

Titel	Wettbewerbsanalyse und Entwurf Negrellisteg Zürich
Diplomandin/Diplomand	Beqiri, Shpat
Bachelor-Studiengang	Bachelor Bauingenieurwesen
Semester	HS22
Dozentin/Dozent	Dr. Gollob Stephan
Expertin/Experte	Dr. Volkwein, Axel

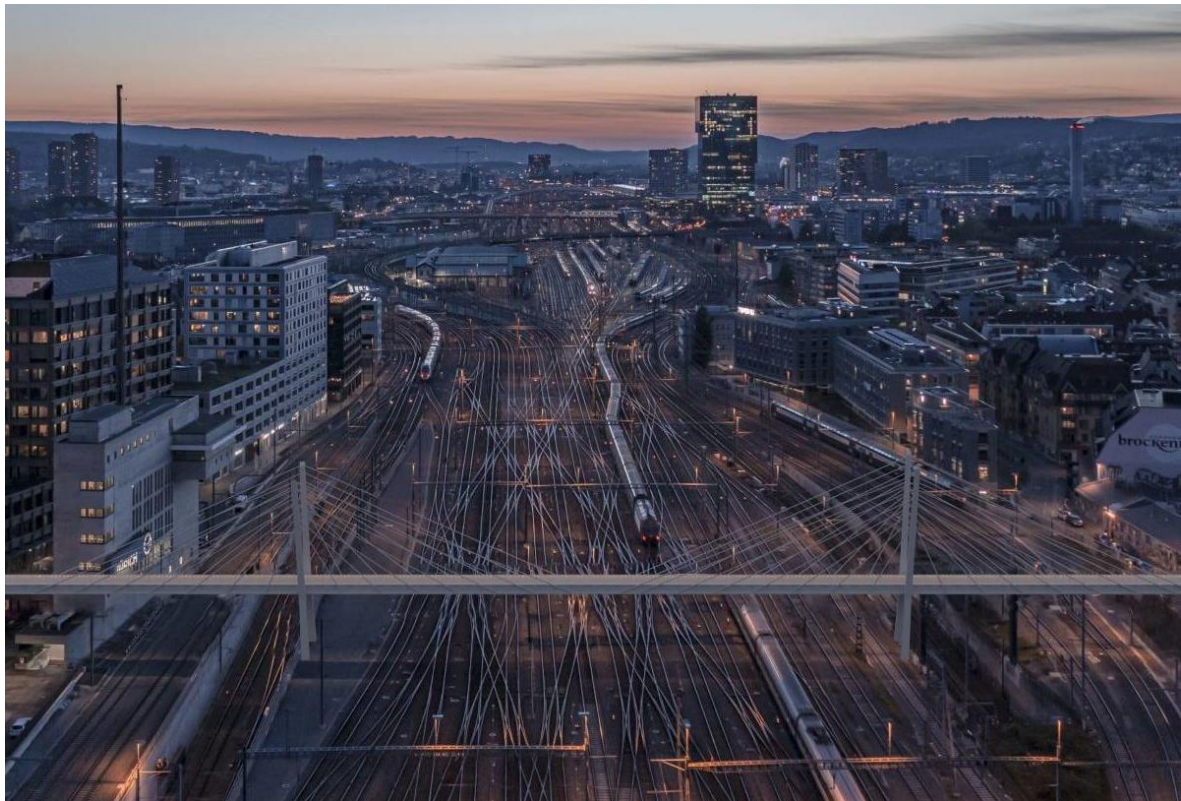
Der Hauptbahnhof Zürich und sein Umfeld unterliegen einer starken Entwicklungsdynamik. Die aktuellen Verbindungsmöglichkeiten zwischen den Stadtkreisen 4 und 5 decken den heutigen und zukünftigen Bedarf nicht mehr. Deshalb sieht der kommunale Verkehrsrichtplan vor, die Stadtkreise 4 und 5 für den Langsamverkehr mit einer Brücke zu verbinden. Im Rahmen der Aufgabenstellung wurden das Projekt «Wurmloch» die Siegerprojekte «96» und «337939» aus den Wettbewerben 2011 und 2017 analysiert und systematisch miteinander verglichen. Aus den gewonnenen Erkenntnissen der Wettbewerbsanalyse wurde dann ein eigener Entwurf auf Stufe Vorprojekt erarbeitet. Der Entwurf «Schrägkabelbrücke» eignete sich aufgrund des klar ersichtlichen Kraftflusses und der interessanten Pylonenform am besten für die Weiterbearbeitung.

The Zurich Main Station and its surroundings are subject to strong development dynamics. The current connection possibilities between districts 4 and 5 no longer meet current and future needs. For this reason, the municipal traffic guidance plan envisages connecting districts 4 and 5 for non-motorised traffic with a bridge. As part of the task, the "Wormhole" project and the winning projects "96" and "337939" from 2011 and 2017 competitions were analysed and systematically compared with each other. The insights gained from the competition analysis were then used to develop a separate design at the preliminary project level. The "stay cable bridge" design was the most suitable for further work due to the clear visible flow of forces and the interesting pylon shape.

Sofern die Arbeit auf der Website der Hochschule Luzern online veröffentlicht wird, können abweichende Nutzungsbedingungen unter Creative-Commons-Lizenzen gelten. Massgebend ist in diesem Fall die auf der Website angezeigte Creative-Commons-Lizenz.

Negrellisteg – Zürich

Wettbewerbsanalyse und Entwurf



Wettbewerbsanalyse

Bachelor-Thesis HS22

Hochschule Luzern Technik und Architektur

Horw, 03. Januar 2023

Autor:

Shpat Beqiri
Eichenstrasse 17
6015 Luzern

Dozent:

Dr. Stephan Gollob

Experte:

Dr. Axel Volkwein

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	3
1.1	Ausgangslage	3
1.2	Ziel der Arbeit	3
2	Einzelanalysen	4
2.1	Projekt: 96 (Siegerprojekt 2017)	4
2.1.1	Eigenschaften	4
2.1.2	Tragwerkskonzept	6
2.1.3	Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung	7
2.1.4	Bauprozess	8
2.2	Projekt: 337939 (Siegerprojekt 2011)	10
2.2.1	Eigenschaften	10
2.2.2	Tragwerkskonzept	11
2.2.3	Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung	12
2.2.4	Bauprozess	12
2.3	Projekt: Wurmloch	13
2.3.1	Eigenschaften	13
2.3.2	Tragwerkskonzept	15
2.3.3	Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung	16
2.3.4	Bauprozess	16
3	Gegenüberstellung: Projekt 1-3	18
3.1	Tragwerkskonzept	18
3.2	Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung	19
3.3	Nachhaltigkeit	20
3.4	Wirtschaftlichkeit	20
3.5	Bauprozess	21
3.6	Ästhetik	21
4	Darstellung als Netzdiagramm und Fazit	22
5	Verzeichnisse	23
5.1	Literaturverzeichnis	23
5.2	Tabellenverzeichnis	23
5.3	Abbildungsverzeichnis	23
6	Anhang	24

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Der Hauptbahnhof Zürich und sein Umfeld unterliegen einer starken Entwicklungsdynamik. Die aktuellen Verbindungsmöglichkeiten zwischen den Stadtkreisen 4 und 5 decken den heutigen und zukünftigen Bedarf nicht mehr. Deshalb sieht der kommunale Verkehrsrichtplan vor, die Stadtkreise 4 und 5 für den Langsamverkehr mit einer Brücke zu verbinden. Unter Einbindung des Tiefbauamtes Zürich wurden in den Jahren 2011 und 2017, im Auftrag der SBB, Projektwettbewerbe mit dem Ziel ausgelöst, eine wirtschaftliche Lösung für eine Fussgängerbrücke zu erhalten. Grund für den zweiten Wettbewerb war, dass es nach 2011 noch einige Parameteränderungen gab und das Siegerprojekt nicht mehr geeignet war. Für den Wettbewerb 2011 wurde eine Fussgänger- und Radwegbrücke verlangt, jedoch wurde diese Idee aus mehreren Gründen verworfen. Die Kosten wurden aufgrund der Fahrradrampen zu gross. Hinzu kommt, dass in den Rampenbereichen Grundstücke gekauft werden mussten, was die Kosten für das erste Siegerprojekt sprengte. Zudem gibt es momentan Pläne, einen alten Autobahntunnel unterhalb des Hauptbahnhofs für den Radverkehr umzunutzen. Aufgrund dessen wurde eine Radwegbrücke für den Negrellisteg obsolet. Mit diesen neuen Parametern wurde im Jahr 2017 ein neuer Wettbewerb gestartet, worin das Siegerprojekt «96» prämiert wurde.

Im Rahmen der Bachelor-Thesis HS22 an der Hochschule Luzern Technik und Architektur analysiert Shpat Beqiri drei Wettbewerbsprojekte. Hierfür werden zwei Projekte aus dem Wettbewerb 2017 und eines aus dem Wettbewerb 2011 ausgewählt. Die Projekte werden analysiert und systematisch miteinander verglichen. Die Bewertungsmethode basiert dabei auf den folgenden Kriterien: Tragwerkskonzept, Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung, Nachhaltigkeit, Wirtschaftlichkeit, Bauprozess und Ästhetik. Anschliessend werden sie mit einem Netzdiagramm gegenübergestellt und aus den ermittelten Wichtigkeiten die Rangfolge abgeleitet.

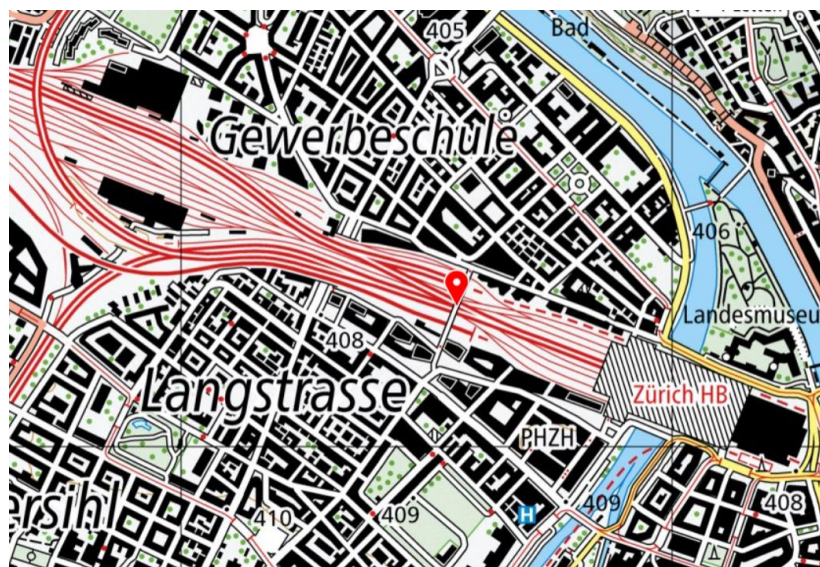


Abbildung 1: Situationsplan des Negrellistegs

1.2 Ziel der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist es, die Vor- und Nachteile der verschiedenen Projekte zu erkennen und diese miteinander zu vergleichen. Aus den gewonnenen Erkenntnissen dieser Wettbewerbsanalyse werden dann drei Entwürfe konzipiert.

2 Einzelanalysen

Im folgenden Kapitel werden drei Projekte einzeln analysiert. Die Wahl dieser drei Projekte ergibt sich durch die Aufgabenstellung, welche besagt, dass zwei Projekte aus dem Wettbewerb im Jahr 2017 und eins aus dem Jahr 2011 gewählt werden müssen. Für die Auswahl der Analyseprojekte sind dementsprechend die Siegerprojekte aus den Jahren 2011 und 2017 geeignet. Das dritte Projekt «Wurmloch» wird aufgrund des interessanten Bauprozesses und der Analogie zum Wurmloch analysiert.

2.1 Projekt: 96 (Siegerprojekt 2017)

Beim Projekt «96» (Abbildung 2) handelt es sich um eine Hohlkastenbrücke. Sie wurde im Jahr 2017 zur Weiterbearbeitung empfohlen und schliesslich auch realisiert.

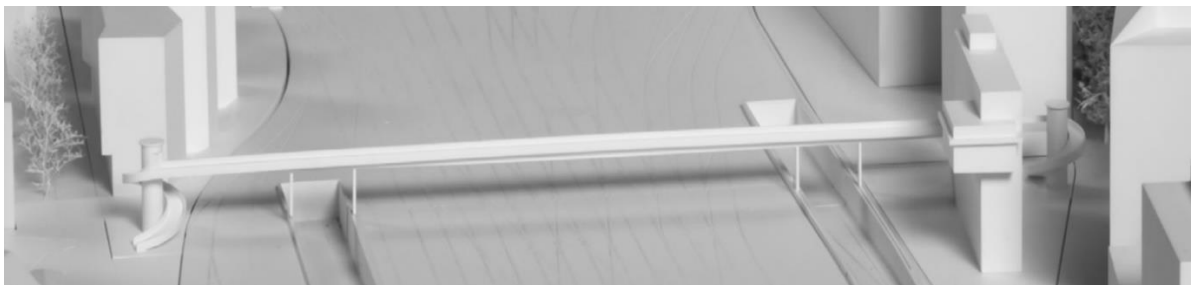


Abbildung 2: Illustration Projekt "96"

2.1.1 Eigenschaften

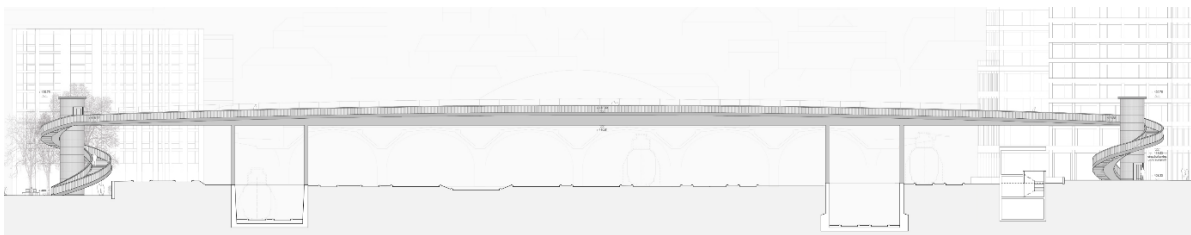


Abbildung 3: Ansicht Projekt "96"

- | | |
|----------------------|--|
| - Statisches System: | Durchlaufträger (5-Feld-Träger) |
| - Material: | Baustahl S355 |
| - Höhe: | 9.00 m* |
| - Länge(n): | 158.66 m (Gesamtlänge)
23.83 m – 10.93 m – 77.79 m – 11.11 m – 35.00 m
(von Etappe 1 bis 5 dargestellt, siehe Abb. 16) |
| - Max. Spannweite: | 77.79 m |
| - Fahrbahnbreite: | 4.10 m |
| - Lagerung: | Vier Stützen im Gleisbereich,
seitlich Treppenelemente |

Projektspezifische Eigenschaften:

- Breite Flansch: 4.40 m
- Max. Höhe Steg: 1.81 m
- Min. Höhe Steg: 0.30 m*
- Abmessungen Querschotten: 1.80 – 0.30 / 1.20 m, t = - *
- Abmessungen Querrippen: 1.60 / 0.30 m, t = - *
- Abmessungen Längsrippen: 120 / 20 mm*

*Genaue Abmessungen sind aus den vorhandenen Plänen nicht ersichtlich.

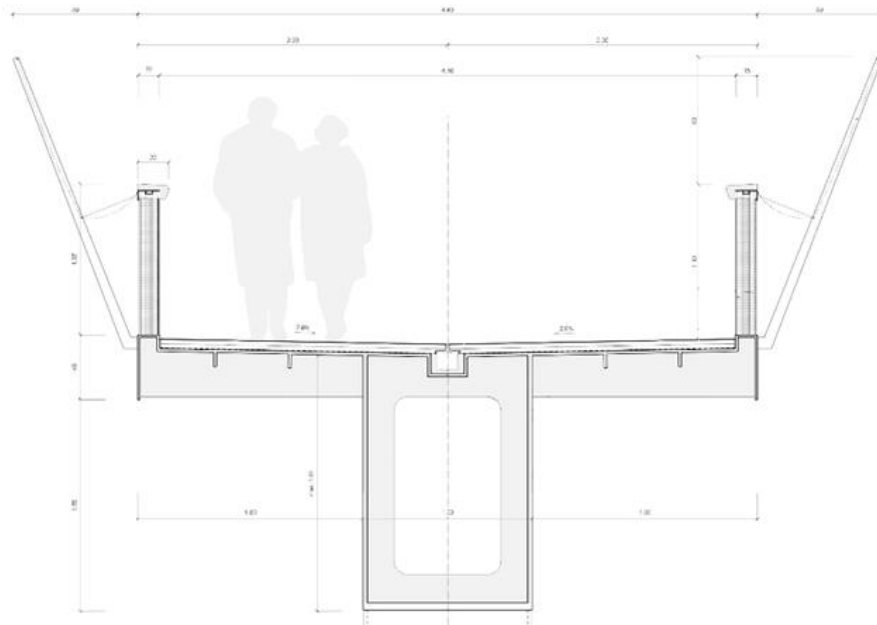


Abbildung 4: Vermasster Querschnitt

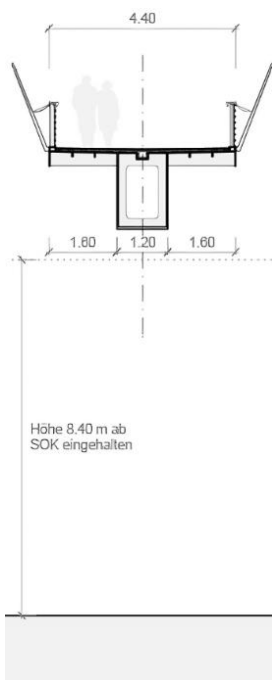


Abbildung 5: Querschnitt: Brückenmitte

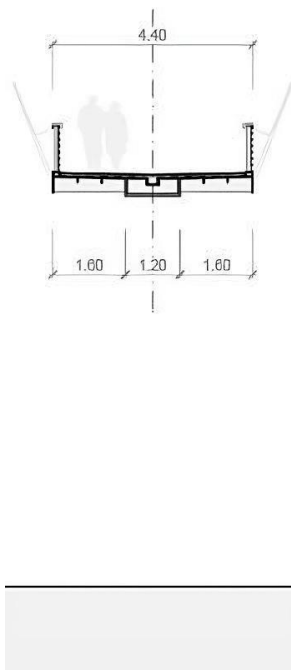


Abbildung 6: Querschnitt: Zollstrasse / Europaallee

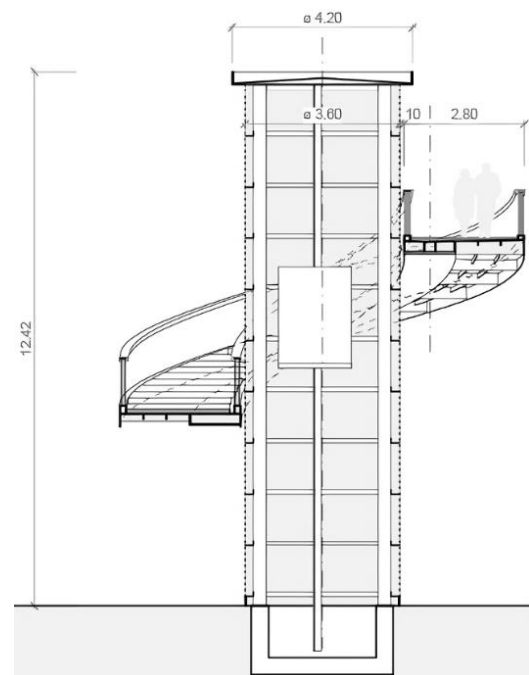


Abbildung 7: Querschnitt Treppe / Lift (Gustav-Gull-Platz)

2.1.2 Tragwerkskonzept

Die Hohlkastenbrücke wird an sechs Punkten gelagert. So hat die Brücke für die vertikalen Lasten die Tragwirkung eines 5-Feld-Trägers. Durch die geschickte Lagerung im Gleisbereich kann die Spannweite stark minimiert werden. Den Verformungen in Feldmitte wird mit einem hohen Steg entgegengewirkt. Der hohe Steg wird zudem ins Entwässerungskonzept integriert, indem er das beidseitige Längsgefälle erzeugt. Der Brückenträger besteht aus fünf vorfabrizierten Hohlkastenelementen. Diese sind monolithisch miteinander verbunden. In den Elementen gibt es Querschotten (Abstände unbekannt) welche zur Aussteifung des Querschnitts beitragen. Zudem unterstützen sie die Abtragung der Lasten in Querrichtung und begrenzen das Beulfeld. Des Weiteren gibt es Querrippen (Abstand unbekannt) und vier Längsrippen (zwei pro Seite). Von den Längsrippen aus werden die lokalen Kräfte, beispielsweise durch ein Unterhaltsfahrzeug erzeugt, über Biegung zu den Querrippen geleitet. Die Querrippen leiten schliesslich die Kräfte in den Hohlkasten ein.

Die geringen horizontalen Kräfte in Brückenlängsrichtung können über die Schweissnähte in die Stützen abgeleitet werden. Schliesslich werden die Kräfte über Biegung in den Baugrund geleitet.

Die höheren horizontalen Kräfte in Brückenquerrichtung werden gleich wie die horizontalen Kräfte, über die Stützen in den Baugrund geleitet. Für diesen Fall können, durch die Form der Stützen und der Lagerungsbedingungen, grössere Kräfte aufgenommen werden.

Die angeschweissten Treppen wirken wie zwei gefederte Auflager. So können mögliche Zwängungen aus der Temperaturdifferenz minimiert werden.

Kraftfluss

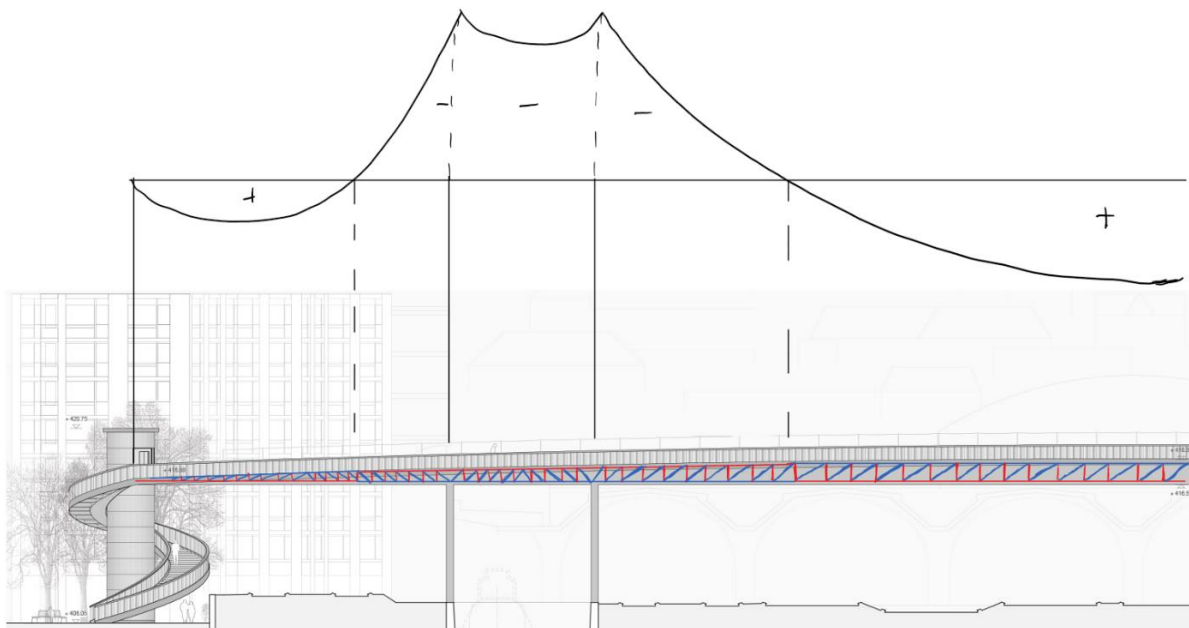


Abbildung 8: Kraftfluss: "96" (vertikal)

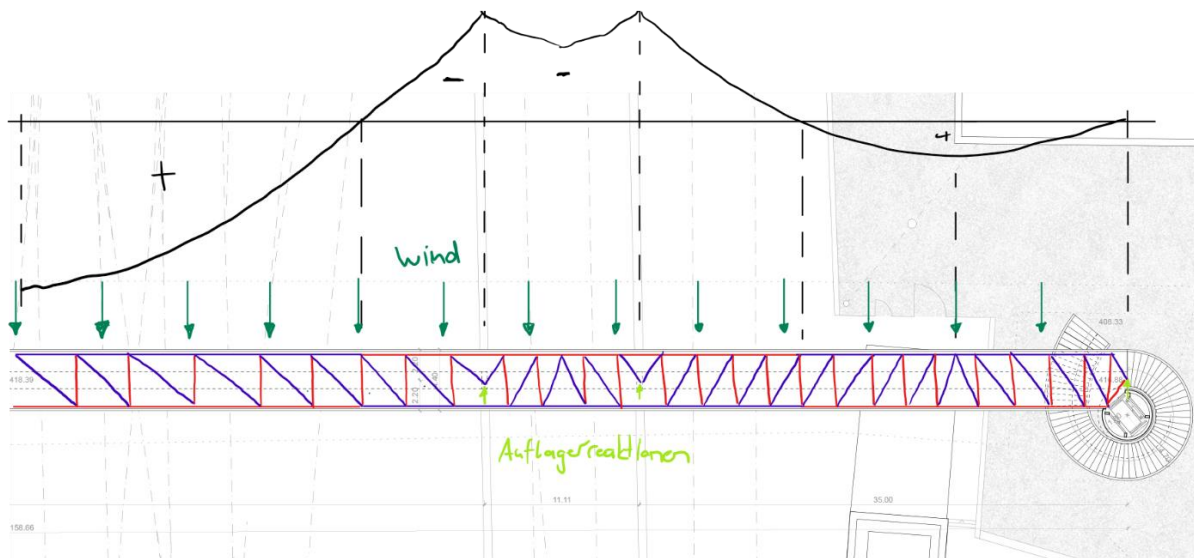


Abbildung 9: Kraftfluss: "96" (horizontal)

Legende:

	Druckkraft
	Zugkraft
	Auflagerreaktion

2.1.3 Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung

Der Brückenträger besteht aus fünf vorgefertigten Hohlkastenelementen. Diese sind komplett geschweisst und werden vor Ort miteinander verschweisst. Die vier Stützen werden oben mit dem Brückenträger verschweisst und unten mit einem Stahlschuh (siehe Anhang A) auf den verstärkten Rampenwänden aufgelagert. Die seitlichen Treppenelemente werden, wie der Rest der Brücke, an den Brückenträger geschweisst.

Schweißnähte gelten generell als ermüdungsgefährdet, jedoch sind sie ermüdungsresistenter als andere Anschlüsse (zum Beispiel Schraubverbindungen). Der Ermüdungsfall wird zudem noch durch Imperfektionen begünstigt. Dadurch dass die Elemente aber vorgefertigt sind, gibt es nur noch die vier Schweißnähte zwischen den jeweiligen Elementen, die von Imperfektionen betroffen sein können. Die angeschweißten Stützen am Hohlkasten ermöglichen eine Brücke ohne Brückenlager. Dies verringert die Wartungskosten und erhöht ausserdem die Dauerhaftigkeit. Um die Ermüdung in der Brücke zu minimieren, werden Schwingungstilger in die Hohlkasten eingebaut. Jedoch ist die Anzahl der Schwingungstilger nicht bekannt.

Um eine gute Entwässerung über beide Brückenenden zu ermöglichen, wurde ein Längsgefälle von 2 % gewählt. Darüber hinaus gibt es für die Entwässerung noch eine Rinne in der Fahrbahnmitte, die für eine sauberere Entwässerung der Brücke sorgt. Stark tausalzausgesetzte Bereiche wie Randabschlüsse, Geländer, Entwässerungsrinne und Vandalennetz werden zur Erhöhung der Korrosionsbeständigkeit in Edelstahl ausgeführt. Die restliche Brücke wird zur Erhöhung der Lebensdauer mit einem Korrosionsschutz versehen. Der Korrosionsschutztyp ist aus den Unterlagen nicht ersichtlich.

2.1.4 Bauprozess

Der Bauprozess des Projekts «96» ist in 13 Phasen gegliedert. Er beginnt mit der Vorbereitungsphase (Abbildung 10). In dieser werden die Schutzunnel, der Steg, die Montage- und Arbeitsplattformen aufgebaut. In der Phase 1 werden die Rampenwände verstärkt, sodass diese als Auflager für die Mittel- und Randfeldstützen fungieren können. Der Einbau der Hohlkastenelemente gelingt über den Gustav-Gull-Platz.

Zu Beginn der Bauphase 4 (Abbildung 13), wird die provisorische Abstützung auf Gleis C8, in einer oder mehreren Nachtsperren montiert. Danach beginnen die Einbau- und Schweissarbeiten die sich bis zur Phase 8 (Abbildung 16) erstrecken. In der Phase 9 (Abbildung 17) wird mit der Entfernung der provisorischen Abstützung das Gleis C8 wieder freigelegt.

Die Lastübertragung der Brücke wird mittels Verpressung zwischen Brückenträger und Stützen (zuerst Mittelfeld dann Randfeld) in der Bauphase 9 – 11 (Abbildung 17 und 18) realisiert. In den letzten beiden Phasen werden die Treppenaufgänge angeschlossen und der Lift montiert.

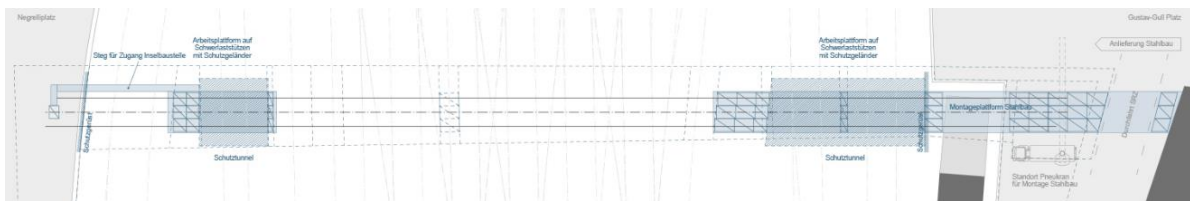


Abbildung 10: Bauphase 0: Installation Stahlbau, Schutzmassnahmen Bahn, Arbeitsbühne in erhöhter Lage

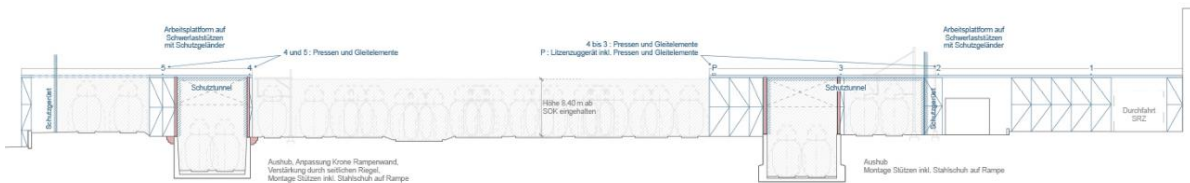


Abbildung 11: Bauphase 1: Installation Stahlbau, Schutzmassnahmen Bahn; Bauphase 2: Montage Stützen, Installation Vorschubelemente

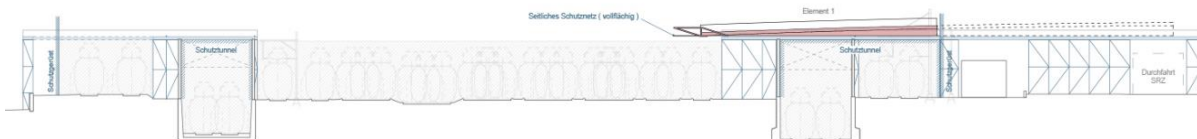


Abbildung 12: Bauphase 3: Einbau Element 1 (L = 35 m) mit Vorbauschnabel (L = 5.00 m)

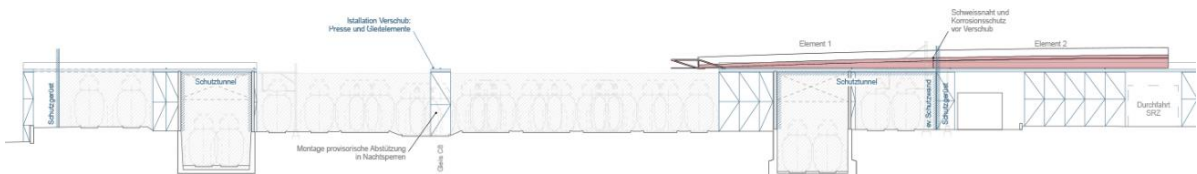


Abbildung 13: Bauphase 4: Montage provisorische Abstützung, Einbau Element 2, Schweissung an Element 1

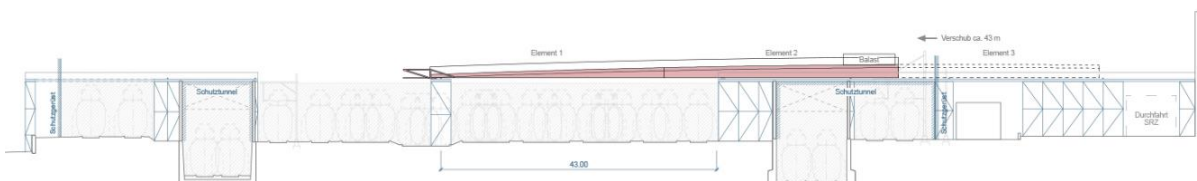


Abbildung 14: Bauphase 5: Verschub Elemente ca. 43 m, kritischer Bauzustand bei Auskragung 43 m

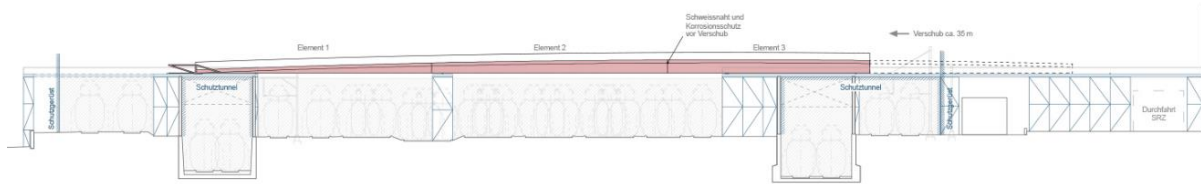


Abbildung 15: Bauphase 6: Einbau Element 3, Schweissung an Element 2, Verschiebung Elemente ca. 35 m

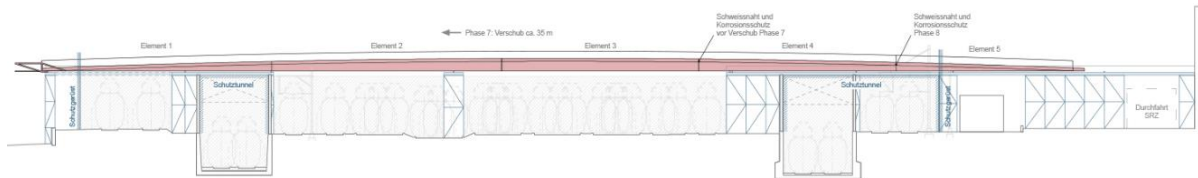


Abbildung 16: Bauphase 7: Einbau Element 4, Schweissung an Element 3, Verschiebung Elemente ca. 26 m
Endlage Brücke Bauphase 8: Einbau Element 5, Schweissung an Element 4, Demontage Vorbauschnabel

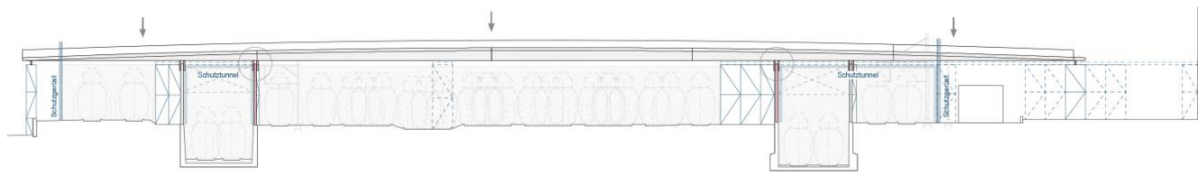


Abbildung 17: Bauphase 9: Lastübertragung der Brücke mit Pressen auf die Stützen / Abbau Verschiebelemente und einen Teil der provisorischen Abstützung; Bauphase 10: Brücke absenken, Verbinden Stützen Mittelfeld

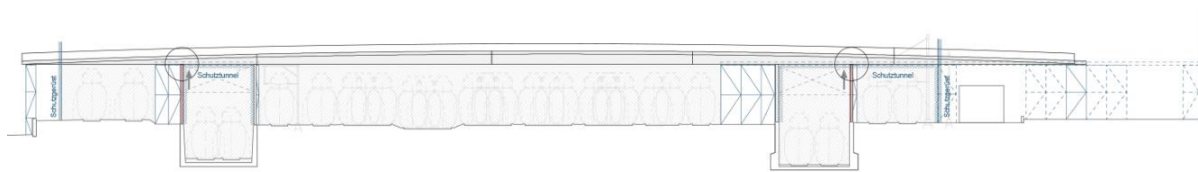


Abbildung 18: Bauphase 11: Aufpressen / Vorspannen Stützen Randfeld, Verbindung Stützen Randfeld

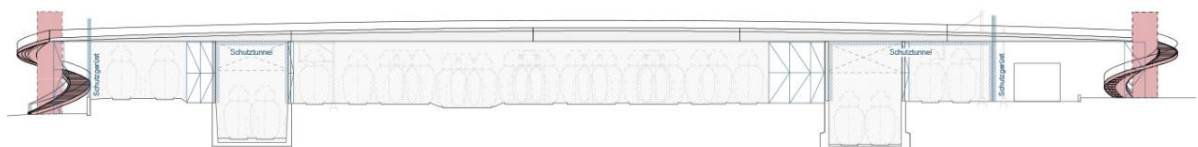


Abbildung 19: Bauphase 12: Anschluss Treppenaufgänge; Bauphase 13: Montage Lift, Belagsarbeiten, Abbau Hilfs- und Schutzkonstruktionen

2.2 Projekt: 337939 (Siegerprojekt 2011)

Beim Projekt «337939» (Abbildung 20) handelt es sich um eine Rahmenbrücke. Sie gewann im Jahr 2011 den Wettbewerb und wurde schliesslich zur Weiterbearbeitung empfohlen. Ausserdem ist sie die einzige Fussgänger- und Radwegbrücke, die für diesen Bericht analysiert wird.



Abbildung 20: Illustration Projekt "337939"

2.2.1 Eigenschaften

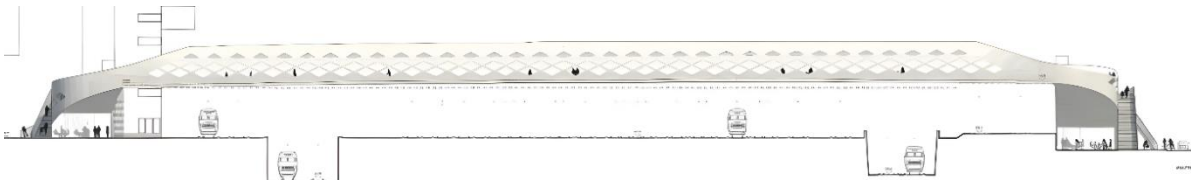


Abbildung 21: Ansicht Projekt "337939"

- | | |
|----------------------|--|
| - Statisches System: | Rahmen |
| - Material: | Ultra Hochfester Faserbeton |
| - Höhe: | 8.40 m* |
| - Länge(n): | 160.00 m* |
| - Max. Spannweite: | 160.00 m* |
| - Fahrbahnbreite: | 4.50 m* |
| - Lagerung: | keine im Gleisbereich,
seitlich eingespannt |

Projektspezifische Eigenschaften

- | | |
|----------------|---------|
| - Wandstärke: | 20 cm* |
| - Lichte Höhe: | 4.40 m* |

*Genaue Abmessungen sind aus den vorhandenen Plänen nicht ersichtlich.

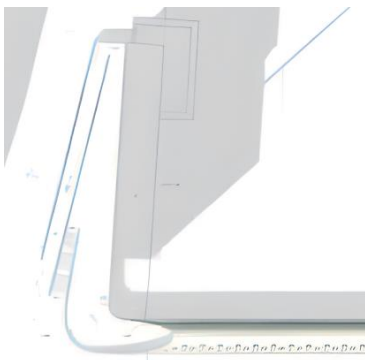


Abbildung 22: Aufsicht
Rampenbauwerk



Abbildung 23: Perspektive im
Negrellisteg

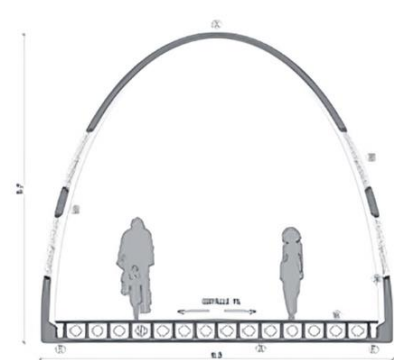


Abbildung 24: Querschnitt

2.2.2 Tragwerkskonzept

Die Brücke wird gemeinsam mit den Rampengebäuden als liegender Rahmen ausgebildet. So werden die Biegemomente in Feldmitte verkleinert, was eine stützenfreie Brückenkonstruktion ermöglicht. Die Tragwirkung des Brückenquerschnitts kann durch die Aussparungen als Fachwerkähnlich oder perforiertes Tragrohr betrachtet werden. Dadurch dass die Konstruktion lager- und fugenfrei ist, sind Zwängungen in der Brückenröhre möglich. Jedoch wird im Wettbewerb nicht auf diese Problematik eingegangen. Ausserdem wurde Aufgrund der Ästhetik die Brückenrohroberkante im Auflagerbereich verkürzt, wodurch sich der Querschnitt im massgebenden Eckpunkt noch weiter verkleinert hat.

Kraftfluss

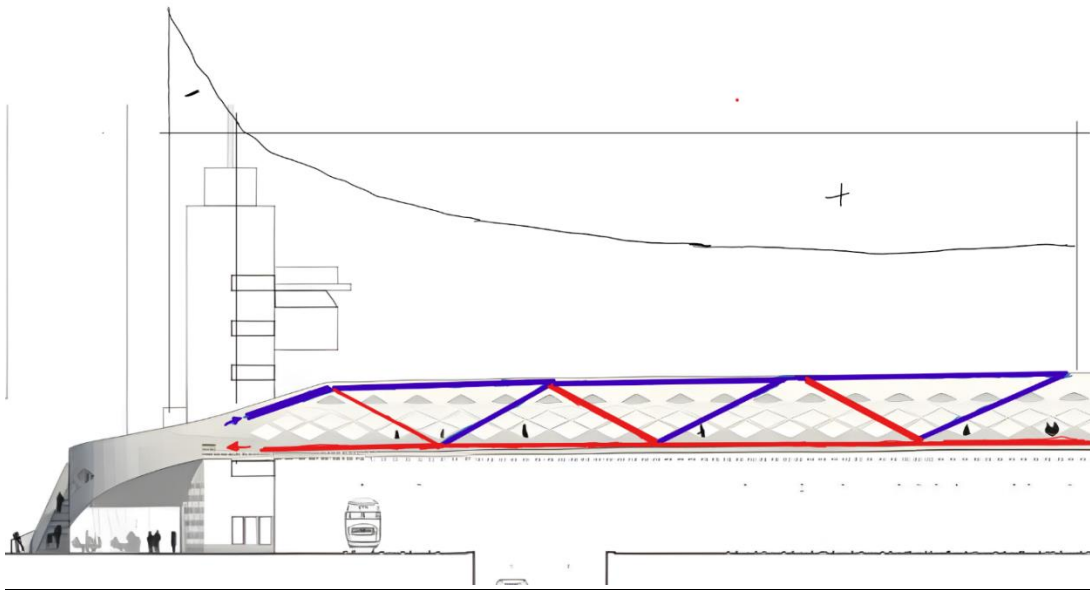


Abbildung 25: Kraftfluss "337939" (vertikal)

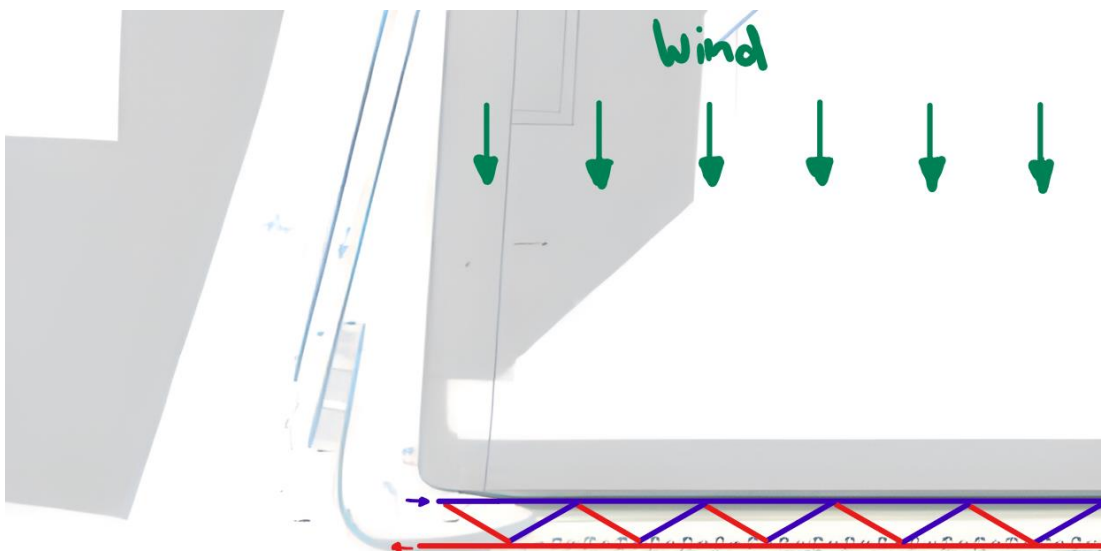


Abbildung 26: Kraftfluss "337939" (horizontal)

Legende:



2.2.3 Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung

Die Materialwahl der Brücke ist aus Sicht der Dauerhaftigkeit sehr gut. Gemäss Hi-Con, einem Entwickler von ultrahochfestem Beton (UHFB), beträgt die Lebensdauer des UHFB bei minimaler Wartung mehr als 100 Jahre. Hinzu kommt, dass das Material sehr Frost- und Tausalzbeständig ist, was für eine hohe Dauerhaftigkeit spricht. Das Material ist sehr leicht und ermöglicht durch die enorme Festigkeit auch die Realisierung von schlanken Bauteilen, was sich auch positiv auf den Bauprozess und die Wirtschaftlichkeit auswirkt. Aufgrund der grossen Spannweite und der fehlenden Abstützungen im Gleisfeld ist die Brücke hinsichtlich Schwingungen, ermüdungsgefährdet. Die Entwässerung der Brücke ist in den Plänen des Wettbewerbs nicht eindeutig erkenntlich. Einzig das beidseitige Gefälle im Brückenquerschnitt ist aus den Plänen erkennbar (siehe Abbildung 24).

2.2.4 Bauprozess

Der genaue Bauprozess ist in den Wettbewerbsunterlagen nicht vorhanden. Es ist lediglich die Angabe vorhanden, dass das Projekt «337939» mittels Taktschiebeverfahren realisiert wird. Dadurch ist es möglich, dass die Beeinträchtigung des Schienenverkehrs minimiert wird.

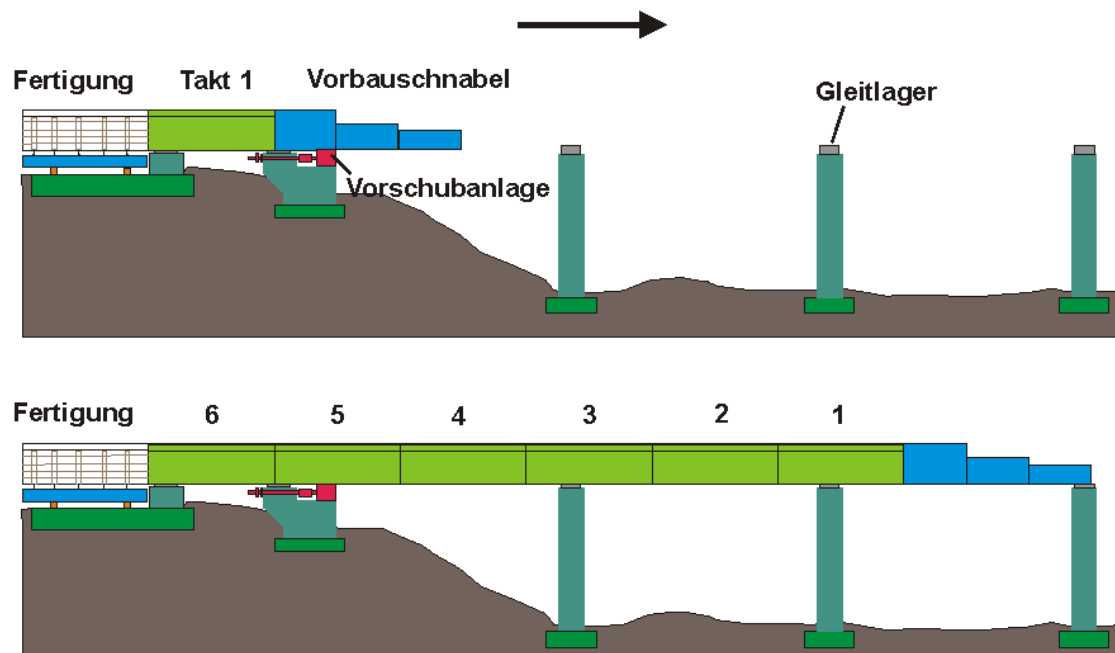


Abbildung 27: Taktschiebeverfahren

2.3 Projekt: Wurmloch

Beim Projekt «Wurmloch» (Abbildung 27) handelt es sich um eine Hängebrücke aus dem Wettbewerb vom Jahr 2017. Sie ist die einzige stützenfreie Brücke aus dem Wettbewerb 2017.



Abbildung 28: Illustration Projekt "Wurmloch"

2.3.1 Eigenschaften

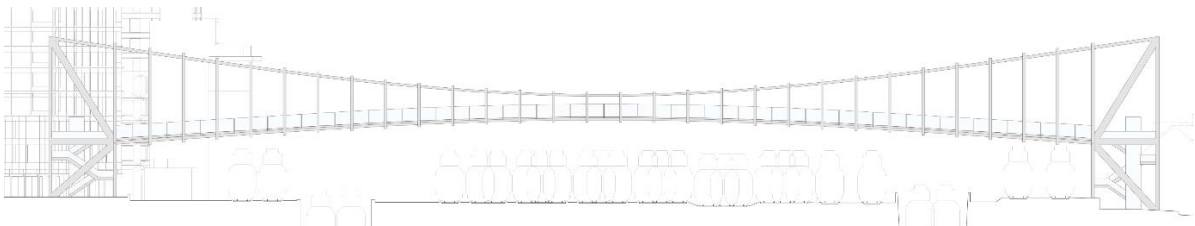


Abbildung 29: Ansicht Projekt "Wurmloch"

- | | |
|----------------------|---|
| - Statisches System: | Hängebrücke |
| - Material: | Baustahl |
| - Höhe: | 11.90 m (Feldmitte) |
| - Länge(n): | 164.70 m (Gesamtlänge) |
| - Max. Spannweite: | 155.50 m |
| - Fahrbahnbreite: | 4.00 m |
| - Lagerung: | keine im Gleisbereich,
seitlich zwei Fachwerkpylone (siehe Abbildung 29) |

Projektspezifische Eigenschaften

- | | |
|-------------------------------------|---------------------------|
| - Höhe Pylone: | 23.52 m |
| - Breite Pylone: | variabel, 7.90 m -7.70 m |
| - Abmessungen Rahmen: | variabel (siehe Anhang A) |
| - Abmessungen Ober- / Untergurte: | variabel (siehe Anhang A) |
| - Abmessungen Längsrippen: | 200 / 10 mm |
| - Dicke Fahrbahnblech: | 12 mm |
| - Dicke Auflagerblech für Fahrbahn: | 12 mm |

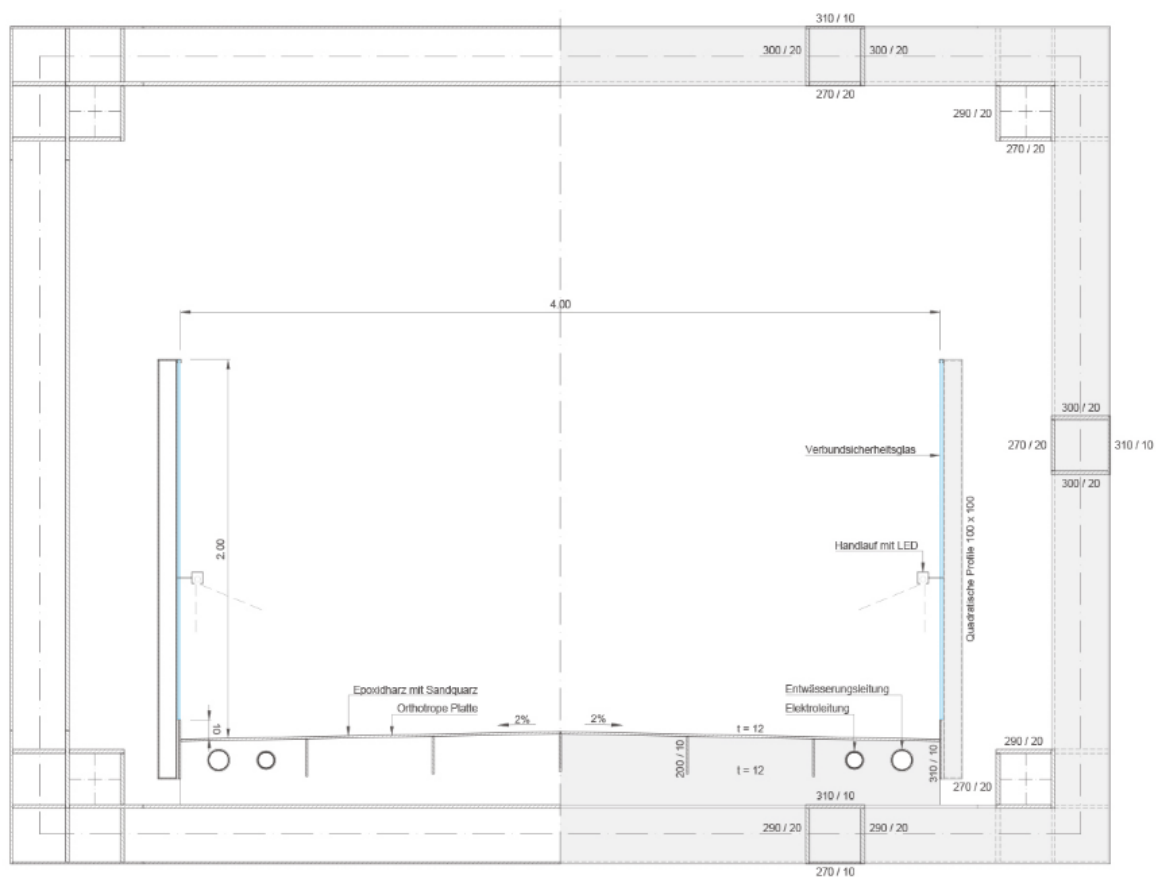


Abbildung 30: Querschnitt

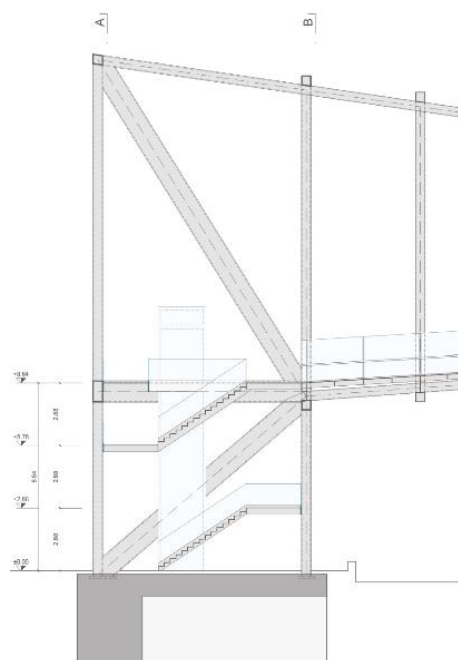
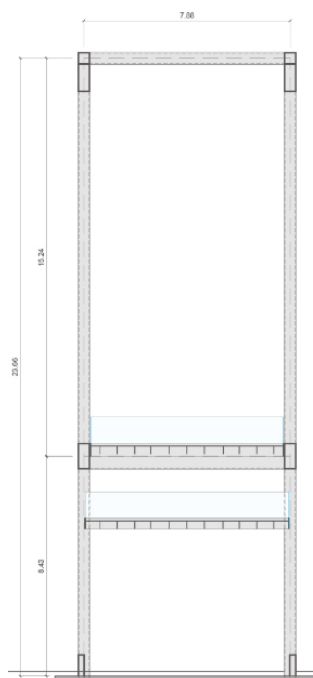
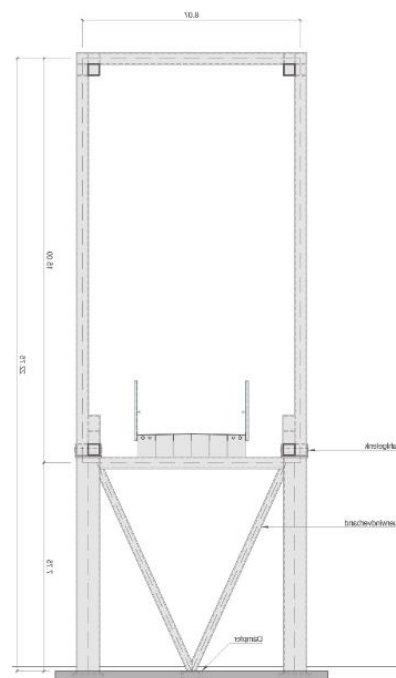


Abbildung 31: Ansicht Fachwerkpylone

Abbildung 32: Schnitt A
FachwerkpylonAbbildung 33: Schnitt B
Fachwerkpylon

2.3.2 Tragwerkskonzept

Das Wurmloch ist eine stützenfreie Hängebrücke. Hier werden die Rahmen an den Obergurten angeschweisst und wirken somit bei Normalbelastung wie eine Aufhängung. Diese Rahmen sind in diesem Tragwerk für den Abtrag der Fahrbahnlasten in die Obergurte zuständig. Da bei einer normalen Aufhängung die Profile in Schwingung geraten können, sind hier zwei Untergurte vorgesehen. Diese steifen das System aus und unterstützen zusätzlich den horizontalen Lastabtrag. Die Lasten aus den vier Gurten werden primär über Druck- und Zugkräfte in die Pylonen eingeleitet. Dort werden die Kräfte mithilfe der Fachwerkpylone in den Baugrund geleitet. Hier besteht jedoch das Risiko auf horizontale Verformungen der Pylonen. Diese sind für das Tragwerk problematisch, da schon kleine horizontale Verformungen grosse Deformationen und Zwängungen in der Hängestruktur hervorbringen.

Damit der lokale Lastabtrag trotz dünnem Fahrbahnblech gelingt, werden Quer- und Längsrippen unterhalb der Fahrbahn platziert. Die Querrippen leiten die Fahrbahnlasten über Biegung zu den Längsrippen. Diese leiten die Kräfte schliesslich zu den Rahmen.

Kraftfluss



Abbildung 34: Kraftfluss Projekt "Wurmloch" (vertikal)

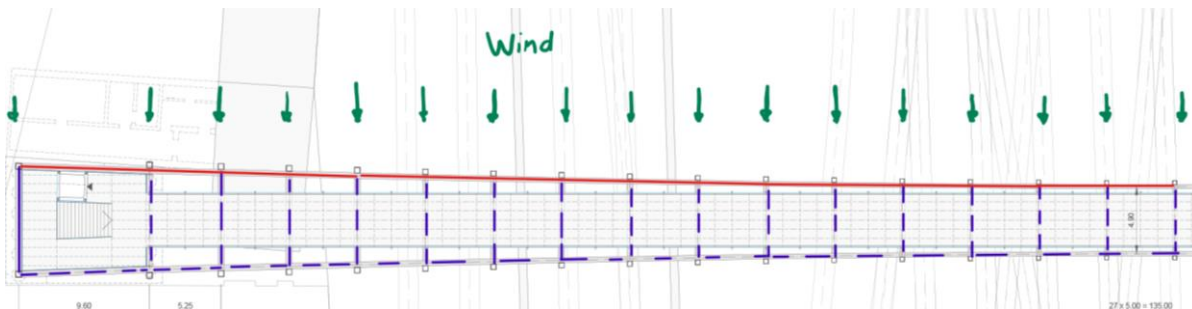


Abbildung 35: Kraftfluss Projekt "Wurmloch" (horizontal)

Legende:

- Druckkraft (Blau-Gestrichelt: Schwache Druckkraft)
- Zugkraft

2.3.3 Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung

Die Vierkantprofile und Verbindungspunkte sind alle verschweisst. Diese gelten in der Regel als ermüdungsgefährdet. Jedoch haben sie eine höhere Ermüdungsresistenz als andere Verbindungen im Stahlbau. Hier ergibt sich jedoch das Problem, dass durch die vielen Schweissarbeiten vor Ort mehr Imperfektionen möglich sind, welche den Ermüdungsfall begünstigen können.

Das Tragwerk ist sehr verformungsempfindlich. Schon kleine Verformungen der Pylone in horizontaler Richtung erzeugen grosse Deformationen und Spannungen in Brückenmitte. Dies wirkt sich negativ auf die Dauerhaftigkeit aus.

Die Brücke besitzt ein Längsgefälle von 6 %, was eine gute Entwässerung über beide Brückenden ermöglicht. Lokal gibt es ein zweiseitiges 2 % Gefälle.

Über den Korrosionsschutz gibt es in den Wettbewerbsunterlagen keine Angaben.

2.3.4 Bauprozess

Der Bauprozess des «Wurmlochs» wird in fünf Bauphasen aufgeteilt. In der ersten Phase (Abbildung 36) werden die Fundamente und der untere Teil der Pylonen gebaut. Danach wird der Stahlbau bis zur Brückenmitte vertikal aufgebaut. Pro Etappe werden zwei Rahmen angeschweisst.

In der Bauphase 2 (Abbildung 37) beginnt die Absenkung der ersten Brückenhälfte seitens Gustav-Gull-Platz. Damit eine kontrollierte Absenkung möglich ist, werden Litzenheber (siehe Abbildung 37 links) verwendet. Nach der Absenkung wird die Brückenhälfte von Stütze(n) aufgefangen. Diese werden während Nachtsperren auf den Rampenwänden platziert. Die Bauphase 3 (Abbildung 38) verläuft identisch wie die Bauphase 2, nur dass zum Schluss dieser Bauphase die Ober- und Untergurte miteinander verschweisst werden. Anschliessend werden die Pylone in der Bauphase 4 (Abbildung 39) fertiggebaut und die Haltelitzen und Stützen zurückgebaut.

In der letzten Bauphase (Abbildung 40) wird die Brücke ausgerüstet. Dazu gehören Lifte, Treppen, Glasbrüstung und der Belag aus Epoxid- und Sandharz.

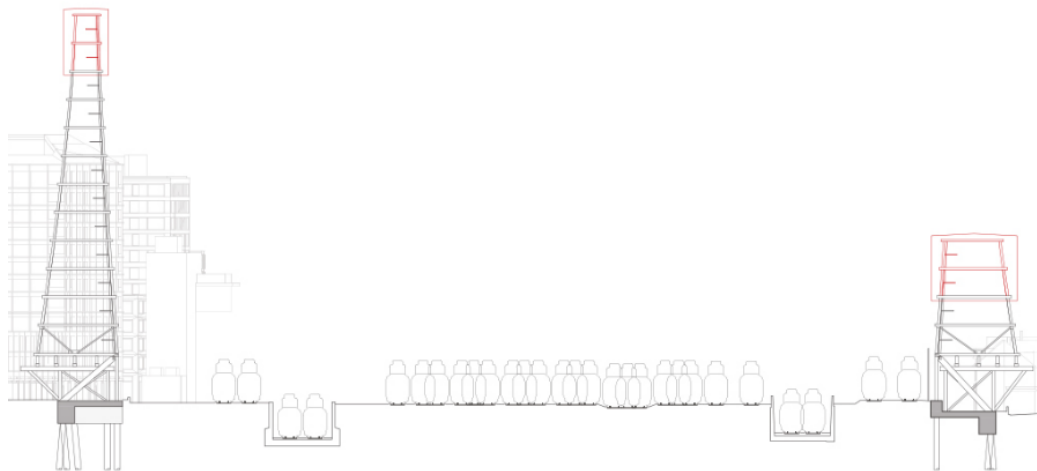


Abbildung 36: Bauphase 1: Stahlbaumontage

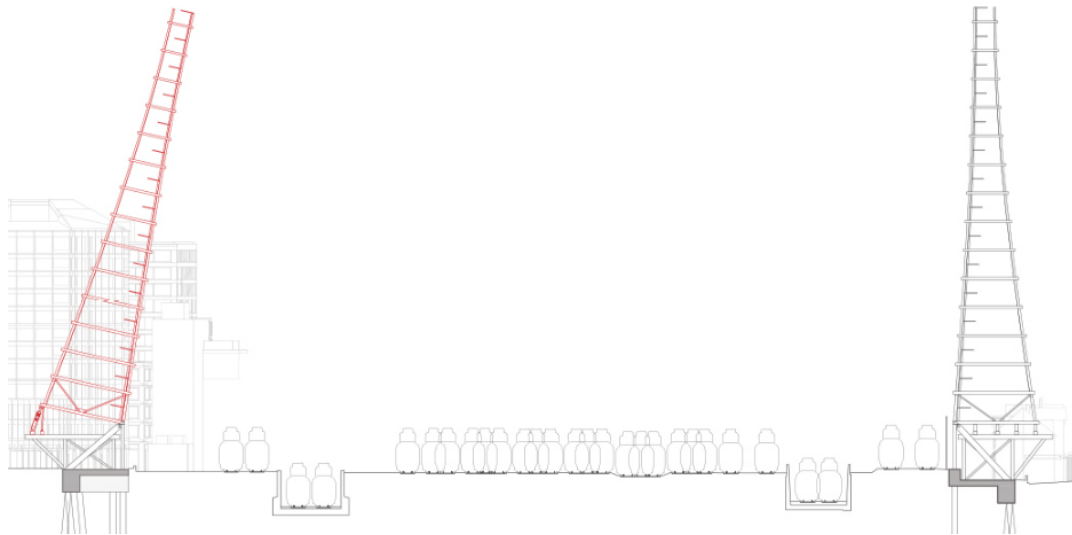


Abbildung 37: Bauphase 2: Absenkung I

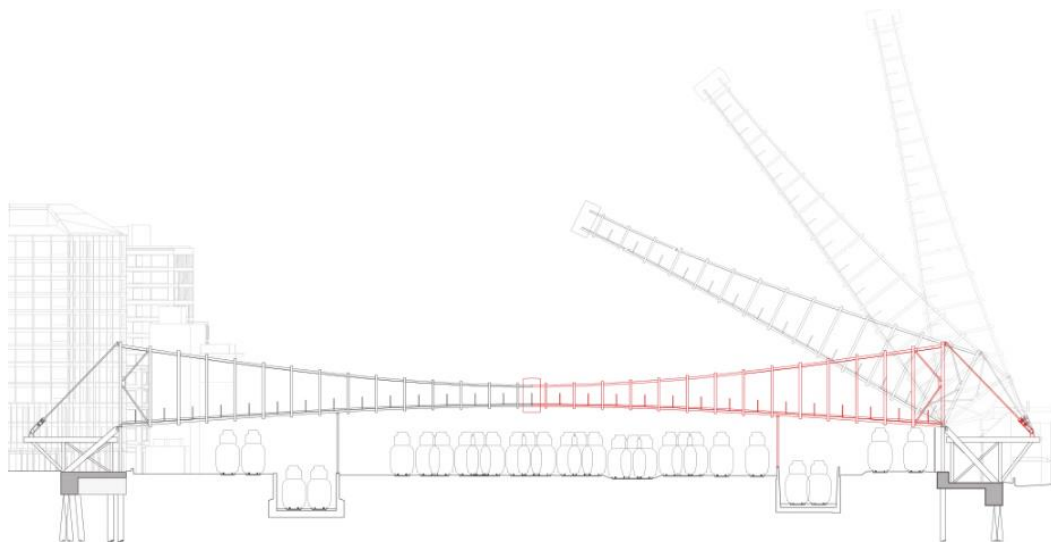


Abbildung 38: Bauphase 3: Absenkung II

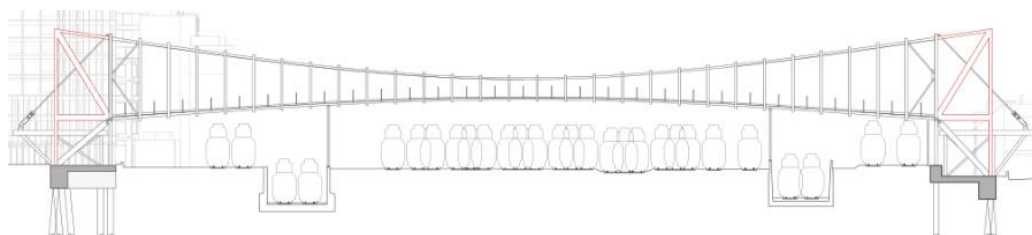


Abbildung 39: Bauphase 4: Stahlbau Pylone

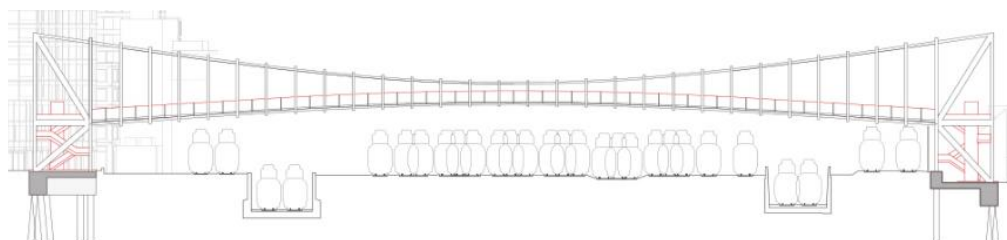


Abbildung 40: Bauphase 5: Ausrüstung

3 Gegenüberstellung: Projekt 1-3

Im folgenden Kapitel werden die drei analysierten Projekte auf ihr Tragwerkskonzept, Ästhetik, Bauprozess, konstruktive Durchbildung, Dauerhaftigkeit, Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit miteinander verglichen. Hierfür werden die Vor- und Nachteile der Projekte aufgelistet und anschliessend von 1 (sehr schlecht) bis 5 (sehr gut) bewertet.

3.1 Tragwerkskonzept

Tabelle 1: Vor- und Nachteile: Tragwerkskonzept

	96	337939	Wurmloch
Vorteile	- Sauberer Kraftfluss - Mehrere Abstützungen → mehr Sicherheit bei einem Anprall - Keine / Wenig Zwängungen aufgrund von gefederten Treppenaufleger - Hoher Steg in Feldmitte erhöht die Biegesteifigkeit	- Stützenfrei - Einspannung ermöglicht eine Verkleinerung des Feldmoments - Hohe Querschnittshöhe erhöht die Biegesteifigkeit der Brücke	- Stützenfrei - Neigung der Ober- und Untergurte verbessert die Aufnahme von Windkräften - Aussteifung für Windkräfte mit den Rahmen
Nachteile	- Verstärkung der Rampenwände notwendig - Stützen im Gleisfeld sind anprallgefährdet	- Querschnitt verjüngt sich im Bereich der Einspannung - Zwängungen	- Grosse Horizontalkräfte in den Pylonen - Kraftfluss nicht immer eindeutig - Zwängungen

Bewertung:

Projekt «96»: 4.5

Projekt «337939»: 3.5

Projekt «Wurmloch»: 3.0

3.2 Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung

Tabelle 2: Vor- und Nachteile: Dauerhaftigkeit und konstruktive Durchbildung

	96	337939	Wurmloch
Vorteile	- Sauberer Kraftfluss - Schweissverbindung - Wenig Schweissarbeiten vor Ort - Vorfabrizierte Elemente - Entwässerungssystem - Korrosionsgefährdete Bereiche in Edelstahl - Schwingungstilger - Keine Kunststofflager	- Minimale Wartung aufgrund der Materialauswahl - Feuerfest - Fugen- und Lagerfrei	- Verhält sich Steif gegenüber Horizontalasten - Querschnitte schon definiert - Schweissverbindungen - Entwässerungskonzept
Nachteile	- Fehlende Angaben (Querschotten, Schwingungstilger, Längsrippen)	- Schwingungen - Fehlende Angaben (Dicke, lichte Höhe, Perforation) - Zwängungen evtl. Problematisch - Keine Angaben über das Entwässerungssystem	- Grosse Horizontalkräfte die problematisch sein können - Verformungsempfindlich - Viele Schweissnähte vor Ort (Imperfektionen möglich) - Keine Angaben über Korrosionsschutz

Bewertung:

Projekt «96»: 4.5

Projekt «337939»: 4.0

Projekt «Wurmloch»: 3.5

3.3 Nachhaltigkeit

Tabelle 3: Vor- und Nachteile: Nachhaltigkeit

	96	337939	Wurmloch
Vorteile	- Stahl ist recycelbar - Edelstahl ist recycelbar - Korrosionsschutz erhöht die Lebensdauer	- Bis zu 50 % weniger Zement als gewöhnlicher Beton - Schlankere Elemente möglich - Lange Lebensdauer - Beton ist recycelbar	- Stahl ist recycelbar - Korrosionsschutz erhöht die Lebensdauer
Nachteile	- Kein nachwachsender Rohstoff	- Zementherstellung ist umweltschädlich	- Kein nachwachsender Rohstoff

Bewertung:

Projekt «96»: 4.5

Projekt «337939»: 4

Projekt «Wurmloch»: 4.5

3.4 Wirtschaftlichkeit

Tabelle 4: Vor- und Nachteile: Wirtschaftlichkeit

	96	337939	Wurmloch
Vorteile	- Geringe Wartungsarbeiten	- Geringe Wartungsarbeiten - Wenig Unterhaltsdienst im Winter	- Geringe Wartungsarbeiten - Baukosten im mittleren Bereich
Nachteile	- Baukosten nicht angegeben - Schneeräumung ist notwendig	- Baukosten nicht angegeben	- Fenster müssen geputzt werden - Schneeräumung ist notwendig

Bemerkung:

Für diesen Vergleich werden die Stahl- und Betonpreise aus dem Jahr 2017 betrachtet da die Preise (Stand Dezember 2022) unter der Wirtschaftskrise stark angestiegen sind.

Bewertung:

Projekt «96»: 4

Projekt «337939»: 3.5

Projekt «Wurmloch»: 4

3.5 Bauprozess

Tabelle 5: Vor- und Nachteile: Bauprozess

	96	337939	Wurmloch
Vorteile	- Vorfabrizierte Elemente - Wenig Schweissarbeiten vor Ort - Einfacher Bauprozess	- Taktschiebeverfahren ermöglicht theoretisch einen stützenfreien Bauprozess	- Fast keine Beeinträchtigung des Gleisfelds - Keine Spezialtransporte nötig da alles vor Ort verschweisst wird
Nachteile	- Ein Gleis muss gesperrt werden - Zugang zum Gleisfeld nur während Nachtsperren möglich - Tunnelrampen müssen verstärkt werden. - Elementbau nur bei der Europaallee möglich	- Bauprozess nicht komplett durchdacht - Bau mittels Taktschiebeverfahren ohne Abstützung im Gleisfeld scheint unrealistisch	- Grosse Horizontalkräfte können problematisch sein - Unklar ob die Rahmen vor Ort oder im Elementwerk verschweisst werden - Komplexer Bauprozess aufgrund der vielen Schweissarbeiten vor Ort

Bewertung:

Projekt «96»: 3.5

Projekt «337939»: 3

Projekt «Wurmloch»: 4.5

3.6 Ästhetik

Tabelle 6: Vor- und Nachteile: Ästhetik

	96	337939	Wurmloch
Vorteile	- Schlankes Design - Wendeltreppen ermöglichen einen fließenden Auf- und Abstieg - Farbe und Design passt zur Umgebung	- Überdacht - Sichtbeton passt ins Stadtbild	- Verbundsicherheitsglas ermöglicht einen klaren Durchblick aufs Gleisfeld - Rahmen und Pylone übernehmen die vertikalen Linien aus der Europaallee.
Nachteile	- Vandalennetz stört die Aussicht	- Brückenträger wirkt sehr gross - Rampenbauwerke sind gewaltig.	- Pylone erscheinen sehr hoch

Bewertung:

Projekt «96»: 4.5

Projekt «337939»: 3

Projekt «Wurmloch»: 4

4 Darstellung als Netzdiagramm und Fazit

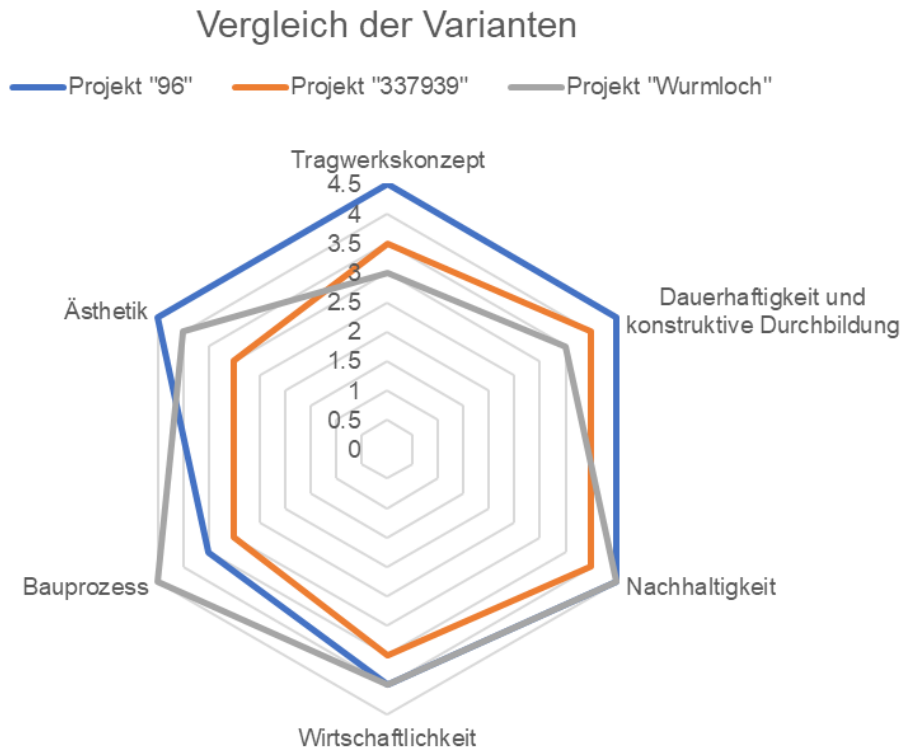


Abbildung 41: Vergleich der Varianten mit einem Netzdiagramm

Aus der Gegenüberstellung hat sich ergeben, dass das Siegerprojekt 2017 «96» am besten abschliesst. Das Projekt scheint am besten durchdacht zu sein und wurde auch dementsprechend bewertet. Auf dem zweiten Platz landete das Projekt «Wurmloch». Es konnte mit einem guten Bauprozess punkten, da es den Gleisverkehr kaum stört. Allerdings gibt es noch viel Verbesserungspotential. Die Elemente könnten beispielsweise vorfabriziert werden, um die Gefahr von Schweißimperfektionen zu verringern, um so die Dauerhaftigkeit zu verbessern. Die Zwängungen müssten zwingend betrachtet werden da schon kleine horizontale Verformungen in den Pylonen zu grossen Deformationen in Feldmitte führen können. Darüber hinaus könnte das Längsgefälle optimiert werden, sodass die Begehung der Brücke angenehmer wird.

Das Siegerprojekt 2011 «337939» landet auf den letzten Platz. Dadurch dass die Brücke im Wettbewerb 2011 teilgenommen hat, und damals noch ganz andere Parameter galten, war die Bewertung der Ästhetik und Wirtschaftlichkeit eine schwierige. Beim Bauprozess hat dieses Projekt auch einige Punkte, verschenkt da der genaue Ablauf unklar ist. Es wird nur angegeben, dass die Brücke mit einem Taktschiebverfahren gebaut wird, jedoch werden potenzielle Gleisperrungen im Bericht nicht erwähnt.

Zusammengefasst sind folgende Punkte für die Einarbeitung in die eigenen Entwürfe massgebend:

- Bauprozess klären (Innenstädtischer Bau, Gleisbeeinträchtigung)
- Nachvollziehbarer Kraftfluss (lokal und global)
- Zwängungen wenn möglich umgehen
- Stahlelemente wenn möglich im Elementwerk vorfabrizieren
- Stützen im Feld (Anprall, Stützen im Feld können und sollen auch für den Bauprozess genutzt werden)

5 Verzeichnisse

5.1 Literaturverzeichnis

hi-con. (2022). Von <https://www.hi-con.com/de/warum-uhfb/#module3> abgerufen

Marti AG Bern. (27. November 2018). Von <https://www.marti-bern.ch/de/Pages/News/Instandsetzung-Strassen%C3%BCberf%C3%BChrung-Bollodengen---UHFB.aspx> abgerufen

Stahl Kompakt. (2022). Von <https://www.stahl-kompakt.de/SK.Premium/Stahlpreisindex.aspx> abgerufen

5.2 Tabellenverzeichnis

TABELLE 1: VOR- UND NACHTEILE: TRAGWERKSKONZEPT.....	18
TABELLE 2: VOR- UND NACHTEILE: DAUERHAFTIGKEIT UND KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG.....	19
TABELLE 3: VOR- UND NACHTEILE: NACHHALTIGKEIT	20
TABELLE 4: VOR- UND NACHTEILE: WIRTSCHAFTLICHKEIT	20
TABELLE 5: VOR- UND NACHTEILE: BAUPROZESS.....	21
TABELLE 6: VOR- UND NACHTEILE: ÄSTHETIK	21

5.3 Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1: SITUATIONSPLAN DES NEGRELLISTEGS	3
ABBILDUNG 2: ILLUSTRATION PROJEKT "96"	4
ABBILDUNG 3: ANSICHT PROJEKT "96"	4
ABBILDUNG 4: VERMASSTER QUERSCHNITT	5
ABBILDUNG 5: QUERSCHNITT: BRÜCKENMITTE	5
ABBILDUNG 6: QUERSCHNITT: ZOLLSTRASSE / EUROPAALLEE.....	5
ABBILDUNG 7: QUERSCHNITT TREPPEN / LIFT (GUSTAV-GULL-PLATZ).....	5
ABBILDUNG 8: KRAFTFLUSS: "96" (VERTIKAL)	6
ABBILDUNG 9: KRAFTFLUSS: "96" (HORIZONTAL).....	7
ABBILDUNG 10: BAUPHASE 0: INSTALLATION STAHLBAU, SCHUTZMASSNAHMEN BAHN, ARBEITSBÜHNE IN ERHÖHTER LAGE	8
ABBILDUNG 11: BAUPHASE 1: INSTALLATION STAHLBAU, SCHUTZMASSNAHMEN BAHN; BAUPHASE 2: MONTAGE STÜTZEN, INSTALLATION VORSCHUBELEMENTE	8
ABBILDUNG 12: BAUPHASE 3: EINBAU ELEMENT 1 (L = 35 M) MIT VORBAUSCHNABEL (L = 5.00 M)	8
ABBILDUNG 13: BAUPHASE 4: MONTAGE PROVISORISCHE ABSTÜTZUNG, EINBAU ELEMENT 2, SCHWEISSUNG AN ELEMENT 1.....	8
ABBILDUNG 14: BAUPHASE 5: VERSCHUB ELEMENTE CA. 43 M, KRITISCHER BAUZUSTAND BEI AUSKRAGUNG 43 M.....	8
ABBILDUNG 15: BAUPHASE 6: EINBAU ELEMENT 3, SCHWEISSUNG AN ELEMENT 2, VERSCHUB ELEMENTE CA. 35 M.....	9
ABBILDUNG 16: BAUPHASE 7: EINBAU ELEMENT 4, SCHWEISSUNG AN ELEMENT 3, VERSCHUB ELEMENTE CA. 26 M ENDLAGE BRÜCKE	
BAUPHASE 8: EINBAU ELEMENT 5, SCHWEISSUNG AN ELEMENT 4, DEMONTAGE VORBAUSCHNABEL.....	9
ABBILDUNG 17: BAUPHASE 9: LASTÜBERTRAGUNG DER BRÜCKE MIT PRESSEDENKELN AUF DIE STÜTZEN / ABBAU VORSCHUBELEMENTE UND EINEN TEIL DER PROVISORISCHEN ABSTÜTZUNG; BAUPHASE 10: BRÜCKE ABSENKEN, VERBINDEN STÜTZEN MITTELFELD	9
ABBILDUNG 18: BAUPHASE 11: AUFPRESSEN / VORSPANNEN STÜTZEN RANDFELD, VERBINDUNG STÜTZEN RANDFELD.....	9
ABBILDUNG 19: BAUPHASE 12: ANSCHLUSS TREPPENAUFGÄNGE; BAUPHASE 13: MONTAGE LIFT, BELAGSARBEITEN, ABBAU HILFS- UND SCHUTZKONSTRUKTIONEN	9
ABBILDUNG 20: ILLUSTRATION PROJEKT "337939"	10
ABBILDUNG 21: ANSICHT PROJEKT "337939"	10
ABBILDUNG 22: AUFSICHT RAMPENBAUWERK.....	10
ABBILDUNG 23: PERSPEKTIVE IM NEGRELLISTEG	10
ABBILDUNG 24: QUERSCHNITT.....	10
ABBILDUNG 25: KRAFTFLUSS "337939" (VERTIKAL)	11
ABBILDUNG 26: KRAFTFLUSS "337939" (HORIZONTAL).....	11
ABBILDUNG 27: TAKTSCHIEBEVERFAHREN.....	12
ABBILDUNG 28: ILLUSTRATION PROJEKT "WURMLOCH"	13
ABBILDUNG 29: ANSICHT PROJEKT "WURMLOCH"	13
ABBILDUNG 30: QUERSCHNITT	14

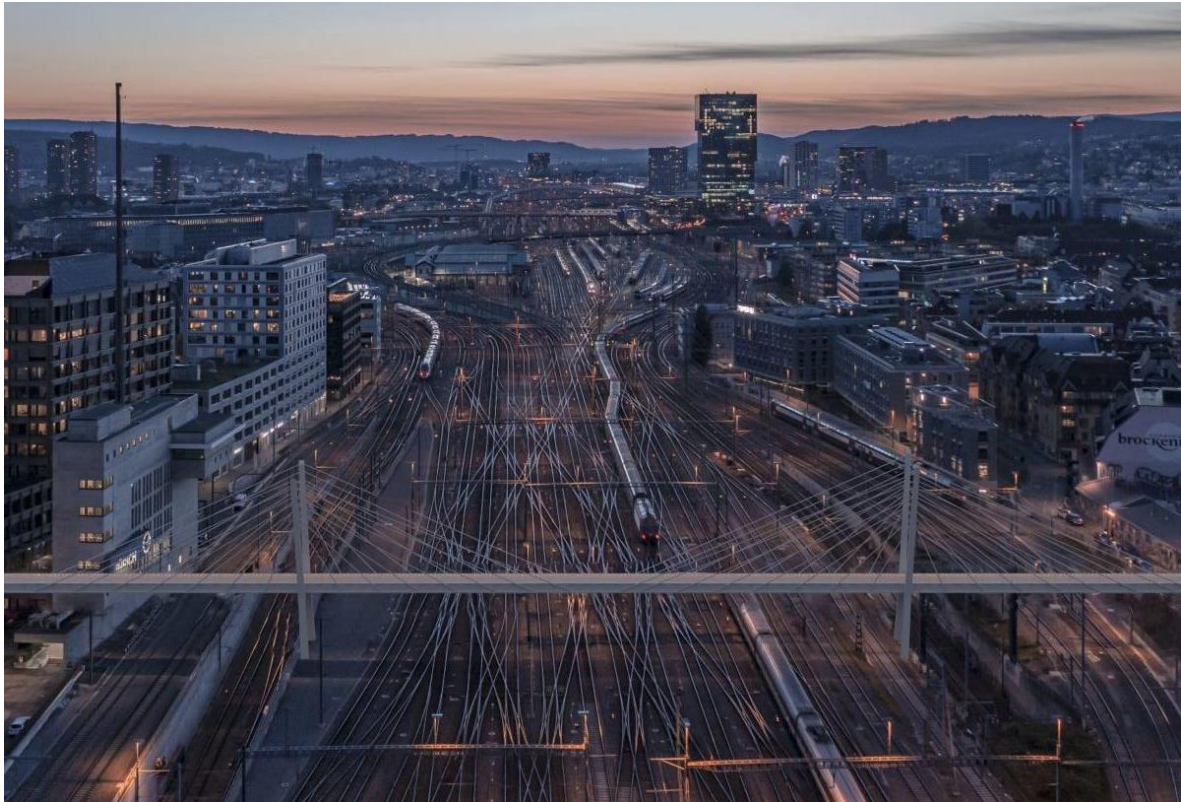
ABBILDUNG 31: ANSICHT FACHWERKPYLONE	14
ABBILDUNG 32: SCHNITT A FACHWERKPYLON	14
ABBILDUNG 33: SCHNITT B FACHWERKPYLON	14
ABBILDUNG 34: KRAFTFLUSS PROJEKT "WURMLOCH" (VERTIKAL).....	15
ABBILDUNG 35: KRAFTFLUSS PROJEKT "WURMLOCH" (HORIZONTAL)	15
ABBILDUNG 36: BAUPHASE 1: STAHLBAUMONTAGE	16
ABBILDUNG 37: BAUPHASE 2: ABSENKUNG I	17
ABBILDUNG 38: BAUPHASE 3: ABSENKUNG II	17
ABBILDUNG 39: BAUPHASE 4: STAHLBAU PYLONE.....	17
ABBILDUNG 40: BAUPHASE 5: AUSRÜSTUNG	17
ABBILDUNG 41: VERGLEICH DER VARIANTEN MIT EINEM NETZDIAGRAMM	22

6 Anhang

Siehe Anhang A.

Negrellisteg – Zürich

Wettbewerbsanalyse und Entwurf



Nutzungsvereinbarung

Bachelor-Thesis HS22

Hochschule Luzern Technik und Architektur

Horw, 03. Januar 2023

Autor:

Shpat Beqiri
Eichenstrasse 17
6015 Luzern

Dozent:

Dr. Stephan Gollob

Experte:

Dr. Axel Volkwein

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeine Ziele für die Nutzung	3
1.1	Einleitung	3
1.2	Bauwerksbeschreibung	3
1.3	Bauherrschaft / Benutzer	4
1.4	Vorgesehene Nutzung	4
1.5	Geplante Nutzungsdauer	4
1.6	Festlegungen zur Nutzung	4
2	Grundlagen	5
2.1	Normen	5
2.2	Richtlinien / Weisungen	5
2.3	Projektspezifische Grundlagen	5
3	Umfeld und Drittanforderungen	5
3.1	Anforderungen während der Bauzeit	5
4	Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts	6
4.1	Betrieb	6
4.2	Unterhalt	6
5	Besondere Vorgaben der Bauherrschaft	6
5.1	Vorgaben bezüglich Konstruktionshöhen	6
6	Schutzziele und Sonderrisiken	6
6.1	Anprall	6
6.2	Erdbeben	6
6.3	Kabelausfall	6
7	Akzeptierte Risiken	7
7.1	Brand	7
7.2	Mutwillige Zerstörung	7
7.3	Explosion	7
8	Normbezogene Bestimmungen	7
8.1	Einwirkungen	7
8.2	Nachweise	7
8.3	Anhang	7

1 Allgemeine Ziele für die Nutzung

1.1 Einleitung

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

1.2 Bauwerksbeschreibung

Beim Negrellisteg handelt es sich um eine Schrägkabelbrücke mit einem 2-Pylonensystem. Die beiden Pylone werden als Nadelpylonen mit nach aussen geneigten Nadelstielen ausgebildet. Der Brückenträger wird am Pylon so gelagert, dass er in Längsrichtung verschieblich ist. Seitlich wird die Brücke an zwei Pylonen-förmigen Gleitlagern gelagert. Die Abmessungen für das Dreifeldsystem der Schrägkabelbrücke betragen 35 m – 78 m – 38 m. Die Pylone sind jeweils 24.72 m und 26.12 m gross und haben eine maximale Kabelweite von 35 m – 35 m bzw. 38 m – 38 m. Die Schrägkabel sind als Halbfächer an den Nadelpylonen angeordnet. Die Fahrbahnplatte besteht aus Beton und hat ein zweiseitiges Quergefälle von 2 %. Das Längsgefälle der Brücke beträgt ebenfalls 2 %. Für die Kabelverankerung an der Fahrbahn gibt es jeweils zwei seitliche Konsolen die zusätzlich auch als Verankerungsplatz für die Brüstungen dienen. Zwischen den Verankerungspunkten sind unterhalb der Fahrbahn querliegend Unterzüge vorgesehen. Die Pylone sind im kiesigen Untergrund eingespannt und werden flach fundiert.

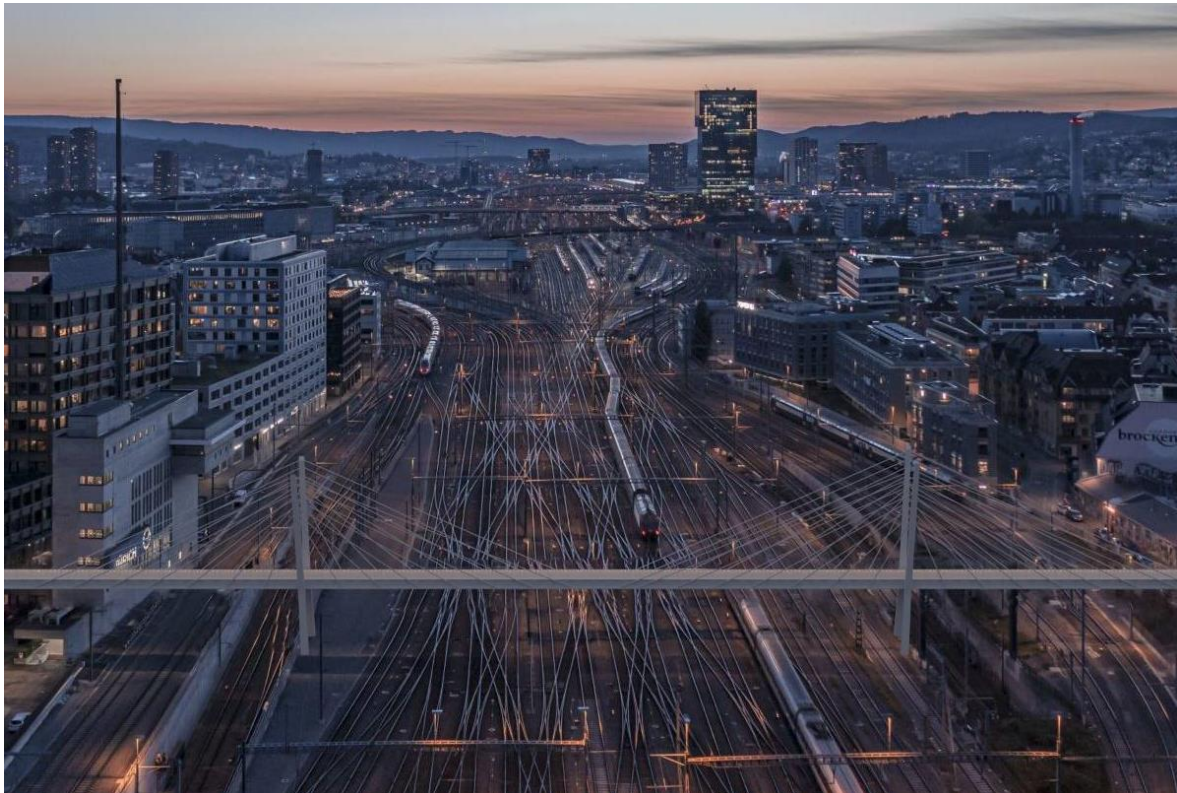


Abbildung 1: Der Negrellisteg mit dem Zürcher Stadtbild

1.3 Bauherrschaft / Benutzer

Die SBB AG ist in Vertretung durch die Division SBB Immobilien, Development Europaallee, die Auftraggeberin des Studienauftrags.

1.4 Vorgesehene Nutzung

Die gleisquerende Brücke soll vorwiegend als reine Fussgängerbrücke dienen und die Stadtkreise 4 und 5 miteinander verbinden. Pro Tag werden voraussichtlich 2'500 Fussgänger und 500 Fahrräder die Brücke benutzen. Neben dem nicht motorisierten Verkehr wird die Brücke auch von leichten Unterhaltsfahrzeugen befahren.

1.5 Geplante Nutzungsdauer

- Tragkonstruktion: 100 Jahre
- Brüstungen: 50 Jahre
- Brückenlager: 50 Jahre
- Entwässerung: 50 Jahre
- Fahrbahnbelag: 25 Jahre
- Korrosionsschutz: 25 Jahre

Der periodische betriebliche Unterhalt sowie Inspektionen sind Voraussetzung für die Gewährleistung der Nutzungsdauer.

1.6 Festlegungen zur Nutzung

Die Nutzlasten können aus der Projektbasis entnommen werden.

2 Grundlagen

2.1 Normen

SIA-Normen:

- SIA 260:2013 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- SIA 261:2020 Einwirkungen auf Tragwerke
- SIA 261/1:2020 Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen
- SIA 262:2013 Betonbau
- SIA 262/1:2019 Betonbau – Ergänzende Festlegungen
- SIA 263:2013 Stahlbau
- SIA 263/1:2020 Stahlbau – Ergänzende Festlegungen
- SIA 267:2013 Geotechnik
- SIA 267/1:2013 Geotechnik – Ergänzende Festlegungen

2.2 Richtlinien / Weisungen

- Zürich, Negrellisteg. Einstufiger Studienauftrag im selektiven Verfahren – September 2017

2.3 Projektspezifische Grundlagen

- Zürich, Negrellisteg. Einstufiger Studienauftrag im selektiven Verfahren – September 2017
- Umgebungspläne: Wettbewerbsunterlagen (2017)

3 Umfeld und Drittanforderungen

3.1 Anforderungen während der Bauzeit

- Temporäre Zwischenabstützungen während der Bauzeit sind nur in den blau markierten Bereichen erlaubt.
- Optionale Zwischenabstützungen im Gleisfeld während der Bauzeit sind nur in den rot markierten Bereichen erlaubt.
- Installationsflächen sind nur im orange markierten Bereich erlaubt.
- Installationsplattformen sind nur in den gelb markierten Bereichen erlaubt.
- Baulärm muss geringgehalten werden

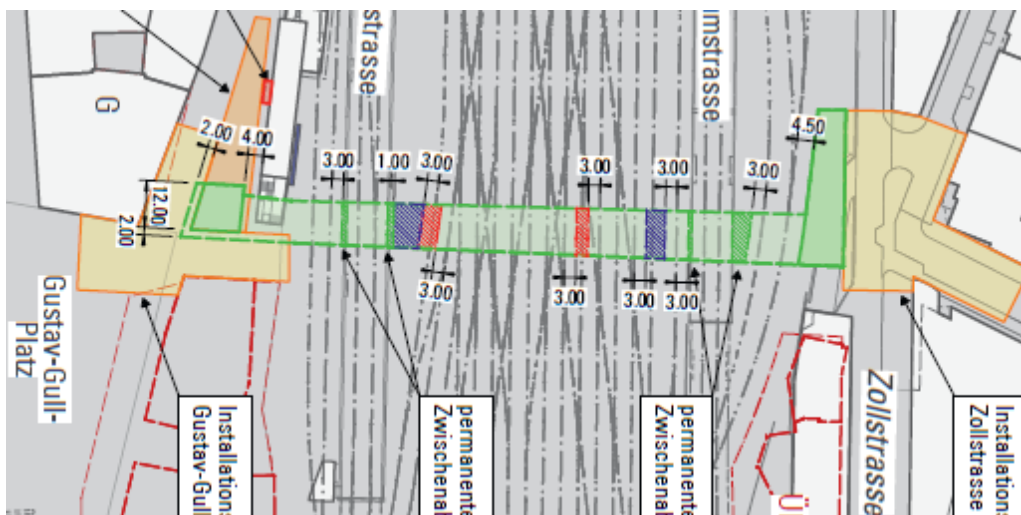


Abbildung 2: Perimeterplan

4 Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts

4.1 Betrieb

- Schutz vor Vandalismus muss mit Schutzmassnahmen (Netz) gewährleistet werden.
- Entwässerung der Brücke muss stets gewährleistet sein

4.2 Unterhalt

- Streuung von Tausalz auf der Brücke und den Treppen
- Schneeräumung (muss durch die Stadt Zürich gewährleistet werden)
- Periodische Überprüfung von Bauteilen (Lager, Schrägkabel etc.)

5 Besondere Vorgaben der Bauherrschaft

5.1 Vorgaben bezüglich Konstruktionshöhen

- Brückenlänge von 150 – 170 m
- Im Gleisfeld muss die Mindesthöhe der Konstruktion 8.40 m betragen.
- Feste, geschlossene Brüstung mit einer Höhe von 1.10 m.
- Mindestbreite der Treppenaufgänge von 2.40 m
- Pro Seite 1 Lift für je 10 Personen
- Schutzmassnahmen gegen Vandalismus bis auf 2.00 m ab Standfläche

6 Schutzziele und Sonderrisiken

6.1 Anprall

Die Stützen müssen so bemessen werden, dass die Tragsicherheit nach einem Anprallereignis gemäss SIA 261:2020 Kapitel 14 erhalten bleibt.

6.2 Erdbeben

Das Bauwerk muss gemäss SIA 261:2020 Kapitel 16 auf Erdbeben bemessen werden. Eine eingeschränkte Gebrauchstauglichkeit ist jedoch erlaubt.

6.3 Kabelausfall

Die Brücke muss so bemessen werden, dass die Tragsicherheit nach einem Kabelausfall erhalten bleibt.

7 Akzeptierte Risiken

7.1 Brand

Brand auf und unter der Brücke ist ein akzeptiertes Risiko.

7.2 Mutwillige Zerstörung

Die mutwillige Zerstörung der für die Tragsicherheit relevanten Bauteile wird als Risiko akzeptiert.

7.3 Explosion

Die Brücke ist gemäss SIA 261:2020 Ziff. 17.2 in die Kategorie 1 einzuordnen. Das bedeutet, dass das Explosionsrisiko gering ist.

Somit sind gemäss SIA 261:2020 Ziff. 17.3.3 weder bauliche Massnahmen noch besondere Nachweise erforderlich.

8 Normbezogene Bestimmungen

8.1 Einwirkungen

Es sind die Einwirkungen gemäss SN SIA 261:2020 respektiv den Vorgaben der Nutzungsvereinbarung zu berücksichtigen.

Einwirkungen:

- Eigenlasten
- Auflasten
- Einwirkungen aus dem Baugrund
- Schnee
- Wind
- Nicht motorisierter Verkehr
- Anprall
- Brand
- Erdbeben
- Explosion

8.2 Nachweise

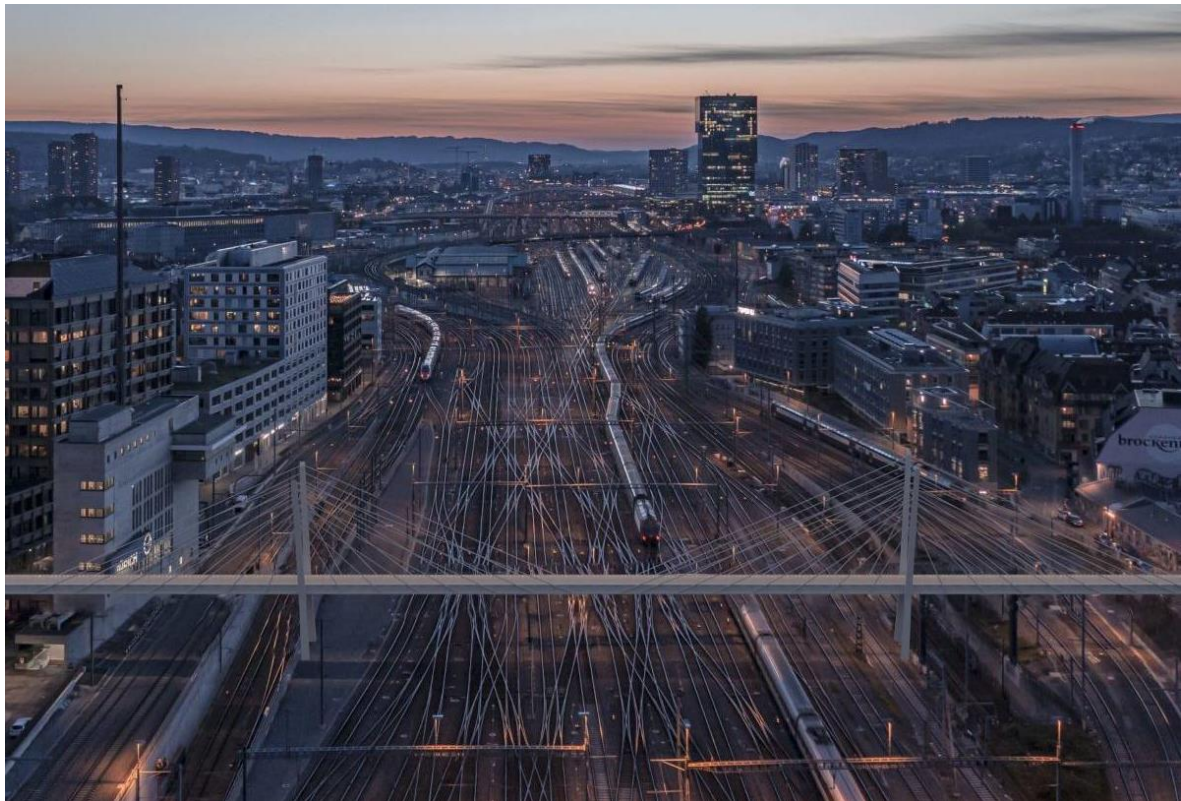
Die Nachweise sind gemäss der gültigen Tragwerksnormen SIA 260 – 272 zu führen. Die einzelnen Einwirkungen sind zu möglichen Gefährdungsbildern für den Nachweis der Tragsicherheit und zu möglichen Nutzungszuständen für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu kombinieren.

8.3 Anhang

Siehe Anhang B.

Negrellisteg – Zürich

Wettbewerbsanalyse und Entwurf



Projektbasis

Bachelor-Thesis HS22

Hochschule Luzern Technik und Architektur

Horw, 03. Januar 2023

Autor:

Shpat Beqiri
Eichenstrasse 17
6015 Luzern

Dozent:

Dr. Stephan Gollob

Experte:

Dr. Axel Volkwein

Inhaltsverzeichnis

1	Grundlagen	4
1.1	Normen und Richtlinien	4
1.2	Bezeichnungen	4
1.3	Projektspezifische Unterlagen	4
1.4	Software.....	4
2	Allgemeines.....	5
2.1	Einleitung	5
2.2	Projektbeschreibung	5
2.3	Nutzung.....	6
2.3.1	Vorgesehene Nutzung.....	6
2.3.2	Geplante Nutzungsdauer	6
3	Tragwerkskonzept.....	6
3.1	Tragsystem	6
3.2	Abmessungen: Bauteile	6
4	Baustoffe und Materialkennwerte	7
4.1	Beton	7
4.2	Bewehrungsstahl.....	7
4.3	Schrägstahl	7
4.4	Baustahl	7
4.5	Korrosionsschutz.....	7
4.6	Oberflächenschutzsysteme	8
4.7	Belag.....	8
4.8	Entwässerung	8
5	Baugrund	8
5.1	Baugrundeigenschaften	8
5.2	Baugrundkennwerte	8
6	Bauverfahren.....	9
7	Einwirkungen.....	9
7.1	Ständige Einwirkungen.....	9
7.2	Veränderliche Einwirkungen.....	9
7.2.1	Nicht motorisierter Verkehr.....	9
7.2.2	Schnee.....	9
7.2.3	Wind.....	10
7.2.4	Temperatur	10
7.3	Aussergewöhnliche Einwirkungen	10
7.3.1	Anprall.....	10
7.3.2	Erdbeben	11
7.3.3	Brand	11

8	Bemessung	12
8.1	Gefährdungsbilder	12
8.2	Bemessungssituation (Tragsicherheit)	12
8.2.1	Grenzzustände der Tragsicherheit	13
8.3	Bemessungssituation (Gebrauchstauglichkeit)	13
8.3.1	Nutzungszustände der Gebrauchstauglichkeit	14
8.3.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	14
9	Dauerhaftigkeit	15
10	Akzeptierte Risiken	15
11	Verzeichnisse	16
11.1	Literaturverzeichnis	16
11.2	Tabellenverzeichnis	16
12	Anhang	16

1 Grundlagen

1.1 Normen und Richtlinien

- SIA 260:2013 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- SIA 261:2020 Einwirkungen auf Tragwerke
- SIA 261/1:2020 Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen
- SIA 262:2013 Betonbau
- SIA 262/1:2019 Betonbau – Ergänzende Festlegungen
- SIA 263:2013 Stahlbau
- SIA 263/1:2020 Stahlbau – Ergänzende Festlegungen
- SIA 267:2013 Geotechnik
- SIA 267/1:2013 Geotechnik – Ergänzende Festlegungen

1.2 Bezeichnungen

A_d	Bemessungswert einer Aussergewöhnlichen Einwirkung
a_d	Bemessungswert einer geometrischen Grösse
E	Auswirkung in Funktion der in der Klammer aufgeführten Bemessungswerte
E_d	Bemessungswert einer Auswirkung
G_k	Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
P_k	Charakteristischer Wert einer Vorspannung
Q_{k1}	Charakteristischer Wert der (veränderlichen) Leiteinwirkung
$\psi_{0i}Q_{ki}$	Seltener Wert der veränderlichen Begleiteinwirkung i
$\psi_{11}Q_{k1}$	Häufiger Wert einer veränderlichen Einwirkung bei einer aussergewöhnlichen Einwirkung oder häufiger Wert der (veränderlichen) Leiteinwirkung
$\psi_{2i}Q_{ki}$	Quasi-ständiger Wert einer veränderlichen Einwirkung i in Kombination mit einer aussergewöhnlichen Einwirkung oder dem häufigen Wert der (veränderlichen) Leiteinwirkung
X_d	Bemessungswert einer Baustoff- oder Baugrundeigenschaft
γ_G	Lastbeiwert für eine ständige Einwirkung
γ_P	Lastbeiwert für eine Einwirkung aus Vorspannung
γ_{Q1}	Lastbeiwert für die (veränderliche) Leiteinwirkung
ψ_0	Reduktionsbeiwert für den seltenen Wert einer veränderlichen Einwirkung
ψ_1	Reduktionsbeiwert für den häufigen Wert einer veränderlichen Einwirkung
ψ_2	Reduktionsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung

1.3 Projektspezifische Unterlagen

Die folgenden projektspezifischen Unterlagen dienen als Grundlage und Vorgabe:

- Aufgabenstellung Bachelor-Thesis, Negrellisteg, Shpat Beqiri
- Nutzungsvereinbarung Negrellisteg
- Technischer Bericht Negrellisteg
- Bundesamt für Strassen ASTRA – Schrägseile und externe Spannglieder für den Brückenbau Ausgabe 2011 V1.00
- Broschüre: BBR HiAm CONA Schrägseile

1.4 Software

Für die Berechnungen der Brücke werden folgende Software benutzt:

- Axis VM X6

2 Allgemeines

2.1 Einleitung

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

2.2 Projektbeschreibung

Beim Negrellisteg handelt es sich um eine Schrägkabelbrücke mit einem 2-Pylonensystem. Die beiden Pylone werden als Nadelpylonen mit nach aussen geneigten Nadelstielen ausgebildet. Der Brückenträger wird am Pylon so gelagert, dass er in Längsrichtung verschieblich ist. Seitlich wird die Brücke an zwei Pylonen-förmigen Gleitlagern gelagert. Die Abmessungen für das Dreifeldsystem der Schrägkabelbrücke betragen 35 m – 78 m – 38 m. Die Pylone sind jeweils 24.72 m und 26.12 m gross und haben eine maximale Kabelweite von 35 m – 35 m bzw. 38 m – 38 m. Die Schrägkabel sind als Halbfächer an den Nadelpylonen angeordnet. Die Fahrbahnplatte besteht aus Beton und hat ein zweiseitiges Quergefälle von 2 %. Das Längsgefälle der Brücke beträgt ebenfalls 2 %. Für die Kabelverankerung an der Fahrbahn gibt es jeweils zwei seitliche Konsolen die zusätzlich auch als Verankerungsplatz für die Brüstungen dienen. Zwischen den Verankerungspunkten sind unterhalb der Fahrbahn querliegend Unterzüge vorgesehen. Die Pylone sind im kiesigen Untergrund eingespannt und werden flach fundiert.

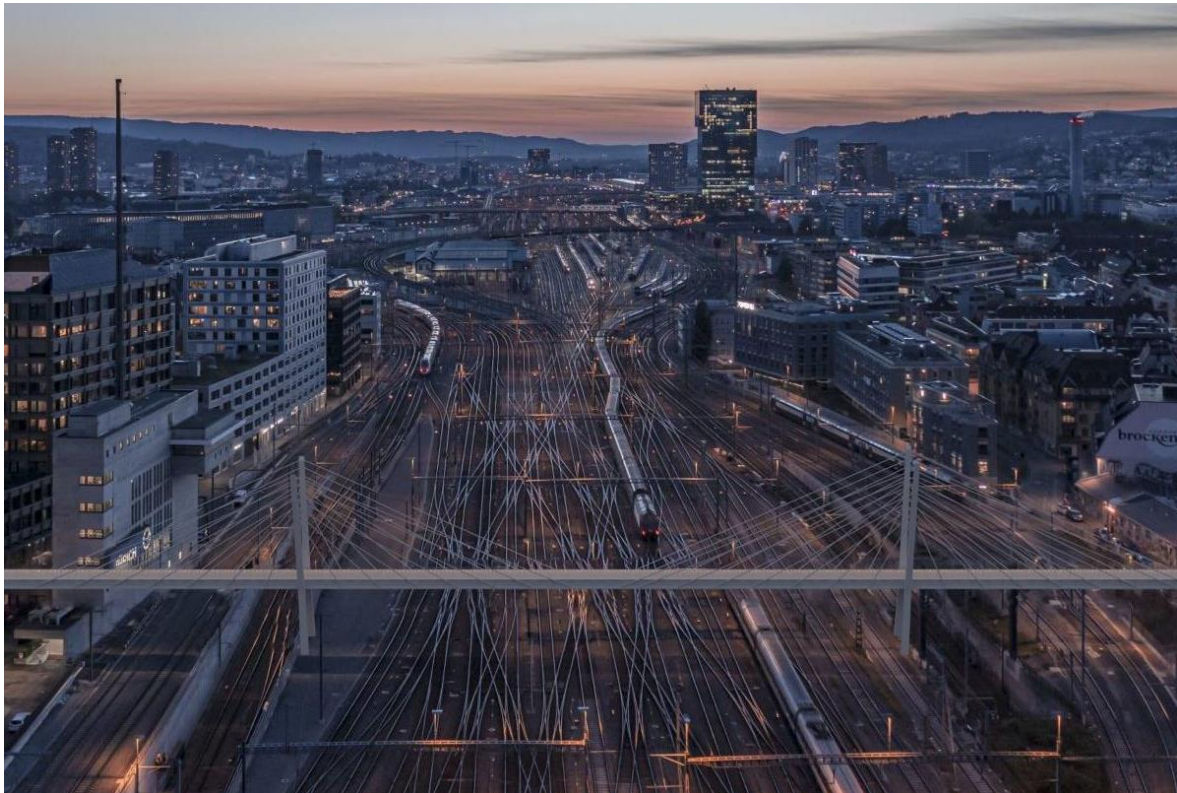


Abbildung 1: Der Negrellisteg mit dem Zürcher Stadtbild

2.3 Nutzung

2.3.1 Vorgesehene Nutzung

Die gleisquerende Brücke soll vorwiegend als reine Fussgängerbrücke dienen und die Stadtkreise 4 und 5 miteinander verbinden. Pro Tag werden voraussichtlich 2'500 Fussgänger und 500 Fahrräder die Brücke benutzen. Neben dem nicht motorisierten Verkehr wird die Brücke auch von leichten Unterhaltsfahrzeugen befahren.

2.3.2 Geplante Nutzungsdauer

Die geplanten Nutzungsdauern der verschiedenen Bauteile können aus der Nutzungsvereinbarung entnommen werden.

3 Tragwerkskonzept

3.1 Tragsystem

Der Negrellisteg wird als vorwiegende Stahlbetonbrücke ausgeführt. Die Brücke besitzt eine Länge von 151 Meter. Sie wird an den Pylonen und Widerlagern mit verschieblichen Auflager gelagert, sodass Ausdehnungen infolge Temperatureinwirkung möglich sind. Das Kabelwerk hat die Anordnung eines Halbfächers und wird mit einer Gabelverankerung an den Pylonen befestigt.

3.2 Abmessungen: Bauteile

Tabelle 1: Abmessungen: Bauteile

Bauteil	Abmessungen
Fahrbahnplatte	Breite: 4 m Länge: 151 m Dicke: 26 – 22 cm (Zweiseitiges Gefälle)
Unterzug	Länge: 4 m Höhe: 20 cm Breite 20 cm
Konsole	Länge: 151 m Breite: 45 cm (Genaue Abmessungen → Anhang C) Höhe: 60 cm (Genaue Abmessungen → Anhang C)
Querriegel (Pylon und Widerlager)	Länge: 5.90 m Breite: 40 cm Höhe: 40 cm
Geländer	Länge: 151 m Höhe: 1.10 m Breite: 15 cm
Schrägkabel	Variabel (siehe Anhang C)
Pylone	Höhen: 24.72 m, 26.12 m Neigung oben: 1 m nach aussen Neigung unten: 1 m nach aussen Querschnitt: 1.0 m x 1.0 m

4 Baustoffe und Materialkennwerte

Im folgenden Kapitel werden die Rechenwerte für die jeweiligen Baustoffe aufgelistet.

4.1 Beton

Tabelle 2: Materialkennwerte: Beton

Bauteil	Betonsorte	Grösstkorn $D_{\max}$ (mm)	f_{cd} (N/mm ²)	f_{ctm} (N/mm ²)	T_{cd} (N/mm ²)
Pylon	C 35/45	32.0	22.0	3.2	1.20
Querriegel					
Fahrbahn					
Konsole					
Unterzug					

4.2 Bewehrungsstahl

Tabelle 3: Materialkennwerte: Bewehrungsstahl

Bauteil	Stahlsorte	f_{sk} (N/mm ²)	f_{sd} (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	ϵ_{yd}	ϵ_{yd}
Alle Bewehrungen	B500B	500	435	205'000	2.12 ‰	45.0 ‰

Die Bewehrungsüberdeckung ist durch die Expositionsklasse gegeben:

Tabelle 4: Expositionsklassen und die zugehörigen Bewehrungsüberdeckungen

Bauteil		Expositionsklasse	Bewehrungsüberdeckung
Pylone	Komplett	XC4	$c_{nom} \geq 40$ mm
Querriegel	Komplett	XC4	$c_{nom} \geq 40$ mm
Fundament	Komplett	XC4	$c_{nom} \geq 40$ mm
Fahrbahn	Oben	XC3	$c_{nom} \geq 35$ mm
	Unten	XC1	$c_{nom} \geq 20$ mm
Konsole	Komplett	XD3	$c_{nom} \geq 55$ mm
Unterzug	Komplett	XC1	$c_{nom} \geq 20$ mm

4.3 Schrägkabel

Die Schrägkabel bestehen aus einem dichten Bündel parallel angeordneten 7-drähtiger Litzen. Die Kabel und Verankerungselemente werden von der Firma BBR hergestellt.

4.4 Baustahl

Tabelle 5: Materialkennwerte: Baustahl, (SIA 263:2013, Tab. 1)

Bauteil	Dicke (mm)	Stahlsorte	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)
Gabelverankerung	74	S355	335	490	210000

4.5 Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz für die Schrägkabel setzt sich aus drei Komponenten zusammen:

- Verzinkt
- Gefettet
- Ummantelt (PE-Hülle)

4.6 Oberflächenschutzsysteme

Tabelle 6: Oberflächenschutzsystem

Bauteil	Oberflächenschutzsystem	Bemerkungen
Pylone	Hydrophobierung	Macht Sichtbeton wasserabstossend und sorgt für einen langfristigen Schutz
Querriegel		
Konsole		

4.7 Belag

Für die Fahrbahn wird ein 8.00 cm dicker Belag aus Gussasphalt verwendet.

4.8 Entwässerung

Für die Entwässerung der Fahrbahn werden zwei Kastenrinnen ohne seitliche Schlitzte auf der Fahrbahnplatte verlegt. Die Rinnen werden von der Firma Trauthwein GmbH in Deutschland produziert und bestehen aus Edelstahl (1.4571). Die Abmessungen der Kastenrinne sind 30 cm Breite, 1.00 m Länge und 4.5 cm Höhe. Der entscheidende Vorteil dieser Rinne ist, dass sie höhenverstellbar ist und somit für den 8 cm dicken Belag geeignet ist.

5 Baugrund

Im folgenden Kapitel werden die Baugrundeigenschaften beschrieben und die Kennwerte festgelegt.

5.1 Baugrundeigenschaften

Für den Negrellisteg ist kein geologisches Gutachten vorhanden, daher sind die folgenden Beschreibungen nur Schätzungen. Bei einer Weiterführung des Projektes muss ein geologisches Gutachten vorgelegt werden. Auf der Website map.geo.admin.ch ist ersichtlich das um den Hauptbahnhof Zürich «Sihl-Schotter» zu finden ist (siehe Anhang C). Die Tragfähigkeit von Schotter ist gross bis sehr gross, womit eine Flachfundation der Pylone möglich wird. Des Weiteren ist der Boden drainiert und schon durch die Züge schon vorbelastet. Dadurch dass keine Angaben über die Mächtigkeit dieser Schotterschicht vorhanden sind, werden keine Setzungsberechnungen durchgeführt. Die Baugrundkennwerte im Kapitel 5.2 werden aus einem online verfügbaren geologisch-geotechnischen Bericht der Firma Jäckli Geologie entnommen.

5.2 Baugrundkennwerte

Tabelle 7: Baugrundkennwerte

Bodenschicht	Mächtigkeit	Raumgewicht	Kohäsion	Reibungswinkel
	(m)	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	φ' (°)
Schotter	-	20.5	0	34

6 Bauverfahren

Der Negrellisteg wird mit der Freivorbauweise gebaut. Der detaillierte Bauablauf wird im Technischen Bericht Kapitel 5 beschrieben.

7 Einwirkungen

Im folgenden Kapitel werden die Einwirkungen des Negrellistegs aufgelistet. Die detaillierten Berechnungen sind im Anhang C ersichtlich.

7.1 Ständige Einwirkungen

Charakteristische Werte nach SIA 261:2020 Anhang A :

Tabelle 8: Ständige Einwirkungen

Einwirkung	Bauteil	Wert
Eigenlast		
	Beton	25 kN/m ³
	Kabel	95 kN/m'
Auflast		
	Belag	1.92 kN/m ²
	Geländer	0.5 kN/m'
Vorspannung		
	Schräggabel	Variabel (siehe Anhang C)

7.2 Veränderliche Einwirkungen

7.2.1 Nicht motorisierter Verkehr

Charakteristische Werte nach SIA 261:2020 Kapitel 9:

Tabelle 9: Veränderliche Einwirkungen: Nicht motorisierter Verkehr

Einwirkungen	Flächenlast q_k	Einzellast Q_k
Lastmodell 1	4 kN/m ²	-
Lastmodell 2	-	10 kN

Horizontale Kräfte

Gemäss SIA 261:2020 Ziffer 9.2.6 muss eine in Fahrbahn wirkende Horizontalkraft Q_{hk} berücksichtigt werden. (Entweder Q_{hk1} oder Q_{hk2}):

$$\begin{aligned} Q_{hk1} &= 10 \% q_k &= 1.60 \text{ kN/m} \\ Q_{hk2} &= 60 \% Q_k &= 6.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.2.2 Schnee

Gemäss SIA 260:2020 Anhang C Tabelle 8 sind Schneelasten nur bei gedeckten Brücken als Begleiteinwirkung zu berücksichtigen. Somit sind die Einwirkungen durch Schnee nicht massgebend.

7.2.3 Wind

Die Windkräfte in Brückenlängsrichtung werden nicht berücksichtigt da die Angriffsfläche der Winde in Längsrichtung klein ist und somit nicht massgebend.

Tabelle 10: Veränderliche Einwirkungen: Wind

Bauteil	Richtung	Wert
Pylon	Quer zur Brücke	1.4 kN/m'
Fahrbahn	Quer zur Brücke	1.6 kN/m'

7.2.4 Temperatur

Charakteristische Werte nach SIA 261:2020 Kapitel 7:

Tabelle 11: Temperatúrausdehnungskoeffizienten und Charakteristische Werte (gleichmässig und linear)

Temperaturausdehnungskoeffizienten		
Baustoff	α_T in $10^{-6} / ^\circ\text{C}$	
Beton	10	
Stahl	10	
Charakteristische Werte der gleichmässigen Temperaturänderung		
Bauweise	ΔT_{1k} in $^\circ\text{C}$	
Stahlbeton, Spannbeton	± 20	
Stahl	± 30	
Charakteristische Werte des linearen Anteils der Temperaturänderung		
Brückenart	Oben warm ΔT_{2k} in $^\circ\text{C}$	Oben kalt ΔT_{2k} in $^\circ\text{C}$
Stahlbrücken	+ 10	- 6
Betonbrücken ¹⁾		
- h ≤ 1.0 m	+ 12	- 4
- h ≥ 3.0 m	+ 8	- 3
¹⁾ h = Querschnittshöhe; für Querschnittshöhen zwischen 1 m und 3 m dürfen die Werte linear interpoliert werden.		
Die Durchschnittstemperatur im Mittelland beträgt 10 °C		

7.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

7.3.1 Anprall

Anprall von Strassenfahrzeugen

Gemäss SIA 261:2020 Ziff. 14.2.1 muss der Anprall durch Strassenfahrzeuge innerorts nur berücksichtigt werden, wenn das Tragwerk näher als 3 m vom Fahrbahnrand entfernt ist. Dadurch dass die äusseren Widerlager mehr als 3 m von der Fahrbahn entfernt sind, entfällt somit der Anprall von Strassenfahrzeugen.

Anprall von Schienenfahrzeugen

Gemäss SIA 261:2020 Ziff. 14.3.4 dürfen für Strecken mit Ausbaugeschwindigkeiten bis 40 km/h die Anprallkräfte um 50 % reduziert werden.

Die Anprallkräfte betragen somit neu:

Tabelle 12: Aussergewöhnliche Einwirkungen: Anprall von Schienenfahrzeugen

Bauteil	Q_{dx} in kN	Q_{dy} in kN
Pylone	2'000.00	750.00

Wobei x in Fahrrichtung und y senkrecht zur Fahrrichtung wirkt.

7.3.2 Erdbeben

Werte nach SIA 261:2020 Kapitel 16:

Tabelle 13: Rechenwerte: Erdbeben

Erdbebenzone Z1a		Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung	
	a_{gd}	0.6 m/s ²	Anhang F 16.2.1.2
Baugrundklasse B		Bodenkenn- und Parameterwerte	
	$v_{s,30}$	500 – 800 m/s	Tabelle 24
	N_{SPT}	> 50 / 0.3 m	Tabelle 24
	c_u	> 250 kN/m ²	Tabelle 24
	S	1.20	Tabelle 24
	T_B	0.08 s	Tabelle 24
	T_C	0.35 s	Tabelle 24
	T_D	2.0 s	Tabelle 24
	l_g	500 m	Tabelle 24
Bauwerksklasse II		Bedeutungsbeiwert	
Tragsicherheit	γ_f	1.20	Tabelle 25
Gebrauchstauglichkeit	γ_f	-	Tabelle 25
Verhaltensbeiwert q			
	q	2.0	SIA 262:2013 Tab. 14

Die Ermittlung der Erdbebenkräfte erfolgt durch das Ersatzkraftverfahren. Die genauen Berechnungen sind im Anhang C ersichtlich.

Die Ersatzkräfte für Erdbeben betragen:

$$F_x = 74.7 \text{ kN}$$

$$F_y = 74.7 \text{ kN}$$

7.3.3 Brand

Die Einwirkungen aus Brand werden im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

8 Bemessung

8.1 Gefährdungsbilder

Im folgenden Kapitel werden die Gefährdungsbilder tabellarisch dargestellt.

Tabelle 14: Gefährdungsbilder

Gefährdungsbild	Betroffene Bauteile	Massnahmen
Nutzlast	Alle Bauteile	- Statische Bemessung
Schnee	Alle Bauteile	- Schneeräumung durch die Stadt Zürich
Wind	Alle Bauteile	- Statische Bemessung
Anprall	Stützen	- Statische Bemessung
Temperatur	Alle Bauteile	- Statische Bemessung
Schwingungen	Brückenträger	- Schwingungsanalyse - Konstruktive Durchbildung
Erdbeben	Alle Bauteile	- Statische Bemessung
Explosion	Alle Bauteile	- Akzeptiertes Risiko → keine Massnahmen
Brand	Alle Bauteile	- Fluchtwege freihalten - Akzeptiertes Risiko → keine weiteren Massnahmen
Kabelaussfall	Alle Bauteile	- Statische Bemessung

8.2 Bemessungssituation (Tragsicherheit)

Nach der SIA 260:2013 Ziff. 4.4.3 wird der Nachweis der Tragsicherheit in vier Grenzzuständen aufgeteilt:

- Typ 1: Betrifft die Gesamtstabilität des Tragwerks
(Kippen, Abheben oder Aufschwimmen als starrer Körper).
- Typ 2: Betrifft das Erreichen des Tragwiderstands des Tragwerks oder eines seiner Bauteile.
(Versagen durch Bruch, übermässige Verformungen, Umwandlung des Tragwerks in einen Mechanismus oder Verlust der Stabilität eines oder mehrerer Bauteile).
- Typ 3: Betrifft das Erreichen des Tragwiderstands des Baugrunds
(Hangrutschung, Böschungsbruch, Geländebruch).
- Typ 4: Betrifft das Erreichen der Ermüdungsfestigkeit des Tragwerks oder eines seiner Bauteile.

Die Bemessungswerte für andauernde oder vorübergehende Bemessungssituationen sind wie folgt zu ermitteln:

$$E_d = E \{ \gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d \}$$

Die Bemessungswerte für aussergewöhnliche Bemessungssituationen sind wie folgt zu ermitteln:

$$E_d = E \{ G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d \}$$

Für Grenzzustände der Typen 2 und 3 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn

$$E_d \leq R_d$$

8.2.1 Grenzzustände der Tragsicherheit

Tabelle 15: Lastkombinationen GZT Typ 2, (SIA 260:2013 Tabelle 1)

Einwirkungen	Grenzzustände der Tragsicherheit Typ 2 (GZT oder ULS)						
	GB 1 (NMV*) LM1	GB 2 (NMV*) LM2	GB 3 Wind	GB 4 Tempe- ratur	GB 5 Anprall	GB 6 Erd- beben	GB 7 Kabel- ausfall
Ständige Einwirkungen							
Eigenlasten	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.00	1.00	1.00
Auflasten	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.00	1.00	1.00
Vorspannung	1.20 ¹⁾	1.20 ¹⁾	1.20 ¹⁾	1.20 ¹⁾	1.00	1.00	1.00
Veränderliche Einwirkungen							
NMV* Lastmodell 1	1.50	-	0.40	0.40	-	-	-
NMV* Lastmodell 2	-	1.50	-	-	-	-	-
Horizontale Kräfte	1.50	-	0.40	0.40	-	-	-
Wind	0.60	0.60	1.50	0.60	-	-	-
Temperatur	0.60	0.60	0.60	1.50	0.50	0.50	0.50
Aussergewöhnliche Einwirkungen							
Anprall	-	-	-	-	1.00	-	-
Erdbeben	-	-	-	-	-	1.00	-

¹⁾ Lastbeiwert für eine Einwirkung aus Vorspannung (SIA 262:2013, Ziff. 4.1.5.5.2)

*Nicht motorisierter Verkehr

8.3 Bemessungssituation (Gebrauchstauglichkeit)

Nach der SIA 260:2013 Ziff. 4.4.4 werden die Bemessungssituationen für die Gebrauchstauglichkeit in drei Typen von Lastfällen unterschieden:

- Seltene Lastfälle:

$$E_d = E \{G_k, P_k, Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

- Häufige Lastfälle:

$$E_d = E \{G_k, P_k, \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

- Quasi-Ständige Lastfälle:

$$E_d = E \{G_k, P_k, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Die Gebrauchstauglichkeit gilt als nachgewiesen, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq C_d$$

8.3.1 Nutzungszustände der Gebrauchstauglichkeit

Tabelle 16: Lastkombinationen GZG (häufige Lastfälle) und GZG (quasi-ständige Lastfälle), (SIA 260:2013 Tab.8)

	GZG oder SLS			
	Häufige Lastfälle			Quasi-ständige Lastfälle
Einwirkungen	NZ 1: LM1	NZ 2: Wind	NZ 3: Temperatur	NZ 4: Temperatur
Ständige Einwirkungen				
Eigenlasten	1.00	1.00	1.00	1.00
Auflasten	1.00	1.00	1.00	1.00
Vorspannung	1.00	1.00	1.00	1.00
Veränderliche Einwirkungen				
NMV* Lastmodell 1	0.40	-	-	-
NMV* Lastmodell 2	-	-	-	-
Horizontale Kräfte ¹⁾	0.40	-	-	-
Wind	-	0.20	-	-
Temperatur	0.50	0.50	0.60	0.50
Aussergewöhnliche Einwirkungen				
Anprall	-	-	-	-
Erdbeben	-	-	-	-
¹⁾ Die horizontalen Kräfte sind gleichzeitig mit Lastmodell 1 wirkend anzunehmen				

*Nicht motorisierter Verkehr

8.3.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit bei Fuss- und Radwegbrücken sind die Häufigen und Quasi-Ständigen Lastfälle nachzuweisen (SIA 260:2013 Anhang C, Tab. 9).

Komfort:

Durchbiegungen infolge Lastmodell 1 (häufige Lastfälle):

$$w = l/600$$

Funktionstüchtigkeit:

Durchbiegungen nach Abzug allfälliger Überhöhungen (quasi-ständige Lastfälle):

$$w = l/700$$

Aussehen:

Durchbiegungen nach Abzug allfälliger Überhöhungen (quasi-ständige Lastfälle):

$$w = l/700$$

9 Dauerhaftigkeit

Damit die Dauerhaftigkeit des Negrellistegs gewährleistet werden kann, werden folgende Massnahmen zur Erhöhung dieser angewendet:

- Korrosionsschutz der Litzenkabel
- Betonüberdeckungen einhalten
- Entwässerung stets gewährleisten

10 Akzeptierte Risiken

Folgende Risiken werden Akzeptiert und fliessen nicht in die Bemessung ein:

- Erdbeben (Nur Einsturz muss verhindert werden)
- Explosion
- Brand
- Sabotage

11 Verzeichnisse

11.1 Literaturverzeichnis

BKOS Betonschutz. (Dezember 2022). Von <https://www.bkos.ch/de/beton/betonschutz> abgerufen

Trauthwein-Brückenentwässerung. (Dezember 2022). Von <https://www.trauthwein-gmbh.de/brueckenentwaesserung/> abgerufen

11.2 Tabellenverzeichnis

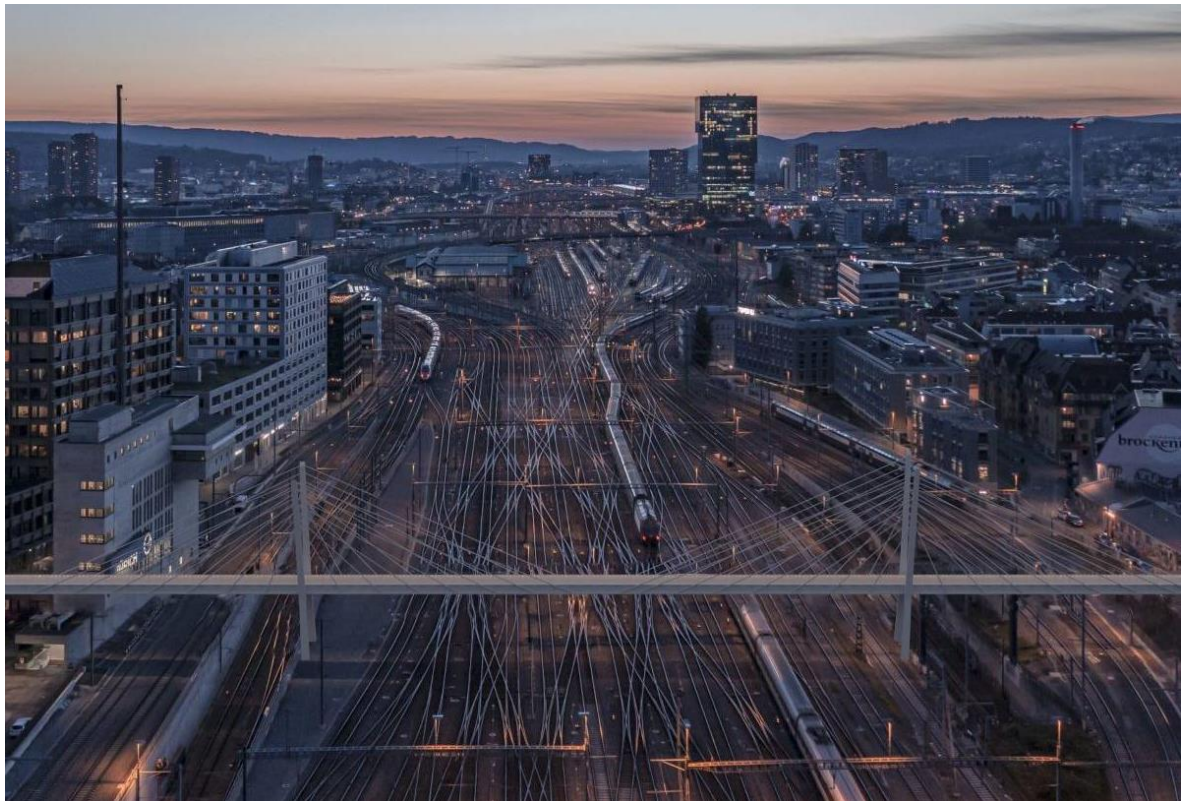
TABELLE 1: ABMESSUNGEN: BAUTEILE	6
TABELLE 2: MATERIALKENNWERTE: BETON	7
TABELLE 3: MATERIALKENNWERTE: BEWEHRUNGSSTAHL	7
TABELLE 4: EXPOSITIONSKLASSEN UND DIE ZUGEHÖRIGEN BEWEHRUNGSÜBERDECKUNGEN	7
TABELLE 5: MATERIALKENNWERTE: BAUSTAHL, (SIA 263:2013, TAB. 1)	7
TABELLE 6: OBERFLÄCHENSCHUTZSYSTEM.....	8
TABELLE 7: BAUGRUNDKENNWERTE	8
TABELLE 8: STÄNDIGE EINWIRKUNGEN	9
TABELLE 9: VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN: NICHT MOTORISierter VERKEHR.....	9
TABELLE 10: VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN: WIND	10
TABELLE 11: TEMPERATURAUSSDEHNUNGSKOEFFIZIENTEN UND CHARAKTERISTISCHE WERTE (GLEICHMÄSSIG UND LINEAR)	10
TABELLE 12: AUSSERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNGEN: ANPRALL VON SCHIENENFAHRZEUGEN	10
TABELLE 13: RECHENWERTE: ERDBEBEN	11
TABELLE 14: GEFÄHRDUNGSBILDER	12
TABELLE 15: LASTKOMBINATIONEN GZT TYP 2, (SIA 260:2013 TABELLE 1).....	13
TABELLE 16: LASTKOMBINATIONEN GZG (HÄUFIGE LASTFÄLLE) UND GZG (QUASI-STÄNDIGE LASTFÄLLE), (SIA 260:2013 TAB.8) .	14

12 Anhang

Siehe Anhang C.

Negrellisteg – Zürich

Wettbewerbsanalyse und Entwurf



Technischer Bericht

Bachelor-Thesis HS22

Hochschule Luzern Technik und Architektur

Horw, 03. Januar 2023

Autor:

Shpat Beqiri
Eichenstrasse 17
6015 Luzern

Dozent:

Dr. Stephan Gollob

Experte:

Dr. Axel Volkwein

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
1.1	Erkenntnisse aus der Wettbewerbsanalyse	5
1.2	Projektrahmen	5
1.3	Bezeichnungen	5
2	Grundlagen	6
2.1	Normen und Richtlinien	6
2.2	Projektspezifische Unterlagen	6
2.3	Software	6
3	Variantenstudium	7
3.1	Hohlkastenbrücke	7
3.2	Schrägkabelbrücke	8
3.3	Stabbogenbrücke	10
3.4	Entscheid	10
4	Entwurf der Schrägkabelbrücke	11
4.1	Statisches System	11
4.1.1	Längssystem	11
4.1.2	Quersystem	13
4.1.3	Horizontalsystem	13
4.2	Pylone	14
4.3	Kabelanordnung	15
4.4	Kraftfluss	16
4.5	Materialauswahl	17
4.6	Foundation	17
5	Bauverfahren	18
5.1	Bauphase 1	18
5.2	Bauphase 2	18
5.3	Bauphase 3	19
5.4	Bauphase 4	20
5.5	Bauphase 5	20
6	Modellbildung	21
6.1	Tragwerksmodell	21
6.1.1	Pylone	21
6.1.2	Kabelwerk	22
6.1.3	Träger	23
6.2	Auflagerbedingungen	24
6.3	Laststellungen	25
6.3.1	Nicht motorisierter Verkehr	25
6.3.2	Kabelaussfall	25

6.4	Vorgehen: Schwingungsanalyse	26
6.5	Erstellung der Lastkombinationen	26
6.6	Statische Berechnung	27
7	Auswirkungen.....	28
7.1	Kräfte	28
7.1.1	Pylon.....	28
7.1.2	Auflagerreaktion	31
7.1.3	Querriegel	32
7.1.4	Kabelwerk	33
7.1.5	Fahrbahn.....	34
7.1.6	Konsole	35
7.1.7	Unterzug	36
7.2	Durchbiegungen	37
7.2.1	Durchbiegungen infolge häufiger Lastfälle.....	37
7.2.2	Durchbiegungen infolge quasi-ständiger Lastfälle	37
7.3	Schwingungen.....	38
8	Nachweise der Tragsicherheit.....	39
8.1	Pylone	39
8.1.1	Nachweise: Knicken	39
8.1.2	Nachweis: Biegung und Normalkraft	40
8.1.3	Nachweis: Querkraft.....	41
8.1.4	Nachweis: Gabelverankerung	42
8.1.5	Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Pylon	42
8.2	Querriegel	43
8.2.1	Nachweis: Biegung	43
8.2.2	Nachweis: Querkraft.....	43
8.3	Fundation	44
8.3.1	Nachweis: Tragfähigkeitsprobleme.....	44
8.4	Kabelwerk	45
8.4.1	Nachweis: Tragvermögen	45
8.5	Fahrbahn.....	46
8.5.1	Nachweis: Biegung	46
8.5.2	Nachweis: Querkraft.....	46
8.6	Konsole	47
8.6.1	Nachweis: Biegung	47
8.6.2	Nachweis: Querkraft.....	47
8.6.3	Nachweis: Abscheren Fahrbahnplatte – Konsole	48
8.6.4	Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Konsole	48
8.7	Unterzug	49
8.7.1	Nachweis: Biegung	49

8.7.2	Nachweis: Querkraft.....	49
9	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit.....	50
9.1	Durchbiegungen.....	50
9.1.1	Nachweis der Durchbiegungen infolge häufiger Lastfälle	50
9.1.2	Nachweis der Durchbiegungen infolge quasi-ständiger Lastfälle	50
9.2	Nachweise der Schwingungen	51
10	Brückenabmessungen	52
10.1	Pylone.....	52
10.1.1	Nadelstiele / Stützen	52
10.1.2	Querriegel	53
10.2	Foundation	54
10.3	Kabelwerk	54
10.3.1	Schräggabel	54
10.3.2	Verankerungsdetail: Schräggabel – Pylon	55
10.3.3	Verankerungsdetail: Schräggabel – Konsole	56
10.4	Fahrbahn.....	57
10.4.1	Fahrbahnplatte.....	57
10.4.2	Konsole	57
10.4.3	Unterzug	58
10.5	Anbauten.....	58
10.5.1	Treppen.....	59
10.5.2	Lift.....	60
10.5.3	Fahrbahnübergang.....	61
10.5.4	Brüstung.....	61
10.5.5	Schutznetz	61
10.5.6	Entwässerungsrinne.....	62
11	Schlusswort	63
11.1	Ausblick.....	63
12	Verzeichnisse	64
12.1	Literaturverzeichnis	64
12.2	Tabellenverzeichnis.....	64
12.3	Abbildungsverzeichnis.....	65
13	Anhang	66

1 Einleitung

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

Im Rahmen der Bachelor-Thesis HS22 an der Hochschule Luzern Technik und Architektur entwirft Shpat Beqiri einen eigenen Lösungsvorschlag des Brückentragwerks. Hierfür werden die Erkenntnisse der Wettbewerbsanalyse in der Teilphase 1 in den Entwurf miteinbezogen.

Ziel dieser Arbeit ist, eine wirtschaftliche Lösung zu finden die zudem gestalterisch ansprechend sein soll. Das Infrastrukturbauwerk sollte technisch zeitgemäss sein und sich städtebaulich gut einbinden.

1.1 Erkenntnisse aus der Wettbewerbsanalyse

Aus der Wettbewerbsanalyse in der ersten Phase der Aufgabenstellung sind folgende Aspekte für den Entwurf zu berücksichtigen:

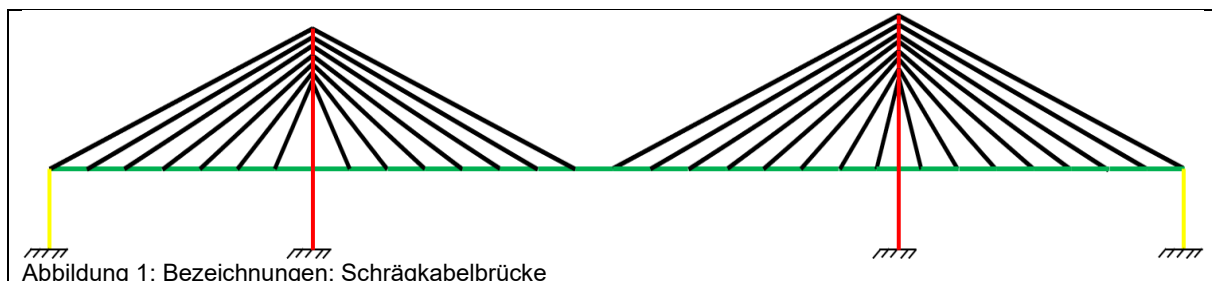
- Bauprozess klären (Innenstädtischer Bau, Gleisbeeinträchtigung)
- Nachvollziehbarer Kraftfluss (lokal und global)
- Zwängungen wenn möglich umgehen
- Stahlelemente wenn möglich im Elementwerk vorfabrizieren
- Stützen im Feld (Anprall, Stützen im Feld sollen auch für den Bauprozess genutzt werden)

1.2 Projektrahmen

Gemäss Aufgabenstellung ist das Projekt auf Stufe Vorprojekt nach SIA-Teilphase 31 auszuarbeiten. Des Weiteren ist das Projekt in folgenden Punkten abgegrenzt:

- Schwingungsanalyse nur mit AxisVM
- Erdbebenberechnung nur mit Ersatzkraftverfahren
-
-

1.3 Bezeichnungen



	Pylone
	Fahrbahnträger / platte
	Kabel (Kabelwerk)
	Widerlager

2 Grundlagen

2.1 Normen und Richtlinien

- SIA 260:2013 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- SIA 261:2020 Einwirkungen auf Tragwerke
- SIA 261/1:2020 Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen
- SIA 262:2013 Betonbau
- SIA 262/1:2019 Betonbau – Ergänzende Festlegungen
- SIA 263:2013 Stahlbau
- SIA 263/1:2020 Stahlbau – Ergänzende Festlegungen
- SIA 267:2013 Geotechnik
- SIA 267/1:2013 Geotechnik – Ergänzende Festlegungen

2.2 Projektspezifische Unterlagen

Die folgenden projektspezifischen Unterlagen dienen als Grundlage und Vorgabe:

- Aufgabenstellung Bachelor-Thesis, Negrellisteg, Shpat Beqiri
- Negrellisteg - Nutzungsvereinbarung
- Negrellisteg - Projektbasis
- Bundesamt für Strassen ASTRA – Schrägseile und externe Spannglieder für den Brückenbau Ausgabe 2011 V1.00
- BBR HiAm CONA- Katalog

2.3 Software

Für die Berechnungen der Brücke werden folgende Software benutzt:

- Axis VM

3 Variantenstudium

Im folgenden Kapitel werden drei Entwürfe aufgezeigt, welche nach der Phase I der Bachelor-Thesis entstanden sind. Die Erkenntnisse aus der Wettbewerbsanalyse sind in die Entwürfe eingeflossen.

3.1 Hohlkastenbrücke

Der erste Entwurf ist eine Hohlkastenbrücke aus Baustahl. Die Feldlängen und Stützenabstände sind Aufgrund der örtlichen Zwängungen dieselben wie im Siegerprojekt «96». Der Brückenträger ist ein trapezförmiger Hohlkasten der die Anwendung von Querrippen obsolet macht. Im Hohlkasten sind oben und unten Längsrippen angeordnet, die diesen aussteifen und für einen sauberen Kraftfluss in Längsrichtung sorgen. Durch den grösseren Hohlkasten erhöht sich zudem die Torsionssteifigkeit der Brücke, was sich bei einer einseitigen Belastung positiv auswirkt. Die Innenstützen werden auf die Rampenwände aufgesetzt und mit dem Brückenträger verschweisst. Seitlich wird die Brücke von Pendelstützen gehalten, was eine Verlängerung der Brücke infolge Temperaturexpansion ermöglicht.



Abbildung 2: Entwurf 1: Hohlkastenbrücke

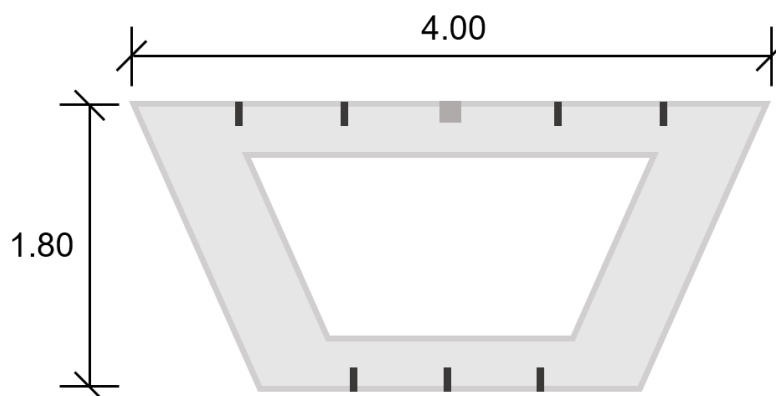


Abbildung 3: Entwurf 1: Querschnitt

3.2 Schrägkabelbrücke

Der zweite Entwurf ist eine Schrägkabelbrücke aus Stahlbeton. Damit eine Symmetrie geschaffen wird, wird das Auflager beim Gustav-Gull Platz nach innen verschoben. Die neuen Abmessungen der Brücke betragen 35 m – 78 m – 38 m. So sind die Pylonen weitestgehend ausbalanciert. Durch die unterschiedlichen Spannweiten ist ein Pylon höher als der andere sodass die Kabelwinkel ca. gleichbleiben. Beim ersten Pylon gibt es 2x7 Kabel pro Seite (Insgesamt 28). Beim höheren Pylonen sind es 2x8 Kabel pro Seite (Insgesamt 32). Aus ästhetischen Gründen wurden Nadelpylone mit nach aussen geneigten Nadelstielen gewählt.

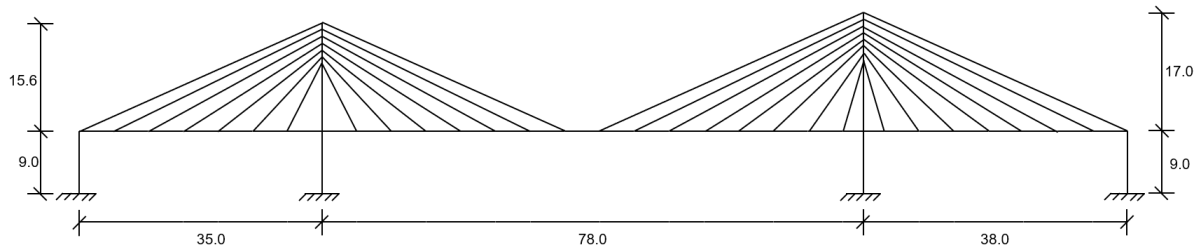


Abbildung 4: Entwurf 2: Schrägkabelbrücke

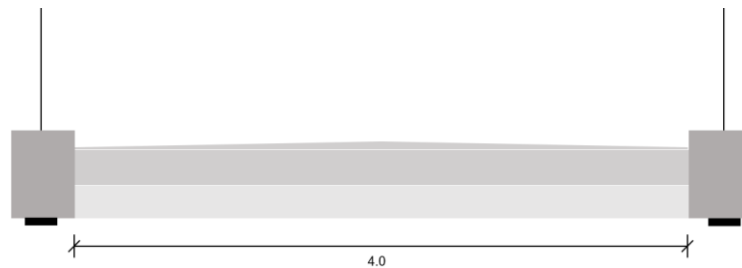


Abbildung 5: Brückenträger

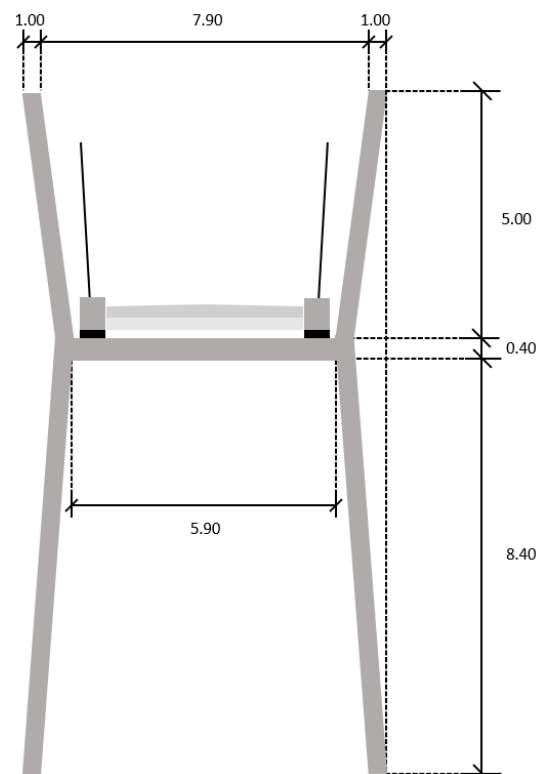


Abbildung 6: Ansicht Widerlager

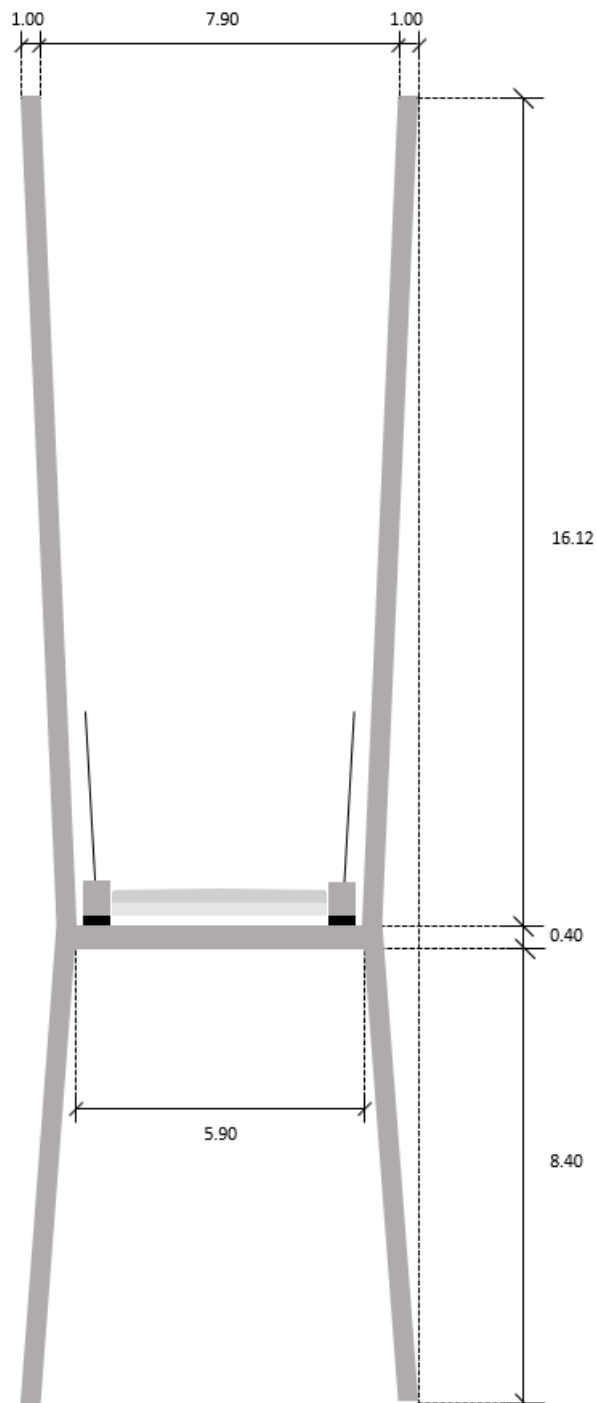


Abbildung 7: Ansicht Pylon (seitens Zollstrasse)

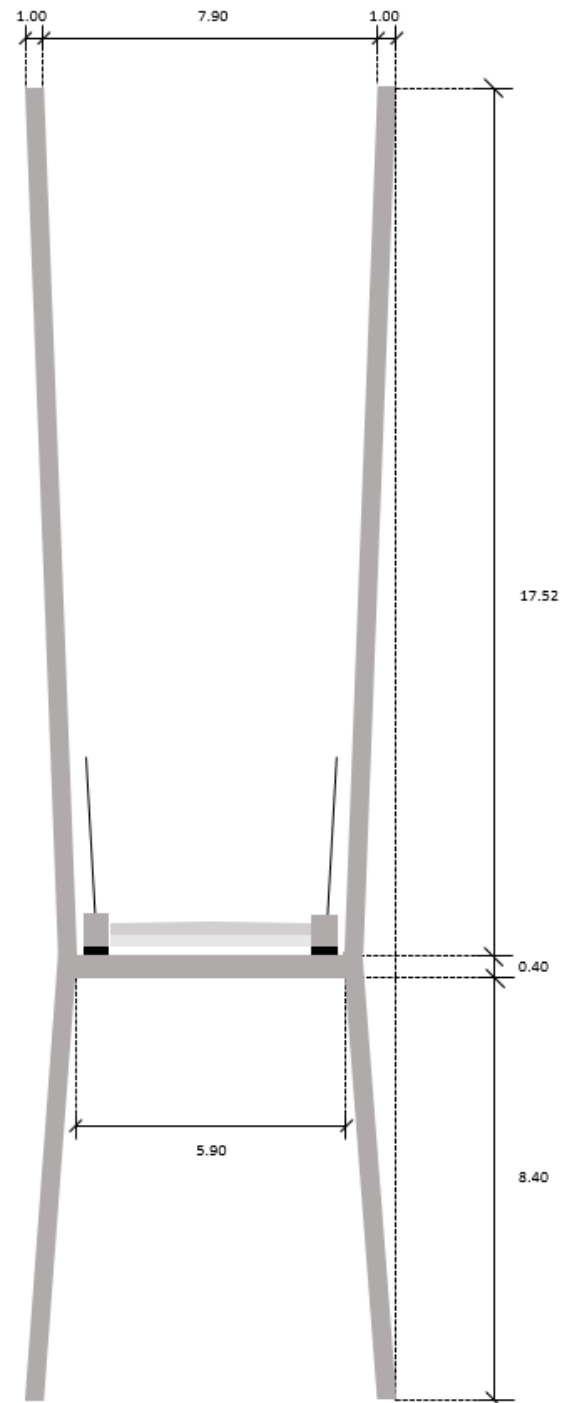


Abbildung 8: Ansicht Pylon (Seitens Gustav-Gull Platz)

3.3 Stabbogenbrücke

Der dritte Entwurf ist eine Stabbogenbrücke aus Baustahl oder Stahlbeton. Der Brückenträger ist als Trog ausgebildet, sodass die Spannweiten vom seitlichen bis zum inneren Auflager sauber überbrückt werden können. Für die grösste Spannweite von 78 m wird der Trog mittels Hänger an einem 14 m hohen Bogen aufgehängt. Der aus Baustahl bestehende Trog ist ideal um als Zugband für den Bogen zu fungieren. Für die Aussteifung in Brückenquerrichtung werden Windverbände angeordnet. Bei Bedarf können die Hänger wie bei einer Netzwerkbrücke angeordnet werden, sodass die Brücke auch bei einer einseitigen Belastung kleinere Biegemomente aufweist.

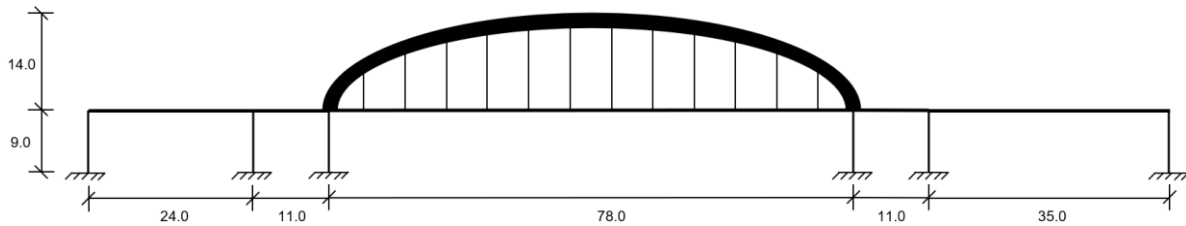


Abbildung 9: Entwurf 3: Stabbogenbrücke

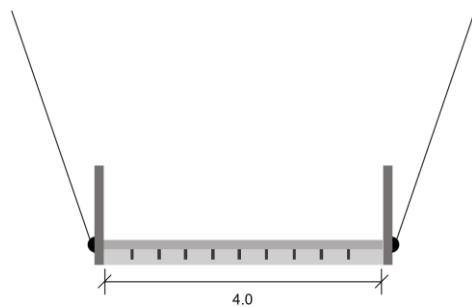


Abbildung 10: Trog-Querschnitt

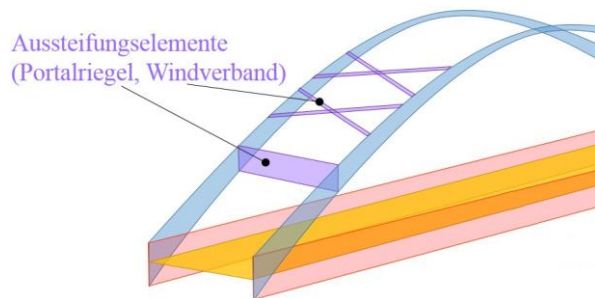


Abbildung 11: Aussteifungen in Brückenquerrichtung

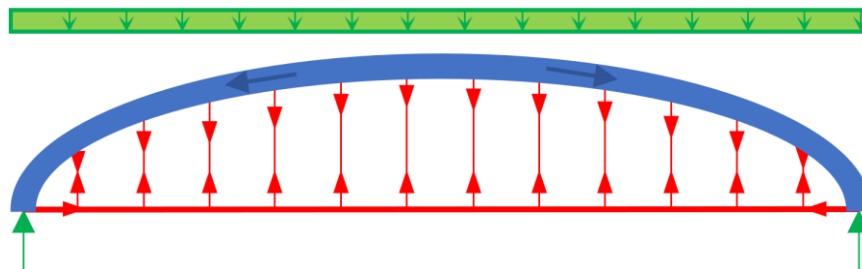


Abbildung 12: Kraftfluss: Stabbogenbrücke

3.4 Entscheid

An der Zwischenpräsentation wurden die drei Varianten aufgezeigt und es stellte sich im Laufe der Diskussion heraus, dass die Schrägkabelbrücke die beste Variante für die Weiterbearbeitung war. Die Schrägkabelbrücke ist ein statisch herausforderndes Tragwerk, welches auch in Sachen Ästhetik gut punktet. Zudem ist das Bauverfahren vorteilhaft da so die Gleise nicht gesperrt werden müssen.

Die Stabbogenbrücke wirkt Aufgrund des hohen Bogens riesig. Zudem ist der Bauprozess sehr problematisch da der Bogen vor Ort hergestellt werden muss. Bei einer Rückverankerung des Bogens müssen grosse Kräfte verankert werden, was in diesem Fall aus Platzgründen schwierig ist.

Die Hohlkastenbrücke ist eine die Ihren Zweck effizient erfüllt, jedoch aufgrund ihrer Ähnlichkeit zum Siegerprojekt «96» nicht weiterbearbeitet wird.

4 Entwurf der Schrägkabelbrücke

4.1 Statisches System

Im Allgemeinen ist die Schrägkabelbrücke ein räumliches Rahmensystem, welches hochgradig statisch unbestimmt ist. Jedoch lässt es sich aufgrund der geometrischen Symmetrie und orthogonalen Belastung einfach in drei entkoppelte Systeme zerlegen, die mit dem Superpositionsprinzip überlagert werden können.

Die statischen Systeme sind:

- Längssystem
- Quersystem
- Horizontalsystem

4.1.1 Längssystem

Das Längssystem ist hochgradig statisch unbestimmt. Es wird zum Abtrag von vertikalen Lasten und horizontalen Kräften in Brückenlängsrichtung verwendet.

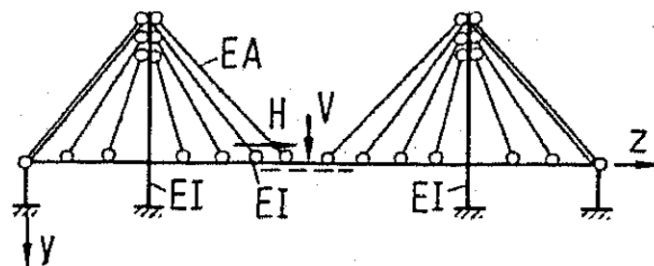


Abbildung 13: Schrägkabelbrücke als Längssystem (Quelle: G. Girmscheid – Berechnung von Schrägseilbrücken 1987)

Dabei unterscheidet sich das System unter ständigen und veränderlichen Lasten. Dadurch dass die Schrägkabelbrücke vorgespannt wird, kann sie bei ständigen Lasten als Durchlaufträger betrachtet werden (starr gestützt). Unter veränderlichen Lasten wird der Träger elastisch gestützt. Das System ähnelt auch einem Durchlaufträger jedoch sind hier einige Auflager als Federn vorzustellen. Hier ist jedoch zu beachten, dass jede Feder eine andere Steifigkeit besitzt

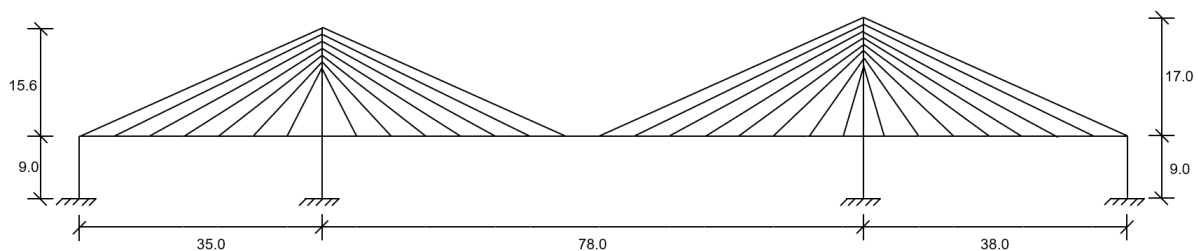


Abbildung 14: Der Negrellisteg als Längssystem



Abbildung 15: Statisches System unter ständigen Lasten



Abbildung 16: Statisches System unter veränderlichen Lasten

Damit es zu keinen Zwängungen in der Brücke kommt wird die Fahrbahnplatte verschieblich auf den seitlichen Widerlager und auf den Pylonen aufgelagert. Bei dieser Auflagerung ist zu beachten, dass die Steifigkeit des Tragsystems sehr gering ist.

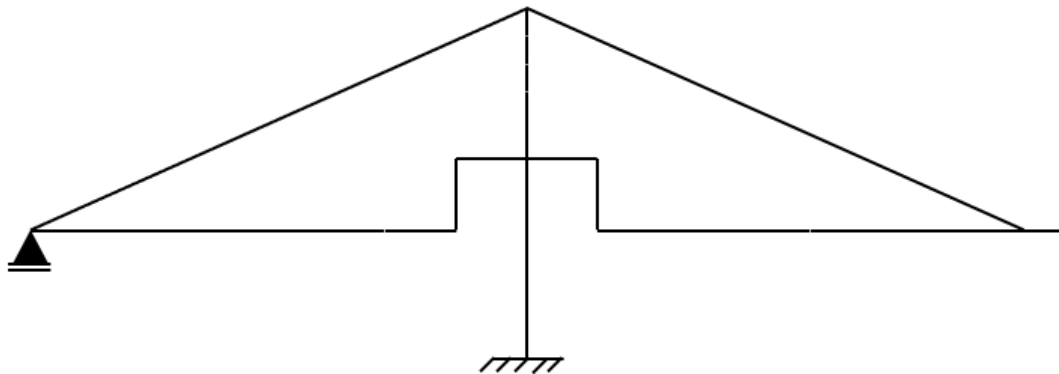


Abbildung 17: Lageranordnung für das Lagerungskonzept: Verschieblich

Bei einem Lastabtrag in Brückenlängsrichtung wirken somit nur die Schrägkabel als gefederte Gleitlager. Die horizontalen Lasten in Brückenlängsrichtung werden dabei über die Kabel in die Pylone geleitet was zu grossen Biegemomenten in den Pylonen führt.

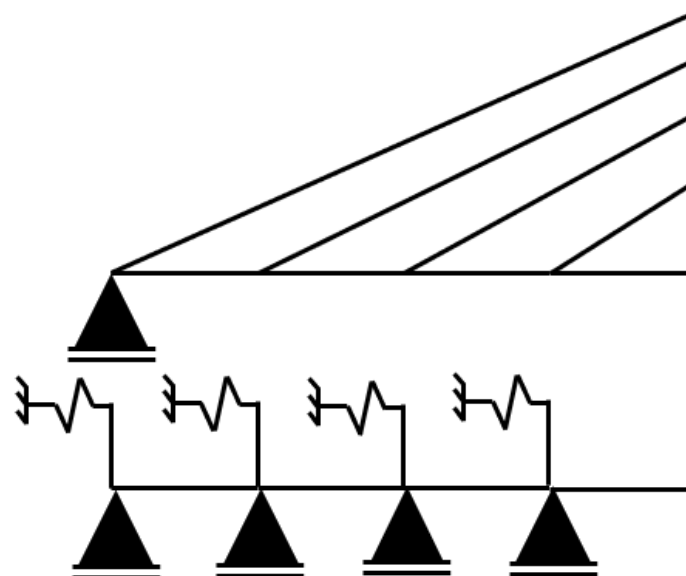


Abbildung 18: Gefederte Gleitlager als Lagerbedingung für den Horizontalen Lastabtrag

4.1.2 Quersystem

Das Quersystem ist statisch bestimmt. Mit diesem wird die Querverteilung der vertikalen Lasten auf die Seilebenen ermittelt.

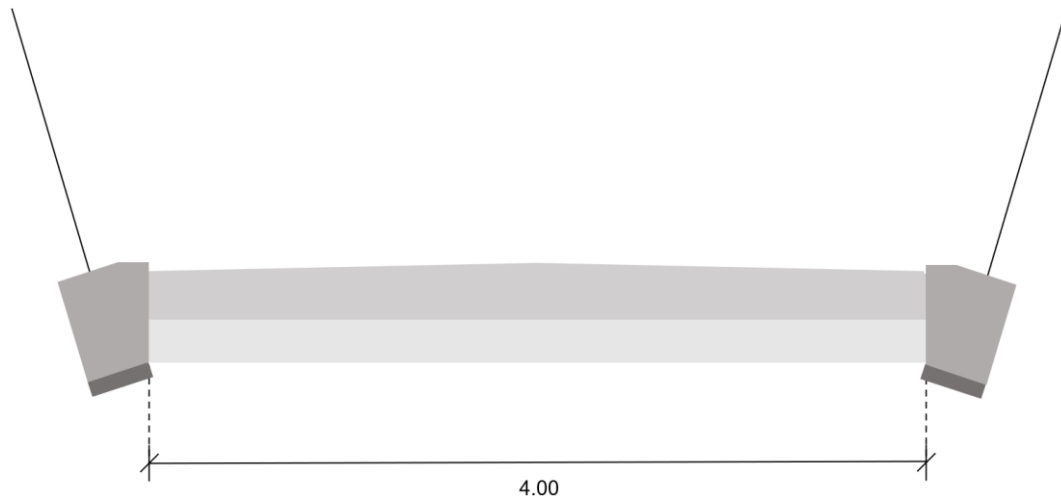


Abbildung 19: Brückenträger als Quersystem



Abbildung 20: Statisches System

4.1.3 Horizontalsystem

Das Horizontalsystem ist statisch unbestimmt. Horizontale Kräfte quer zur Brücke werden anhand dieses Systems ermittelt.

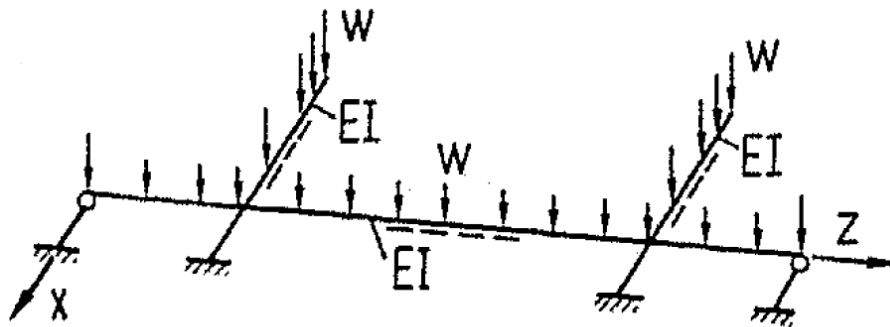


Abbildung 21: Schrägkabelbrücke als Horizontalsystem (Quelle: G. Girmscheid – Berechnung von Schrägseilbrücken 1987)

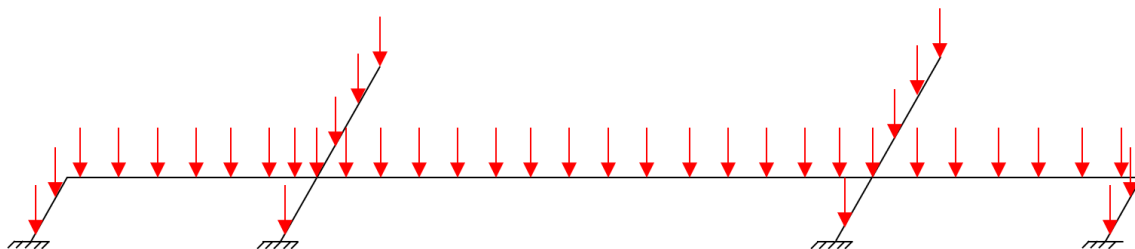


Abbildung 22: Negrellisteg als Horizontalsystem (Windkräfte in rot)

4.2 Pylone

Die Pylone wurden aus ästhetischen Gründen als Nadelpylone mit nach aussen gerichteten Nadelstielen ausgebildet. Durch die nach aussen geneigten Nadelstiele wird, die nach innen gerichtete Querbiegung durch Eigengewicht und andere Lasten reduziert. Durch die unterschiedlichen Feldgrössen ist der Pylon seitens Gustav-Gull-Platz grösser als der andere. Mit dem höheren Pylonen kann der Winkelunterschied der Schrägkabel ausgeglichen werden, sodass sich die Druckkräfte im Träger ausgleichen.

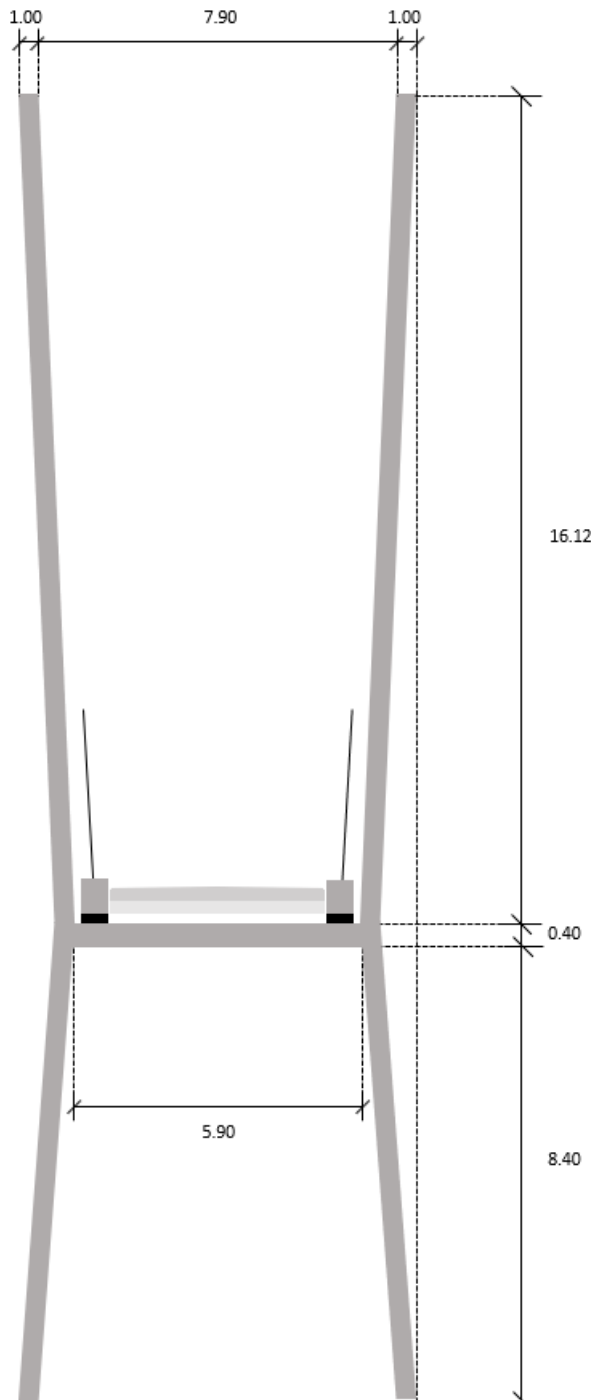


Abbildung 23: Ansicht Pylon (seitens Zollstrasse; 35 m – 35 m Feld)

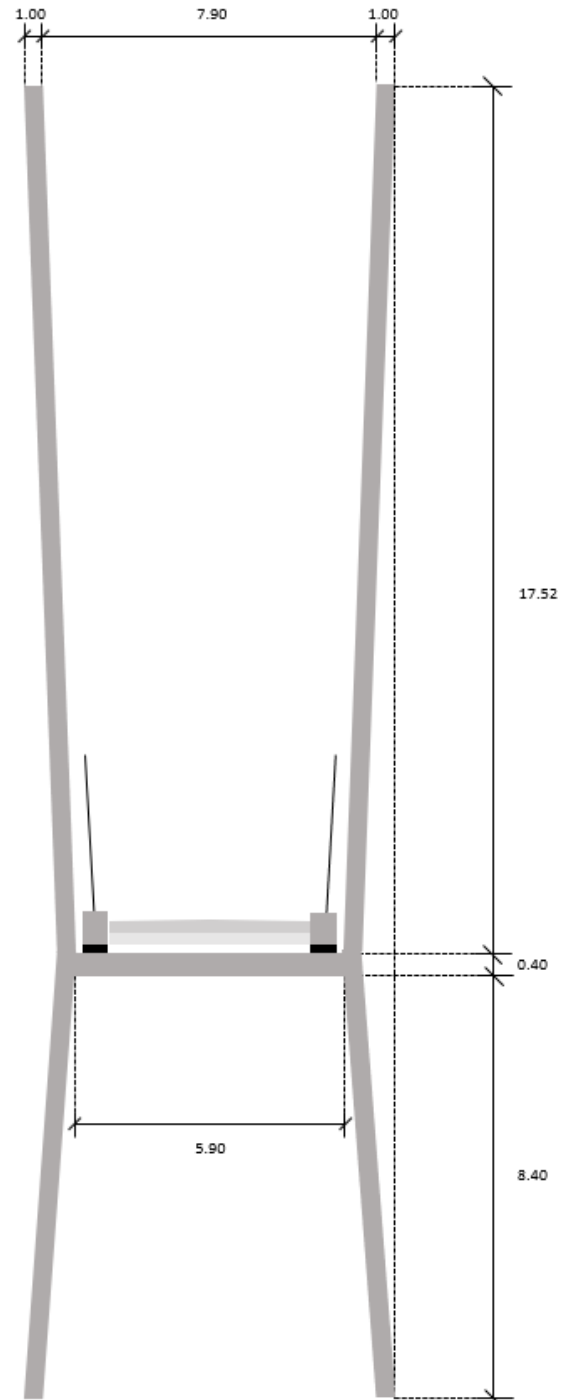


Abbildung 24: Ansicht Pylon (Seitens Gustav-Gull Platz; 38 m – 38 m Feld)

4.3 Kabelanordnung

Die Anordnung der Kabel erfolgt als Halbfächer. Der Halbfächer ist eine Zwischenlösung einer Harfen- und Fächeranordnung. Hier werden die Kabel im oberen Bereich der Pylone verankert. Die unterschiedlichen horizontalen Kraftkomponenten in den Kabeln führen zu Biegebeanspruchungen im Pylon. Je kleiner die Länge, zwischen den Kabelverankerungen, desto kleiner ist die Biegebeanspruchung im Pylon. Am Träger werden die Kabel mit einem Abstand von 5 m angeordnet. So wird eine fast gleichmässige Verteilung über den ganzen Träger ermöglicht. Die Verankerungsabstände am Pylon betragen 1 m. So beträgt der kleinste Winkel 24° und ist somit grösser als der kleinstmögliche Winkel (20°). Die genauen Berechnungen zur Kabelanordnung sind im Anhang D ersichtlich.

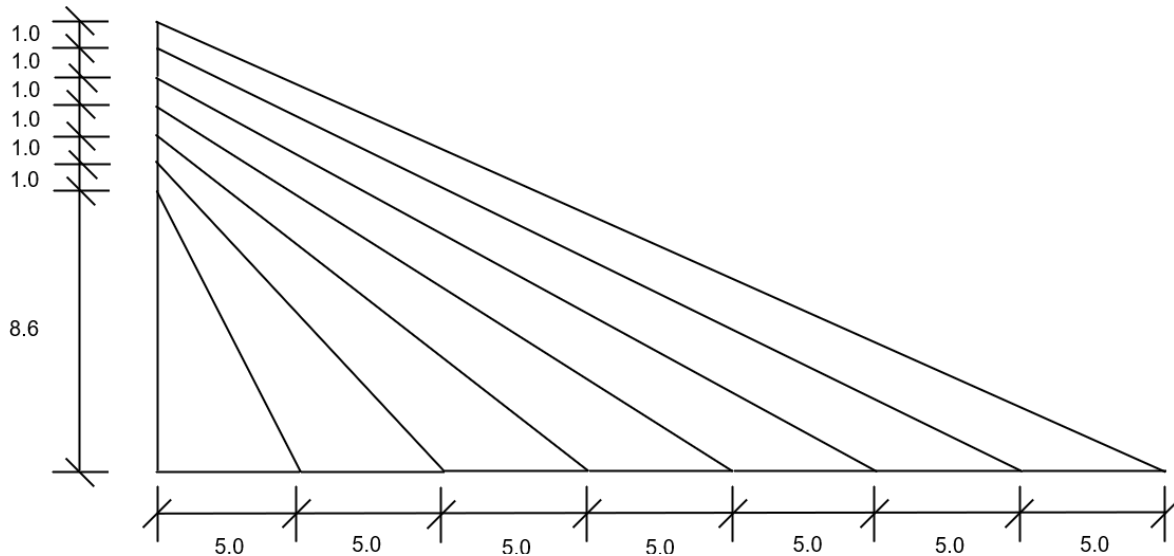


Abbildung 25: Kabelanordnung (Feld 35 m – 35 m) seitens Zollstrasse

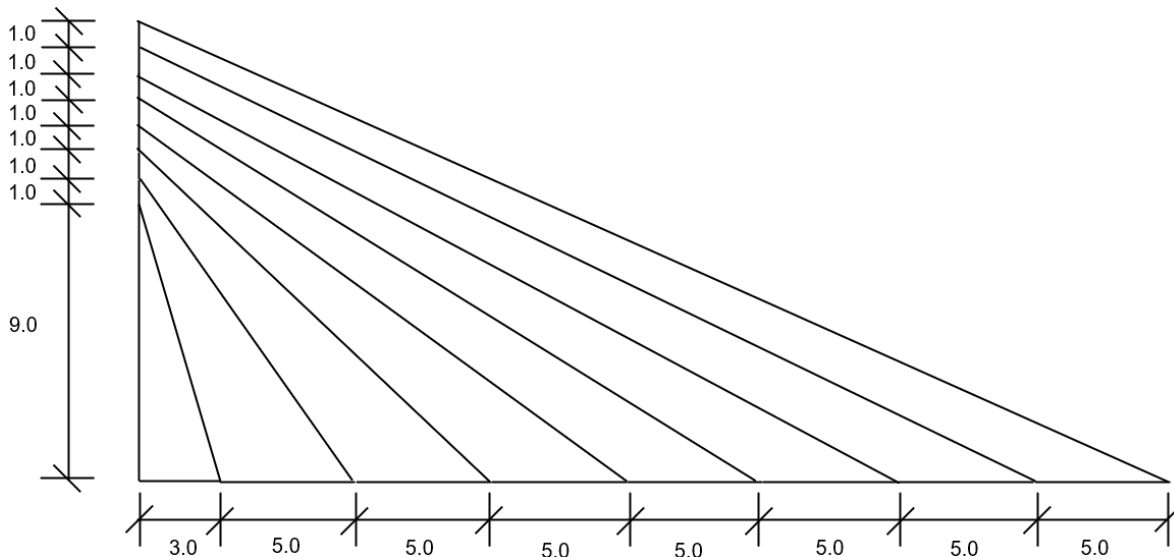


Abbildung 26: Kabelanordnung: (Feld 38 m - 38 m) seitens Gustav-Gull Platz

4.4 Kraftfluss

Die vertikalen Lasten werden über die Schrägkabel an die Pylone geleitet. Von den Pylonen aus werden diese in Form von Druckkräften in den Baugrund geleitet. Durch die Neigung der Schrägkabel entstehen im Gegensatz zu einer Hängebrücke auch Druckkräfte in der Fahrbahnplatte. Diese Druckkräfte werden entweder durch die Druckkräfte auf der anderen Seite des Pylonen oder durch ein unverschiebliches Lager aufgenommen.

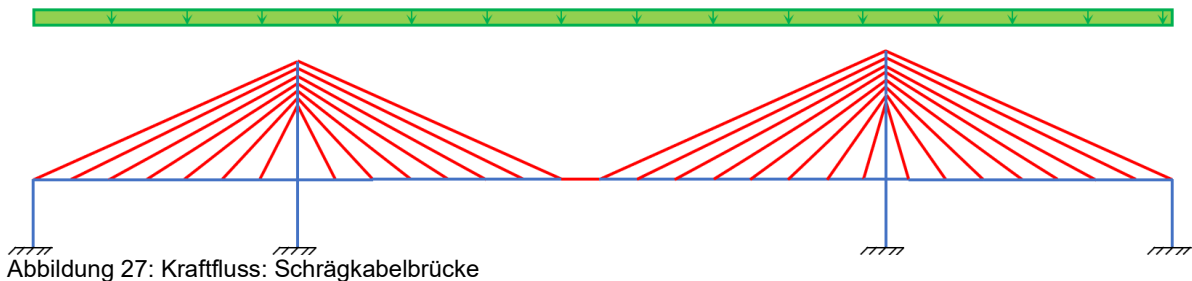


Abbildung 27: Kraftfluss: Schrägkabelbrücke

Im (lokalen) Quersystem werden die vertikalen Lasten in der Fahrbahnplatte über Biegung zu den Unterzügen und den Konsolen geleitet. Von dort aus werden die Lasten zu den Schrägkabeln geleitet.

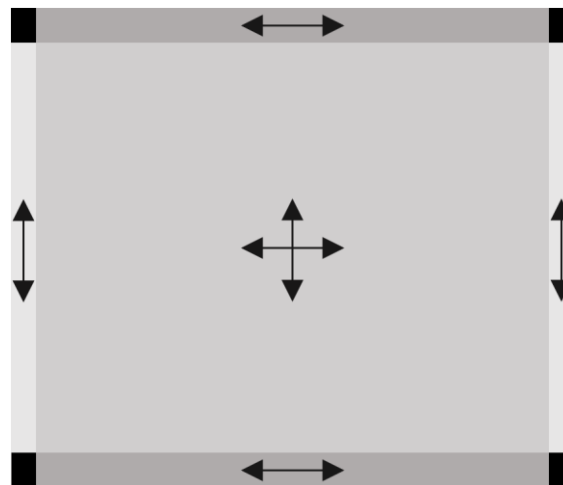


Abbildung 28: Lokaler Lastabtrag (Aufsicht)

Legende

■	Rot:	Zugkräfte
■	Blau:	Druckkräfte
■	Grün:	Last
■	Hellgrau:	Unterzüge
■	Grau:	Fahrbahnplatte
■	Dunkelgrau:	Konsole
■	Schwarz:	Lagerungspunkte (Schrägkabelverankerung)

4.5 Materialauswahl

Aufgrund der hohen Druckkräfte im Träger und den Pylonen werden diese aus Ortbeton C35/45 hergestellt. Dieser wird seitens Gustav-Gull Platz und Zollstrasse an die Baustelle geliefert. Für das Kabelwerk werden Parallellitzen verwendet. Diese werden vom Unternehmen BBR VT INTERNATIONAL LTD fabriziert und wie der Beton zweiseitig an die Baustelle geliefert.

4.6 Foundation

Die Schrägkabelbrücke wird an vier Stellen aufgelagert. Die beiden inneren Pylonen und die äusseren Widerlager werden alle Flachfundiert. Eine Tiefenfundation kann hier verhindert werden da sich der «Sihl-Schotter» aufgrund der hohen Tragfähigkeit gut für Flachfundationen eignet. Die Fundamente befinden sich 8.0 m unter dem Gleisfeld oder 0.50 m unter der Rampen.

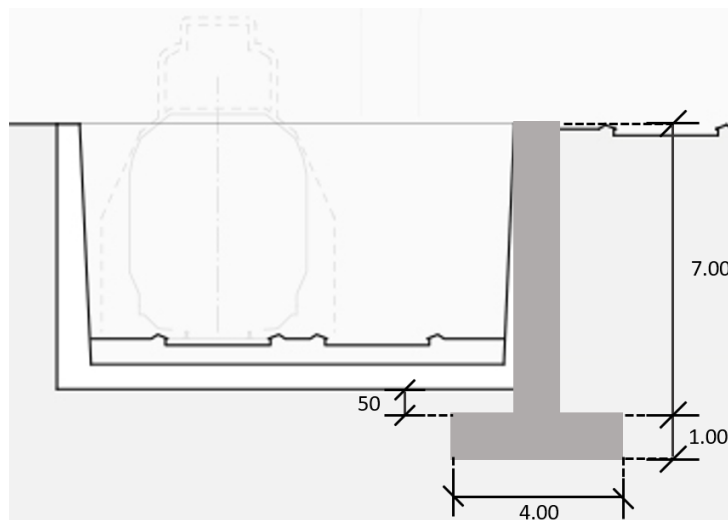


Abbildung 29: Ansicht Fundament: Pylon (seitens Zollstrasse)

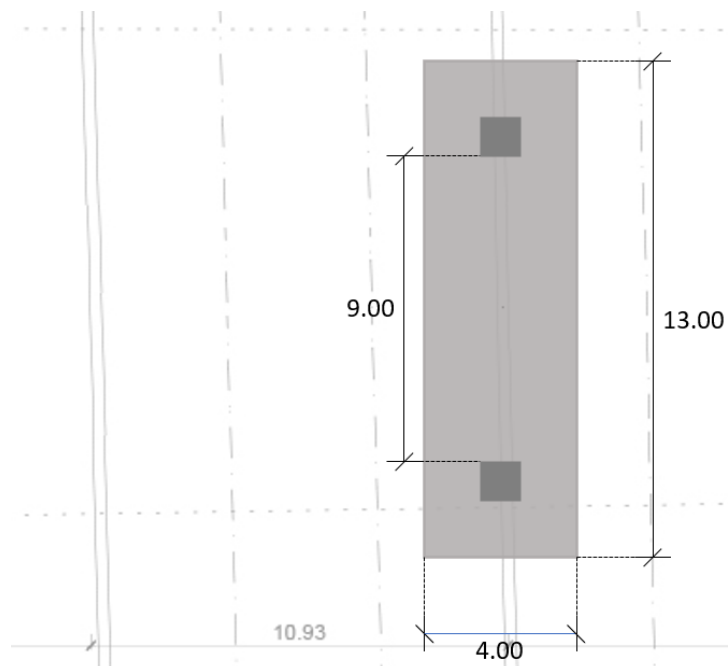


Abbildung 30: Aufsicht Fundament: Pylon (seitens Zollstrasse)

5 Bauverfahren

Das Bauverfahren spielt beim Entwurf des Negrellistegs eine zentrale Rolle. Aufgrund des Innenstädtischen Baus sollten die Lärmemissionen weitestgehend reduziert werden. Des Weiteren sollte die Beeinträchtigung der Gleise geringgehalten werden. Um dies zu ermöglichen wird der Bau des Negrellistegs mit der Freivorbauweise durchgeführt. Der Bau des Negrellistegs wird in sechs Phasen aufgeteilt. Die Gesamtdauer des Baus beträgt ca. ein Jahr.

5.1 Bauphase 1

In der ersten Bauphase wird der Bau der Schrägkabelbrücke vorbereitet. Zu Beginn werden Spundwände in den Boden gerammt, sodass die Baugrube für den Aushub gesichert ist. Dafür muss Seitens Zollstrasse ein Gleis gesperrt werden. Seitens Gustav-Gull Platz genügt der vorhandene Arbeitsraum. Danach beginnt der Aushub bis auf 7.50 m Tiefe ab OK Terrain. Zusätzlich müssen die Rampenwände ausgeschnitten werden damit genug Platz für den Versatz der Stützen vorhanden ist. Diese Arbeiten an den Rampenwänden werden in den Nachtsperren durchgeführt. Die Zeitdauer der Bauphase 1 liegt bei ca. einer Woche.

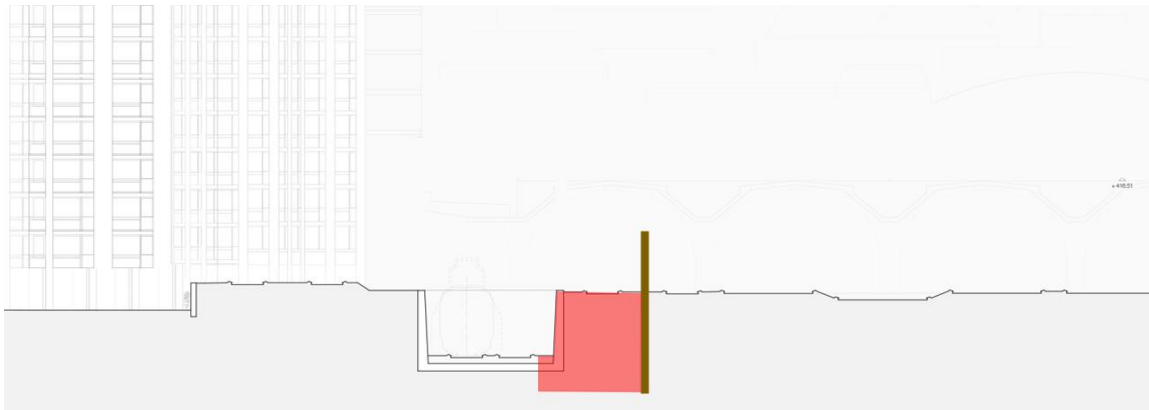


Abbildung 31: Bauphase 1

5.2 Bauphase 2

In der zweiten Bauphase werden die Fundamente und Pylonen gebaut. Hierfür werden vorfabrizierte Elemente verwendet, damit der Bau der Foundation und Stützen unterhalb des Terrains schnellstmöglich erfolgen kann. So kann das gesperrte Gleis rasch wieder freigegeben werden. Die vorfabrizierten Elemente werden mit schienenengebundenen Kränen verbaut.

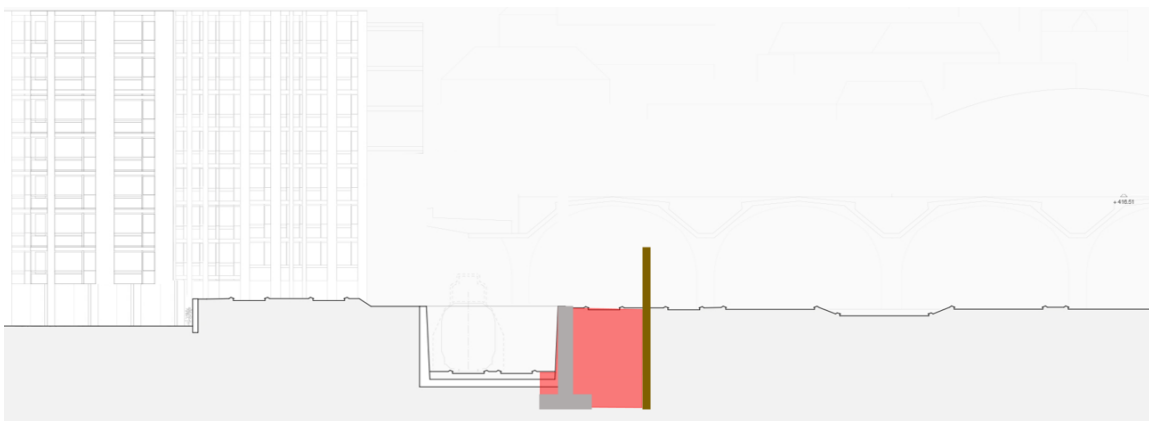


Abbildung 32: Bauphase 2

5.3 Bauphase 3

Die restlichen Teile der Pylone werden konventionell aus Ortbeton hergestellt. So wird der Gleisbereich vom Moment der Zuschüttung bis zum Abschluss des Baus nicht mehr gestört.

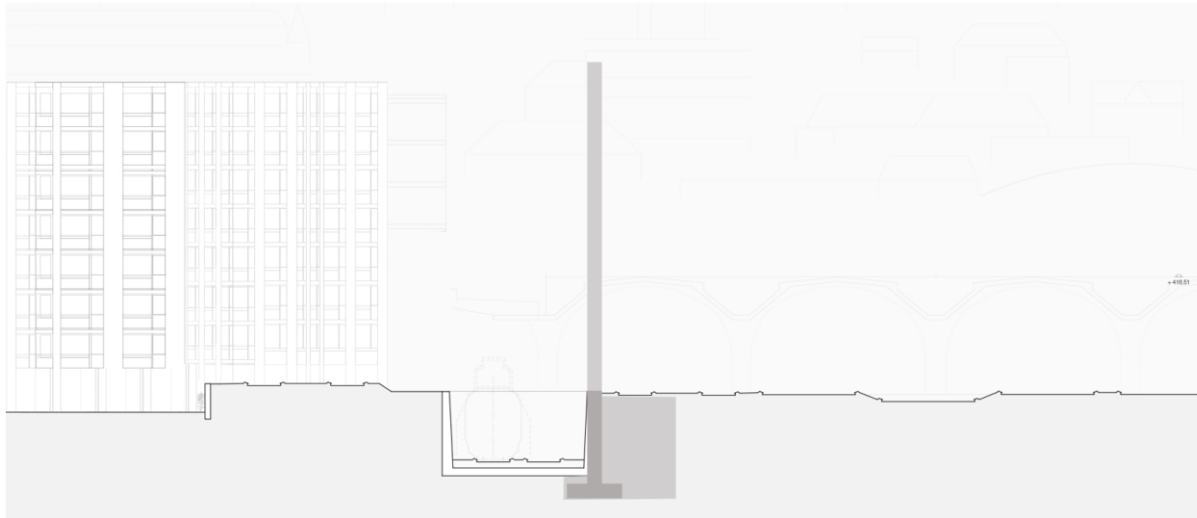


Abbildung 33: Bauphase 3

5.4 Bauphase 4

In der dritten Bauphase beginnt der Freivorbau des Negrellistegs. Dafür wird zu Beginn eine Arbeitsplattform aufgebaut, sodass die Arbeiten auch Tagsüber durchgeführt werden können. Pro Seite wird jeweils ein Feld betoniert, sodass die Brückenteile ständig ausbalanciert sind. In dieser Bauphase beginnt auch der Bau der seitlichen Widerlager.

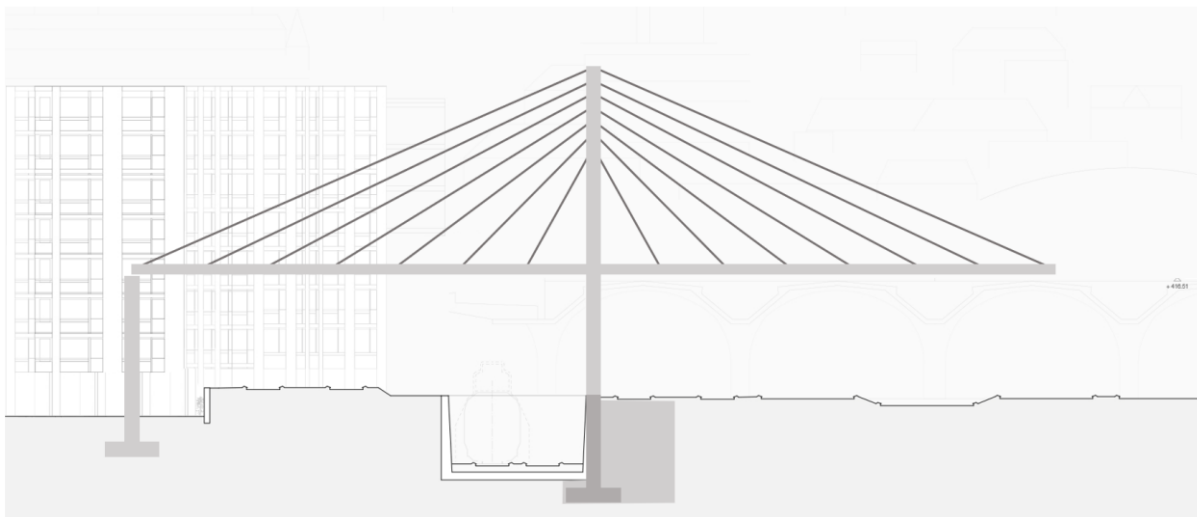


Abbildung 34: Bauphase 4

5.5 Bauphase 5

In der vierten Bauphase wird die Brücke mit den seitlichen Widerlager verbunden. Anschliessend wird das letzte Feld betoniert, sodass die beiden Brückenfelder miteinander verbunden werden.

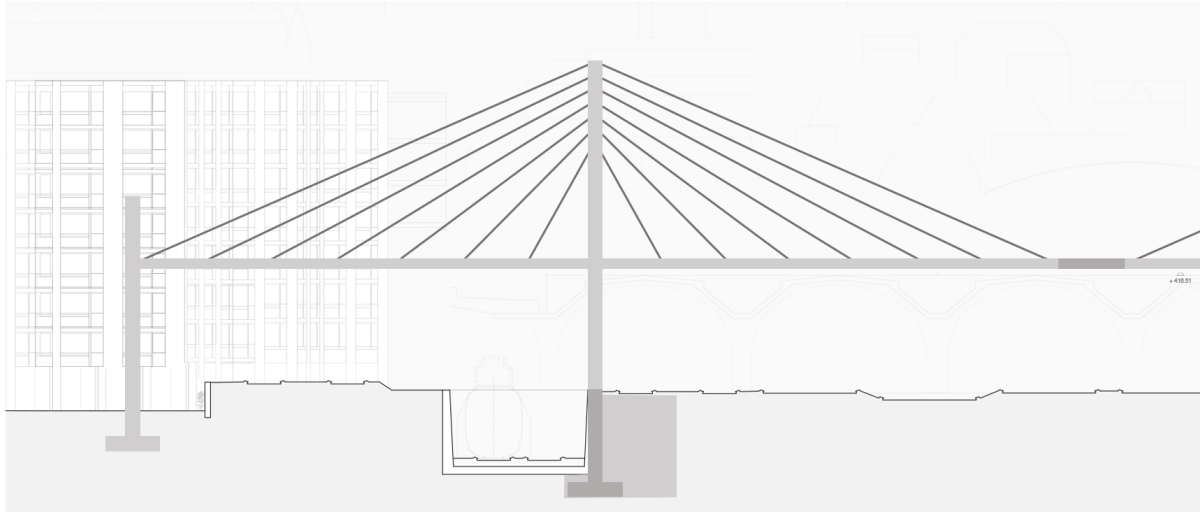


Abbildung 35: Bauphase 5

5.6 Bauphase 6

In der fünften Bauphase werden die letzten Arbeiten getätigt. Dazu gehört der Bau bzw. die Montage der Treppenelemente und des Personenlifts. Auf der Brücke wird der Belag gegossen und die Beleuchtung installiert.

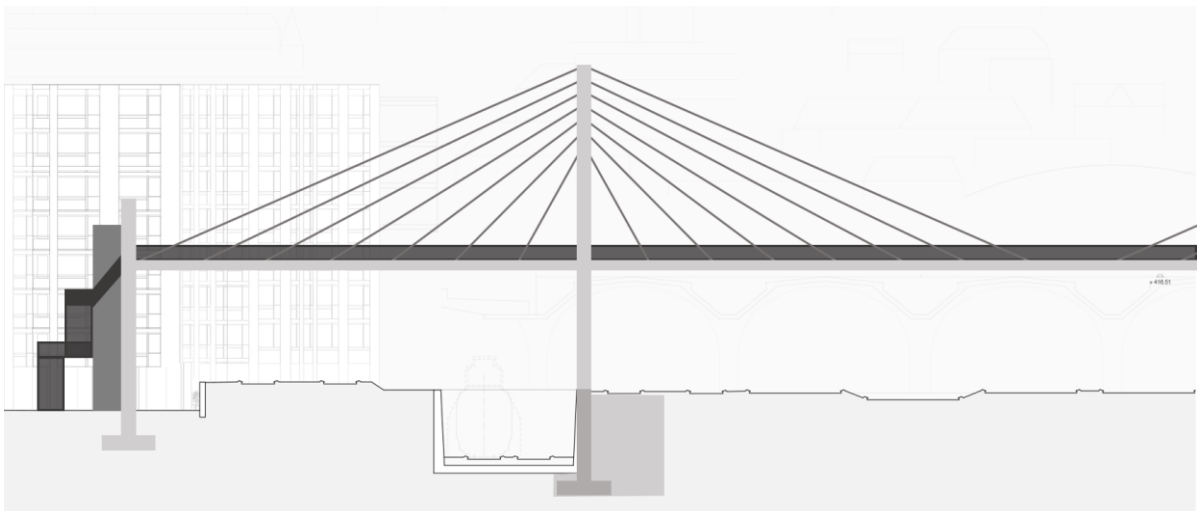


Abbildung 36: Bauphase 6

6 Modellbildung

Im folgenden Kapitel wird die Modellbildung im Axis dargestellt.

6.1 Tragwerksmodell

Für die Modellierung im Axis muss berücksichtigt werden, dass beispielsweise ein Stab von Knoten zu Knoten Modelliert wird.

Die Modellierung im AxisVM erfolgt durch Flächenelemente und Knoten (Stäbe). Bei Stäben muss also beachtet werden, dass die Biegemomente oder Querkkräfte in den Querriegeln im AxisVM grösser sind als in der Realität. Des Weiteren muss beachtet werden, dass beispielsweise die Konsole im Axis-Modell nur mit der Fahrbahnplatte verbunden ist die Verbindung zum Unterzug entfällt. Durch die entfallenden Lagerbedingungen können sich grosse Torsionsmomente in der Konsole bilden, die nicht der Realität entsprechen.

6.1.1 Pylon

Für die Pylone und Querriegel wurden folgende Querschnitte gewählt:

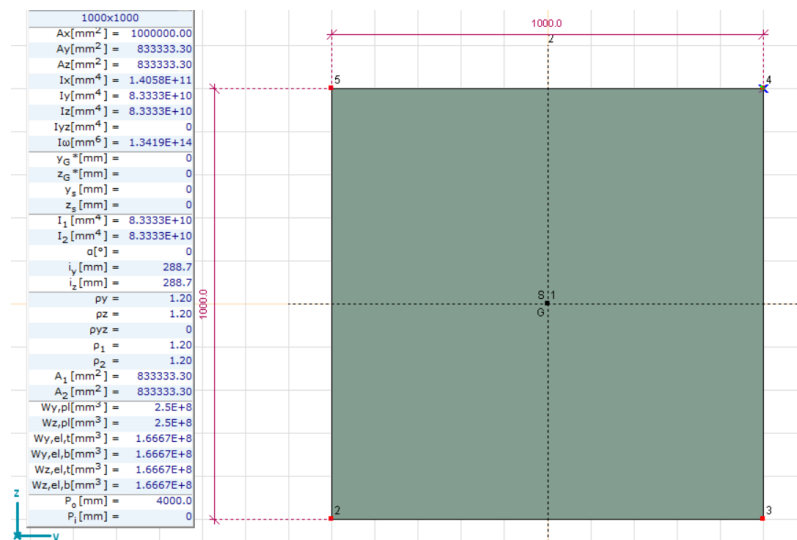


Abbildung 37: Abmessungen und Querschnittswerte: Pylone

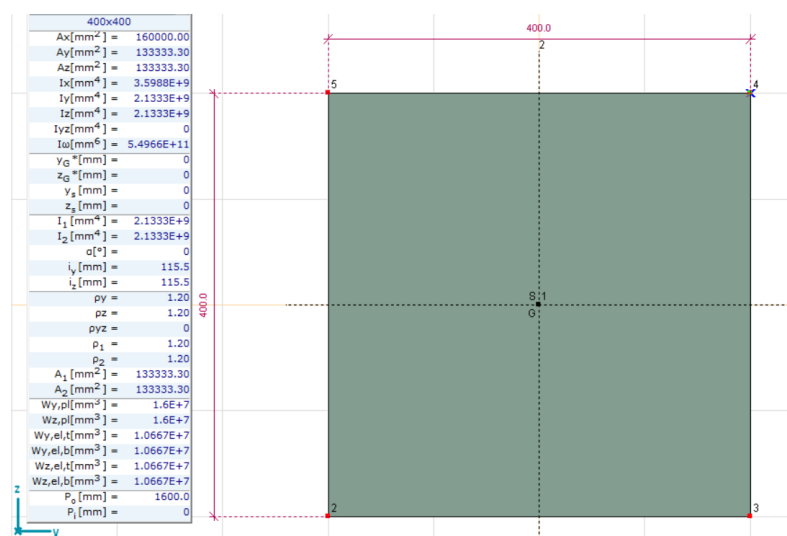


Abbildung 38: Abmessungen und Querschnittswerte: Querriegel

6.1.2 Kabelwerk

Die Abmessungen der Schrägkabel werden aus dem Entwurf übernommen. Für die Modellierung im AxisVM werden sie als druckschlauffe Fachwerkstäbe mit einem Querschnitt von 50 mm Durchmesser modelliert.

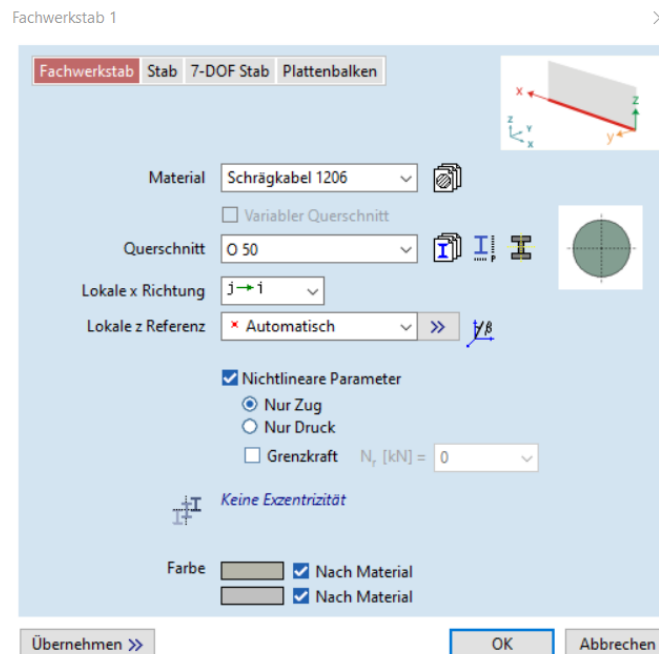


Abbildung 39: Modellierung als druckschlaffer Fachwerkstab

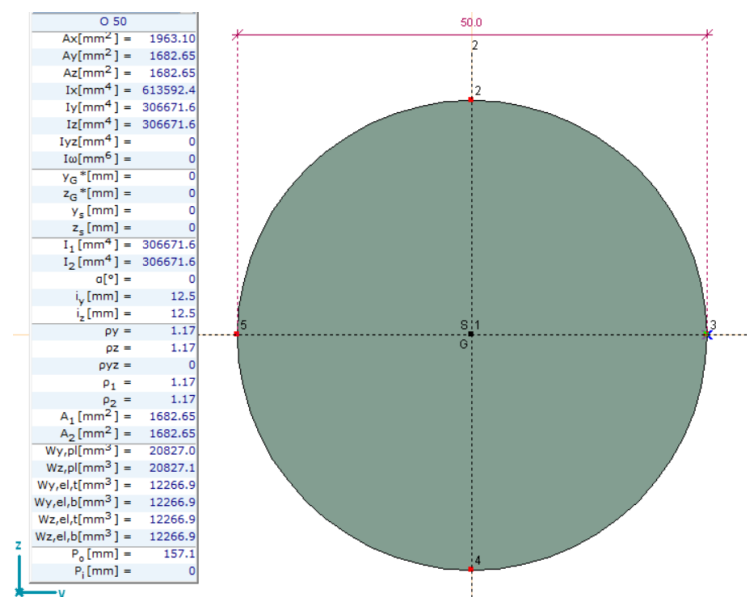


Abbildung 40: Abmessungen und Querschnittswerte: Schrägkabel

Für die Materialwahl wird aufgrund der Gewichtserhöhung durch den Korrosionsschutz und der PE-Hülle die Dichte des Materials erhöht bei der Bestimmung des Eigengewichts die Gewichtskraft des Kabels stimmt.

Tabelle 1: Materialkennwerte: Schrägkabel 1206

Materialbezeichnung	Modell	Ex (N/mm ²)	Poissonzahl ν	Dichte ρ (kg/m ³)
Schrägkabel 1206	Linear	195'000	0.30	9'500

6.1.3 Fahrbanträger

6.1.3.1 Fahrbahnplatte

Aufgrund der Anordnung der Schrägkabel (5.00 m) kann die Fahrbahndicke geringgehalten werden. Das Quergefälle für die Entwässerung wird durch den Beton erzeugt, indem dieser in Brückenmitte 4 cm dicker ist als am Rand. Das Längsgefälle wird im AxisVM nicht mitberücksichtigt.

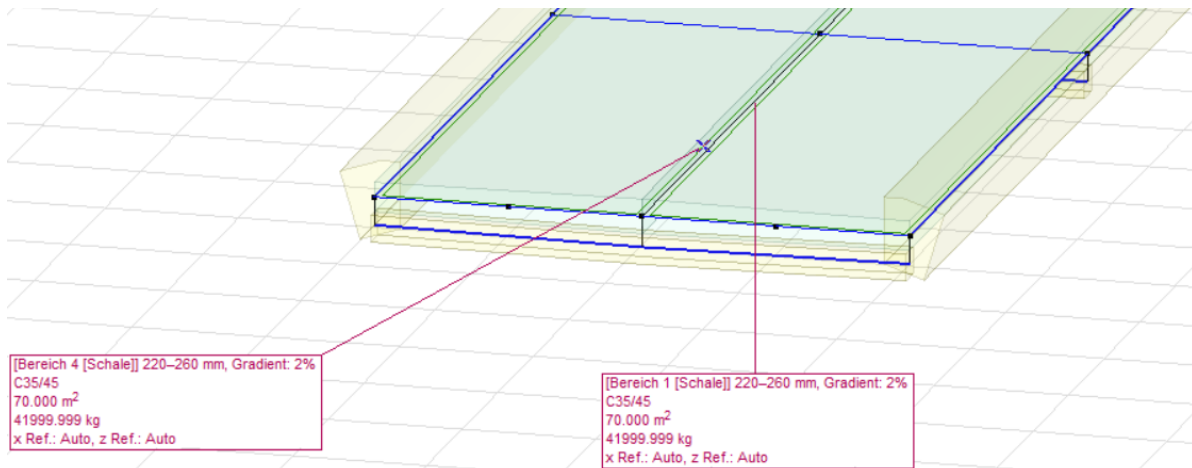


Abbildung 41: Modellierung: Fahrbahnplatte

6.1.3.2 Konsole

Die spezielle Form der Konsole ergibt sich dadurch, die Pylonen nach aussen geneigt sind und die Schrägkabel nicht vertikal verlaufen. Mit der Neigung wird versucht eine Vertikale Auflagefläche für das Schrägkabel zu schaffen, sodass die Kräfte sauber in die Konsole eingeleitet werden können. Der horizontale Teil des Querschnitts wird für die Befestigung der Brüstung an der Konsole verwendet.

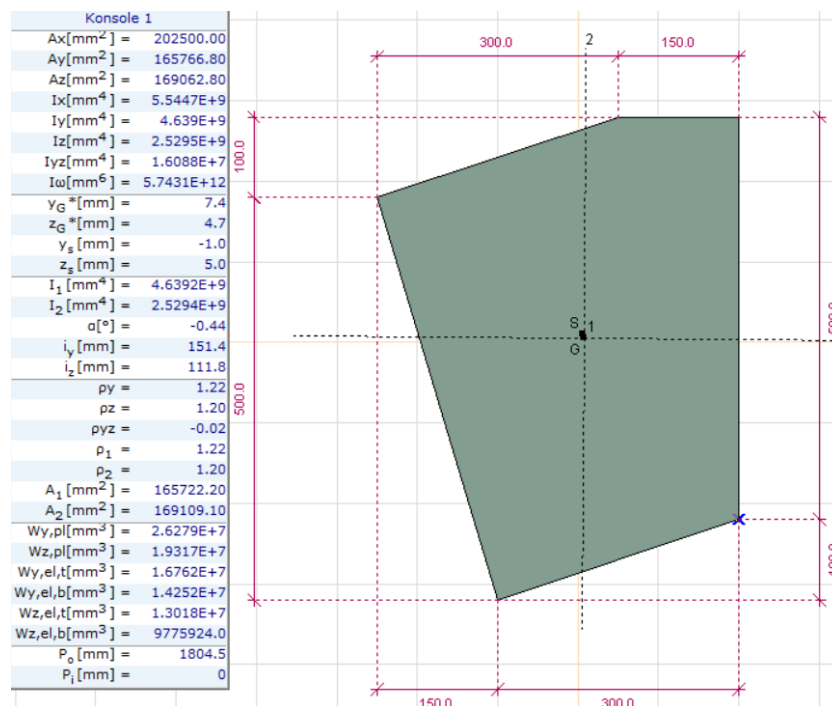


Abbildung 42: Abmessungen und Querschnittswerte: Konsole

6.1.3.3 Unterzug

Der Unterzug liegt quer zur Fahrbahn und hat eine Länge von 4.00 m. Dadurch dass dieser als Stab modelliert wurde ist er im Axis-Modell seitlich nicht an der Konsole befestigt und kann dementsprechend keine Kräfte dorthin übertragen. Dies muss bei Wertung der Auswirkungen berücksichtigt werden.

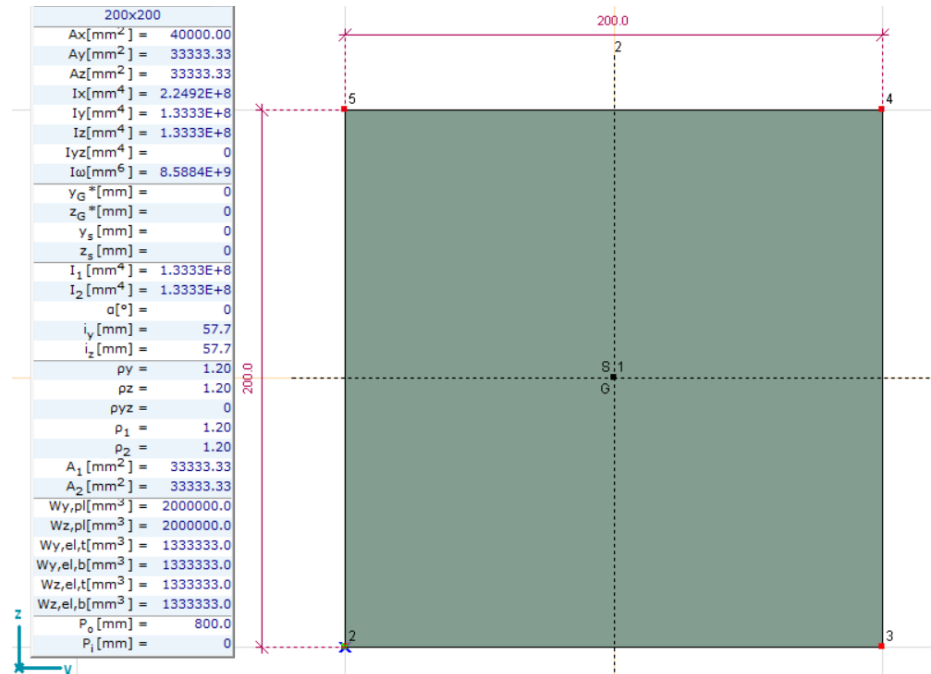


Abbildung 43: Abmessungen und Querschnittswerte: Unterzug

6.2 Auflagerbedingungen

Die Auflagerbedingungen werden wie folgt gewählt:

Tabelle 2: Auflagersteifigkeiten

Bauteil	Richtung (Global)	Steifigkeit
Pylon / Widerlager (Fusspunkt)		
	K_x	$1 \cdot 10^{10}$ kN/m
	K_y	$1 \cdot 10^{10}$ kN/m
	K_z	$1 \cdot 10^{10}$ kN/m
	K_{xx}	$1 \cdot 10^9$ kNm/rad
	K_{yy}	$1 \cdot 10^9$ kNm/rad
	K_{zz}	$1 \cdot 10^9$ kNm/rad
Pylon / Widerlager (Auflagerpunkt für die Fahrbahn)		
	K_x	$1 \cdot 10^{11}$ kN/m
	K_y	$1 \cdot 10^{10}$ kN/m
	K_z	$1 \cdot 10^{10}$ kN/m
	K_{xx}	-
	K_{yy}	-
	K_{zz}	-

6.3 Laststellungen

Im folgenden Kapitel werden einige Laststellungen dargestellt und beschrieben. Alle Laststellungen sind im Anhang D ersichtlich.

6.3.1 Nicht motorisierter Verkehr

Der nicht motorisierte Verkehr wird in drei verschiedenen Laststellungen im AxisVM angeordnet. So ist es möglich die Normalkräfte in den Schrägkabeln und auch die Durchbiegungen zu maximieren.

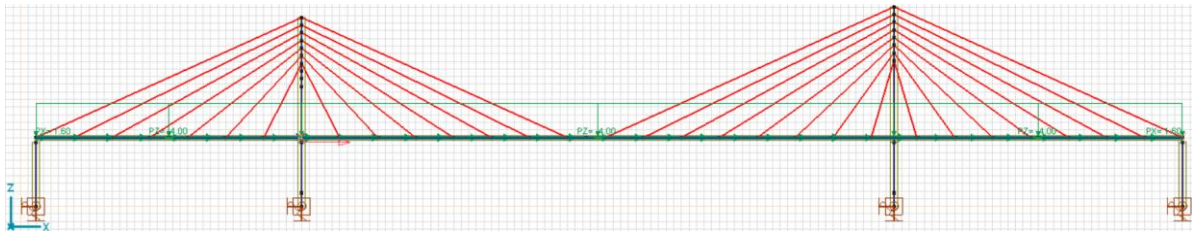


Abbildung 44: Lastfall: LM1 (Voll)

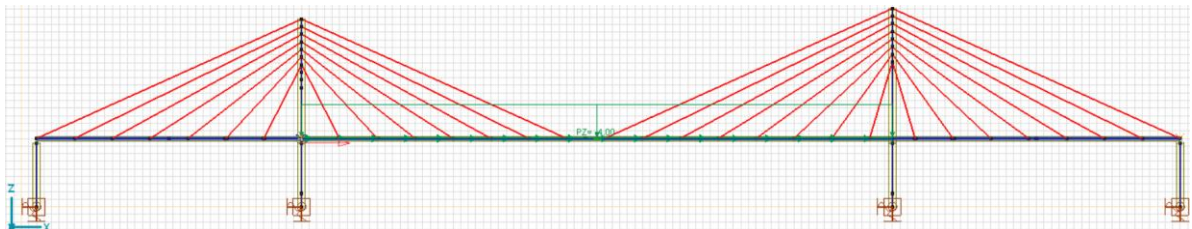


Abbildung 45: Lastfall: LM1 (Innen)

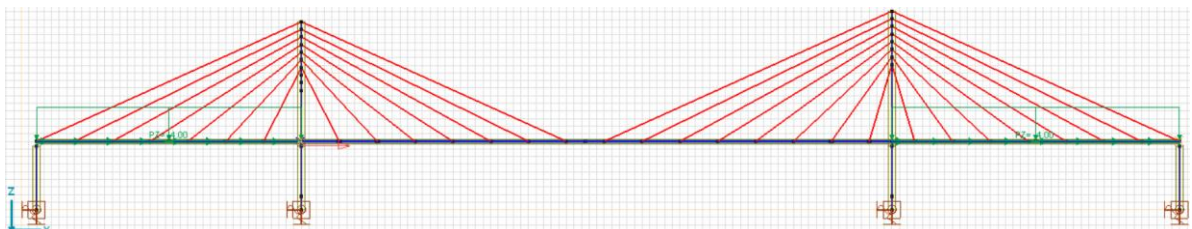


Abbildung 46: Lastfall: LM1 (Aussen)

6.3.2 Kabelausfall

Für das Gefährdungsbild «Kabelausfall» wird zuerst eine gewöhnliche statische Berechnung durchgeführt. Anhand dieser lässt sich erkennen welches Schrägkabel die grösste Beanspruchung besitzt, damit es in einem zweiten Modell entfernt werden kann. Mit dem neuen Modell wird anschliessend eine neue aussergewöhnliche Lastfallkombination erstellt werden, mit welcher die neuen Kabelkräfte bestimmt werden.

Das massgebende Kabel für den «Kabelausfall» ist das Schrägkabel rechts aussen.

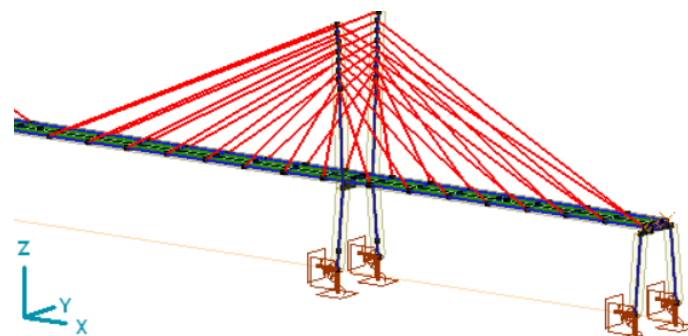


Abbildung 47: Kabelausfall

6.3.3 Wind (quer)

Die Windkräfte (quer) greifen die Brücke ausschliesslich am Horizontalsystem an.

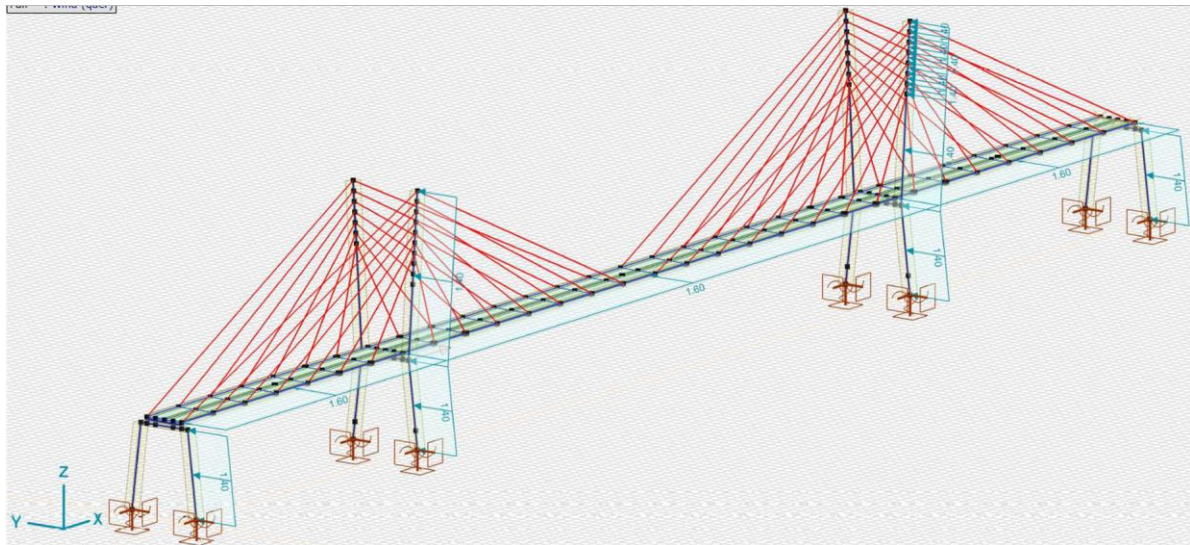


Abbildung 48: Lastfall: Wind (quer)

6.4 Vorgehen: Schwingungsanalyse

Für die Ermittlung der Eigenschwingungen und der dynamischen Anregung werden Schwingungsanalysen im AxisVM durchgeführt. Dabei wird zwischen den Eigenschwingungen in x-, y- und z-Richtung unterschieden, indem die Massenanteile aus den nicht gesuchten Komponenten deaktiviert werden. Für die dynamische Anregung infolge Lastmodell 1 werden ebenfalls Schwingungsanalysen in x-, y- und z-Richtung durchgeführt.

Tabelle 3: Lastkombinationen: Schwingungsanalyse; Dynamische Anregung (Nicht motorisierten Verkehr)

Name	Typ	EG	AL	Vorspannung	NMV LM1 (Voll)
Schwingungen x (längs)	-	1.00	1.00	1.00	-
Schwingungen y (quer)	-	1.00	1.00	1.00	-
Schwingungen z (vertikal)	-	1.00	1.00	1.00	-
Schwingungen infolge LM1 x	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Schwingungen infolge LM1 y	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Schwingungen infolge LM1 z	-	1.00	1.00	1.00	1.00

6.5 Erstellung der Lastkombinationen

Die Lastkombinationen werden manuell im AxisVM eingegeben. Hierfür werden die Lastbeiwerte (γ_G , γ_P und γ_{Q1}) und Reduktionsbeiwerte (ψ_0 , ψ_1 und ψ_2) aus der Projektbasis entnommen und eingefügt. Zu jeder Leiteinwirkung werden je drei Temperaturzustände als einzelne Begleiteinwirkungen hinzugefügt. Bei der Benennung der Lastkombinationen ist die erste Bezeichnung die Leiteinwirkung, die zweite und dritte sind die Begleiteinwirkungen (z.B. Temperatur + Wind).

Tabelle 4: Beispiel: Lastkombination

Name	EG	AL	Vorspannung	NMV LM1 (Voll)	Wind (quer)	Temperatur (gleichmässig)
ULS LM1 (Voll), Temp =	1.35	1.35	1.20	1.5	0.60	0.60

6.6 Statische Berechnung

Dadurch dass sich die Kabel gegenseitig beeinflussen und der unsymmetrischen Gegebenheit des Negrellistegs ist eine nicht-lineare Berechnung wichtig. Für die Berechnung der Grenzzustände der Tragsicherheit (ULS) wird lediglich die geometrische Nichtlinearität für Fachwerkstäbe aktiviert. Die Inkrement-Funktion und maximale Anzahl der Iterationen werden bei beiden Berechnungen (ULS und SLS) nicht verändert.

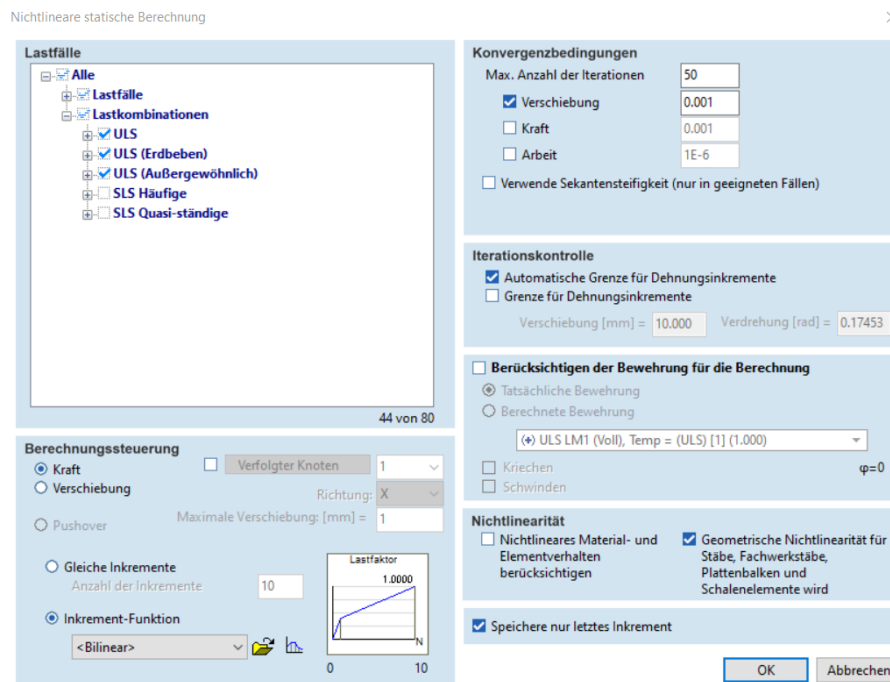


Abbildung 49: Einstellungen: Nichtlineare statische Berechnung (ULS)

Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden zusätzlich zu den Fachwerkstäben auch die Nichtlinearitäten infolge Schwinden und Kriechen aktiviert.

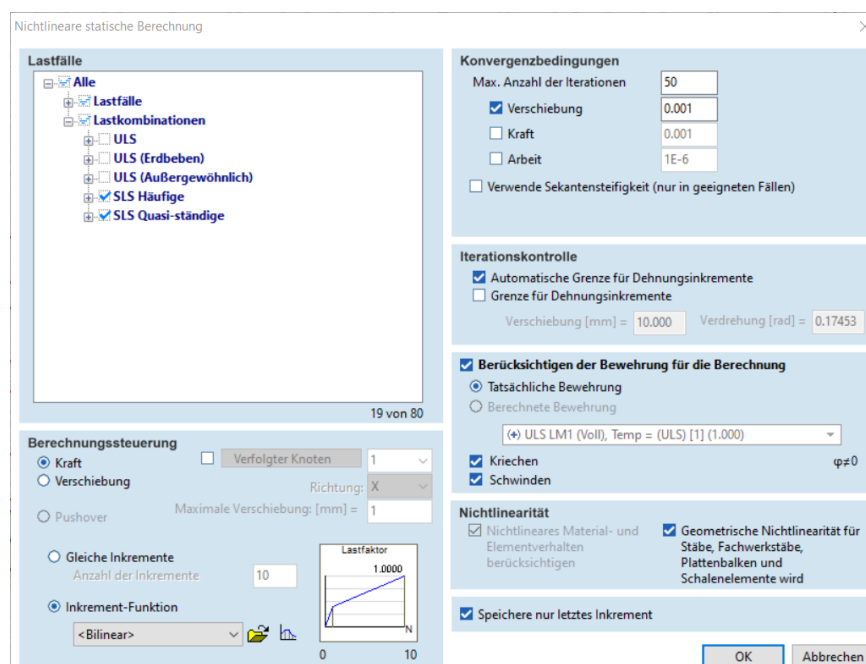


Abbildung 50: Einstellungen: Nichtlineare statische Berechnung (SLS)

7 Auswirkungen

Im folgenden Kapitel werden die Massgebenden Auswirkungen aufgezeigt.

7.1 Kräfte

7.1.1 Pylon

Im folgenden Kapitel werden nur die Einwirkungen in den Pylonen seitens Gustav-Gull Platz aufgezeigt.

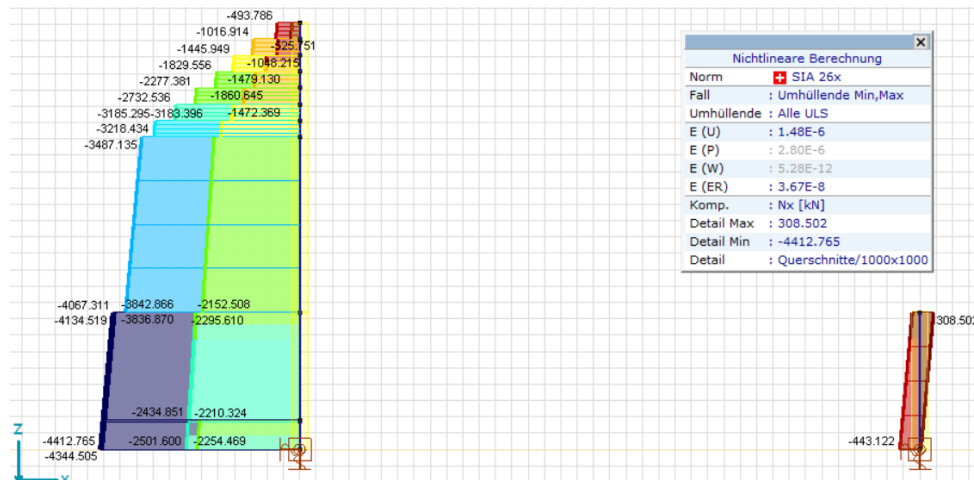


Abbildung 51: Umhüllende Min (Alle ULS): Normalkraft N_x in den Pylonen

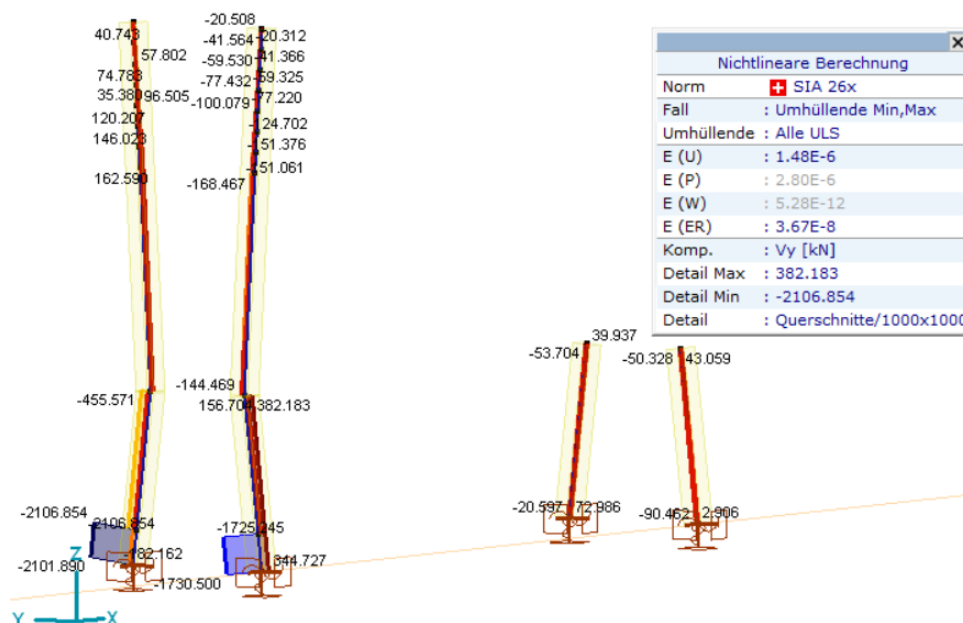


Abbildung 52: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Querkraft V_y in den Pylonen

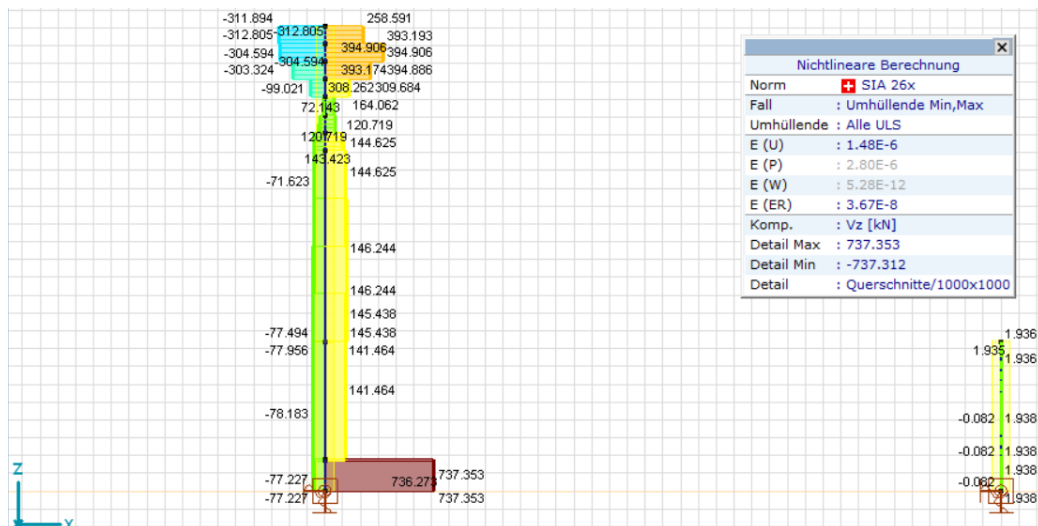


Abbildung 53: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Querkraft Vz in den Pylonen

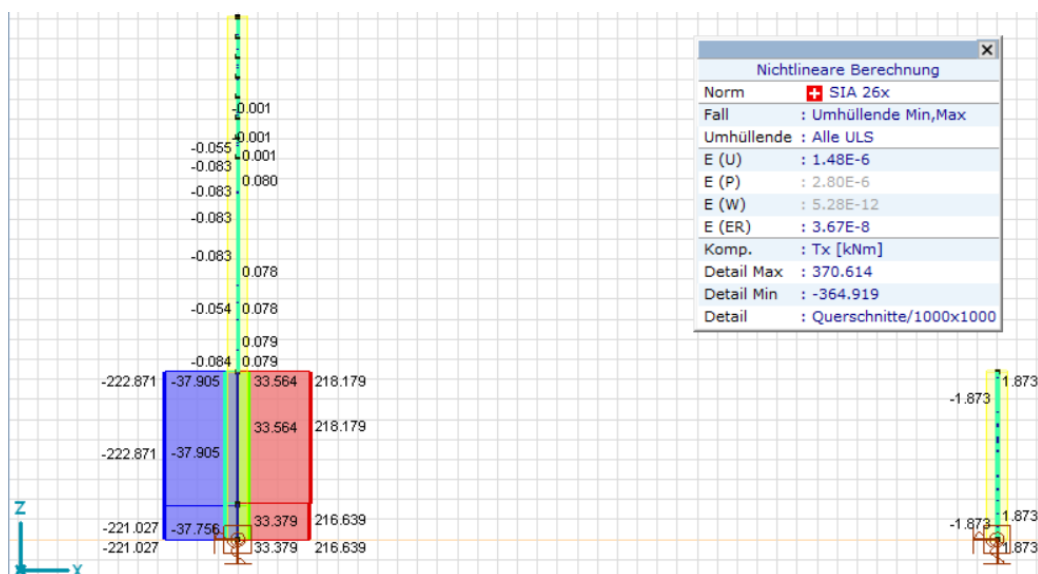


Abbildung 54: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Torsion Tx in den Pylonen

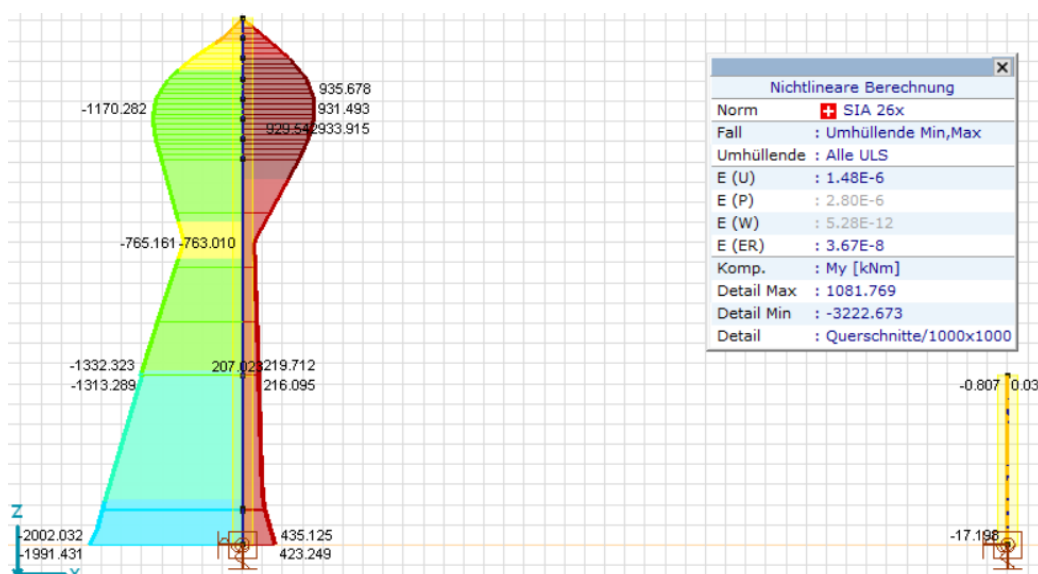
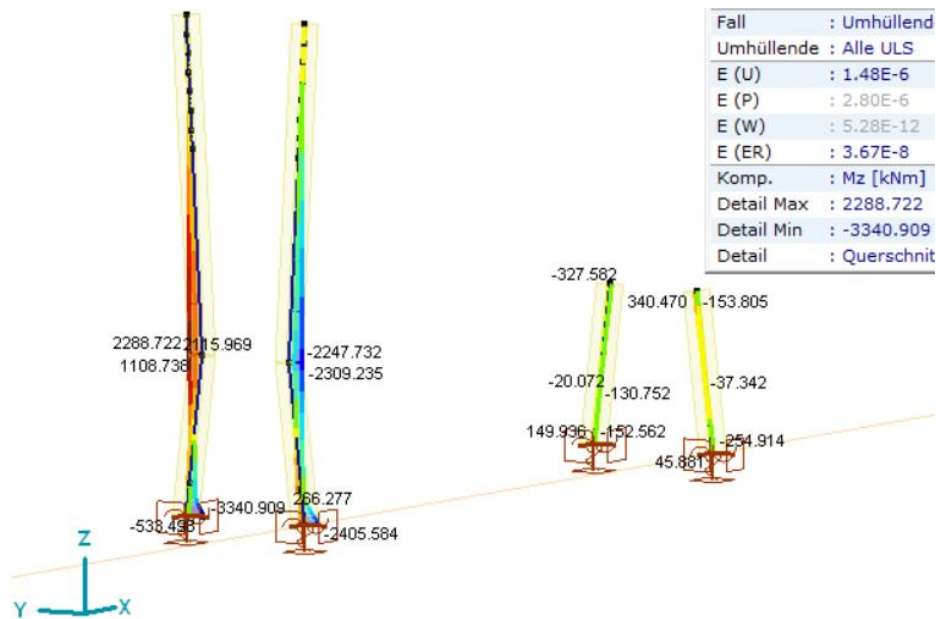


Abbildung 55: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Biegemoment My in den Pylonen

Abbildung 56: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Biegemoment M_z in den Pylonen

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden (Von links nach rechts nummeriert):

Tabelle 5: Massgebende Werte: Schnittgrößen in den Pylonen

Bauteil	Nx (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Tx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Massgebende Kombination
Pylon 3	-4412.8	-415.7	66	-217	-1913.2	-1368.4	ULS LM1 (Voll), Temp -
Pylon 4	308.6	-50.4	1	-1	0	340.5	ULS LM1 (Innen), Temp -
Pylon 3	-2700.9	-2106.9	737.4	10.4	243.5	261.9	ULS Anprall 2
Pylon 3	-2569.7	-2090.8	-737.4	-10	1026.3	-3308.5	ULS Anprall 4
Pylon 2	-3939.4	315.6	132.8	370.6	-3008.8	72.1	ULS LM1 (Voll), Temp -
Pylon 2	-3999.2	309.5	117.9	368.3	-3222.7	640	ULS LM1 (Voll), Temp -
Pylon 3	-2742.6	-2101.9	737.4	10.4	-1019	-3341	ULS Anprall 2

7.1.2 Auflagerreaktion

Dadurch dass die Pylone und Widerlager im Boden eingespannt werden sind alle sechs Schnittgrößen zu betrachten.

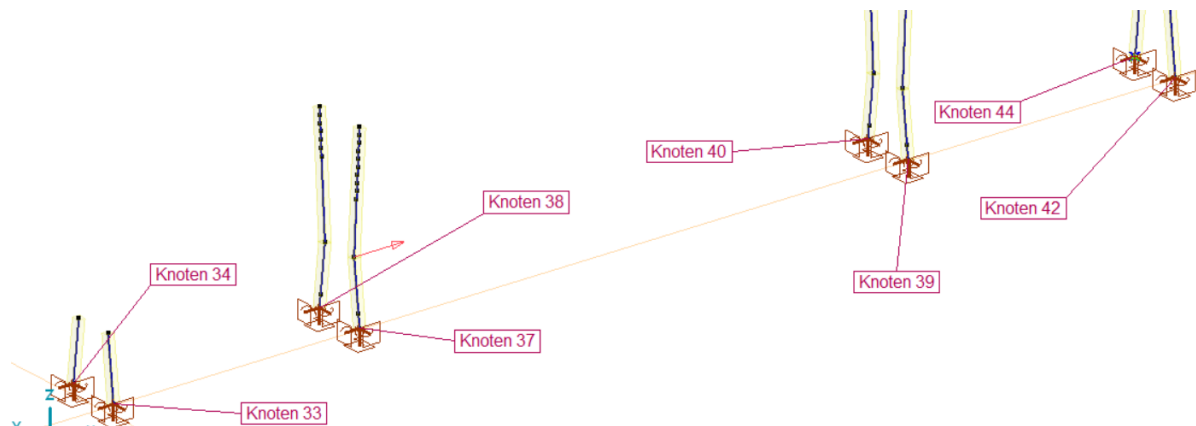


Abbildung 57 Bezeichnungen: Knotenauflager

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden:

Tabelle 6: Massgebende Werte: Auflagerreaktionen an den Knotenauflager

Knoten	R_x (kN)	R_y (kN)	R_z (kN)	R_{xx} (kNm)	R_{yy} (kNm)	R_{zz} (kNm)	Massgebende Kombination
40	737	2410	-2476	-3341	1011	131	ULS Anprall 2
40	64	933	-4333	-1368	1925	11	ULS LM1 (Voll), Temp -
42	1	94	20	-255	8	-2	ULS LM1 (Innen), Temp -
37	114	-779	-3935	640	3244	-15	ULS LM1 (Voll), Temp -
39	736	1451	-2444	-2406	1066	-139	ULS Anprall 1

Die ermittelten Auflagerreaktionen an den Knotenauflager werden in einem separaten Modell eingefügt. In diesem separaten Modell werden die Flächenauflagerreaktionen ermittelt:

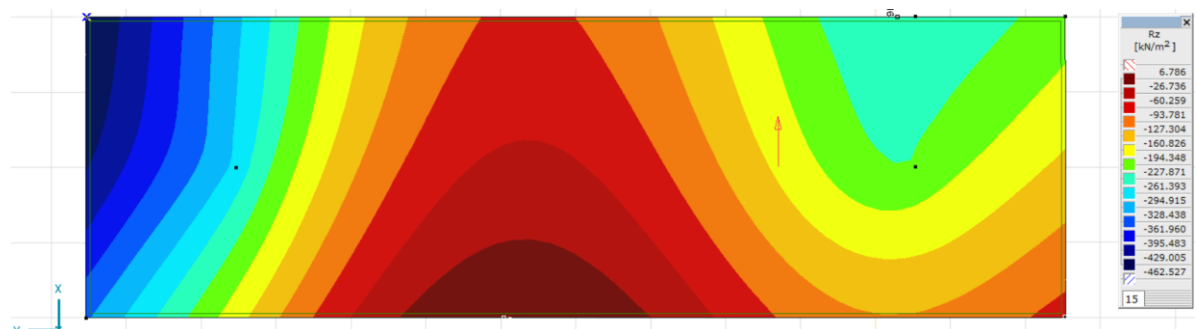


Abbildung 58: Maximale Flächenauflagerkräfte

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden:

Tabelle 7: Massgebende Werte: Auflagerreaktion am Flächenauflager

Streifenfundament	R_z	Massgebende Kombination
(Knoten 39 und 40)	- 462.53 kN/m ²	ULS LM1 (Voll), Temp -

7.1.3 Querriegel

Die Auswirkungen in den Querriegel werden separat von den Pylonen aufgezeigt da diese einen anderen Querschnitt besitzen. Nach der Berechnung ergeben sich drei massgebende Schnittgrößen N_x , M_y und V_z . Die Schnittgrößen T_x , M_z und V_y sind nahezu null und werden daher nicht dargestellt. Vollständigkeitshalber werden jedoch alle Schnittgrößen im Anhang D dargestellt.

E (W)	: 5,28E-12
E (ER)	: 3,67E-8
Komp.	: N_x [kN]
Detail Max	: 100.235
Detail Min	: -1274.819
Detail	: Querschnitte/400x400

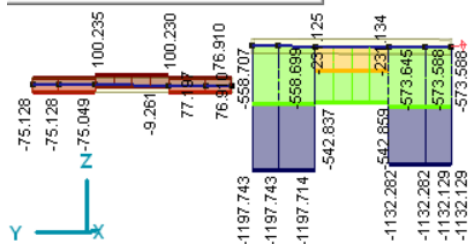


Abbildung 59: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Normalkraft N_x in den Querriegeln

Komp.	: M_y [kNm]
Detail Max	: 274.110
Detail Min	: -340.470
Detail	: Querschnitte/400x400

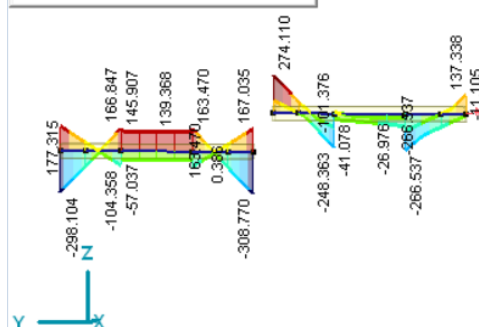


Abbildung 60: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Biegemoment M_y in den Querriegeln

E (ER)	: 3,67E-8
Komp.	: V_z [kN]
Detail Max	: 309.180
Detail Min	: -303.727
Detail	: Querschnitte/400x400

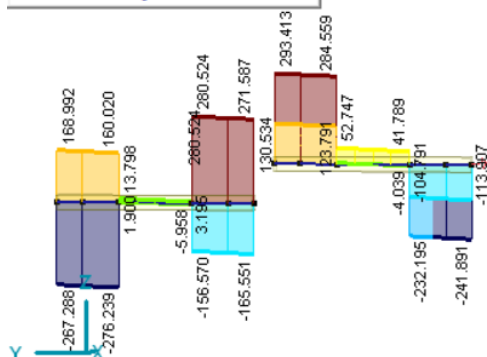
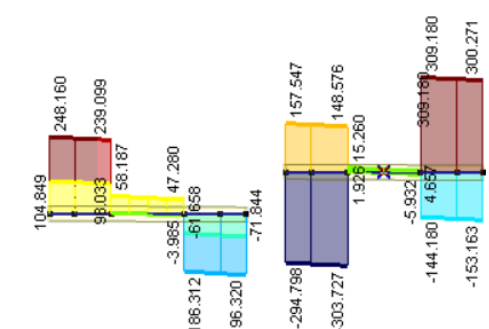
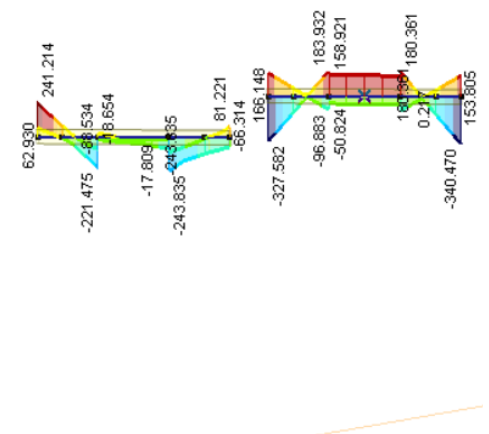
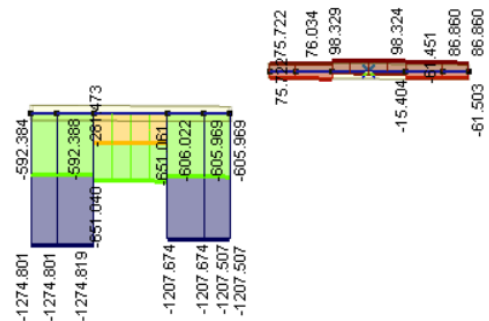


Abbildung 61: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Querkraft V_z in den Querriegeln



Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden (von links nach rechts nummeriert):

Tabelle 8: Massgebende Werte: Schnittgrößen in den Querriegeln

Bauteil	N_x	M_y	V_z	Massgebende Kombination
3	-1274.9 kN	-221.5 kN/m	-239.1 kN	ULS LM1 (Voll), Temp =
1	100.3 kN	-57.6 kN/m	6.2 kN	ULS LM1 (Aussen), Temp -
4	86.9 kN	-340.5 kN/m	300.3 kN	ULS LM1 (Innen), Temp -
2	-1048 kN	274.2 kN/m	267.9 kN	ULS Wind, LM1 (Voll) Temp =
4	87.3 kN	177.6 kN/m	309.2 kN	ULS LM1 (Innen), Temp -

7.1.4 Kabelwerk

Für die Auswirkungen in den Kabeln Darstellung der Umhüllenden Max aller ULS massgebend. Da die Kabel nur Zug aufnehmen können, ist die Darstellung der Umhüllenden Min nicht massgebend und entfällt deswegen.

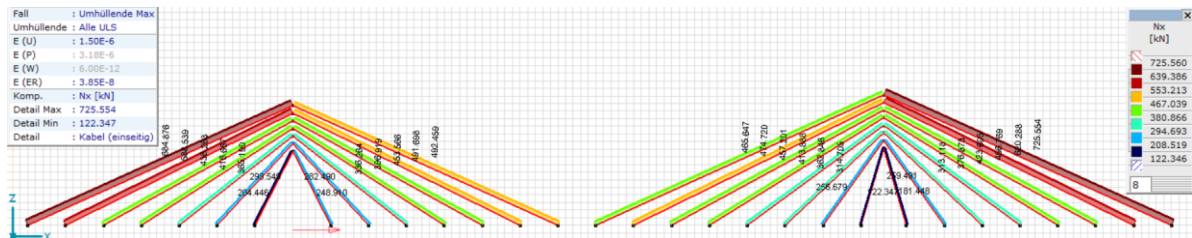


Abbildung 62: Umhüllende Max (Alle ULS): Normalkraft N_x in den Litzenkabeln

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Massgebende Werte:

Tabelle 9: Massgebende Werte: Normalkräfte in den Litzenkabeln

Bereich	N_x	Massgebende Kombination
Fachwerkstab 34 (Rechts aussen)	725.56 kN	ULS LM1 (Innen), Temp +

7.1.5 Fahrbahn

Aus der statischen Berechnung sind die Flächenbeanspruchungen der Fahrbahn ersichtlich. Für die Nachweise der Platte werden die Biegemomente in m_x , m_y und m_{xy} massgebend. Aus diesen Beanspruchungen lassen sich anschliessend die Bewehrungsmomente ausrechnen.

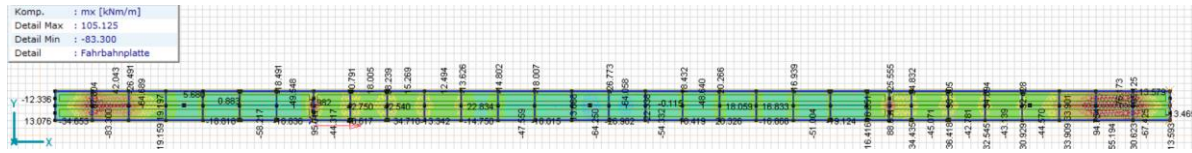


Abbildung 63: Umhüllende Min, Max (Alle ULS) : Spezifisches Biegemoment um lokale y-Richtung m_x

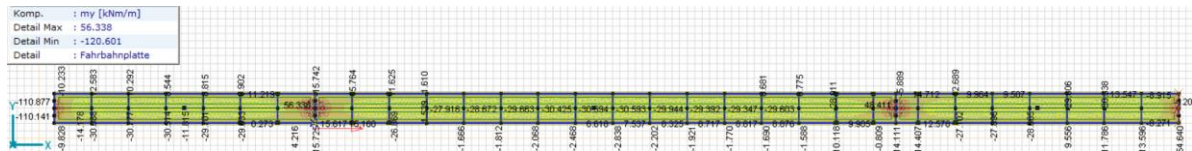


Abbildung 64: Umhüllende Min, Max (Alle ULS): Spezifisches Biegemoment um lokale x-Richtung m_y

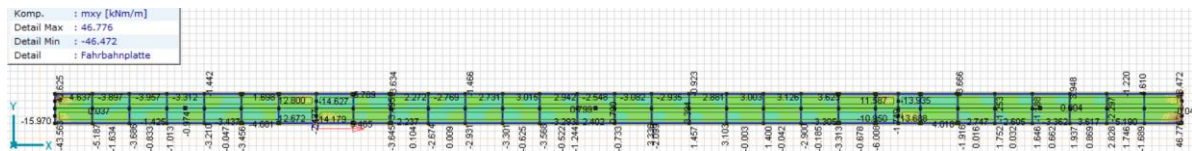


Abbildung 65: Umhüllende Min, Max (Alle ULS): Spezifisches Torsionsmoment m_{xy}

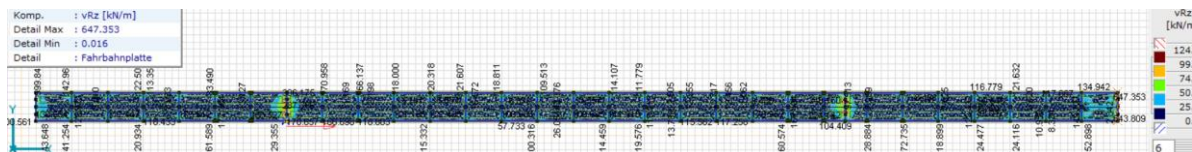


Abbildung 66: Umhüllende Min, Max (Alle ULS): Resultierende Spezifische Schubkraft v_{Rz}

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende massgebende Werte:

Tabelle 10: Massgebende Werte: Flächenbeanspruchungen in der Fahrbahnplatte

Fall	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)	m_{xy} (kNm/m)	m_{Bxd} (kNm/m)	m_{Byd} (kNm/m)	Massgebende Kombination
$m_{xBw} +$ (Max)	105.1	-21.6	0.4	105.5	-22.1	ULS LM1 (Innen), Temp -
$m_{xBw} -$ (Min)	-83.3	-27.9	-0.5	-83.8	-28.4	ULS LM1 (Aussen), Temp +
$m_{yBw} +$ (Max)	2.6	54.3	17.2	-14.6	71.5	ULS LM1 (Innen), Temp +
$m_{yBw} -$ (Min)	-13.5	-120.1	21.4	-34.9	-141.5	ULS LM1 (Innen), Temp +

Wie in der Abbildung 66 ersichtlich sind die Schubkräfte bis auf wenige Spitzenwerte klein. Für den Nachweis der Plattenquerkraft werden die resultierenden spezifischen Schubkräfte im Abstand $d_v/2$ verwendet. Aufgrund dessen wird diese massgebende Schubkraft in der folgenden Tabelle dargestellt. Unrealistische Spitzenwerte die aus Problemen der Netzgenerierung kommen werden in der untenstehenden Tabelle nicht aufgeführt.

Tabelle 11: Massgebende Werte: Schubkraft in der Fahrbahnplatte

Fall	v_{xz} (kN/m)	v_{yz} (kN/m)	v_{Rz} (kN/m)	$v_{Rz,dv/2}$ (kN/m)	Massgebende Kombination
$v_{Rz,max}$	204.18	221.68	306.18	199.3	ULS LM1 (Voll), Temp -

7.1.6 Konsole

Nach der statischen Berechnung ergeben sich drei massgebende Schnittgrössen N_x , M_y und V_z . T_x , M_z und V_y sind fast gleich null oder nicht relevant und werden in den Nachweisen vernachlässigt.



Abbildung 67: Bezeichnungen: Konsole

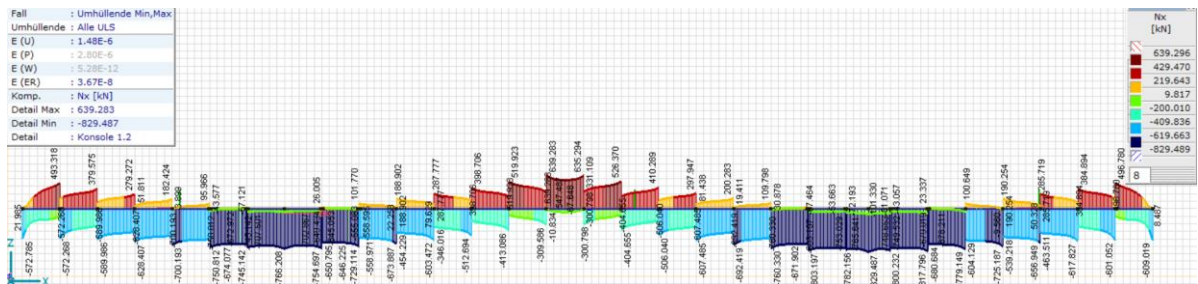


Abbildung 68: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Normalkraft N_x in der Konsole 1.2

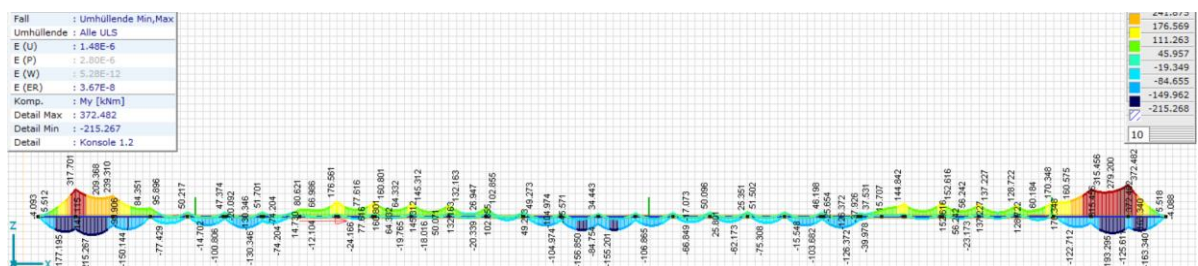


Abbildung 69: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Biegemomente M_y in der Konsole 1.2

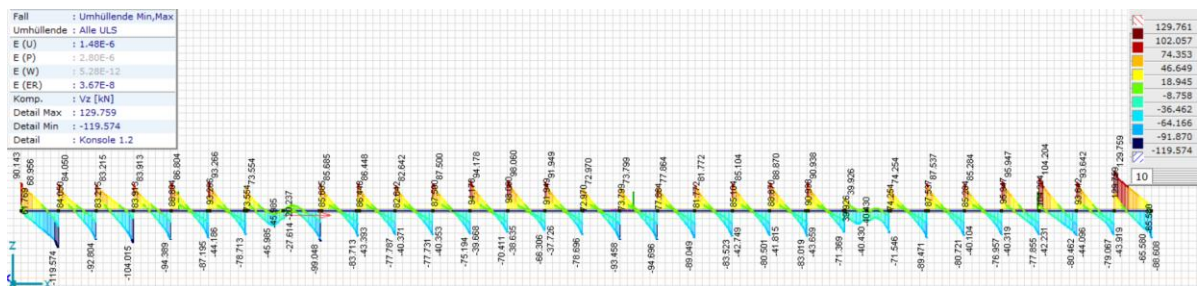


Abbildung 70: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Querkraft V_z in der Konsole 1.2

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden:

Tabelle 12: Massgebende Werte: Schnittgrössen in den Konsolen (1.1 und 1.2)

Knoten	N_x	M_y	V_z	Massgebende Kombination
Knoten 10	-829.5 kN	66.5 kN/m	-35.8 kN	ULS LM1 (Voll), Temp -
Knoten 6	639.3 kN	6.5 kN/m	72.5 kN	ULS Temp +, LM1 (Innen)
Knoten 400	-163.4 kN	-215.5 kN/m	-3.7 kN	ULS LM1 (Aussen), Temp -
Knoten 118	138.7 kN	372.5 kN/m	129.8 kN	ULS LM1 (Innen), Temp +
Knoten 118	138.7 kN	372.5 kN/m	129.8 kN	ULS LM1 (Innen), Temp +

7.1.7 Unterzug

Nach der statischen Berechnung ergeben sich drei massgebende Schnittgrössen N_x , M_y und V_z . T_x , M_z und V_y sind fast gleich null und werden in den Nachweisen vernachlässigt.

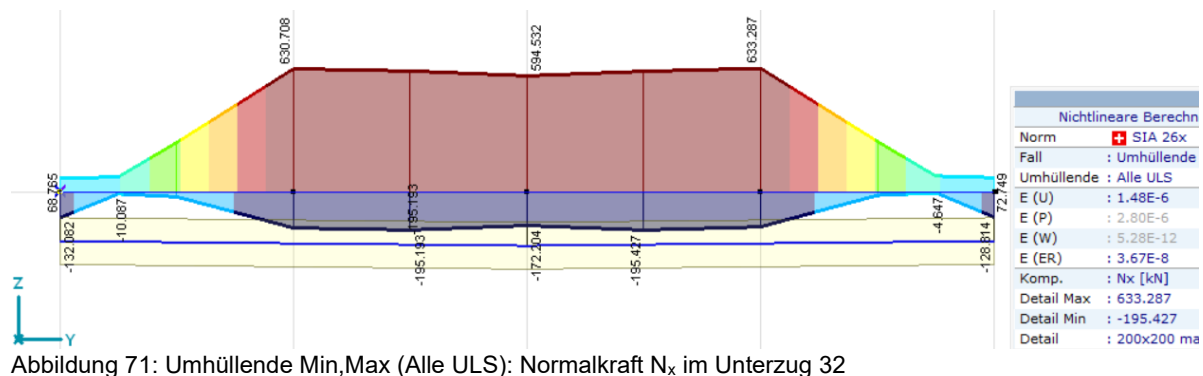


Abbildung 71: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Normalkraft N_x im Unterzug 32

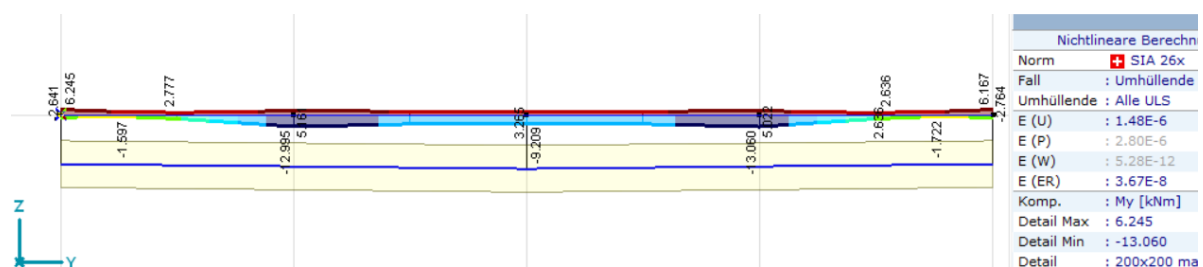


Abbildung 72: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Biegemoment M_y im Unterzug 32

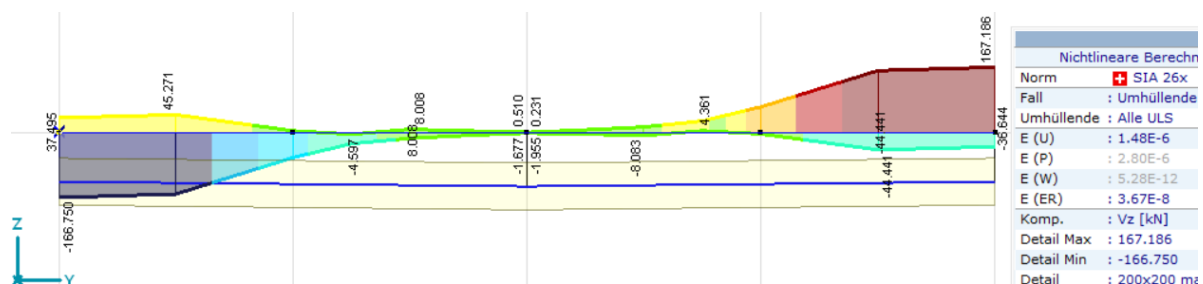


Abbildung 73: Umhüllende Min,Max (Alle ULS): Querkraft V_z im Unterzug 32

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden:

Tabelle 13: Massgebende Werte: Schnittgrössen in den Unterzügen

Bauteil	N_x	V_z	M_y	Massgebende Kombination
U 8	-310.5 kN	33.8 kN	5 kNm	ULS LM1 (Voll), Temp +
U 32	633.3 kN	63 kN	-12.7 kNm	ULS LM1 (Innen), Temp =
U 32	-128.9 kN	167.2 kN	6.2 kNm	ULS LM1 (Innen), Temp +
U 32	633 kN	62.8 kN	-13.1 kNm	ULS LM1 (Innen), Temp -

7.2 Durchbiegungen

7.2.1 Durchbiegungen infolge häufiger Lastfälle

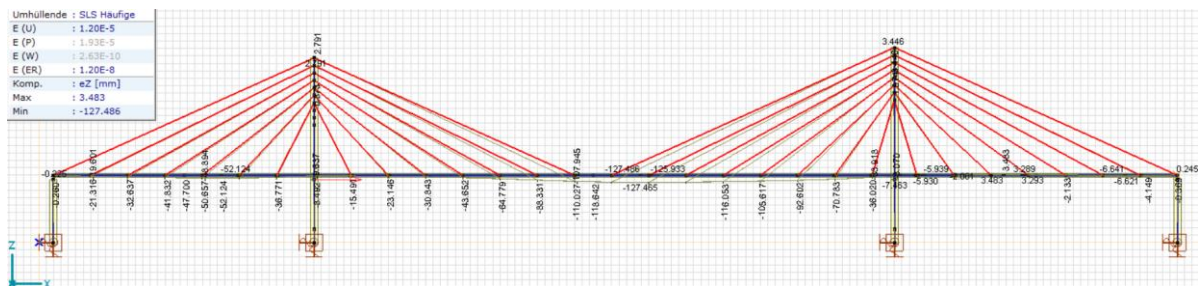


Abbildung 74: Umhüllende Min: SLS Häufige

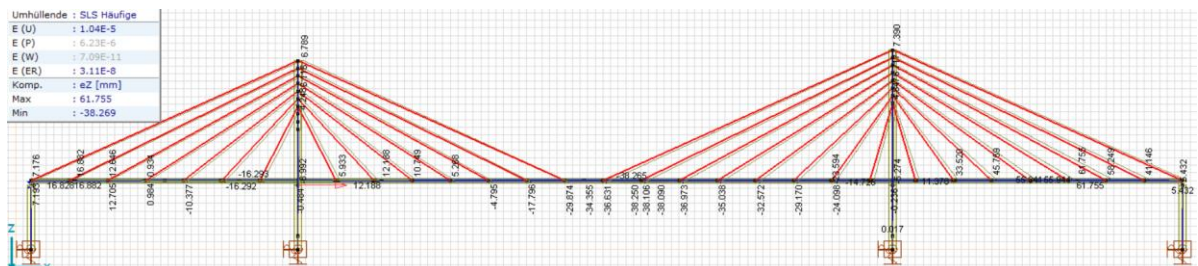


Abbildung 75: Umhüllende Max: SLS Häufige

Tabelle 14: Massgebende Werte: Durchbiegung infolge häufiger Lastfälle

Bereich	Max. Wert	Massgebende Kombination
Inneres Feld	-127.5 mm	SLS Häufige LM1 (Innen), Temp -
35 m (Linkes Feld)	-52.1 mm	SLS Häufige LM1 (Voll), Temp -
38 m (Rechtes Feld)	61.7 mm	SLS Häufige LM1 (Innen), Temp -

7.2.2 Durchbiegungen infolge quasi-ständiger Lastfälle

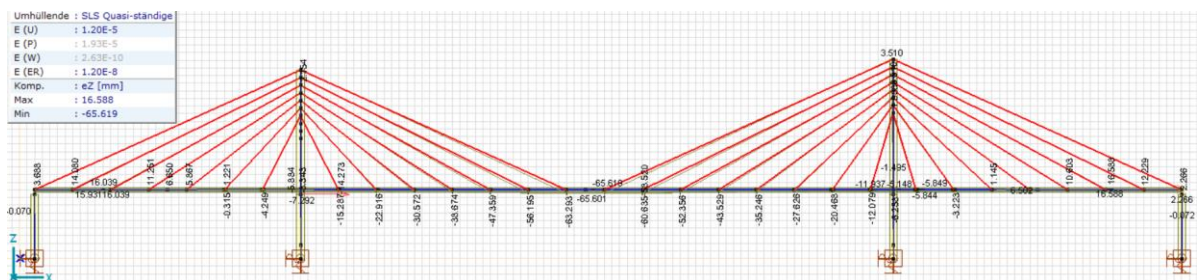


Abbildung 76: Umhüllende Min: SLS Quasi-Ständig

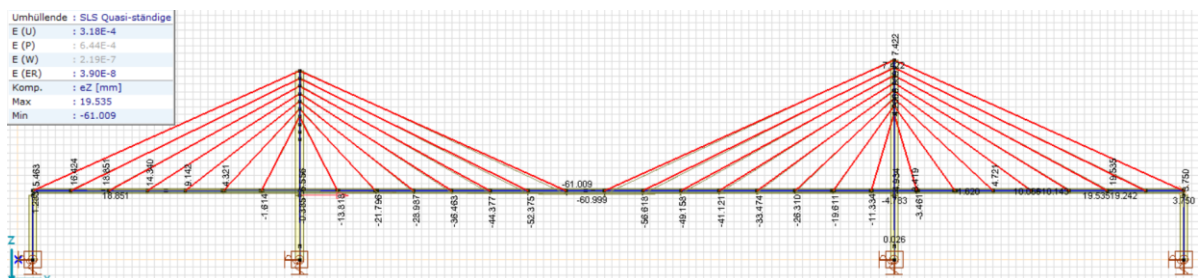


Abbildung 77: Umhüllende Max: SLS Quasi-Ständig

Tabelle 15: Massgebende Werte: Durchbiegung infolge quasi-ständiger Lastfälle

Bereich	Max. Wert	Massgebende Kombination
Inneres Feld	-65.7 mm	SLS Quasi-Ständige Temp -
35 m (Linkes Feld)	18.6 mm	SLS Häufige LM1 (Voll), Temp -
38 m (Rechtes Feld)	19.4 mm	SLS Häufige LM1 (Aussen), Temp -

7.3 Schwingungen

Die Berechnung der Schwingungen erfolgte mit neun Schwingungsformen. Dabei gab es Schwingungsformen mit grösseren und kleineren modalen Massenanteilen. Für die Nachweise werden nur die Schwingungsformen mit hohen Massenanteilen berücksichtigt. Die erforderliche Summe aller modalen Massenanteile wird auf 80 % festgelegt. Aus der Schwingungsanalyse ergeben sich folgende Werte, die für die Nachweise verwendet werden:

Tabelle 16: Massgebende Werte: Schwingungsanalyse (Eigenschwingungen und Dynamische Anregung)

Lastkombination	Richtung	Frequenz	Massenanteil in %	Summe
Schwingungen (längs)	X			
1. Form		0.29 Hz	89.6 %	
				<u>89.6 %</u>
Schwingungen (quer)	Y			
1. Form		0.85 Hz	45.3 %	
6. Form		3.12 Hz	20.4 %	
7. Form		3.36 Hz	22.1 %	
				<u>87.8 %</u>
Schwingungen (vertikal)	Z			
4. Form		2.28 Hz	40.5 %	
7. Form		3.10 Hz	39.6 %	
				<u>80.1 %</u>
Schwingungen infolge LM1	X			
1. Form		0.25 Hz	88.2 %	
				<u>89.6 %</u>
Schwingungen infolge LM1	Y			
1. Form		0.82 Hz	49.5 %	
6. Form		2.76 Hz	21.3 %	
7. Form		2.99 Hz	21.1 %	
				<u>91.2 %</u>
Schwingungen infolge LM1	Z			
3. Form		1.96 Hz	40.5 %	
7. Form		2.65 Hz	39.6 %	
				<u>80.1 %</u>

8 Nachweise der Tragsicherheit.

Im folgenden Kapitel werden die wichtigsten Nachweise verkürzt aufgezeigt. Die detaillierten Nachweise sind im Anhang D ersichtlich.

8.1 Pylone

Die Nachweise in diesem Kapitel beziehen sich ausschliesslich auf die Stützen und Nadelstiele der Pylone. Die Querriegel werden im nächsten Kapitel separat nachgewiesen. Alle Nachweise der Pylonen, bis auf den Querkraftnachweis, werden in zwei Teile unterteilt. Der obere Nachweis bezieht sich auf die nach aussen geneigten Nadelstiele und der untere Nachweis auf die eingespannte Stütze.

8.1.1 Nachweise: Knicken

Die Bestimmung der Mindest- und Maximalbewehrung erfolgt nach der SIA 262:2013 Ziff. 5.5.4.2 und 5.5.4.5.

$$A_{s,min} \geq 0.6 \% * A_c = \frac{0.6}{100} * (1'000 \text{ mm})^2 = 6'000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} \leq 8.0 \% * A_c = \frac{8}{100} * (1'000 \text{ mm})^2 = 80'000 \text{ mm}^2$$

Für die Nachweise wurde folgende Bewehrung gewählt:

$$A_s = 24 * \emptyset 30 = 24 * 707 \text{ mm}^2 = 16'968 \text{ mm}^2$$

Dadurch dass der Bewehrungsquerschnitt zwischen der Mindest- und Maximalbewehrung liegt, dürfen die Pylonen konventionell hergestellt werden.

Oben:

Aus den Gleichungen 74 – 76 ergeben sich folgende Werte die Exzentrizität:

$$\text{Exzentrizität infolge Imperfektionen: } \underline{e_{0d} = 41 \text{ mm}} \quad (74)$$

$$\text{Exzentrizität 1. Ordnung: } \underline{e_{1d} = 603 \text{ mm}} \quad (75)$$

$$\text{Exzentrizität 2. Ordnung: } \underline{e_{2d} = 506 \text{ mm}} \quad (76)$$

Somit ergibt die maximale Exzentrizität:

$$e_d = e_{0d} + e_{1d} + e_{2d} = 41 \text{ mm} + 603 \text{ mm} + 506 \text{ mm} = 1.15 \text{ m} \quad (73)$$

Der Bemessungswert des Biegemoments wird wie folgt bestimmt:

$$M_d = -N_d * e_d = -(-3822 \text{ kN}) * 1.15 \text{ m} = 4395.3 \text{ kNm} \quad (72)$$

Mit den entnommenen Werten in den Q-Diagrammen kann der Biegegewiderstand ausgerechnet werden:

$$M_{Rd} = -m_{Rd} * b * h^2 * f_{cd} = -(-0.21) * 1000^3 * 22 = 4620 \text{ kNm}$$

Somit lautet der Nachweis:

$$\frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{4395.3}{4620} = 0.95 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

Unten:

Aus den Gleichungen 74 – 76 ergeben sich folgende Werte die Exzentrizität:

$$\text{Exzentrizität infolge Imperfektionen: } e_{0d} = 32 \text{ mm} \quad (74)$$

$$\text{Exzentrizität 1. Ordnung: } e_{1d} = 515 \text{ mm} \quad (75)$$

$$\text{Exzentrizität 2. Ordnung: } e_{2d} = 9.3 \text{ mm} \quad (76)$$

Somit ergibt die maximale Exzentrizität:

$$e_d = e_{0d} * e_{1d} * e_{2d} = 32 \text{ mm} + 515 \text{ mm} + 9.3 \text{ mm} = 0.556 \text{ m} \quad (73)$$

Der Bemessungswert des Biegemoments wird wie folgt bestimmt:

$$M_d = -N_d * e_d = -(-4345 \text{ kN}) * 0.556 \text{ m} = 2415.8 \text{ kNm} \quad (72)$$

Mit den entnommenen Werten in den Q-Diagrammen kann der Biegezugwiderstand ausgerechnet werden:

$$M_{Rd} = -m_{Rd} * b * h^2 * f_{cd} = -(-0.22) * 1000^3 * 22 = 4840 \text{ kNm}$$

Somit lautet der Nachweis:

$$\frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{2415.8}{4840} = 0.5 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

8.1.2 Nachweis: Biegung und Normalkraft

Der Nachweis für Biegung und Normalkraft erfolgt mit einer M-N-Interaktion im AxisVM. Hierfür werden die kürzeren Pylone betrachtet da diese eine geringere Normalkraft und ein grösseres Biegemoment aufweisen. Die Querschnittsparameter für diese Berechnung sind:

Betonüberdeckung: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Bewehrung: $A_s = 24 * \varnothing 30 = 16'965 \text{ mm}^2$

Die massgebenden Nachweise am oberen Teil des Pylonen lauten:

$$\frac{N_d}{N_{Rd}} = \frac{3532}{4514} = 0.76 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

$$\frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{2944}{3744} = 0.787 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

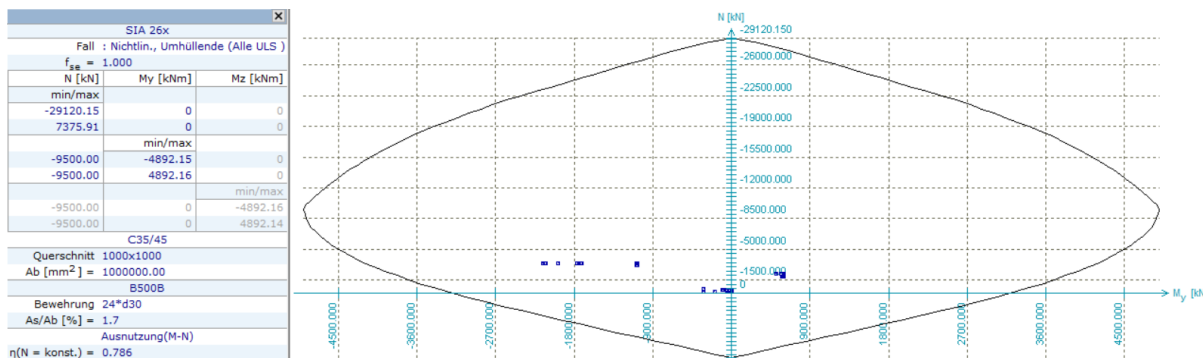


Abbildung 78: M-N-Interaktion (oben)

Die massgebenden Nachweise am unteren Teil des Pylonen lauten:

$$\frac{N_d}{N_{Rd}} = \frac{2570}{2848} = 0.902 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

$$\frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{3464}{3780} = 0.916 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

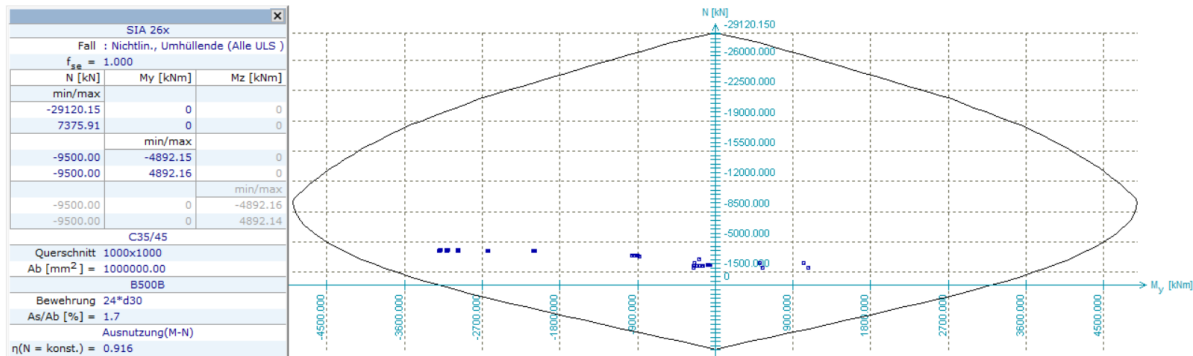


Abbildung 79: M-N-Interaktion (unten)

8.1.3 Nachweis: Querkraft

Die massgebende Kraft für den Nachweis der Querkraft im Pylon ist:

$$V_{Ed} = -2106.9 \text{ kN} \quad (\text{ULS Anprall 2})$$

Für die Bemessungssituation «Anprall» darf gemäss SIA 262:2013 Kapitel 4.2.2.3, f_{sd} um 15% erhöht werden. Der Wert für $f_{sd,A}$ für diesen Nachweis beträgt somit:

$$f_{sd,A} = f_{sd} * 1.15 = 435 * 1.15 = 500 \text{ N/mm}^2$$

Mit der Gleichung 43 kann somit die erforderliche Bügelbewehrung ausgerechnet werden.

$$a_{sw,erf} = \frac{V_{Ed}}{z * \cot \alpha * f_{sd,A}} = \frac{2106.9 * 10^3}{0.84 \text{ m} * \cot 30^\circ * 500} = 2897 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wahl der zweischnittigen Bügelbewehrung:

$$a_{sw} = 2 * \emptyset 14 / 100 \text{ mm} = 2 * 1540 \text{ mm}^2/\text{m} = 3080 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Mit der Bügelbewehrung a_{sw} kann der Widerstand der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und der Widerstand der Stütze $V_{Rd,c}$ mit den Gleichungen 43 und 45 ermittelt werden:

$$V_{Rd,s} = a_{sw} * z * \cot \alpha * f_{sd,A} = 3080 * 0.84 * \cot 30^\circ * 500 = 2239.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = b_w * z * k_c * f_{cd} * \sin \alpha * \cos \alpha = 1000 * 840 * 0.55 * 22 * \sin 30^\circ * \cos 30^\circ = 4401.14 \text{ kN}$$

Für den Nachweis wird der kleinere Wert benutzt $\rightarrow V_{Rd,s}$ da $V_{Rd,s} < V_{Rd,c}$:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{2106.9}{2239.8} = 0.94 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

8.1.4 Nachweis: Gabelverankerung

Aus der Tabelle für BBR-Gabelverankerungen wird die Baustahlsorte S355 und die Dicke der Stahlplatte ($t = 74 \text{ mm}$) vorgegeben.

Für den Nachweis dieser Stahlplatte wird die Bruchlast $F_0 = 3348 \text{ kN}$ als massgebende Kraft und die Höhe der Stahlplatte $h = 130 \text{ mm}$ ausgesucht. Der Normalkraftwiderstand der Stahlplatte wird nach SIA 263:2013 (39) bestimmt:

$$N_{Rd} = \frac{0.9 * f_u * A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 * 490 * 130 * 74}{1.25} = 3393.94 \text{ kN}$$

Somit lautet der Nachweis der Gabelverankerung:

$$\frac{F_0}{N_{Rd}} = \frac{3348}{3393.94} = 0.986 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

8.1.5 Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Pylon

Damit die Lasteinleitung in den Pylonen funktioniert, dürfen die Spannungen aus den Schrägkabeln die maximale Betonspannung nicht übersteigen:

$$\sigma_c \leq f_{cd}$$

Die Spannungen aus den Kabelkräften lassen sich durch die Aufstandsfläche A der Gabelverankerung und der grössten Auswirkung F im Pylon berechnen:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} = \frac{500 * 10^3}{74'000} = 6.76 \text{ N/mm}^2$$

Mit $f_{cd} = 22 \text{ N/mm}^2$ lautet der Nachweis:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{6.76}{22} = 0.307 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O.}$$

8.2 Querriegel

Die Nachweise für den Querriegel sind der zweite Teil der Nachweise für die Pylone. Dadurch dass es nur einen Typ von Querriegel (0.4 m x 0.4 m) gibt wird hier immer nur der massgebende Fall betrachtet.

8.2.1 Nachweis: Biegung

Der Biegenachweis für die Querriegel wird im AxisVM geführt. Die Querschnittsparameter für diese Berechnung sind:

Betonüberdeckung: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Bügelbewehrung: $\varnothing_B = 14 \text{ mm}$

Mit der Zugbewehrung $3 * \varnothing 30 = 2121 \text{ mm}^2$ lautet der Nachweis für die maximale Zugbewehrung oben:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{220.66}{363} = 0.61 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

Mit der Zugbewehrung $3 * \varnothing 30 = 2121 \text{ mm}^2$ lautet der Nachweis für die maximale Zugbewehrung unten:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{254.372}{363} = 0.7 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.2.2 Nachweis: Querkraft

Die massgebende Kraft für den Nachweis der Querkraft im Querriegel 4 ist:

$V_{Ed} = 309.2 \text{ kN}$ (ULS LM1 (Innen), Temp -)

Mit der Gleichung 43 kann somit die erforderliche Bügelbewehrung ausgerechnet werden.

$$a_{sw,erf} = \frac{V_{Ed}}{z * \cot \alpha * f_{sd}} = \frac{309.2 * 10^3}{0.3 \text{ m} * \cot 45^\circ * 435} = 2369.4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wahl der zweischnittigen Bügelbewehrung:

$$a_{sw} = 2 * \varnothing 14 / 100 \text{ mm} = 2 * 1540 \text{ mm}^2/\text{m} = 3080 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Mit der Bügelbewehrung a_{sw} kann der Widerstand der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und der Widerstand des Querriegels $V_{Rd,c}$ mit den Gleichungen 43 und 45 ermittelt werden:

$$V_{Rd,s} = a_{sw} * z * \cot \alpha * f_{sd,A} = 3080 * 0.3 * \cot 45^\circ * 435 = 401.95 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = b_w * z * k_c * f_{cd} * \sin \alpha * \cos \alpha = 400 * 300 * 0.55 * 22 * \sin 45^\circ * \cos 45^\circ = 726 \text{ kN}$$

Für den Nachweis wird der kleinere Wert benutzt $\rightarrow V_{Rd,s}$ da $V_{Rd,s} < V_{Rd,c}$:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{309.2}{402} = 0.77 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.3 Foundation

Im AxisVM sind die Fundamente als einzelne Einspannungen modelliert. Diese Einspannung auch realisiert werden kann, muss das Fundament gross und schwer genug sein die Biegemomente aufzunehmen. Des Weiteren fungiert ein einzelnes Fundament als Zugband sodass ein Gleitnachweis entfällt. Im folgenden Kapitel wird die Tragfähigkeit der Fundamente nachgewiesen.

8.3.1 Nachweis: Tragfähigkeitsprobleme

Damit der Nachweis der Tragfähigkeitsprobleme erfüllt ist muss folgende Bedingung eingehalten werden:

$$F = \frac{\sigma_f}{\sigma_{vorh.}} \geq 1.0$$

Die massgebende Auflagerreaktion für den Nachweis der Tragfähigkeitsprobleme ist:

$$R_z = -4333 \text{ kN} = \quad (\text{ULS LM1 (Voll), Temp -})$$

Diese wird zusammen mit einem Fundament im AxisVM eingegeben und erneut berechnet, sodass die Flächenauflagerkräfte ermittelt werden:

$$R_{z,neu} = -462.53 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{vorh.}$$

Das Fundament ist auf der Rampenaussenseite 7.0 m eingebunden und auf der Rampeninnenseite 0.50 m. Daher wird für die Bestimmung von σ_f die Einbindetiefe 0.50 m berücksichtigt:

$$\sigma_f = (\gamma * t) * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * N_\gamma = (20.5 * 0.5) * 29.44 + 0.5 * 20.5 * 34.53 = 655.69 \text{ kN/m}^2$$

Somit beträgt der Nachweis:

$$F = \frac{\sigma_f}{\sigma_{vorh.}} = \frac{655.69}{462.53} = 1.42 \geq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.4 Kabelwerk

Im folgenden Kapitel werden die Nachweise für das Kabelwerk geführt. Der Nachweis für Lasteinleitung in die Pylonen und Konsole werden in diesem Kapitel nicht aufgezeigt. Diese sind im Kapitel xx bzw. xx zu finden.

8.4.1 Nachweis: Tragvermögen

Nach Christian Menn ist das Tragvermögen der Kabel aufgrund der grössten Stahlspannungen aus ständigen und Verkehrslasten wie folgt nachzuweisen:

$$\sigma_{T,max}(g + q) \leq 0.45 * f_{p0.1k} \text{ oder } 0.5 * f_{pk}$$

Aus der Bruchlast und der Querschnittsfläche der Litzenkabel wird f_{pk} wie folgt bestimmen:

$$f_{pk} = \frac{\text{Bruchlast}}{A} = \frac{3348 * 10^3}{1800} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

Die maximalen Stahlspannungen infolge ständigen und Verkehrslasten werden mit den Kabelkräften im Axis und der Querschnittsfläche ausgerechnet:

$$\sigma_{T,max} = \frac{N_{x,max}}{A} = \frac{726 * 10^3}{1800} = 403.5 \text{ N/mm}^2$$

Somit lautet der Nachweis:

$$\sigma_{T,max} = 403.5 \leq 930 = 0.5 * f_{pk} \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.5 Fahrbahn

Die Nachweise in diesem Kapitel beziehen sich ausschliesslich auf die Fahrbahnplatte. Die Konsolen und Unterzüge werden in den nächsten Kapitel separat nachgewiesen.

8.5.1 Nachweis: Biegung

Der Biegenachweis der Fahrbahnplatte erfolgt mit der Normalmomenten – Fliebsbedingung. Hierfür werde vier Massgebende Punkte im AxisVM ausgesucht und nachgewiesen. In diesem Kapitel wird nur der massgebende Nachweis aufgezeigt.

Das nachzuweisende Bewehrungsmoment besitzt den Wert $m_{yBw-} = -141.5 \text{ kNm/m}$. Da es sich um einen Spitzenwert handelt muss dieser noch abgeglättet werden.

Das neue Bewehrungsmoment m_{yBw-} und die statische Höhe $d_{s,q,u}$ betragen:

$m_{yBw-} = -120 \text{ kNm/m}$ und die
 $d_{s,q,u} = 157 \text{ mm}$

Mit einer Biegebewehrung von $\varnothing 20 / 150 \text{ mm} = 2090 \text{ mm}^2$ beträgt der Biegegewiderstand:

$$m_{yRd} = A_s * f_{sd} * \left(d_{s,q,u} - \frac{A_s * f_{sd}}{2 * b * f_{cd}} \right) = 2090 * 435 * \left(157 - \frac{2090 * 435}{2 * 1000 * 22} \right) = 123.95 \text{ kNm/m}$$

Der Nachweis lautet somit:

$$\frac{m_{yBw-}}{m_{yRd}} = \frac{120}{123.95} = 0.97 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.5.2 Nachweis: Querkraft

Der Nachweis der Querkraft für die Fahrbahnplatte ist erfüllt, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\frac{V_0}{V_{Rd}} \leq 1.0 \quad (35)$$

Mit den berechneten und entnommenen Werten aus der SIA 262:2013 ergibt sich:

$V_0 = 55 \text{ kN/m}$ (Aus AxisVM; siehe Anhang D)

$V_{Rd} = 134.82 \text{ kN/m}$ (nach SIA 262:2013 Kap. 4.3.3.2 berechnet; siehe Anhang D)

Der Nachweis der Querkraft lautet somit:

$$\frac{V_0}{V_{Rd}} = \frac{55}{134.82} = 0.4 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.6 Konsole

Die Nachweise für die Konsole sind der zweite Teil der Nachweise für die Fahrbahn. Dadurch dass die Konsole eine spezielle Form besitzt, muss diese für die Nachweise im AxisVM vereinfacht werden. Der Konsole werden für die Nachweise eine Breite von $b = 375$ mm und eine Höhe von $h = 540$ mm zugewiesen.

8.6.1 Nachweis: Biegung

Für den Nachweis der Biegung sind zwei Lastfälle massgebend:

$$\begin{aligned} M_{y,min} &= -372.5 \text{ kNm} && (\text{ULS LM1 (Innen), Temp +}) \\ M_{y,max} &= 215.5 \text{ kNm} && (\text{ULS LM1 (Aussen), Temp -}) \end{aligned}$$

Der Biege Widerstand ohne Berücksichtigung der Normalkraft beträgt für $M_{y,min}$:

$$M_{Rd,1} = A_s * f_{sd} * (d_s - 0.425 * x) = 2655 * 435 * (462 - 0.425 * 164.7) = 452.7 \text{ kNm}$$

Somit lautet der Nachweis:

$$\frac{M_{y,min}}{M_{Rd,1}} = \frac{372.5}{452.7} = 0.82 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

Der Biege Widerstand ohne Berücksichtigung der Normalkraft beträgt für $M_{y,max}$:

$$M_{Rd,2} = A_s * f_{sd} * (d_s - 0.425 * x) = 1593 * 435 * (462 - 0.425 * 98.8) = 291 \text{ kNm}$$

Somit lautet der Nachweis:

$$\frac{M_{y,max}}{M_{Rd,2}} = \frac{215.5}{291} = 0.74 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.6.2 Nachweis: Querkraft

Die massgebende Kraft für den Nachweis der Querkraft in der Konsole ist:

$$V_{Ed} = 129.8 \text{ kN} \quad (\text{ULS LM1 (Innen), Temp +})$$

Mit der Gleichung 43 kann somit die erforderliche Bügelbewehrung ausgerechnet werden.

$$a_{sw,erf} = \frac{V_{Ed}}{z * \cot \alpha * f_{sd}} = \frac{129.8 * 10^3}{0.412 \text{ m} * \cot 45^\circ * 435} = 714.25 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wahl der zweischnittigen Bügelbewehrung:

$$a_{sw} = 2 * \emptyset 10/150\text{mm} = 2 * 523 \text{ mm}^2/\text{m} = 1046 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Mit der Bügelbewehrung a_{sw} kann jetzt der Widerstand der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und der Widerstand der Konsole $V_{Rd,c}$ mit den Gleichungen 43 und 45 ermittelt werden:

$$V_{Rd,s} = a_{sw} * z * \cot \alpha * f_{sd,A} = 1046 * 0.412 * \cot 45^\circ * 435 = 187.46 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = b_w * z * k_c * f_{cd} * \sin \alpha * \cos \alpha = 375 * 412.2 * 0.55 * 22 * \sin 45^\circ * \cos 45^\circ = 935.2 \text{ kN}$$

Für den Nachweis wird der kleinere Wert benutzt $\rightarrow V_{Rd,s}$ da $V_{Rd,s} < V_{Rd,c}$:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{129.8}{187.46} = 0.69 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.6.3 Nachweis: Abscheren Fahrbahnplatte – Konsole

Der Nachweis fürs Abscheren zwischen Fahrbahnplatte und Konsole ist erfüllt, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\frac{V_0}{V_{Rd}} \leq 1.0 \quad (35)$$

Mit den berechneten und entnommenen Werten aus der SIA 262:2013 ergibt sich:

$V_0 = 129.9 \text{ kN}$ (von Hand berechnet; siehe Anhang D)

$V_{Rd} = 155.3 \text{ kN}$ (nach SIA 262:2013 Kap. 4.3.3.2 berechnet; siehe Anhang D)

Der Nachweis für die Lasteinleitung ist somit:

$$\frac{V_0}{V_{Rd}} = \frac{129.9}{155.3} = 0.84 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.6.4 Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Konsole

Der Nachweis für die Lasteinleitung von der Konsole ins Schrägkabel ist erfüllt, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\frac{\sigma_{c3}}{k_c * f_{cd}} \leq 1.0$$

Mit den berechneten und entnommenen Werten aus der SIA 262:2013 ergibt sich:

$\sigma_{c3} = 20.9 \text{ N/mm}^2$ (von Hand berechnet; siehe Anhang D)

$k_c = 1.0$ (SIA 262:2013 Kap. 4.2.1.7)

$f_{cd} = 22.0 \text{ N/mm}^2$ (SIA 262:2013 Tabelle 8)

Der Nachweis für die Lasteinleitung beträgt somit:

$$\frac{\sigma_{c3}}{k_c * f_{cd}} = \frac{20.9}{1.0 * 22.0} = 0.95 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.7 Unterzug

Die Nachweise der Unterzüge sind der dritte Teil der Nachweise für die Fahrbahn. Dadurch dass die Unterzüge monolithisch mit der Fahrbahn betoniert werden, kann die gesamte Höhe des Querschnitts für den Nachweis benutzt werden $h = 200 \text{ mm} + 220 \text{ mm} = 420 \text{ mm}$.

8.7.1 Nachweis: Biegung

Der Biegenachweis für die Unterzüge wird im AxisVM geführt. Die Querschnittsparameter für diese Berechnung sind:

Betonüberdeckung: $c_{\text{nom}} = 32 \text{ mm}$

Bügelbewehrung: $\varnothing_B = 14 \text{ mm}$

Mit der Zugbewehrung $2 * \varnothing 16 = 402 \text{ mm}^2$ lautet der Nachweis für die maximale Zugbewehrung oben:

$$\frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{Rd}}} = \frac{46.97}{214} = 0.22 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

Mit der Zugbewehrung $2 * \varnothing 30 = 1414 \text{ mm}^2$ lautet der Nachweis für die maximale Zugbewehrung unten:

$$\frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{Rd}}} = \frac{153.9}{214} = 0.72 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

8.7.2 Nachweis: Querkraft

Die massgebende Kraft für den Nachweis der Querkraft im Unterzug ist:

$$V_{\text{Ed}} = 167.2 \text{ kN} \quad (\text{ULS LM1 (Innen), Temp. +})$$

Mit der Gleichung 43 kann somit die erforderliche Bügelbewehrung ausgerechnet werden.

$$a_{\text{sw,erf}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{z * \cot \alpha * f_{\text{sd}}} = \frac{167.2 * 10^3}{0.1422 \text{ m} * \cot 45^\circ * 435} = 2703 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wahl der zweischnittigen Bügelbewehrung:

$$a_{\text{sw}} = 2 * \varnothing 14 / 100 \text{ mm} = 2 * 1540 \text{ mm}^2 / \text{m} = 3080 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Mit der Bügelbewehrung a_{sw} kann der Widerstand der Querkraftbewehrung $V_{\text{Rd,s}}$ und der Widerstand des Unterzugs $V_{\text{Rd,c}}$ mit den Gleichungen 43 und 45 ermittelt werden:

$$V_{\text{Rd,s}} = a_{\text{sw}} * z * \cot \alpha * f_{\text{sd}} = 3080 * 0.1422 * \cot 45^\circ * 435 = 190.52 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rd,c}} = b_w * z * k_c * f_{\text{cd}} * \sin \alpha * \cos \alpha = 200 * 142.2 * 0.55 * 22 * \sin 45^\circ * \cos 45^\circ = 172.1 \text{ kN}$$

Für den Nachweis wird der kleinere Wert benutzt $\rightarrow V_{\text{Rd,c}}$ da $V_{\text{Rd,s}} > V_{\text{Rd,c}}$:

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,c}}} = \frac{167.2}{172.1} = 0.97 \leq 1.0 \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

9 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

9.1 Durchbiegungen

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für Durchbiegungen werden gemäss SIA 260:2013 Tabelle 9 die häufigen und quasi-ständig Lastfälle untersucht. Für seltene Lastfälle ist kein Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu erbringen. Dadurch dass die Abmessungen der äusseren Felder ähnlich sind, wird immer nur der massgebende Nachweis in diesem Kapitel erbracht.

9.1.1 Nachweis der Durchbiegungen infolge häufiger Lastfälle

Inneres Feld:

Nach SIA 260:2013 Tabelle 9 sind folgende Richtwerte für Durchbiegungen von Fuss- und Radwegbrücken infolge häufiger Lastfälle für den Grenzzustand Komfort wie folgt einzuhalten:

$$w_{\max} = \frac{l}{600} = \frac{78 \text{ m}}{600} = 130 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung aus der statischen Berechnung beträgt $w = -127.5 \text{ mm}$ (Tabelle 14).
Somit beträgt der Nachweis für Durchbiegungen:

$$w = 127.5 \text{ mm} \leq 130 \text{ mm} = w_{\max} \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

Äusseres Feld:

Nach SIA 260:2013 Tabelle 9 sind folgende Richtwerte für Durchbiegungen von Fuss- und Radwegbrücken infolge häufiger Lastfälle für den Grenzzustand Komfort wie folgt einzuhalten:

$$w_{\max} = \frac{l}{600} = \frac{38 \text{ m}}{600} = 63.3 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung aus der statischen Berechnung beträgt $w = 61.7 \text{ mm}$ (Tabelle 14).
Somit beträgt der Nachweis für Durchbiegungen:

$$w = 61.7 \text{ mm} \leq 63.3 \text{ mm} = w_{\max} \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

9.1.2 Nachweis der Durchbiegungen infolge quasi-ständiger Lastfälle

Inneres Feld:

Nach SIA 260:2013 Tabelle 9 sind folgende Richtwerte für Durchbiegungen von Fuss- und Radwegbrücken infolge häufiger Lastfälle für die Grenzzustände Komfort und Funktionstüchtigkeit wie folgt einzuhalten:

$$w_{\max} = \frac{l}{700} = \frac{78 \text{ m}}{700} = 111 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung aus der statischen Berechnung beträgt $w = -65.7 \text{ mm}$ (Tabelle 15).
Somit beträgt der Nachweis für Durchbiegungen:

$$w = 65.7 \text{ mm} \leq 111 \text{ mm} = w_{\max} \rightarrow \text{Nachweis i. O}$$

Äusseres Feld:

Nach SIA 260:2013 Tabelle 9 sind folgende Richtwerte für Durchbiegungen von Fuss- und Radwegbrücken infolge häufiger Lastfälle für die Grenzzustände Komfort und Funktionstüchtigkeit wie folgt einzuhalten:

$$w_{\max} = \frac{l}{700} = \frac{35 \text{ m}}{700} = 50 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung aus der statischen Berechnung beträgt $w = 18.6 \text{ mm}$ (Tabelle 15). Somit beträgt der Nachweis für Durchbiegungen:

$$w = 18.6 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} = w_{\max} \rightarrow \text{Nachweis i.O.}$$

9.2 Nachweise der Schwingungen

Für die Bestimmung der Eigenfrequenzen und den Schwingungsfrequenzen infolge nicht motorisierten Verkehrs wird im AxisVM eine Schwingungsanalyse durchgeführt. Dafür werden die verschiedenen Massenkomponenten (M_x , M_y und M_z) jeweils separat gerechnet, sodass die Ergebnisse eindeutig einer Richtung zuzuordnen sind. In der folgenden Tabelle werden die Ergebnisse aus der Schwingungsanalyse mit den Richtwerten aus der SIA 260:2013 Anhang C Tab. 10 nachgewiesen:

Tabelle 17: Nachweise der Schwingungen (Eigenfrequenzen und NMV)

Schwingungsformen	Frequenz	Richtwerte	Nachweis
x (längs)			
1. Form	0.29 Hz	$f > 1.3$	Nicht erfüllt
1. Form infolge NMV	0.25 Hz	$f > 1.3$	Nicht erfüllt
y (quer)			
1. Form	0.85 Hz	$f > 2.5$	Nicht erfüllt
6. Form	3.12 Hz	$f > 2.5$	Erfüllt
7. Form	3.36 Hz	$f > 2.5$	Erfüllt
1. Form infolge NMV	0.82 Hz	$f > 2.5$	Nicht erfüllt
6. Form infolge NMV	2.76 Hz	$f > 2.5$	Erfüllt
7. Form infolge NMV	2.99 Hz	$f > 2.5$	Erfüllt
z (vertikal)			
4. Form	2.28 Hz	$f > 4.5$ oder $f < 1.6$	Nicht erfüllt
7. Form	3.1 Hz	$f > 4.5$ oder $f < 1.6$	Nicht erfüllt
3. Form infolge NMV	1.96 Hz	$f > 4.5$ oder $f < 1.6$	Nicht erfüllt
7. Form infolge NMV	2.65 Hz	$f > 4.5$ oder $f < 1.6$	Nicht erfüllt

Nur vier von zwölf Nachweisen für Schwingungen sind erfüllt. Damit alle Schwingungen den Richtwerten der SIA 260:2013 entsprechen, müssen Schwingungstilger an der Brücke befestigt werden.

10 Brückenabmessungen

Das folgende Kapitel dient als Zusammenfassung der Bemessung und die daraus folgenden Abmessungen, Bewehrungen oder Produkte. Bauteile (wie Treppen) die bisher nicht behandelt worden sind werden in diesem Kapitel beschrieben und aufgezeigt.

10.1 Pylone

Im folgenden Kapitel werden die Pylonen vermasst und ihre Bewehrung schematisch dargestellt.

10.1.1 Nadelstiele / Stützen

Wie im Kapitel Bauverfahren erklärt, werden die Stützen aus vorfabrizierten Elementen und die Nadelstiele aus Ortbeton hergestellt. Für die Längsbewehrung werden $24 \cdot \varnothing 30$ eingesetzt und für die Bügelbewehrung $\varnothing 14 / 100\text{mm}$.

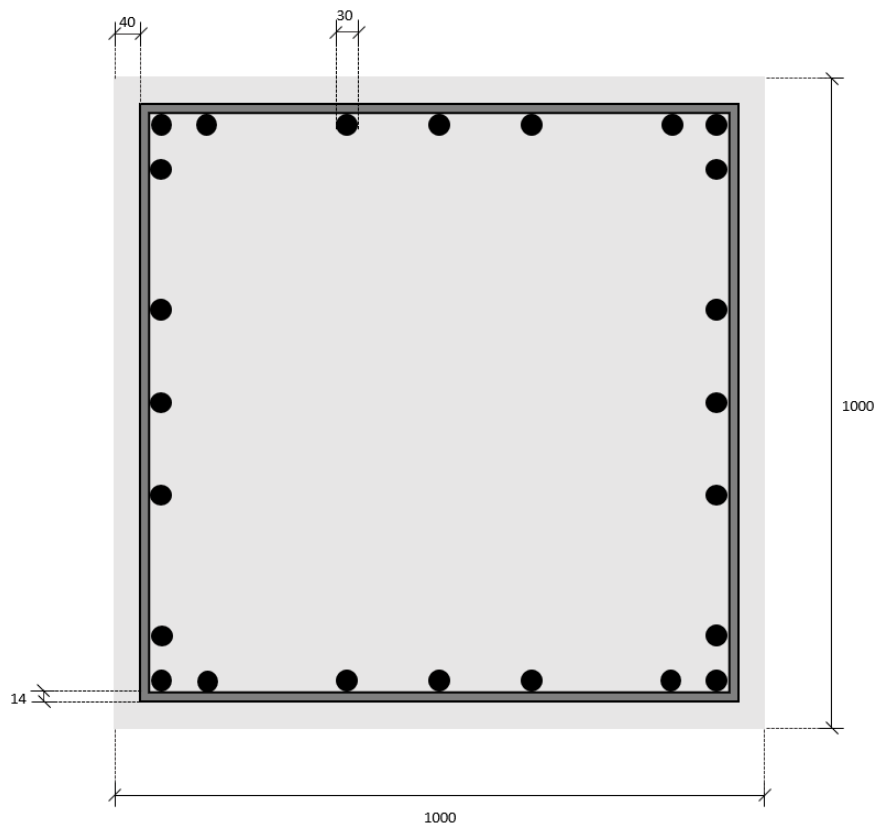


Abbildung 80: Bewehrung: Stütze

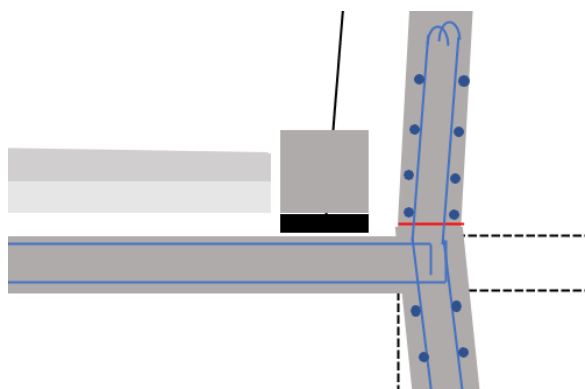


Abbildung 81: Anschluss: Querriegel an Stütze

10.1.2 Querriegel

Die Querriegel werden aus Ortbeton hergestellt. Für die Biegebewehrung werden jeweils 3 $\varnothing 30$ (insgesamt $6 \cdot \varnothing 30$) und für die Bügelbewehrung $\varnothing 14 / 100\text{mm}$.

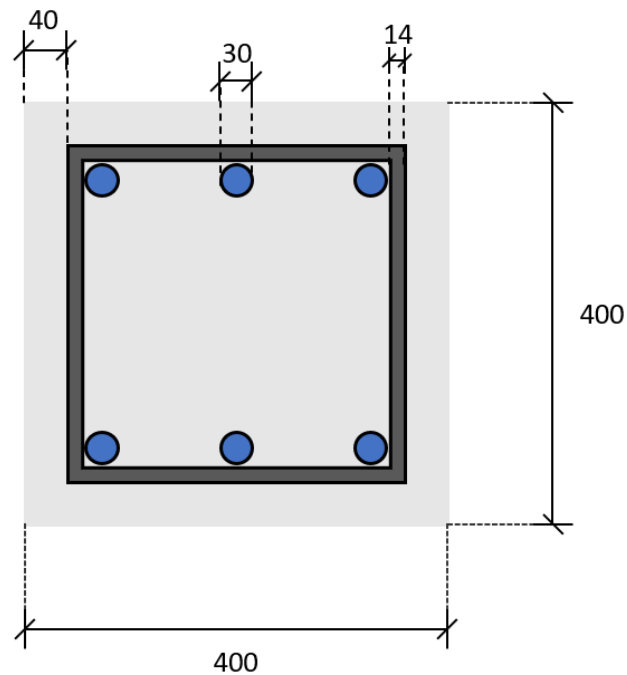


Abbildung 82: Bewehrung: Querriegel

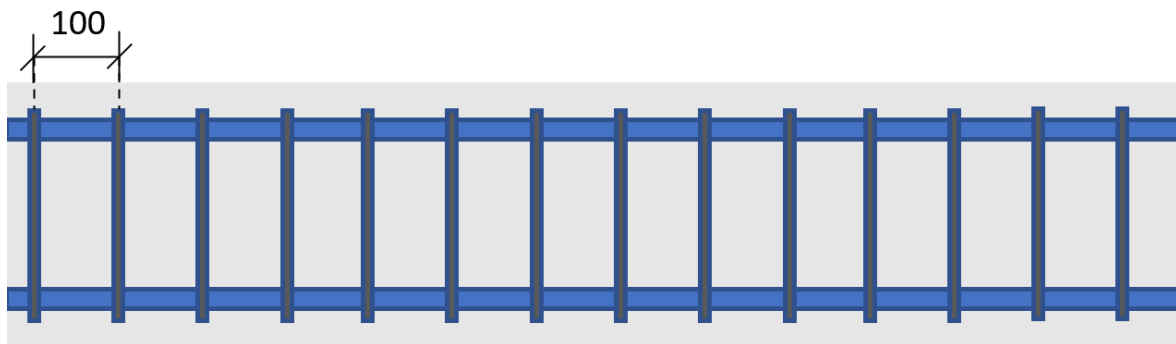


Abbildung 83: Längsansicht Bewehrung: Querriegel

10.2 Foundation

Aus der Bemessung der Fundamente ergibt sich folgende Bewehrung: Ø26 / 150mm: 1. – 4. Lage. Wobei zu beachten ist, dass die 1. Lage in Brückenlängsrichtung verläuft.

10.3 Kabelwerk

10.3.1 Schräggabel

Für das Schräggabel werden die Litzenkabel der Firma BBR verwendet. Dabei handelt es sich um den Typ: «BBR HiAm CONA 012 06». Aus statischer Sicht würde schon das Produkt «BBR HiAm CONA 007 06» reichen, jedoch wird bewusst das dickere Kabel gewählt sodass aufgrund der kleineren Spannungen im Kabel, die Durchbiegungen der Brücke reduziert werden.

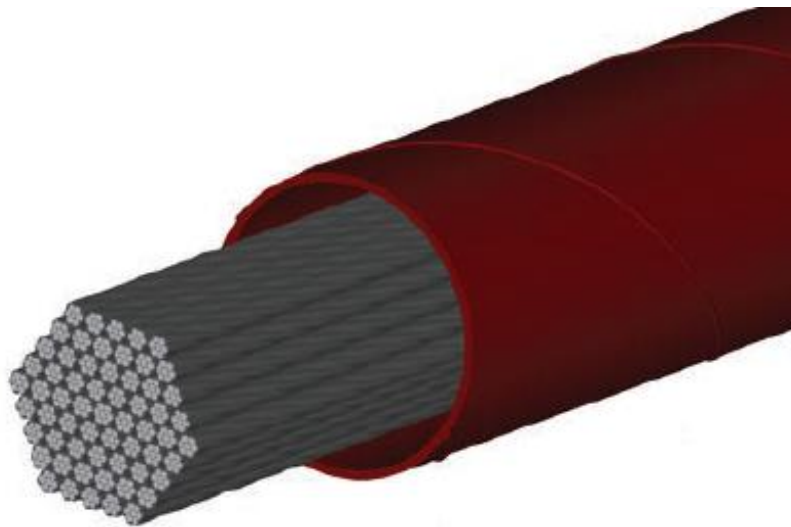


Abbildung 84: Detail: Litzenkabel

10.3.2 Verankerungsdetail: Schrägkabel – Pylon

Für die Verankerung des Schrägkabels im Pylon wird eine Gabelverankerung von der Firma BBR verwendet. Bei einer Gabelverankerung sind zwei ohrförmige Verankerungsplatten am zylindrischen Hauptkörper angefügt, indem das Schrägkabel (HiAm CONA) mit dem Gewindekopf eingeschraubt wird. Die beiden Verankerungsplatten haben jeweils ein Loch, durch welche der Bolzen durchgeführt und die Last vom Schrägkabel über eine Gabelplatte in den Überbau transferiert wird.

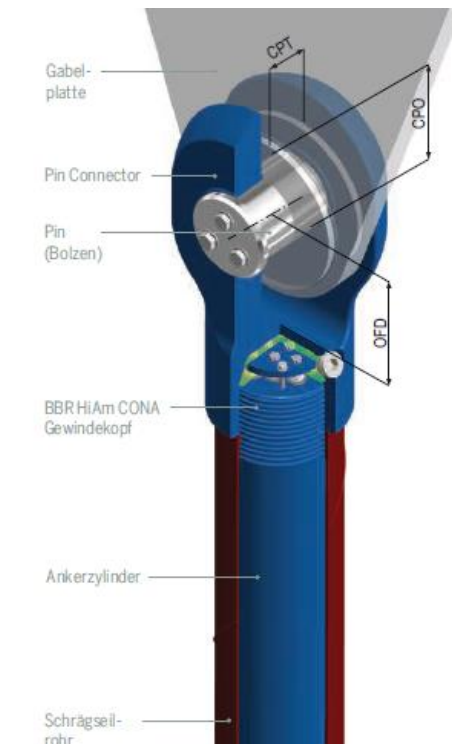


Abbildung 85: Detail: Gabelverankerung

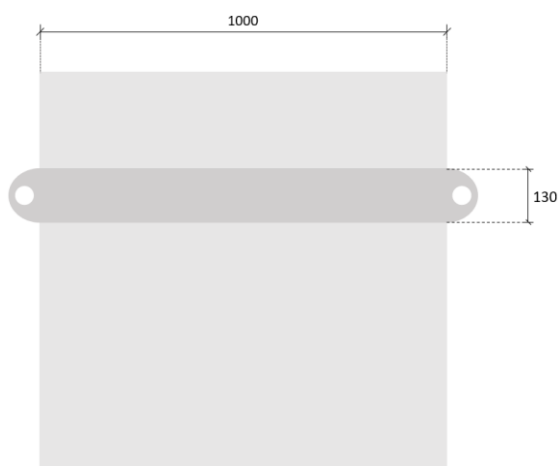


Abbildung 86: Verankerungsdetail im Schnitt

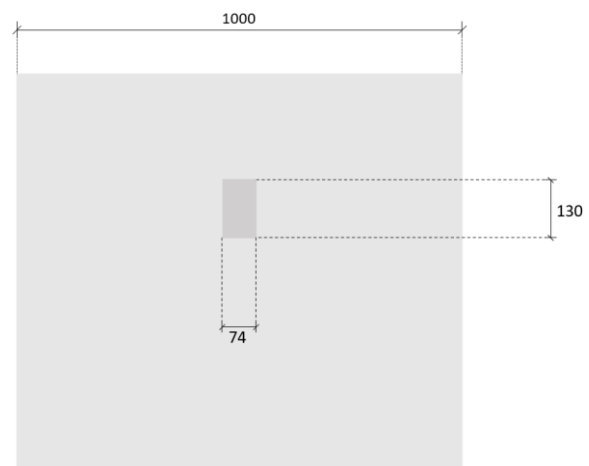
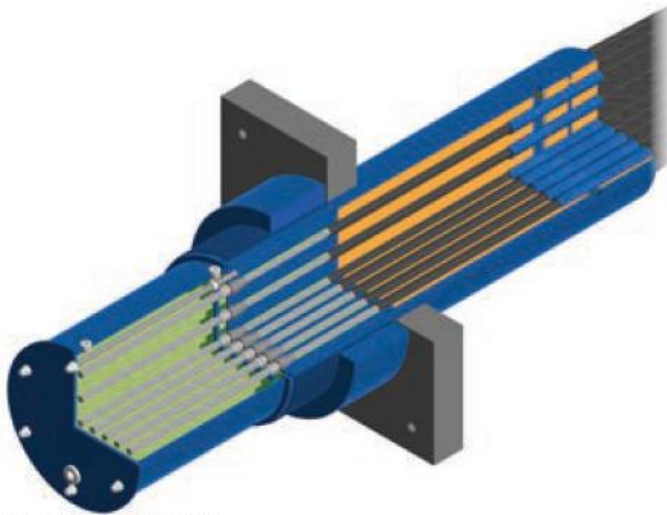


Abbildung 87: Verankerungsdetail in der Ansicht

10.3.3 Verankerungsdetail: Schrägkabel – Konsole

Für die Verankerung des Schrägkabels in der Konsole wird ein Sockel an die Konsole betoniert, sodass eine saubere Krafteinleitung ermöglicht wird. Damit sich die Last gleichmässig über die Fläche des Sockels verteilt, wird eine Druckplatte verwendet. Die Abmessungen dieses Sockels sind im Nachweis der Lasteinleitung (Anhang D) dargestellt.



BBR HiAm CONA

Gewindekopfverankerung 120* mm Justierbarkeit

Abbildung 88: BBR HiAm CONA Gewindekopfverankerung

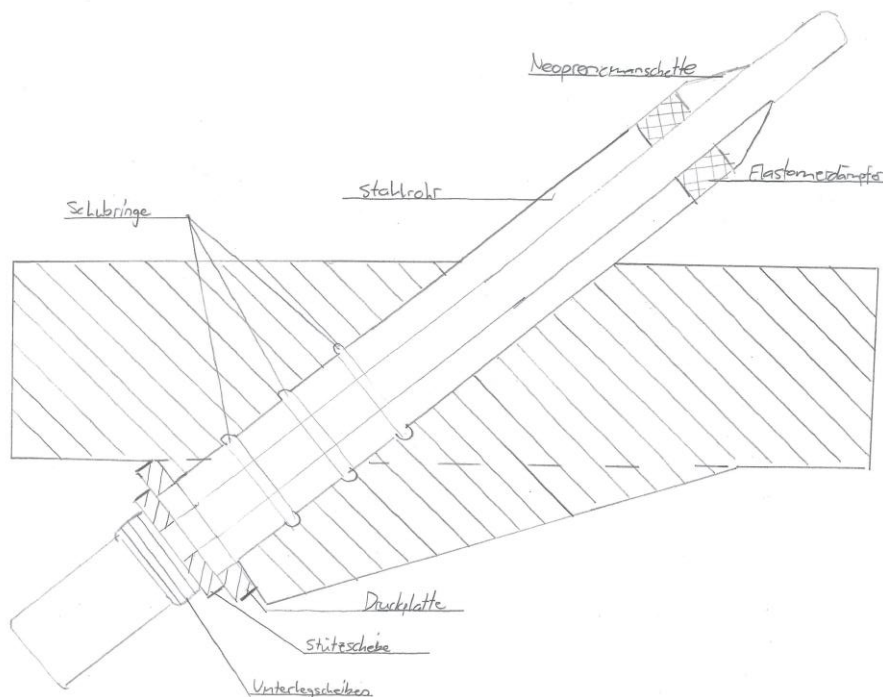


Abbildung 89: Verankerungsdetail: Schrägkabel – Konsole

10.4 Fahrbahnträger

Im folgenden Kapitel werden die Pylonen vermasst und ihre Armierung schematisch dargestellt. Die Verankerungsdetails für die Schrägkabel in der Konsole sind im Kapitel 10.3.3 ersichtlich.

10.4.1 Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte besitzt ein Quergefälle von 2 % und ein Längsgefälle von 2 %, sodass die Entwässerung über beide Seiten verläuft. Die Fahrbahnplatte wird aus Ortbeton hergestellt und die Biegebewehrung ist in der Abbildung X ersichtlich.

10.4.2 Konsole

Die Konsolen werden aus Ortbeton und monolithisch mit der Fahrbahnplatte hergestellt. Die Bügelbewehrung wird mit $\varnothing 10 / 150$ mm und die Biegebewehrung jeweils mit 5 $\varnothing 26$ oben und 3 $\varnothing 26$ unten angeordnet.

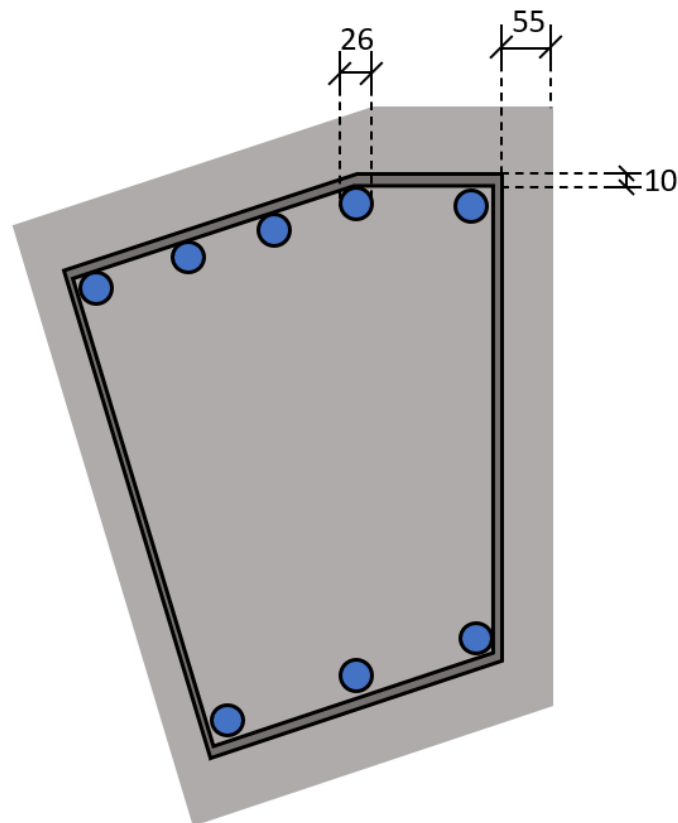


Abbildung 90: Bewehrung: Konsole

10.4.3 Unterzug

Die Unterzüge werden aus Ortbeton und monolithisch mit der Fahrbahnplatte hergestellt. Die Bügelbewehrung wird mit $\varnothing 14$ / 100 mm und die Biegebewehrung jeweils mit 2 $\varnothing 16$ oben und 2 $\varnothing 30$ unten angeordnet.

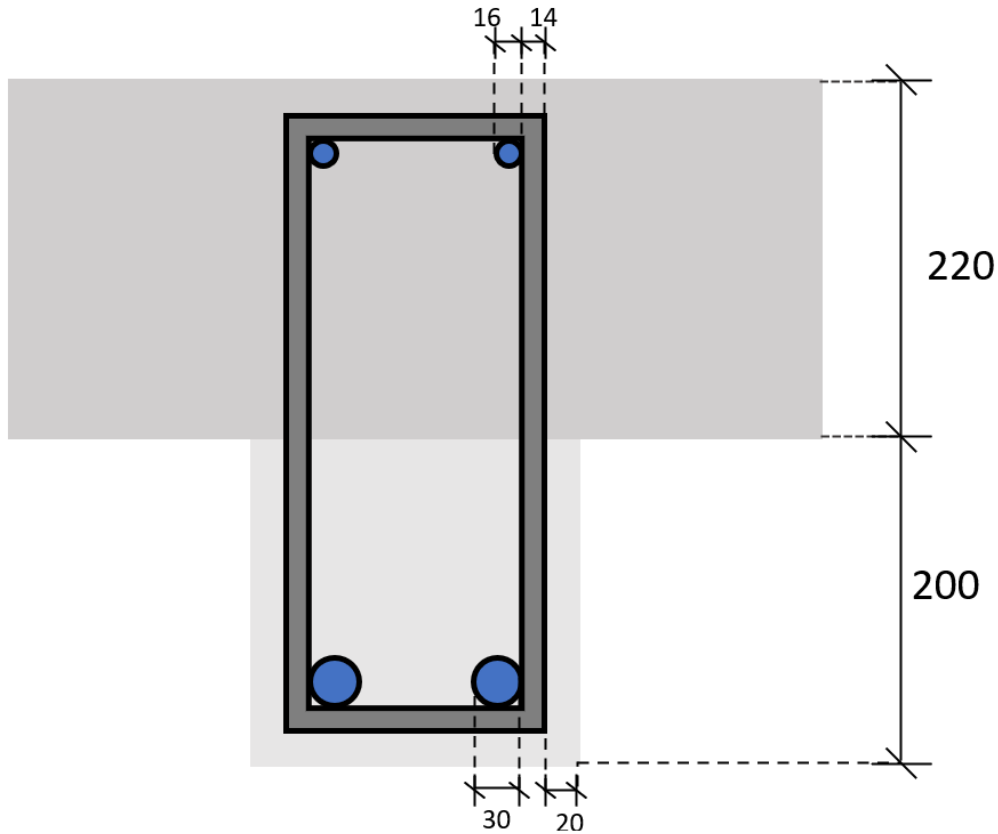


Abbildung 91: Bewehrung: Unterzug

10.5 Anbauten

Im folgenden Kapitel werden die Anbauten des Negrellistegs dargestellt. Diese Anbauten (z.B. Treppen und Lifte) spielten bisher keine zentrale Rolle in der Bearbeitung dieses Projekts. Jedoch sind sie von grosser Wichtigkeit damit eine saubere Erschliessung der Brücke möglich ist.

10.5.1 Treppen

Die Vorgaben der Brückenkonstruktion der SBB fordern, dass ab beiden Brückenenden je eine Treppe mit einer Mindestbreite von 2.40 m anzuordnen ist. Zudem gibt die SN 640 74 vor, dass die Neigung von Treppen im öffentlichen Raum aus Sicherheitsgründen den Wert 30° (58%) nicht übersteigen darf. Die Treppen werden aus Ortbeton hergestellt, sodass sie gut zur Ästhetik der Brücke passen. Die Brüstung der Brücke wird auch für die Treppe verwendet sodass aus der Sicht der Fussgänger ein fließender Übergang zwischen Brücke und Treppe entsteht.

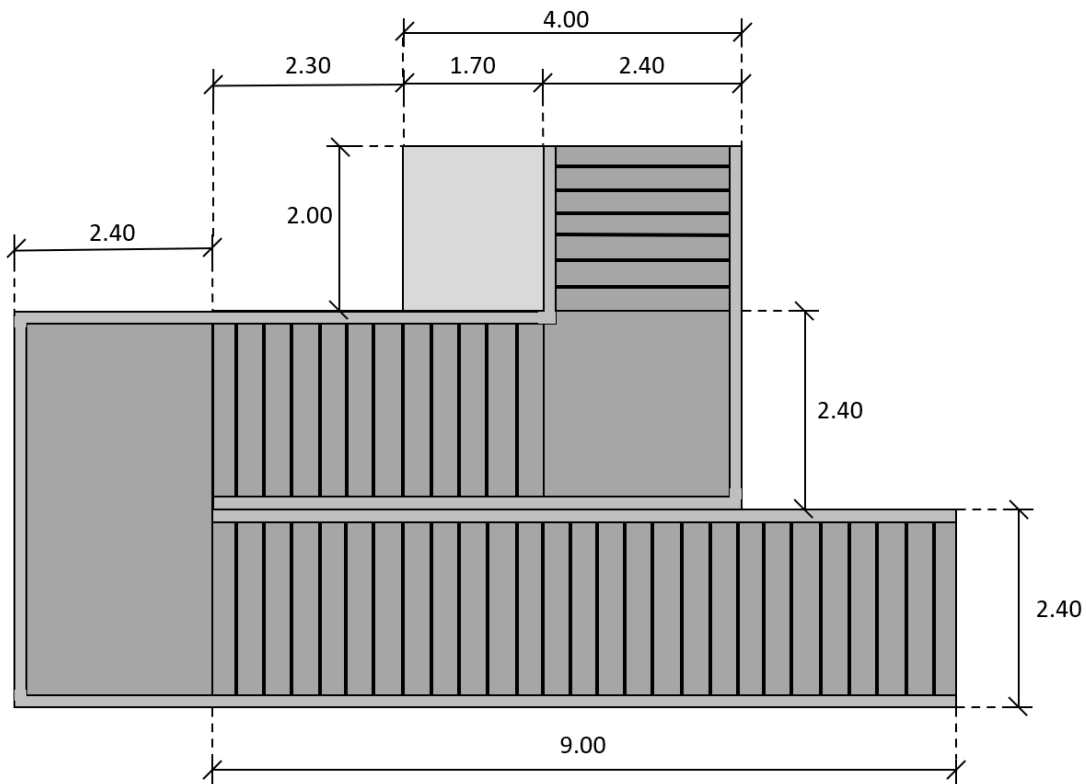


Abbildung 92: Aufsicht: Auf- und Abgänge

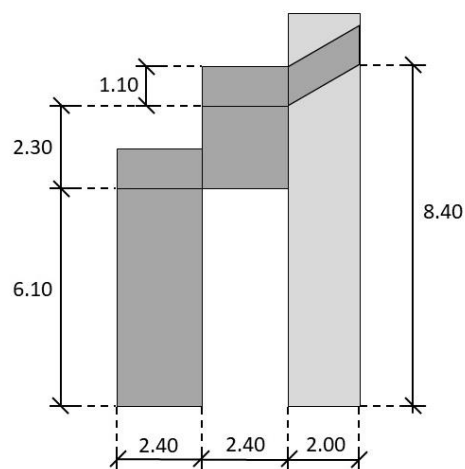


Abbildung 93: Ansicht: Auf- und Abgänge

10.5.2 Lift

Die Vorgaben der Brückenkonstruktion der SBB fordern, dass neben den Treppen auch jeweils ein Lift für zehn Personen anzuordnen ist. Die Planungsdaten für die Lifte werden aus dem «Planungsdatenblatt Schindler 3000» der Schindler AG entnommen. Für die Stufe Vorprojekt sind vor allem die Zugänge sowie Schachtabmessungen massgebend..

GQ kg	Per- sonen	VKN m/s	HQ m	ZE	Zugänge	Kabine			Türen			Schacht				Dachaufbau		
						BK m	TK m	HKC m	Typ	BT m	HT m	BS m	TS(1) m	TS(2) m	HSG m	ohne HSK m	reduziert HSK m	mit HSK m
480	6	1.0	45	15	1, 2	1.00	1.30	2.00 2.10	T2	0.80	2.00 2.00/2.10	1.50	1.65	1.85	1.10	2.42 2.52	– 2.90	– 3.40
630	8	1.0	45	15	1, 2	1.10	1.40	2.00 2.10 2.20	T2	0.90	2.00 2.00/2.10 2.10	1.60	1.75	1.95	1.10	2.42 2.52	– 2.90	– 3.40
		1.6	60	20				2.10 2.20			2.00/2.10 2.10				1.20	–	–	3.50 3.60
800	10	1.0	45	15	1, 2	1.40	1.40	2.20	C2	0.90	2.10	2.00	1.70	1.80	1.10	–	3.10	3.80
		1.6	60	20											1.20	–	–	3.70
1000	13	1.0	45	15	1, 2	1.60	1.40	2.20	C2	0.90	2.10	2.00	1.70	1.80	1.10	–	3.00	3.50
		1.6	60	20											1.25	–	–	3.70

10.5.3 Fahrbahnübergang

Der Übergang zwischen Treppe / Lift und Brückenträger sollte keine Zwängungen infolge Verformungen in Brückenlängsrichtung erzeugen. Dafür wird zwischen Fahrbahn und Treppe / Lift eine Dehnfuge eingebaut die diese Verformungen mitmachen kann.

10.5.4 Brüstung

Die Vorgaben der Brückenkonstruktion der SBB fordern, dass Gegenstände nicht ohne weiteres auf die Fahrleitungsanlagen und das Gleisfeld geworfen werden können. Dafür muss eine feste, geschlossene Brüstung auf der Höhe von 1.10 m vorgesehen werden. Die gewählte Brüstung besteht aus ROR 33.7 Pfosten die alternierend an eine Stahlplatte geschweisst werden und in der Betonkonsole verankert werden. Damit die Brüstung geschlossen ist, wird ein Metallgewebe aus Edelstahl um die Pfosten geflochten was ihre eine leichte und textile Wirkung verleiht.

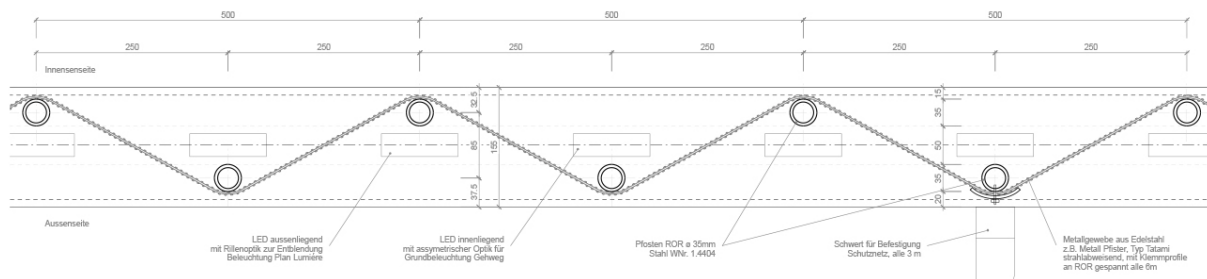


Abbildung 94: Aufsicht: Brüstung

10.5.5 Schutznetz

Die Vorgaben der Brückenkonstruktion der SBB fordern, dass wie bei der Brüstung, Gegenstände nicht ohne weiteres auf die Fahrleitungsanlagen und das Gleisfeld geworfen werden können. Dafür wird über der Brüstung ein Schutznetz bis auf 2.00 m über der Standfläche befestigt. Damit die Dauerhaftigkeit gewährleistet ist, wird ein «Jakob Webnet» aus Edelstahl (AISI 316) verwendet. Dieses besitzt eine Maschenweite von 40 mm x 75 mm und verhindert somit Vandalismus am Gleisfeld und den Fahrleitungen. Das Schutznetz wird an der Konsole befestigt

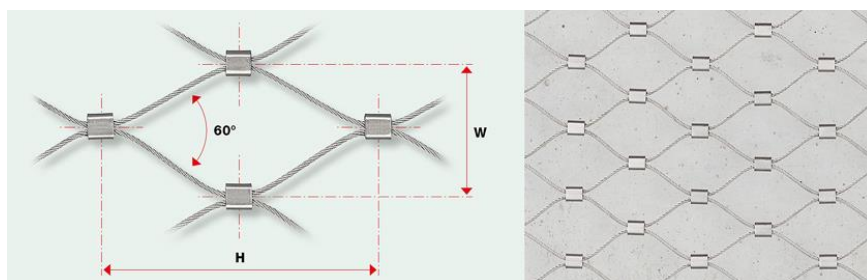


Abbildung 95: Schutznetz

10.5.6 Entwässerungsrinne

Die Entwässerungsrinne wird seitlich an der Fahrbahnplatte befestigt.

Eigenschaften:

- Edelstahl
- Kastenrinne ohne seitliche Schlitz
- Edelstahl 1.4571
- Materialstärke 4 mm
- Maschenweite 45/55 mm
- Einlaufquerschnitt: 2400 cm²
- Höhenverstellbar
- Länge: 1000 mm
- Breite: 300 mm
- Höhe 45 mm

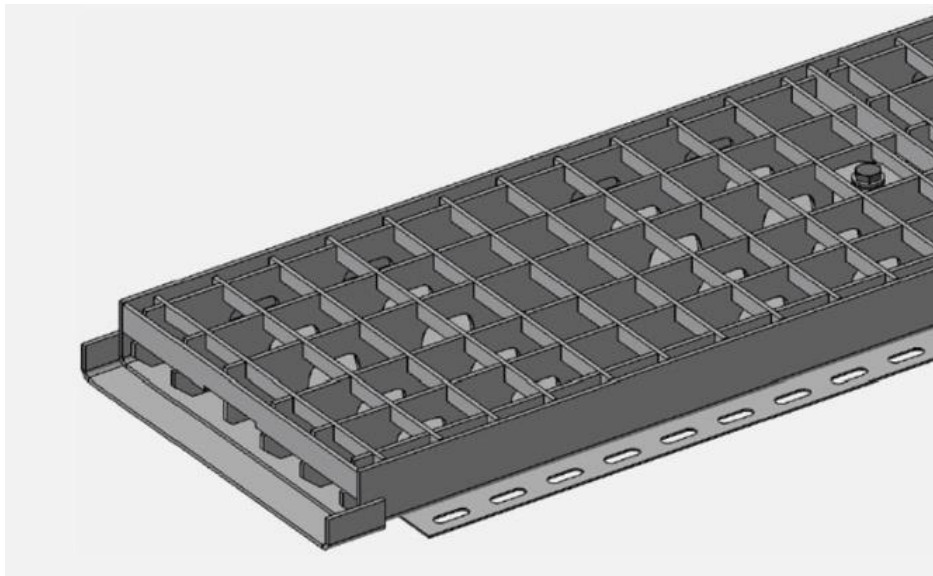


Abbildung 96: Abbildung: Entwässerungsrinne

11 Schlusswort

Zum Abschluss der Arbeit wird der Prozess reflektiert.

Die Wettbewerbsanalyse ermöglichte es in das Infrastrukturprojekt «Negrellisteg» einzutauchen. Es erlaubte die Sicht auf verschiedene Tragwerkskonzepte und ihre Vor- und Nachteile. Das Variantenstudium ermöglicht es die Entwurfsvarianten einzuordnen und diese ähnlich wie bei der Wettbewerbsanalyse ihre Vor- und Nachteile zu erkennen. Das statische Modell konnte gut im AxisVM implementiert werden, jedoch haderte es mit der Nicht-linearen Analyse. Diese benötigte aufgrund von Problemen mit der Vermaschung und den Steifigkeiten viel länger als geplant war. Die Bemessung ist zum jetzigen Stand teilweise noch sehr konservativ und kann bei einer Weiterbearbeitung des Projektes noch verfeinert werden.

11.1 Ausblick

Das weitere Vorgehen besteht darin die Brücke auf folgende weiter zu bearbeiten:

- Kippen des Bauwerks während des Bauprozesses
- Nachweise weiterführen (z.B Ermüdung)
- Weitere Nachweise der Schrägkabel (Ermüdung Relaxion der Kabel, Durchhang)
- Geologisches Gutachten beantragen und in die Bemessung der Foundation einfließen zu lassen
- Gleissperrung abklären

12 Verzeichnisse

12.1 Literaturverzeichnis

<https://www.treppensicherheit.ch/normgerecht/>

12.2 Tabellenverzeichnis

TABELLE 1: MATERIALKENNWERTE: SCHRÄGKABEL 1206	22
TABELLE 2: AUFLAGERSTEIFIGKEITEN.....	24
TABELLE 3: LASTKOMBINATIONEN: SCHWINGUNGSANALYSE; DYNAMISCHE ANREGUNG (NICHT MOTORISIERTEN VERKEHR).....	26
TABELLE 4: BEISPIEL: LASTKOMBINATION.....	26
TABELLE 5: MASSGEBENDE WERTE: SCHNITTGRÖSSEN IN DEN PYLONEN.....	30
TABELLE 6: MASSGEBENDE WERTE: AUFLAGERREAKTIONEN AN DEN KNOTENAUFLAGER.....	31
TABELLE 7: MASSGEBENDE WERTE: AUFLAGERREAKTION AM FLÄCHENAUFLAGER	31
TABELLE 8: MASSGEBENDE WERTE: SCHNITTGRÖSSEN IN DEN QUERRIEGELN	33
TABELLE 9: MASSGEBENDE WERTE: NORMALKRÄFTE IN DEN LITZENKABELN.....	33
TABELLE 10: MASSGEBENDE WERTE: FLÄCHENBEANSPRUCHUNGEN IN DER FAHRBAHNPLATTE	34
TABELLE 11: MASSGEBENDE WERTE: SCHUBKRAFT IN DER FAHRBAHNPLATTE.....	34
TABELLE 12: MASSGEBENDE WERTE: SCHNITTGRÖSSEN IN DEN KONSOLEN (1.1 UND 1.2)	35
TABELLE 13: MASSGEBENDE WERTE: SCHNITTGRÖSSEN IN DEN UNTERZÜGEN	36
TABELLE 14: MASSGEBENDE WERTE: DURCHBIEGUNG INFOLGE HÄUFIGER LASTFÄLLE.....	37
TABELLE 15: MASSGEBENDE WERTE: DURCHBIEGUNG INFOLGE QUASI-STÄNDIGER LASTFÄLLE.....	37
TABELLE 16: MASSGEBENDE WERTE: SCHWINGUNGSANALYSE (EIGENSCHWINGUNGEN UND DYNAMISCHE ANREGUNG)	38
TABELLE 17: NACHWEISE DER SCHWINGUNGEN (EIGENFREQUENZEN UND NMV)	51

12.3 Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1: BEZEICHNUNGEN: SCHRÄGKABELBRÜCKE	5
ABBILDUNG 2: ENTWURF 1: HOHLKASTENBRÜCKE.....	7
ABBILDUNG 3: ENTWURF 1: QUERSCHNITT	7
ABBILDUNG 4: ENTWURF 2: SCHRÄGKABELBRÜCKE	8
ABBILDUNG 5: BRÜCKENTRÄGER.....	8
ABBILDUNG 6: ANSICHT WIDERLAGER	8
ABBILDUNG 7: ANSICHT PYLON (SEITENS ZOLLSTRASSE)	9
ABBILDUNG 8: ANSICHT PYLON (SEITENS GUSTAV-GULL PLATZ)	9
ABBILDUNG 9: ENTWURF 3: STABBOGENBRÜCKE	10
ABBILDUNG 10: TROG-QUERSCHNITT	10
ABBILDUNG 11: AUSSTEIFUNGEN IN BRÜCKENQUERRICHTUNG	10
ABBILDUNG 12: KRAFTFLUSS: STABBOGENBRÜCKE	10
ABBILDUNG 13: SCHRÄGKABELBRÜCKE ALS LÄNGSSYSTEM (QUELLE: G. GIRMSCHIED – BERECHNUNG VON SCHRÄGSEILBRÜCKEN 1987)	11
ABBILDUNG 14: DER NEGRELLISTEG ALS LÄNGSSYSTEM.....	11
ABBILDUNG 15: STATISCHES SYSTEM UNTER STÄNDIGEN LASTEN.....	11
ABBILDUNG 16: STATISCHES SYSTEM UNTER VERÄNDERLICHEN LASTEN	11
ABBILDUNG 17: LAGERANORDNUNG FÜR DAS LAGERUNGSKONZEPT: VERSCHIEBLICH	12
ABBILDUNG 18: GEFEDERTE GLEITLAGER ALS LAGERBEDINGUNG FÜR DEN HORIZONTALEN LASTABTRAG	12
ABBILDUNG 19: BRÜCKENTRÄGER ALS QUERSYSTEM	13
ABBILDUNG 20: STATISCHES SYSTEM	13
ABBILDUNG 21: SCHRÄGKABELBRÜCKE ALS HORIZONTALSYSTEM (QUELLE: G. GIRMSCHIED – BERECHNUNG VON SCHRÄGSEILBRÜCKEN 1987)	13
ABBILDUNG 22: NEGRELLISTEG ALS HORIZONTALSYSTEM (WINDKRÄFTE IN ROT)	13
ABBILDUNG 23: ANSICHT PYLON (SEITENS ZOLLSTRASSE; 35 M – 35 M FELD)	14
ABBILDUNG 24: ANSICHT PYLON (SEITENS GUSTAV-GULL PLATZ; 38 M – 38 M FELD).....	14
ABBILDUNG 25: KABELANORDNUNG (FELD 35 M – 35 M) SEITENS ZOLLSTRASSE	15
ABBILDUNG 26: KABELANORDNUNG: (FELD 38 M - 38 M) SEITENS GUSTAV-GULL PLATZ	15
ABBILDUNG 27: KRAFTFLUSS: SCHRÄGKABELBRÜCKE	16
ABBILDUNG 28: LOKALER LASTABTRAG (AUFSICHT).....	16
ABBILDUNG 29: ANSICHT FUNDAMENT: PYLON (SEITENS ZOLLSTRASSE)	17
ABBILDUNG 30: AUFSICHT FUNDAMENT: PYLON (SEITENS ZOLLSTRASSE).....	17
ABBILDUNG 31: BAUPHASE 1.....	18
ABBILDUNG 32: BAUPHASE 2.....	18
ABBILDUNG 33: BAUPHASE 3.....	19
ABBILDUNG 34: BAUPHASE 4.....	19
ABBILDUNG 35: BAUPHASE 5.....	20
ABBILDUNG 36: BAUPHASE 6.....	20
ABBILDUNG 37: ABMESSUNGEN UND QUERSCHNITTSWERTE: PYLONE	21
ABBILDUNG 38: ABMESSUNGEN UND QUERSCHNITTSWERTE: QUERRIEGEL	21
ABBILDUNG 39: MODELLIERUNG ALS DRUCKSCHLAFFER FACHWERKSTAB	22
ABBILDUNG 40: ABMESSUNGEN UND QUERSCHNITTSWERTE: SCHRÄGKABEL	22
ABBILDUNG 41: MODELLIERUNG: FAHRBAHNPLATTE	23
ABBILDUNG 42: ABMESSUNGEN UND QUERSCHNITTSWERTE: KONSOLE	23
ABBILDUNG 43: ABMESSUNGEN UND QUERSCHNITTSWERTE: UNTERZUG	24
ABBILDUNG 44: LASTFALL: LM1 (VOLL).....	25
ABBILDUNG 45: LASTFALL: LM1 (INNEN).....	25
ABBILDUNG 46: LASTFALL: LM1 (AUSSSEN).....	25
ABBILDUNG 47: KABELAUSFALL	25
ABBILDUNG 48: LASTFALL: WIND (QUER).....	26
ABBILDUNG 49: EINSTELLUNGEN: NICHTLINEARE STATISCHE BERECHNUNG (ULS)	27
ABBILDUNG 50: EINSTELLUNGEN: NICHTLINEARE STATISCHE BERECHNUNG (SLS).....	27
ABBILDUNG 51: UMHÜLLENDE MIN (ALLE ULS): NORMALKRAFT N_x IN DEN PYLONEN.....	28
ABBILDUNG 52: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): QUERKRAFT V_y IN DEN PYLONEN.....	28
ABBILDUNG 53: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): QUERKRAFT V_z IN DEN PYLONEN.....	29
ABBILDUNG 54: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): TORSION T_x IN DEN PYLONEN.....	29

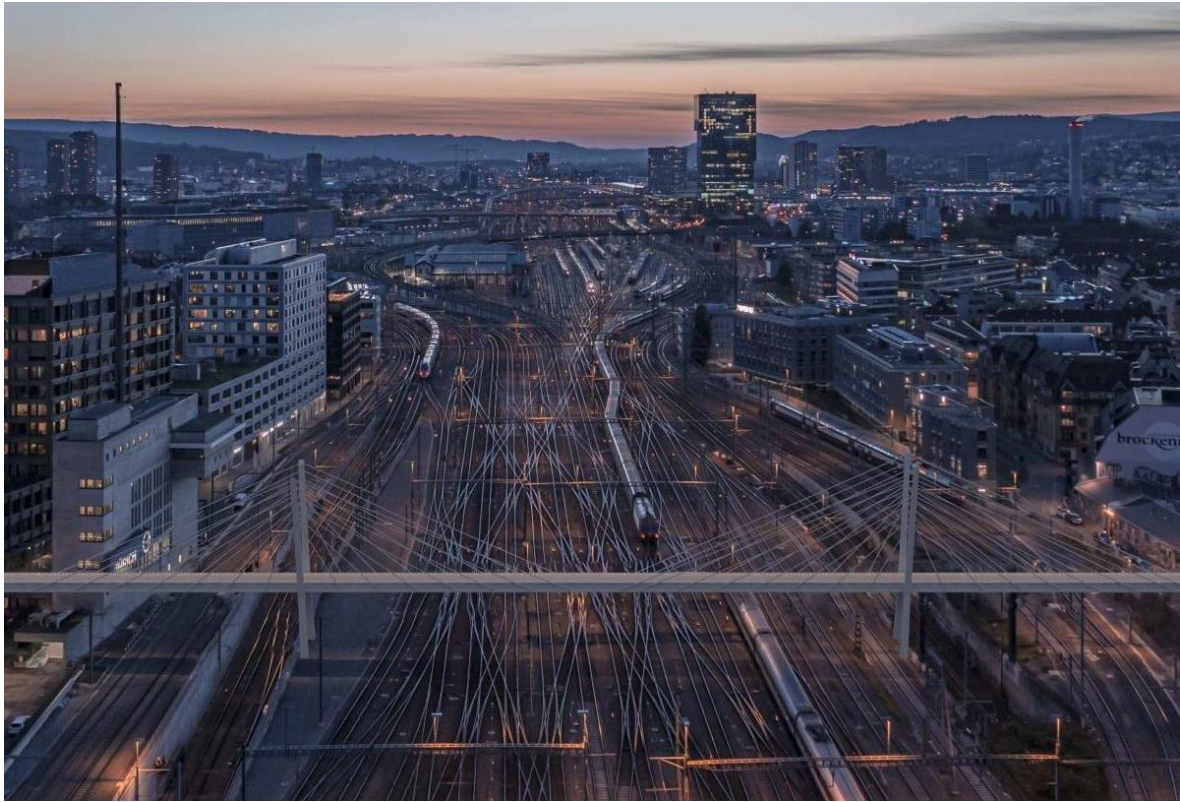
ABBILDUNG 55: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): BIEGEMOMENT M_y IN DEN PYLONEN	29
ABBILDUNG 56: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): BIEGEMOMENT M_z IN DEN PYLONEN	30
ABBILDUNG 57 BEZEICHNUNGEN: KNOTENAUFAGER	31
ABBILDUNG 58: MAXIMALE FLÄCHENAUFAGERKRÄFTE	31
ABBILDUNG 59: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): NORMALKRAFT N_x IN DEN QUERRIEGELN	32
ABBILDUNG 60: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): BIEGEMOMENT M_y IN DEN QUERRIEGELN	32
ABBILDUNG 61: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): QUERKRAFT V_z IN DEN QUERRIEGELN	32
ABBILDUNG 62: UMHÜLLENDE MAX (ALLE ULS): NORMALKRAFT N_x IN DEN LITZENKABELN	33
ABBILDUNG 63: UMHÜLLENDE MIN, MAX (ALLE ULS) : SPEZIFISCHES BIEGEMOMENT UM LOKALE Y-RICHTUNG M_x	34
ABBILDUNG 64: UMHÜLLENDE MIN, MAX (ALLE ULS): SPEZIFISCHES BIEGEMOMENT UM LOKALE X-RICHTUNG M_y	34
ABBILDUNG 65: UMHÜLLENDE MIN, MAX (ALLE ULS): SPEZIFISCHES TORSIONSMOMENT M_{xy}	34
ABBILDUNG 66: UMHÜLLENDE MIN, MAX (ALLE ULS): RESULTIERENDE SPEZIFISCHE SCHUBKRAFT V_{Rz}	34
ABBILDUNG 67: BEZEICHNUNGEN: KONSOLE	35
ABBILDUNG 68: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): NORMALKRAFT N_x IN DER KONSOLE 1.2	35
ABBILDUNG 69: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): BIEGEMOMENTE M_y IN DER KONSOLE 1.2	35
ABBILDUNG 70: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): QUERKRAFT V_z IN DER KONSOLE 1.2	35
ABBILDUNG 71: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): NORMALKRAFT N_x IM UNTERZUG 32	36
ABBILDUNG 72: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): BIEGEMOMENT M_y IM UNTERZUG 32	36
ABBILDUNG 73: UMHÜLLENDE MIN,MAX (ALLE ULS): QUERKRAFT V_z IM UNTERZUG 32	36
ABBILDUNG 74: UMHÜLLENDE MIN: SLS HÄUFIGE	37
ABBILDUNG 75: UMHÜLLENDE MAX: SLS HÄUFIGE	37
ABBILDUNG 76: UMHÜLLENDE MIN: SLS QUASI-STÄNDIG	37
ABBILDUNG 77: UMHÜLLENDE MAX: SLS QUASI-STÄNDIG	37
ABBILDUNG 78: M-N-INTERAKTION (OBEN)	40
ABBILDUNG 79: M-N-INTERAKTION (UNTEN)	41
ABBILDUNG 80: BEWEHRUNG: STÜTZE	52
ABBILDUNG 81: ANSCHLUSS: QUERRIEGEL AN STÜTZE	52
ABBILDUNG 82: BEWEHRUNG: QUERRIEGEL	53
ABBILDUNG 83: LÄNGSANSICHT BEWEHRUNG: QUERRIEGEL	53
ABBILDUNG 84: DETAIL: LITZENKABEL	54
ABBILDUNG 85: DETAIL: GABELVERANKERUNG	55
ABBILDUNG 86: VERANKERUNGSDetail IM SCHNITT	55
ABBILDUNG 87: VERANKERUNGSDetail IN DER ANSICHT	55
ABBILDUNG 88: BBR HiAm CONA GEWINDEKOPFVERANKERUNG	56
ABBILDUNG 89: VERANKERUNGSDetail: SCHRÄGKABEL – KONSOLE	56
ABBILDUNG 90: BEWEHRUNG: KONSOLE	57
ABBILDUNG 91: BEWEHRUNG: UNTERZUG	58
ABBILDUNG 92: AUFSICHT: AUF- UND ABGÄNGE	59
ABBILDUNG 93: ANSICHT: AUF- UND ABGÄNGE	59
ABBILDUNG 94: AUFSICHT: BRÜSTUNG	61
ABBILDUNG 95: SCHUTZNETZ	61
ABBILDUNG 96: ABBILDUNG: ENTWÄSSERUNGSRINNE	62

13 Anhang

Siehe Anhang D

Negrellisteg – Zürich

Wettbewerbsanalyse und Entwurf



Anhang

Bachelor-Thesis HS22

Hochschule Luzern Technik und Architektur

Horw, 03. Januar 2023

Autor:

Shpat Beqiri
Eichenstrasse 17
6015 Luzern

Dozent:

Dr. Stephan Gollob

Experte:

Dr. Axel Volkwein

Inhalt

Anhang A – Wettbewerbsanalyse.....	4
1 Stahlschuh: Negrellisteg.....	5
2 Bauteilabmessungen: Wurmloch.....	6
3 UHFB – Preis	7
Anhang B – Nutzungsvereinbarung.....	8
Anhang C – Projektbasis	9
4 Abmessungen: Bauteile.....	10
4.1 Pylon.....	10
4.2 Schrägstab.....	11
4.3 Konsole.....	11
4.4 Unterzug	12
5 Produkte.....	13
5.1 Schrägstab und Verankerung	13
6 Lastermittlung.....	14
6.1 Ständige Einwirkungen.....	14
6.1.1 Vorspannung Schrägstab	14
6.2 Veränderliche Einwirkungen.....	17
6.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen	19
6.3.1 Anprall.....	19
6.3.2 Erdbeben	21
7 Baugrundkennwerte	22
Anhang D – Technischer Bericht	23
8 Variantenstudium	24
8.1 Schrägstabbrücke.....	24
8.2 Stabbogenbrücke / Netzwerkbrücke.....	26
8.3 Hohlkastenbrücke	28
9 Modellierung.....	30
9.1 Laststellungen	30
9.1.1 Eigengewicht.....	30
9.1.2 Auflasten	30
9.1.3 Vorspannung.....	30
9.1.4 Nicht motorisierter Verkehr.....	31
9.1.5 Wind.....	33
9.1.6 Temperatur	33
9.1.7 Anprall.....	34
9.1.8 Erdbeben	35
10 Nachweise	36
10.1 Pylone.....	36

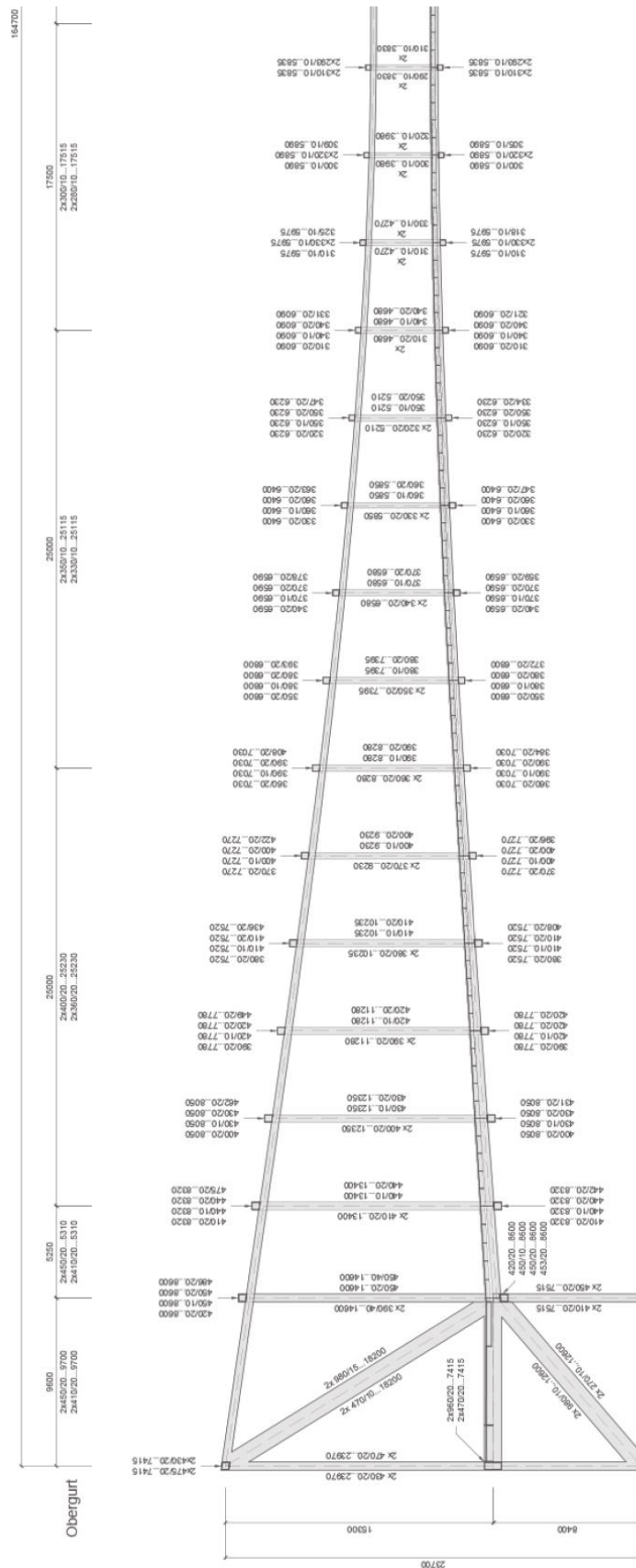
10.1.1	Nachweis: Knicken (oben).....	36
10.1.2	Nachweis: Knicken (unten).....	37
10.1.3	Nachweis: Querkraft.....	39
10.1.4	Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Pylon	40
10.1.5	Nachweis: Verankerung Schrägkabel – Pylon.....	41
10.2	Querriegel	42
10.2.1	Nachweis: Biegung (Zug oben)	42
10.2.2	Nachweis: Biegung (Zug unten)	43
10.2.3	Nachweis: Querkraft.....	44
10.3	Fundation	45
10.3.1	Nachweis: Tragfähigkeitsprobleme.....	45
10.4	Schrägkabel	46
10.4.1	Nachweis: Tragvermögen	46
10.5	Fahrbahn.....	47
10.5.1	Mindestbewehrung	47
10.5.2	Nachweis: Biegung	48
10.5.3	Nachweis Querkraft:.....	49
10.6	Konsole	50
10.6.1	Nachweis: Biegung	50
10.6.2	Nachweis: Querkraft.....	51
10.6.3	Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Konsole	52
10.6.4	Nachweis: Abscheren: Fahrbahnplatte – Konsole	53
10.7	Unterzug	54
10.7.1	Nachweis: Biegung (Zug oben)	54
10.7.2	Nachweis: Biegung (Zug unten)	55
10.7.3	Nachweis: Querkraft.....	56
10.8	Durchbiegungen.....	57

Anhang A – Wettbewerbsanalyse

1 Stahlschuh: Negrellisteg



2 Bauteilabmessungen: Wurmloch



3 UHFB – Preis

Oliver Imesch <oliver.imesch@holcim.com>

An: Beqiri Shpat TA.B.1801

Do, 08.12.2022 09:24

Guten Tag Herr Beqiri

Das ist natürlich ein sehr grosses Volumen und es stellt sich die Frage, ob UHFB hierfür das richtige Material ist, Preis/Leistung...

Der Kubikmeterpreis bewegt sich für so grosse Volumen bei circa 2'000 bis 2'500 CHF. Im 2017 waren es etwa 10 Prozent weniger.

Ich hoffe, ich kann Ihnen weiterhelfen und alles Gute für Ihre Bachelor-Thesis.

Freundliche Grüsse

Oliver Imesch
Business Developer & Sales Manager Ductal Airium
Holcim (Schweiz) AG
Hagenholzstrasse 83
8050 Zürich / Schweiz
Phone: +41 (0)79 889 28 59
Fax: +41 (0)58 850 65 08
oliver.imesch@holcim.com
www.holcim.ch

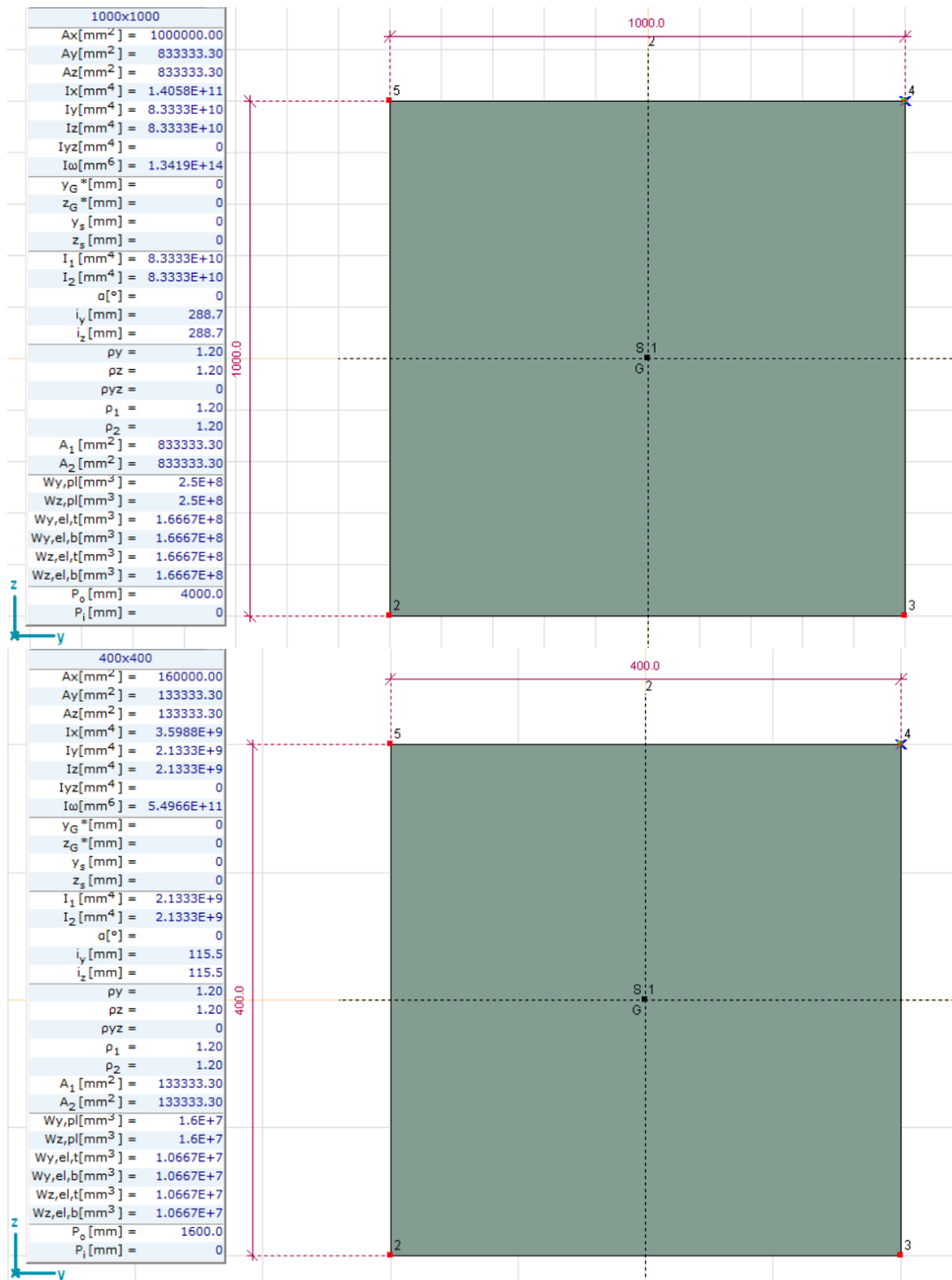
Anhang B – Nutzungsvereinbarung

-

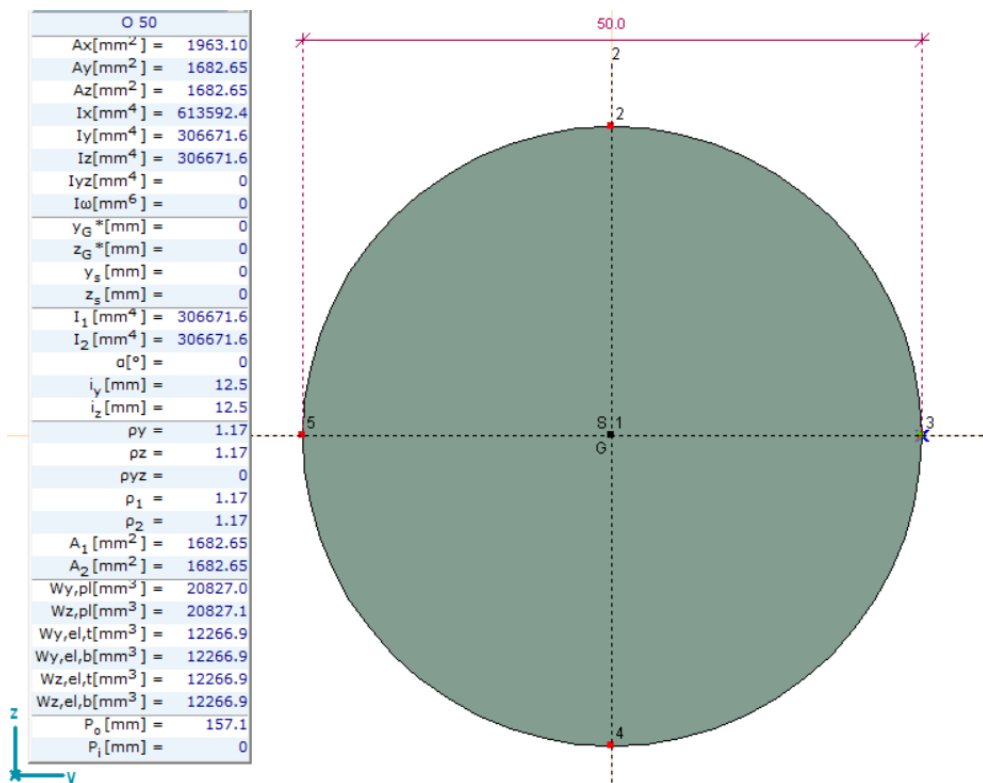
Anhang C – Projektbasis

4 Abmessungen: Bauteile

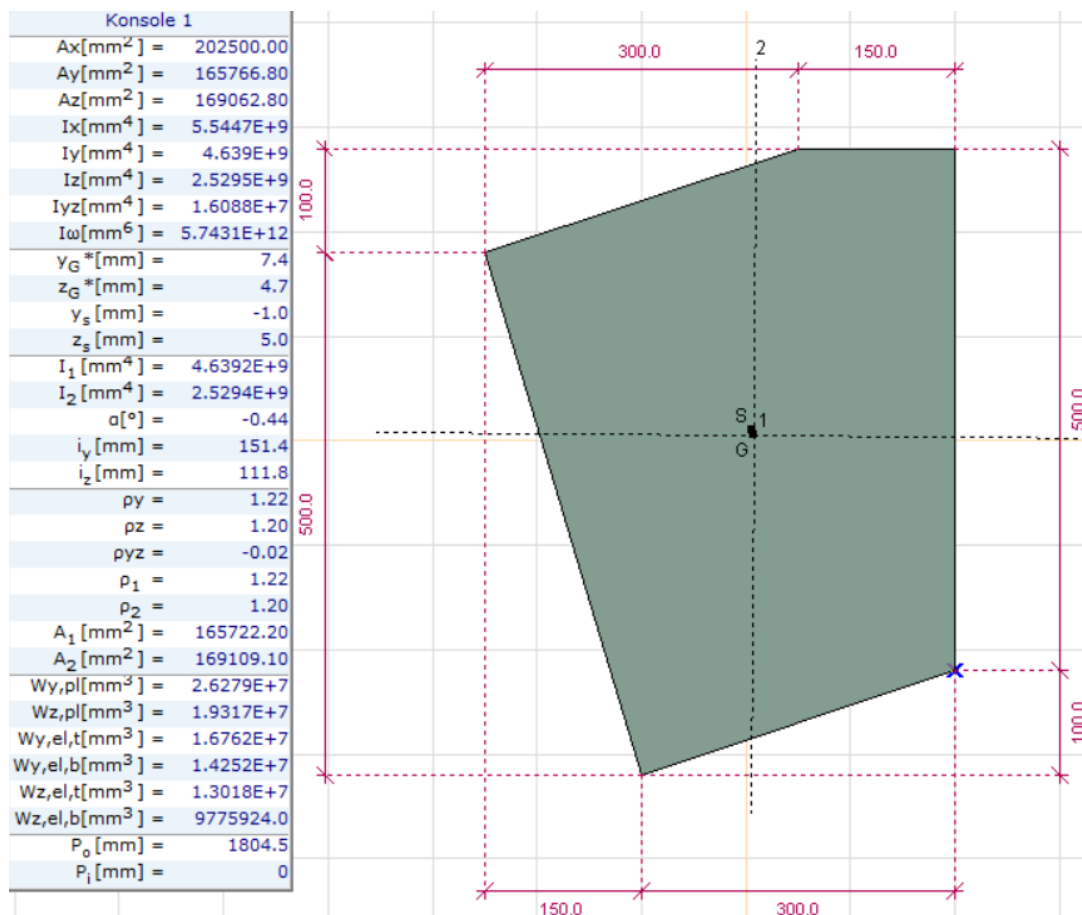
4.1 Pylon



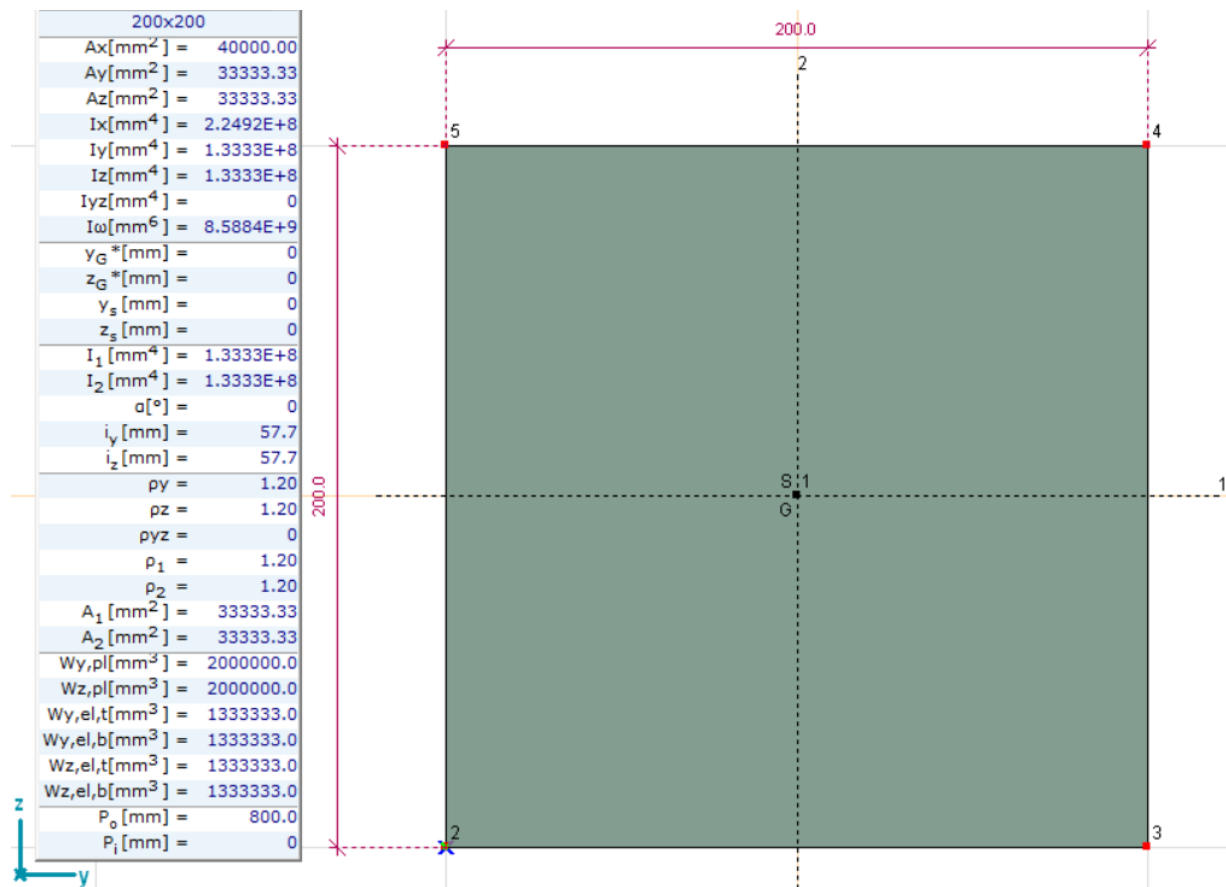
4.2 Schrägkabel



4.3 Konsole



4.4 Unterzug



5 Produkte

5.1 Schrägkabel und Verankerung

Tabelle 1. BBR HiAm CONA Technische Daten

BBR HiAm CONA	Typ			001 06	002 06	003 06	004 06	007 06	012 06	013 06
	Anzahl der Litzen ¹	n		1	2	3	4	7	12	13
	Bruchlast ²		[kN]	279	558	837	1,116	1,953	3,348	3,627
Standard-Schrägseilrohr	Standarddurchmesser	SPD	[mm]	-	50	63	63	90	110	110
	Wandstärke	SPT	[mm]	-	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Kompaktes Schrägseilrohr	Standarddurchmesser	SPD	[mm]	-	50.0	50.0	63.0	90.0	90.0	110.0
	Wandstärke	SPT	[mm]	-	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Gewindekopf- und Standard-Kopfverankerung Uni Head ³	Höhe	ANH	[mm]	45	55	55	65	65	75	75
	Durchmesser	AND	[mm]	80	115	140	155	180	215	230
	Länge	SKL	[mm]	485	535	585	685	735	735	735
Kopfverankerung mit kurzem Ankerzylinder Short Socket Uni Head	Höhe	ANH	[mm]	100	100	100	100	105	105	105
	Durchmesser	AND	[mm]	78	115	127	135	166	200	217
	Länge	SKL	[mm]	225	225	225	225	225	225	225
Geführter Deviator ⁴	Abstand vom Ankerzylinder	GDL	[mm]	240	240	275	335	475	720	820
Freier Deviator ⁴	Abstand vom Ankerzylinder	DVL	[mm]	-	270	310	380	535	820	930
Schwingungsdämpfer ^{4,10}	Abstand vom Ankerzylinder	SDL	[mm]	1,285	1,465	1,495	1,555	1,685	1,890	1,930
Öffnung	Standard	OPD	[mm]	68	98	121	133	148	183	198
	Kurzer Ankerzylinder	OPD	[mm]	63	97	103	109	129	168	180
	Kompakt ⁵	OPD	[mm]	63	91	102	110	130	165	178
Gewicht	Schrägseil	m _s	[kg/m]	1.3	3.4	4.7	6.0	10.3	17.1	18.4

Tabelle 2. BBR HiAm CONA Gabelverankerung Technische Daten

BBR HiAm CONA	Typ			002 06	003 06	004 06	007 06	012 06	013 06
Gabelverankerung	Anzahl Litzen	n		2	3	4	7	12	13
	Bruchlast		[kN]	558	837	1,116	1,953	3,348	3,627
Verankerung ¹	Öffnung Durchmesser	CPO	[mm]	55	66	74	94	121	124
	Dicke	CPT	[mm]	30	37	43	57	74	77
	Abstand Vorderseite	OFD	[mm]	112	131	147	186	238	244

6 Lastermittlung

6.1 Ständige Einwirkungen

6.1.1 Vorspannung Schrägkabel

Vorspannung Schrägkabel (35-35) ①

Bei einer Vorspannung ergibt sich unter ständigen Lasten die Momentenlinie eines Durchlaufträgers (nach Christian messen)

gBaustrung
gKonsolle
gBelag
gFahrbahnplatte
gUnterzug

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15
* 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 5 * 2.5
* 35 * 35 * 7.5 *

$g_{\text{Baustrung}} = 2 \cdot 0.5 \text{ kN/m} = 1 \text{ kN/m}$

$g_{\text{Belag}} = 24 \cdot 4 \cdot 0.08 = 7.68 \rightarrow 7.7 \text{ kN/m}$; $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3 = \text{Gussasphalt (SIA 261 Tab. A)}$

$g_{\text{Fahrbahnplatte}} = 25 \cdot 4 \cdot \frac{0.22 + 0.26}{2} = 24 \text{ kN/m}$; $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

$g_{\text{Konsolle}} = 25 \cdot 2 \cdot \frac{202500}{106} \rightarrow \text{Axis} = 10.125 \rightarrow 10.2 \text{ kN/m}$

$g_{\text{Unterzug}} = 25 \cdot 4 \cdot 0.2 \cdot 0.2 = 4 \text{ kN}$ $g_{\text{Unterzug als Linienlast}} = 15 \cdot 4 \cdot \frac{1}{72.5} = 0.83 \text{ kN/m}$

$g_k = 1 + 7.7 + 24 + 10.2 = 42.9 \text{ kN}$

$g_{\text{Unterzug als Einzellast}}$

Auflager 1
 $R_{z1} = 42.9 \cdot 2.5 + 4 = 111.25 \text{ kN} \rightarrow \text{Pro Kabel} = 0.5 \cdot R_{z1} = 55.625 = 55.7 \text{ kN}$

Auflager 2-15
 $R_z = 42.9 \cdot 5 + 4 = 218.5 \rightarrow \text{Pro Kabel} = 0.5 \cdot R_z = 109.25 = 110 \text{ kN}$

Vergleich mit AxisVM
 $R_{z1} = 45 \text{ kN}$ $R_{z2} = 120 \text{ kN}$ $R_{z3} = 105 \text{ kN}$ $R_{z4} = 109 \text{ kN}$

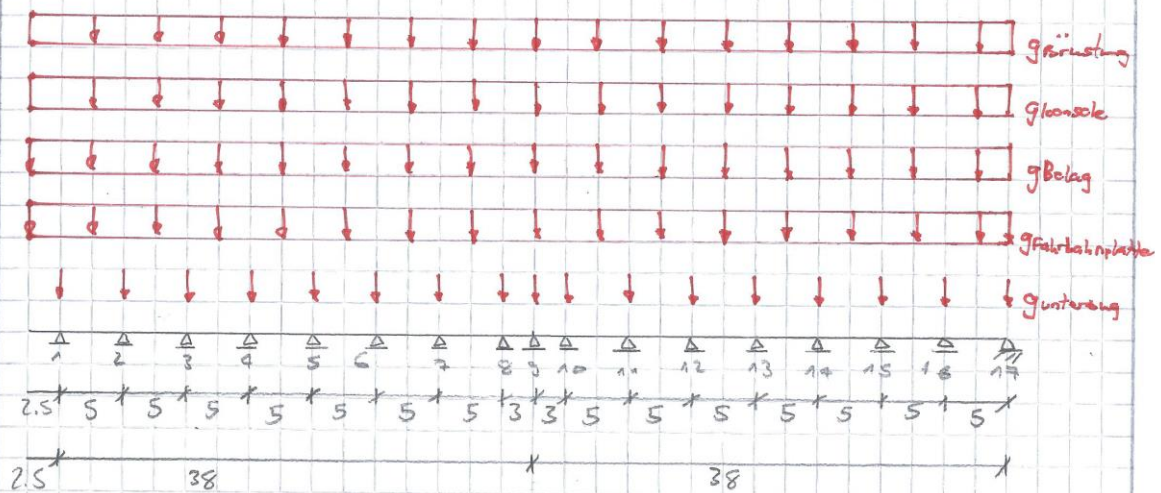
Abweichungen in den ersten zwei Kabeln $\rightarrow R_{z2}$ aus dem Axis ist Messgebend

Grund für die Abweichung ist die Momentenlinie ~~oder~~ statt ~~oder~~

Druck- & Kabelkräfte im Excel

Verspannung Schrägkegel (38-38)

Die Lasten & Bedingungen bleiben dieselben wie bei (35-35)



gBrüstung = 1 kN/m^2

$$q_{\text{Belag}} = 7.7 \text{ kN/m}^1$$

g fahrbahnplatte = 24 kN/m

$$q_{\text{Konsol}} = 10.2 \text{ kN/m}$$

gunterung = 4 kN gunterung als Linienlast $g_k = 17 \cdot 4 \cdot \frac{1}{78.5} = 0.87 \text{ kN/m}$

$$q_k = 42.7 \text{ kN/m}^2$$

Querkraft = 4 kN als Einzelkraft

Auflagen 1-7 & 11-16

$$\underline{R_z = 218,5 \text{ kN}} \rightarrow \text{pro Kabel} = 110 \text{ kN}$$

Auflager 17

$$\underline{R_{Z17}} = 111.25 \text{ kN} \rightarrow \text{pro Kabel} = 55.7 \text{ kN}$$

Anlagen 8 & 10

$$R_{28,10} = 42.9 \cdot (2.5 + 1.5) + 4 = 175.6 \rightarrow \text{pro Kabel} = C.S.R. = 87.8 \text{ W}$$

Auflager 9

$$R_{2y} = 42.9 \cdot (3) + 4 = 132.7 \rightarrow \text{pro Kabel} = 0.5 \cdot R_{2y} = 66.4 \text{ kN}$$

Vergleich mit AxisVM

$$R_{27} = 45 \text{ kN} \quad R_{216} = 120 \text{ kN} \quad R_{28,10} = 92 \text{ kN}$$

R_{Z10} , R_{Z8} & R_{Z10} sind massgebend aus dem Axis

Druck- & Kabelkräfte im Excel

Vorspannung Feld (35 - 35)							
Nummerierung von Aussen nach Innen							
Höhe (m)	Länge (m)	Alpha (in Rad)	Alpha (°)	Rz (kN)	Rx (kN)	Rkabel (kN)	Rkabel gerundet (kN)
15.8	35	0.42	24.30	57	126.27	138.54	139.00
14.8	30	0.46	26.26	120	243.24	271.23	272.00
13.8	25	0.50	28.90	110	199.28	227.62	228.00
12.8	20	0.57	32.62	110	171.88	204.06	205.00
11.8	15	0.67	38.19	110	139.83	177.91	178.00
10.8	10	0.82	47.20	110	101.85	149.91	150.00
9.8	5	1.10	62.97	110	56.12	123.49	124.00
-	-	-	-	-	-	-	-
9.8	5	1.10	62.97	110	56.12	123.49	124.00
10.8	10	0.82	47.20	110	101.85	149.91	150.00
11.8	15	0.67	38.19	110	139.83	177.91	178.00
12.8	20	0.57	32.62	110	171.88	204.06	205.00
13.8	25	0.50	28.90	110	199.28	227.62	228.00
14.8	30	0.46	26.26	110	222.97	248.63	249.00
15.8	35	0.42	24.30	110	243.67	267.35	268.00

Vorspannung Feld (38 - 38)							
Nummerierung von Innen nach Aussen							
Höhe (m)	Länge (m)	Alpha (in Rad)	Alpha (°)	Rz (kN)	Rx (kN)	Rkabel (kN)	Rkabel gerundet (kN)
17.2	38	0.43	24.35	110	243.02	266.76	267.00
16.2	33	0.46	26.15	110	224.07	249.62	250.00
15.2	28	0.50	28.50	110	202.63	230.56	231.00
14.2	23	0.55	31.69	110	178.17	209.39	210.00
13.2	18	0.63	36.25	110	150.00	186.01	187.00
12.2	13	0.75	43.18	110	117.21	160.74	161.00
11.2	8	0.95	54.46	110	78.57	135.18	136.00
10.2	3	1.28	73.61	92	27.06	95.90	96.00
-	-	-	-	-	-	-	-
10.2	3	1.28	73.61	92	27.06	95.90	96.00
11.2	8	0.95	54.46	110	78.57	135.18	136.00
12.2	13	0.75	43.18	110	117.21	160.74	161.00
13.2	18	0.63	36.25	110	150.00	186.01	187.00
14.2	23	0.55	31.69	110	178.17	209.39	210.00
15.2	28	0.50	28.50	110	202.63	230.56	231.00
16.2	33	0.46	26.15	120	244.44	272.31	273.00
17.2	38	0.43	24.35	56	123.72	135.80	136.00

6.2 Veränderliche Einwirkungen

Veränderliche Einwirkung: Wind nach SIA 261:2020 Kap. 6 1

Standdruck q_p :

$$q_p = C_n \cdot q_{p0} \quad (11)$$

$$q_{p0} = 0.9 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Anhang E})$$

$$C_n = 1.6 \cdot \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0.375 \right]^2 \quad (12)$$

Geländekategorie IIa (Tab. 4)

$$z_g = 380 \text{ m} \quad \alpha_r = 0.19$$

Brückenhöhe $z = 10 \text{ m}$

Profilbeiwert c_h

$$C_n = 1.6 \cdot \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0.375 \right]^2 = 1.6 \cdot \left[\left(\frac{10}{380} \right)^{0.19} + 0.375 \right]^2 = 1.23$$

$$\underline{q_p = C_n \cdot q_{p0} = 0.9 \cdot 1.23 = 1.11 \text{ kN/m}^2}$$

Bestimmung Windkräfte

$$Q_k = C_{red} \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad C_{red} = 1.0 \quad (6.3.2)$$

Pylone:

$$C_d = 1.0 \text{ wenn } \frac{m \cdot \xi}{\rho \cdot d^2} > 1.9 \quad (\text{SIA 261/1:2020 Kap. 10.2.2})$$

$$m = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m}^2 = 2500 \text{ kg/m} \quad ; \quad \xi = 0.015 \text{ gemäss SIA 261/1:2020 Tabelle 18 für gerissene Stahlbetonbrücken}$$

$$\rho = 1.2 \text{ kg/m}^3 \quad d = 1 \text{ m}$$

$$\frac{m \cdot \xi}{\rho \cdot d^2} = \frac{2500 \cdot 0.015}{1.2 \cdot 1^2} = 31.25 > 1.9 \rightarrow C_d = 1.0$$

$C_f \Rightarrow$ Tab. 606 SIA 261:2020

mit $\psi = 0^\circ$ beträgt $c_{f1} = 1.25$

$$\underline{Q_k = C_{red} \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p \cdot A_{ref} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 1.11 \cdot 1 \text{ m} = 1.3875 = 1.4 \text{ kN/m}}$$

Veränderliche Einwirkung: Wind nach SIA 261:2020 Kap. 6 Fortsetzung 2

Bestimmung Windkräfte

$$Q_k = c_{red} \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad c_{red} = 1.0 \quad (6.3.2)$$

Fahrbahn

$$c_d = 1.0 \text{ wenn } \frac{m \cdot \xi}{p \cdot d^2} > 1.9 \quad (SIA 261/1:2020 10.2.2)$$

m aus der Vorspannungsberechnung $= 42 \text{ kN/m} \hat{=} 4250 \text{ kg/m}$

$\xi = 0.015$ gemäss SIA 261/1:2020 Tabelle 18 für gerisse Stahlbetonbrücken

$p = 1.2 \text{ kg/m}^3$; $d = 0.3 \text{ m}$ $\rightarrow$ konservativer Ansatz

$$\frac{m \cdot \xi}{p \cdot d^2} = \frac{4250 \cdot 0.015}{1.2 \cdot (0.3)^2} = 595.8 > 1.9 \rightarrow c_d = 1.0$$

$c_f \rightarrow$ Tabelle 61 SIA 261:2020

$$\frac{h}{b} = \frac{(0.28 + 0.2)}{4} = 0.12$$

$$\frac{h_m}{b} = \frac{1.1}{4} = 0.275 \quad \text{mit } \theta_1 = 0^\circ \text{ beträgt} \quad c_{f1} = 0.91$$

$c_{f2} = -0.01 \rightarrow$ Vernachlässigbar

$$Q_k = c_{red} \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.91 \cdot 1.11 \cdot (1.1 + 0.28 + 0.2) = 1.596 \text{ kN/m}$$

$\rightarrow 1.6 \text{ kN/m}$

6.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

6.3.1 Anprall

Anprall von Strassenfahrzeugen:

Aussergewöhnliche Einwirkungen: Anprall nach 261:2020 Kap. 14

Anprall von Strassenfahrzeugen: (14.2)

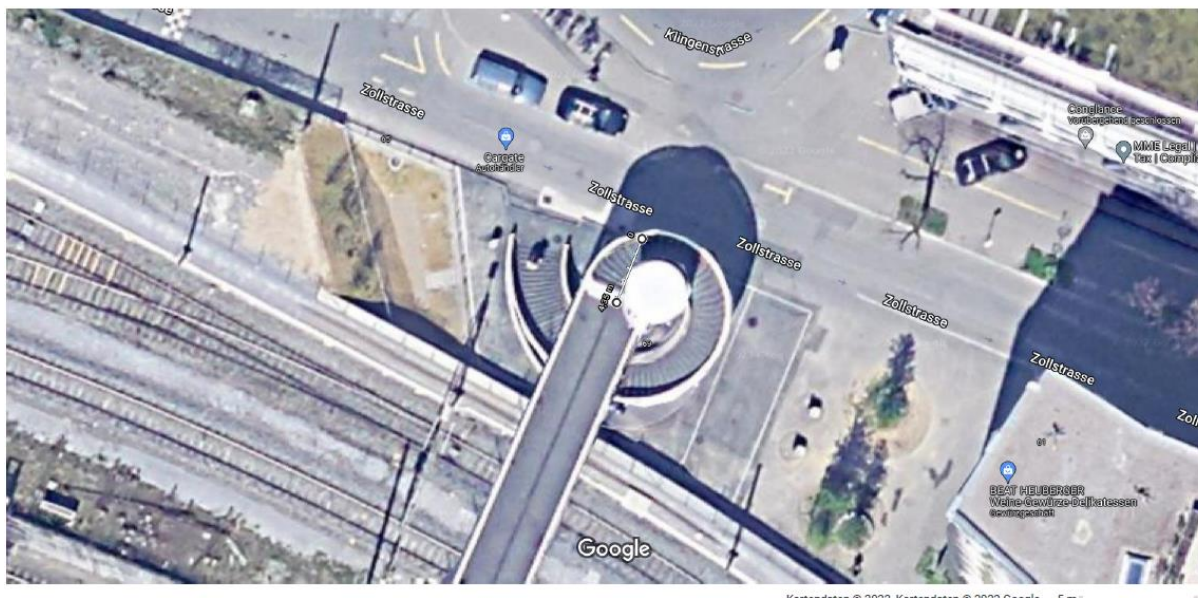
Gemäss Kapitel 14.2.1 ist der Anprall von Strassenfahrzeugen nur zu berücksichtigen wenn das Tragwerk innerorts höher als 3m ist.

$l = 4.35m \geq 3m \rightarrow$ Nw nicht erforderlich.

24.12.22, 12:26

Google Maps

Google Maps



Kartendaten © 2022, Kartendaten © 2022 Google 5 m

Entfernung messen
Entfernung gesamt: 4,35 m (14,28 ft)

Anprall von Schienenfahrzeugen:

Anprall von Schienenfahrzeugen: (14.3)

Ausbaugeschwindigkeit = 30 km/h; Der minimale Weichendistanz mit der Geschwindigkeit v beträgt $l_{cr} = v^2/80 = 30^2/80 = 11.25 \text{ m}$
 $l = 15.21 \text{ m} > 11.25 \text{ m} \rightarrow l_{cr} \rightarrow$ somit dürfen die Bemessungswerte aus der Tabelle 23 entnommen werden.

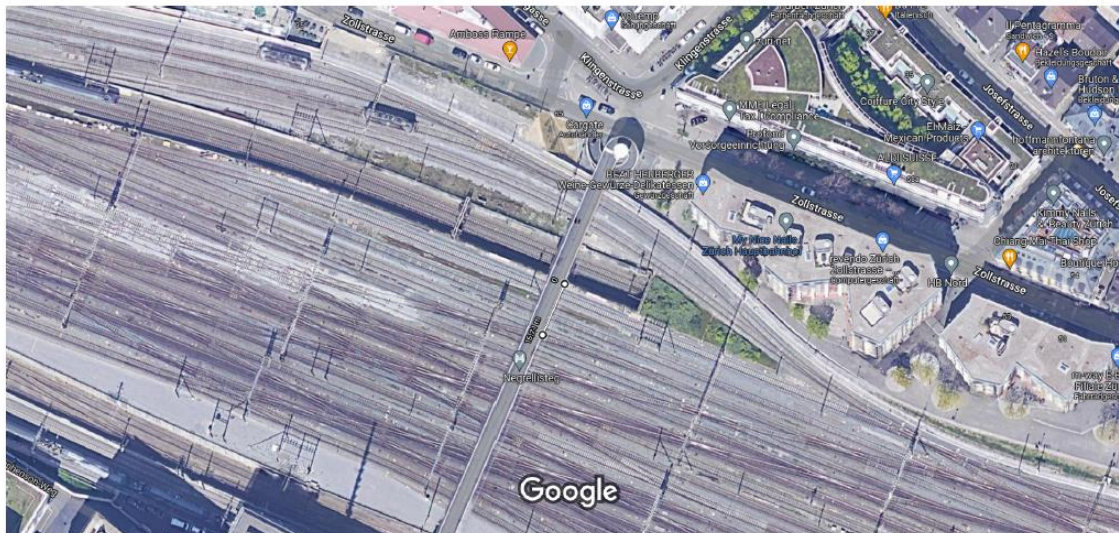
Höhe der Einzelkraft: 1.8 m (14.3.4)

$Q_{dx} = 4000 \text{ kN}$ & $Q_{dy} = 1500 \text{ kN}$ dürfen gemäss 14.3.4 um 50% reduziert werden wenn die Ausbaugeschwindigkeit $\leq 40 \text{ km/h}$ beträgt
 Die Werte betragen:
 $Q_{dx} = 2000 \text{ kN}$ $Q_{dy} = 1500 \text{ kN}$

05.11.22, 10:59

Google Maps

Google Maps



Bilder © 2022 CNES / Airbus, Maxar Technologies, Kartendaten © 2022 Google

20 m

Entfernung messen

Entfernung gesamt: 15,21 m (49,89 ft)

6.3.2 Erdbeben

Ausgewählte Einwirkungen: Erdbeben mit dem Ersatzkraftverfahren nach SIA 261:2010 16.5.2

Steifigkeit der Brücke:

$$\text{Steifigkeit} = \frac{\text{Kraft}}{\text{Verformung}}$$

Kraftensatz: $F_x = 1000 \text{ kN}; F_y = 1000 \text{ kN}$ in Brückenmitte

Verformungen aus $F_x \rightarrow e_x = 415 \text{ mm}$
 $F_y \rightarrow e_y = 68 \text{ mm}$

$$\text{Steifigkeit}_x = \frac{1000}{0.415} = 2409.64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Steifigkeit}_y = \frac{1000}{0.068} = 14705.9 \text{ kN/m}$$

Masse des Brückenträgers (aus der Vorspannungsrechnung):

Träger $(g_k + \frac{q_{1k} + q_{2k}}{2}) \cdot L = (42.9 + \frac{0.83 + 0.87}{2}) \cdot 151 \text{ m} = 6606.25 \text{ kN}$ (Aus Vorspannungsrechn.)

Pylon $8 \cdot 1 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot (\sqrt{1^2 + 8.4^2}) + 2 \cdot 1 \text{ m}^2 \cdot 25 \cdot 16.35 \text{ m} + 2 \cdot 1 \text{ m}^2 \cdot 25 \cdot 17.72 + 4 \cdot 0.4^2 \cdot 54 \cdot 25 = 3481.76 \text{ kN}$

Kabel 276.7 kN (Aus Axis) $m = 6606.25 + 3481.76 + 276.7 = 10364.7 \text{ kN}$ Berechnung Schwingzeit

$$T = \frac{1}{f} \quad f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$f_x = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_x}{m}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{2409.64}{10364.7}} = 0.076 \text{ Hz} \rightarrow T_x = \frac{1}{f_x} = \frac{1}{0.076} = 13.03 \text{ s}$$

$$f_y = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_y}{m}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{14705.9}{10364.7}} = 0.19 \text{ Hz} \rightarrow T_y = \frac{1}{f_y} = \frac{1}{0.19} = 5.27 \text{ s}$$

$T_0 \leq T_x \rightarrow$ Gleichung 34 $\gamma_f = 1.2$ da Umweltschäden möglich sind

$$S_{dx} = 2.5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_0 \cdot T_0}{T_x^2 \cdot a} \geq 0.1 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g}$$

$$= 2.5 \cdot 1.2 \cdot \frac{0.6}{10} \cdot 1.2 \cdot \frac{0.35 \cdot 2.0}{13.03^2 \cdot 2} \geq 0.1 \cdot 1.2 \cdot \frac{0.6}{10}$$

$$0.000445 \geq 0.0072$$

$T_0 \leq T_y \rightarrow$ Gleichung 34 $\rightarrow S_{dx} = 0.0072$

$$S_{dy} = 2.5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_0 \cdot T_0}{T_y^2 \cdot a} \geq 0.1 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g}$$

$$= 2.5 \cdot 1.2 \cdot \frac{0.6}{10} \cdot 1.2 \cdot \frac{0.35 \cdot 2.0}{5.27^2 \cdot 2} \geq 0.1 \cdot 1.2 \cdot \frac{0.6}{10}$$

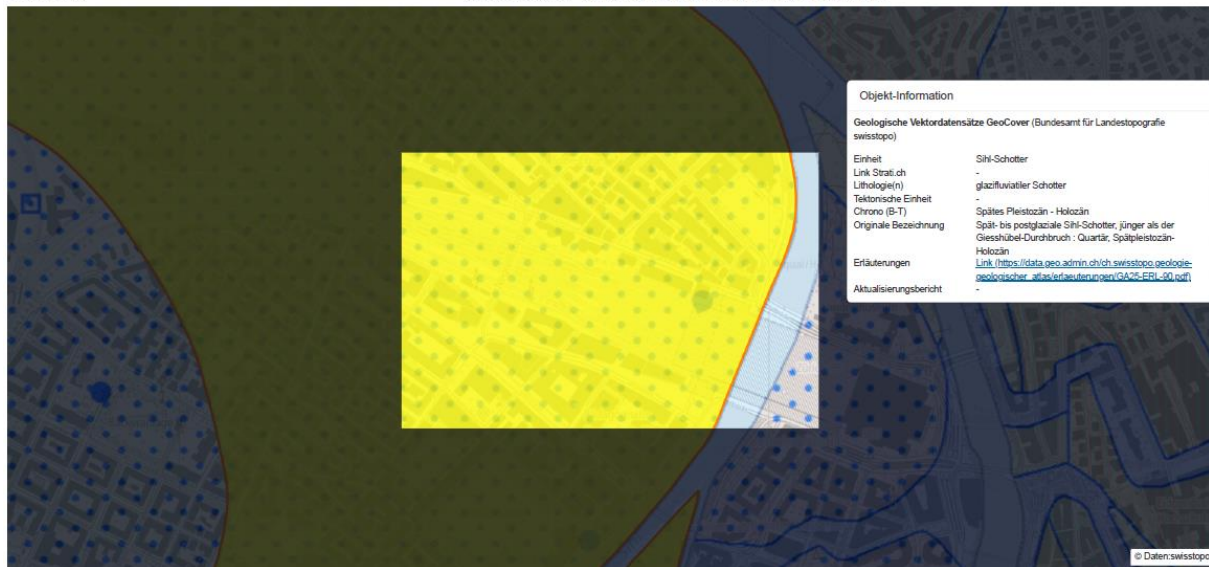
$$0.002722 \geq 0.0072$$
 $\rightarrow S_{dy} = 0.0072$

$F_{dx} = F_{dy} = S_d \cdot m = 0.0072 \cdot 10364.7 \text{ kN} = 74.6259 \rightarrow \underline{\underline{74.7 \text{ kN}}}$

7 Baugrundkennwerte

05.11.22, 11:36

Karten der Schweiz - Schweizerische Eidgenossenschaft - map.geo.admin.ch



Erweiterung Spital + Reha Uster, Brunnenstrasse 42, Uster / ZH
 Geologisch-geotechnischer Bericht

7. Oktober 2016

Tabelle 2: Baugrundwerte für ungestörte Verhältnisse
 (geschätzte Mittelwerte X_m , in Klammer Extremwerte X_{extr})

Bodenbeschreibung	Raumlast	Kohäsion	Reibungs- winkel	Zusammendrückungsmodul	
				Erstbelastung	Wiederbelast.
	γ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	M_E [MN/m ²]	$M_{E'}$ [MN/m ²]
künstliche Auffüllungen / Oberflächenschichten					
– Kieskoffer	20	0	(32) 35	(30) 40	120
– siltig-sandig	19	0	(24) 26	–	–
– tonig-siltig	19	(1) 2	(22) 24	–	–
Schotter					
– siltig-sandiger Kies	20.5	0	(34) 36	(40) 50	150
Moräne					
– tonig-siltiger, sandiger Kies mit Steinen und Blöcken	22	(5) 10	(31) 33	(50) 70	210
Seeablagerungen					
– leicht toniger Silt und Sand	22	(1) 3	(30) 32	(50) 70	210

Umrechnung Einheiten:

 $1 \text{ kN/m}^3 = 0.1 \text{ t/m}^3 \quad 1 \text{ kN/m}^2 = 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.01 \text{ kg/cm}^2 \quad 1 \text{ MN/m}^2 = 100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$
Für die Bestimmung der charakteristischen Werte X_k kann folgende Formel verwendet werden:

$$X_k = X_m - \alpha (X_m - X_{extr})$$

Faktor für Zuverlässigkeit α : $\alpha = 0.40$ für Kohäsion c' (berechneter Wert ist auf die ganze Zahl abzurunden) $\alpha = 0.20$ für übrige Parameter

Anhang D – Technischer Bericht

8 Variantenstudium

8.1 Schrägkabelbrücke



Objekt-Nr: Seite: 1

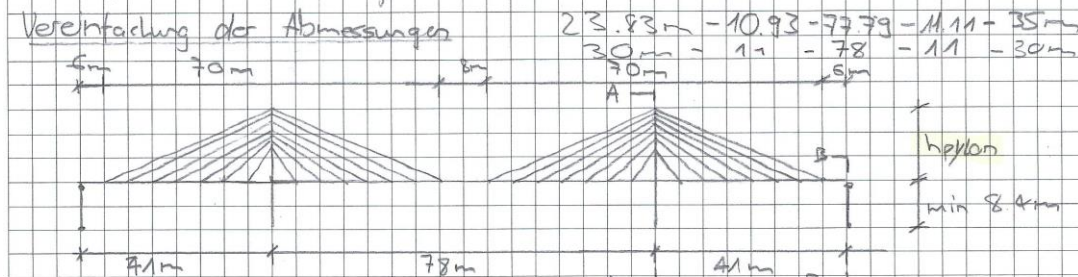
Objektbezeichnung: Entwurf

Schrägseilbrücke

Datum: Visum:

Schrägseilbrücke (Schrägkabelbrücke)

Vereinfachung der Abmessungen



Höhe der Pylonen: (gemäss Holger Svensson, Schrägkabelbrücken - 40 Jahre Erfahrung weltweit (2011), Kap. 1.1.2.3)

Optimierungsuntersuchungen zeigen, dass eine Höhe des Pylonen über der Brückenfahrbahn von rund $\frac{1}{5}$ der Spannweite der Hauptöffnung in wirtschaftlicher Hinsicht zweckmässig ist.

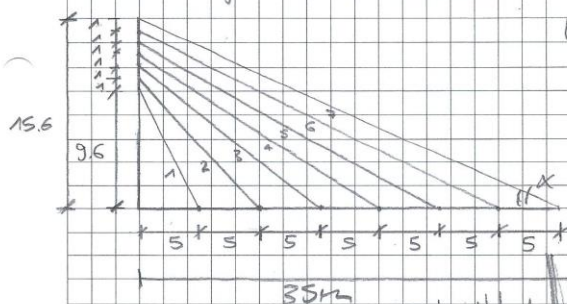
$$h_{\text{pylon}} = \frac{1}{5} \cdot 78 \text{ m} = 15.6 \text{ m}$$

Ein reines Fächersystem ist ungünstig für Wartungsarbeiten (aufgrund von Platzmangel) (Holger Svensson - , Kap. 1.1.2.1)

Somit wird hier ein Halbfächersystem gewählt (oder auch Bündel)

Gemäss Karsten Geisler (1.3.8.4) darf die kleinste Steigung 20° betragen.

Anordnung: Seile (Kabel)



Flachstes Seil

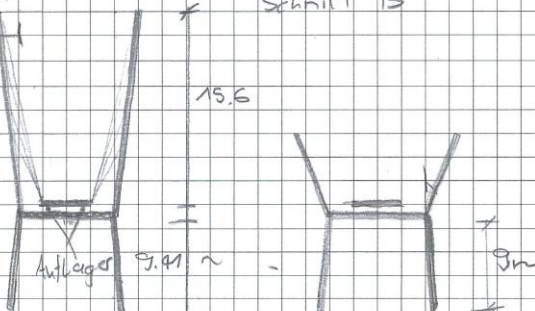
$$\tan(\alpha) = \frac{15.6}{35} \rightarrow \alpha = \arctan\left(\frac{15.6}{35}\right) = 24^\circ$$

$$24^\circ > 20^\circ \quad \checkmark$$

4x dieselbe Anordnung
Schnitt B

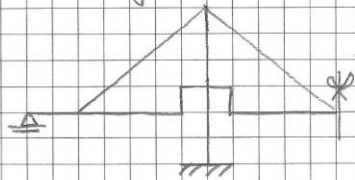
Fahrbahn als
- Traggrosschnitt
- Betonplatte
- Hohlkasten

Schnitt A



Schrägseilbrücke mit Doppelpylonen

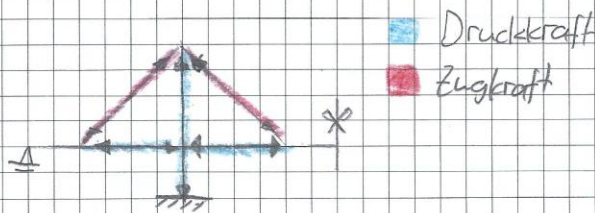
Lagerung der Brücke (Hölger Svensson Tab 1.2)



Schwimmender Brückenbalken:

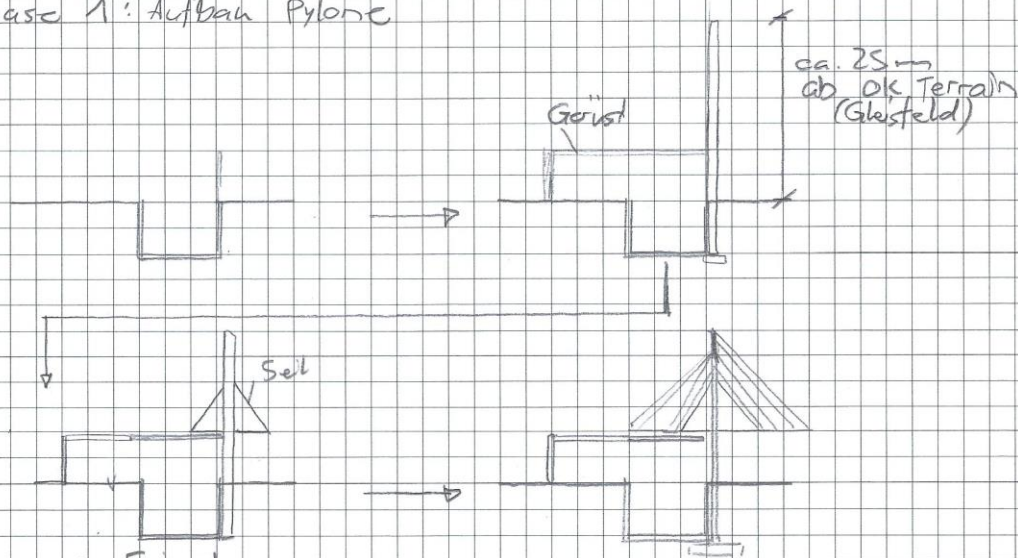
frei verformbar bei Temperaturänderung
Ableitung der Bremskräfte über Kabel
& Pylonen.

Kraftfluss



Bauprozess

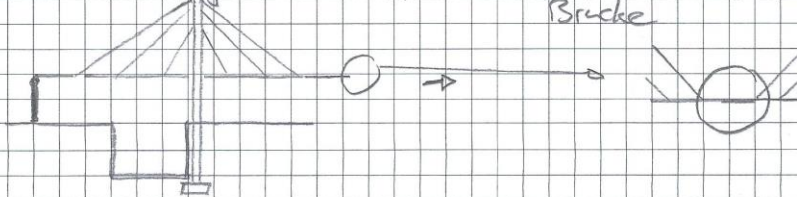
Phase 1: Aufbau Pylone



Phase 2: Freivorbau

Phase 3: Verbindung mit Aussenstütze

Phase 4: Verbindung mit restlicher Brücke



8.2 Stabbogenbrücke / Netzwerkbrücke

Objekt-Nr: Seite: 1

Objektbezeichnung: Entwurf
Stabbogenbrücke

Datum: Visum:

Stabbogenbrücke (Langerscher Balken), Netzwerkbrücke

Vereinfachung der Abmessungen



In der Regel liegt die Konstruktionshöhe von Stabbogenbrücken in Bogenmitte bei $\frac{1}{5} - \frac{1}{6}$ der Stützhöhe (Kap 2, 5.8)

$$h_{\text{Bogen}} = \frac{1}{5} \cdot 78 \text{ m} = 14,18 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6} \cdot 78 \text{ m} = 13 \text{ m} \rightarrow \text{1. Annahme Bogenhöhe } h = 14 \text{ m}$$

Ausstattung der Bögen:

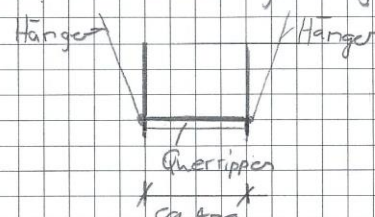
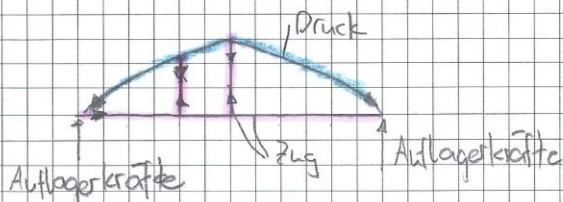


Querträger, Fahrbahn & Verstärkungsträger → Trogquerschnitt

Trogquerschnitt sollte aus Baustahl bestehen da die Fahrbahn auf Zug beansprucht wird.

Trogquerschnitt ist auch für die äusseren felder günstig. Da der QS sehr Biegesteif ist.

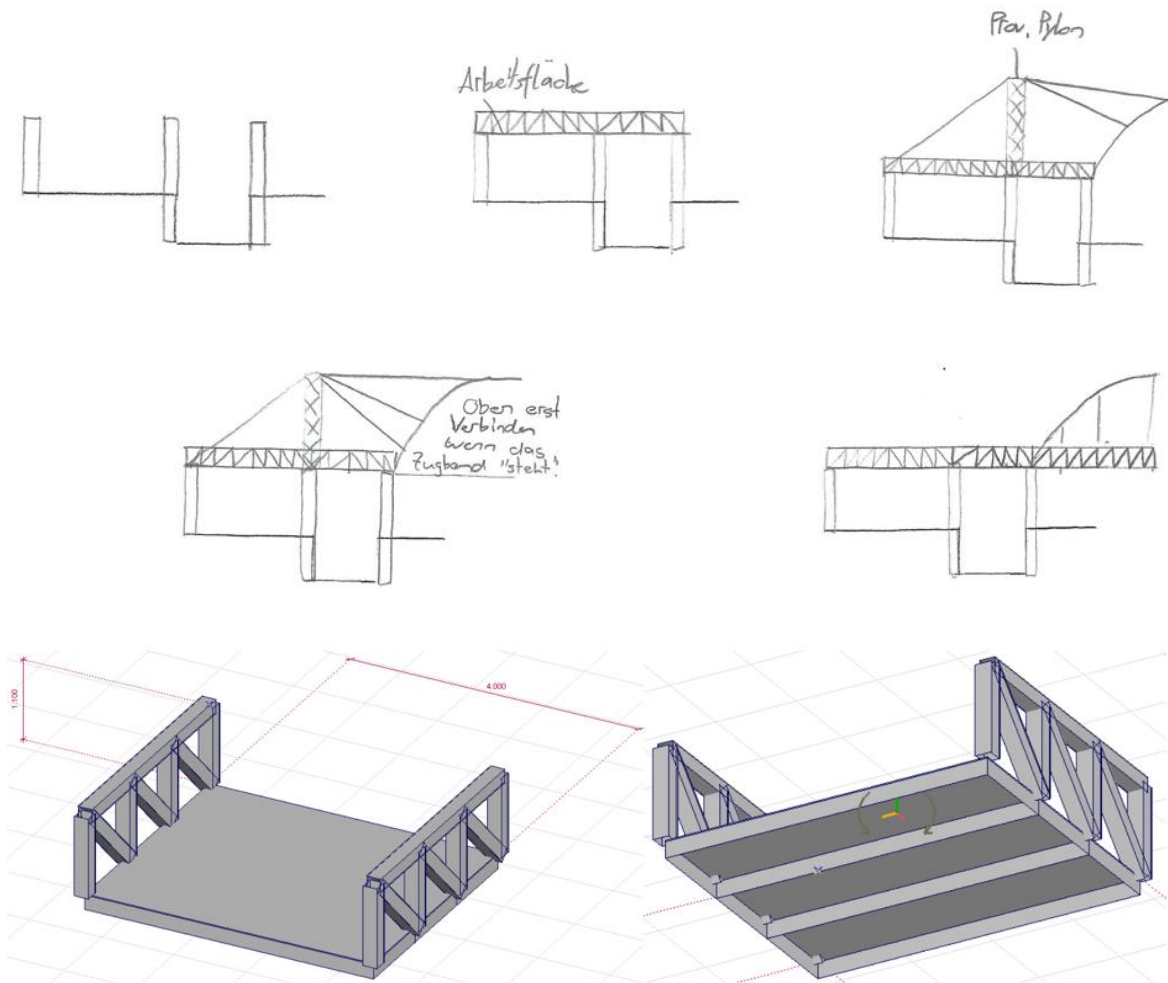
Kraftfluss: Langerscher Balken



Bei Bedarf kann der Trogquerschnitt reduziert werden jedoch wird eine AnNetzwerkbogenbrücke notwendig →



So kann das Biegemoment bei einseitiger Belastung (im Druck- & Zugzug) verkleinert werden. Zusätzlich wird die Brücke dadurch stabilisiert.



8.3 Hohlkastenbrücke



Objekt-Nr:

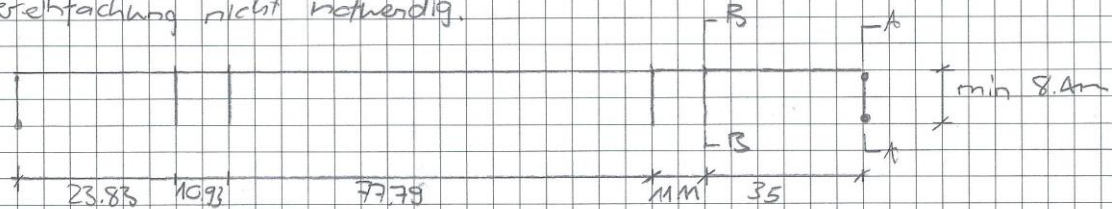
Seite:

Objektbezeichnung: Entwurf
Hohlkastenbrücke

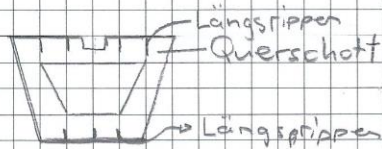
Datum: Visum:

Hohlkastenbrücke (Kelch & Krag)

Versteifung nicht notwendig.



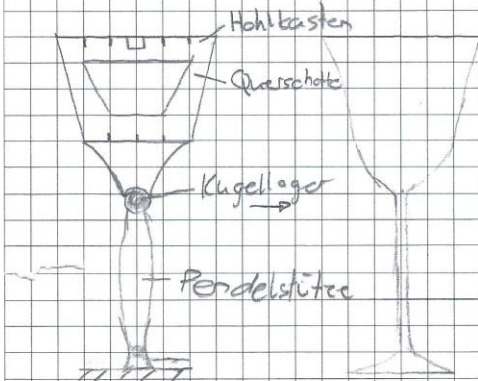
Querschnittsform



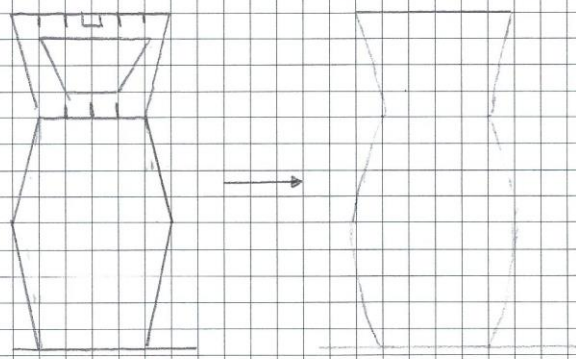
Ähnlich wie das Projekt «96».

5-Feld-Träger (Variabler Querschnitt) → evtl.

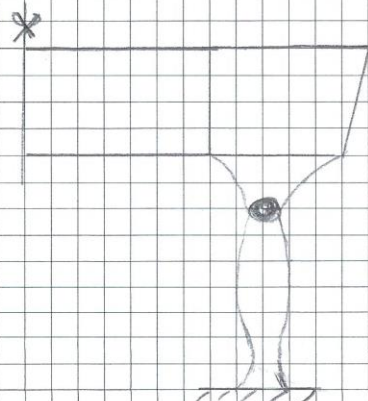
Schnitt A-A



Schnitt B-B



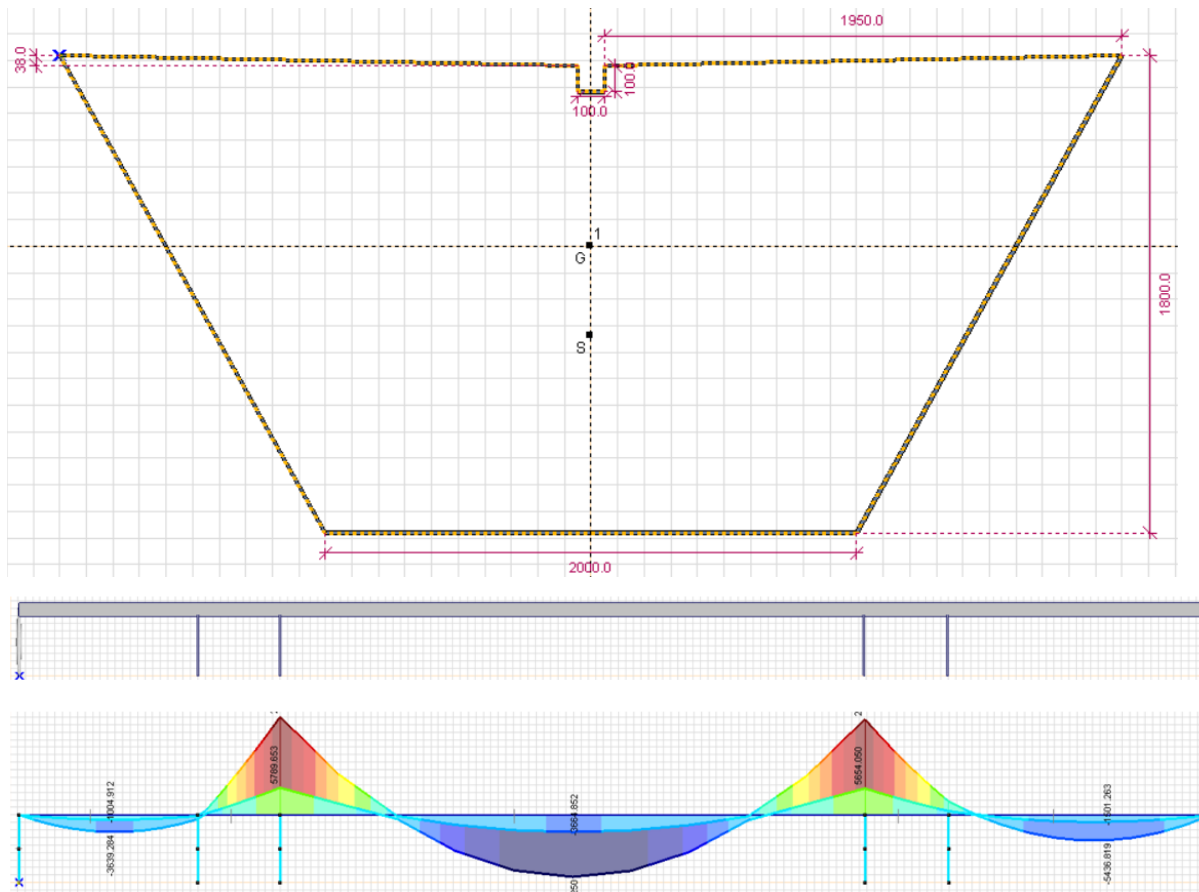
Längsschnitt A-A



Lagerung im Glasfeld → Analog zum Projekt «96».

Bauprozess

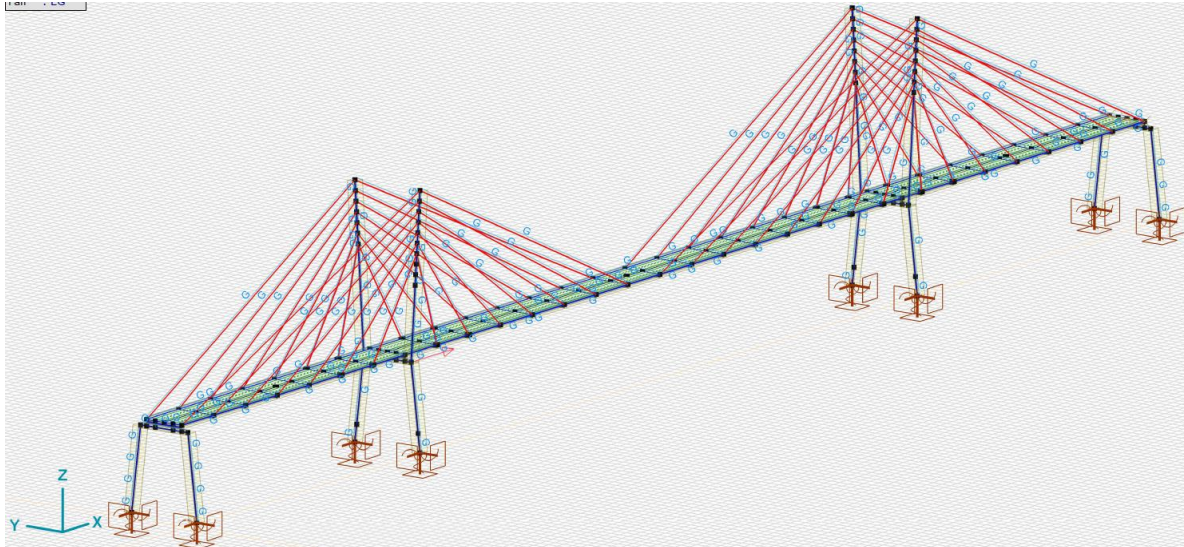
- Durch die Form erhöht sich die Torsionssteifigkeit.
- Schwingungen werden reduziert.
- Querrippen fallen weg.



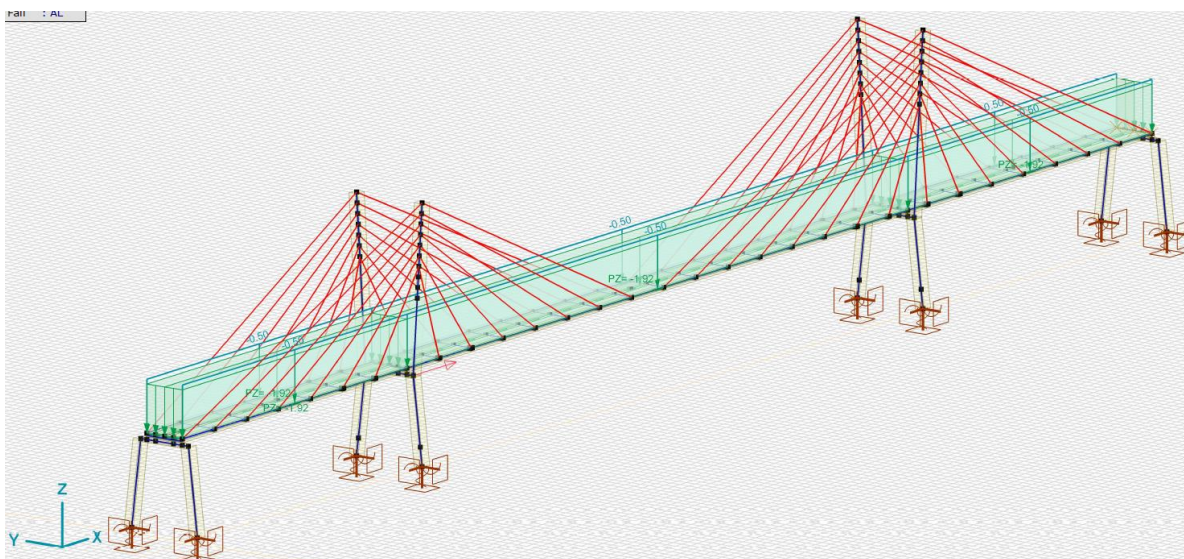
9 Modellierung

9.1 Laststellungen

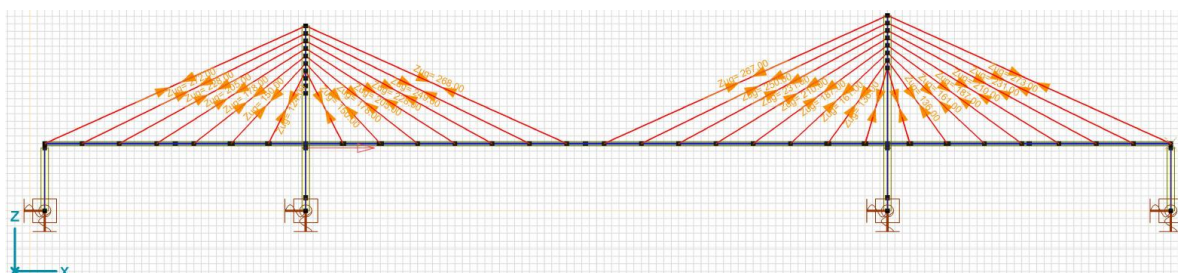
9.1.1 Eigengewicht



9.1.2 Auflasten

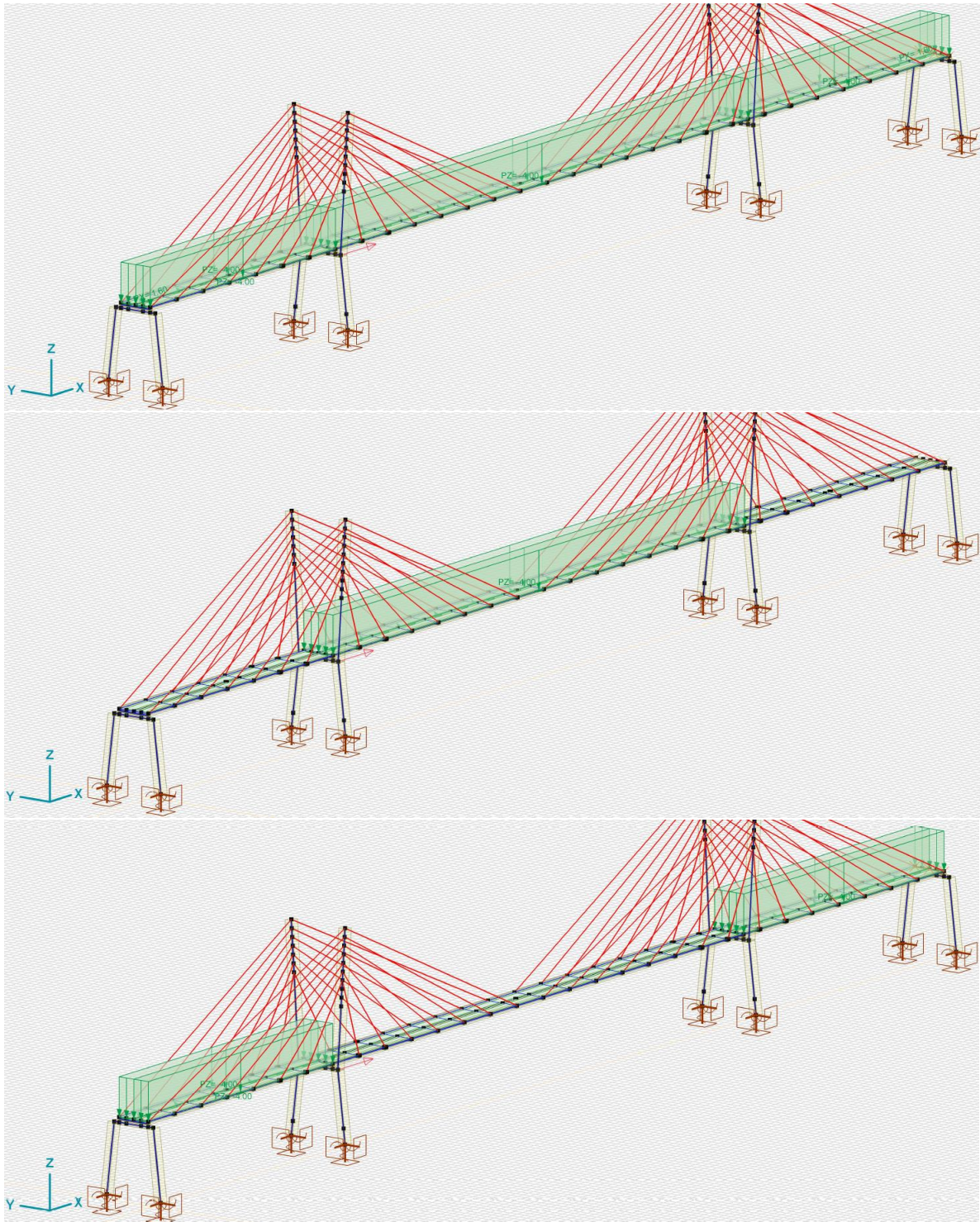


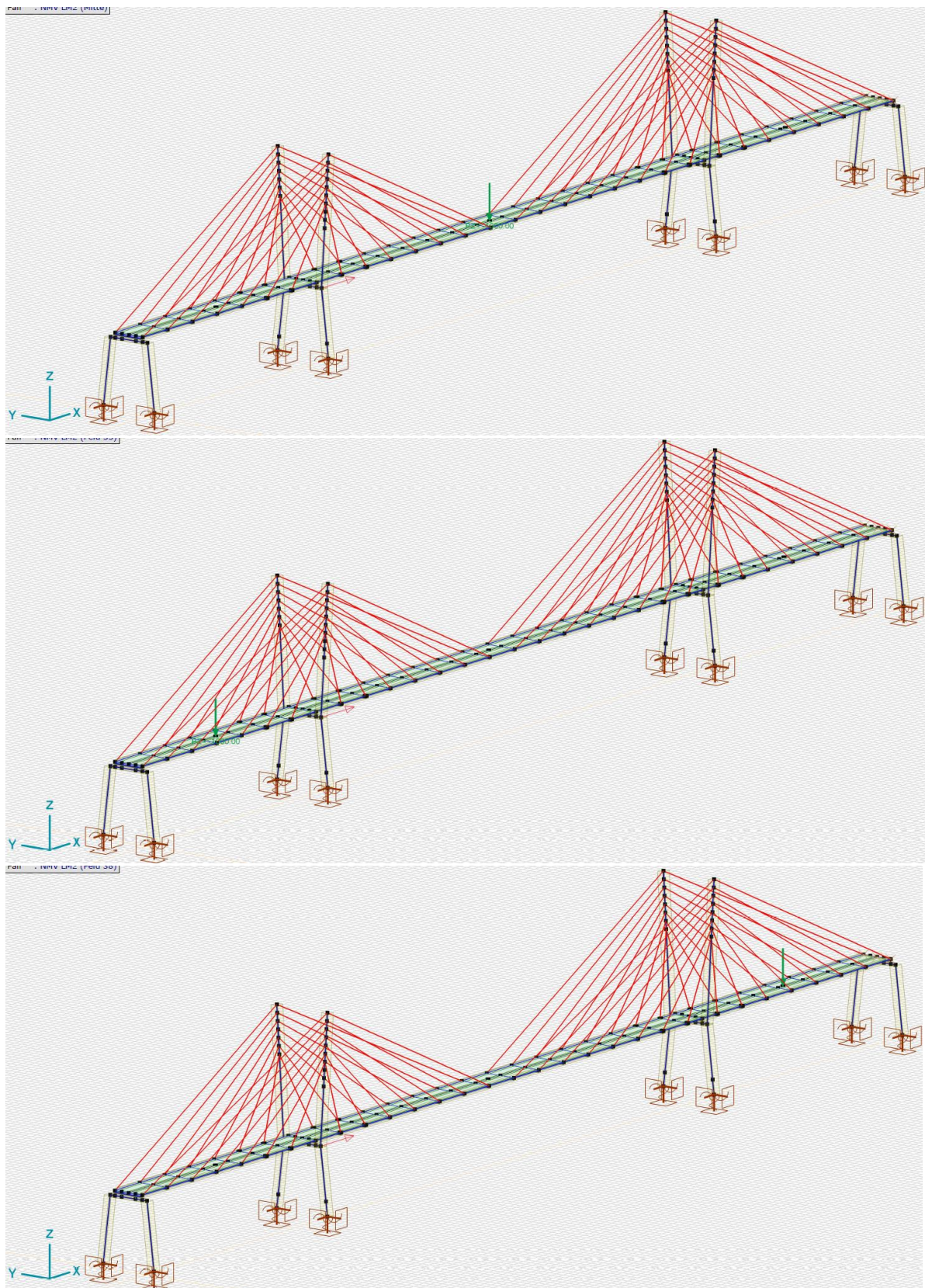
9.1.3 Vorspannung



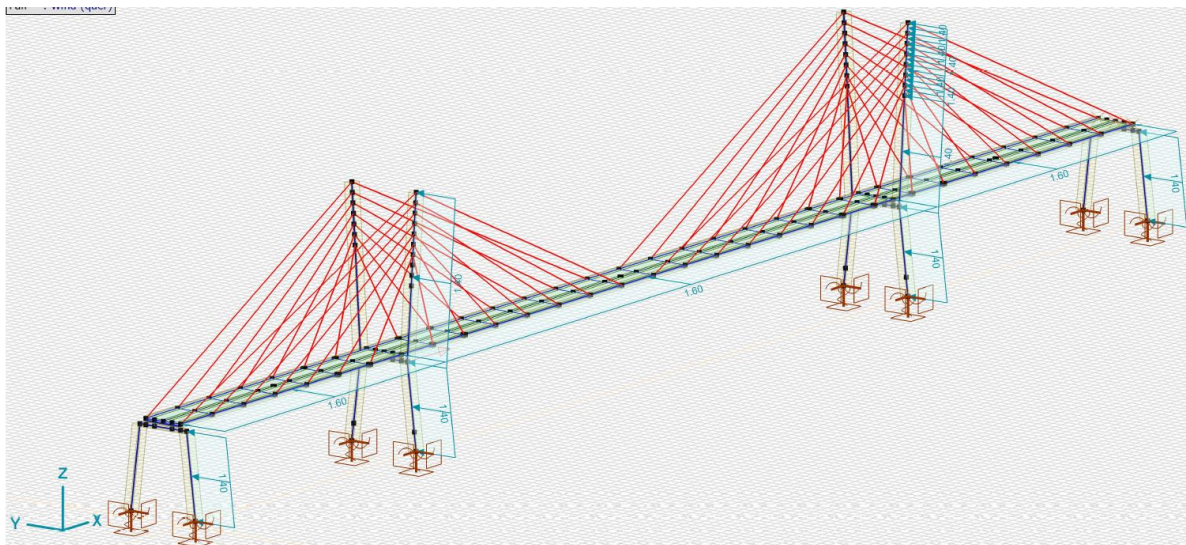
9.1.4 Nicht motorisierter Verkehr

Lastmodell 1

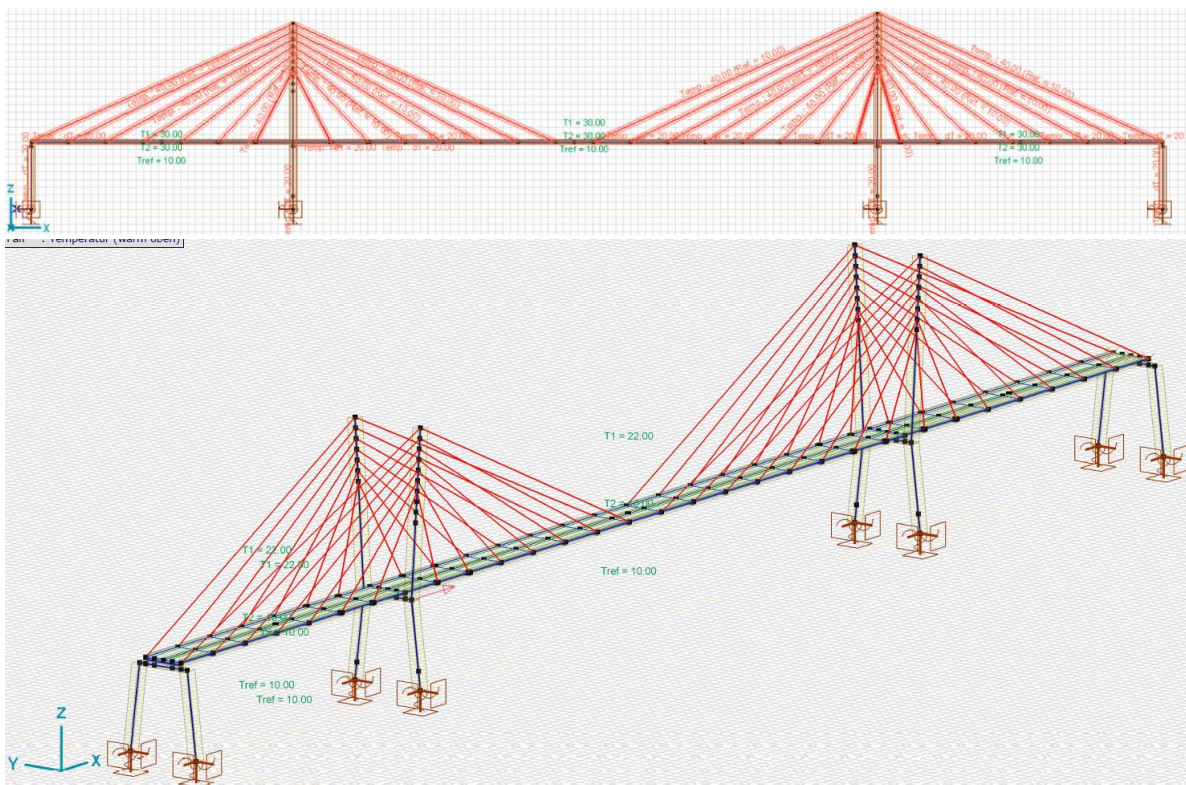


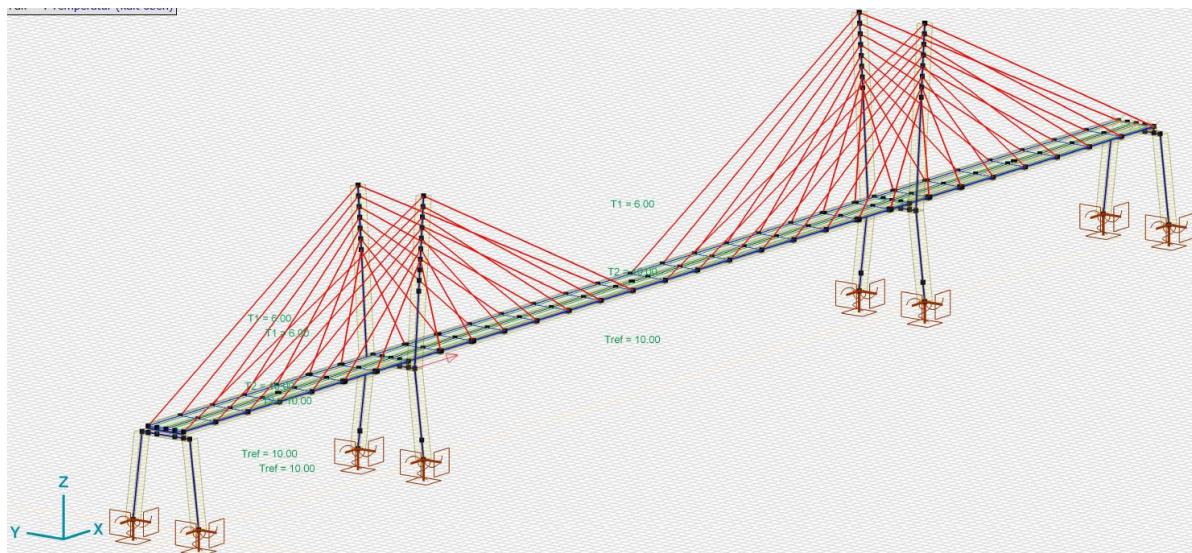
Lastmodell 2

9.1.5 Wind

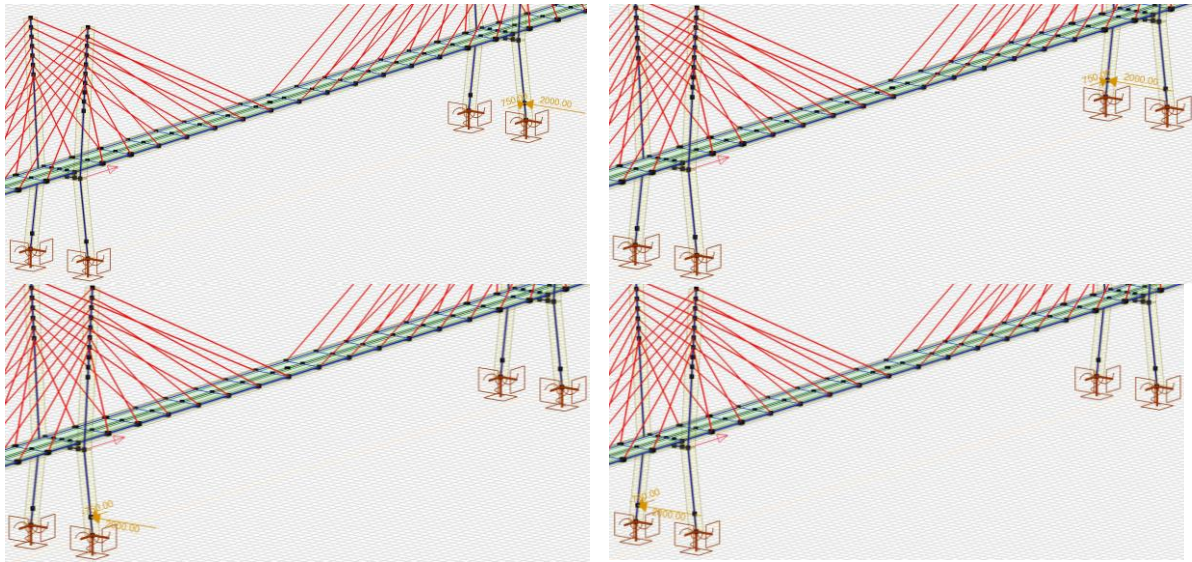


9.1.6 Temperatur

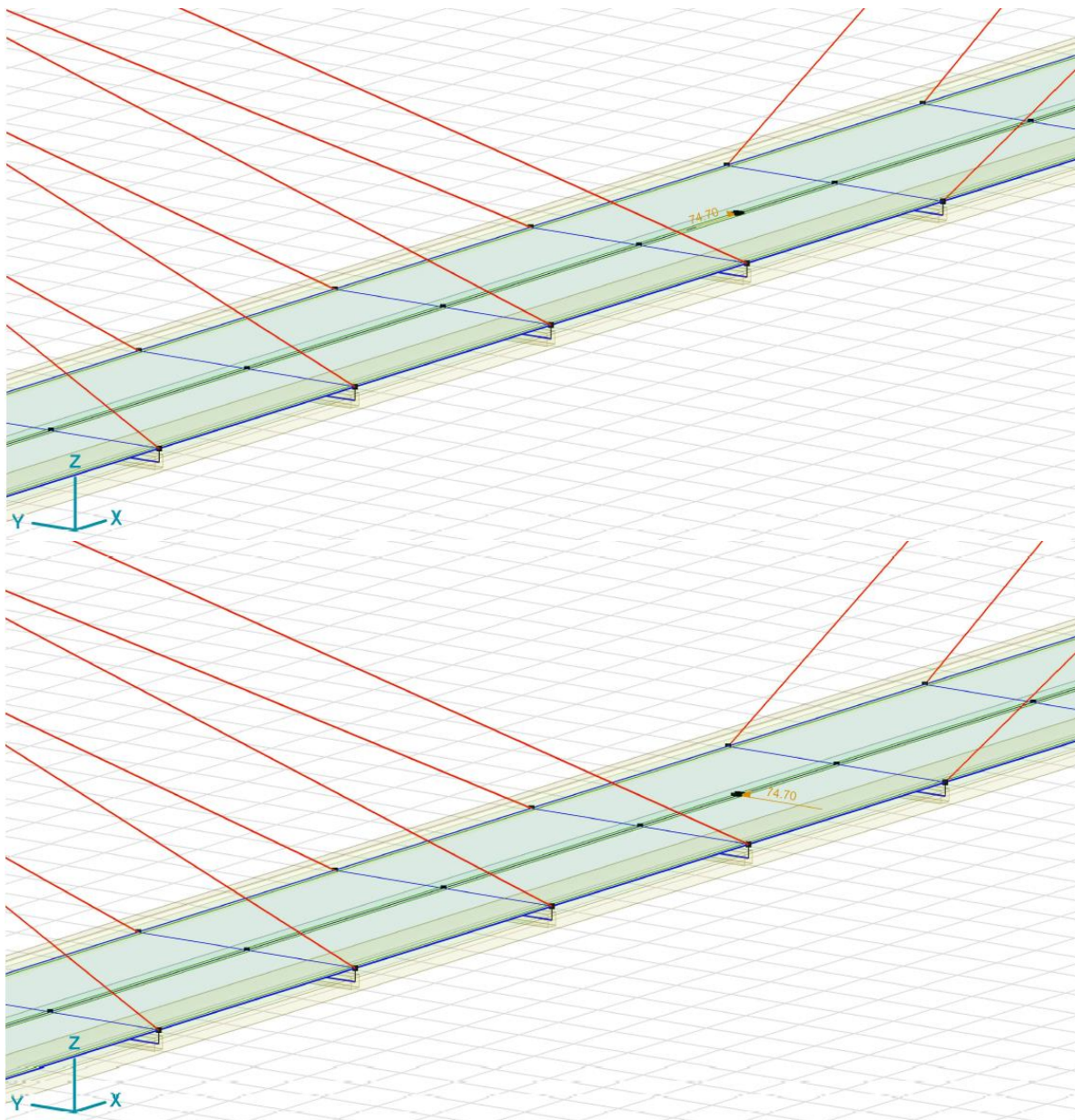




9.1.7 Anprall



9.1.8 Erdbeben



10 Nachweise

10.1 Pylone

10.1.1 Nachweis: Knicken (oben)

Nachweis: Pylone (Knicken) nach SIA 262:2013 (oben)

Die Nadelstiele sind in y-Richtung knickgefährdet (quer zur Brücke)

Nach SIA 262:2013, Kap. 5.5.4.2 beträgt die Mindestbewehrung

$$A_{smin} \geq 0.6\% \cdot A_c = \frac{0.6}{100} \cdot 1000^2 = 6000 \text{ mm}^2 \quad A_c = 1000^2 \text{ mm}^2$$

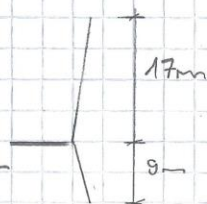
Die Maximalbewehrung beträgt nach SIA 262:2013 5.5.4.5:

$$A_{smax} \leq 8\% \cdot A_c = \frac{8}{100} \cdot 1000^2 = 80'000 \text{ mm}^2$$

Knicklänge:

$$l_{cr} = 2 \cdot L = 2 \cdot 17 \text{ m} = 34 \text{ m}$$

Trägheitsradius i_c

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{1000^4}{12}}{1000^2}} = 288.675 \text{ mm} = 0.289 \text{ m}$$


Knickschlankheit

$$\lambda_{cr} = \frac{l_{cr}}{i_c} = \frac{34 \text{ m}}{0.289 \text{ m}} = 117.65$$

Nachweis:

Gewählte Bewehrung

$$24 \cdot \varnothing 30 = 16968 \text{ mm}^2 > A_{smin} \checkmark$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{55}{1000} = 0.055 \rightarrow 0.05$$

$$\psi = 2.00$$

$$N_x = N_d = -3822 \text{ kN}$$

$$M_z = M_d = -230 \text{ kNm}$$

$$c = T_1^2 \quad (80)$$

Aus dem Diagramm

$$\mu_{ed} = -0.21 \quad \chi_d \cdot h = 0.00432$$

Imperfektionen

$$e_{od} = \alpha_1 \cdot \frac{l_{cr}}{2} \geq d/30 \quad (74)$$

$$\alpha_1 = \frac{0.01}{\sqrt{1.71}} = \frac{0.01}{\sqrt{1.71}} = 0.002425 \quad (17)$$

$$d = h - d' = 1000 - 55 = 945 \text{ mm}$$

$$e_{od} = \alpha_1 \cdot \frac{l_{cr}}{2} = 0.002425 \cdot \frac{34}{2} = 0.0412 \geq 0.032 = \frac{0.945}{30} = \frac{d}{30} \rightarrow e_{od} = 41 \text{ mm}$$

$$e_{nd} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{230}{3822} = 0.0603 \text{ m} = 60.3 \text{ mm} \quad (75)$$

$$e_{2d} = \chi_d \cdot \frac{l_{cr}}{c} = \frac{0.00432}{1000} \cdot \frac{34000^2}{\pi^2} = 506 \text{ mm} \quad (76)$$

$$e_d = e_{od} + e_{nd} + e_{2d} = 41 + 60.3 + 506 = 1150 = 1.15 \text{ m} \quad (73)$$

$$M_d = -N_d \cdot e_d = -(-3822) \cdot 1.15 = 4395.3 \text{ kNm} \quad (72)$$

$$M_{Rd} = -\mu_{ed} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0.21 \cdot 1000^3 \cdot 22 = 4620 \text{ kNm}$$

Nachweis:

$$\frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{4395.3}{4620} = 0.95 \leq 1.0 \text{ Nachweis erfüllt. } \checkmark$$

10.1.2 Nachweis: Knicken (unten)

Nachweis Platte (Knicken) nach SIA 262:2013 (unten)

$A_{smin} = 6000 \text{ mm}^2$ $A_{smax} = 80'000 \text{ mm}^2$

Annahme Gleiche Bewehrung wie oben: $A_s \text{ mit } \phi 30 \rightarrow 24 \cdot \phi 30 = 24 \cdot 707 = 16968 \text{ mm}^2$

$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax} \quad \checkmark$

Knicklänge: $l_{cr} = 0.5 \cdot l = 0.5 \cdot 9 \text{ m} = 4.5 \text{ m}$ Trägheitsradius $i_c = 0.289 \text{ m}$

Knickschlankheit $\lambda_{cr} = \frac{l_{cr}}{i_c} = \frac{4.5}{0.289} = 15.57$ $d' = 55 \text{ mm}$ $\frac{d'}{h} = \frac{55}{1000} = 0.055 \rightarrow 0.05$
 $\varphi = 2.00$

Nachweis: Lastfall: $N_x \text{ Max}$
 $N_d = -4345 \text{ kN}$
 $M_d = -2237 \text{ kNm}$

$\eta_{RD} = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{-4345 \cdot 10^3}{1000^2 \cdot 22} = -0.198$
 $\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{16968 \cdot 435}{1000^2 \cdot 22} = 0.336$

Aus dem Diagramm $\eta_{RD} = 0.22$ $\chi_d \cdot h = 0.00452$

Imperfektionen

$e_{od} = \alpha_1 \cdot \frac{l_{cr}}{2} \geq \frac{d}{30}$ (74)
 $\alpha_1 = \frac{0.91}{\sqrt{\eta}} = \frac{0.91}{\sqrt{0.198}} = 0.003$ $d = h - d' = 945 \text{ mm}$
 $e_{od} = \alpha_1 \cdot \frac{l_{cr}}{2} = 0.0033 \cdot \frac{4.5}{2} = 0.0075 \leq 0.032, \frac{0.945}{30} = \frac{d}{30} \rightarrow e_{od} = 32 \text{ mm}$

$e_{id} = \frac{-M_d}{N_d} = \frac{2237}{4345} = 0.515 \text{ m} = 515 \text{ mm}$ (75)

$e_{2d} = \chi_d \cdot \frac{l_{cr}^2}{6} = \frac{0.00452}{1000} \cdot \frac{4500^2}{\pi^2} = 9.3 \text{ mm}$ (76)

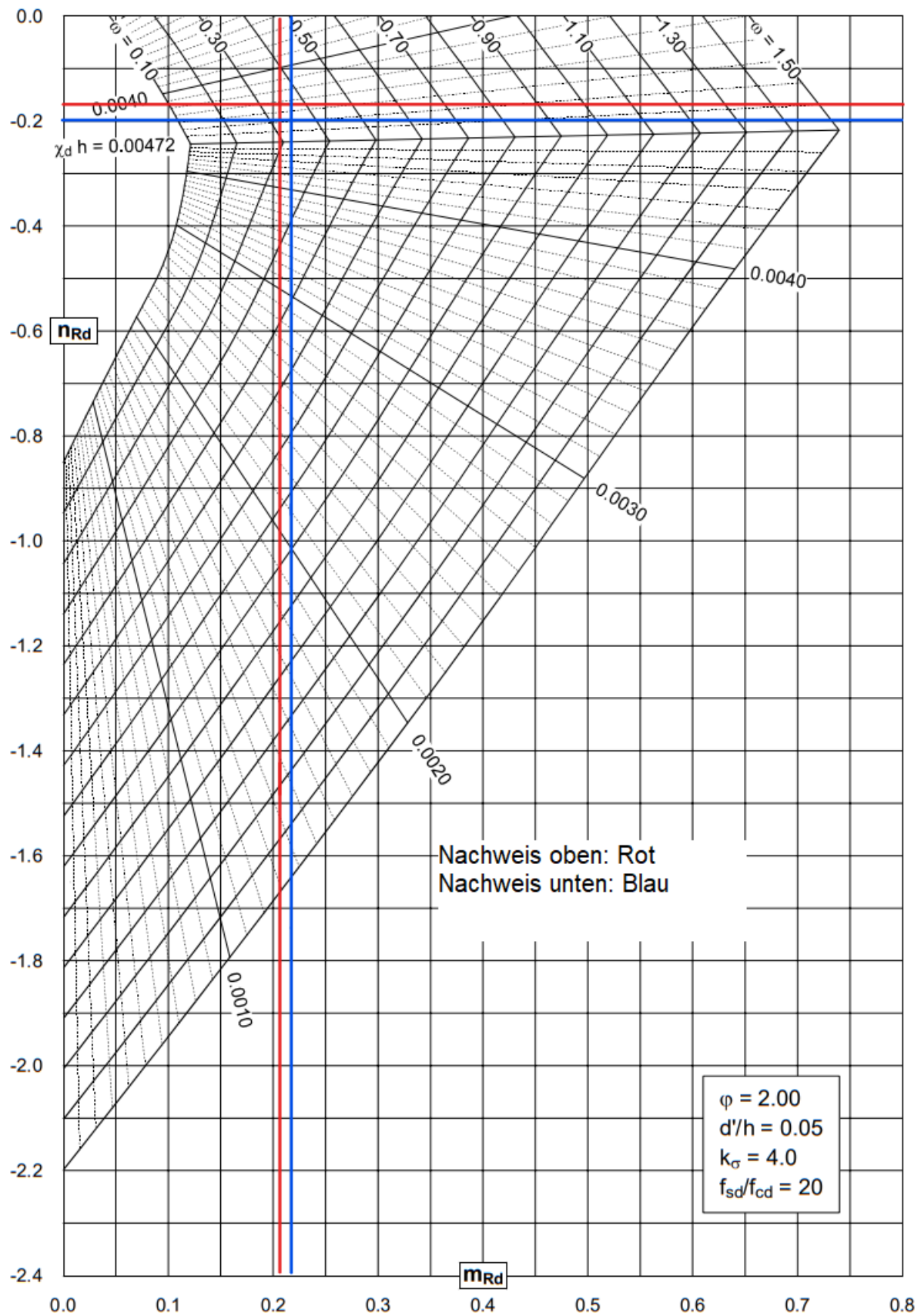
$e_d = e_{od} + e_{id} + e_{2d} = 32 \text{ mm} + 515 \text{ mm} + 9.3 \text{ mm} = 556.3 \rightarrow 0.556 \text{ m}$

$M_d = -N_d \cdot e_d = -(-4345) \cdot 0.556 \text{ m} = 2415.82 \text{ kNm}$

$M_{ed} = \eta_{RD} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0.22 \cdot 1000^2 \cdot 22 = 4840 \text{ kN}$

Nachweis: $\frac{M_d}{M_{ed}} = \frac{2416}{4840} = 0.5 < 1$ Nachweis 1.0 $\checkmark$

Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262



10.1.3 Nachweis: Querkraft

Nachweis Pylon: (Querkraft)
 Anprall:
 $V_{Ed} = -2106.9 \text{ kN}$ (Ais) Für die Bemessungssituation "Anprall" darf f_{sd} um 15% erhöht werden (4.2.2.3)

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot \cot \alpha \cdot f_{sd}} \quad (43) \quad f_{sd} = f_{sd} \cdot 1.15 = 435 \cdot 1.15 = 500 \text{ N/mm}^2$$

$d = 1000 - 40 - \frac{30}{2} - 12 = 933 \text{ mm} \quad z = 0.9 d = 839.7 \text{ mm} \quad (4.3.3.4.2)$

$\cot \alpha = \cot(30^\circ) \quad (4.3.3.3.2) \quad (40)$

$$A_{sw} = \frac{2106.9 \cdot 10^3}{0.84 \cdot \cot(30^\circ) \cdot 500} = 2897 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

mit einer zweischneittigen Bügelbewehrung ergibt sich mit $\emptyset 14/100 \rightarrow 2.1540 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 3080 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot z \cdot \cot \alpha \cdot f_{sd} = 3080 \cdot 0.8397 \cdot \cot(30^\circ) \cdot 500 = 2239.8 \text{ kN}$

Nachweis: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{2106.9}{2239.8} = 0.94 < 1$ Nachweis erfüllt ✓

Zudem gelten gemäss SIA 262:2013 Kap. 5.5.4.7 noch folgende konstruktive Anforderungen:

$s \leq a_{min} \cdot 15 \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 15 \cdot 30 = 450 \text{ mm}$	✓	(11.1)
$s \leq a_{min} \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm}$	✓	(11.1)
$s \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$	✓	(11.1)
$d_{Bügel} \geq \frac{s_{max}}{3} \rightarrow 14 \geq \frac{30}{3} = 10$	✓	(5.5.4.9)
↳ in Kraftflussrichtungen		

Somit ist eine Abstützung optional. z.B. in Stützmitten

Betonwiderstand

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \quad (45) \quad k_c = 0.55 \quad (42.1.7)$$

$$= 1000 \cdot 840 \cdot 0.55 \cdot 22 \cdot \sin(30^\circ) \cdot \cos(30^\circ)$$

$$= 4401.14 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{2106.9}{4401.14} = 0.479 < 1$$
 Nachweis erfüllt ✓

10.1.4 Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – PylonLasteinleitung Schrägkabel – Pylon

Die grösste Lasteinleitung in vertikaler Richtung ergibt sich bei den Pylonen zuoberst

$$F = -500 \text{ kN} \quad (\text{aufgerundet})$$

Die wirksame Querschnittsfläche der Gabelverankerung beträgt:

$$A = b \cdot t = 1000 \cdot 74 = 74'000 \text{ mm}^2$$

Somit beträgt die Druckspannung im Beton

$$\sigma_c = \frac{F}{A} = \frac{500 \cdot 10^3}{74'000} = 6.76 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{6.76}{22} = 0.307 \leq 1.0 \quad \text{Nachweis i.O.} \quad \checkmark$$

10.1.5 Nachweis: Verankerung Schrägkabel – Pylon

Verankerung: Schrägkabel – Pylon

Für die Verankerung der Schrägkabel in die Pylone wird die Gabelverankerung vom BBR gewählt!

BBR Pin Connector für BBR HiAm CONA 01206

Eigenschaften

Material: S355

Dicke = 74 mm = t

Öffnung Durchmesser: 121 mm

Zuerst muss die Höhe der Stahlplatte bestimmt werden.

Für Beanspruchungen im Nettquerschnitt gilt nach SIA 263:2013:

$$N_{RD} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{m2}} \quad (3.9) \quad A_{net} = t \cdot h$$

$$f_u = 490 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tab.1)}$$

für $t \geq 40 \text{ mm}$
 $t \leq 100 \text{ mm}$

Und mit der Bruchlast $F_0 = 3348 \text{ kN}$

$$F_0 = N_{ed, \min} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 \quad (4.1.3)$$

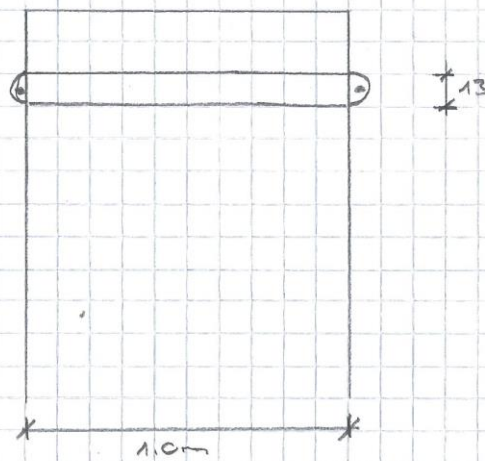
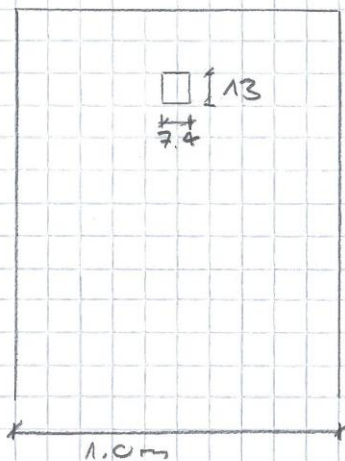
$$3348 \cdot 10^3 = \frac{0,9 \cdot 490 \cdot 74 \cdot h_{\min}}{1,25} \rightarrow h_{\min} = 128,24 \text{ mm} \text{ Wahl } h = 130 \text{ mm}$$

$$N_{RD} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{1,25} = \frac{0,9 \cdot 490 \cdot 130 \cdot 74}{1,25} = 3393,94 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{F_0}{N_{RD}} = \frac{3348}{3393,94} = 0,986 \leq 1,0 \text{ Nachweis erfüllt}$$

Ansicht:

Längsschnitt



10.2 Querriegel

10.2.1 Nachweis: Biegung (Zug oben)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400.0 \text{ mm}$

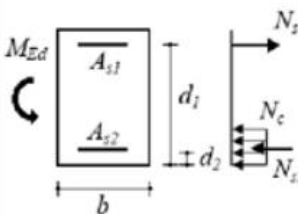
Breite des Querschnitts: $b_w = 400.0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_d = -1047.927 \text{ kN} \quad M_d = 220.655 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s2} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 331 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

Maximallhöhe der Druckzone:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{sd}}{E_s}$$

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{c2d}}{\varepsilon_{c2d} - \frac{f_{sd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0.003)}{(-0.003) - \frac{4.3478 \cdot 10^{-5}}{2.05 \cdot 10^8}} \cdot 331 = 193.9 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 0.85 \cdot x_0 = 0.85 \cdot 193.9 = 164.8 \text{ mm} \quad \text{SIA 262 4.2.1.4 Abbildung 12}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(331 - \frac{164.8}{2} \right) \cdot 164.8 \cdot 400.0 \cdot 22.2 = 363 \text{ kNm} > M_d = 220.655 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 86.49 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 0.00178 \text{ m}^2 \quad (A_{s,min} = 221 \text{ mm}^2)$$

10.2.2 Nachweis: Biegung (Zug unten)

Geometrie

Dicke des Querschnitts: $h = 400.0 \text{ mm}$

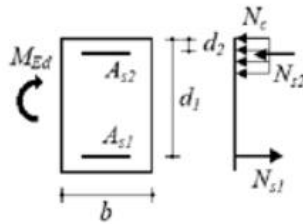
Breite des Querschnitts: $b_w = 400.0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$N_d = 76.910 \text{ kN} \quad M_d = 254.372 \text{ kNm}$$

In dieser Programmversion wird die Normalkraft bei der Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung vernachlässigt.

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 331 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

Maximalhöhe der Druckzone:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{sd}}{E_s}$$

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{c2d}}{\varepsilon_{c2d} - \frac{f_{sd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0.003)}{(-0.003) - \frac{4.3478 \cdot 10^{-5}}{2.05 \cdot 10^8}} \cdot 331 = 193.9 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 0.85 \cdot x_0 = 0.85 \cdot 193.9 = 164.8 \text{ mm} \quad \text{SIA 262 4.2.1.4 Abbildung 12}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(331 - \frac{164.8}{2} \right) \cdot 164.8 \cdot 400.0 \cdot 22.2 = 363 \text{ kNm} > M_d = 254.372 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 102.6 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 0.00211 \text{ m}^2 \quad (A_{s,min} = 530 \text{ mm}^2)$$

10.2.3 Nachweis: Querkraft

Nachweis Quersiegel (Querkraft)

Nachweis am Quersiegel +

 $V_{\max} = 309.2 \text{ kN}$; (VLS LMI (innen), Temp -) $c_{\text{nom}} = 40 \text{ mm}$

$$a_{\text{sw}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{z \cdot \cot \alpha \cdot f_{\text{sd}}} \quad (43) \quad \cot \alpha = \cot(45^\circ) = 1$$

$$d = 400 - 40 - \frac{26}{2} - 14 = 333 \text{ mm} \quad z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 333 = 299.7 \text{ mm} \quad (4.3.3.4.2)$$

$$a_{\text{sw}} = \frac{309.2 \text{ kN} \cdot 10^3}{0.3 \cdot 1 \cdot 435} = 2369.4 \text{ mm}^2 \quad (43)$$

Mit einer zweischrittigen Bewehrung ergibt sich:

$$\emptyset 14/100 \rightarrow 2 \cdot 1540 \text{ mm}^2 = 3080 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$V_{\text{Rds}} = a_{\text{sw}} \cdot z \cdot \cot \alpha \cdot f_{\text{sd}} = 3080 \cdot 0.3 \cdot 1 \cdot 435 = 401.95 \text{ kN} \quad (43)$$

Betonwiderstand

$$V_{\text{Rdc}} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{\text{cd}} \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \quad (45) \quad k_c = 0.55 \quad (4.2.1.7)$$

$$= 400 \cdot 300 \cdot 0.55 \cdot 22 \cdot \sin(45^\circ) \cdot \cos(45^\circ)$$

$$V_{\text{Rdc}} = 726 \text{ kN}$$

Nachweis erfolgt mit dem kleineren Wert: $V_{\text{Rds}} \text{ da } V_{\text{Rds}} < V_{\text{Rdc}}$

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rds}}} = \frac{309.2 \text{ kN}}{402 \text{ kN}} = 0.77 < 1 \quad \text{Nachweis i.O. } \checkmark$$

Konstruktive Anforderungen (SIA 262:2013, Kap 5.5.4.7)

$$s \leq a_{\text{min}} \cdot 15 \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 15 \cdot 26 = 390 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (111)$$

$$s \leq a_{\text{min}} \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (111)$$

$$s \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (111)$$

$$d_{\text{bügel}} \geq \frac{\sigma_{\text{max}}}{3} \rightarrow 14 \text{ mm} \geq \frac{230}{3} = 10 \quad \checkmark \quad (5.5.4.9)$$

10.3 Foundation

10.3.1 Nachweis: Tragfähigkeitsprobleme

Berechnung der Fundation

Bettungsstiffer nach Winkel

$$k_a = E_s \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{1}{L} + \frac{1}{n} \right)$$

$E_s = M_E = 180 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ (Annahme)

$$k_a = 180 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{4.0} + \frac{1}{13} + \frac{1}{50} \right)$$

$k_a = 21946.2 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ → Modellierung im Axis

Resultate:

$$R_{\text{max}} = -462.527 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\text{verh.}}$$

$c' = 0$ $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$\varphi' = 34^\circ$

$t = 8 \text{ m}$ oder $0.5 \text{ m} \rightarrow 0.5 \text{ m}$ maßgebend
da er konservativer ist.

Allgemeine Tragfähigkeitsprobleme determiniert

$$OF = c \cdot N_q + (\gamma \cdot t + q) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi')} \cdot \tan^2(45^\circ + 0.5 \cdot \varphi') = 29.44$$

$$N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') = 34.53$$

$$OF = (\gamma \cdot t + q) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma = (20.5 \cdot 0.5 + 0) \cdot 29.44 + \frac{1}{2} \cdot 20.5 \cdot 34.53 = 655.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{verh.}} = -462.527 \text{ kN/m}^2$$

Somit lautet der Nachweis:

$$F = \frac{OF}{\sigma_{\text{verh.}}} = \frac{655.69}{462.527} = 1.42 \geq 1.0 \text{ Nachweis erfüllt}$$

Aufsicht

Grenzfläche $h = 50 \text{ m}$
(Annahme)

10.4 Schrägkabel

10.4.1 Nachweis: Tragvermögen

Nachweis der Schrägkabel

Maximale Kabelkraft $N_x = 726 \text{ kN}$ (Ans Axis)

Das Tragvermögen der Kabel ist aufgrund der grössten Stabspannung aus ständigen Lasten wie folgt nachzuweisen: (nach Christian Mann)

$\sigma_{T,max}(q+q) \leq 0.45 f_{pk}$ oder $0.50 f_{pk}$

$\hookrightarrow \sigma_{T,max} \leq 0.50 f_{pk}$ Bruchlast

$f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (Katalog BBR)

$\sigma_{T,max} = \frac{N_{T,max}}{A}$; $f_{pk} = \frac{F_{max}}{A}$

Wahl der Querschnittsfläche:

$A = 12 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 1800 \text{ mm}^2$ $\hat{=}$ BBR HiAm CONA 01206

$F_{max} = 3348 \text{ kN}$

$\sigma_{T,max} = \frac{726 \cdot 10^3}{1800} = 403.5 \text{ N/mm}^2$

$f_{pk} = \frac{3348 \cdot 10^3}{1800} = 1860 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$

$\sigma_{T,max} \leq 0.5 f_{pk}$

$403.5 \text{ N/mm}^2 \leq 930 \text{ N/mm}^2 = 0.5 \cdot 1860 \rightarrow \text{Nachweis i.O.} \checkmark$

Aus der Sicht vom Nachweis der Tragsicherheit könnte der Kabeltyp reduziert werden. Dies wird jedoch bewusst nicht gemacht da ansonsten die Verformungen der Brücke nicht mehr eingehalten wären. Die Vorspannung darf auch nicht erhöht werden da es ansonsten beim Lastfall ULS LM1 (Innen) zu grossen Verformungen nach oben gibt.

Die Langveränderung beim Kabeltyp BBR HiAm CONA 00706 beträgt bei beispielsweise 726 kN :

$E = 195'000 \text{ N/mm}^2$

mit $\sigma = E \cdot \varepsilon$

$\sigma_{12} = 403.5 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{12} = \frac{\sigma_{12}}{E} = \frac{403.5}{195000} = 0.002069$

$\sigma_7 = \frac{726 \cdot 10^3}{1800} = 691.4 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_7 = \frac{\sigma_7}{E} = \frac{691.4}{195000} = 0.003546$

mit $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$ $l_0 = 17 \text{ m}$ (projiziert)

$\Delta l_{12} = l_0 \cdot \varepsilon_{12} = 17 \cdot 0.002069 = 35.18 \text{ mm}$

$\Delta l_7 = l_0 \cdot \varepsilon_7 = 17 \cdot 0.003546 = 60.28 \text{ mm}$

Stiegung in % $= \frac{60.28}{35.18} = 1.71 \rightarrow +71\%$

$\Delta l = \Delta l_7 - \Delta l_{12} = 60.28 - 35.18 = 25.1 \text{ mm}$

Der Einfluss der Litzenzahl ist somit sehr gross.

10.5 Fahrbahn

10.5.1 Mindestbewehrung

Mindestbewehrung (nach SIA 262)

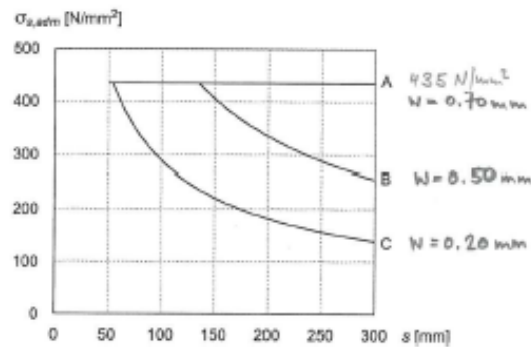
Querschnitt:

h	260 mm	
h - d	55 mm	Randabstand
d	205 mm	

Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = k_t \cdot f_{ctm}$

f_{ctm}	3.20	N/mm ²	
f_{ctd}	3.07	N/mm ²	Biegung
k_t	0.96		Biegung
f_{ctd}	2.83	N/mm ²	Zug
k_t	0.88		Zug

Figur 31: Spannungsbegrenzungen in Funktion des Stababstands



Spannungsbegrenzung des Betonstahles:

Rissbreiten w 0.50 mm normal w = 0.7 mm (A), erhöht w = 0.5 mm (B)

Stababstand 150 mm

$\sigma_{s,adm}$ 399 N/mm²

$\sigma_{s,adm,theor.}$ 399 N/mm²

Es 205'000 N/mm²

$$\sigma_{s,adm} = \left(\frac{4 \cdot \sqrt{f_{ct} \cdot \pi \cdot E_s \cdot w}}{s} \right)^2 \quad \text{Formel für Fig. 31}$$

mit $f_{ctm} = 2.7 \text{ N/mm}^2$

1. Verhindern sprödes Versagen beim Erreichen von f_{ctd} "Biegebeanspruchung"

$$M_{rd} \approx f_{ctd} W_c \leq A_{s,min} f_{sd} z_s \quad \text{mit } z_s = 0.95 d$$

$$M_{rd} = 34.6 \text{ kNm} \quad W_c = 1.1E+07 \text{ mm}^3$$

$$A_{s,min} : M_{rd} / (f_{sd} \cdot z_s) = 408 \text{ mm}^2$$

gewählte Mindestbewehrung

Ø [mm]	s [mm]	A'_s [mm ²]	ρ
10	150	524	0.20%

pro Seite

Stahlspannungen Bedingung: $\sigma_s < f_{sd}$

$$\sigma_s = 339 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2 \text{ i.O.}$$

2. Begrenzen der Rissbreiten unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen (beim Erreichen von f_{ctd}) "Zugbeanspruchung"

$$A_{s,min} : f_{ctd} \cdot A_{ot} / \sigma_{s,adm} = 1'847 \text{ mm}^2$$

$$A_{ct} = 260'000 \text{ mm}^2$$

gewählte Mindestbewehrung

Ø [mm]	s [mm]	A'_s [mm ²]	ρ	A_s [mm ²]
14	150	1'026	0.39%	2'053

pro Seite

total

Stahlspannungen Bedingung: $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$

$$\sigma_s = 359 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,adm} = 399 \text{ N/mm}^2 \text{ i.O.}$$

10.5.2 Nachweis: Biegung

Nachweis Fahrbahnplatte (Biegebewehrung)

Mindestbewehrung $\phi 14/150$
 Bewehrung wird an der tiefsten Stelle 220 h berechnet sodass man auf der sicheren Seite ist
 4 Massgebende Biegemomente werden überprüft:

$m_{x\text{Bw}+} = 105.5 \text{ kNm/m}$ (oben)
 $m_{x\text{Bw}-} = -83.8 \text{ kNm/m}$ (unten)
 $m_{y\text{Bw}+} = 71.5 \text{ kNm/m}$ (oben)
 $m_{y\text{Bw}-} = -141.5 \text{ kNm/m}$ (unten)
 nach der Glättung -120 kNm/m

Es ist zu beachten dass die Vorzeichen um dem Axis für Momente gekehrt werden müssen:

Maximale Bewehrung oben, in Brückenlängsrichtung mit
 $m_{x\text{Bw}+} = 105.5 \text{ kNm/m}$ und $d_{slo} = 191 \text{ mm}$
 und in Brückenquerrichtung mit $m_{y\text{Bw}+} = 71.5 \text{ kNm/m}$ und $d_{sqo} = 173 \text{ mm}$

$m_{x\text{RD}} = A_s \cdot f_{sd} \cdot (d_{slo} - \frac{A_s \cdot f_{sd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd}}) = 1700 \cdot 435 \cdot (191 - \frac{1700 \cdot 435}{2 \cdot 1000 \cdot 22}) = 128.8 \text{ kNm/m}$
 Nachweis: $\frac{m_{x\text{Bw}+}}{m_{x\text{RD}}} = \frac{105.5}{128.8} = 0.82 < 1 \text{ Nm i.O.} \checkmark \rightarrow 4. \text{ Lage } \phi 18/150 \text{ max.}$

$m_{y\text{Bw}+} = 71.5 \text{ kNm/m}$ $d_{sqo} = 173 \text{ mm}$
 $M_{y\text{RD}} = A_s \cdot f_{sd} \cdot (d_{sqo} - \frac{A_s \cdot f_{sd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd}}) = 1700 \cdot 435 \cdot (173 - \frac{1700 \cdot 435}{2 \cdot 1000 \cdot 22}) = 115.5 \text{ kNm/m}$
 Nachweis: $\frac{m_{y\text{Bw}+}}{M_{y\text{RD}}} = \frac{71.5}{115.5} = 0.62 \leq 1 \text{ Nm i.O.} \checkmark \rightarrow 3. \text{ Lage } \phi 18/150 \text{ max.}$

Maximale Bewehrung unten in Brückenlängsrichtung:
 $m_{x\text{Bw}-} = -83.8 \text{ kNm/m}$ & $d_{sku} = 176 \text{ mm}$
 $M_{x\text{RD}} = A_s \cdot f_{sd} \cdot (d_{sku} - \frac{A_s \cdot f_{sd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd}}) = 1700 \cdot 435 \cdot (176 - \frac{1700 \cdot 435}{2 \cdot 1000 \cdot 22}) = 117.7 \text{ kNm/m}$
 Nachweis: $\frac{m_{x\text{Bw}-}}{M_{x\text{RD}}} = \frac{83.8}{117.7} = 0.71 \leq 1.0 \text{ Nm i.O.} \checkmark \rightarrow 1. \text{ Lage } \phi 18/150$

Quer unten:
 Nach der Glättung der Momente in Axis
 $m_{y\text{Bw}-} = -141.5 \text{ kNm/m} \rightarrow -120 \text{ kNm/m}$ $d_{sqn} = 157 \text{ mm}$
 $M_{y\text{RD}} = A_s \cdot f_{sd} \cdot (d_{sqn} - \frac{A_s \cdot f_{sd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd}}) = 2090 \cdot 435 \cdot (157 - \frac{2090 \cdot 435}{2 \cdot 1000 \cdot 22}) = 123.95 \text{ kNm/m}$
 Nachweis: $\frac{m_{y\text{Bw}-}}{M_{y\text{RD}}} = \frac{120}{123.95} = 0.97 \leq 1.0 \text{ Nm i.O.} \checkmark 2. \text{ Lage } \phi 20/150$

10.5.3 Nachweis Querkraft:

Nachweis Fahrbahnplatte (Querkraft)

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist nach SIA 262:2013 folgender Nachweis einzuhalten

$$\frac{V_0}{V_{RD}} \leq 1 \quad (35)$$

$$V_0 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = V_{Rz} \quad \text{im Axis}$$

$$V_{RD} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v$$

$$= 0.657 \cdot 1.2 \cdot 171 = 134.82 \text{ kN/m}$$

V_{Rz} im Abstand $d_v/2$ beträgt:
im Feld

$$V_{Rz} = 55 \text{ kN/m} = V_0$$

Nachweis:

$$\frac{V_0}{V_{RD}} = \frac{55 \text{ kN/m}}{134.82 \text{ kN/m}} = 0.41 < 1.0 \quad \text{Nachweis i.O.}$$

Bei den Rylonen:

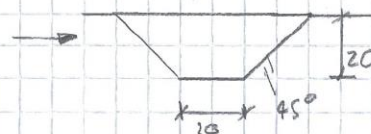
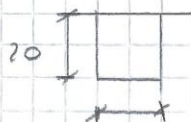
$$V_k = 199.3 \text{ kN/m}$$

Durch die Punktuelle Lagerung der Fahrbahn entsteht hier ein Spitzenwert der nicht abgedeckt werden kann. In der Stufe verprojiziert muss dieser Fall nicht weiter überprüft werden.

Der Querkraftsnachweis könnte hier wie folgt verbessert werden:

- Bügellänge ersetzen (z.B. Dura Bügellänge)
- Netzbreite im Axis anpassen
- Unterzug anpassen sodass die Querkraft besser eingebettet werden können

Statt:



Bei der Variante 3 muss beachtet werden dass das Gewicht steigt und somit die Vorspannungskräfte geändert werden müssen.

$$k_d = \frac{1}{1 + \epsilon_v \cdot d \cdot k_g} = \quad (36)$$

$$= \frac{1}{1 + 0.00319 \cdot 164 \cdot 1} = 0.657$$

$$k_g = \frac{48}{16 + d_{max}} = \frac{48}{16 + 32} = 1.0 \quad (37)$$

$$d = 220 - 14 - 7 - 35 = 164 \text{ mm}$$

$$(39) \epsilon_v = 1.5 \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.00319$$

$$\tau_{cd} = 1.2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tab 8})$$

$$d_v = 220 - 14 - 35 = 171 \text{ mm}$$

10.6 Konsole

10.6.1 Nachweis: Biegung

Nachweis Konsole (Biegung) nach SIA 262:2013

$h = 540 \text{ mm}$
 $b = 375 \text{ mm}$

Maximale Beanspruchung oben:

$M_d = 372.5 \text{ kNm}$

$f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$ (Tab 3)

$M_{cr} = f_{ctd} \cdot W_e$

$f_{ctd} = f_{ctm} \cdot k_t$ (98)

$k_t = \frac{1}{1 + 0.5t} = \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{14.5 \cdot 0.54}{3}}$ (99)

$= 0.917$

$f_{ctd} = f_{ctm} \cdot k_t = 3.2 \cdot 0.917 = 2.936 \text{ N/mm}^2$

$W_e = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{375 \cdot 540^2}{6} = 1.8225 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$

Erforderliche Beanspruchung:

$M_{ed} = A_{s,eff} \cdot f_{sd} \cdot (d_s - \frac{A_{s,eff} \cdot f_{sd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd}})$

$372.5 \cdot 10^6 = A_{s,eff} \cdot 435 \cdot (462 - \frac{A_{s,eff} \cdot 435}{2 \cdot 375 \cdot 22})$

$d_s = 540 - 55 - \frac{26}{2} - 10 = 462 \text{ mm}$

$A_{s,eff} = 2107 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{gewählt: } 5 \cdot \emptyset 26 = 5 \cdot 531 = 2655 \text{ mm}^2$

Bestimmung χ

$\chi = \frac{A_{s,eff} \cdot f_{sd}}{0.85 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2655 \cdot 435}{0.85 \cdot 375 \cdot 22} = 164.7 \text{ mm}$

Duktilität

$\frac{\chi}{d_s} = \frac{164.7}{462} = 0.35 \leq 0.35 \checkmark$

Bestimmung Biegezugwiderstand

$M_{Rd} = 2655 \cdot 435 \cdot (462 - 0.425 \cdot 164.7) = 452.7 \text{ kNm}$

Nachweis:

$\frac{M_{ed}}{M_{Rd}} = \frac{372.5}{452.7} = 0.82 < 1 \rightarrow \text{Nachweis i.O.} \checkmark$

Max. Beanspruchung unten

$M_d = A_{s,eff} \cdot f_{sd} \cdot (d_s - \frac{A_{s,eff} \cdot f_{sd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd}})$

$M_{cr} = 53.5 \text{ kNm}$ $M_d = +215.5 \text{ kNm}$

Bestimmung χ

$\chi = \frac{A_{s,eff} \cdot f_{sd}}{0.85 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1593 \cdot 435}{0.85 \cdot 375 \cdot 22} = 98.8 \text{ mm}$

$A_{s,eff} = 1147.4 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{gewählt}$

$3 \cdot \emptyset 26 = 3 \cdot 531 = 1593 \text{ mm}^2$

Duktilität:

$\frac{\chi}{d_s} = \frac{98.8}{462} = 0.214 \leq 0.35 \checkmark$

Bestimmung Biegezugwiderstand

$M_{Rd} = A_{s,eff} \cdot f_{sd} \cdot (d - 0.425 \cdot \chi)$

$= 1593 \cdot 435 \cdot (462 - 0.425 \cdot 98.8)$

$= 291 \text{ kNm}$

Nachweis

$\frac{M_{ed}}{M_{Rd}} = \frac{215.5}{291} = 0.74 < 1.0 \text{ Nr. 10}$

10.6.2 Nachweis: Querkraft

Nachweis: Karsobe (Querkraft)

$V_{zmax} = V_{ED} = 129.8 \text{ kN}$
(ULS LMM (Innen), Temp +)

Abmessungen der Karsobe für die Nachweise:
 $h = 540 \text{ mm}$
 $b = 375 \text{ mm}$

$\frac{V_{ED}}{z \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}} \quad (42)$

$d = 540 - 55 - \frac{26}{2} - 14 = 458 \text{ mm}$
 $z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 458 = 412.2 \text{ mm}$

$\frac{129.8 \cdot 10^3}{0.412 \cdot 1.435} = 724.25 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$

Mit einer zweischrittigen Bewehrung ergibt sich:

$\emptyset 10 / 150 \rightarrow 2 \cdot 523 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 1046 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$

$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot z \cdot \cot \alpha \cdot f_{sd} = 1046 \cdot 0.412 \cdot \cot(45^\circ) \cdot 435 = 187.46 \text{ kN} \quad (43)$

Betonwiderstand

$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \quad (45) \quad k_c = 0.55 \quad (4.2.1.7)$
 $= 375 \cdot 412.2 \cdot 0.55 \cdot 22 \cdot \sin(45^\circ) \cdot \cos(45^\circ)$

$V_{Rd,c} = 935.2 \text{ kN}$

Nachweis erfolgt mit dem kleineren Wert: $V_{Rd,s}$ da $V_{Rd,s} < V_{Rd,c}$

$\frac{V_{ED}}{V_{Rd,s}} = \frac{129.8}{187.46} = 0.69 < 1.0 \quad \text{Nachweis 1.0 } \checkmark$

Konstruktive Anforderungen (SIA 262:2013, Kap. 5.5.4.7)

$s \leq \phi_{min} \cdot 15 \rightarrow 150 \text{ mm} \leq 15 \cdot 26 = 390 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (111)$

$s \leq \phi_{min} \rightarrow 150 \text{ mm} \leq 375 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (111)$

$s \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (111)$

$\phi_{Bügel} \geq \frac{\phi_{smax}}{3} \rightarrow 10 \text{ mm} \geq \frac{30}{3} = 10 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (5.5.4.9)$

10.6.3 Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Konsole

Nachweis: Lasteinleitung Schrägkabel – Konsole

Der Nachweis für die Lastanleitung ist erfüllt, wenn: $F_{\max} = 725.6 \text{ kN (Axis)}$

$k_c = 1.0$ für Druckstreben (4.2.1.7)

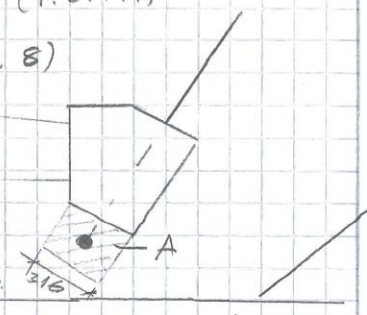
$f_{cd} = 22.0 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 8)

$\frac{\sigma_{cs}}{k_c \cdot f_{cd}} \leq 1$

$\sigma_{cs} = \frac{F_{\max}}{A}$

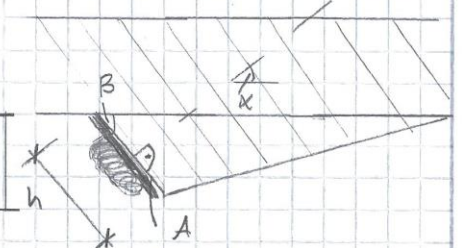
$\sigma_{cs} = \frac{F_{\max}}{b \cdot h} = \frac{725.6 \cdot 10^3}{316 \cdot 110} = 20.9 \text{ N/mm}^2$; Annahme $h = 110 \text{ mm}$

$\frac{\sigma_{cs}}{f_{cd} \cdot k_c} = \frac{20.9}{22 \cdot 1} = 0.95 < 1 \rightarrow$ Nachweis i.O.V. Schnitt:



Damit die Lastanleitung von der Konsole ins Schrägkabel funktioniert, muss die Kraft $F_{\max}$ gleichmässig auf der Fläche A verteilt werden.

Dafür werden Druck- & Stützescheben über $h_{\perp}$ die ganze Auflagefläche A angeordnet.



$h_{\perp} = h \cdot \sin(\beta) = 110 \cdot \sin(65.65^\circ) = 100.215 \text{ mm}$

$\alpha = 24.35^\circ$ (Aus Verformungs-berechnung)

$\beta = 180^\circ - 90^\circ - \alpha$

$\beta = 180^\circ - 90^\circ - 24.35^\circ = 65.65^\circ$

Damit das Bauverfahren vereinfacht wird, bleibt die Auflagefläche A immer gleich. Einzig der Winkel β ändert sich je nach Kabelneigung.

10.6.4 Nachweis: Abscheren: Fahrbahnplatte – Konsole

Nachweis: Abscheren: Fahrbahnplatte – Konsole nach SIA 262:2013

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist nach SIA 262:2013 Kap. 4.3.3.2 folgender Nachweis zu erbringen

$$V_{RD} \geq V_d \rightarrow \frac{V_d}{V_{RD}} \leq 1 \quad (35)$$

$$V_d = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad ; \quad V_x = 129.8 \text{ kN} \quad V_y = 23.6 \text{ kN (Axis)}$$

$$\underline{V_d = \sqrt{129.8^2 + 23.6^2} = 129.89 \rightarrow 129.9 \text{ kN}}$$

$$V_{RD} = k_d \cdot T_{cd} \cdot d_v \quad (35) \quad ; \quad T_{cd} = 1.20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tab 8})$$

$$k_d = \frac{1 + E_v \cdot d \cdot k_g}{48}$$

$$k_g = \frac{16 + D_{max}}{16 + 32} = \frac{48}{48} = 1 \quad (37) \quad ; \quad D_{max} = 32 \text{ mm}$$

$$E_v = 1.5 \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{435}{205000} \cdot 1.5 = 0.00318 \quad (39) \quad ; \quad f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2 ; E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 220 \text{ mm}$$

$$k_d = \frac{1 + E_v \cdot d \cdot k_g}{48} = \frac{1 + 0.00318 \cdot 220 \cdot 1}{48} = 0.588$$

$$\underline{V_{RD} = k_d \cdot T_{cd} \cdot d_v = 0.588 \cdot 1.20 \cdot 220 = 155.3 \text{ kN}}$$

Nachweis:

$$\frac{V_d}{V_{RD}} = \frac{129.9}{155.3} = 0.84 \leq 1 \rightarrow \text{Nachweis i.O. } \checkmark$$

Es ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

10.7 Unterzug

10.7.1 Nachweis: Biegung (Zug oben)

Geometrie

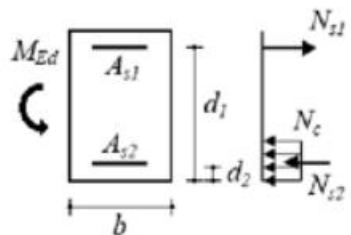
Dicke des Querschnitts: $h = 420.0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 200.0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$M_d = 46.972 \text{ kNm}$$

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s2} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 359 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

Maximalhöhe der Druckzone:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{sd}}{E_s}$$

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{c2d}}{\varepsilon_{c2d} - \frac{f_{sd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0.003)}{(-0.003) - \frac{4.3478 \cdot 10^{-5}}{2.05 \cdot 10^8}} \cdot 359 = 210.3 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 0.85 \cdot x_0 = 0.85 \cdot 210.3 = 178.8 \text{ mm} \quad \text{SIA 262 4.2.1.4 Abbildung 12}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(359 - \frac{178.8}{2} \right) \cdot 178.8 \cdot 200.0 \cdot 22.2 = 214 \text{ kNm} > M_d = 46.972 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 30.84 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 0.000318 \text{ m}^2 \quad (A_{s,min} = 120 \text{ mm}^2)$$

10.7.2 Nachweis: Biegung (Zug unten)

Geometrie

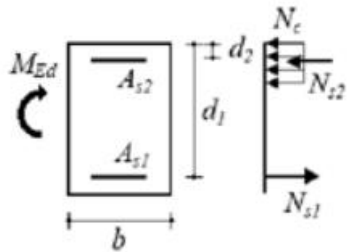
Dicke des Querschnitts: $h = 420.0 \text{ mm}$

Breite des Querschnitts: $b_w = 200.0 \text{ mm}$

Schnittkräfte

$$M_d = 153.893 \text{ kNm}$$

Bemessung der Biegebewehrung



Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt

$$\sum N = 0 \rightarrow N_c + N_{s2} - N_{s1} = f_{cd} \cdot x_c \cdot b + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| - A_{s1} \cdot \sigma_{s2} = 0$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_c \cdot z + N_{s2} \cdot z_s = f_{cd} \cdot x_c \cdot b \cdot \left(d_1 - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot |\sigma_{s2}| \cdot z_s = M_{Ed}$$

Teil-Resultate

Statische Nutzhöhe:

$$d = 359 \text{ mm}$$

Der reine maximale Momentenwiderstand ohne Druckbewehrung:

Maximalhöhe der Druckzone:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{sd}}{E_s}$$

$$x_0 = \frac{\varepsilon_{c2d}}{\varepsilon_{c2d} - \frac{f_{sd}}{E_s}} \cdot d = \frac{(-0.003)}{(-0.003) - \frac{4.3478 \cdot 10^{-5}}{2.05 \cdot 10^8}} \cdot 359 = 210.3 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 0.85 \cdot x_0 = 0.85 \cdot 210.3 = 178.8 \text{ mm} \quad \text{SIA 262 4.2.1.4 Abbildung 12}$$

$$M_{Rd,x0} = \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) \cdot x_{c0} \cdot b_w \cdot f_{cd,eff} = \left(359 - \frac{178.8}{2} \right) \cdot 178.8 \cdot 200.0 \cdot 22.2 = 214 \text{ kNm} > M_d = 153.893 \text{ kNm}$$

Betondruckzonenhöhe:

$$x_c = 115.2 \text{ mm}$$

Berechnete Fläche der Biegebewehrung unter Zug:

$$A_{s,1} = 0.00119 \text{ m}^2 \quad (A_{s,min} = 353 \text{ mm}^2)$$

10.7.3 Nachweis: Querkraft

Nachweis Unterzug (Querkraft)

Nachweis am U32

$$V_{\max} = 167.2 \text{ kN}$$

; ULS LM1 (Innen), Temp +

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{ED}}{z \cdot \cot(\alpha) \cdot f_{sd}} \quad (43) \quad \cot(\alpha) = \cot(45^\circ) = 1$$

$$d = 200 - 20 - \frac{16}{2} - 14 = 158 \text{ mm} \quad z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 158 = 142.2 \text{ mm} \quad (4.3.3.4.2)$$

$$\sigma_{sw} = \frac{167.2 \cdot 10^3}{0.1422 \cdot 1 \cdot 435} = 2703.01 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (43)$$

mit einer zweischrittigen Bügelbewehrung ergibt sich

$$\phi 14/100 \rightarrow 2 \cdot 1540 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 3080 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rds} = \sigma_{sw} \cdot z \cdot \cot(\alpha) \cdot f_{sd} = 3080 \cdot 0.1422 \cdot 1 \cdot 435 = 190.52 \text{ kN}$$

Betonwiderstand

$$V_{Rdc} = b_w \cdot z \cdot k \cdot f_{cd} \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \quad (45) \quad k = 0.55 \quad (4.2.1.7)$$

$$= 200 \cdot 1422 \cdot 0.55 \cdot 22 \cdot \sin(45^\circ) \cdot \cos(45^\circ)$$

$$= 172.062 \text{ kN}$$

Nachweis mit dem kleineren Wert: $V_{Rdc} \rightarrow V_{Rdc} < V_{Rds}$

$$\frac{V_{ED}}{V_{Rdc}} = \frac{167.2}{172} = 0.972 < 1.0 \quad \text{Nachweis erfüllt } \checkmark$$

Konstruktive Anforderungen (SIA 262:2013 Kap. 5.5.4.7)

$$s \leq \phi_{\min} \cdot 15 \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 15 \cdot 16 = 240 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (11.1)$$

$$s \leq \phi_{\min} \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (11.1)$$

$$s \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (11.1)$$

$$d_{\text{Bügel}} \geq \frac{\phi_{\max}}{3} \rightarrow 14 \text{ mm} \geq \frac{30}{3} = 10 \quad \checkmark \quad (5.5.4.9)$$

10.8 Durchbiegungen

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit: Durchbiegungen

Häufige Lastfälle

Massgebende Werte: (Aus dem Axis)

78m (Inneres Feld) $\rightarrow e_{z1} = -127.5 \text{ mm}$

35m (Linkes Feld) $\rightarrow e_{z2} = -52.1 \text{ mm}$

38m (Rechtes Feld) $\rightarrow e_{z3} = 61.7 \text{ mm}$

Gesamtverformungen! Falls Nw. nicht gelingen können die Relativverformungen betrachtet werden.

Nach SIA 260:2013 Anhang C Tabelle 9 darf die Durchbiegung den Wert $1/600$ nicht übersteigen (Komfort)

$$w_{max1} = \frac{l_1}{600} = \frac{78 \text{ m}}{600} = 0.13 \text{ m} = 130 \text{ mm}$$

$$w_{max2} = \frac{l_2}{600} = \frac{35 \text{ m}}{600} = 0.0583 \text{ m} = 58.3 \text{ mm}$$

$$w_{max3} = \frac{l_3}{600} = \frac{38 \text{ m}}{600} = 0.0633 \text{ m} = 63.3 \text{ mm}$$

Nachweis:

$$e_{z1} \leq w_{max1} \rightarrow 127.5 \text{ mm} \leq 130 \text{ mm} \rightarrow \text{Nw. i.O.} \checkmark$$

$$e_{z2} \leq w_{max2} \rightarrow 52.1 \text{ mm} \leq 58.3 \text{ mm} \rightarrow \text{Nw. i.O.} \checkmark$$

$$e_{z3} \leq w_{max3} \rightarrow 61.7 \text{ mm} \leq 63.3 \text{ mm} \rightarrow \text{Nw. i.O.} \checkmark$$

Quasi-Ständige Lastfälle

78m (Inneres Feld) $\rightarrow e_{z1} = -65.7 \text{ mm}$

35m (Linkes Feld) $\rightarrow e_{z2} = 18.6 \text{ mm}$

38m (Rechtes Feld) $\rightarrow e_{z3} = 19.4 \text{ mm}$

Für Quasi-Ständige Lastfälle darf die Durchbiegung den Wert $1/700$ nicht übersteigen (Funktionstüchtigkeit & Aussehen)

$$w_{max1} = \frac{l_1}{700} = \frac{78 \text{ m}}{700} = 0.111 \text{ m} = 111 \text{ mm}$$

$$w_{max2} = \frac{l_2}{700} = \frac{35 \text{ m}}{700} = 0.05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$$

$$w_{max3} = \frac{l_3}{700} = \frac{38 \text{ m}}{700} = 0.054 \text{ m} = 54 \text{ mm}$$

Nachweis:

$$e_{z1} \leq w_{max1} \rightarrow 65.7 \text{ mm} \leq 111 \text{ mm} \rightarrow \text{Nw. i.O.} \checkmark$$

$$e_{z2} \leq w_{max2} \rightarrow 18.6 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Nw. i.O.} \checkmark$$

$$e_{z3} \leq w_{max3} \rightarrow 19.4 \text{ mm} \leq 54 \text{ mm} \rightarrow \text{Nw. i.O.} \checkmark$$