindigkeitsverteilungen werden vernachlässigt. In der Simulation wurde während 2 Stunden ein konstanter Abfluss von 330 m³/s angenommen, während in der Realität von einer länger dauernden Ganglinie mit instationärem Abfluss aber eher kurzer dauerndem Spitzenabfluss ausgegangen werden muss. Nach 2 Stunden ist der Strahl noch nicht vollständig entwickelt (Abbildung 9.3). Folglich haben die Fliessgeschwindigkeiten im Strahl noch nicht überall die Grössenordnung eines vollständig entwickelten Strahls erreicht. Mit einem instationären Abfluss braucht ein Strahl aber auch länger, bis er voll entwickelt ist. Im Nahbereich des Auslaufbauwerks sind die maximalen Fliessgeschwindigkeiten im Modell jedoch bereits nach kurzer Zeit erreicht, wodurch sowohl die Strahlgeschwindigkeiten als auch die Geschwindigkeiten im Nahbereich (die Rückströmung) mit den theoretischen Ansätzen eines voll entwickelten Strahls verglichen werden dürfen. Entsprechend bestätigen die 2D-Simulationen (bis max. 0.15 m/s, s. Abbildung 9.4) die Rückströmungsgeschwindigkeiten der Handrechnung.

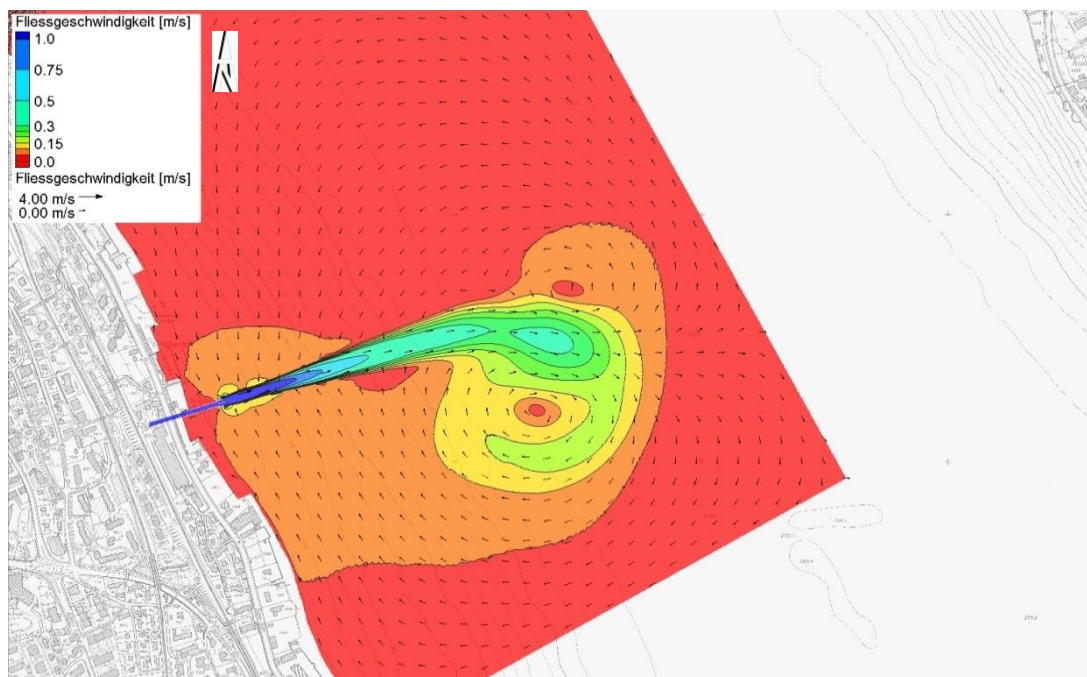


Abbildung 9.3: Berechnungsergebnis 2D-Simulation, Gesamtsituation mit Strahl, Wirbel, Rückströmung und Modell-perimeter, $Q_{dim} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$

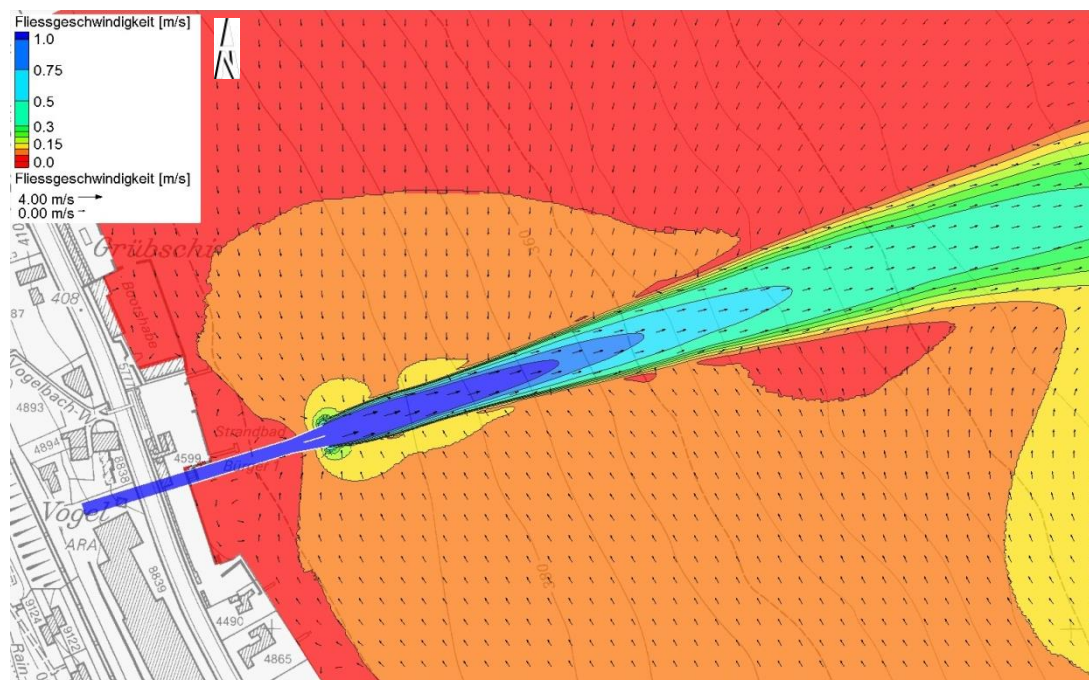


Abbildung 9.4: Berechnungsergebnis 2D-Simulation, Detailsituation Auslaufbauwerk mit Wasserstrahl, $Q_{dim} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Bathymetrie des Seebereichs von Thalwil weist in Auslaufnähe gegenüber der Strahlausdehnung eine eher flache ("Seeterrasse"), gegen die Seemitte hin eine eher steile Neigung auf. Dies bedeutet, dass der Strahl in Ufernähe tendenziell gestaucht und vermutlich breiter und schneller wird als in einem offenen See mit tiefliegender unterer Begrenzung. In Ufernähe wird die vertikale Strahlausdehnung zusätzlich durch die Seeoberfläche begrenzt. Je nachdem ob der Strahl unterseisch abtaucht oder sich im Bereich der Sprungschicht einschichtet wird sich die Geschwindigkeitsentwicklung zwischen der eines Wandstrahls und der eines axialsymmetrischen Strahls bewegen. Im Bereich zwischen 300 bis 600 m Entfernung vom Auslaufbauwerk sind die (tiefengemittelten) Fließgeschwindigkeiten aus der 2D-Simulation

näher bei den theoretischen Fließgeschwindigkeiten in der Strahlmitte eines axialsymmetrischen Strahls ($\Delta v \approx 0.2 \text{ m/s}$), als bei denjenigen eines flachen Wandstrahls ($1 \text{ m/s} < \Delta v < 1.5 \text{ m/s}$, Abbildung 9.5).

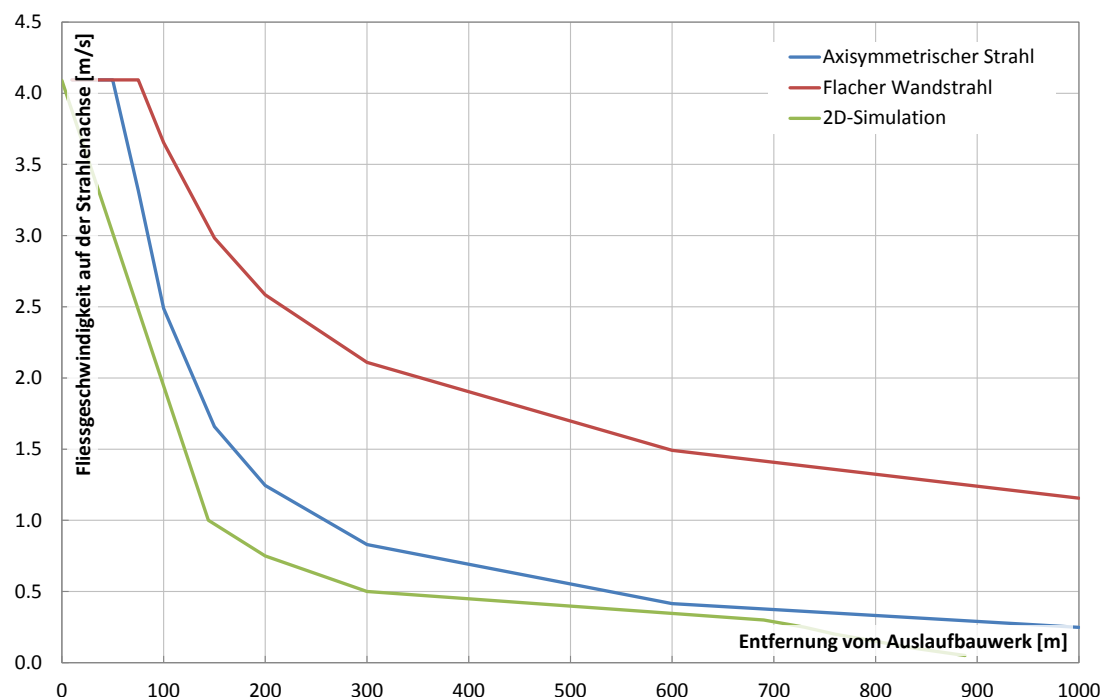


Abbildung 9.5: Fließgeschwindigkeiten auf der Strahlachse in Funktion der Entfernung vom Auslaufbauwerk

Die Betrachtungen zeigen tendenziell, dass in Ufernähe kaum mit erhöhten Fließgeschwindigkeiten zu rechnen ist, die Personen in Gefahr bringen könnten. Die Ausgleichströmung entlang des Ufers ist äusserst gering ($< 0.1 \text{ m/s}$). Lediglich unmittelbar bei der Mündung des Auslaufbauwerks und rund 150 m entlang der Strahlachse ist mit Fließgeschwindigkeiten von mehr als 1 m/s zu rechnen.

Nach Einschätzung der EAWAG 2016 sind die limnologischen Auswirkungen des (selten auftretenden) Tauchstrahls sehr gering bzw. unerheblich. Die von der Hochwassereinleitung am ehesten betroffenen Seewasserwerke sind ins Alarm- und Interventionskonzept eingebunden und haben eigene Massnahmenpläne. Auf vertiefende Abklärungen zur Einschichtung des Tauchstrahls mit z.B. einer numerischen 3d-Modellierung wird deshalb in der derzeitigen Projektierungsphase verzichtet.

Welleneffekte infolge der Hochwassereinleitung und deren allfällige Auswirkungen im See und an den Ufern sind bereits im Vorprojekt untersucht worden. Der EAWAG Bericht 2016 thematisiert diese ebenfalls. Es hat sich gezeigt, dass durch den Einstoss bedingte Wellen noch längst im Bereich von selten aber möglichen Wind-induzierten Wellenhöhen liegen. Infolge Entweichen von Luft, die mit dem Wasser aus der Toskammer mitgerissen wird, kommt es zu Fontänen und Wellenbildung im Bereich des Mündungsbauwerks. Siehe dazu auch den Bericht zudem physikalischen Modellversuchen in Beilage 12.

10 Verbleibende Gefahren und Risiken

Der Entlastungsstollen Thalwil wie auch die anderen Massnahmen des Gesamtprojekts Hochwasserschutz Sihl - Zürichsee - Limmat wurden einer detaillierten Risiko-Analyse unterzogen werden. Die Resultate dieser Studie favorisierten den Entlastungsstollen Thalwil gegenüber einer Lösung im Zusammenhang mit Massnahmen beim Etzelwerk bzw. einer erweiterten Bewirtschaftung des Sihlsees. Weiter zeigte die Risikoanalyse zusammen mit der Grundwasserstudie im Sihltal auf, dass eine regulierte Entlastung vorzuziehen ist.

10.1 Überlastfall

Der Entlastungsstollen ist auf ein Ereignis ein HQ_{500} ausgelegt ($Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$). Es sollen dabei rund $Q_{Entl} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ im Freispiegel in den Zürichsee entlastet werden, damit in der Sihl unterhalb des Einlaufbauwerks ein Restabfluss von $270 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht wird (mit möglichen Zuflüssen in der Stadt Zürich $300 \text{ m}^3/\text{s}$). Im Entlastungsstollen soll ein maximaler Teilfüllungsgrad von 75 % nicht überschritten werden. Mit den dargelegten Massnahmen und der entsprechenden Dimensionierung werden diese Ziele erreicht.

10.1.1 Zusammenspiel Einlaufbauwerk - Entlastungsstollen

In der hydraulischen Auslegung und Dimensionierung der Massnahmen wurde der Überlastfall im Sinne einer grösseren Abflussmenge ($Q_{Sihl} > 600 \text{ m}^3/\text{s}$) oder auch verursacht z.B. durch Verklausungen etc. unter Wahrung der Verhältnismässigkeit berücksichtigt. Das System weist deshalb zur Bewältigung des Überlastfalls Reserven auf und funktioniert grundsätzlich selbstregulierend.

Der Ausfluss unter der Drosselblende hindurch steigt bei Sihlhochwasser über $600 \text{ m}^3/\text{s}$ weniger stark an als der Abfluss in der Sihl, wodurch die Entlastungsleistung des Stollens gedrosselt wird. Beim EHQ von $700 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt der maximale Entlastungsabfluss noch ca. $340 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser Abfluss wird auch bei noch grösseren Sihlzuflüssen im Vergleich zum Restabfluss in der Sihl nur noch leicht ansteigen, da der Stollenabfluss durch den Querschnitt bei der Drosselblende kontrolliert ist.

Für die Überlastbetrachtungen des Stollens selbst und des Auslaufbauwerks wurde ein sehr konservativer Entlastungsabfluss durch den Stollen von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen (vgl. Beilage 13, Hydraulik). Bis zu diesem Abfluss funktioniert der Stollen als Freispiegelstollen zusammen mit dem Auslaufbauwerk einwandfrei.

Im Sinn der Überlastfähigkeit ist auch zu berücksichtigen, dass der Stollen, namentlich der obere, flachere Teil, zuschlagen kann, umso mehr, als dass beim vorhandenen schiessenden Abfluss geringe Störungen zu Stosswellen führen, was das Zuschlagen fördern kann. Diesbezügliche Überlegungen sind in das Design des Stollens eingeflossen (vgl. Beilage 13, Hydraulik sowie untenstehend). Die theoretisch maximale Kapazität bei Druckabfluss im Stollen beträgt ca. $440 \text{ m}^3/\text{s}$ also rund 10 % mehr als bei maximaler Kapazität im Freispiegelabfluss. In diesem Fall treten Pulsationen und Unterdrücke auf die aber vermutlich kaum zu Schäden am Bauwerk führen werden. Da der Zufluss in den Stollen wie bereits erwähnt durch die Drosselblende kontrolliert wird, steigt der in der Sihl verbleibende Freispiegelabfluss bei weit über den Dimensionierungsabfluss ansteigender Sihl deutlich stärker an als der Zufluss in den Stollen. Eine Überlastung der Stollenkapazität ist deshalb aufgrund des gewählten Designs äusserst unwahrscheinlich.

Weiter trägt die Interventionsmöglichkeit am Einlaufbauwerk (z.B. Schwemmholzentfernung) zur Reduktion der Schäden resp. der Gefährdung bei. Im Überlastfall darf der Entlastungsstollen inklusive der Ein- und Auslaufbauwerke grundsätzlich etwas Schaden nehmen, ein Systemkollaps kann aber mit der gewählten Dimensionierung ausgeschlossen werden, was nachfolgend noch weiter ausgeführt ist.

10.1.2 Vorgesehene Massnahmen

Schlägt der Stollen infolge Überlastung und/oder Wellenbildung dennoch zu, so reduziert sich die Abflusskapazität vorübergehend und es baut sich infolgedessen oberstrom ein grösserer Druck auf. Die Abflusskapazität nimmt wieder zu und der Stollen schlägt wieder auf. Dies wird durch schnelle Abflussschwankungen von rund $\pm 30 \text{ m}^3/\text{s}$ begleitet, welche zwischen der maximalen Abflusskapazität bei einem Teilfüllungsgrad von rund 94% und der Vollenfüllung des Stollens auftreten. Dies führt zu dynamischen Druckbelastungen/Pulsationen, was in der statischen Dimensionierung des Stollens und der Auslegung der Stollenauskleidung berücksichtigt wird.

Bei der statischen Dimensionierung des Auslaufbauwerks wird auch das Zuschlagen des Entlastungstollens massgebend. Da beim Zuschlagen der vollgefüllte Querschnitt nach unten wandert, wird auch die Toskammer mit erhöhtem Innendruck belastet.

Anderen potentiellen Überlastfällen wie z.B. Verklausung wird mit geeigneten konzeptuellen und baulichen Massnahmen entgegengewirkt, sodass das Risiko eines Versagens resp. einer nicht ordentlichen Funktionsweise des Entlastungstollens auf ein Minimum reduziert wird.

Verklausungen beim Einlaufbauwerk sind kaum zu befürchten. Der direkt oberstromliegende Schwemmholzrechen wurde ebenfalls in einem hydraulischen Modell auf eine korrekte und robuste Funktionsweise hin getestet und optimiert. Es ist deshalb mit keinem oder nur geringem Schwemmholzanfall beim Einlaufbauwerk zu rechnen. Dennoch ist beim Einlaufbauwerk an vorderster Stelle vor dem Seitenüberfall eine Tauchwand kombiniert mit einem Grobrechen vorgesehen. Der lichte Stababstand ist mit 2 m bewusst relativ gross aber dennoch genügend klein gewählt, dass die Passage durch den Grobrechen den kritischen Querschnitt darstellt. Alle nachfolgenden Querschnitte sind grösser dimensioniert. Kleineres Geschwemmsel und Holz bis 2 m Länge kann in den Stollen gelangen. Eine flächendeckende Verklausung des Grobrechens und eine damit einhergehende starke Reduktion des Entlastungsabflusses kann so verhindert werden. Zudem kann im Ereignisfall direkt ab dem Einlaufbauwerk mit mobilen Geräten interveniert werden. Aus Personensicherheitsgründen ist beim Auslaufbauwerk eine Zugangssicherung gegen einschwimmende Taucher (Taucher) notwendig, diese wird so ausgebildet, dass sie sich bei Stollenbetrieb schon bei einem geringen Widerstand selbsttätig öffnet (Sollbruchstelle).

Durch die Schaffung einer ausgeprägten Kurvensituation und die Anordnung des Seitenüberfalls am Ende der Kurvenaussenseite kann die Sekundärströmung bestmöglich genutzt werden um den Bereich vor dem Seitenüberfall geschiebefrei zu halten. In den hydraulisch-geschiebetechnischen Versuchen konnte gezeigt werden, dass nur sehr wenig und v.a. Geschiebe mit kleinem Durchmesser in den Stollen gelangt (VAW Bericht Nr. 4293/2). Diese geschiebetechnisch ideale Anordnung gilt es auch bei einem gesteuerten Einlaufbauwerk (Schlauchwehrvariante) im Rahmen von hydraulischen Modellversuchen wieder zu erzielen.

10.2 Verbleibende Gefährdung

Der Hochwasserschutz im Abschnitt Gattikon bis zur Stadt Zürich wird mit den vorgeschlagenen Massnahmen bis zur Ausbauwassermenge von $600 \text{ m}^3/\text{s}$ stark verbessert. Denkbar sind aber auch äusserst seltene Ereignisse ($p \leq 1/500$) mit Spitzenabflüssen bis $800 \text{ m}^3/\text{s}$.

Auch könnten Ereignisse mit extremem Schwemmholztrieb die oberhalb liegende Holzrückhalteinlage überlasten, so dass sich der Überlastfall, trotz vorgesehener Massnahmen als Verklausung beim Einlaufbauwerk des Entlastungstollens fortsetzen könnte. In beiden Fällen steigt der Restabfluss in der Sihl unterhalb des Einlaufbauwerks über die geplanten $270 \text{ m}^3/\text{s}$ (bzw. $300 \text{ m}^3/\text{s}$ in der Stadt Zürich) an.

Für eine solche Überlastung der Sihl unterhalb des Stollens ($Q_{\text{SihlStadt}} > 300 \text{ m}^3/\text{s}$) sind folgende Massnahmen angedacht und genauer zu prüfen:

- Anpassung der kritischen Stellen entlang der Sihl, dass bis $380 \text{ m}^3/\text{s}$ ein minimales Freibord vorhanden ist, was bei der vorhandenen Flussbettbreite eine erhebliche Reserve mit sich bringt.

- Vor der Stadt Zürich soll in der Allmend Brunau eine Dosierstrecke realisiert werden, so dass bei einem Überlastfall über $430\text{ m}^3/\text{s}$ das Wasser dort austritt. Abflüsse um $430\text{ m}^3/\text{s}$ können folgende Brücken (auch die Sihldurchlässe HB) ohne erhebliche Schäden passieren. Eine Ausuferung in der Brunau wirkt sich erst ab einem erheblichen Abflussvolumen über $430\text{ m}^3/\text{s}$ in der Stadt aus (topographisch bedingt).
- Für solch seltene Ereignisse lohnt sich eine Vorsorge mit Objektschutz selbst für Sonderobjekte nicht mehr. Verschiedene geprüfte Massnahmen sind nicht wirtschaftlich.
- Zur Sensibilisierung von Eigentümern kann geprüft werden, ob die von der Brunau aus überflutbaren Stadtgebiete in einer Gefahrenkarte nach Massnahmen gelb/weiss markiert bleiben. Weiter kann in der Brunau eine Fläche der Allmend so gestaltet werden, dass sie schon bei mittleren Hochwasserereignissen lokal überflutet wird, was neben einem positiven Effekt bzgl. Ökologie auch eine Sensibilisierung auf den ausserordentlichen Hochwasserfall für die Bevölkerung mit sich bringen kann (Sihl als Wildfluss erlebbar).

Mit einer der Situation angepasster Notfallplanung und Sensibilisierung (Überwachung des Zu-, Entlastungs- und Restabflusses in der Sihl, Evakuierungen, Information etc.) können die Schäden in Grenzen gehalten werden und vor allem kann der Verlust von Menschenleben verhindert werden.

Es ist nicht auszuschliessen, dass der Entlastungsstollen oder die Sihl unterhalb des Einlaufbauwerks im Ereignisfall aufgrund gleichzeitiger Naturgefahrenprozesse (Extremhochwasser, Rutschungen, massive Schwemmholtmengen) überlastet werden können. Die Eintretenswahrscheinlichkeit eines solchen Ereignisses wird jedoch als sehr klein eingestuft ($p \leq 1/10'000$ /a) und das System Entlastungsstollen/Sihl wird selbst dann noch in einem gewissen Mass eine Abflussreduktion in der Stadt Zürich bewirken.

Bei einem Staumauerbruch am Sihlsee und der damit im Sihltal abfliessenden Flutwelle mit Abflussspitze $Q_{\text{max, Flutwelle}} = 4000\text{ m}^3/\text{s}$ (TK Consult, 2012) erreicht der Wasserspiegel beim Einlaufbauwerk eine Kote von ca. 481.50 m ü.M. Dabei wird das gesamte Bauwerk inkl. Betriebsgebäude überströmt. Die Be- und Entlüftungsöffnungen über dem Sammelbecken des EBW sowie für den Entlastungsstollen werden geflutet, was zur Folge hat, dass im Stollen Unterdruck herrscht und ein Zuschlagen höchstwahrscheinlich wird. Nach dem Zuschlagen beträgt die Abflusskapazität rund $Q_{\text{Entl}} = 500\text{ m}^3/\text{s}$.

Ein hydraulisches Systemversagen ist für dieses Szenario nicht zu erwarten, d.h. dass sowohl EBW wie auch ABW grundsätzlich wie im Normalfall funktionieren. Kritisch wird der Übergang von Freispiegelabfluss zu Druckabfluss beurteilt, da die im System verbleibende Luft ausgeblasen werden wird. Ebenfalls ist zu erwarten, dass es bei Druckabflussbedingungen zu Pulsationen kommt. Aufgrund der extremen Belastung kann an exponierten Stellen der Tunnelberandung (v.a. Knicke, Stösse, Nuten, Absätzen etc.) Kavitation entstehen. Aufgrund der relativ kurzen Beanspruchungsdauer wird aber nicht mit Kavitationserosion gerechnet, die das Bauwerk massgeblich beeinträchtigen

11 Notfallplanung und Intervention

Die aufgrund der verbleibenden Gefährdung beabsichtigten Massnahmen organisatorischer und temporärer Natur sind in einer detaillierten Notfallplanung, inklusive Überwachungskonzept (z.B. Kopplung mit Unwetterwarndiensten) und Einsatzdispositiv zu regeln.

Eine effiziente und eingeübte Notfallplanung kann wesentlich zum Schutz von Mensch und Sachwerten beitragen und hat im integralen Risikomanagement einen hohen Stellenwert. Im Rahmen des vorliegenden Projekts wird daher in einer späteren Phase die Notfallplanung erarbeitet bzw. die bestehende Notfallplanung überarbeitet.

Ziel dieser Notfallplanung ist es, einen effizienten und gezielten Mitteleinsatz bei einem zukünftigen Naturgefahrenereignis zu gewährleisten. Hierzu sind mit den Feuerwehren der angrenzenden Gemeinden im Rahmen von Felddagen Interventionskarten und Auftragsblätter zu erarbeiten bzw. anzupassen.

Durch die Wahl eines regulierbaren Einlaufbauwerks mit beweglichen Organen ist in der Notfall- und Interventionsplanung zudem der Handeingriff in die Steuerung oder gar die mechanische bzw. händische Regulierung der Organe mit zu berücksichtigen.

Die Randbedingungen der vorgesehenen und in der Ausführungsprojektierung näher zu definierenden Interventions- und Notfallplanung sind in Abschnitt 6.1 beschrieben.

12 Realisierbarkeit und Projektrisiken

Das Projekt des Entlastungstollens weist nach heutigem Wissen keine unlösbaren Zielkonflikte auf und ist grundsätzlich eine einfache sowie erprobte technische Lösung mit geringen Projektrisiken. Aus dem heutigen Kenntnisstand wird das Projekt als bewilligungsfähig und ohne grössere Probleme realisierbar beurteilt. Der Umgang mit Projektrisiken ist in der nachfolgenden Tabelle 12.1 erläutert.

Die Einschätzung der Projektrisiken und der Stand der Umsetzung der Massnahmen zu deren Bewältigung muss in den nachfolgenden Projektphasen wieder überprüft und ergänzt werden. Die Restrisiken werden multipliziert mit einer Wahrscheinlichkeit von ca. 2 % im Kostenvoranschlag mit 1.5 Mio. CHF berücksichtigt.

Tabelle 12.1: Projektrisiken, Massnahmen und Restrisiken (P= Wahrscheinlichkeit)

Anforderung	Risikofaktoren	P			Massnahmen	Restrisiken In Klammer sind die ungefähr möglichen Kosten in CHF angegeben
		Klein	Mittel	Gross		
Einhaltung Projektbudget	Ungenügende Genauigkeit KV		X		Technisch ausgereiftes Projekt, Einholen Richtofferten, Berücksichtigung Projektrisiken im KV	Submissionsrisiko, Konjunktur, Unvorhersehbare Ursachen
	Honoraraufwand > Kostendach	X			Laufendes Kostencontrolling Planer; Überwachung Termine & Meilensteine	Projektverzögerungen mit Kostenfolge (500'000)
	Einsprachen oder Auflagen aus den Bewilligungsverfahren	X			Laufende Mitwirkung und Orientierung der Betroffenen	Einsprachen (500'000)
	Nachtragsforderungen Unternehmung		X		faire und klare Ausschreibung, technisch ausgereiftes Projekt	Unvorhersehbare Ursachen, Spekulative Angebote Abwehr Nachtragsforderungen (20'000'000)
	Baugrundrisiken		X		Baugrundsondierung mit genügender Prognosegenauigkeit, Berücksichtigung Unsicherheiten und Risiken bei der Projektierung, Bauverfahren auf Baugrundrisiken abstimmen	Altlasten (500'000) Wasserzutritte/ Wasserhaltung (2'000'000) Baugrundverbesserungen / ungenügende Sicherungen / verminderte Standfestigkeit (4'000'000) Verklemmen Vortriebsmaschine (20'000'000) Deponiekosten für schlammiges Material (1'000'000) Setzungen bei Bahn mit Betriebsunterbruch (mehrere 10 Mio. CHF)
	Hochwasser während Bauzeit	X			Hochwassersicherheit der Baustelle bis zu einer definierten Risikowassermenge für alle Bauzustände, klare Zuordnung von Risiken Entscheid über Verschluss des Stollens nach dem Durchschlag aufgrund Risikoabwägung	Überflutung Vortriebseinrichtung (20'000'000) Überflutung Baustelle Auslaufbauwerk (10'000'000)
Einhalten Projekttermine	Äussere Einflüsse (Hochwasser, Witterung, Baugrund)		X		Hochwassersicherheit der Baustelle bis zu einer definierten Risikowassermenge für alle Bauzustände, klare Zuordnung von Risiken und Kompetenzen (Bauherr - Unternehmer - Bauleitung)	Hochwasser > Risikowassermenge Baugrundrisiken (siehe oben)

Anforderung	Risikofaktoren	P			Massnahmen	Restrisiken In Klammer sind die ungefähr möglichen Kosten in CHF angegeben
		Klein	Mittel	Gross		
	Ungenügender Planungsfortschritt	X			Projektterminplan mit Zwischenterminen = Meilensteine, Ressourcenplanung und -bereitstellung seitens Planer	
	Nicht einhalten Leistungsvorgaben bei Ausführung	X			Reserven einplanen, wichtige Termine pönalisieren Massnahmen zur Bewältigung geol. Gefährdungsbilder planen	Baugrundrisiken
	Verzögerungen bei Bewilligung, Einsprachen, Auflagen		X		Bewilligungsfähiges Projekt, Akzeptanz, Öffentlichkeitsveranstaltung	Einsprachen
Qualität und Dauerhaftigkeit des Bauwerks	Ungeeignete technische Lösung	X			Technische Optimierung des Bauwerks	
	Ungenügende Ausführungsqualität	X			Umsetzung Kontrollplan mit den notwendigen Qualitätsprüfungen	
	Hoher Unterhaltsaufwand	X			Berücksichtigung Unterhalt bei der Projektierung, Dauerhaftigkeit der techn. Lösung sicherstellen	
Zuverlässiges Funktionieren des Bauwerks in allen Betriebszuständen	Verklausung und / oder Geschiebeablagerungen	X			Schwemmholzrechen, Tauchwand und Grobrechen vor Einlaufbauwerk, physikalische Modellversuche Schwemmholz muss durch das Auslaufbauwerk durchgeleitet werden können	Grösserer Schwemmholz- oder Geschiebeanfall, Teilverklausung, Abfluss in der Sihl unterhalb über den angestrebten 270 m³/s
	Ungenügende Kapazität des Bauwerks, Überlastsicherheit	X			Genügend Kapazitätsreserven, Hydraulische Funktion muss auch bei Überstau und Druckabfluss sichergestellt sein	Extremereignis, Abfluss in der Sihl unterhalb über den angestrebten 270 m³/s
	Pulsationen, Zuschlagen, Instabiles Strömungsverhalten		X		Bemessung der Bauwerke auf entsprechende Belastungen	Zuschlagen bei Extremereignis (Bruch Staumauer Sihlsee) Schäden ohne Einfluss auf Funktionstüchtigkeit werden in Kauf genommen
	Fontänen im Zürichsee durch Luftaustritte		X		Optimierung des Auslaufbauwerks im physikalischen Modellversuch. Ziele: mitgeführte Luft reduzieren, Luftaustritte möglichst als kleine Blasen	Stossweise Luftaustritte beim Entweichen von Blasen Luftaustritte und Spritzwasser beim Damm-balkenschacht

13 Schlussbemerkungen und Ausblick

13.1.1 Allgemeines

Mit dem vorliegenden Auflageprojekt wurde das Projekt eines robusten, dauerhaften und einfachen Hochwasserschutzkonzepts in Form eines Entlastungsstollens zwischen Sihl und Zürichsee weiter ausgearbeitet. Die Massnahme bietet Schutz vor Ausuferungen von Hochwasserabflüssen der Sihl im Zentrumsgebiet der Stadt Zürich und Sihlaufwärts bis zum Einlaufbauwerk (Adliswil, Langnau a.A.).

Dabei sollen die natürlichen flussmorphologischen Prozesse in der Sihl und die Speisung des Grundwasserträgers bestmöglich beibehalten werden, was bedingt, dass mittlere Hochwasserspitzen bis zu einem HQ_{10} - HQ_{20} noch in der Sihl verbleiben. Auf Basis von Detailabklärungen zur Morphologie und dem Grundwasserträger im Sihltal sowie gestützt auf die Vernehmlassung des Vorprojekts wurde zur Ausarbeitung im Bauprojekt deshalb neu eine regulierte Variante für das Einlaufbauwerk gewählt.

Beim Stollenbauwerk wird derzeit als Amtslösung der TBM-Vortrieb mit einer Schild-TBM und einer Tübbing-Auskleidung favorisiert, was bezüglich der Sicherheit im Untertagebau und der Bauzeit die geeignetste Lösung ist. Vortriebsmethoden mit offener Gripper-TBM sowie Spritzbeton- oder Ortsbeton-Auskleidungen wurden ebenfalls untersucht und sind auf alle Fälle bei der Submission als Unternehmervarianten zuzulassen. Gegenüber der vertieften Machbarkeit neu ist der Abtransport des Ausbruchmaterials per Bahn, was die Kosten der gesamten Materialbewirtschaftung deutlich verteuert, aber aus Sicht Lufthygiene Vorteile bringt.

Wie der für das Einlaufbauwerk mit fester Seitenentnahme durchgeführten hydraulisch-gechiebetechnischen Modellversuche zeigte, wird die Entlastungskapazität von einem komplexen Zusammenspiel von Überfalllänge und Schwellhöhe und dem Flussquerschnitt bestimmt. Diese geometrischen Randbedingungen haben bei der nun im Bauprojekt ausgearbeiteten, regulierten Entnahme geändert. Hier werden derzeit weitere Abklärungen vorgenommen (siehe unten). Die Funktionstüchtigkeit des Auslaufbauwerks wurde mittels einfacher hydraulischer Modellversuche voruntersucht. Die Erkenntnisse bestätigten die Vermutung, dass hier weitergehende Untersuchungen am physikalischen Modell empfehlenswert sind (vgl. unten). Diese sind derzeit ebenfalls in Arbeit.

Die erwarteten Baukosten sowie Gesamtkosten unter Berücksichtigung der Allgemeynkosten betragen nun 135.4 Mio. (exkl. MWSt.). Es wird eine Bauzeit von rund 40 Monaten erwartet.

13.1.2 Weiterführende Detailabklärungen

Folgenden im Wasserbau-spezifischen Detailabklärungen werden parallel zur Auflage sowie im Rahmen der weiteren Projektierung vorgenommen:

a) Hydraulische Modellversuche reguliertes Einlaufbauwerk

Das Zusammenspiel von Gerinneabfluss, Seitenüberfall, Drosselwirkung und Einlauf in den Entlastungsstollen hat sich bereits in der ersten Versuchsreihe an der VAW als äusserst komplex erwiesen. Aufgrund der Vielschichtigkeit der Phänomene und der Schwierigkeit, diese mittels einfachen Rechenmodellen vollständig zu erfassen wird auch das nun gewählte, regulierbare Einlaufbauwerk in einem hydraulischen Modellversuch untersucht. Der Zwischenbericht ist in der Beilage 11 enthalten.

b) Hydraulische Modellversuche Auslaufbauwerk

Ebenfalls parallel zur Erarbeitung des Bauprojekts wird das hydraulische Verhalten des Auslaufbauwerks in einem hydraulischen Modellversuch untersucht. Primäres Ziel ist die Optimierung der Energieumwandlung in der Toskammer mit geeigneten Einbauten und die Verminderung des Lufteintrags. Damit kann die Mündungsgeschwindigkeit am Stollenaustritt in den See verkleinert werden. Es wird so auch verhindert, dass der Freistrahle aufgrund einer hohen Luftkonzentration aufschwimmt oder das grosse Luftpaket impulsartig ausblasen. Der Zwischenbericht ist in der Beilage 12 enthalten.

c) 3d- Simulation der Strahlausbreitung und Einschichtung im Zürichsee

Je nach Erkenntnissen bei weiterer Diskussion mit den beteiligten Fachleuten kann es angezeigt sein, die Abströmung des Austrittsstrahls in den Zürichsee, die Resuspensionsprozesse am Seegrund und die Strahleinschichtung im Zürichsee in der weiteren Projektierung detaillierter mittels eines dreidimensionalen numerischen Modells in Zusammenarbeit mit der EA-WAG zu untersuchen.

Zürich, im März 2019

**IG Sihl-Entlastungsstollen
c/o IUB Engineering AG, Zürich**

Verwendete Grundlagen

- [1] Gefahrenkartierung Hochwasser, Kanton Zürich, Technischer Bericht, AWEL / Basler & Hofmann, Zürich, November 2008
- [2] Gefahrenkartierung Naturgefahren unteres Sihltal, Technischer Bericht AWEL / Flussbau AG - Geo7, 19.03.2010
- [3] Geschiebehaushaltsstudie Sihl - Limmat, Flussbau AG SAH, Zürich, 20.08.2010
- [4] Sihlentlastung in den Zürichsee, Machbarkeitsstudie, IUB Ingenieur-Unternehmung AG, 23.12.2010
- [5] Sihlentlastung in den Zürichsee, Ergänzungen zur Machbarkeitsstudie "Sihlentlastung in den Zürichsee", Eawag, EPFL, Februar 2016
- [6] Langfristiger Hochwasserschutz an der Sihl, Umleiten (Stollenlösungen), IUB Engineering AG, 30.04.2012
- [7] Langfristiger Hochwasserschutz an der Sihl, Aufwertung Sihlraum, manoa Landschaftsarchitekten GmbH, April 2012
- [8] Langfristiger Hochwasserschutz Sihl, Synthesebericht zur Konzeptfindung, Baudirektion Kanton Zürich, Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL), 8. Dezember 2011
- [9] Langfristiger Hochwasserschutz Sihl, Synthesebericht der vertieften Abklärungen, Baudirektion Kanton Zürich, Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL), 22. Juni 2015
- [10] Hochwasser-Hydrologie der Sihl Hochwasser-Hydrologie der Sihl, Hochwasserabschätzung unterhalb des Sihlsees bis Zürich, Bericht-Nr. 12/159, Scherrer AG, Juli 2013
- [11] WSL, Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft (2013): Hochwassersteuerung Sihlsee: Modellierung von Hochwasserszenarien für die Sihl und Steuerungsszenarien für den Sihlsee.
- [12] Einlaufbauwerk Entlastungsstollen Sihl Standort Rütiboden, Hydraulische Modellversuche, VAW Bericht Nr. 4293/2, ETH-Zürich, Dezember 2013
- [13] Hochwasserschutz an Sihl, Zürichsee und Limmat, Integrales Risikomanagement und Massnahmenziel, Konzept, TBF + Partner AG, Dezember 2013
- [14] Hochwasserschutz Sihl-Zürichsee-Limmat, TP4 Entlastungsstollen, Modul 2, Pflichtenheft, TBF + Partner AG, 01.11.2013
- [15] Entlastungsstollen Sihl-Zürichsee, Erweiterte Machbarkeitsstudie, Bericht Nr. 11216, Dr. von Moos AG, 8. Mai 2015
- [16] Hochwasserschutz Sihl - Zürichsee - Limmat, Teilprojekt 4.1, Auswirkungen Entlastungsstollen auf die Sihl, Flussbau AG SAH, Juni 2015
- [17] Hochwasserschutz Sihl - Zürichsee - Limmat, Teilprojekt 1, Massnahmen Zürichsee - Limmat, Pöry, TK Consult AG, WSL, Oktober 2015
- [18] Wellenkarte Zürichsee, Technischer Bericht, Staubli, Kurath & Partner AG, Januar 2014
- [19] Konzeptstudie Seeufer Bürger, Raumnutzung und Ersatzmassnahmen unter Einbezug des "Auslaufbauwerks Hochwasserentlastung Sihl", PLANiUM umwelt GmbH, November 2014
- [20] Sihldurchlässe Hauptbahnhof Zürich, Hydraulischer Modellversuche, VAW-Nr. 4308, Dezember 2015, VAW-ETHZ
- [21] Hochwasserschutz Sihl -Zürichsee - Limmat, Synthesebericht zum Konzeptentscheid "Entlastungsstollen Thalwil, AWEL Kt. Zürich, 27.10.2017

Literaturverzeichnis

- Arndt R.E.A. (1981), Cavitation in Fluid Machinery and Hydraulic Structures, *Ann. Rev. Fluid Mech.* **13**, pp. 273–328
- Arndt, R.E.A., Holl, J.W., Bohn, J.C., Bechtel W.T. (1979). Influence of Surface Irregularities on Cavitation Performance. *J. Ship Res.* 23/3, pp. 157 – 170.
- Belvins, R.D. (1992). *Fluid Dynamics Handbook*. Krieger, Malabar, FL.
- Bollrich, G. (1996) *Technische Hydromechanik* 1, 4. Aufl., Verlag für Bauwesen, Berlin
- Falvey, H.T. (1990), *Cavitation in Chutes and Spillways*, USBR Engineering Monograph N° 42, Denver
- Falvey, H. T. (1980), *Air-Water Flow in Hydraulic Structures*, USBR Engineering Monograph 41.
- Hager, W.H & Schleiss, A. J (2009). *Constructions hydrauliques, Ecoulements stationnaires*, *Traité de Génie Civil de l'EPFL*, Vol. 15
- Khatsuria, R. M. (2005). *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*, Marcel Dekker
- Rey, R. (2003), SBB-Zimmerberg-Basistunnel Teil 1: Geologie der Felsstrecke von der Kollerwiese bis Thalwil, *Bull. angew. Geol.* Vol. 8/2
- Sharma, H.R. (1976), Air-Entrainment in high head gated conduits, *Journal of Hydraulics Division*, p. 1629 - 1646.
- Schleiss, A. (1992), Erforderliche Felsüberdeckung bei Druckstollen und Druckschächten, *wasser, energie, luft*, Heft 11/12, p. 321 - 324
- Speerli, J. (1999), Strömungsprozesse in Grundablassstollen, VAW-Mitteilung Nr. 163, ETH Zürich