



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Parameterstudie zu **Fahrbahnübergangskonstruktionen für integrale Brücken**

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

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**
und
Dipl.-Ing. **Bernhard Eichwalder**

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Arman Mašić, BSc.
0925107
Dieselgasse 1-3/11/7, A-1100 Wien

Wien im November 2016

.....

Danksagung

Ich danke Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng Johann Kollegger, der mir diese Diplomarbeit ermöglicht hat.

Weiters danke ich Herrn Dipl.-Ing. Bernhard Eichwalder, für die Unterstützung bei dem Verfassen der vorliegenden Arbeit und seine konstruktiven Anmerkungen.

An dieser Stelle möchte ich mich bei meinem Onkel Hinko bedanken, der mir den Beruf des Bauingenieurs schon früh näher bringen konnte und mich somit auf diese Laufbahn gelenkt hat. Außerdem danke ich Ihm für die Möglichkeit, während des Studiums, in seinem Ziviltechnikerbüro erste Erfahrungen im Berufsleben sammeln zu können. Mein Dank gebührt natürlich auch der weiteren Geschäftsführung und meinen Arbeitskollegen, welche mir bei technischen Fragen immer zur Seite standen und mich darüber hinaus auch im Studium unterstützt haben.

Im Zusammenhang mit dem Studienalltag möchte ich mich bei meinen Studienkollegen, besonders Matthias, Manuel und Filip, mit welchen ich unzählige Stunden über Skripten und Berechnungen verbracht habe, für eine schöne Studienzeit bedanken.

Meinen langjährigen Freunden Alexej, Benny, Milos, Momo, Suli und meiner Freundin Nicole danke ich für die gemeinsame Zeit und deren moralische Unterstützung. Trotz Zeitmangel, aufgrund von Studium und Arbeit, sind diese nicht von meiner Seite gewichen.

Mein größter Dank gebührt jedoch meiner Familie, welche eine große Stütze in meinem Leben bildet. Besonders hervorheben möchte ich meine Eltern Suzana und Samir, welche mir die Möglichkeit boten, mich unbeschwert meinem Studium zu widmen und mir bei jedem Problem zur Seite stehen. Auch bei meiner Schwester Ena und bei meinen Großeltern Jela und Asim bedanke ich mich für den Rückhalt, den sie mir bieten.

Zusammenfassung

Brücken erfahren durch die auftretenden Belastungen große Verformungen in Längsrichtung, welche bei konventioneller Bauweise durch verschiebliche Auflager und Übergangskonstruktionen zur Straße zugelassen und aufgenommen werden.

Durch die integrale Brückenbauweise, welche die Ausführung der gesamten Konstruktion als monolithisches Bauwerk voraussetzt, können Lebenszykluskosten gesenkt und umständliche Wartungsarbeiten, welche teilweise die Sperrung von wichtigen Verkehrswegen erfordern, ausgeschlossen werden. Integrale Brücken funktionieren jedoch nur bis zu einer bestimmten Größe, da ab einer gewissen Länge die Längsverformungen zu groß werden, als dass auf eine Übergangskonstruktion verzichtet werden könnte. Der Einbau von konventionellen Fahrbahnübergängen bringt viele Nachteile mit sich, welche durch das Weglassen von Lagern eigentlich ausgemerzt werden sollen.

An der Technischen Universität Wien, am Institut für Tragkonstruktionen wurde in Zusammenarbeit mit dem Institut für Verkehrswissenschaften eine neuartige Fahrbahnübergangskonstruktion für integrale Brücken entwickelt. Nachdem im Rahmen der *VIF*¹ - *Forschungsvorhabens* „Integralbrücken über 70 m Länge“ im Jahr 2012 eine Machbarkeitsstudie durchgeführt wurde, entschied die ASFINAG² diese Konstruktion in einem Pilotprojekt, an der Satzengrabenbrücke, welche sich zum Zeitpunkt der Entstehung dieser Arbeit in der Ausführungsphase befand, einzusetzen [5].

Diese besondere Fahrbahnübergangskonstruktion, ist eine konsequente Weiterentwicklung im integralen Brückenbau und soll beliebige Brückenlängen in integraler Bauweise zulassen können. Durch den im genannten Projekt erstmaligen Einsatz, fehlen jedoch Erfahrungswerte über das Verhalten der Konstruktion, beziehungsweise seine Auswirkungen bei einer Variation der Brückenabmessungen oder der Randbedingungen, wie dem Untergrund.

Ziel dieser Arbeit ist es das Verhalten der Fahrbahnübergangskonstruktion, bei einer Variation der Brückengeometrie oder anderer Brückenparameter, zu berechnen, um einen Überblick über die Auswirkungen zu schaffen. Für diesen Zweck wird zuerst oben erwähntes Pilotprojekt mit *Sofistik*³ berechnet und mit der Ausschreibungsstatik [49, 50] verglichen. Dieser Schritt dient der Überprüfung des berechneten Modells auf seine Richtigkeit.

Anschließend wird eine Parameterstudie durchgeführt, bei der zuerst berechnetes Grundmodell variiert wird. Diese Variation wird jeweils mit und ohne der neuartigen *FÜK*⁴ berechnet. Dies ist notwendig um die Auswirkungen auf die errechnete Bewehrung, relativ zu einer konventionellen *FÜK*, darstellen zu können.

¹Verkehrsinfrastrukturforschung

²Die ASFINAG ist eine Gesellschaft des Bundes, welche für das Planen, Bauen, Finanzieren, Erhalten, Betreiben und Bemaßen des gesamten hochrangigen Straßennetzes in Österreich verantwortlich ist. [1]

³Finite Elemente Software

⁴*FÜK* = Fahrbahnübergangskonstruktion

Abstract

The deformation of conventional bridges in longitudinal direction is usually absorbed through displaceable supports and expansion joints. Integral bridges, which are built as monolithical structures, have lower life cycle costs. Moreover, they do not require any complicated maintenance work, which often results in the closing of the roads for several days. The main issue with integral bridges is that they are only working up to a certain length. If they exceed that length, the structural design gets more complicated and the bridges will likely need conventional expansion joints.

This led to the idea of developing a specially designed expansion joint. It was developed at the Technische Universität Wien at the Institute of Structural Engineering in cooperation with the Institute of Transportation. After the transportation infrastructure research project on long integral bridges over 70 m length, ASFINAG⁵ decided to install this innovative expansion joint in a pilot project during the course of the construction of the new motorway A5 [5]. During the editing of present paper, stated bridge was in construction.

The mentioned specially designed expansion joint is part of a consistent evolution of integral bridges, which will hopefully lead to their more simple construction, regardless of the length. Due to the first-time use under real-life conditions in the above mentioned motorway project, there are only a few empirical values regarding the behaviour of the newly developed expansion joint under different conditions and/or dimensions.

The objective of present master thesis was to examine the behaviour of a new expansion joint, in varying dimension and other conditions, to get an overview of the effects of the variation. For that purpose stated pilot project was statically dimensioned and compared to the calculation in the tender documents [49, 50].

Finally, a parameter-study is performed, where the initially calculated project is varied, once with expansion joint and once without. This is necessary to calculate the relative impact on the reinforcement of the bridge, compared to a conventional structure.

⁵ASFINAG is a state owned company, which plans, finances, builds, maintains, operates and collects tolls on the entire primary road network in Austria. [1]

Inhaltsverzeichnis

I. Einführung	1
1. Einleitung	3
1.1. Zielsetzung und Problemstellung	3
1.2. Aufbau der Diplomarbeit	3
2. Integrale Brücken	5
3. Die neuartige Fahrbahnübergangskonstruktion	7
3.1. Funktionsweise der <i>FÜK</i>	7
3.2. Modellierung der <i>FÜK</i>	9
3.2.1. Modellierung mit Steifigkeitswerten aus Großversuch	9
II. Grundmodell - Satzengrabenbrücke	13
4. Allgemein	15
4.1. Beschreibung des Bauwerks	15
4.2. Abmessungen und Anlageverhältnisse A5.24	15
4.3. Festlegung der <i>FÜK</i>	19
4.4. Fundierung	19
4.5. Materialdefinition	20
5. System	23
5.1. Ansatz der vertikalen und horizontalen Bettung der Bohrpfähle	23
5.1.1. Abminderung der horizontalen Bettung im Widerlagerbereich	24
5.1.2. Abminderung der horizontalen Bettung im Pfeilerbereich	24
5.2. Aufbau des Modells	25
5.3. Steifigkeiten der <i>FÜK</i> für die Satzenrgabenbrücke	27
5.3.1. Gesamtsteifigkeit des Systems	27
6. Lastaufstellung	29
6.1. Ständige Lasten	29
6.1.1. Eigengewicht	29
6.1.2. Fahrbahnaufbau	29
6.1.3. Fahrbahnaufbau Mehr-/Minderdicke	29
6.1.4. Randbalken	30
6.1.5. Lärmschutzwand	30
6.1.6. Rückhaltesysteme	30

6.2.	Erddruck	30
6.2.1.	Allgemein	30
6.2.2.	Erddruckberechnung	31
6.3.	Kriechen und Schwinden	33
6.4.	Setzungen	33
6.5.	Verkehrslasten	33
6.5.1.	Rechnerische Fahrstreifen	33
6.5.2.	Lastmodell 1	34
6.5.3.	Lastmodell 2	34
6.5.4.	Lastmodell 3	34
6.5.5.	Lastmodell 4	36
6.5.6.	Bremsen und Anfahren	36
6.5.7.	Fliehkraft und andere Querlasten	36
6.5.8.	Gruppen von Verkehrslasten auf Straßenbrücken	37
6.5.9.	Erddruck aus Verkehr	37
6.6.	Temperatur	37
6.6.1.	Konstanter Temperaturanteil	37
6.6.2.	Ungleichmäßiger Temperaturanteil	38
6.6.3.	Gleichzeitiges Wirken von gleichmäßigem und ungleichmäßigem Temperaturanteil	39
6.7.	Wind	39
6.8.	Erdbeben	39
7.	Ergebnisse des Grundmodells	41
7.1.	Überlagerungen und Kombinationen	41
7.2.	Lastsummen	41
7.3.	Verschiebung in globaler X-Richtung	42
7.4.	Vergleich der Schnittgrößen	44
7.5.	Bemessung der Modelle	47
7.6.	Interpretation der Ergebnisse	51
III.	Parameterstudie	53
8.	Vorgangsweise	55
8.1.	Änderungen am Grundmodell	55
8.1.1.	Annahme zur Dimensionierung der <i>FÜK</i>	56
8.2.	Arbeitsschritte	56
9.	Variation der Parameter	59
9.1.	Stützweite	59
9.1.1.	Allgemein	59
9.1.2.	Parameterabhängige Anpassungen	60
9.1.3.	Bemessung und Analyse	61
9.2.	Feldanzahl/Brückenlänge	63
9.2.1.	Allgemein	63

9.2.2. Parameterabhängige Anpassungen	64
9.2.3. Bemessung und Analyse	65
9.3. Höhe der Widerlagerwand/Stützen	67
9.3.1. Allgemein	67
9.3.2. Parameterabhängige Anpassungen	68
9.3.3. Bemessung und Analyse	69
9.4. Plattenstärke	71
9.4.1. Allgemein	71
9.4.2. Parameterabhängige Anpassungen	72
9.4.3. Bemessung und Analyse	72
9.5. Horizontaler Bettungsmodul	75
9.5.1. Allgemein	75
9.5.2. Parameterabhängige Anpassungen	76
9.5.3. Bemessung und Analyse	76
9.6. Länge der <i>FÜK</i>	77
9.6.1. Allgemein	77
9.6.2. Parameterabhängige Anpassungen	78
9.6.3. Bemessung und Vergleich	78
10. Fazit und Ausblick	81
A. Lastbilder	89
B. Auszüge aus dem Vorabzug der Statik	93
C. Bewehrungsverlauf	97
C.1. Parameter - Stützweiten	97
C.2. Parameter - Brückenlänge/Feldanzahl	99
C.3. Parameter - Höhe der Wiederlagerwand/Stützen	102
C.4. Parameter - Plattenstärke	104
C.5. Parameter - Bettungsmodul	106

Abbildungsverzeichnis

2.1. Widerlagerkopfverformung in % der freien Verformung [15]	6
3.1. $F\ddot{U}K$ - Übersicht [5]	8
3.2. $F\ddot{U}K$ - Funktionsweise schematisch [47]	8
3.3. $F\ddot{U}K$ - Fertigteil [16]	8
3.4. Verlauf der Steifigkeitsfunktionen	10
4.1. Querschnitt Pfeiler [16]	16
4.2. Längsschnitt [18], $F\ddot{U}K$ -Detail [19]	17
4.3. Querschnitt Widerlager [16]	18
5.1. Abminderung der Bettung	23
5.2. Berechnungsmodell – <i>Sofistik</i>	25
5.3. Berechnungsmodell 3D – <i>Sofistik</i>	26
5.4. Berechnungsmodell 3D – <i>Sofistik</i>	26
6.1. Graphische Darstellung der Erddruckverläufe	32
6.2. Verschiebung aus kombiniertem Temperaturlastfall + Bremsen/Anfahren	33
6.3. Anwendung des LM3 [38]	35
7.1. Eigengewicht-MY	44
7.2. Temperatur-MY Einhüllende	45
7.3. gr1a-MY Einhüllende	45
7.4. gr5-MY Einhüllende	46
7.5. ULS-MY Einhüllende	46
7.6. Bemessung ohne $F\ddot{U}K$	47
7.7. Bemessung mit $F\ddot{U}K$	47
9.1. Angabe der maßgebenden Punkte im System	60
9.2. erstes Feld - M_{MAX} - relative Bewehrungsänderung	62
9.3. mittleres Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung	62
9.4. Stütze - relative Bewehrungsänderung	62
9.5. Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	63
9.6. Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	63
9.7. Angabe der maßgebenden Punkte im System	64
9.8. erstes Feld - M_{MAX} - relative Bewehrungsänderung	66
9.9. mittleres Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung	66
9.10. Stütze - relative Bewehrungsänderung	67
9.11. Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	67
9.12. Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	67

9.13. Angabe der maßgebenden Punkte im System	68
9.14. erstes Feld - M_{MAX} - relative Bewehrungsänderung	70
9.15. mittleres Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung	70
9.16. Stütze - relative Bewehrungsänderung	70
9.17. Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	71
9.18. Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	71
9.19. Angabe der maßgebenden Punkte im System	72
9.20. erstes Feld - M_{Max} - relative Bewehrungsänderung	73
9.21. Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung	74
9.22. Stütze - relative Bewehrungsänderung	74
9.23. Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	74
9.24. Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung	75
9.25. Angabe der maßgebenden Punkte im System	76
9.26. Feldmitte - relative Bewehrungsänderung	77
9.27. Stütze - relative Bewehrungsänderung	77
9.28. Feldmitte - relative Bewehrungsänderung	78
9.29. Stütze - relative Bewehrungsänderung	79
10.1. obere Bewehrungslage	81
10.2. untere Bewehrungslage	81
C.1. 20 m ohne $F\ddot{U}K$	97
C.2. 20 m mit $F\ddot{U}K$	97
C.3. 22 m ohne $F\ddot{U}K$	97
C.4. 22 m mit $F\ddot{U}K$	97
C.5. 24 m ohne $F\ddot{U}K$	98
C.6. 24 m mit $F\ddot{U}K$	98
C.7. 26 m ohne $F\ddot{U}K$	98
C.8. 26 m mit $F\ddot{U}K$	98
C.9. 28 m ohne $F\ddot{U}K$	98
C.10.28 m mit $F\ddot{U}K$	98
C.11.30 m ohne $F\ddot{U}K$	99
C.12.30 m mit $F\ddot{U}K$	99
C.13.100 m ohne $F\ddot{U}K$	99
C.14.100 m mit $F\ddot{U}K$	99
C.15.140 m ohne $F\ddot{U}K$	100
C.16.140 m mit $F\ddot{U}K$	100
C.17.180 m ohne $F\ddot{U}K$	100
C.18.180 m mit $F\ddot{U}K$	100
C.19.220 m ohne $F\ddot{U}K$	100
C.20.220 m mit $F\ddot{U}K$	100
C.21.260 m ohne $F\ddot{U}K$	101
C.22.260 m mit $F\ddot{U}K$	101
C.23.300 m ohne $F\ddot{U}K$	101
C.24.300 m mit $F\ddot{U}K$	101
C.25.4,00 m ohne $F\ddot{U}K$	102

C.26.4,00 m mit <i>FÜK</i>	102
C.27.5,00 m ohne <i>FÜK</i>	102
C.28.5,00 m mit <i>FÜK</i>	102
C.29.6,00 m ohne <i>FÜK</i>	102
C.30.6,00 m mit <i>FÜK</i>	102
C.31.7,00 m ohne <i>FÜK</i>	103
C.32.7,00 m mit <i>FÜK</i>	103
C.33.8,00 m ohne <i>FÜK</i>	103
C.34.8,00 m mit <i>FÜK</i>	103
C.35.9,00 m ohne <i>FÜK</i>	103
C.36.9,00 m mit <i>FÜK</i>	103
C.37.70 cm ohne <i>FÜK</i>	104
C.38.70 cm mit <i>FÜK</i>	104
C.39.80 cm ohne <i>FÜK</i>	104
C.40.80 cm mit <i>FÜK</i>	104
C.41.90 cm ohne <i>FÜK</i>	104
C.42.90 cm mit <i>FÜK</i>	104
C.43.100 cm ohne <i>FÜK</i>	105
C.44.100 cm mit <i>FÜK</i>	105
C.45.110 cm ohne <i>FÜK</i>	105
C.46.110 cm mit <i>FÜK</i>	105
C.47.120 cm ohne <i>FÜK</i>	105
C.48.120 cm mit <i>FÜK</i>	105
C.49.50% ohne <i>FÜK</i>	106
C.50.50% mit <i>FÜK</i>	106
C.51.100% ohne <i>FÜK</i>	106
C.52.100% mit <i>FÜK</i>	106
C.53.160% ohne <i>FÜK</i>	106
C.54.160% mit <i>FÜK</i>	106
C.55.200% ohne <i>FÜK</i>	107
C.56.200% mit <i>FÜK</i>	107
C.57.300% ohne <i>FÜK</i>	107
C.58.300% mit <i>FÜK</i>	107

Tabellenverzeichnis

3.1. Temperaturabhängige Steifigkeiten [3]	10
4.1. Bettungsmodul Widerlager [8]	20
4.2. Bettungsmodul Pfeiler [8]	20
4.3. Stahl[17]	20
4.4. Beton[17]	21
5.1. Bettungsmodul Widerlager Werte	24
5.2. Bettungsmodul Pfeiler Werte	24
6.1. Fahrbahnaufbau-Lasten	29
6.2. Erddruckberechnung	31
6.3. Δ Teilmobilisierter Erddruck zu aktivem Erddruck	32
6.4. <i>Lastmodell 1</i> : charakteristische Werte [38]	34
6.5. Lastgruppen [38]	37
7.1. Lastsummen tabellarisch	41
7.2. Verschiebung am Anfang der Brücke, nach Lastfall und Modell in mm	43
7.3. Bewehrungsmengen in Hauptrichtung	48
7.3. Bewehrungsmengen in Hauptrichtung	49
7.3. Bewehrungsmengen in Hauptrichtung	50
9.1. $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1 ⁶	60
9.2. Belastungsanpassung - u_x	61
9.3. $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1 ⁷	64
9.4. Belastungsanpassung - u_x	65
9.5. $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1	68
9.6. Belastungsanpassung - u_x	69
9.7. $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1 ⁸	72
9.8. Belastungsanpassung - u_x	73
9.9. Änderung des horizontalen Bettungsmoduls $k_{s,h,k}$	75
9.10. Änderung des teilmobilisierten Erddrucks nach Vogt von Faktor 1,0 auf 1,6	76
9.11. Variation der Fertigteilelemente - Steifigkeiten	78

Teil I.
Einführung

1. Einleitung

1.1. Zielsetzung und Problemstellung

Durch den Aufbau und die Wirkungsweise der Fahrbahnübergangskonstruktion (siehe Kapitel 3) kommt es in dem Brückentragwerk zu einer Änderung des statischen Systems. Die Folge daraus ist, dass sich die erforderliche Bewehrungsmenge bei einer Verwendung dieser Konstruktion ändert. Aus diesem Grund ist eine genaue Untersuchung in der Planung notwendig.

Diese zusätzliche Bewehrungsmenge soll unter verschiedenen Randbedingungen untersucht werden. Dabei wird versucht eine Gesetzmäßigkeit bei Änderung der Geometrie festzustellen. Durch die Variation von verschiedenen Parametern werden theoretische Werte geschaffen, um das Verhalten dieser neuen Konstruktion beurteilen zu können. Durch das separate Variieren eines einzelnen Parameters wird außerdem versucht die Ergebnisse isoliert zu betrachten.

Für, mit dieser Konstruktion, unerfahrene Planer, soll diese Arbeit somit als zusätzliche Einführung in die Thematik dienen, da durch die angefügten Diagramme und Bewehrungsverläufe Änderungen der Parameter und die Folgen dieser, übersichtlich dargestellt werden.

1.2. Aufbau der Diplomarbeit

Anfangs werden theoretische Hintergründe zu integralen Brücken und zu der neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion erläutert. Durch den Fokus auf die Parameterstudie wird versucht diese Kapitel relativ kurz zu halten und dabei auf andere Werke verwiesen.

Im zweiten Teil werden die Auswirkungen der $FÜK$ auf die Satzenrabenbrücke berechnet und mit den Ausschreibungsunterlagen [49, 50] verglichen. In diesem Kapitel finden sich genaue Lastaufstellungen und die genaue Beschreibung der Randbedingungen für diese Brücke. Weiters enthält dieses Kapitel, Pläne aus den Ausschreibungsunterlagen.

Die *Satzenrabenbrücke* definiert das *Grundmodell*, welches anschließend in einer Parameterstudie angepasst wird. Es werden quasi zwei Modelle berechnet, welche sich nur in der Modellierung der $FÜK$ als Federsteifigkeit an den Tragwerksenden unterscheiden. Anschließend folgt ein Vergleich der Schnittgrößen und der Bewehrungsmengen. Durch den Vergleich mit den Ausschreibungsunterlagen [49, 50] kann somit von einem genauen und richtigen Modell für den weiteren Verlauf der Arbeit ausgegangen werden.

Im letzten Teil der Arbeit werden Parameter der Brücke gewählt und anschließend variiert. Als Basis wird das Modell der *Satzenrabenbrücke* verwendet. Die Bemessung des Tragwerks erfolgt für ein Modell mit und ohne $FÜK$, wobei die relative Änderung über die Variation die gesuchte Größe kennzeichnet. Es sollen Diagramme erstellt werden, welche den Einfluss der $FÜK$ auf die erforderliche Bewehrung zeigen.

2. Integrale Brücken

Als integrale Brücken sind Bauwerke definiert, welche monolithisch ausgeführt sind. Dies bedeutet, dass Ober- und Unterbau direkt miteinander verbunden sind und auf Fugen, beziehungsweise Lager verzichtet wird. Auch von Fahrbahnübergangskonstruktionen ist bei dieser Bauweise abzusehen. Nachfolgend sollen einige Vorteile dieser Konstruktion genannt werden.

- Einsparung der Lebenszykluskosten [46]
- hochgradig statisch unbestimmte Systeme sind im Tragverhalten effektiver und weisen höhere Sicherheiten auf [11]
- effektiveres dynamisches Verhalten [11]
- ästhetischer Aspekt [11]

Nachteile wie die Zwangsbeanspruchungen können durch die Wahl von System, Material und Formgebung unter Kontrolle gebracht werden [11]. Während dieses und andere Probleme weitgehend bewältigt werden können, bleibt bei dem Zulassen von großen Verschiebungen das Problem der Aufnahme von Längenänderungen der Brücke, hauptsächlich ausgelöst durch die Lastfälle *Temperatur* und *Kriechen und Schwinden*, da hierbei bei einem Verzicht von Fugen, Schäden, wie Risse in der Fahrbahn, entstehen.

Grundsätzlich betrachtet, erfahren integrale Brücken trotz der behinderten Verformungen, durch die monolithische Bauweise, ähnliche Verformungen wie herkömmliche Brücken [4, 15].

Folgender Auszug aus dem Forschungsprojekt für integrale Brücken über 70 m [15], beschreibt diesen Sachverhalt nochmals:

In Abbildung 9 ist das Verhältnis zwischen der am Modell ermittelten Verformung und der freien Verformung, welche sich zu $\Delta_L = \alpha_T * \Delta_T * L/2$ ergibt, dargestellt. Insgesamt kann davon ausgegangen werden, dass sich eine freie Verformung im Widerlagerkopf einstellt. Diese Aussage wird auch durchgehend in der Fachliteratur bestätigt. [V.Nguyen, R.Pietra, S. Oberwalder 15, S. 21]

Die in dem vorangegangenen Zitat erwähnte *Abbildung 9* entspricht in vorliegender Arbeit der Abb. 2.1. Selbige zeigt die Widerlagerkopfverformung relativ zur freien Verformung. Bei dem extremsten Fall einer 200 m langen Brücke mit sehr steifer Einspannung ist eine Abweichung von 20% berechnet worden. Die restlichen Fälle weisen nur eine Abweichung von maximal 10% auf, wobei ein Großteil der untersuchten Fälle eine noch geringere Abweichung aufweist. Somit bildet die Annahme einer freien Widerlagerkopfverschiebung einen sinnvollen Ansatz in der Berechnung [15].

Auf weitere Eigenschaften und Eigenheiten von integralen Brücken soll im Zuge dieser Arbeit nicht eingegangen werden. Es wird auf die zu diesem Thema zahlreich vorhandene Literatur, beispielsweise [11, 43, 7], verwiesen.

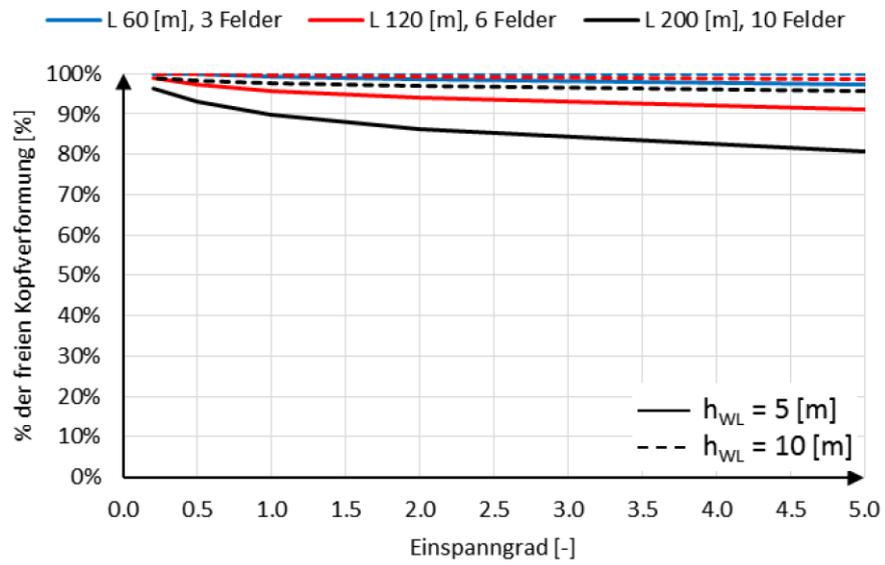


Abbildung 2.1.: Widerlagerkopfverformung in % der freien Verformung [V.Nguyen, R.Pietra, S. Oberwalder 15, S. 22]

3. Die neuartige Fahrbahnübergangskonstruktion

3.1. Funktionsweise der *FÜK*

Folgende Erläuterungen des Fahrbahnübergangs sind unter der Verwendung von [5, 4] entstanden.

Die Längenänderung des Brückentragwerks soll nicht wie bei einer konventionellen Fahrbahnübergangskonstruktion über eine einzelne Fuge abgebaut werden, sondern wird auf eine Vielzahl von Fugen, abhängig von der Brückengeometrie, aufgeteilt. Hierfür werden Fertigteilröge mit Abmessungen von 0,40 m Länge und 0,20 m Höhe verwendet, welche durch *GFK*-Zugbewehrung miteinander verbunden und am Ende der Konstruktion in einem Ankerblock, welcher den Abschluss der *FÜK* darstellt, verankert sind. Auf der anderen Seite sind die Zugglieder direkt mit der Schleppplatte verbunden. Die Anzahl der *GFK*-Zugglieder unterscheidet sich je nach gewählter Fertigteilbreite. Im Fall der *Satzengrabenbrücke* beträgt die Anzahl der Zugglieder 4 Stück pro Laufmeter Brückenbreite.

Die Fertigteilröge werden nach der Verlegung ausbetoniert, wodurch eine 0,30 m lange freie Verschiebungslänge der *GFK*-Zugglieder entsteht, welche maßgebend für die Berechnung der Federsteifigkeit ist. Durch die restlichen 0,10 m pro Fertigteilelement, welche ausbetoniert werden, werden die Betonröge miteinander gekoppelt und es kann durch den direkten Verbund des Betons keine Dehnung des Zugglieds erfolgen.

Durch das Aufliegen auf einer Gleitfläche öffnen sich die Fugen bei einer Kontraktion der Brücke, wodurch ein gleichmäßiges Aufteilen der Längsverschiebungen erzielt wird. Um eine Verschiebung der Gleitfläche gegen den Untergrund zu verhindern, werden auf der Unterseite der Gleitfläche Querrippen angeordnet, welche die Reibung erhöhen. Der Untergrund selbst ist als zementstabilisierte Tragschicht ausgebildet.

Es werden aufgrund der Fugenöffnung, von bis zu 1,2 mm, große Anforderungen an den bituminösen Aufbau der Fahrbahn gestellt, der diese Verformungen unbeschadet aufnehmen muss. Die fehlerfreie Funktionsweise ist sehr stark von einer gleichmäßig verteilten Verschiebung auf die Fugen und der Einhaltung von maximalen Fugenöffnungen abhängig.

In den Abb. 3.1 bis 3.3 sind Darstellungen der *FÜK* zu sehen, welche obige Beschreibung besser veranschaulichen.

3. Die neuartige Fahrbahnübergangskonstruktion

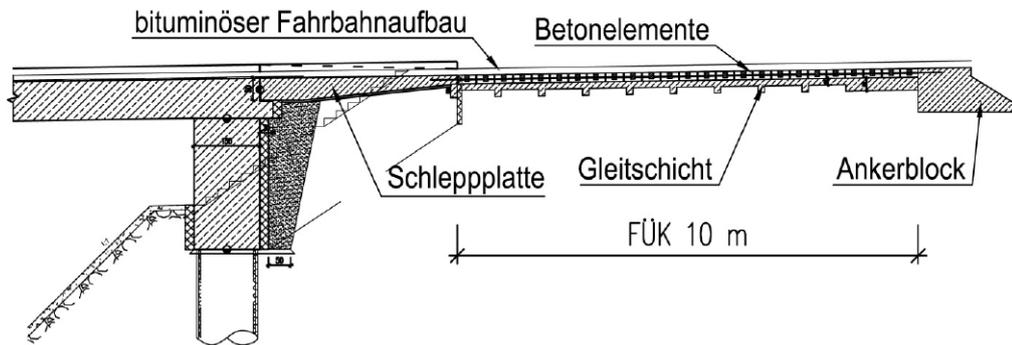


Abbildung 3.1.: FÜK - Übersicht [5]

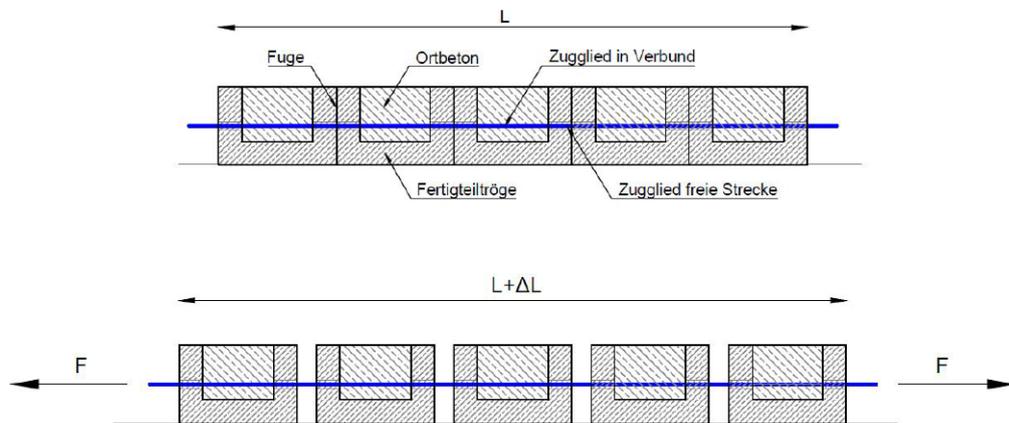


Abbildung 3.2.: FÜK - Funktionsweise schematisch [47]

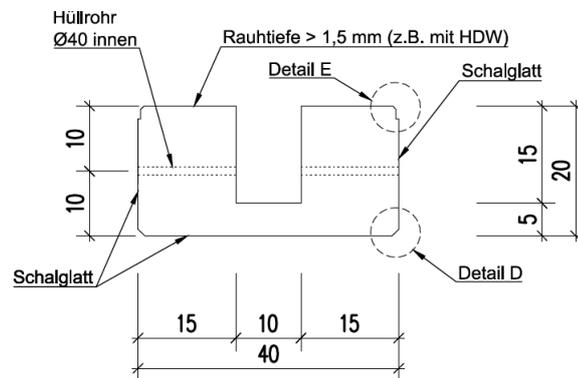


Abbildung 3.3.: FÜK - Fertigteil [16]

3.2. Modellierung der FÜK

Folgende Kapitel sind im Zuge einer Projektarbeit entstanden [12] und wurden für die Verwendung für die Diplomarbeit adaptiert und übernommen.

Die Modellierung der FÜK erfolgt als Feder an den Brückenenden. Die Berechnung der Steifigkeiten folgt. Die Ansätze basieren auf der allgemeinen Formel für die Berechnung der Federsteifigkeit, beschrieben in Gleichung (3.1).

$$K = \frac{E * A}{L} \quad \begin{array}{l} K \text{ - Federsteifigkeit [kN/m]} \\ E \text{ - E-Modul [kN/m}^2\text{]} \\ A \text{ - Querschnittsfläche [m}^2\text{]} \\ L \text{ - Länge [m]} \end{array} \quad (3.1)$$

Die folgende Berechnung gilt für das Grundmodell wobei die Anpassungen der FÜK für die Parameterstudie nicht erneut behandelt werden. Die Berechnung erfolgt analog und es werden nur die Steifigkeiten und Eigenschaften der Konstruktion tabellarisch zusammengefasst.

3.2.1. Modellierung mit Steifigkeitswerten aus Großversuch

Um realitätsnahe Einflüsse modellieren zu können, werden die Steifigkeitswerte, welche bei dem Großversuch gemessen wurden, im Modell angewandt. Die aus [3] gemessenen Werte beziehen sich jedoch direkt auf den Großversuch mit den Abmessungen von 3,00 m Breite und 8,00 m Länge und müssen deshalb angepasst werden. Die detaillierte Berechnung findet sich in Abschnitt 3.2.1.1 wieder.

In [3] sind temperaturabhängige Steifigkeitsverläufe des Asphalts angegeben. Diese Werte werden mittels *Excel* extrapoliert und anschließend wird mittels einer *Trendfunktion* eine angenäherte Gleichung berechnet. Es handelt sich dabei um ein Polynom dritten Grades, wobei diese Funktion nur bei Werten $\leq 2,32^\circ\text{C}$ gültig ist. Bei Werten $> 2,32^\circ\text{C}$ wird ein linearer Verlauf angenommen, wobei die Steifigkeit pro $1,00^\circ\text{C}$ um $1,00\text{ kN/mm}$ fällt, bis die Steifigkeit bei einem Wert von ca. $12,32^\circ\text{C}$, 0 kN/mm beträgt. Ab diesem Wert bleibt die Steifigkeit bei konstant 0 kN/mm . Die detaillierte Berechnung findet sich in Abschnitt 3.2.1.2 wieder.

3.2.1.1. Steifigkeit der FÜK

Laut [3] wurde eine von der Temperatur unabhängige Steifigkeit von $37,00\text{ kN/mm}$ gemessen. Diese soll in Gleichung (3.2) auf eine Steifigkeit pro Laufmeter Brückenbreite umgerechnet werden. Anschließend wird die Steifigkeit in Gleichung (3.3) pro Fertigteil berechnet. Die Berechnung bezieht sich bei beiden Gleichungen auf die Formel aus Gleichung (3.1).

$$K_{FT,lfm} = \frac{37,00\text{ kN/mm}}{3,00\text{ m}} = 12,33\text{ kN}/(\text{mm m}) \quad (3.2)$$

$$k_{FT,lfm,Stk} = 12,33\text{ kN}/(\text{mm m}) * 20\text{ Stück} = 246,66\text{ kN}/(\text{mm m}) \quad (3.3)$$

3.2.1.2. Steifigkeit des Asphalts

Die Berechnung der Steifigkeit erfolgt über das Berechnen des Mittelwertes der in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Funktionen. Grundlegend für diese Funktionen sind die Angaben

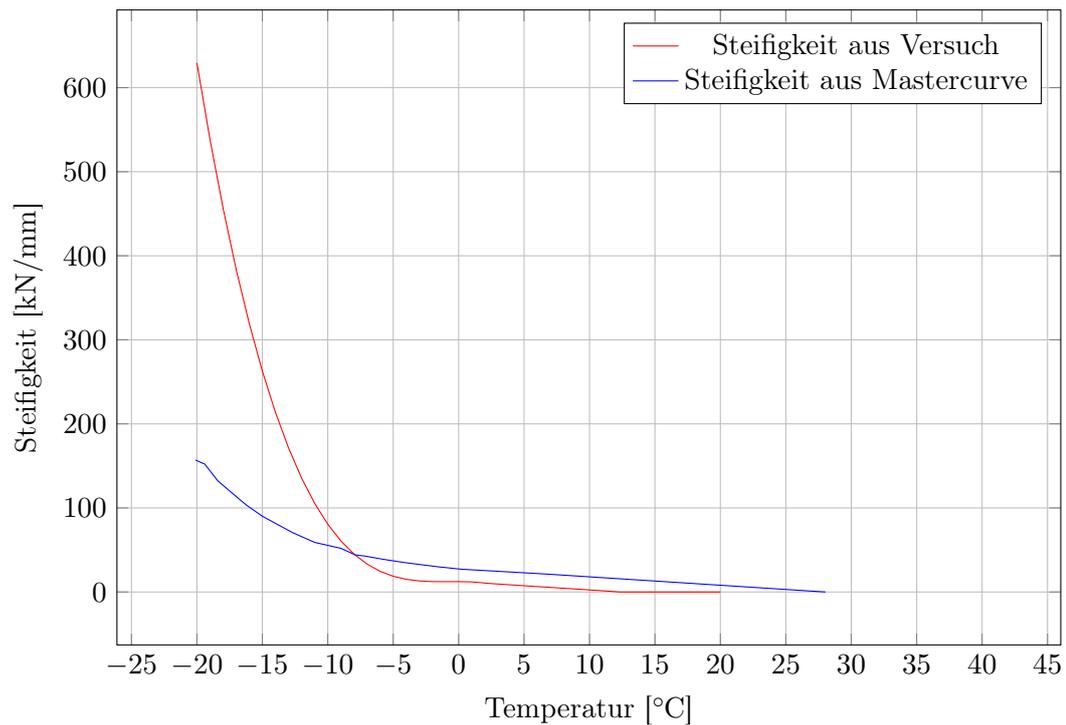


Abbildung 3.4.: Verlauf der Steifigkeitsfunktionen

aus [3], welche in Tabelle 3.1 zusammengefasst sind. Sie definieren den weiteren Verlauf der Steifigkeitsentwicklung, abhängig von der Temperatur. Der Verlauf findet sich in Abb. 3.4.

1. $f(x) = -0.0861 * x^3 - 0.1807 * x^2 - 0.0319 * x + 12.323$; $-20\text{ °C} < x \leq 2,32\text{ °C}$
2. $g(x) = -x + 12,476$; $2,32\text{ °C} < x < 12,32\text{ °C}$
3. $h(x) = 0$; $12,32\text{ °C} < x < 40\text{ °C}$

Der Abfall der Steifigkeit auf den Wert 0,00 kN/mm, ist nur eine Annahme die für die Berechnung in dieser Arbeit hinreichend genau ist, da nur der Bereich zwischen -20 °C und 40 °C betrachtet und ein Mittelwert berechnet wird. Tatsächlich fällt die Steifigkeit nicht auf

Tabelle 3.1.: Temperaturabhängige Steifigkeiten [3]

Temperatur [°C]	Gesamt [kN/mm]	Fertigteil [kN/mm]	Asphalt [kN/mm]
2,32	47,2	37	10,2
-0,57	49,3	37	12,3
-4,40	53,5	37	16,3
-6,61	66,5	37	29,5

0,00 kN/mm ab sondern sinkt auf einen sehr geringen Wert ab der für diese Berechnung keine signifikante Rolle spielt. Der Mittelwert dieser Funktionen berechnet sich mit Gleichung (3.4). Dieses Integral wird mit dem Programm *Matlab* ausgewertet.

$$\frac{1}{40 - (-20)} * \left(\int_{-20}^{2,32} f(x) dx + \int_{2,32}^{12,32} g(x) dx + \int_{12,32}^{40} h(x) dx \right) \quad (3.4)$$

Listing 3.1: Berechnung des Mittelwerts - Großversuch

```

1 clc
  syms x1
3 y1 = -0.0861*x1.^3-0.1808*x1.^2-0.0327*x1+12.324;
  syms x2
5 y2 = -x2+12.476;
  syms x3
7 y3 = x3*0;
  a=int(y1, -20,2.32);
9 b=int(y2, 2.32, 12.32);
  c=int(y3, 12.32, 40);
11 vpa((a+b+c)/(40-(-20)))

```

Der Mittelwert der Steifigkeit des Asphalts ergibt sich zu 54,89 kN/mm. In Gleichungen (3.5) und (3.6) wird die Steifigkeit des Asphalts bezogen auf ein Fertigteilelement berechnet.

$$K_{A,lfm} = \frac{54,89 \text{ kN/mm}}{3,00 \text{ m}} = 18,30 \text{ kN}/(\text{mm m}) \quad (3.5)$$

$$k_{A,lfm,Stk} = 18,30 \text{ kN}/(\text{mm m}) * 20 \text{ Stück} = 365,94 \text{ kN}/(\text{mm m}) \quad (3.6)$$

3.2.1.3. Steifigkeit des Asphalts - eine Alternative

Informativ folgt die Berechnung der Asphaltsteifigkeit mittels alternativer Grundlage.

Die *Mastercurve* stellt den Zusammenhang zwischen der Temperatur und dem Elastizitätsmodul bei einer vorgegebenen Belastungsgeschwindigkeit dar. Bei der vorliegenden *Mastercurve* ist die Geschwindigkeit mit $1 \cdot 10^{-6}$ Hz definiert. Die alternative Berechnung der Steifigkeit des Asphalts erfolgt mittels Berechnung des Mittelwerts der an die *Mastercurve* angepassten Funktionen, analog zu Abschnitt 3.2.1.2.

Die Berechnung der Steifigkeiten des Asphalts, ausgehend von dem E-Modul, ist in Gleichung (3.7) exemplarisch für 6,70 °C dargestellt. Die Abmessungen beziehen sich, um die Steifigkeiten vergleichen zu können, auf die Konstruktion des Großversuchs mit einer Breite von 3,00 m, einer Länge von 8,00 m und einer Asphaltstärke von 0,14 m.

$$K_{A,alt} = \frac{406 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} * 0,14 \text{ m}}{8,00 \text{ m}} = 21 \text{ 315 kN/m} = 21,32 \text{ kN/mm} \quad (3.7)$$

Folgende Funktionen beschreiben den Verlauf der Steifigkeit ausgehend von der *Mastercurve*, wobei in positiver Richtung aufgrund von fehlenden Werten Annahmen getroffen werden mussten. Die Funktionen sind, für eine Vergleichbarkeit mit dem Ansatz aus Abschnitt 3.2.1.2, in Abb. 3.4 abgebildet. Wie in Abschnitt 3.2.1.2 stellt der Abfall der Steifigkeit auf 0,00 kN/mm eine für diese Berechnung hinreichend genaue Annahme dar, welche nicht der Realität entspricht.

3. Die neuartige Fahrbahnübergangskonstruktion

1. $m(x) = -0.0055 * x^3 + 0.1926 * x^2 - 0.6615 * x + 24.217;$ $-20^\circ\text{C} < x \leq 6,70^\circ\text{C}$
2. $n(x) = -x + 28,08;$ $6,70^\circ\text{C} < x < 28,03^\circ\text{C}$
3. $o(x) = 0;$ $28,03^\circ\text{C} < x < 40^\circ\text{C}$

Der Mittelwert berechnet sich mit Gleichung (3.8).

$$\frac{1}{40 - (-20)} * \left(\int_{-20}^{6,70} m(x) dx + \int_{6,70}^{28,03} n(x) dx + \int_{28,03}^{40} o(x) dx \right) \quad (3.8)$$

Listing 3.2: Berechnung des Mittelwerts - *Mastercurve*

```
1 clc
  syms x1
3 y1 = -0.0055*x1^3+0.1926*x1^2-0.6615*x1 + 24.217;
  syms x2
5 y2 = -x2+28.08;
  syms x3
7 y3 = x3*0;
  a=int(y1, -20, 6.7);
9 b=int(y2, 6.7, 28.08);
  c=int(y3, 28.08, 40);
11 vpa((a+b+c)/(40-(-20)))
```

Der Mittelwert der Steifigkeit ergibt sich damit zu 29,05 kN/mm. Der Faktor im Vergleich zum Ansatz mit den gemessenen Steifigkeiten aus dem Großversuch in Abschnitt 3.2.1.1 berechnet sich in Gleichung (3.9).

$$\frac{29,05}{54,89} = 0,53 \quad (3.9)$$

Teil II.

Grundmodell - Satzengrabenbrücke

4. Allgemein

Dieses Kapitel beschreibt die Brücke in Ihren Eigenschaften und dient als Übersicht. Unter anderem enthält es auch Auszüge aus den Plänen der Ausschreibungsphase. Sämtliche Angaben beziehen sich, wenn nicht anders angegeben, auf den technischen Bericht des Ausschreibungsprojektes [17].

Die verwendeten Normen finden sich im Literaturverzeichnis wieder. Diese stellen die Berechnungsgrundlagen dar. Sie werden durch das Planungshandbuch der Asfinag [44] ergänzt.

Für Teil II dient eine Projektarbeit als Grundlage [12], wobei in dieser die Brücke als Flächenmodell berechnet wurde. Für vorliegende Arbeit wurde das Berechnungsmodell als Stabmodell komplett neu aufgebaut und erneut analysiert.

4.1. Beschreibung des Bauwerks

Die nachzurechnende Brücke ist Teil des Projektes *A5 Nordautobahn* und befindet sich im mittleren Abschnitt ebendieses. Dieser liegt zwischen Schrick und Poysbrunn und misst eine Länge von ca. 24,8 km. Der Abschnitt liegt zwischen den km 23,728 und km 48,460.

Die Trasse der *A5 Nordautobahn* kreuzt bei km 32,403 den Satzengraben. Für diese Überquerung ist die Errichtung einer fünf-feldrigen Brücke, welche im weiteren Verlauf der Arbeit als *A5.24* bezeichnet wird, notwendig. Sie wird als integraler Stahlbetonrahmen ausgeführt. Bodenspezifische Parameter, Art und Abmessung der Gründung sind im Abschnitt 4.4 zu finden.

4.2. Abmessungen und Anlageverhältnisse A5.24

Die beiden Richtungsfahrbahnen sollen als komplett voneinander getrennte Brückentragwerke ausgeführt werden. Im Zuge des Pilotprojekts sollen verschiedene Ausführungsvarianten zur Anwendung kommen. Es wird darauf geachtet die Steifigkeit der Konstruktion symmetrisch auszuführen.

Um einen Überblick zu schaffen, folgen die Abmessungen in Form einer Aufzählung:

- Die fünf-feldrige Brücke weist Spannweiten von 20 m bzw. 24 m auf. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt $20 + 24 + 24 + 24 + 20 = 112$ m. Das Längsgefälle beträgt 1,5 %. Die Widerlager sind massiv ausgebildet und werden durch seitliche Hängeflügel ergänzt. Der horizontale Radius der Fahrbahnmitte beträgt 1700 m.
- Die Tragwerksbreite einer Fahrtrichtung weist inklusive der beiden Randbalken eine Breite von 15,45 m auf. Die Neigung in Querrichtung beträgt 3 %.
- Die Plattendicke beträgt 0,90 m wobei im Bereich der Randbalken die Platte auf 0,25 m verjüngt wird. Im Bereich der Stützen weist die Platte eine Stärke von 1,40 m auf.

4. Allgemein

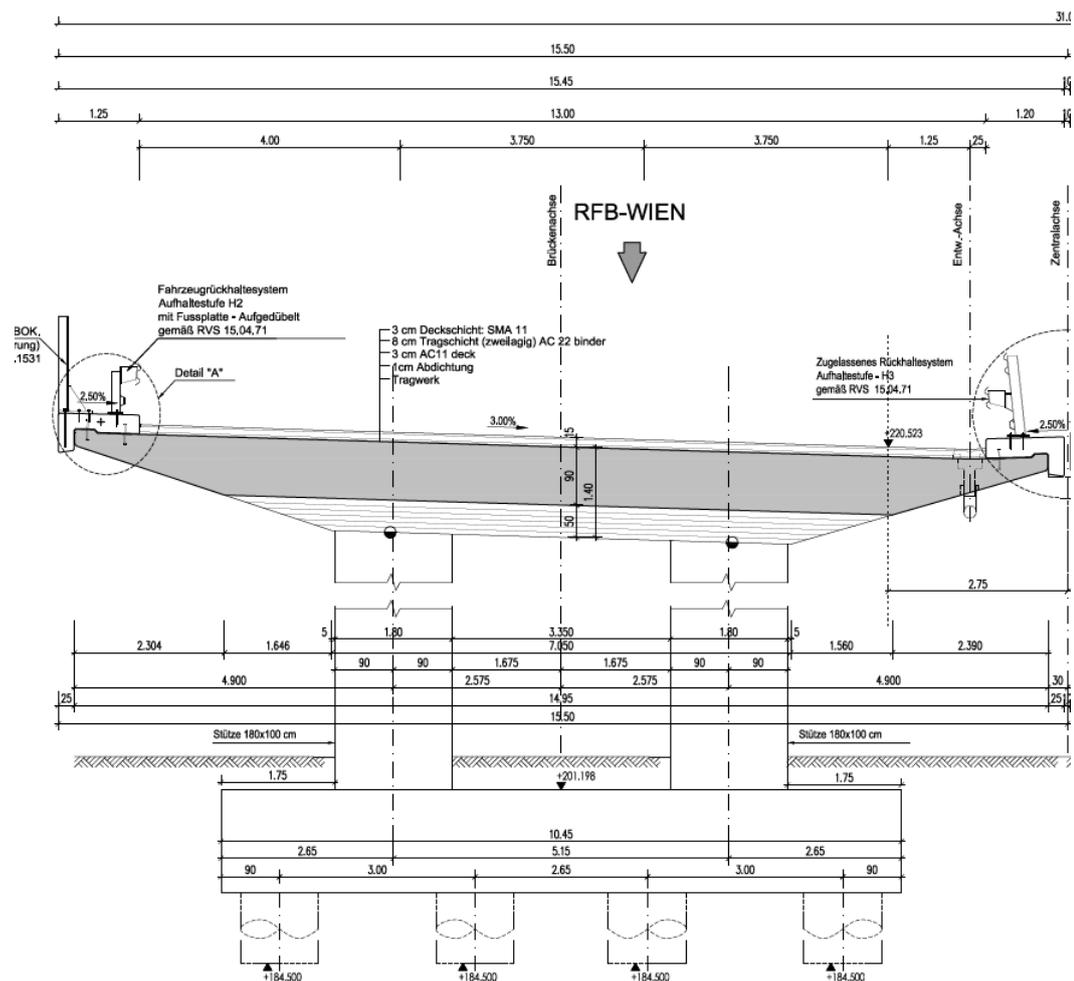


Abbildung 4.1.: Querschnitt Pfeiler [16]

- Die Brücke ist durch jeweils zwei rechteckige Stützen pro Achse, mit den Abmessungen von 1,00 m · 1,80 m, gelagert.

Die Abmessungen und die Art der Gründung sind in Abschnitt 4.4 zu finden. Abb. 4.1 bis 4.3 sind Ausschnitte aus den vorliegenden Plänen und dienen der Übersicht.

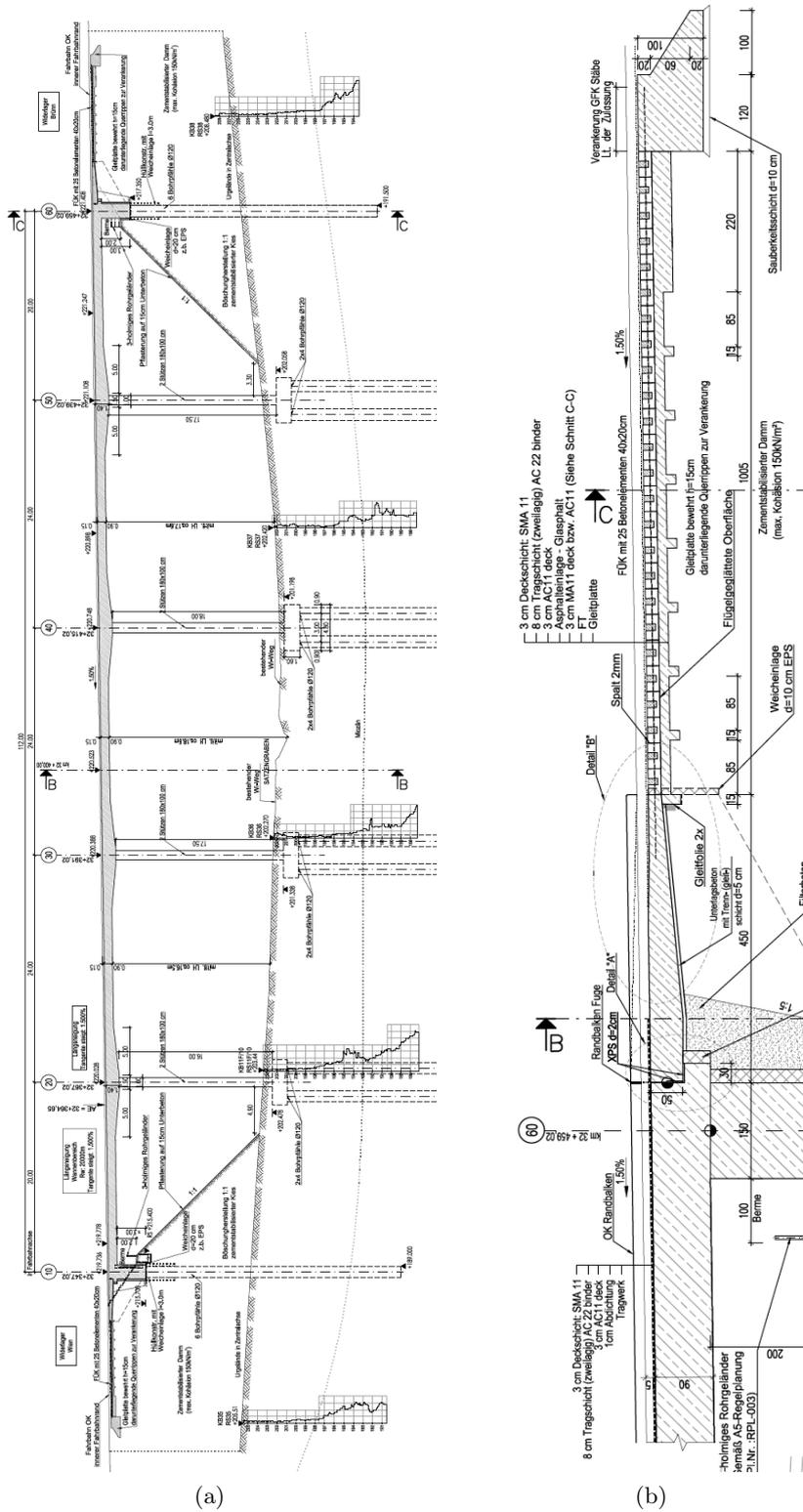


Abbildung 4.2.: Längsschnitt [18], FÜK-Detail [19]

4. Allgemein

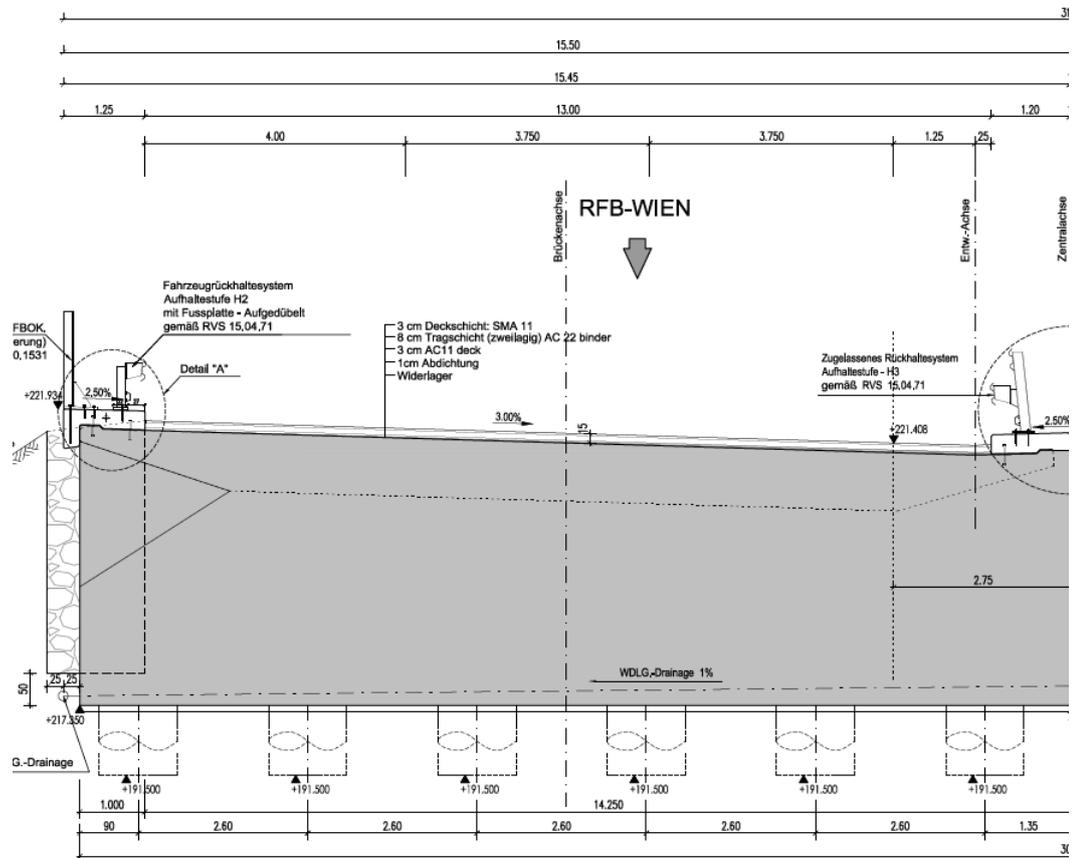


Abbildung 4.3.: Querschnitt Widerlager [16]

4.3. Festlegung der FÜK

Die FÜK befindet sich an beiden Enden des Tragwerkes und ist an die obenliegende Schleppplatte angeschlossen. Ihre Länge ist mit 10 m [17] vorgegeben. Durch die Breite der Fahrbahn von 13 m ist die Übergangskonstruktion auch in dieser Richtung definiert. Die FÜK selbst besteht aus aneinander gereihten Betonelementen, welche durch Zugglieder miteinander verbunden sind. Diese sind einerseits in der Schleppplatte, andererseits in einem Ankerblock fest verbunden. Unter der FÜK befindet sich eine Gleitplatte, die über Querrippen mit dem Untergrund schubfest verbunden ist. Die Zugglieder, welche korrosionsbeständig sein müssen, sind aus Glasfaserbewehrungsstäben herzustellen. Diese und weitere Angaben zu der FÜK finden sich in [17] wieder. Die in Abschnitt 4.2 erwähnte Variation der Ausführung ist ebenfalls in [17] zu finden. Diese verfolgt hauptsächlich wirtschaftliche Ziele und ist für die statische Bemessung nicht relevant.

4.4. Fundierung

Folgender Abschnitt ist direkt aus dem Ausschreibungsdokument [17] übernommen:

Die beiden nach Richtungsfahrbahnen komplett getrennten Brückentragwerke werden als unten offene, auf Großbohrpfählen fundierte Rahmen ausgeführt. Die statisch konstruktiven [sic] Unterlagen inkl. des vorliegenden Berichts beruhen auf den Gutachten bzw. gutachterlichen Stellungnahme seitens BGG Consult.

Die Hinterfüllung der Widerlager wird mit einem zementstabilisierten Kies erstellt, der Kohäsionswert muss zwischen 20 kPa und 150 kPa liegen.

Die Gründung des Stahlbetonrahmens wird gemäß Gutachten mittels Tieffundierung (gewählt: Großbohrpfähle \varnothing 120 cm) erfolgen. Die zulässige Mantelreibung beträgt 90 kN/m² (GZT) / 60 kN/m² (GZG), der Spitzendruck am Pfahlfuss 2200 kN/m² (GZT) / 900 kN/m² (GZG). Die Mindesteinbindelänge in den tragfähigen Boden beträgt 5,5 m in den WL Achsen (Achse 10 und 60) und 8,5 m in den ST Achsen (Achse 20, 30, 40, 50). Der Pfahlabstand beträgt in den WL Achsen und bei den Innenpfählen der Mittelachsen weniger als $2,5 \cdot D$, womit eine Abminderung der anrechenbaren Mantelfläche für die vertikale Lastabtragung zu berücksichtigen wäre.

Die Setzungen werden aufgrund der geplanten Tieffundierung 2,0 cm (absolut) bzw. 1,0 cm (relativ zwischen Stützenachsen) nicht überschreiten. [FCP 17, S. 13]

Im Bereich der Dammschüttung der Widerlager ist auf den Ansatz einer negativen Mantelreibung zu verzichten [49].

Die Horizontalkräfte dürfen laut geotechnischem Bodengutachten [8] über die horizontale Bettung abgeleitet werden. Für den Nachweis der Horizontalbelastung darf das Bettungsmodulverfahren angewandt werden. Die Pfahleinflussbreite ist mit maximal $1,5 \cdot D$ anzunehmen. Der Verlauf des horizontalen Bettungsmoduls $k_{s,h,k}$ ist in den Tabellen 4.1 und 4.2 ersichtlich. Dieser soll bei einer Pfahlgruppenwirkung abgemindert werden.

Tabelle 4.1.: Bettungsmodul Widerlager [8]

Schicht	Bettungsmodul $k_{s,h,k}$
Pfahlrost UK – Dammfuß	$k_{s,h,k}$ um $2,5 \text{ MN/m}^3$ pro m linear ansteigend
Dammfuß – OK tragfähiges Miozän	$k_{s,h,k}$ um 5 MN/m^3 pro m linear ansteigend, bei Erreichen von 40 MN/m^3 konstanter Verlauf
OK tragf. Miozän – Pfahl UK	$k_{s,h,k} = 70 \text{ MN/m}^3$ konstant

Tabelle 4.2.: Bettungsmodul Pfeiler [8]

Schicht	Bettungsmodul $k_{s,h,k}$
Pfahlrost UK – OK tragfähiges Miozän	$k_{s,h,k}$ 5 MN/m^3 pro m linear ansteigend, bei Erreichen von 40 MN/m^3 konstanter Verlauf
OK tragf. Miozän – Pfahl UK	$k_{s,h,k} = 70 \text{ MN/m}^3$ konstant

4.5. Materialdefinition

In diesem Kapitel sollen die aus der Ausschreibung vorgegebenen Materialgüten festgehalten werden. Die Einträge der Tabellen 4.3 und 4.4 sind den Angaben des technischen Berichts [17] zu entnehmen.

Tabelle 4.3.: Stahl[17]

Bauteil	Bewehrungsstahl
Unterbauten, Tragwerk, Schleppplatten	B550 B
FÜK Achse 10: Ankerblock, Gleitpl., FT-Elemente	Edelstahl 1,4462(318LN)
FÜK Achse 60: Ankerblock, Gleitpl., FT-Elemente	B550 B

Tabelle 4.4.: Beton[17]

Bauteil	Betonklasse
Tragwerk-Überbau	C35/45 / B5 / F45
Stützen	C30/37 / B5 / F45
Randbalken	C25/30 / RS / B7 / F45
Widerlager / Flügel	C30/37 / B5 / F45
Schleppplatten	C25/30 / B7 / F45
Pfahlkopfplatte	C25/30 / GK32 / B3 / F45
Bohrpfähle	C25/30 / GK32 / B11 / BS-TB1 / F59
Unterlagsbeton	X0(A) / GK32 / F38
Mager- bzw. Füllbeton	X0(A) / GK32 / F38
Ausgleichs- bzw. Gefällebeton	X0(A) / GK32 / F38
Einkorn / Filterbeton	X0(A) / 16/32
FÜK Gleitplatte und Ankerblock	C25/30 / B7 / F45
FÜK Fertigteilelemente	C30/37 / B7 / GK16 / F45
FÜK Vergussbeton	C30/37 / B7 / GK8 / F59

5. System

5.1. Ansatz der vertikalen und horizontalen Bettung der Bohrpfähle

Die geotechnischen Angaben sind dem Bodengutachten [8] und dem Abschnitt 4.4 zu entnehmen. Grundsätzlich soll die Gruppenwirkung von Pfählen bei einem Abstand $< 2,5 * D = 2,5 * 1,20 \text{ m} = 3,00 \text{ m}$ berücksichtigt werden [8]. Der Abminderungsbeiwert α_L , welcher die Abminderung aufgrund von Pfahlabständen in Krafrichtung definiert, beträgt somit $\alpha_L = 0$. Durch die unterschiedliche Anordnung der Bohrpfähle unter den Widerlagern und unter dem Pfeiler ergeben sich verschiedene Abminderungsfaktoren.

Generell wird darauf hingewiesen, dass in dem Vorabzug der Standberechnung [49] auf die Berücksichtigung der erlaubten Pfahleinflussbreite von $1,5 * D$ verzichtet wird. In dieser Berechnung wird diese jedoch ausgenutzt. Dies ergibt vor allem im Hinblick auf die Aussage aus [49], dass das Steifere der untersuchten Systeme das Maßgebende sei, Sinn. Für die Berechnung der horizontalen Bettung siehe Abschnitte 5.1.1 und 5.1.2. Die Abminderung erfolgt nach Abb. 5.1¹. Die Berechnung der Bettung erfolgt laut Gleichung (5.1) und bezieht sich auf die Kennwerte aus Abschnitt 4.4.

$$k_{s,h,k} * D * 1,5 * \alpha \quad \begin{array}{l} k_{s,h,k} \text{ – horizontaler Bettungsmodul} \\ D \text{ – Durchmesser des Bohrpfahls} \\ 1,5 \text{ – Pfahleinflussbreite} \\ \alpha \text{ – Abminderungsfaktoren aus Pfahlgruppenwirkung} \end{array} \quad (5.1)$$

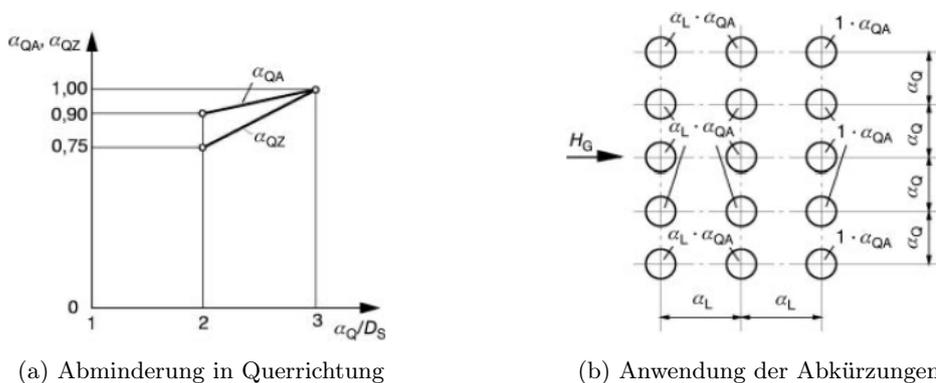


Abbildung 5.1.: Abminderung der Bettung von einzelnen Pfählen in Pfahlgruppen [6]

¹Die Beschriftung an der Abszisse $\frac{\alpha_Q}{D_s}$ ist falsch und lautet richtig $\frac{a_Q}{D_s}$. Die Variablen für den Abstand zwischen den Bohrpfählen lauten a nicht α .

5.1.1. Abminderung der horizontalen Bettung im Widerlagerbereich

Unter der Widerlagerwand sind die Pfähle in einer Reihe, in einem Abstand von $e = 2,60$ m angeordnet [siehe 18, 16]. Dieser ist $< 3,00$ m $= 2,5 * D$ und erfordert eine Reduzierung des Bettungsmoduls. Durch Anwenden der in Abschnitt 5.1 definierten Vorgangsweise und Interpolation der Grenzwerte ergeben sich die Abminderungsbeiwerte zu $\alpha_{QA} \approx 0,92$ für die Außenpfähle und $\alpha_{QZ} \approx 0,79$ für die Innenpfähle.

Tabelle 5.1 definiert die Bettung nach Anwendung der Gleichung (5.1) und der Abminderungsbeiwerte α_{QA} und α_{QZ} in der zugehörigen Höhe.

Die Lagerung in z-Richtung wird mittels einer Wegfeder definiert, wobei die Federsteifigkeiten aufgrund von fehlenden Angaben im geotechnischen Gutachten [8], mit einer Steifigkeit von 215,00 MN/m definiert werden. Diese Annahme beruht auf der statischen Vorberechnung [49].

Tabelle 5.1.: Bettungsmodul Widerlager Werte

Höhe m	Bettungsmodul MN/m ³	Innenpfahl $k_{s,h,k}$ MN/m ³	Außenpfahl $k_{s,h,k}$ MN/m ³
0	0	0	0
3	0	0	0
10	31,5	24,89	28,98
14,5	72	56,88	66,24
20	72	56,88	66,24
30	126	99,54	115,92

5.1.2. Abminderung der horizontalen Bettung im Pfeilerbereich

Unter den Pfeilern sind die Pfähle in zwei Reihen angeordnet [siehe 18, 16]. Der Abstand zwischen den Reihen beträgt 3,00 m und ist somit nicht für eine Abminderung relevant. Der Abstand zwischen den inneren Stützen beträgt 2,65 m und führt damit durch Anwenden der in Abschnitt 5.1 definierten Vorgangsweise und Interpolation der Grenzwerte zu einem Abminderungsbeiwert von $\alpha_{QA} \approx 0,92$.

Diese gelten im Sinne der Definition von Abschnitt 5.1 als Außenpfähle, da die eigentlichen Außenpfähle einen Abstand von 3,00 m aufweisen und damit nicht der Pfahlgruppe angerechnet werden sollen.

Tabelle 5.2 definiert die Bettung nach Anwendung der Gleichung (5.1) und der Abminderungsbeiwerte α_{QA} und α_{QZ} in der zugehörigen Höhe.

Tabelle 5.2.: Bettungsmodul Pfeiler Werte

Höhe m	Bettungsmodul MN/m ³	Innenpfahl $k_{s,h,k}$ MN/m ³	Außenpfahl $k_{s,h,k}$ MN/m ³
0	0	0	0
8	72	66,24	72
30	126	115,92	126

5.2. Aufbau des Modells

Für die Berechnung der Schnittgrößen und der erforderlichen Bewehrung wird das Programm *Sofistik* verwendet. Das Modell wird als Stabmodell eingegeben, um eine bessere Vergleichbarkeit und ein einfacheres Bearbeiten des Modells im weiteren Verlauf zu garantieren. Auftretende Exzentrizitäten werden durch Kopplungen modelliert. Die Pfähle werden einem eigengewichtslosen Material zugewiesen. Der Ausdehnungskoeffizient des Betons beträgt im Allgemeinen $\alpha_B = 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$.

Details zu der Lagerung des Modells sind den Abschnitten 4.4 und 5.1 auf den Seiten 19 und 23 enthalten. Die Lastaufstellung folgt im Kapitel 6.

Es werden im Allgemeinen zwei Modelle definiert, welche sich durch die, als Punktfeder modellierte, *FÜK* unterscheiden. Für weitere Details siehe Abschnitt 3.2. Die Feder wird als eine eigene Gruppe definiert, um Ihre Wirkung im Modell je nach Bedarf ein- oder ausschalten zu können.

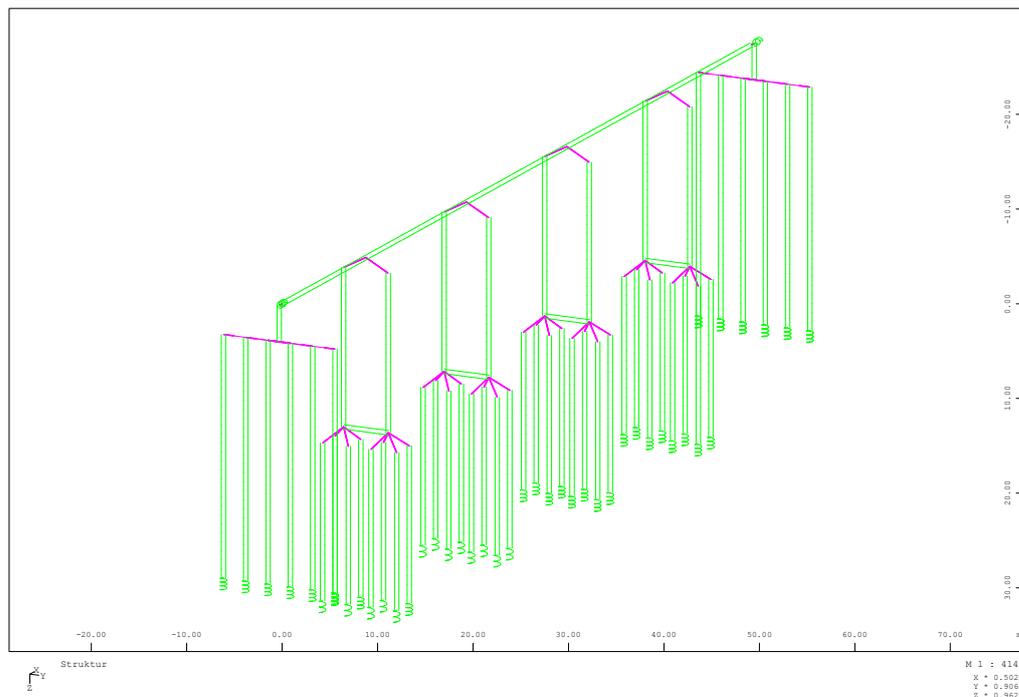


Abbildung 5.2.: Berechnungsmodell – *Sofistik*

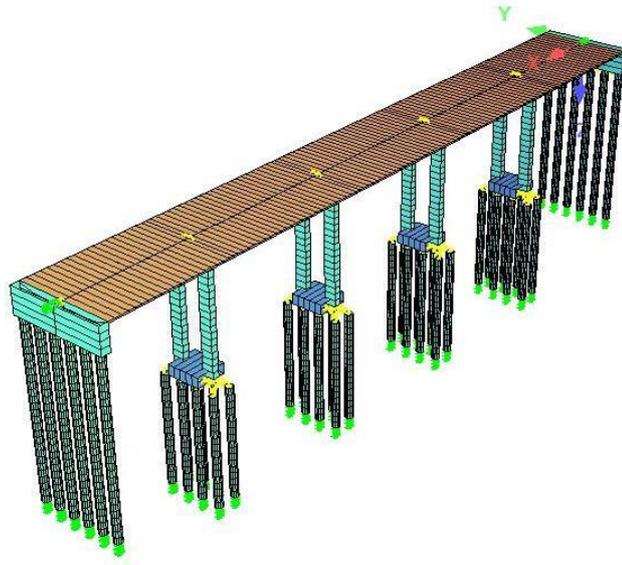


Abbildung 5.3.: Berechnungsmodell 3D – *Sofistik*

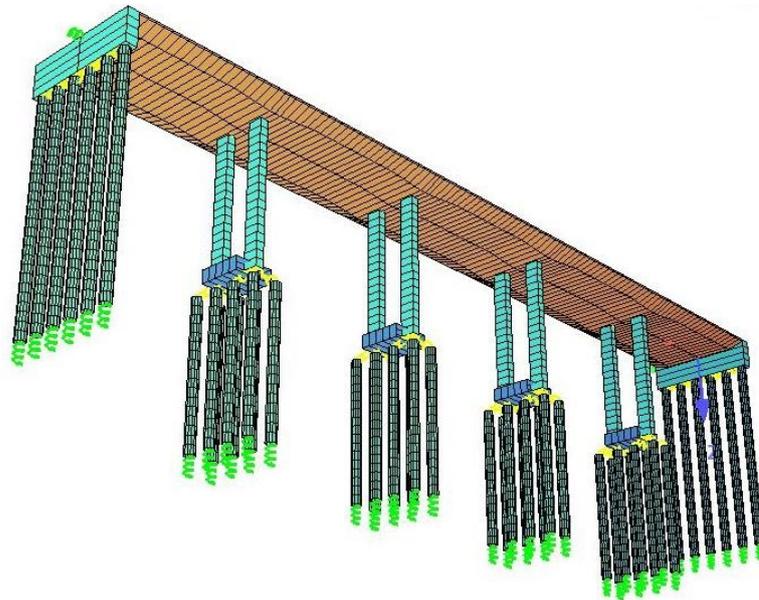


Abbildung 5.4.: Berechnungsmodell 3D – *Sofistik*

5.3. Steifigkeiten der FÜK für die Satzengrabenbrücke

Grundsätzlich basieren die Berechnungen auf Abschnitt 3.2, wobei für die Berechnung jene Werte aus der Untersuchung des Großversuchs herangezogen werden. Es folgt die Anpassung der Steifigkeit der Fertigteilelemente in Gleichung (5.2) auf die FÜK der Satzengrabenbrücke, welche aus 25 Fertigteilelementen besteht, unter Verwendung der Ergebnisse aus Gleichung (3.3). Anschließend folgt in Gleichung (5.3) die Anpassung für die Anwendung an einem Stabmodell. Dies bedeutet eine Multiplikation von $K_{FT,lfm}$ mit der Fahrbahnbreite von 13,00 m.

$$K_{FT,lfm} = \frac{246,66 \text{ kN}/(\text{mm m})}{25 \text{ Stück}} = 9,864 \text{ kN}/(\text{mm m}) = 9864 \text{ kN}/\text{m}^2 \quad (5.2)$$

$$K_{FT} = 9864 \text{ kN}/\text{m}^2 * 13,00 \text{ m} = 128\,232 \text{ kN}/\text{m} \quad (5.3)$$

Analog zu der Anpassung der Steifigkeit des Fertigteilelements folgt in Gleichungen (5.4) und (5.5) die Anpassung für den Asphalt, bezogen auf die ermittelten Steifigkeiten aus dem Großversuch.

$$K_{A,lfm} = \frac{365,94 \text{ kN}/(\text{mm m})}{25 \text{ Stück}} = 14,64 \text{ kN}/(\text{mm m}) = 14\,637 \text{ kN}/\text{m}^2 \quad (5.4)$$

$$K_A = 14\,637 \text{ kN}/\text{m}^2 * 13,00 \text{ m} = 190\,281 \text{ kN}/\text{m} \quad (5.5)$$

Laut [3] wird bei der Satzengrabenbrücke der selbe Fahrbahnaufbau, zuzüglich einer Deckschicht, wie bei dem Großversuch verwendet. Eine Anpassung der Steifigkeit aufgrund der Asphaltstärke ist somit nicht notwendig.

5.3.1. Gesamtsteifigkeit des Systems

Die Gesamtsteifigkeit des Systems, bestehend aus Fertigteilen und Asphalt, ist in Gleichung (5.6) berechnet. Die Steifigkeit für ein Fertigteilelement ergibt sich dann in Gleichung (5.7).

$$K_F = K_{FT} + K_A = 128\,232 \text{ kN}/\text{m} + 190\,281 \text{ kN}/\text{m} = 318\,513 \text{ kN}/\text{m} \quad (5.6)$$

$$K_{F,FT} = 318\,513 \text{ kN}/\text{m} * 25 = 7\,962\,825 \text{ kN}/\text{m} \quad (5.7)$$

6. Lastaufstellung

Die graphische Darstellung der Lastaufbringung im System erfolgt nicht in den einzelnen Kapiteln, sondern ist am Ende der Arbeit im Anhang A ersichtlich.

6.1. Ständige Lasten

6.1.1. Eigengewicht

Das Eigengewicht wird programmintern ermittelt.

6.1.2. Fahrbahnaufbau

Der Fahrbahnaufbau ist in [19] ersichtlich. Er ist nochmals in Tabelle 6.1 definiert. Für die Berechnung mittels FEM-Programms wird für den Fahrbahnaufbau eine Wichte von $\gamma = 24 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Dies ergibt bei einer Gesamthöhe des Aufbaus von 15,00 cm und einer Brückenbreite von 14,95 m folgende Linienlast:

$$g_2 = 24 \text{ kN/m}^3 * 15,00 \text{ cm} * 14,95 \text{ m} = 53,82 \text{ kN/m} \quad (6.1)$$

Tabelle 6.1.: Fahrbahnaufbau-Lasten

Aufbau	Dicke
Deckschicht SMA 11	3,00 cm
Tragschicht AC 22 binder	8,00 cm
Tragschicht AC 11 deck	3,00 cm
Abdichtung	1,00 cm

6.1.3. Fahrbahnaufbau Mehr-/Minderdicke

Laut Planungshandbuch [44] wird ergänzend festgelegt, dass grundsätzlich Mehr-/Minderdicken des Belages mit $\pm 20\%$ der Nenndicke bzw. maximal $\pm 3,00 \text{ cm}$ auf der gesamten Brückenbreite in ungünstigster Kombination bereits bei der Planung zu berücksichtigen sind. Außerdem soll diese Belastung feldweise angesetzt werden. Die Berechnung findet sich in Gleichung (6.2) wobei hier auf den Ergebnissen aus Gleichung (6.1) aufgebaut wird.

$$\text{Minimum aus folgenden Werten} \quad \begin{cases} g_{3,1} = 53,82 \text{ kN/m} * 20\% = 10,76 \text{ kN/m} \\ g_{3,2} = 0,03 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^2 * 14,95 \text{ m} = 10,76 \text{ kN/m} \end{cases} \quad (6.2)$$

Aus Gleichung (6.2) folgt $g_3 = 10,76 \text{ kN/m}$. Diese Belastung wird, wie in Abschnitt 6.1.1 beschrieben, angesetzt.

6.1.4. Randbalken

Die Abmessungen beziehen sich auf jene aus [16] und basieren auf der Regelplanung des Planungshandbuchs-Brücke [45]. Die Flächenlast wird auf das Tragwerk angesetzt und wirkt im Bereich auf welchem der Randbalken aufliegt. Die Kubaturen der Randbalken, sind aus den Regelplänen entnommen [45] und werden somit nicht explizit berechnet. Die Wichte von $25,00 \text{ kN/m}^3$ entspricht jener von Stahlbeton. Die Kubatur des Randbalkens aus dem Regelplan mit der Nummer 800.300.1510, vergleiche [16], beträgt $0,39 \text{ m}^3/\text{m}$. Der Randbalken liegt mit einer Länge von ca. $1,00 \text{ m}$ auf dem Kragarm der Brücke auf, wobei die restliche Länge auskragt. Das daraus entstehende ΔM wird vernachlässigt. Die Berechnung der Linienlast für 2 Randbalken folgt in Gleichung (6.3).

$$g_4 = 0,39 \text{ m}^3/\text{m} * 25,00 \text{ kN/m}^3 * 2 = 19,5 \text{ kN/m} \quad (6.3)$$

6.1.5. Lärmschutzwand

Laut Planungshandbuch der Asfinag [44], unter Nummer 15, müssen die Außenrandbalken so ausgeführt sein, dass jederzeit eine $4,00 \text{ m}$ hohe Lärmschutzwand ausgeführt werden kann. Für diese wird in einer Annahme von $4,00 \text{ kN/m}$ ausgegangen. Damit ergibt sich die Linienlast für zwei Lärmschutzwände zu $8,00 \text{ kN/m}$.

6.1.6. Rückhaltesysteme

Unter Berücksichtigung der RVS 15.04.71 [48] soll die Aufhaltstufe am Außenrand $H2$ und am Innenrand $H3$, betragen. Exemplarisch für diese Berechnung werden für die Ansätze des Eigengewichts die Fahrzeugrückhaltesysteme *Kremsbarrier 1 RH2K* [13] und *Kremsbarrier 3 RH3V* [14] gewählt. Die Berechnung der Linienlast für das statische Modell ist in Gleichung (6.4) zu finden.

$$g_5 = \frac{188,68 \text{ kg} * 9,81 \text{ m/s}^2}{3,80 \text{ m} * 1000} = 0,49 \text{ kN/m} \quad (6.4)$$

Analog folgt für *Kremsbarrier 3 RH3V* die Berechnung der Linienlast in Gleichung (6.5).

$$g_6 = \frac{208,4 \text{ kg} * 9,81 \text{ m/s}^2}{4,00 \text{ m} * 1000} = 0,51 \text{ kN/m} \quad (6.5)$$

6.2. Erddruck

6.2.1. Allgemein

Um eine Vergleichbarkeit zu der bestehenden Statik zu gewährleisten, wird entgegen dem im geotechnischen Bericht [8] vorgegebenen Reibungswinkel von $\varphi = 32,5^\circ$, jener welcher tatsächlich bei der Berechnung zu Anwendung gekommen ist, aufgegriffen. Dieser beträgt $\varphi = 30,0^\circ$, siehe [49]. Dadurch ergibt sich mit der Berechnung nach *Jaky*, siehe [9], der in Gleichung (6.6) berechnete Wert. Die Wichte beträgt laut [8] $21,00 \text{ kN/m}^3$.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5 \quad (6.6)$$

Entgegen der Annahme von einem Wandreibungswinkel $\delta = 0^\circ$, siehe [49], wird ein Wandreibungswinkel von $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ für geschalte Betonoberflächen angenommen. Dies führt, mit den Geländeneigungswinkeln $\beta = \alpha = 0^\circ$, zu Erdwiderstandsbeiwerten [siehe 10] $K_{a,h} = 0,3038$ und $K_{p,h} = 4,0803$.

Um möglichst realistische Lasten ansetzen zu können, werden aktiver und passiver Erddruck als zwei Grenzfälle betrachtet, welche von der Wandverschiebung abhängig sind. Der tatsächlich auftretende Erddruck liegt zwischen diesen Grenzen. Man spricht vom teilmobilisierten Erdwiderstand $E_{p,mob}$.

Bei einer Verkürzung der Brücke, also bei negativen Temperaturlasten, wirkt der aktive Erddruck auf die Widerlagerwände. Dies stellt somit eine untere Grenze dar, welche als ständige Last in die Berechnung eingeht.

Bei einer Dehnung hängt, wie anfangs beschrieben, die wirkende Spannung von der Verschiebung ab. Der Erddruckbeiwert K_h soll mit der Mobilisierungsfunktion nach Vogt [51], siehe Gleichung (6.7), berechnet werden.

$$K_h = K_0 + (K_{ph} - K_0) * \frac{\frac{v}{z}}{a + \frac{v}{z}} \quad (6.7)$$

Die somit erhaltenen Werte K_h sollen als Δ zum ständig wirkenden aktiven Erddruck angesetzt werden. Der Erddruckbeiwert ΔK wird nach Gleichung (6.8) berechnet. Die Widerlagerwände werden mit dem Erdrudruck belastet.

$$\Delta K = K_h - K_a \quad (6.8)$$

Die Dehnungen werden für den Extremfall $T_{n,exp} = 30^\circ\text{C}$ und *Bremsen/Anfahren* (siehe Abschnitt 6.5.6) berechnet. Anschließend werden in *Excel* die wirkenden Erddruckkräfte berechnet.

6.2.2. Erddruckberechnung

Die Verschiebung aufgrund von *Temperatur* und *Bremsen/Anfahren*, welche für die Berechnung des teilmobilisierten Erddrucks erforderlich ist, ist in Abb. 6.2 dargestellt. Die Darstellung ist als Schnitt durch die Widerlagerwand zu sehen. Die gelb gestrichelte Linie stellt die Flügelmur dar. Es folgt die Berechnung in Tabelle 6.2 mittels der in Abschnitt 6.2.1 gewählten Parameter. In Abb. 6.1 sind die Daten aus Tabelle 6.2 graphisch dargestellt.

Tabelle 6.2.: Erddruckberechnung

z m	$k_{p,h}$ -	$\sigma_{p,h,xx}$ kN/m	k_0 -	$\sigma_{0,h,xx}$ kN/m	$k_{a,h}$ -	$\sigma_{a,h,xx}$ kN/m	v mm	$k_{a,h}$ -	$\sigma_{vogt,h,xx}$ kN/m
0,00	4,08	0,00	0,50	0,00	0,30	0,00	21,31	0,00	0,00
0,13	4,08	170,87	0,50	20,92	0,30	12,71	21,09	3,51	146,97
0,73	4,08	936,14	0,50	114,64	0,30	69,65	20,10	2,21	507,68
1,36	4,08	1739,87	0,50	213,06	0,30	129,46	19,17	1,65	701,79
2,00	4,08	2566,79	0,50	314,33	0,30	190,98	18,21	1,33	838,32
2,52	4,08	3228,62	0,50	395,37	0,30	240,23	17,43	1,17	926,47
2,71	4,08	3475,50	0,50	425,61	0,30	258,60	17,14	1,12	956,43
3,34	4,08	4287,30	0,50	525,02	0,30	319,00	16,17	1,00	1047,19
4,00	4,08	5127,43	0,50	627,90	0,30	381,51	15,16	0,90	1132,53

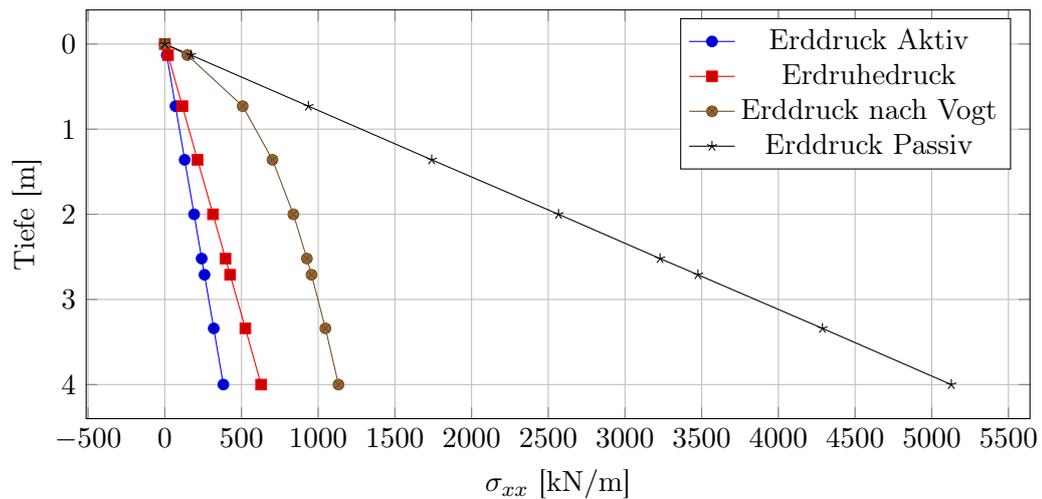


Abbildung 6.1.: Graphische Darstellung der Erddruckverläufe

Tabelle 6.3.: Δ Teilmobilisierter Erddruck zu aktivem Erddruck

z m	$\sigma_{vogt,h,xx}$ kN/m	$\sigma_{a,h,xx}$ kN/m	$\sigma_{\Delta,h,xx}$ kN/m
0,00	0,00	0,00	0,00
0,13	146,97	12,71	134,26
0,73	507,68	69,65	438,03
1,36	701,79	129,46	572,33
2,00	838,32	190,98	647,33
2,52	926,47	240,23	686,24
2,71	956,43	258,60	697,84
3,34	1047,19	319,00	728,19
4,00	1132,53	381,51	751,02

Bezugnehmend auf Abschnitt 6.2.1 wird in Tabelle 6.3 der veränderliche Anteil des Erddrucks berechnet. Es wird festgehalten, dass auf eine iterative Berechnung des Erddrucks, welche aufgrund des Zusammenhangs von Verschiebung, des dadurch resultierenden teilmobilisierten Erddrucks und der Steifigkeit der $F\ddot{U}K$ theoretisch notwendig ist, verzichtet wird. Die, durch eine erste Berechnung, getroffenen Lastansätze werden als hinreichend genau erachtet.

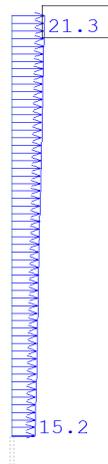


Abbildung 6.2.: Verschiebung aus kombiniertem Temperaturlastfall + Bremsen/Anfahren

6.3. Kriechen und Schwinden

Im Zuge dieser Arbeit wird auf eine genaue Berechnung des Schwind-/Kriechbeiwerts verzichtet. Stattdessen wird die auf Annahme aus der ÖNORM B 4702 [2] verwiesen in der Kriechen und Schwinden in einem kombinierten Lastfall mit einer äquivalenten Temperaturbelastung von $-15,00\text{ }^{\circ}\text{C}$ berücksichtigt werden.

6.4. Setzungen

Die maximale Differenzsetzung zwischen zwei benachbarten Pfeilern beträgt $\Delta_s = 10\text{ mm}$ und wird in ungünstiger Kombination berücksichtigt.

6.5. Verkehrslasten

In folgenden Kapiteln werden die einwirkenden Verkehrslasten definiert. Die genauen Definitionen und Randbedingungen sind in den derzeit gültigen Normen [26, 38] und dem Planungshandbuch der Asfinag [44] ersichtlich. Diese werden im Folgenden nicht explizit wiederholt, sondern sind dem Dokument zu entnehmen.

6.5.1. Rechnerische Fahrstreifen

Durch das Modellieren als Stabmodell verliert die Aufteilung der Fahrbahnbreite an Bedeutung. Generell sind für die Untersuchung lokale Einflüsse zu vernachlässigen. Dazu gehört die, aus der Einteilung in rechnerische Fahrstreifen auftretende, Torsionsbeanspruchung. Die Lasten werden entlang der Stabachse angesetzt.

Tabelle 6.4.: *Lastmodell 1*: charakteristische Werte [38]

Stellung	Doppelachse <i>TS</i>	Gleichmäßige Last <i>UDL</i>
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9,0
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
andere Fahrstreifen	0	2,5
verbleibende Restfläche	0	2,5

6.5.2. Lastmodell 1

Das *Lastmodell 1*, bestehend aus zwei verschiedenen Lastfällen – Doppelachse (Tandem-System, in weiterer Folge als *TS* bezeichnet) und der gleichmäßig verteilten Belastung (*UDL*-System) – wird ungünstig wirkend auf der Fahrbahn angesetzt. Dies bedeutet ein feldweises Ansetzen der Lasten.

Grundsätzlich sind, laut ÖNORM B 1991-2 [26] und dem Planungshandbuch der Asfinag [44], die Anpassungsfaktoren α_{Qi} , α_{qi} und α_{qr} mit 1,0 anzusetzen. Damit ergibt sich keine Abminderung der charakteristischen Werte, welche in Tabelle 6.4 aufgelistet sind.

Die Last wird auf einer Länge von 2,00 m verteilt angesetzt. Die *UDL-Lasten* werden in einen Anteil von 2,50 kN/m², wirkend auf der ganzen Fahrbahnbreite von 13,00 m, und einen Anteil von 9,00 kN/m² – 2,50 kN/m² = 6,50 kN/m², wirkend auf einer Breite von 3,00 m, welche dem *Fahrstreifen 1* entspricht.

Die Berechnung der Linienlasten für das *TS* folgt in den Gleichung (6.9). Die Berechnung des *UDL* erfolgt in Gleichungen (6.10) bis (6.12).

$$\frac{(300 \text{ kN} + 200 \text{ kN} + 100 \text{ kN}) * 2}{2,0 \text{ m}} = 600 \text{ kN/m} \quad (6.9)$$

$$2,50 \text{ kN/m}^2 * 13,00 \text{ m} = 32,50 \text{ kN/m} \quad (6.10)$$

$$6,50 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} = 19,50 \text{ kN/m} \quad (6.11)$$

$$32,50 \text{ kN/m} + 19,50 \text{ kN/m} = 52,00 \text{ kN/m} \quad (6.12)$$

6.5.3. Lastmodell 2

Laut einer Anmerkung aus dem ÖNORM EN 1991-2 [38] kann *LM2* bei Belastungslängen zwischen 3,00 m und 7,00 m bestimmend sein und ist damit, bei der Satzengrabenbrücke, nur für lokale Nachweise relevant. Auf die weitere Betrachtung dieses Lastfalls wird im Zuge dieser Arbeit verzichtet. Dies ist auch im Sinne der Parameterberechnung vertretbar.

6.5.4. Lastmodell 3

Folgender Auszug aus dem Planungshandbuch der Asfinag [44] definiert die Anwendung:

Lastmodell 3 (LM3): Für Autobahnen, Schnellstraßen und ähnlich ausgebaute Straßen sowie für Straßenzüge, die für Schwertransporte vorgesehen sind, ist als

Sonderfahrzeug das genormte Basismodell mit der Bezeichnung 3000/200 gemäß ÖNORM EN 1991-2:2004, Anhang A mit einer Gesamtmasse von 3000 kN zu verwenden. Die Geschwindigkeit des Sonderfahrzeugs ist mit 5 km/h anzusetzen. Die anderen Fahrstreifen und die Restfläche des Brückenüberbaus sind mit den „häufigen Werten“ des LM1 zu belasten. Bei Wirtschaftswegbrücken, Feldwegbrücken und Begleitbrücken findet das LM3 in der Regel keine Anwendung. [Asfinag 44, S. 24]

Daraus ergeben sich 15 Achsen, zu je 200 kN, welche in ungünstiger Anordnung auf den Fahrstreifen angesetzt werden. Durch die vorgegebene Geschwindigkeit von 5 km/h entfällt lt. ÖNORM EN 1991-2, A.3(4) [38] die dynamische Vergrößerung der vertikalen Lasten des Sonderfahrzeugs. Laut ÖNORM EN 1991-2, A.3(6) [38], soll der Brückenüberbau mit den häufigen Werten des *Lastmodells 1*, belastet werden, wobei der Bereich $\leq 25,00$ m vor und hinter den äußeren Achsen des Sonderfahrzeugs davon ausgenommen ist. Die vorangegangenen Erklärungen sind graphisch nochmals in Abb. 6.3 dargestellt und stammen aus der ÖNORM EN 1991-2 [38]. Die Länge der Linienlast und die daraus resultierende Last berechnen sich in Gleichungen (6.13) und (6.14).

$$(15 - 1) * 1,50 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 21,15 \text{ m} \quad (6.13)$$

$$\frac{3000 \text{ kN}}{21,15 \text{ m}} = 141,85 \text{ kN/m} \quad (6.14)$$

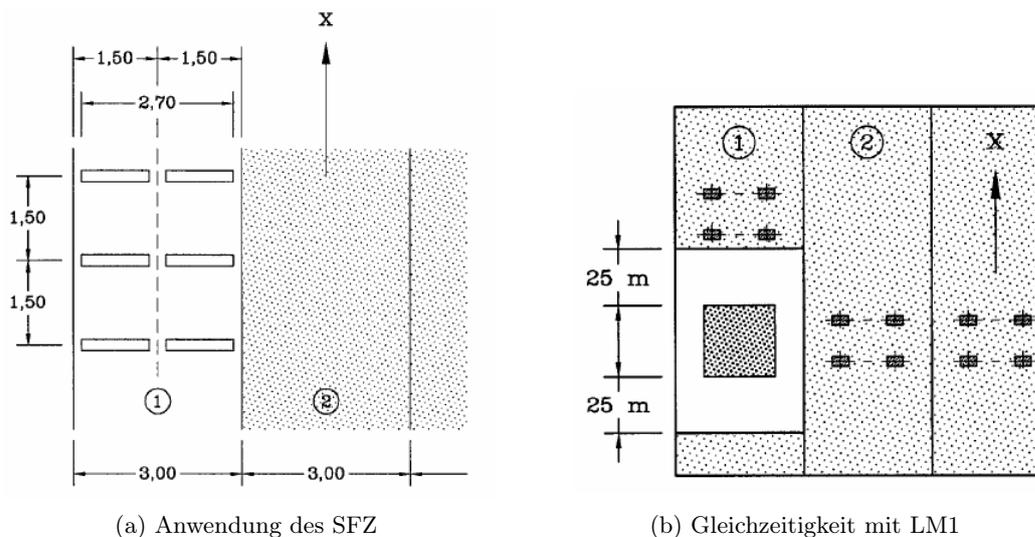


Abbildung 6.3.: Anwendung des LM3 [38]

Die Anordnung dieser Lasten erfolgt in Sofistik folgendermaßen:

1. Die *UDL*-Lastfälle werden in der *gr5 Kombination* mit dem Kombinationswert für *häufiges LM1* multipliziert
2. Es werden Wanderlasten definiert, die jeweils am *Fahrstreifen 1* wirken und folgende Lasten enthalten:
 - *SFZ 3000/200*

- UDL von $-9,00 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} * 0,4 = -10,80 \text{ kN/m}$ um die UDL Last im Wirkungsbereich des SFZ und 25 m davor und danach, im *Fahrstreifen 1*, aufzuheben
 - TS mit $300 \text{ kN/m} * 0,75 = 225 \text{ kN/m}$ als *Fahrstreifen 1*-Lasten vor dem SFZ
 - TS mit $300 \text{ kN/m} * 0,75 = 225 \text{ kN/m}$ als *Fahrstreifen 2,3*-Lasten neben dem SFZ
3. Diese neu definierten Wanderlasten werden nicht mehr mit den Kombinationsbeiwerten des häufigen $LM1$ kombiniert, da dies schon im Lastfall selbst erfolgt ist.

6.5.5. Lastmodell 4

Laut dem Planungshandbuch der Asfinag [44] finden Menschenansammlungen (= LM_4) in der Regel keine Anwendung. Daraus folgend wird dieser Abschnitt nicht weiter bearbeitet.

6.5.6. Bremsen und Anfahren

Laut ÖNORM EN 1991-2 [38] wird die Bremslast Q_{lk} in Längsrichtung in Höhe der Oberkante des fertigen Belags wirkend angenommen. Sie berechnet sich nach der Gleichung (6.15) anteilig zu den in *Fahrstreifen 1* maximal angesetzten Lasten Abschnitt 6.5.2.

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} * (2Q_{lk} + 0,10 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L) \quad (6.15)$$

mit $180\alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900(\text{kN})$

Wenn die α -Faktoren zu 1,0 angesetzt werden (siehe Abschnitt 6.5.2), vereinfacht sich Gleichung (6.15) zu Gleichung (6.16).

$$Q_{lk} = 360 + 2,7 * L \leq 900 \text{ kN} \quad (6.16)$$

Daraus ergibt sich in Gleichung (6.17) eine Last von 662,4 kN, welche, laut ÖNORM EN 1991-2 [38], entlang der Mittellinie jedes rechnerischen Fahrstreifens angenommen werden soll. Die Last wird über die Belastungslänge von 112,00 m, siehe Abschnitt 4.2, verteilt.

$$Q_{lk} = 360 + 2,7 * 112 = 662,40 \text{ kN} < 900 \text{ kN} \quad (6.17)$$

Laut ÖNORM EN 1991-2 [38] sollen die Anfahrlasten in derselben Größe wie die Bremslasten, jedoch in entgegengesetzter Richtung wirkend, angesetzt werden. Somit werden die Bremslasten für diesen Lastfall einfach in negativer Richtung angesetzt.

Mit einer Länge von 112,00 m ergibt sich in Gleichung (6.18) die Linienlast, welche am statischen System aufgebracht wird.

$$q_{lk} = \frac{662,40 \text{ kN}}{112,00 \text{ m}} \approx 5,91 \text{ kN/m} \quad (6.18)$$

6.5.7. Fliehkraft und andere Querlasten

Laut ÖNORM EN 1991-2 [38] gilt für den charakteristischen Wert der Fliehkraft, $Q_{tk} = 0$ wenn der Kurvenradius $r > 1500 \text{ m}$ ist. Für die gegenständliche Brücke, mit einem Radius von $1700 \text{ m} > 1500 \text{ m}$ (siehe Abschnitt 4.2), gilt somit $Q_{tk} = 0$.

6.5.8. Gruppen von Verkehrslasten auf Straßenbrücken

Laut ÖNORM EN 1991-2 [38] soll die Gleichzeitigkeit der Lastmodelle, welche in den Abschnitten 6.5.2 bis 6.5.7 beschrieben sind, in Gruppen berücksichtigt werden. Diese schließen sich in den Kombinationen gegenseitig aus. Tabelle 4.4a aus dem ÖNORM EN 1991-2 [38] definiert diese Verkehrslastgruppen und ist in Tabelle 6.5 zusammengefasst.

Tabelle 6.5.: Lastgruppen [38]

Lastgruppe	zu kombinierende LM
gr1a	LM1 (charakter. Wert) + Fuß-/Radweg (Kombinationsbeiwert)
gr2	LM1 (häufiger Wert) + Anfahren/Bremsen (charakter. Wert) + Flieh-/Seitenkräfte (charakter. Wert)
gr3	Fuß-/Radweg (charakter. Wert)
gr4	LM4 (charakter. Wert) + Fuß-/Radweg (charakter. Wert)
gr5	LM1 (siehe Abschnitt 6.5.4) + LM3 (charakter. Wert)

6.5.9. Erddruck aus Verkehr

Laut ÖNORM B 1991-2 und ÖNORM EN 1991-2 [26, 38] sollen die Vertikallasten der Verkehrslasten auf einem Rechteck mit einer Größe von $b * h = 3,00 \text{ m} * 5,00 \text{ m}$ angesetzt werden, wobei die Doppelachsen mit dem Faktor 0,8 abgemindert werden sollen.

Für die Berechnung der horizontal wirkenden Kräfte werden die Lasten mit dem Erdrudruckbeiwert multipliziert. Dieser ist in Gleichung (6.6) mit $K_0 = 0,5$ definiert. Für die Berechnung der Linienlasten des *TS*, siehe Gleichung (6.19). Analog dazu die Berechnung der Linienlasten des *UDL* in Gleichung (6.20). Ausgangswerte sind in Abschnitt 6.5.2 definiert.

$$\frac{Q_{TS} * K_0 * 0,8}{h} = \frac{1200 \text{ kN} * 0,5 * 0,8}{5,00 \text{ m}} = 96,00 \text{ kN/m} \quad (6.19)$$

$$q_{UDL} * K_0 = 52 \text{ kN/m} * 0,5 = 26 \text{ kN/m} \quad (6.20)$$

Dies ergibt eine Gesamtlast von 122 kN/m.

6.6. Temperatur

Gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 [36] sind Brücken mit Überbauten aus Beton dem *Brückentyp 3* zuzuordnen. Davon ausgehend ermitteln sich im weiteren Verlauf die minimalen und maximalen Bauteiltemperaturen, die im Inneren der Brücke erreicht werden.

Grundsätzlich sollen, laut ÖNORM EN 1991-1-5 [36], die Werte der Temperatureinwirkung in Form eines konstanten und eines, über die Bauteildicke, veränderlichen Temperaturanteils definiert werden.

6.6.1. Konstanter Temperaturanteil

Die A5 befindet sich laut Tabelle 1 in der ÖNORM B 1991-1-5 [24] in den *Flach und Hügel-landschaften am Alpenostrand*. Dies führt zu einer minimalen Außenlufttemperatur von $T_{min} = -28 \text{ °C}$.

Die maximale Außenlufttemperatur T_{max} berechnet sich in Gleichung (6.21) und ist in Gleichung (6.22) auf die gegenständliche Brücke angewandt.

$$T_{max} = 39 - k * h \quad (6.21)$$

mit

$$k = 0,006 \text{ } ^\circ\text{C/m}$$

$$h = \text{Seehöhe in m}$$

angewandt auf $k = 225 \text{ m}$ (Seehöhe bei Poysdorf)

$$T_{max} = 39 - 0,006 * 225 = 37,65 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.22)$$

Ausgehend von Gleichungen (6.21) und (6.22) werden nun nach Bild 6.1 aus ÖNORM EN 1991-1-5 [36] die konstanten Temperaturanteile $T_{e,max}$ und $T_{e,min}$ in Gleichungen (6.23) und (6.24) berechnet.

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 37,65 + 2 = 39,65 \text{ } ^\circ\text{C} \approx 40 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.23)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -28 + 8 = -20 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.24)$$

Laut [36] ist die Annahme einer Brückenaufstellungstemperatur von $T_0 = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$ erlaubt. Die Temperaturdifferenz gegenüber der Aufstellungstemperatur wird in Gleichung (6.25) und Gleichung (6.26) berechnet. Diese Temperaturwerte gehen als Lastansätze in die Berechnung ein, wobei die Verkürzung mit negativen Vorzeichen behaftet ist.

$$T_{N,exp} = T_{max} - T_0 = 40 - 10 = 30 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.25)$$

$$T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-20) = 30 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.26)$$

$$\Delta T_N = T_{N,exp} + T_{N,con} = 30 + 30 = 60 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.27)$$

6.6.2. Ungleichmäßiger Temperaturanteil

Die Betonplatte entspricht dem *Überbautyp 3* (lt. ÖNORM EN 1991-1-5 [36]) und die charakteristischen Werte für die vertikal linear veränderlichen Anteile sind in Gleichungen (6.28) bis (6.31) definiert. Hier sind die Abminderungsfaktoren k_{sur} , welche den Einfluss des Oberbaus berücksichtigen, angegeben. Die Werte hierfür betragen $k_{sur} = 0,5$ (Oberseite wärmer) und $k_{sur} = 1,0$ (Unterseite wärmer).

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.28)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.29)$$

$$\Delta T_{M,heat} = 0,5 * 15 = 7,5 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.30)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 1,0 * 8 = 8,0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6.31)$$

6.6.3. Gleichzeitiges Wirken von gleichmäßigem und ungleichmäßigem Temperaturanteil

Für diesen Fall schreibt der ÖNORM EN 1991-1-5 [36] die in Gleichungen (6.32) und (6.33) definierten Kombination vor. Dabei betragen die Kombinationsfaktoren $\omega_N = 0,35$ und $\omega_M = 0,75$.

$$\Delta T_{M,heat}(\text{oder } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N * \Delta T_{N,exp}(\text{oder } \Delta T_{N,con}) \quad (6.32)$$

$$\omega_M * \Delta T_{M,heat}(\text{oder } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{oder } \Delta T_{N,con}) \quad (6.33)$$

Es ist zu beachten, dass die jeweils ungünstigste Kombination zu berücksichtigen ist.

6.7. Wind

Windlasten wirken generell nur auf die Lärmschutzwände und sind somit maßgeblich für die Bemessung der Kragplattenbewehrung der Brücke. Die Windkräfte wirken sich kaum auf das Gesamtmodell, beziehungsweise auf das globale System aus. Um das System zu vereinfachen werden diese Lasten vernachlässigt.

6.8. Erdbeben

Bei der gegenständlichen Brücke und bei dem Fokus auf die Bemessung der *FÜK* und ihrer Auswirkung auf die Brücke selbst, stellt der Lastfall Erdbeben keinen relevanten Einfluss auf das Gesamtsystem dar. Lediglich in einigen Teilbereichen ist dieser Lastfall maßgebend, siehe [49], jedoch wird er im Zuge dieser Abhandlung vernachlässigt.

7. Ergebnisse des Grundmodells

In den folgenden Kapiteln werden die Ergebnisse der Computerberechnung zusammengefasst. Auf Abminderungen der Steifigkeiten wird im Zuge dieser Berechnung auf der sicheren Seite verzichtet.

7.1. Überlagerungen und Kombinationen

Die Überlagerungen und Kombinationen sind EN 1990, EN 1990/A1, B 1990-1, B 1990-2 [32, 33, 20, 21] zu entnehmen. Die Kombinationsvorschriften und ψ und φ Werte sind in ebendiesen definiert und werden hier nicht nochmals wiederholt.

7.2. Lastsummen

In Tabelle 7.1 werden die Lastsummen aus der Berechnung mit denen aus dem Vorabzug der Standberechnung [49] verglichen. Generell dient diese Auflistung der Kontrolle, ob alle Lasten richtig angesetzt wurden. Außerdem kann hier auf Abweichungen eingegangen werden.

Tabelle 7.1.: Lastsummen tabellarisch

Lastfall	Richtung	Nachrechnung \sum [kN]	Vorabzug \sum [kN]	Δ \sum [kN]
Eigengewicht	Z	51971	47497	4474
Ausbaulasten	Z	10517	7988	2529
Erddruck	X	3072	2700	372
TS	Z	1200	1200	0
UDL	Z	5824	5754	70
Bremsen	X	662	662	0
Gehewege	Z	560	546	14
LM3 + h. LM1	Z	3890	3450	490
Erddruck Verkehr	X	490	408	82

In folgender Auflistung werden die Δ -Abweichungen aus der Tabelle 7.1 auf ihren Hintergrund untersucht.

- *Eigengewicht* Die Abweichung entsteht aufgrund der Modellierung der Pfahlroste;
- *Belag* Der Lastfall Mehr/Minderdicke ist im Vorabzug [49] nicht angesetzt; Lärmschutzwände fließen nur mit 1,00 kN/m statt 4,00 kN/m in die Berechnung ein;

- *Erddruckwiderstand* Der Wandreibungswinkel δ ist in der Nachrechnung mit $\frac{1}{3} * \varphi$ statt 0 angenommen; In dieser Nachrechnung ist eine kleinere Verschiebung für die Berechnung des teilmobilisierten Erddrucks angesetzt;
- *TS* keine Abweichungen;
- *UDL* kein relevanter Unterschied;
- *Bremsen* keine Abweichungen;
- *Gehwege* kein relevanter Unterschied;
- *LM3 + häufig LM1* Unterschied durch zusätzliches Ansetzen des häufigen *UDL* Systems des *LM1*
- *Erddruck Verkehr* kein relevanter Unterschied;

Im Allgemeinen sind die Abweichungen plausibel und stammen nicht aus falschen Lastansätzen.

7.3. Verschiebung in globaler X-Richtung

In Tabelle 7.2 sind die maximalen Verschiebungen in Brückenlängsrichtung (globale X-Richtung) der Einwirkungen zusammengefasst. Ebendiese gilt der Identifikation der maßgebenden Lastfälle für die erforderliche Länge der *FÜK*. Um eine Auswertung einfacher zu gestalten, wurde in Sofistik ein *Messpunkt* definiert, an welchem die maximalen Verschiebungen in globaler X-Richtung aufgezeichnet werden. Dieser befindet sich am Anfang der Brücke.

Wie in Tabelle 7.2 ersichtlich gibt es nur einige wenige Lastfälle, welche gravierend auf die Verschiebung in Brückenlängsrichtung (globale X-Richtung) Einfluss nehmen. Diese sind:

- Kriechen und Schwinden
- Temperatur
- gr2 Einhüllende (Lastfall Bremsen, siehe Abschnitt 6.5.8)

Die eben genannten Lastfälle/Kombinationen sind außerdem stark von den Randbedingungen und der Länge der Brücke abhängig, während der Einfluss der übrigen Einwirkungen vernachlässigbar klein bleibt. Eine erste Dimensionierung der *FÜK* fällt somit, wegen einer Großzahl an nicht zu modellierenden Verkehrslaststellungen, ausgesprochen einfach aus.

Der Grund für die starken Schwankungen zwischen den Modellen mit und ohne *FÜK* sind mit der zusätzlichen Federsteifigkeit der *FÜK* zu begründen. Sobald die Feder aktiviert wird, leisten die vertikalen und horizontalen Lasten, vor allem *Erddruck* und *Bremsen und Anfahren*, einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Verschiebung in globaler X-Richtung, im Vergleich zum Modell ohne Feder. Die Verformungen aus *Temperatur* und *Kriechen und Schwinden* sind von der zusätzlichen Steifigkeit kaum betroffen.

Tabelle 7.2.: Verschiebung am Anfang der Brücke, nach Lastfall und Modell in mm

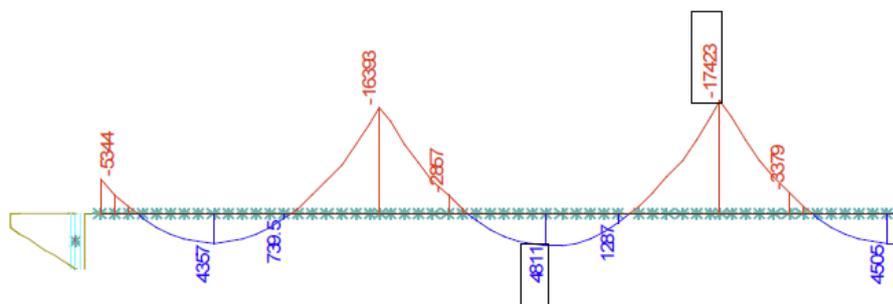
Lastkombination	ohne $F\ddot{U}K$	mit $F\ddot{U}K$
Ständige Lasten	10,749	2,354
Kriechend und Schwinden	8,592	8,2
Konstante Temp. führend	17,295	16,502
Veränd. Temp. führend	6,163	5,877
Temp. Einhüllende	17,295	16,502
Differenzsetzungen	1,661	0,419
gr1a Einhüllende	2,468	0,564
gr2 Einhüllende	5,259	1,139
gr5 Einhüllende	3,233	0,773
LM1 häufig Einhüllende	1,473	0,343
Erddruck Verkehr Einhüllende	2,481	0,537
ULS Verkehr	51,484	29,076
ULS Temperatur	55,82	37,7
ULS Einhüllende	55,82	37,7
SLS Verkehr ch.	39,12	22,551
SLS Temperatur ch.	41,632	28,22
SLS Einhüllende ch	41,632	28,22
SLS Verkehr h.	32,984	19,969
SLS Temperatur h.	33,24	21,277
SLS Einhüllende h.	33,24	21,277
SLS qs.	29,65	19,224

7.4. Vergleich der Schnittgrößen

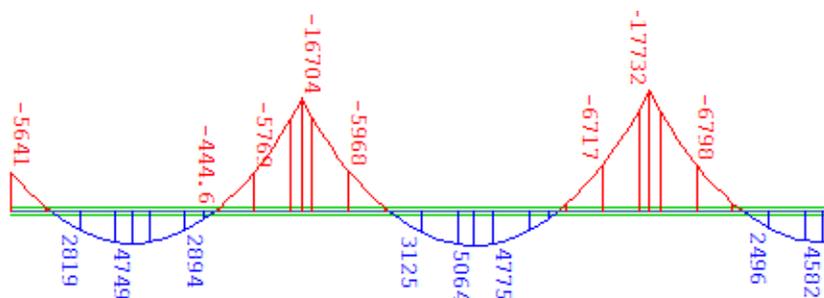
Da die Ausdrücke sehr umfangreich sind, liegt der Fokus auf einigen wenigen Kombinationen (Eigengewicht, Temperatur, gr1a, gr5, ULS) um die Plausibilität zu bestätigen. Als Schnittgröße für diesen Vergleich wird MY gewählt. Da das System symmetrisch ist, wird nur eine Systemhälfte abgebildet. Dies fördert die Lesbarkeit und Übersicht. Bei den Schnittgrößen handelt es sich um jene aus dem Modell ohne $FÜK$. Außerdem wurde jenes Modell mit der *steiferen Bettung* aus [49] als Vergleich herangezogen, weil bei diesem die Bettungsansätze jenen aus der Nachrechnung gleichen.

Bei der ULS-Berechnung werden Schnittgrößen aus Zustand 2 verglichen, in welchem die Schnittgrößen aus Zwang auf 60% [27] reduziert werden dürfen. Dies ist notwendig um die ULS-Verläufe miteinander vergleichen zu können (Abb. 7.5).

Vergleiche zwischen den Berechnungen ergeben geringe Abweichungen, die mit den Kommentaren aus Abschnitt 7.3 zu erklären sind. Es wurden außerdem unterschiedliche Ansätze bezüglich der Lagerung getroffen, wodurch sich die Schnittgrößen erheblich ändern können.



(a) Schnittgrößen aus [49]



(b) Schnittgrößen der Nachrechnung

Abbildung 7.1.: Eigengewicht-MY

7. Ergebnisse des Grundmodells

Tabelle 7.3.: Bewehrungsmengen in Hauptrichtung

x m	obere Lage			untere Lage		
	ohne <i>FÜK</i> cm ²	mit <i>FÜK</i> cm ²	Abweichung %	ohne <i>FÜK</i> cm ²	mit <i>FÜK</i> cm ²	Abweichung %
0,0	739,5	535,3	-27,6	386,3	437,2	13,2
1,0	556,0	331,6	-40,4	368,2	417,8	13,5
2,0	400,2	189,7	-52,6	326,4	404,5	23,9
3,1	280,7	113,1	-59,7	376,4	381,8	1,4
4,1	183,8	113,1	-38,5	414,5	431,4	4,1
5,1	189,2	113,1	-40,2	446,5	440,3	-1,4
6,1	177,3	137,2	-22,6	478,4	484,0	1,2
7,1	173,6	113,1	-34,9	500,9	520,2	3,9
8,1	170,4	119,1	-30,1	506,6	534,8	5,6
9,2	167,0	113,1	-32,3	748,2	534,6	-28,5
10,2	174,5	113,1	-35,2	458,5	514,3	12,2
11,2	180,6	149,2	-17,4	413,3	485,1	17,4
12,2	194,3	196,0	0,9	346,7	405,0	16,8
13,2	205,0	184,6	-9,9	280,1	333,8	19,2
14,3	212,5	189,0	-11,1	231,3	281,2	21,6
15,3	289,6	322,9	11,5	176,6	252,7	43,1
16,3	359,4	406,3	13,0	174,2	229,1	31,5
17,3	431,6	520,4	20,6	173,2	209,7	21,1
18,3	513,2	599,6	16,8	166,9	193,3	15,8
19,3	590,7	676,9	14,6	167,3	179,6	7,4
20,0	698,8	771,7	10,4	179,4	180,3	0,5
20,8	584,9	640,3	9,5	147,0	201,9	37,3
21,8	479,9	533,3	11,1	153,9	203,1	31,9
22,8	386,9	453,0	17,1	159,0	204,3	28,5
23,8	316,3	380,0	20,2	166,1	206,1	24,1
24,8	247,5	255,9	3,4	179,3	243,1	35,6
25,8	172,5	243,7	41,3	207,9	264,2	27,1
26,8	185,0	231,9	25,3	271,5	322,6	18,8
27,8	182,9	220,7	20,7	360,0	408,9	13,6
28,9	176,9	209,4	18,4	421,7	454,4	7,7
29,9	171,0	199,1	16,4	457,3	488,0	6,7
31,0	165,2	189,5	14,7	486,3	515,3	6,0
32,0	162,3	182,1	12,2	493,5	523,5	6,1
33,0	171,2	172,6	0,8	487,0	525,8	8,0
34,1	183,5	166,6	-9,2	455,8	493,9	8,4
35,1	195,4	160,7	-17,8	409,3	446,9	9,2
36,2	206,9	171,7	-17,0	350,4	387,5	10,6
37,2	218,1	186,2	-14,6	263,5	300,2	14,0
38,3	246,9	281,4	14,0	218,3	218,1	-0,1

Tabelle 7.3.: Bewehrungsmengen in Hauptrichtung

x	obere Lage			untere Lage		
	ohne <i>FÜK</i>	mit <i>FÜK</i>	Abweichung	ohne <i>FÜK</i>	mit <i>FÜK</i>	Abweichung
39,3	301,3	341,8	13,5	169,2	196,4	16,0
40,3	364,6	410,3	12,6	156,8	181,4	15,7
41,3	431,0	480,8	11,6	149,6	189,7	26,8
42,3	498,6	593,9	19,1	150,2	230,1	53,2
43,3	581,9	699,2	20,2	140,9	142,6	1,2
44,0	705,7	808,6	14,6	140,9	143,8	2,1
44,8	599,4	694,6	15,9	143,4	140,9	-1,7
45,8	513,1	556,4	8,4	141,2	144,6	2,4
46,8	433,3	478,0	10,3	164,4	155,8	-5,3
47,8	368,0	414,2	12,5	172,0	169,2	-1,6
48,8	305,5	339,3	11,1	184,3	230,1	24,9
49,8	249,6	261,0	4,6	220,6	259,7	17,8
50,7	205,0	185,6	-9,5	248,0	275,9	11,3
51,7	194,4	192,3	-1,1	330,0	360,1	9,1
52,6	184,0	199,1	8,2	389,2	434,4	11,6
53,6	173,2	205,6	18,7	425,0	476,2	12,1
54,6	162,1	139,9	-13,7	452,6	507,2	12,1
55,5	147,4	172,3	16,9	481,8	524,2	8,8
56,5	145,5	156,6	7,6	484,2	526,6	8,7
57,5	160,3	139,5	-13,0	457,6	511,7	11,8
58,4	171,4	150,6	-12,2	426,1	476,7	11,9
59,4	182,3	163,3	-10,4	386,0	430,4	11,5
60,3	192,7	173,8	-9,8	331,6	360,7	8,8
61,3	203,3	183,4	-9,8	252,9	279,3	10,4
62,3	251,2	218,9	-12,9	226,9	265,7	17,1
63,3	305,4	290,1	-5,0	184,3	230,0	24,8
64,3	368,1	410,4	11,5	172,0	137,0	-20,3
65,3	433,5	478,9	10,5	164,9	125,2	-24,0
66,3	513,3	549,2	7,0	141,2	129,0	-8,6
67,3	595,9	692,3	16,2	140,9	140,9	0,0
68,0	720,5	797,8	10,7	149,5	142,2	-4,9
68,8	590,3	707,4	19,8	191,8	143,0	-25,4
69,8	503,6	598,4	18,8	146,0	230,3	57,7
70,8	435,9	485,1	11,3	149,3	190,2	27,4
71,8	368,7	414,3	12,4	156,6	181,5	15,9
72,8	305,4	345,4	13,1	169,1	196,5	16,2
73,8	248,4	282,5	13,7	211,4	218,1	3,2
74,7	220,8	184,7	-16,4	248,3	285,5	15,0
75,7	210,5	174,8	-16,9	336,2	373,8	11,2
76,6	200,3	164,6	-17,8	401,8	439,8	9,5

7. Ergebnisse des Grundmodells

Tabelle 7.3.: Bewehrungsmengen in Hauptrichtung

x	obere Lage			untere Lage		
	ohne FÜK	mit FÜK	Abweichung	ohne FÜK	mit FÜK	Abweichung
77,6	189,0	164,8	-12,8	443,2	481,5	8,6
78,6	177,6	143,0	-19,5	474,6	513,5	8,2
79,5	166,0	179,1	7,9	493,5	521,2	5,6
80,5	161,7	186,2	15,1	500,2	528,2	5,6
81,5	167,4	193,2	15,4	487,7	517,5	6,1
82,4	172,7	200,3	16,0	455,0	486,4	6,9
83,4	178,2	207,5	16,5	411,9	445,1	8,1
84,3	183,6	135,8	-26,0	355,6	393,4	10,6
85,3	189,0	141,0	-25,4	275,4	326,4	18,6
86,3	168,1	184,2	9,6	211,9	267,6	26,3
87,3	241,5	300,1	24,3	180,1	224,6	24,7
88,3	310,8	371,1	19,4	166,5	205,5	23,4
89,3	378,7	445,3	17,6	159,7	203,9	27,6
90,3	471,0	524,5	11,3	154,7	202,7	31,0
91,3	572,3	627,5	9,7	152,1	201,9	32,8
92,0	693,0	747,9	7,9	162,5	212,5	30,8
92,8	588,3	672,3	14,3	168,0	166,8	-0,7
93,8	507,2	591,5	16,6	168,4	124,6	-26,0
94,8	425,3	512,6	20,5	174,1	108,3	-37,8
95,8	353,6	399,1	12,9	175,5	149,4	-14,9
96,8	284,0	316,2	11,3	178,2	163,6	-8,2
97,8	204,7	201,6	-1,5	227,0	274,5	20,9
98,8	206,4	186,1	-9,9	282,8	336,7	19,1
99,8	195,4	197,4	1,0	351,3	409,8	16,7
100,8	181,4	150,1	-17,3	421,6	492,8	16,9
101,8	175,2	113,1	-35,4	464,0	518,6	11,8
102,9	166,9	113,1	-32,2	491,7	529,2	7,6
103,9	170,2	119,4	-29,9	505,9	531,4	5,0
104,9	173,5	113,1	-34,8	504,3	519,6	3,0
105,9	177,1	113,1	-36,1	480,4	481,7	0,3
106,9	189,3	113,1	-40,2	438,5	465,0	6,0
107,9	187,5	113,1	-39,7	410,8	422,5	2,9
109,0	285,8	113,1	-60,4	371,6	371,2	-0,1
110,0	408,7	205,6	-49,7	332,9	403,7	21,3
111,0	566,0	350,6	-38,1	367,6	417,0	13,4
112,0	751,8	558,1	-25,8	387,7	439,0	13,2
	Mittelwert					
	308,9	317,7	2,8	299,9	328,5	9,5

7.6. Interpretation der Ergebnisse

In diesem Abschnitt wird eine kurze Zwischenanalyse für Teil II geführt.

In Tabelle 7.3 sind die Bewehrungsmengen der Grundmodelle zusammengefasst. Außerdem ist die gegebenenfalls entstehende Erhöhung durch den Einfluss der $F\ddot{U}K$ angegeben. Diese Erhöhung spielt sich, mit Ausnahme der Stellen der Lasteinleitung, welche deutliche Sprünge in den Schnittgrößen aufweisen, im Bereich von ca. $10 \pm 5\%$. Es gibt aber auch Bereiche, bei welchen die Bewehrungsmengen deutlich sinken (z.B.: Feldmitte oben). Durch die zusätzliche auftretende Zugkraft, können in der maßgebenden Lastfallkombination die Druckbereiche entlastet werden.

Diese Ergebnisse führen dazu, dass der Einfluss der $F\ddot{U}K$ nicht vernachlässigbar klein ist. Außerdem soll der mögliche Ausfall der $F\ddot{U}K$ und die damit folgende Änderung des statischen Systems abgedeckt sein. Eine Grenzwertbetrachtung zwischen diesen Modellen wird somit notwendig. Die erforderliche Bewehrung soll dann anhand des maßgebenden Modells, stellenweise, gewählt werden.

In Tabelle 7.3 werden außerdem die Mittelwerte der Ergebnisse in Relation zueinander gesetzt. Diese Ergebnisse zeigen, dass die Bewehrung, bei dieser Brücke, im Mittel nur um bis zu ca. 10% steigt. Dies ist stark von den gewählten Randbedingungen und von der Brückengeometrie abhängig.

Es ist hervorzuheben, dass der Einfluss der Asphaltsteifigkeit sehr stark von der Temperatur abhängt. Der in der Nachrechnung gemittelte Wert stellt schlussendlich nur eine Annahme dar, da über den gesamten Temperaturverlauf integriert wurde und dann ein Mittelwert für die Berechnung verwendet wurde. In dieser Nachrechnung ergibt sich ein Faktor von ca. 1.48, berechnet in Gleichung (7.2), im Vergleich zu der Steifigkeit der Fertigteilelemente (siehe Abschnitt 3.2.1). Damit hat der Asphalt einen größeren Einfluss auf das Tragwerk als die Fertigteilelemente mit Zugbewehrung. Die Steifigkeiten aus Gleichung (7.2) sind in Abschnitt 3.2.1 berechnet.

$$\frac{K_{A,lfm}}{K_{FT,lfm}} = \frac{14\,637 \text{ kN/m}}{9864 \text{ kN/m}} = 1,48 \quad (7.2)$$

In den Nachrechnungen wird die Erhöhung der Bewehrung aus [49] mit ca. 25% angegeben [50]. Dies kann mit möglichen, versteckten Sicherheiten im Modell oder mit der Modellierung der $F\ddot{U}K$ als Ersatzlast begründet werden. Generell ist anzumerken, dass die Schnittgrößenverläufe aus dem Lastfall *Zwang aus $F\ddot{U}K$* aus [50] nicht nachvollziehbar sind und auch ein möglicher Faktor für den höheren Einfluss sein können. Ein Auszug, welcher dieses Lastbild und die dadurch entstehenden Schnittgrößen [50] im System darstellt, findet sich in Anhang B wieder. Dort sind auch die erforderlichen Bewehrungsmengen laut [49, 50] enthalten.

Teil III.

Parameterstudie

8. Vorgangsweise

In diesem Teil der Arbeit wird eine Parameterstudie ausgearbeitet, welche auf dem Grundmodell aus Teil II basiert. Es sollen verschiedene Eigenschaften der Brücke verändert und die dabei resultierende Länge der $FÜK$ bestimmt werden. Außerdem wird die, aus dem zusätzlichen Zwang der $FÜK$, auftretende Veränderung in der Bemessung analysiert. Um eine Übersichtlichkeit zu garantieren und die Auswirkung einzelner Parameter auf die Bemessung direkt zu erkennen, wird ein Parameter variiert, während die anderen beibehalten werden. Sie entsprechen dann jenen Parametern aus dem Grundmodell. Die Bemessung folgt anschließend mit den Schnittgrößen aus Zustand I und somit *ohne* der Reduzierung von Zwangsschnittgrößen auf 60%. Detaillierte Darstellungen und Ansätze für die Variationen finden sich in den zugehörigen Abschnitten.

Bei den Parametern handelt es sich um:

1. Stützweite
2. Brückenlänge/Feldanzahl
3. Höhe der Widerlagerwand/Stützen
4. Plattendicke
5. horizontaler Bettungsmodul
6. Sensibilität der $FÜK$ -Länge

8.1. Änderungen am Grundmodell

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass jede Variation eine neue Berechnung der Verschiebungen für die Berechnung des teilmobilisierten Erddrucks nach Vogt [51] erfordert. Die Längenänderung der Längsverschiebung der Brücke, führt außerdem zu einer Neuberechnung der Länge der $FÜK$. Hierfür werden die verschiebungsrelevanten Lastfälle *Temperatur, Kriechen und Schwinden* und ein Teil von *Bremsen und Anfahren* für die Ermittlung der Anzahl der Fertigteilelemente herangezogen (siehe Abschnitt 8.1.1). Die resultierende Anzahl dieser ergibt sich nach Gleichung (8.1), welche die maximal zulässige Fugenöffnung von 1,20 mm [5], zur Berechnung heranzieht.

$$\frac{u_x}{1,2 \text{ mm}} = \text{Anzahl der Fertigteilelemente der } FÜK \quad (8.1)$$

Bei einer Änderung der Länge der $FÜK$ sollen die Steifigkeiten der Federn nach Gleichung (8.2) angepasst werden.

$$K_{F,PM} = \frac{K_{F,GM} * n_{GM}}{n_{PM}}$$

$K_{F,PM}$	–	Federsteifigkeit am Grundmodell
$K_{F,PM}$	–	Federsteifigkeit am jeweiligen Parametermodell
n_{GM}	–	Anzahl der Fertigteile am Grundmodell
n_{PM}	–	Anzahl der Fertigteile am Parametermodell

(8.2)

Gegebenenfalls müssen auch die Lastfälle bei Änderungen der Geometrie des Bauwerks angepasst werden. Diese zu ändernden Belastungen werden jeweils für die Parameter am Anfang der zugehörigen Abschnitte definiert.

Die Bewehrungsmengen werden nicht, wie in Teil II, tabellarisch in jedem Punkt miteinander verglichen, da dies zu einer zu langen und unübersichtlichen Darstellung bei der Auswertung führen würde. Stattdessen werden am Anfang der Abschnitte maßgebende Punkte definiert, welche für den Vergleich herangezogen werden. Um eine Prüfung zu gewährleisten, finden sich die kompletten Bewehrungsangaben parameterbezogen im Anhang C. Zum besseren Verständnis wurden die Verläufe, für das Modell ohne $FÜK$, in blau und, für das Modell mit $FÜK$, in grün geplottet.

8.1.1. Annahme zur Dimensionierung der $FÜK$

Kriechen und Schwinden, *Temperatur* und *Bremsen und Anfahren* sind in [50] die definierten Lastfälle zur Berechnung der erforderlichen Fertigteilelemente. Dabei wird jedoch nicht der gesamte Anteil aus *Bremsen und Anfahren* angesetzt. Außerdem wurde in dem Vorabzug [50] der Lastfall *Kriechen und Schwinden* genauer berechnet als in vorliegender Arbeit.

Um dennoch die erforderliche Anzahl der Fertigteilelemente bestimmen zu können, wird eine Annahme getroffen, welche sich im weiteren Verlauf der Arbeit als hinreichend genau erweisen soll. Als bemessungsrelevante Lastfälle für die Berechnung der Länge der Übergangskonstruktion werden folgende angenommen:

1. 100% *Temperatur (Kontraktion)*
2. 100% *Kriechen und Schwinden*
3. 50% *Bremsen und Anfahren*

Die summierten Verschiebungen u_x aus diesen Lastfällen führen, eingesetzt in Gleichung (8.1), zu der gesuchten Anzahl an Fertigteilelementen. Dies muss gegebenenfalls für jede Änderung des Parameters neu berechnet werden.

8.2. Arbeitsschritte

Um einen fehlerfreien Ablauf der Anpassungen zu gewährleisten, wird im Allgemeinen nach folgenden Schritten vorgegangen:

1. Anpassung der Geometrie
2. Anpassung der Lastfälle

3. Anpassung der Lastkombinationen
4. Deaktivieren vom teilmobilisierten Erddruck [51]
5. Deaktivieren der $F\ddot{U}K$
6. Berechnung der Verschiebungen
7. Anpassung des teilmobilisierten Erddrucks [51], anhand der neu berechneten Verschiebung
8. Anpassung der $F\ddot{U}K$, anhand der verschiebungsrelevanten Lastfälle nach Abschnitt 8.1.1
9. Berechnung und Bemessung
10. Auswertung der maßgebenden Punkte am Modell ohne $F\ddot{U}K$ mit *Excel*, Verschiebung SLS charakteristisch
11. Aktivierung der $F\ddot{U}K$
12. Berechnung und Bemessung
13. Auswertung der maßgebenden Punkte am Modell mit $F\ddot{U}K$ mit *Excel*, Verschiebung SLS charakteristisch
14. *zurück zu Punkt 1*

Diese Schritte werden so lange wiederholt, bis ein Muster in der Veränderung der zusätzlich erforderlichen Bewehrung erkennbar ist oder eine weitere Erhöhung der Parameter nicht mehr sinnvoll ist.

9. Variation der Parameter

Es folgt nun der Aufzählung aus Kapitel 8 folgend, die Analyse der einzelnen Parameter. Grundsätzlich gliedert sich die Analyse immer nach den selben drei Kapiteln:

- Allgemein
- Parameterabhängige Anpassungen
- Bemessung und Analyse

Grundsätzlich soll darauf hingewiesen werden, dass die Verläufe der relativen Bewehrungsänderung unterschiedliche Skalierungen aufweisen.

Die Skalierung der Bewehrungsmenge im Anhang C weist immer dieselbe Skalierung auf.

9.1. Stützweite

9.1.1. Allgemein

Es wird in diesem Abschnitt von einem Modell mit gleichlangen Feldern ausgegangen, welches auf dem *Grundmodell* aufbaut. Die Feldlänge wird anfangs mit 20,0m definiert. In 2,00m-Schritten wird sie erhöht, bis eine Länge von 30,00m erreicht wird. Die Feldanzahl von fünf Feldern bleibt unverändert.

Die Anpassung der *FÜK* und sämtlicher Lastfälle, vor allem des teilmobilisierten Erddrucks nach Vogt [51] und *Bremsen und Anfahren*, sind für jede untersuchte Stützweite erforderlich. Explizit genannte Lastfälle sind neben der Position zusätzlich in der Größe anzupassen.

Für diesen Abschnitt werden fünf Referenzpunkte gewählt, welche in Abb. 9.1 ersichtlich sind.

- maximales Feldmoment des ersten Feldes
- Feldmitte des dritten (=mittleren) Feldes = M_{Max}
- Stützenanschnitt bei der dritten Stützenachse, Anschnitt 1,00m entfernt
- Anschnitt Wiederlager im Tragwerk, Anschnitt 1,00m entfernt
- Wiederlagerwand Rahmenecke, Anschnitt 1,00m entfernt

Tabelle 9.1.: $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1¹

L	SW	u_x T	u_x KS	$\frac{u_x}{0.5}$ B+A	\sum	FT ber.	FT gew.	K_F
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[kN/m]
100	20	15,5	7,7	1,8	24,9	20,8	21	379182
110	22	17,0	8,4	1,9	27,4	22,8	23	346210
120	24	18,5	9,2	2,1	29,8	24,8	25	318513
130	26	20,1	10,0	2,2	32,2	26,8	27	294919
140	28	21,6	10,7	2,3	34,6	28,9	29	274580
150	30	23,1	11,5	2,5	37,1	30,9	31	256865

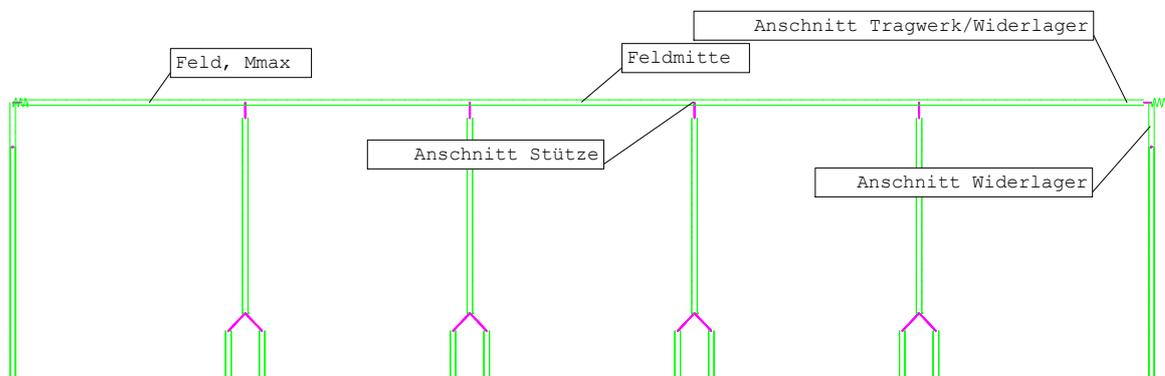


Abbildung 9.1.: Angabe der maßgebenden Punkte im System

9.1.2. Parameterabhängige Anpassungen

In Tabelle 9.1 werden mit den bemessungsrelevanten Verschiebungen die Anzahl der erforderlichen Fertigteilelemente der $F\ddot{U}K$ berechnet. Die Steifigkeiten berechnen sich nach Gleichung (8.2). Durch das schrittweise Erhöhen der Stützweiten und damit der Brückengesamtlänge, steigen die bemessungsrelevanten Verschiebungen und führen damit zu einer längeren $F\ddot{U}K$. Nach Gleichung (3.1) sinkt damit in weiterer Folge die Gesamtsteifigkeit K_F der $F\ddot{U}K$. Der Abfall zwischen der kleinsten und größten untersuchten Stützweite wird in Gleichung (9.1) berechnet. Die Stützweite und Steifigkeitsänderung der $F\ddot{U}K$ sind aufgrund von *Bremsen und Anfahren* nicht direkt proportional.

$$\frac{256865}{379182} * 100 - 100 = -32\% \quad (9.1)$$

In Tabelle 9.2 sind weitere Änderungen zusammengefasst. Durch das Ansteigen der Verschiebungen wird ein größerer Erddruck mobilisiert. Durch das schrittweise Erhöhen der Länge steigen die Bremslasten nach Gleichung (6.16). Die prozentualen Werte beziehen sich immer auf die kleinste untersuchte Stützweite von 20,0 m. Die restlichen Lastfälle wurden nur in ihrer

¹L = Gesamtlänge; SW = Stützweite; FT = Fertigteile; B+A = Bremsen und Anfahren

Tabelle 9.2.: Belastungsanpassung - u_x

L [m]	SW [m]	B+A [kN]	B+A [kN/m]	Erddruck Vogt		Verschiebungen, u_x			
				$k_{vogt,h,xx}$ [kN/m ²]	+	SLS ch.	+	SLS ch. $F\ddot{U}K$	+
					[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
100	20	630	6,3	2890	0,0	38,5	0,0	25,8	0,0
110	22	657	6,0	2993	3,6	41,7	8,3	27,7	7,3
120	24	684	5,7	3126	8,2	45,1	17,2	30,3	17,4
130	26	711	5,5	3230	11,8	48,4	25,8	32,8	27,3
140	28	738	5,3	3330	15,2	51,8	34,6	35,5	37,4
150	30	765	5,1	3430	18,7	55,2	43,5	38,1	47,7

Stellung, beziehungsweise Geometrie, angepasst und stimmen weitgehend mit jenen aus Teil II überein.

9.1.3. Bemessung und Analyse

Um einen Vergleich darzustellen und mögliche relevante Unterschiede zwischen den Variationen festzustellen, werden die prozentualen Zuwächse oder Abnahmen zwischen den Modellen, mit und ohne $F\ddot{U}K$, in Abb. 9.2 bis 9.6 dargestellt. Die untere Bewehrungslage ist in rot, die obere in blau dargestellt. Die Legende in den Abbildungen weist den Bewehrungslagen zusätzlich noch Druck- oder Zugbereich zu. Zusätzlich finden sich die geplotteten Verläufe im Anhang C.1.

Für den *Zugbereich* kann eine deutliche Tendenz festgestellt werden. Mit steigender Länge und sinkender $F\ddot{U}K$ -Steifigkeit, sinkt, bei Aktivierung der $F\ddot{U}K$ mit steigender Stützweite, der Einfluss des Fahrbahnübergangs am Tragwerk. Die relative zusätzliche Bewehrungsmenge sinkt in der Mitte der Feldbereiche (Abb. 9.2 und 9.3) und über der Stütze (Abb. 9.4). Im Bereich der Widerlagerwand (Abb. 9.5 und 9.6) wird nach Einbau der $F\ddot{U}K$ weniger *Zugbewehrung* notwendig. Bei kürzeren Stützweiten und somit höheren Steifigkeiten der $F\ddot{U}K$ tritt dieser Effekt verstärkt auf.

Für den *Druckbereich* lässt sich pauschal keine Aussage treffen. Folgende Effekte können aber für den zusätzlichen Anteil der *Druckbewehrung*, aus Aktivierung der $F\ddot{U}K$, beobachtet werden:

1. im Allgemeinen konstant über die Änderung der Stützweite (siehe Abb. 9.2, 9.5 und 9.6)
2. $A_{s,min}$ wird vor Aktivierung erreicht \rightarrow kein weiteres Absinken mehr möglich (siehe Abb. 9.4)
3. *Druckbewehrung* verändert Wert sprunghaft (siehe Abb. 9.3)

Generell kann festgestellt werden, dass bei einer Erhöhung der Stützweiten und daraus folgender Verringerung der Steifigkeiten des Fahrbahnübergangs, der Einfluss aus der Aktivierung der $F\ddot{U}K$ sinkt.

Ein Vergleich zwischen den angenommenen bemessungsrelevanten Verschiebungen in Tabelle 9.1 und den tatsächlich, nach Aktivieren der $F\ddot{U}K$, berechneten Werte in Tabelle 9.2, liefert geringe Abweichungen, womit dieser Ansatz in seiner Plausibilität bestätigt wird.

9. Variation der Parameter

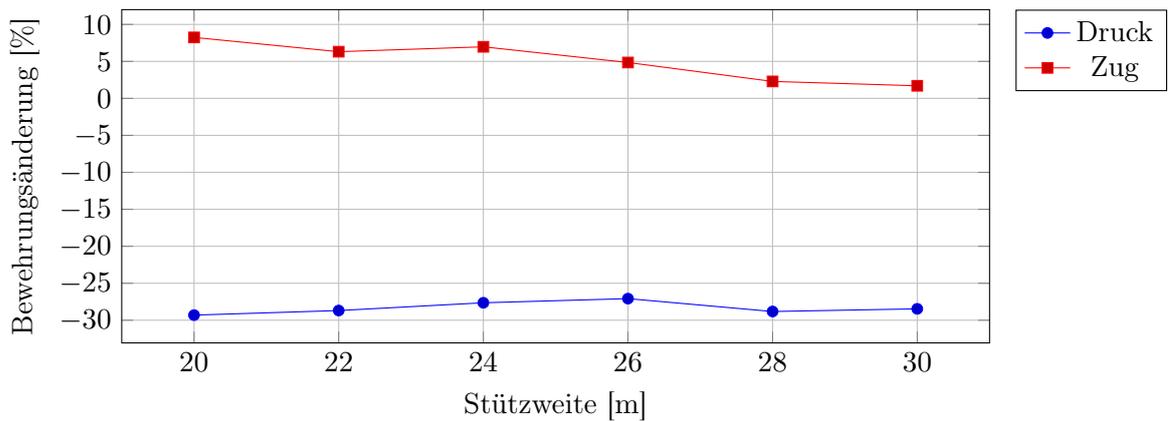


Abbildung 9.2.: erstes Feld - M_{MAX} - relative Bewehrungsänderung

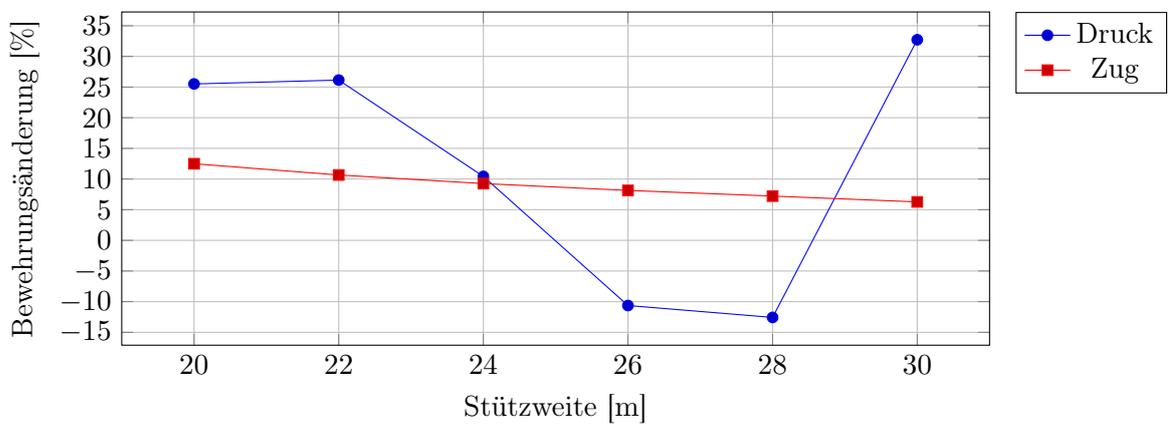


Abbildung 9.3.: mittleres Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung ²

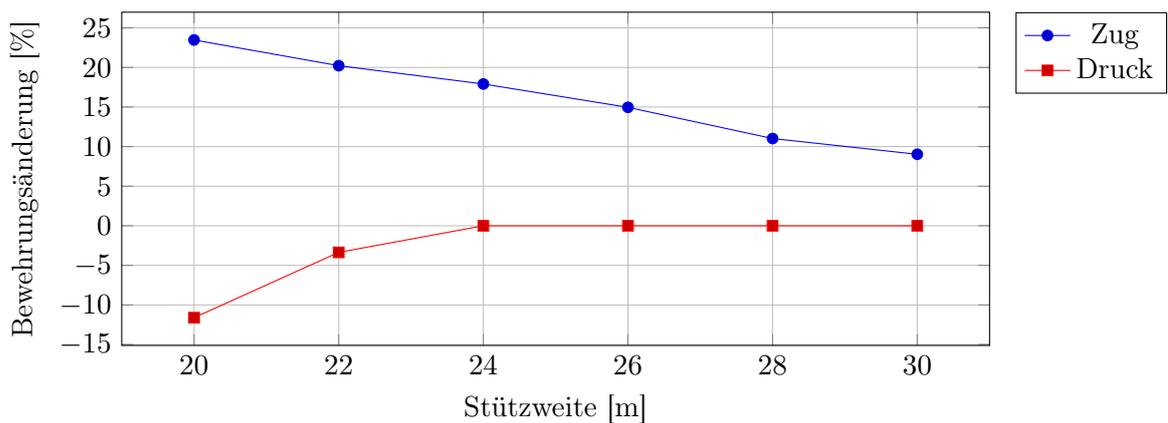


Abbildung 9.4.: Stütze - relative Bewehrungsänderung

²Sprünge in der Druckbewehrung sind modellabhängig; Sprünge beschränkt auf kleine Bereichen; absolute Änderung ist vergleichsweise sehr gering; siehe Anhang C.1

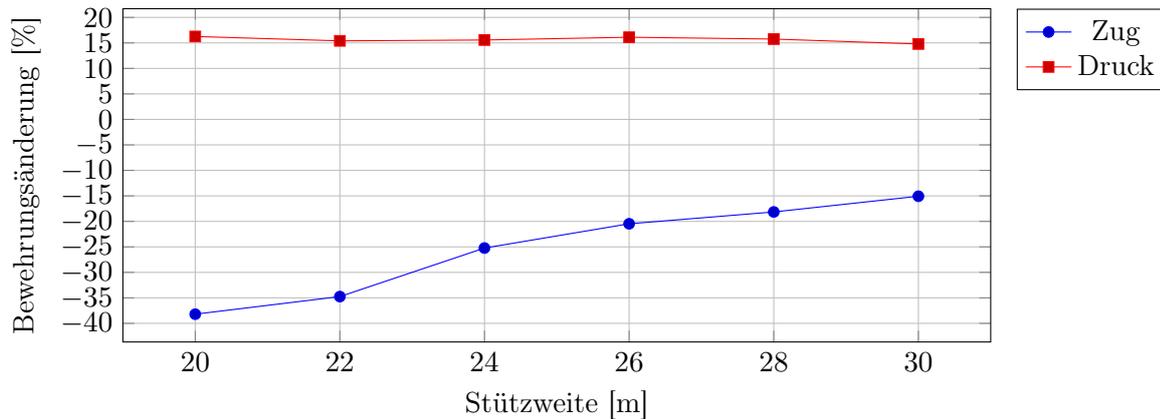


Abbildung 9.5.: Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

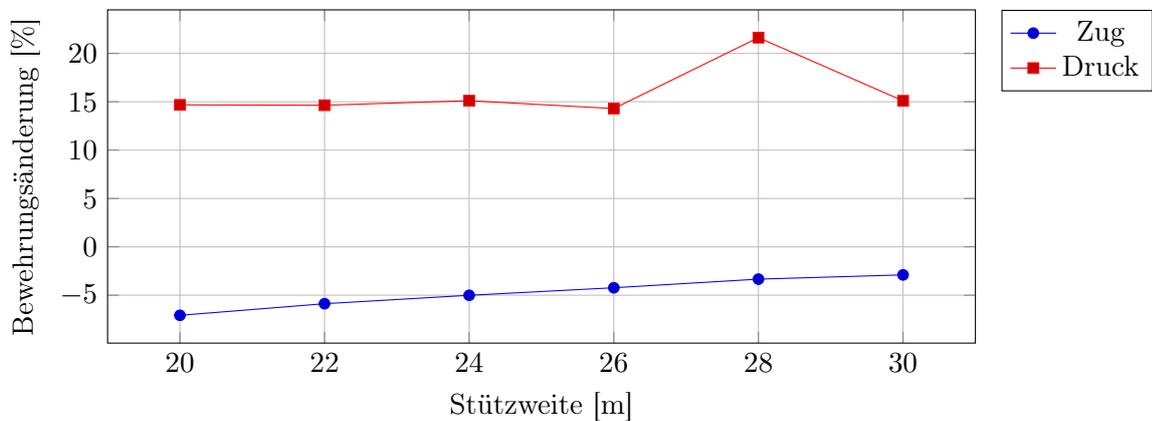


Abbildung 9.6.: Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

9.2. Feldanzahl/Brückenlänge

9.2.1. Allgemein

In diesem Abschnitt wird von dem in Abschnitt 9.1 berechneten Modell mit einer Stützweite von 20 m ausgegangen. Diese Wahl folgt der Aussage aus Abschnitt 9.1.3, dass bei der geringsten Stützweite die größten Effekte aus Aktivierung der $F\ddot{U}K$ auftreten.

Die Anzahl der Felder wird schrittweise um zwei Felder erhöht um in der Berechnung nur Modelle mit ungerader Feldanzahl zu erhalten. Dies erfolgt so lange bis eine Länge von 300,00 m, mit fünfzehn Feldern, erreicht wird.

Die Lastfälle basieren grundsätzlich auf jenen aus dem *Grundmodell* in Teil II, jedoch müssen Steifigkeiten und geometrieabhängige Lastfälle angepasst werden.

Für diesen Abschnitt werden fünf Referenzpunkte gewählt, welche in Abb. 9.7 definiert sind.

- maximales Feldmoment des ersten Feldes
- Feldmitte mittleren Feldes = M_{Max}

Tabelle 9.3.: $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1³

L [m]	FA [-]	u_x T [mm]	u_x KS [mm]	u_x B+A [mm]	$\frac{u_x}{0.5}$ B+A [mm]	Σ [mm]	FT ber. [-]	FT gew. [-]	K_F [kN/m]
100	5	15,5	7,7	3,6	1,8	24,9	20,8	21	379182
140	7	21,5	10,7	3,6	1,8	34,1	28,4	29	274580
180	9	27,6	13,7	3,7	1,8	43,1	35,9	36	221190
220	11	33,5	16,6	3,5	1,8	51,8	43,2	44	180973
260	13	39,4	19,6	3,2	1,6	60,5	50,5	51	156134
300	15	45,2	22,5	2,9	1,5	69,1	57,6	58	137290

- Stützenanschnitt bei der dritten Stützenachse, Anschnitt 1,00 m entfernt
- Anschnitt Widerlager im Tragwerk, Anschnitt 1,00 m entfernt
- Widerlagerwand Rahmenecke, Anschnitt 1,00 m entfernt

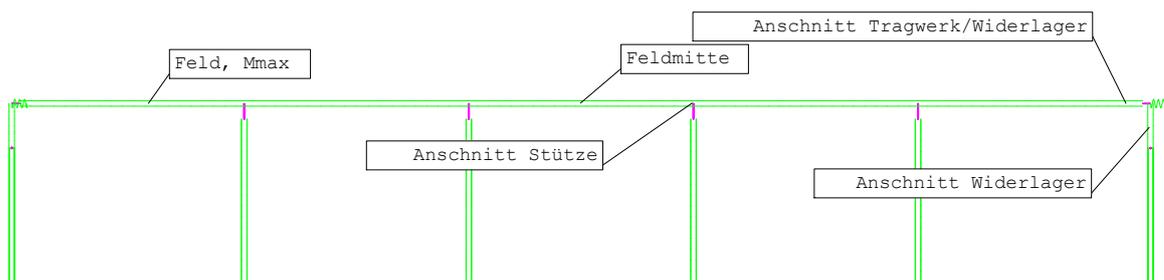


Abbildung 9.7.: Angabe der maßgebenden Punkte im System

9.2.2. Parameterabhängige Anpassungen

In Tabelle 9.3 werden mit den bemessungsrelevanten Verschiebungen die Anzahl der erforderlichen Fertigteilelemente berechnet. Die Steifigkeiten berechnen sich nach Gleichung (8.2). Durch das schrittweise Erhöhen der Feldanzahl und der Brückenlänge, steigen die bemessungsrelevanten Verschiebungen und führen damit zu einer längeren $F\ddot{U}K$. Dieser Effekt tritt durch den sehr großen Längenunterschied, im Vergleich zu Abschnitt 9.1, noch stärker auf. Die Steifigkeit der $F\ddot{U}K$ sinkt damit nach Gleichung (3.1). Der Abfall der $F\ddot{U}K$ -Steifigkeit zwischen der 5-feldrigen Brücke (100 m) und der 15-feldrigen Brücke (300 m) wird in Gleichung (9.2) berechnet.

$$\frac{137290}{379182} * 100 - 100 = -64\% \quad (9.2)$$

In Tabelle 9.4 sind weitere Änderungen zusammengefasst. Lasten aus *Bremsen und Anfahren* sind mit 900 kN begrenzt (siehe Abschnitt 6.5.6). Aus diesem Grund steigen diese ab einer bestimmten Brückenlänge nicht mehr weiter an. Durch die großen Längendifferenzen und daraus resultierenden großen Verschiebungsdifferenzen, steigt die Resultierende des teilmobilisierten

³FA = Feldanzahl

Tabelle 9.4.: Belastungsanpassung - u_x

L [m]	FA [-]	B+A [kN]	B+A [kN/m]	Erddruck Vogt		Verschiebungen, u_x			
				$k_{vogt,h,xx}$ [kN/m ²]	+	SLS ch. [mm]	+	SLS ch. $F\ddot{U}K$ [mm]	+
100	5	630	6,3	2890	0,0	38,5	0,0	25,8	0,0
140	7	738	5,3	3290	13,8	47,2	22,8	35,0	35,5
180	9	846	4,7	3625	25,4	55,8	45,1	44,4	72,0
220	11	900	4,1	3911	35,3	64,2	66,9	53,7	108,2
260	13	900	3,5	4162	44,0	72,5	88,5	62,7	142,9
300	15	900	3,0	4392	52,0	80,7	109,9	71,4	176,8

Erddrucks beträchtlich. Die prozentualen Werte beziehen sich immer auf die kürzeste Brücke mit einer Länge von 100 m. Prinzipiell stimmen die Lastfälle mit jenen aus Teil II überein. Sie werden jedoch an die neue Gemoetrie der Brücke angepasst. Außerdem werden die Lastfallkombinationen um die neuen Lastfälle erweitert.

9.2.3. Bemessung und Analyse

Um einen Vergleich darzustellen und mögliche relevante Unterschiede zwischen den Variationen festzustellen, werden die prozentualen Zuwächse oder Abnahmen zwischen den Modellen, mit und ohne $F\ddot{U}K$, in Abb. 9.8 bis 9.12 dargestellt. Die untere Bewehrungslage ist in rot, die obere in blau dargestellt. Die Legende in den Abbildungen weist den Bewehrungslagen zusätzlich noch Druck- oder Zugbereich zu. Zusätzlich finden sich die geplotteten Verläufe im Anhang C.2.

Bei diesem Parameter lässt sich keine pauschale Stellungnahme zu den Verläufen von *Zug*- und *Druckbereich*, wie in Abschnitt 9.1.3, formulieren, da die Verläufe in den Referenzpunkten unterschiedlich sind. Somit wird für diesen Parameter jeder Referenzpunkt, lokal analysiert.

Im ersten Feld der Brücke kommt es zu einer geringen relativen Änderung in der zusätzlichen erforderlichen *Zugbewehrung*. Eine Begründung hierfür könnte die Zunahme des teilmobilisierten Erddrucks sein. Für die *Druckbewehrung* kann keine eindeutige Tendenz festgestellt werden, außer, dass nach Aktivierung die Bewehrungsmenge absolut gesehen immer sinkt (siehe Abb. 9.8).

Betrachtet man das mittlere Feld der Brücke (siehe Abb. 9.9), so erkennt man, dass keine deutlichen Änderungen in der zusätzlich erforderlichen *Zugbewehrung*, wie in Abschnitt 9.1.3 auftreten. Durch die große Brückenlänge und die damit steigende Entfernung zum Auflager entziehen sich diese Felder der Wirkung der $F\ddot{U}K$ mit steigender Länge immer weiter. Die *Druckbewehrung* ändert unregelmäßig ihre Steigung und weist starke Sprünge zwischen Zu- und Abnahme nach Aktivierung der $F\ddot{U}K$ auf wodurch keine Tendenz festzustellen ist.

Ähnliches Verhalten ist bei der *Zugbewehrung* über der Stütze zu beobachten. Ein tatsächlicher Trend ist nicht absehbar, da die Kurve keine eindeutig definierte Steigungsrichtung hat. Auffallend ist, dass die erforderliche *Druckbewehrung* über der Stütze mit steigender Brückenlänge zunimmt, da der Einfluss der $F\ddot{U}K$ mit ihrer Steifigkeit abnimmt (siehe Abb. 9.10).

In der Rahmenecke der Brücke, bei der Widerlagerwand ist ein deutlicher Trend festzustellen. Sowohl im *Zug*- als auch im *Druckbereich* sinkt der Einfluss aus Aktivierung der $F\ddot{U}K$ auf die

Bewehrung. Dies bedeutet ein Sinken der relativen zusätzlichen *Zugbewehrung* und ein Sinken der Abnahme der *Druckbewehrung*. Dies kann damit erklärt werden, dass durch die steigende Erddruckbelastung höhere Bewehrungsmengen notwendig werden, die zusätzliche Bewehrung aus Aktivierung der *FÜK* jedoch absolut nicht in selben Maße steigt (siehe Abb. 9.11 und 9.12).

Bei Veränderung dieses Parameters stimmen die angenommenen Verschiebungen aus Tabelle 9.3 mit den berechneten Werten aus Tabelle 9.4 mit geringen Abweichungen überein.

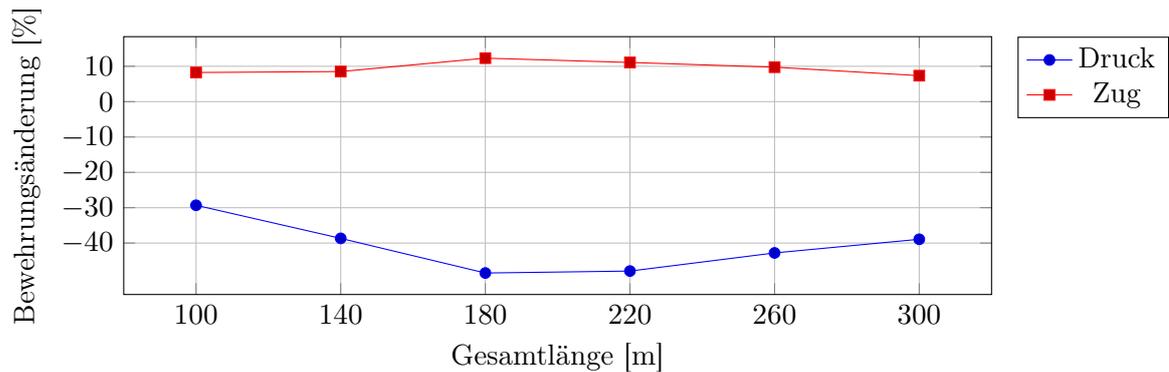


Abbildung 9.8.: erstes Feld - M_{MAX} - relative Bewehrungsänderung

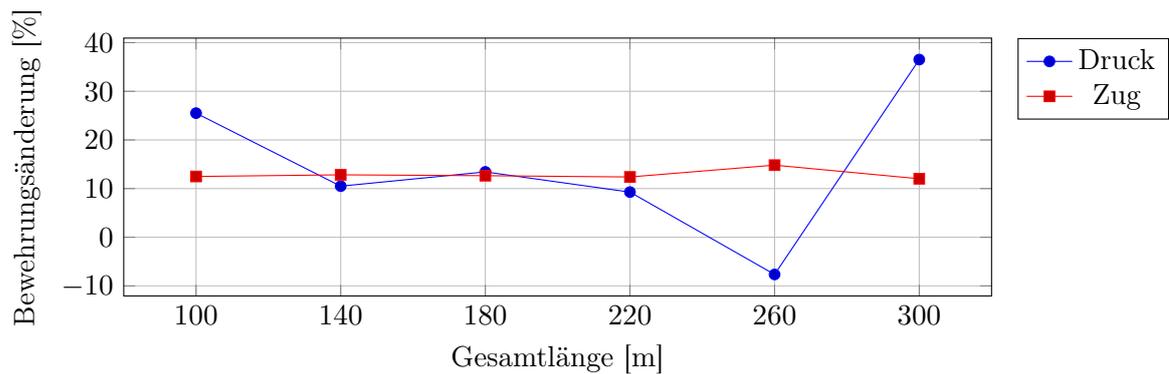


Abbildung 9.9.: mittleres Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung⁴

⁴Sprünge in der Druckbewehrung sind modellabhängig; Sprünge beschränkt auf kleine Bereichen; absolute Änderung ist vergleichsweise sehr gering; siehe Anhang C.2

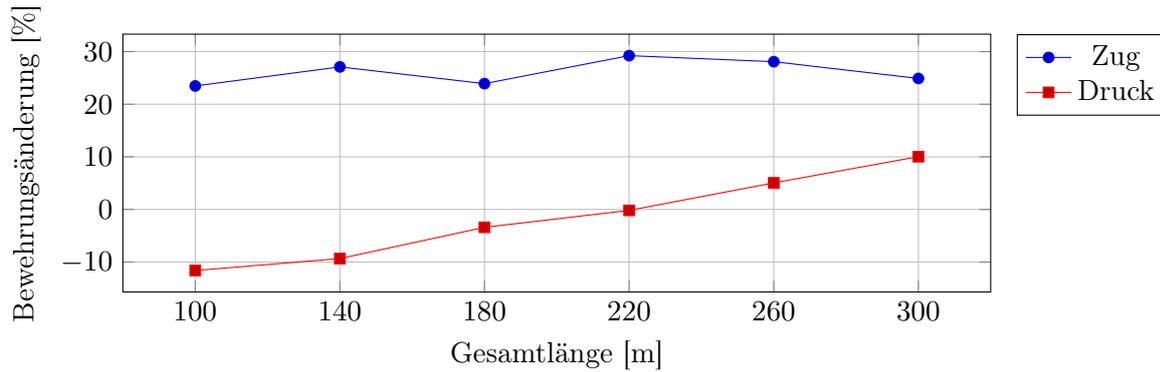


Abbildung 9.10.: Stütze - relative Bewehrungsänderung

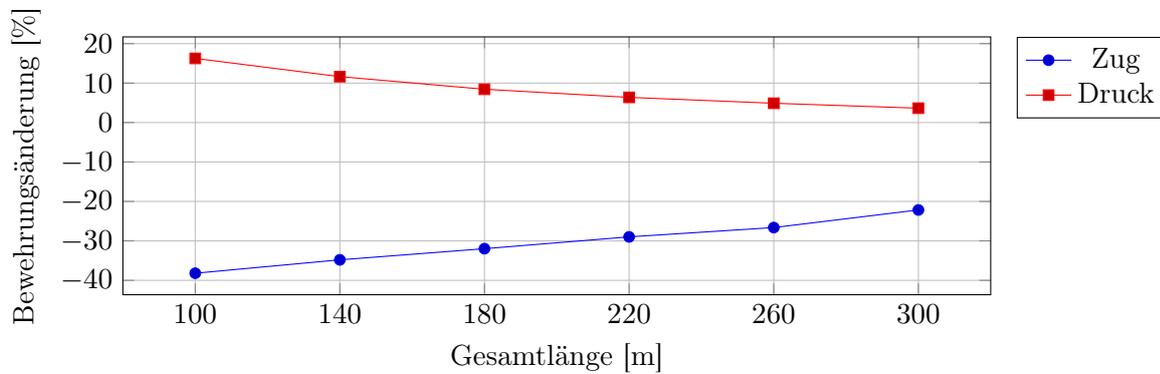


Abbildung 9.11.: Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

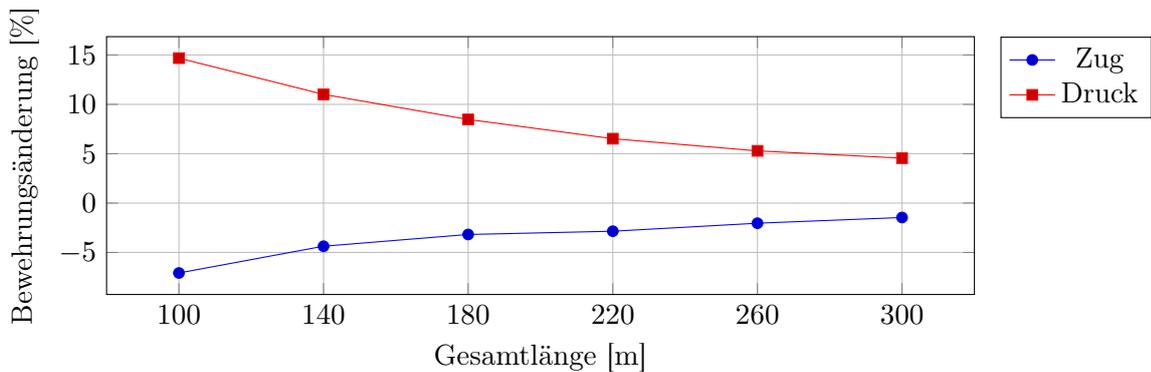


Abbildung 9.12.: Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

9.3. Höhe der Widerlagerwand/Stützen

9.3.1. Allgemein

Es wird von dem Modell mit 20 m Stützweite ausgegangen. Die Widerlagerwand und die Stützen werden bei jedem Schritt um einen m länger, bis 9,00 m erreicht werden.

Tabelle 9.5.: $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1

WLW Höhe [m]	u_x T [mm]	u_x KS [mm]	u_x B+A [mm]	$\frac{u_x}{0,5}$ B+A [mm]	\sum [mm]	FT ber. [-]	FT gew. [-]	K_F [kN/m]
4	15,5	7,7	3,6	1,8	25,0	20,8	21	379182
5	15,5	7,7	4,2	2,1	25,2	21,0	22	361947
6	15,5	7,7	4,8	2,4	25,6	21,3	22	361947
7	15,4	7,7	5,4	2,7	25,8	21,5	22	361947
8	15,4	7,7	6,3	3,2	26,3	21,9	22	361947
9	15,4	7,7	7,0	3,5	26,6	22,2	23	346210

Grundsätzlich entsprechen alle Lasten jenen aus dem Grundmodell aus Teil II. Lediglich die Erddrücke müssen aufgrund der Höhe angepasst werden. Durch die veränderte Geometrie muss außerdem die Länge der $F\ddot{U}K$ und, in dieser Folge, ihre Steifigkeit angepasst werden.

Die Referenzpunkte werden wie in Abschnitt 9.1.1 gewählt (siehe Abb. 9.13).

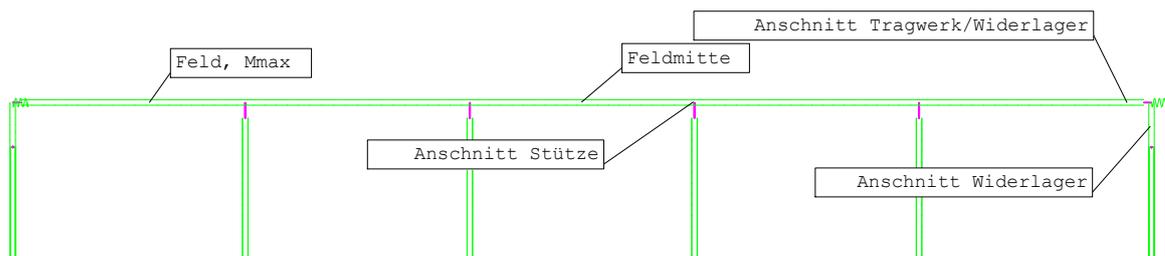


Abbildung 9.13.: Angabe der maßgebenden Punkte im System

9.3.2. Parameterabhängige Anpassungen

Aus Tabelle 9.5 ist ersichtlich, dass eine Änderung der Höhe der Widerlagerwand, beziehungsweise der Stützen, nur zu einer geringen Veränderung von u_x führt, welche größtenteils aus dem Lastfall *Bremsen und Anfahren* resultiert. Dies führt zu einer sehr geringen Änderung der $F\ddot{U}K$ -Steifigkeit. Dieser Abfall zwischen der niedrigsten und größten Höhe berechnet sich in Gleichung (9.3).

$$\frac{346210}{379182} * 100 - 100 = -8,7\% \quad (9.3)$$

Tabelle 9.6 zeigt deutliche Änderungen im Erddruck, welcher bei diesem Parameter unbedingt anzupassen ist. Durch die gleichbleibende Brückenlänge ändern sich die Lastsummen aus *Bremsen und Anfahren* nicht. Die prozentualen Werte beziehen sich auf die niedrigste Höhe der Widerlagerwand. Vergleich der Tabellen 9.5 und 9.6 zeigt erneut, dass die Annahme für die Berechnung der Verschiebungen zulässig ist.

Tabelle 9.6.: Belastungsanpassung - u_x

H [m]	Bremsen+Anfahren		Erddruck Vogt		Verschiebungen, u_x			
	B+A [kN]	B+A [kN/m]	$k_{vogt,h,xx}$ [kN/m ²]	+ [%]	SLS ch. [mm]	+ [%]	SLS ch. $F\ddot{U}K$ [mm]	+ [%]
4	630	6,3	2890	0,0	38,5	0,0	25,8	0,0
5	630	6,3	4117	42,5	45,0	16,9	26,1	1,1
6	630	6,3	5494	90,1	52,7	37,1	26,8	4,0
7	630	6,3	7047	143,8	62,9	63,6	27,6	7,0
8	630	6,3	8783	203,9	75,8	97,1	28,4	10,2
9	630	6,3	10704	270,4	91,4	137,8	29,7	14,9

9.3.3. Bemessung und Analyse

Um einen Vergleich darzustellen und mögliche relevante Unterschiede zwischen den Variationen festzustellen, werden die prozentualen Zuwächse oder Abnahmen zwischen den Modellen, mit und ohne $F\ddot{U}K$, in Abb. 9.14 bis 9.18 dargestellt. Die untere Bewehrungslage ist in rot, die obere in blau dargestellt. Die Legende in den Abbildungen weist den Bewehrungslagen zusätzlich noch Druck- oder Zugbereich zu. Zusätzlich finden sich die geplotteten Verläufe in Anhang C.3.

Für diesen Parameter lassen sich keine pauschalen Aussagen für den Einfluss aus der $F\ddot{U}K$, treffen. Stattdessen wird jeder Referenzpunkt separat analysiert.

Für die *Zugbewehrung* im ersten Feld (siehe Abb. 9.14) ist eine deutlich fallende Tendenz des Einflusses mit steigender Höhe zu erkennen. Ab einer Höhe von 8,00m wird sogar weniger Bewehrung erforderlich. Die relative zusätzliche *Druckbewehrung* bleibt über alle Varianten in diesem Abschnitt konstant und weist damit auch eine Regelmäßigkeit auf.

Durch die große Entfernung zum Auflager, bleibt der zusätzliche Anteil der *Zugbewehrung* im mittleren Feld (siehe Abb. 9.15), in Feldmitte über die Varianten konstant. Die relative zusätzliche *Druckbewehrung* an dieser Stelle sinkt mit steigender Höhe stark. Dies kann in der weicheren $F\ddot{U}K$, bei größeren Höhen seinen Ursprung haben (siehe Abschnitt 9.6).

Der *Zugbereich* über den Stützen (siehe Abb. 9.16) erfordert mit steigender Höhe, geringere relative Zusatzbewehrung. Im *Druckbereich* bleibt die relative zusätzliche Bewehrung, über die Höhe konstant. Dies könnte aufgrund der, schon beim Modell ohne $F\ddot{U}K$, sehr geringen Bewehrungsmengen resultieren.

In der Rahmenecke, im Tragwerk (siehe Abb. 9.17) verhalten sich beide Bereiche über die Höhe hinweg konstant. Die relativ erforderliche Zusatzbewehrung scheint weder zu fallen noch zu steigen.

Bei der Widerlagerwand oben (siehe Abb. 9.18) sind deutliche Tendenzen zu erkennen. Die zusätzlich erforderliche *Druckbewehrung* sinkt, während der Einfluss der $F\ddot{U}K$ auf die *Zugbewehrung* deutlich steigt, wobei die absolute Bewehrungsmenge mit steigender Höhe, nach Aktivierung der $F\ddot{U}K$ stärker abfällt. Dieser Effekt könnte aus den sehr stark steigenden Erddrücken bei diesem Parameter resultieren.

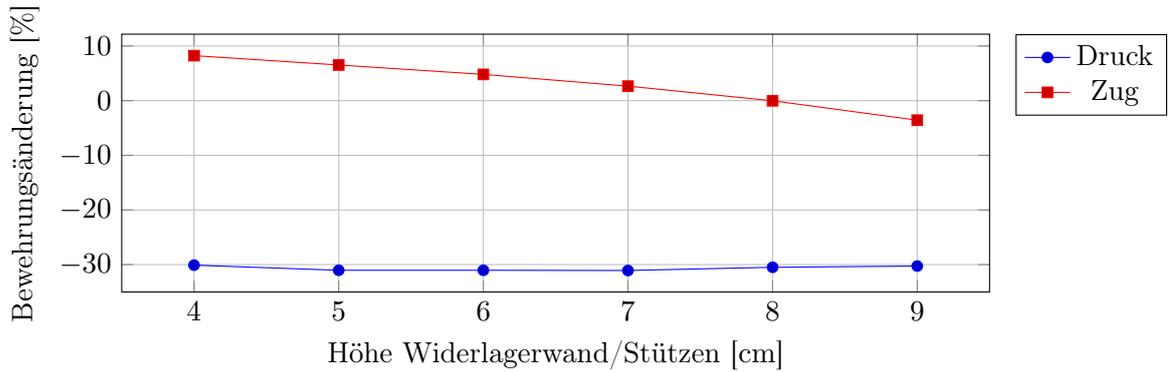


Abbildung 9.14.: erstes Feld - M_{MAX} - relative Bewehrungsänderung

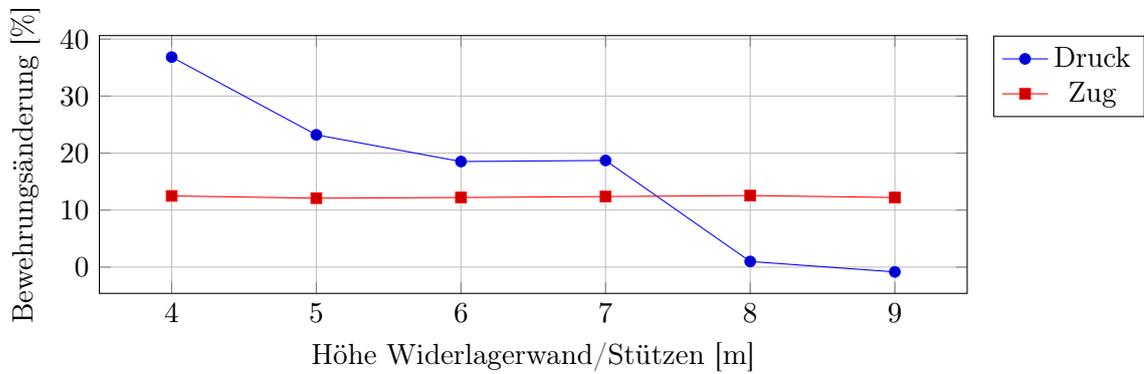


Abbildung 9.15.: mittleres Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung ⁵

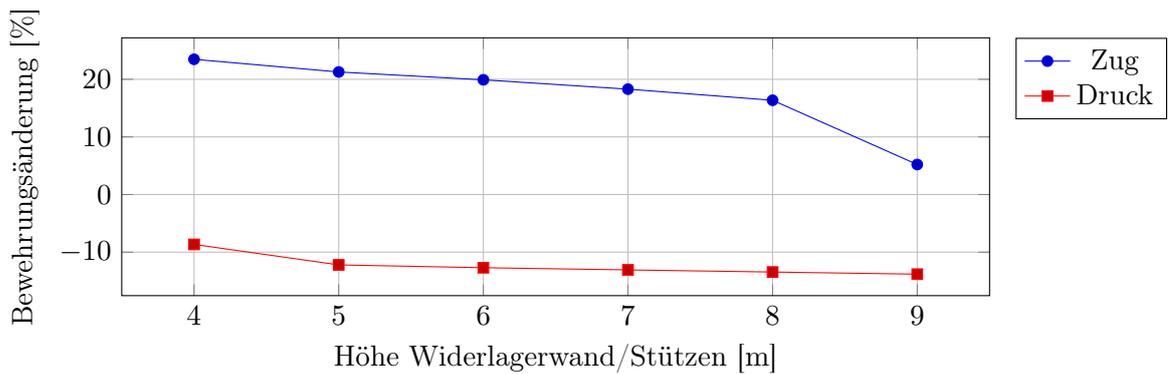


Abbildung 9.16.: Stütze - relative Bewehrungsänderung

⁵Sprünge in der Druckbewehrung sind modellabhängig; Sprünge beschränkt auf kleine Bereiche; absolute Änderung ist vergleichsweise sehr gering; siehe Anhang C.3

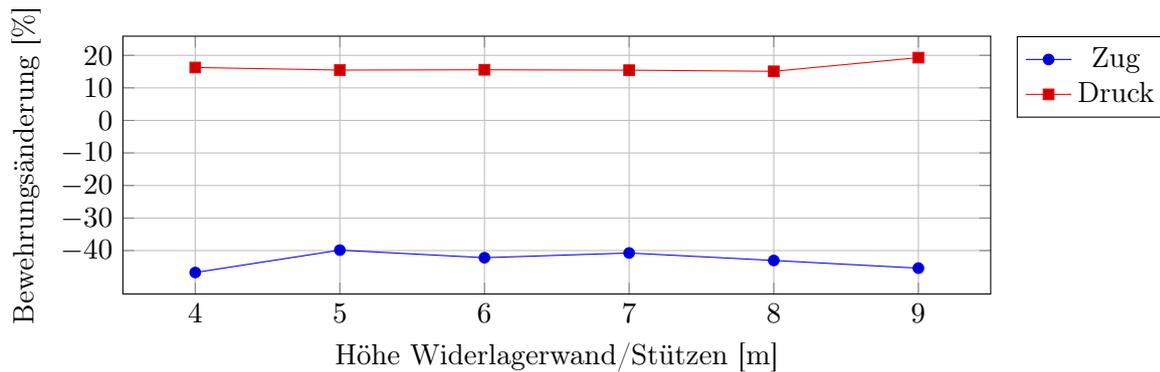


Abbildung 9.17.: Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

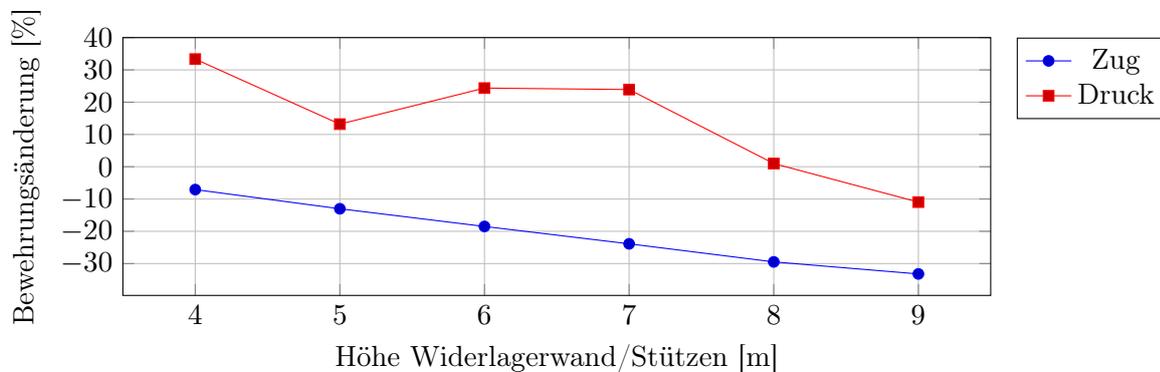


Abbildung 9.18.: Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

9.4. Plattenstärke

9.4.1. Allgemein

In diesem Abschnitt wird die Plattenstärke zwischen 0,70 m und 1,20 m, in Schritten von 0,10 m, variiert. Als Modell wird jenes mit 20 m Stützweite und fünf Feldern gewählt. Das Aufvouten des Querschnitts zu den Stützen verläuft im selben Maße wie bei dem Grundmodell, wobei anschließend auf 5,00 cm-Schritte gerundet wird. Dieser Faktor berechnet sich in Gleichung (9.4).

$$\frac{1,40 \text{ m}}{0,90 \text{ m}} = 1.56 \quad (9.4)$$

Da nur der Querschnitt des Modells verändert wird, müssen nur die $F\ddot{U}K$ und der teilmobilisierte Erddruck auf eine notwendige Anpassung untersucht werden. Die Referenzpunkte werden wie in Abschnitt 9.1.1 gewählt. Da bei einer Änderung des Querschnitts die Verschiebungen aus Temperaturbeanspruchung gleich bleiben und diese maßgebend für den teilmobilisierten Erddruck und die Bemessung der $F\ddot{U}K$ sind, wird eine geringe bis keine Anpassung dieser erforderlich sein.

Tabelle 9.7.: $F\ddot{U}K - u_x$ nach Abschnitt 8.1.1⁶

d	u_x T	u_x KS	u_x B+A	$\frac{u_x}{0,5}$ B+A	\sum	FT ber.	FT gew.	K_F
[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[kN/m]
70	15,4	7,7	4,4	2,2	25,3	21,0	22	361947
80	15,4	7,7	3,9	2,0	25,1	20,9	21	379182
90	15,5	7,7	3,6	1,8	25,0	20,8	21	379182
100	15,5	7,7	3,3	1,7	24,8	20,7	21	379182
110	15,5	7,7	3,1	1,6	24,8	20,6	21	379182
120	15,6	7,7	2,9	1,4	24,7	20,6	21	379182

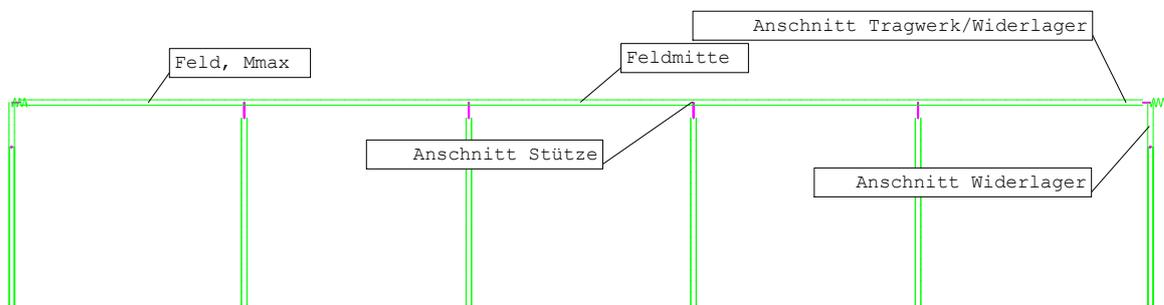


Abbildung 9.19.: Angabe der maßgebenden Punkte im System

9.4.2. Parameterabhängige Anpassungen

Aus Tabelle 9.7 wird ersichtlich, dass die Änderung der Plattenstärke auf die bemessungsrelevanten Verschiebungen kaum Einfluss hat und nur in einem Fall die erforderliche Anzahl der Fertigteilelemente angepasst werden musste. Dies führt zu einer Abweichung, berechnet in Gleichung (9.5).

$$\frac{361947}{379182} * 100 - 100 = -4,5\% \quad (9.5)$$

Der teilmobilisierte Erddruck erfährt eine maximale Anpassung von 1,0%, wodurch diese Änderung bei Variation der Plattenstärke nicht relevant ist und theoretisch entfallen könnte. *Bremsen und Anfahren* sind aufgrund der gleichbleibenden Brückenlänge nicht anzupassen. Vergleich zwischen Tabelle 9.7 und Abschnitt 8.1.1 zeigt, dass der Ansatz der bemessungsrelevanten Verschiebungen für die Ermittlung der Anzahl der Fertigteilelemente zulässig ist.

9.4.3. Bemessung und Analyse

Um einen Vergleich darzustellen und mögliche relevante Unterschiede zwischen den Variationen festzustellen, werden die prozentualen Zuwächse oder Abnahmen zwischen den Modellen, mit und ohne $F\ddot{U}K$, in Abb. 9.20 bis 9.24 dargestellt. Die untere Bewehrungslage ist in rot, die obere

⁶d = Plattenstärke

Tabelle 9.8.: Belastungsanpassung - u_x

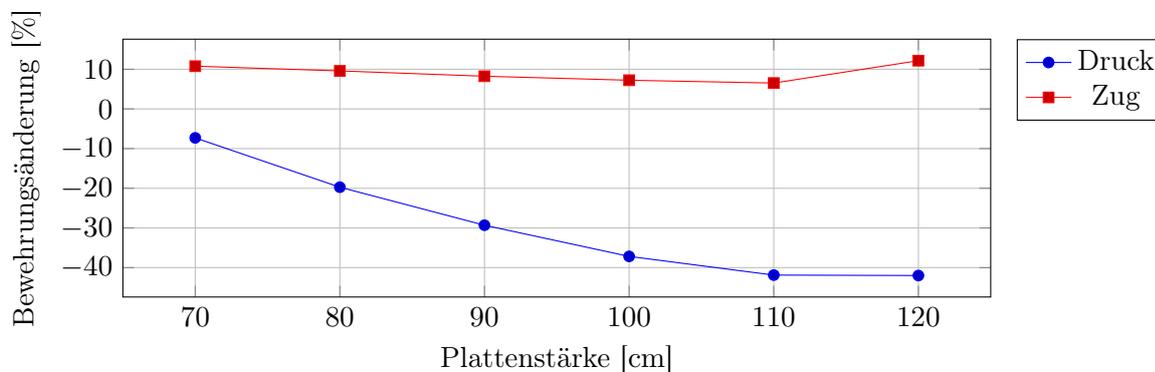
d [cm]	Bremsen+Anfahren		Erddruck Vogt		Verschiebungen, u_x			
	B+A [kN]	B+A [kN/m]	$k_{vogt,h,xx}$ [kN/m ²]	+ [%]	SLS ch. [mm]	+ [%]	SLS ch. $F\ddot{U}K$ [mm]	+ [%]
70	630	6,3	2917	0,9	40,6	0,0	24,8	0,0
80	630	6,3	2909	0,6	39,4	-2,9	24,9	0,6
90	630	6,3	2890	0,0	38,5	-5,3	25,8	4,2
100	630	6,3	2905	0,5	37,8	-6,9	25,4	2,7
110	630	6,3	2908	0,6	37,2	-8,4	25,6	3,4
120	630	6,3	2913	0,8	36,7	-9,7	25,8	4,1

in blau dargestellt. Die Legende in den Abbildungen weist den Bewehrungslagen zusätzlich noch *Druck-* oder *Zugbereich* zu. Zusätzlich finden sich die geplotteten Verläufe in Anhang C.4.

Grundsätzlich sind für alle Referenzpunkte im *Zugbereich* kaum Veränderungen in der relativen, zusätzlich erforderlichen Bewehrung aus Aktivierung der $F\ddot{U}K$ ersichtlich. Eine Ausnahme bietet in diesem Fall der Bereich um die Rahmenecke (siehe Abb. 9.23 und 9.24). Die Nähe zu der $F\ddot{U}K$ führt hier zu einem mit der Plattenstärke zunehmenden Einfluss der $F\ddot{U}K$ auf die erforderliche Bewehrungsmenge. Mit steigender Plattendicke wird, relativ betrachtet, immer weniger Bewehrung erforderlich.

Für den *Druckbereich* ist folgendes zu beobachten:

- Im Bereich von M_{Max} , *Feld 1* (siehe Abb. 9.20) und im Tragwerk bei der Rahmenecke bei der Widerlagerwand (siehe Abb. 9.23) kommt es bei steigender Plattenstärke zu einem höheren Einfluss aus Aktivierung der $F\ddot{U}K$. Die Bewehrung sinkt somit in diesem Bereich bei dickeren Platten nach Aktivierung der $F\ddot{U}K$ stärker.
- Im mittleren Feld in Feldmitte (siehe Abb. 9.21), sinkt die relativ zusätzlich erforderliche Druckbewehrung mit steigender Plattenstärke. Dies ist auch bei der Widerlagerwand bei der Rahmenecke (siehe Abb. 9.24) zu beobachten.
- Im Stützbereich (siehe Abb. 9.22) kann keine eindeutige Tendenz festgestellt werden.

Abbildung 9.20.: erstes Feld - M_{Max} - relative Bewehrungsänderung

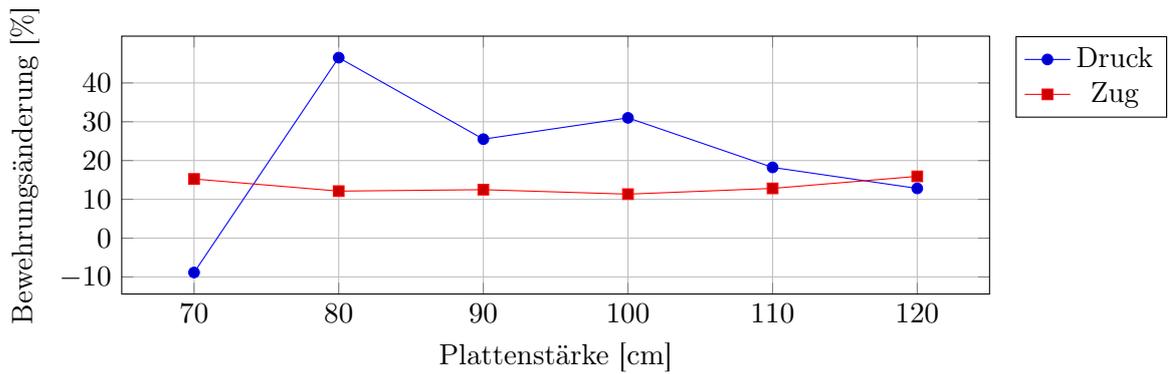


Abbildung 9.21.: Feld - Feldmitte - relative Bewehrungsänderung⁷

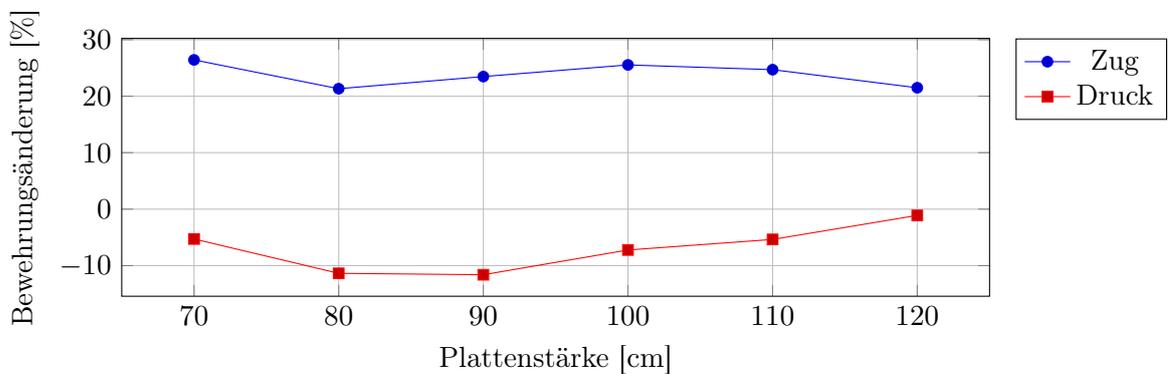


Abbildung 9.22.: Stütze - relative Bewehrungsänderung

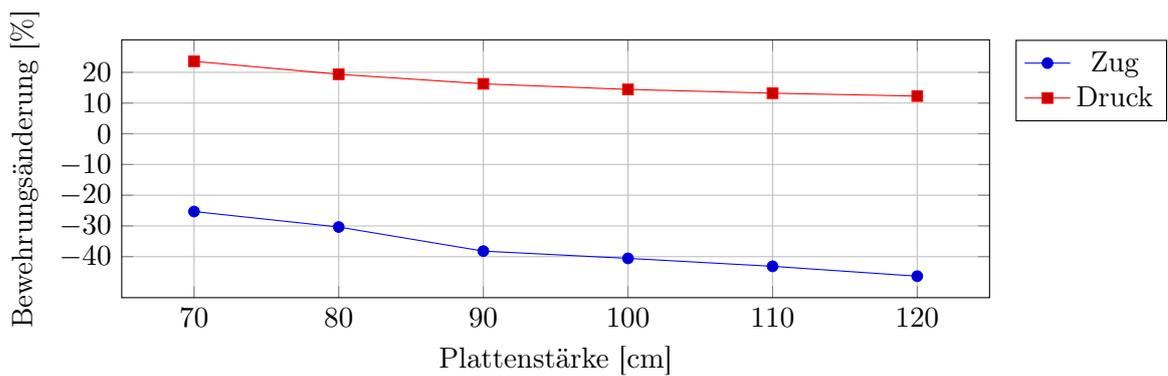


Abbildung 9.23.: Tragwerk, Widerlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

⁷ Sprünge in der Druckbewehrung modellabhängig; große Änderungen in kleinen Bereichen; absolute Änderung ist vergleichsweise sehr gering; siehe Anhang C.4

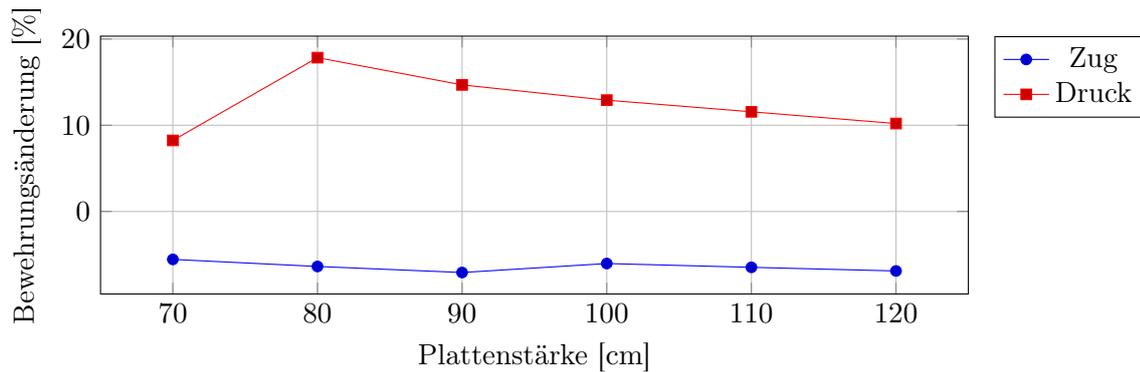


Abbildung 9.24.: Wiederlagerwand Rahmenecke - relative Bewehrungsänderung

9.5. Horizontaler Bettungsmodul

9.5.1. Allgemein

Als Berechnungsmodell dient das *Grundmodell* aus Teil II. Grundsätzlich wird von jenen Werten aus Abschnitt 5.1 ausgegangen. In *Sofistik* besteht die Möglichkeit der Definition von Bohrprofilen, welche automatisch die Bettungsmodule der Bohrpfähle definieren. Bei der Programmierung dieser können die Bettungsmodule zusätzlich mit einer Variable versehen werden, welche für das Grundmodell auf 1,0 gesetzt wird. Im Zuge der Variation ist nun eine einfache Anpassung aller Bettungen gleichzeitig möglich, indem dieser Faktor verändert wird.

Es ist festzuhalten, dass sich bei dieser Variation, die für die Länge der *FÜK* relevanten Faktoren kaum ändern. Die Geometrie der Struktur wird nicht verändert, womit der Großteil der Lastfälle nicht angepasst werden muss.

Das Untersuchen des verschiebungsabhängigen teilmobilisierten Erddrucks nach Vogt [51] folgt in Abschnitt 9.5.2.

Die Berechnung des Bettungsmoduls, wird anhand des äußeren Bohrpfahls, bei der Widerlagerwand, am tiefsten Punkt des Bohrpfahls, exemplarisch in Tabelle 9.9 dargestellt. Gleichzeitig sind in Tabelle 9.9 die gewählten Multiplikatoren festgelegt. Dies erfolgt für die anderen Bohrpfähle analog. Auf das Plotten der Bettungsverläufe der einzelnen Variationen wird verzichtet.

Für die Bemessung und den Vergleich werden für diesen Abschnitt die Elemente in Feldmitte

Tabelle 9.9.: Änderung des horizontalen Bettungsmoduls $k_{s,h,k}$

Faktor	Bettungsmodul $k_{s,h,k}$
[-]	[MN/m ³]
0,50	57,96
1,00	115,92
1,60	185,472
2,00	231,84
3,00	347,76

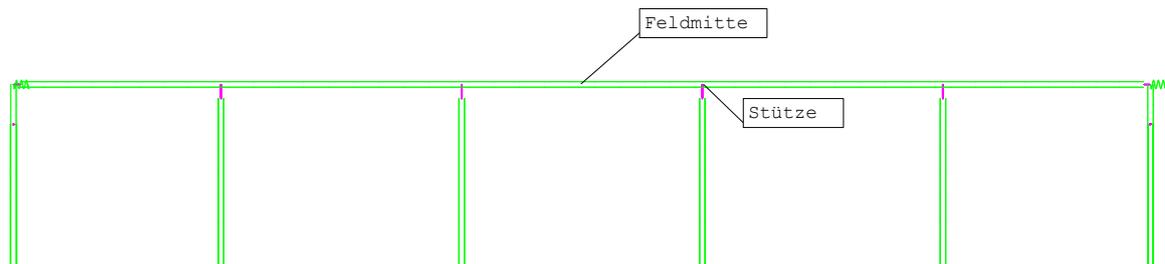


Abbildung 9.25.: Angabe der maßgebenden Punkte im System

Tabelle 9.10.: Änderung des teilmobilisierten Erddrucks nach Vogt von Faktor 1,0 auf 1,6

Höhe m	u_x bei 1,0 mm	$\sigma_{vogt,h,xx}$ bei 1,0 kN/m	u_x bei 1,6 mm	$\sigma_{vogt,h,xx}$ bei 1,6 kN/m	Δ % %
0,00	21,31	0,00	20,64	0,00	0,00
0,13	21,09	146,97	20,44	146,33	-0,43
0,73	20,10	507,68	19,49	501,37	-1,24
1,36	19,17	701,79	18,47	689,52	-1,75
2,00	18,21	838,32	17,42	820,64	-2,11
2,52	17,43	926,47	16,55	904,46	-2,38
2,71	17,14	956,43	16,23	932,98	-2,45
3,34	16,17	1047,19	15,17	1019,02	-2,69
4,00	15,16	1132,53	14,06	1099,72	-2,90

im dritten Brückenfeld und über der dritten Stützenachse als Referenzelemente ausgewählt. Dies ist nochmals in Abb. 9.25 dargestellt. Dies ist für diesen Parameter ausreichend da keine großen Unterschiede in der Bemessung zu erwarten sind. Durch eine Variation der Bettungen sind Veränderungen in der Bemessung der Bohrpfähle und Stützen wahrscheinlicher.

9.5.2. Parameterabhängige Anpassungen

Der teilmobilisierte Erddruck nach Vogt [51] ist zum größten Teil von den aus der *Temperatur* hervorgerufenen Verschiebungen abhängig. Da keine Änderungen in der Geometrie vorgenommen wurde, bleiben diese Verformungen annähernd gleich, weshalb auf eine Anpassung des Erddrucks verzichtet wird. In Tabelle 9.10 wird dies exemplarisch anhand der 1,6-fachen Bettung im Vergleich mit dem *Grundmodell* gezeigt. Diese geringen prozentualen Abweichungen lassen eine Vernachlässigung der Anpassung der Werte zu.

9.5.3. Bemessung und Analyse

Um einen Vergleich darzustellen und mögliche relevante Unterschiede zwischen den Variationen festzustellen, werden die prozentualen Zuwächse oder Abnahmen zwischen den Modellen, mit und ohne *FÜK*, in Abb. 9.26 und 9.27 dargestellt. Die untere Bewehrungslage ist in rot, die obere

in blau dargestellt. Die Legende in den Abbildungen weist den Bewehrungslagen zusätzlich noch Druck- oder Zugbereich zu. Zusätzlich finden sich die geplotteten Verläufe in Anhang C.5.

Die Diagramme zeigen, dass kaum Unterschiede zwischen den Variationen auftreten. Die zusätzliche erforderliche Bewehrung durch das Ansetzen der $FÜK$ ist prozentuell ähnlich. Somit ist aus einer proportionalen Veränderung des Bettungsmoduls keine Steigerung der zusätzlichen Bewehrung durch die $FÜK$ zu erwarten.

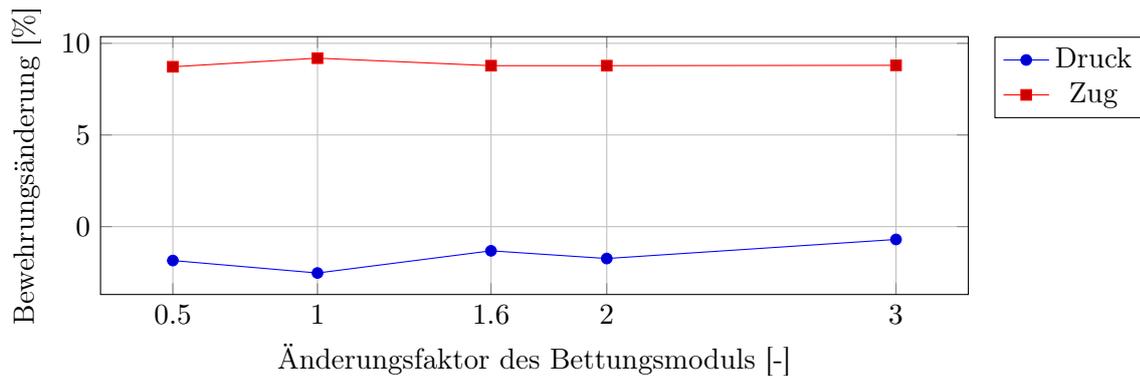


Abbildung 9.26.: Feldmitte - relative Bewehrungsänderung

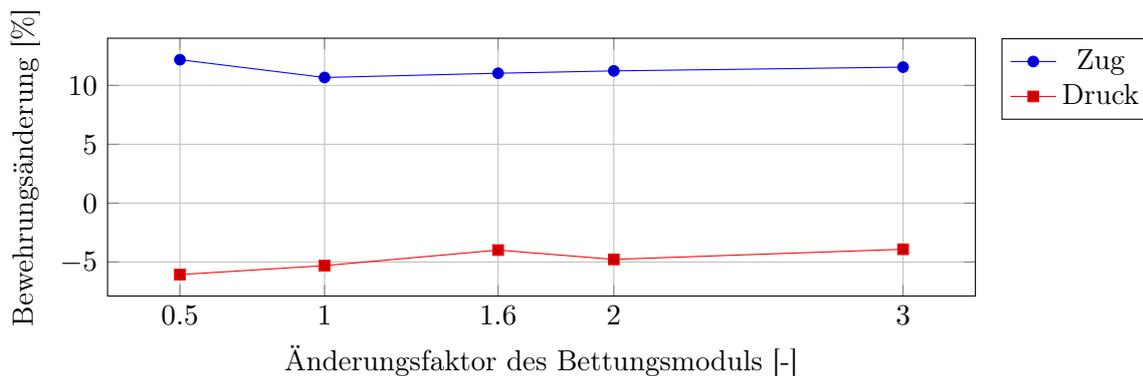


Abbildung 9.27.: Stütze - relative Bewehrungsänderung

9.6. Länge der $FÜK$

9.6.1. Allgemein

Es soll eine Sensibilitätsstudie anhand einer Anpassung von bis zu ± 2 Fertigteilelemente durchgeführt werden, um einen möglicherweise maßgebenden Einfluss einer Über- oder Unterschätzung der daraus resultierenden Länge der $FÜK$ ausschließen zu können. Ausgegangen wird vom *Grundmodell* aus Teil II.

Prinzipiell wird nur die Steifigkeit der Brücke, des *Grundmodells* variiert, und diese Auswirkungen aufgezeichnet. Für diesen Parameter werden die selben Referenzpunkte wie in Abschnitt 9.5 gewählt (siehe Abb. 9.25).

Tabelle 9.11.: Variation der Fertigteilelemente - Steifigkeiten

Fertigteile	Bettungsmodul $k_{s,h,k}$ [kN/m]	Abweichung [%]
23	346 209,78	8,70
24	331 784,38	4,17
25	318 513,00	0,00
26	306 262,50	-3,85
27	294 919,44	-7,41

9.6.2. Parameterabhängige Anpassungen

In Tabelle 9.11 ist die Änderung der Steifigkeit, verglichen mit dem *Grundmodell* mit 25 Fertigteilenelementen, aufgestellt. Da die Geometrie der Brücke gleich bleibt und die Verschiebungen für die Erddruckberechnung im Modell ohne *FÜK* erfolgen, ist keine Änderung des teilmobilierten Erddrucks nach Vogt [51] zu erwarten. Die übrigen Lastfälle und Parameter bleiben bei dieser Variation gleich.

Ein Sinken der Steifigkeiten mit zunehmender Länge der *FÜK* ist deutlich erkennbar.

9.6.3. Bemessung und Vergleich

Um einen Vergleich darzustellen und mögliche relevante Unterschiede zwischen den Variationen festzustellen, werden die prozentualen Zuwächse oder Abnahmen zwischen den Modellen, mit und ohne *FÜK*, in Abb. 9.28 und 9.29 dargestellt. Die untere Bewehrungslage ist in rot, die obere in blau dargestellt. Die Legende in den Abbildungen weist den Bewehrungslagen zusätzlich noch Druck- oder Zugbereich zu.

Es ist eine leicht fallende Tendenz in der *Zugbewehrung* zu erkennen, welche jedoch absolut gesehen im Bereich von wenigen cm^2 liegt. Bei einem Abweichen um wenige Fertigteilenelemente ist somit keine relevante Änderung der zusätzlichen Bewehrung zu erwarten.

Ein Abschätzen der Fertigteilenelemente kann somit ohne großem Risiko über die *Temperaturlastfälle*, *Kriechen und Schwinden* und einem Anteil aus *Bremsen und Anfahren* erfolgen. Abweichungen von wenigen [mm] der tatsächlich erforderlichen Länge, führen zu geringen Auswirkungen an dem Tragwerk.

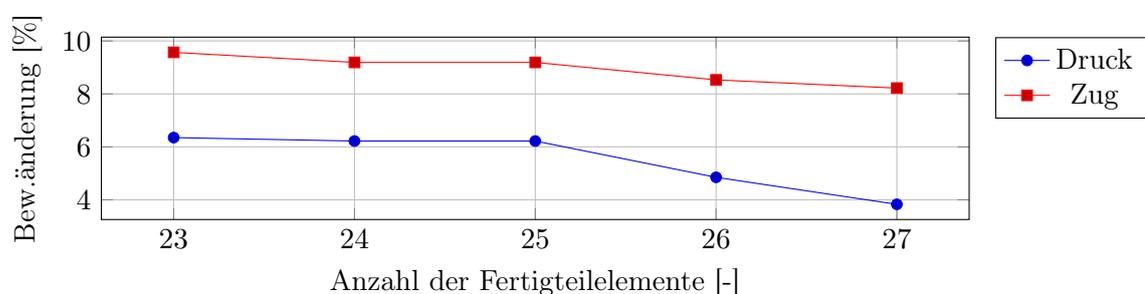


Abbildung 9.28.: Feldmitte - relative Bewehrungsänderung

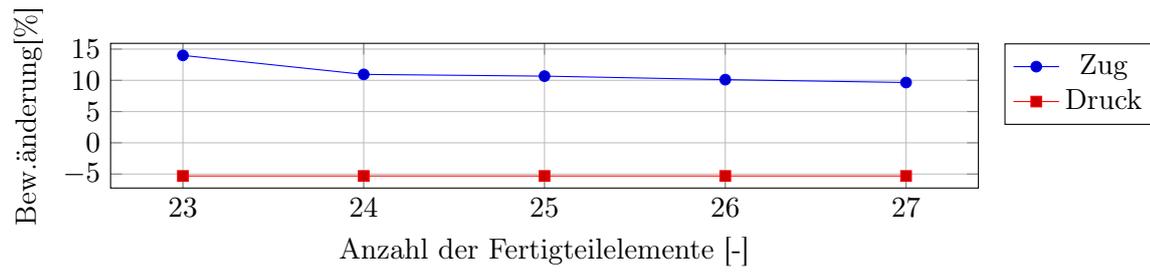


Abbildung 9.29.: Stütze - relative Bewehrungsänderung

10. Fazit und Ausblick

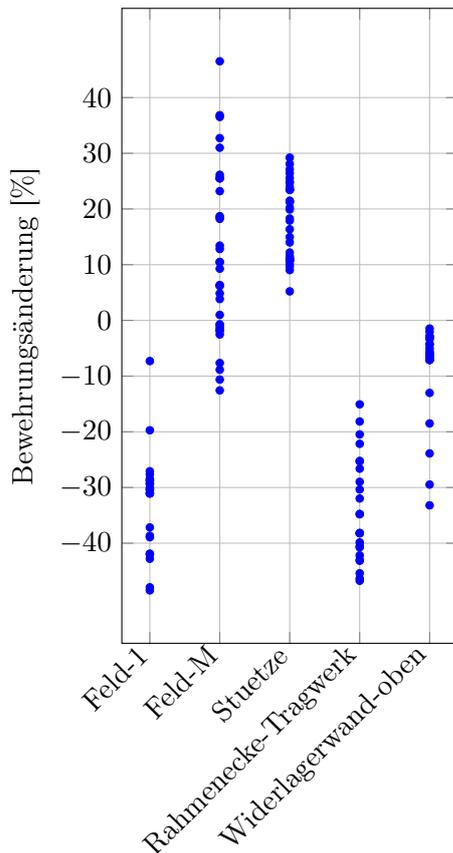


Abbildung 10.1.: obere Bewehrungslage

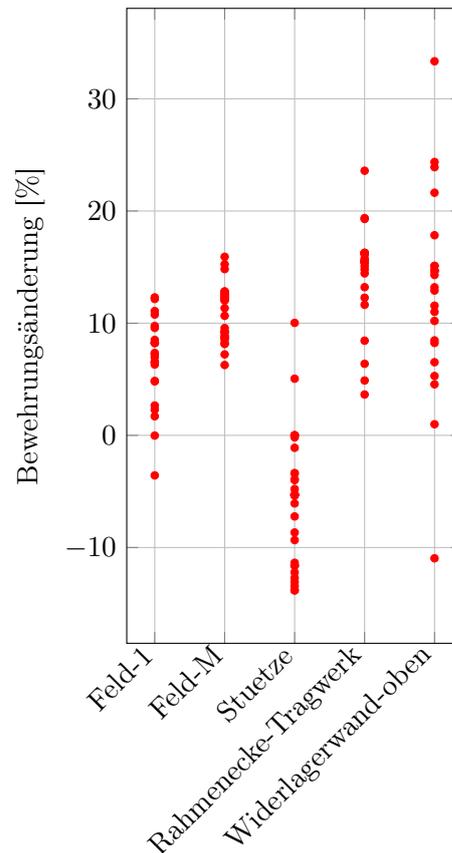


Abbildung 10.2.: untere Bewehrungslage

Der Zusammenhang zwischen der Veränderung einzelner Parameter ist in Kapitel 9 ausführlich beschrieben. Für eine allgemein gültige Aussage werden die gesamten Ergebnisse aus Teil III, aufgeteilt in untere und obere Bewehrungslage, in den Abb. 10.1 und 10.2 zusammengefasst.

Die Parameterstudie bestätigt die Notwendigkeit einer genauen Untersuchung der Auswirkungen der, an der Technischen Universität Wien entwickelten, *FÜK* auf das Tragwerk der Brücke.

Die Parameterstudie hat außerdem ergeben, dass keine pauschalen Aussagen zum Einfluss gegeben werden können. Vielmehr hängt dieser vom Schnitt im statischen Modell und den Randbedingungen ab und ist außerdem nicht einfach zu erfassen oder relativ anzugeben. Obwohl bei der Parameterstudie nicht immer direkte Zusammenhänge und Tendenzen festgestellt werden, können durch die ganzheitliche Betrachtung Prognosen getroffen werden. Durch die Darstellung in Abb. 10.1 und 10.2 werden Tendenzen sichtbar.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die Bewehrungsmenge nach der Aktivierung der $F\ddot{U}K$ im Modell sowohl ab- als auch zunehmen kann. Die Schlussfolgerung aus Kapitel 7 bestätigt somit die Annahme, dass eine Grenzwertuntersuchung mit aktivierter und deaktivierter $F\ddot{U}K$ stattfinden muss. Vor allem im Hinblick auf das mögliche Versagen der Übergangskonstruktion und die daraus folgende Änderung am statischen System machen die Untersuchung beider Modelle unerlässlich. Dies führt zu gewissen Parallelen im Hinblick auf die *Boden-Bauwerk-Interaktion* bei der auch verschiedene Grenzwerte der Steifigkeiten untersucht werden müssen, um eine richtige Planung gewährleisten zu können.

In Abb. 10.1, welche die relative Bewehrungsänderung der oberen Lage zwischen aktiver und deaktivierter $F\ddot{U}K$ darstellt, ist zu erkennen, dass jene Referenzpunkte nahe der $F\ddot{U}K$ eine Abminderung erfahren, während Referenzpunkte in der Mitte der Brücke zusätzliche Bewehrung erfordern. Dieser relative Einfluss bewegt sich in einem großen Spektrum von ca. $\pm 40\%$. Beachtenswert ist weiters die Tatsache, dass die Bewehrungsmenge in der oberen Lage über den Stützen zu und bei der Rahmenecke im Wiederlagerbereich abnimmt, obwohl sich diese Lage bei beiden Referenzpunkten im Zugbereich befindet.

In Abb. 10.2, welche die relative Bewehrungsänderung der unteren Lage zwischen aktiver und deaktivierter $F\ddot{U}K$ darstellt, ist zu erkennen, dass, mit Ausnahme des Bereichs über der Stütze, alle Bereiche eine zusätzliche Bewehrung nach der Aktivierung der $F\ddot{U}K$ erfordern. Diese zusätzliche Bewehrungsmenge beträgt ca. 5-20%, wobei bestimmte parameterbedingte Ausnahmen aus diesem Spektrum fallen. Die Bewehrungsmenge über der Stütze sinkt um bis zu 15% ab. Es soll an dieser Stelle jedoch nochmal auf die aus Kapitel 7 in Teil II getroffenen Ergebnisse, vor allem die Tatsache, dass die Bewehrungsmenge grundsätzlich gleich bleibt, jedoch durch die Grenzwertbetrachtung dennoch erhöht wird, hingewiesen werden. Da die Steifigkeiten von Asphalt und Fertigteilen aus Kapitel 3, vor allem die des Asphalts, auf Annahmen beruhen und teilweise sehr stark von der Temperatur abhängen, sind weitere Untersuchungen und normative Ansätze für das Verwenden dieser neuen Übergangskonstruktion notwendig.

In folgender Übersicht werden die Aussagen der vorliegenden Diplomarbeit, vor allem der Einfluss der gewählten Parameter, noch einmal zusammengefasst.

- Aufgrund der Gefahr eines Ausfalls ist eine Grenzwertbetrachtung der statischen Modelle mit und ohne $F\ddot{U}K$ unbedingt notwendig. Diese Betrachtung beider Modelle führt zu einer höheren erforderlichen Bewehrungsmenge, als bei einer separaten Untersuchung der Modelle.
- Die Annahme der Steifigkeit für die $F\ddot{U}K$ - Fertigteile und Asphalt - stellt eine maßgebende Größe dar und ist genau zu definieren.
- Abhängigkeiten der Parameter
 - Erhöhung der Stützweite \rightarrow Erhöhung der Gesamtlänge \rightarrow $F\ddot{U}K$ wird länger und damit weicher \rightarrow Einfluss der $F\ddot{U}K$ sinkt
 - Erhöhung der Feldanzahl \rightarrow Erhöhung der Gesamtlänge \rightarrow $F\ddot{U}K$ wird länger und damit weicher \rightarrow Einfluss der $F\ddot{U}K$ sinkt
 - Erhöhung der Widerlagerwandhöhe \rightarrow Gesamtsystem wird weicher \rightarrow Schnittgrößen sinken \rightarrow Verformung steigt \rightarrow $F\ddot{U}K$ wird länger und damit weicher \rightarrow Einfluss der $F\ddot{U}K$ sinkt

-
- Steigende Plattenstärke → Einfluss der $F\ddot{U}K$ sinkt
 - Steiferer Untergrund → geringe Änderungen
 - Variation der $F\ddot{U}K$ -Länge → geringe Änderung des Einflusses der $F\ddot{U}K$

Das tatsächliche Anwenden dieser Konstruktion bei der Satzengrabenbrücke und das Ausstatten dieser mit einem Monitoring System [3], wird in weiterer Hinsicht reale Daten über einen langen Zeitraum liefern. Dies wird zu einem besseren Verständnis und weiterer Folge genaueren Dimensionierungs- und Bemessungsansatz für die $F\ddot{U}K$ führen. Gleichzeitig ist die Zukunft der $F\ddot{U}K$ stark von diesem Pilotprojekt abhängig, da ihre einwandfreie Funktion in dieser Folge bewiesen werden soll. Somit ist der Blick nun auf dieses Projekt gerichtet, welches wegweisend für die Zukunft der Ausführung integraler Brücken sein kann.

Literatur

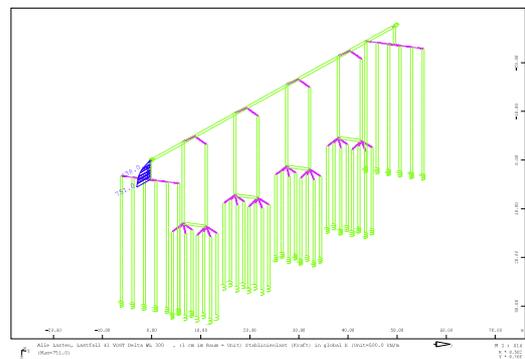
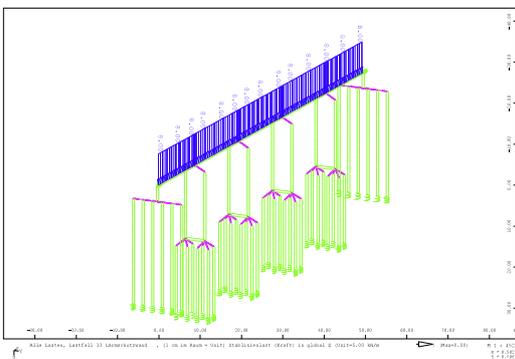
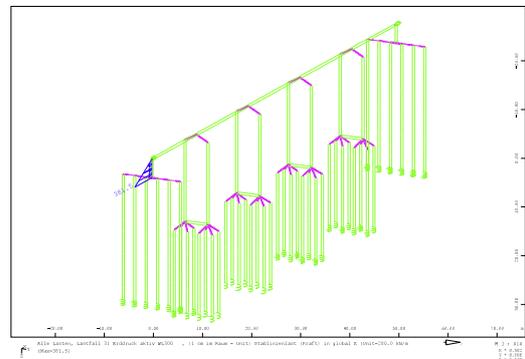
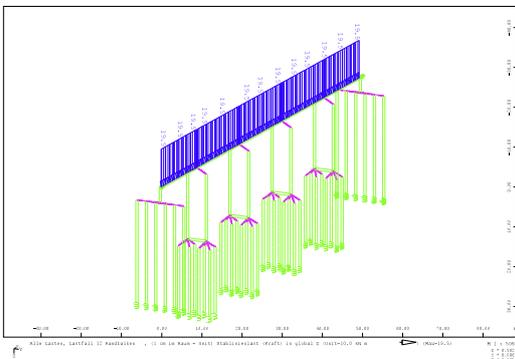
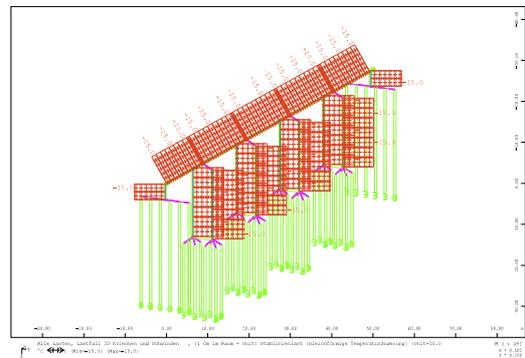
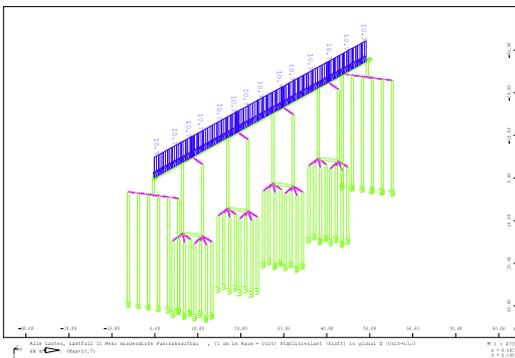
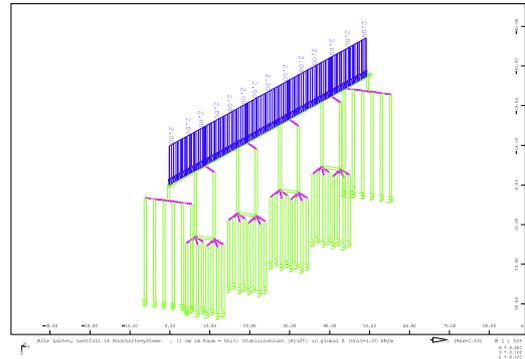
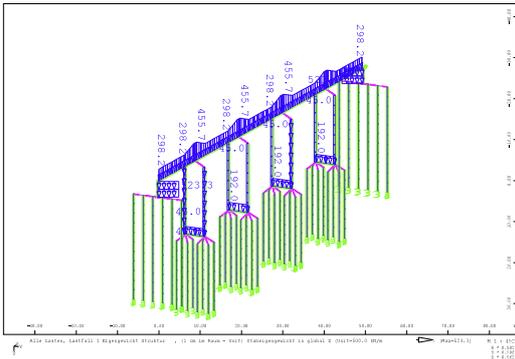
- [1] ASFINAG Webseite. URL: <http://www.asfinag.at/>.
- [2] *B4702. Straßenbrücken aus Beton und Stahlbeton*. Berechnung und konstruktive Durchbildung.
- [3] B. Biehl. „Einfluss des bituminösen Fahrbahnaufbaus auf das Steifigkeitsverhalten einer neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion aus Beton für integrale Brücken“. Masterarb. Technische Universität Wien, 2015.
- [4] R. Blab, L. Eberhardsteiner und T. Hessmann. *Wartungsfreie Fahrbahnübergangskonstruktion*. Techn. Ber. bi.ivws, Mai 2015.
- [5] B. Eichwalder und J. Kollegger. *Pilotprojekt A5.24 Satzengraben Prototyp eines wartungsfreien Fahrbahnübergangs*. Techn. Ber. TU Wien, 2015.
- [6] *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"*. Techn. Ber. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 2012.
- [7] R. Geier, C. Graubner, A. Angelmaier und V. Kohoutek. *Integrale Brücken*. Ernst, Wilhelm & Sohn, 2016.
- [8] *Geotechnische Angaben A5.24. Vorabzug*. Geotechnisches Gutachten. Mai 2014.
- [9] J. Jaky. „Der Ruhedruckbeiwert“. In: *M.M.E.E. Közlönye* (1944).
- [10] T. J. Krapfenbauer. *Bautabellen 15. Ausgabe*. Jugend & Volk GmbH, 2006.
- [11] S. Marx und M. Wenner. „Handbuch Brücken“. In: Hrsg. von Manfred Curbach Gerhard Mehlhorn. Springer, 2014. Kap. 1.6 Integrale und semintegrale Bauweise, S. 102–111.
- [12] A. Masic. *Berechnung der Auswirkungen der FÜK auf die Satzengrabenbrücke*. TU Wien. Projektarbeit. 2016.
- [13] *Montageanleitung für Fahrzeugrückhaltesystem. Kresmbarrier 1 RH2K auf Kunstbauten*. Jan. 2015. URL: <http://www.voestalpine.com/>.
- [14] *Montageanleitung für Fahrzeugrückhaltesystem. Kresmbarrier 3 RH3V auf Kunstbauten*. Jan. 2015. URL: <http://www.voestalpine.com/>.
- [15] V.T. Nguyen, R. Della Pietra, S. Oberwalder, R. Marte, H. Schweiger, F. Tschuchnigg, M. Havinga, B. Eichwalder und J. Kollegger. *Integralbrücken über 70 m Länge*. Techn. Ber. TU Graz, TU Wien, 2016.
- [16] *Objekt A5.24 - Talübergang über den Satzengraben. 9.9.3 - A5.24. Querschnitt, Details - Ausschreibungsdokument*. 2014.

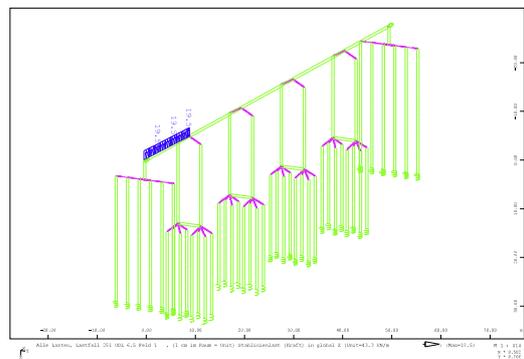
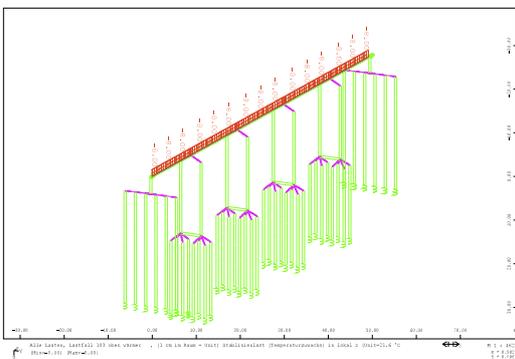
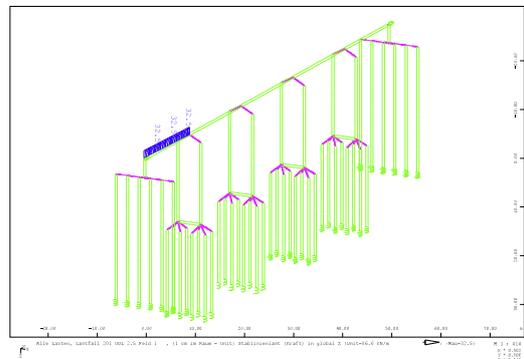
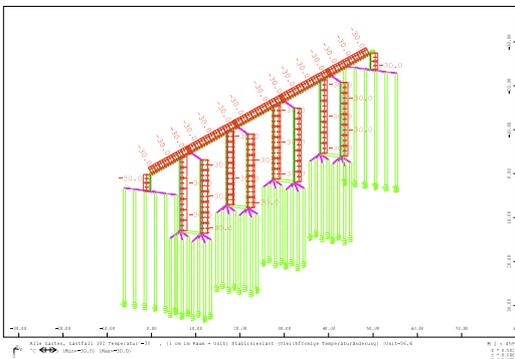
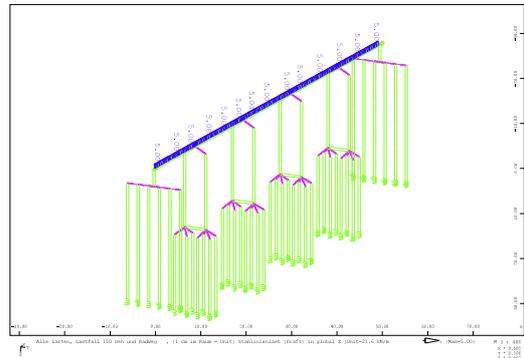
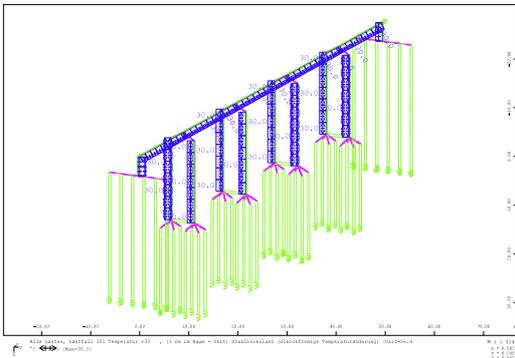
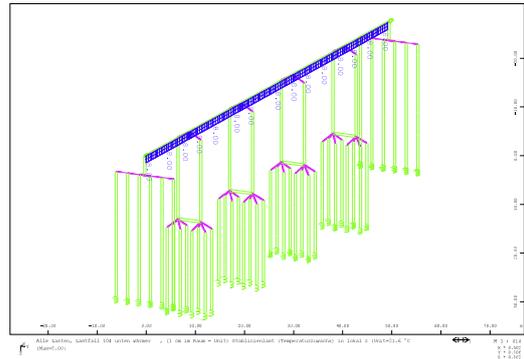
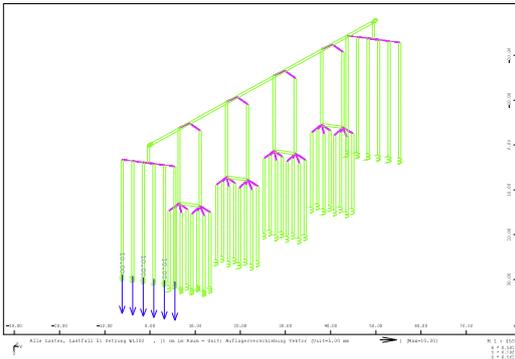
- [17] *Objekt A5.24 - Talübergang über den Satzengraben. 9.9.1 - A5.24.* Technischer Bericht - Ausschreibungsdokument. 2014.
- [18] *Objekt A5.24 - Talübergang über den Satzengraben. 9.9.2 - A5.24.* Grundriss, Längsschnitt, Ansicht - Ausschreibungsdokument. 2014.
- [19] *Objekt A5.24 - Talübergang über den Satzengraben. 9.9.4 - A5.24.* Wiederlager und FÜK-Ausbildung - Ausschreibungsdokument. 2014.
- [20] *ÖNorm B 1990-1. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* NAD zu ÖNorm EN 1990:2002/A1:2005. Jan. 2016.
- [21] *ÖNorm B 1990-2. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Teil 2: Brückenbau. NAD zu ÖNorm EN 1990:2002/A1:2005. Jan. 2016.
- [22] *ÖNorm B 1991-1-1. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Allgemeine Einwirkungen. NAD zu ÖNorm EN 1991-1-1. Dez. 2011.
- [23] *ÖNorm B 1991-1-4. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. NAD zu ÖNorm EN 1991-1-4. Mai 2013.
- [24] *ÖNorm B 1991-1-5. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkung. NAD zu ÖNorm EN 1991-1-5. Jan. 2012.
- [25] *ÖNorm B 1991-1-6. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während Bauausführung. NAD zu ÖNorm EN 1991-1-6. Mai 2013.
- [26] *ÖNorm B 1991-2. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Verkehrslasten auf Brücken. NAD zu ÖNorm EN 1991-2. Apr. 2011.
- [27] *ÖNorm B 1992-1-1. Eurocode – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.* Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. NAD zu ÖNorm EN 1992-1-1. Dez. 2011.
- [28] *ÖNorm B 1992-2. Eurocode – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.* Teil 2: Betonbrücken- Bemessung und Konstruktionsregeln. NAD zu ÖNorm EN 1992-2. Sep. 2014.
- [29] *ÖNorm B 1998-1. Eurocode – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.* Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. NAD zu ÖNorm EN 1998-1. Juni 2011.
- [30] *ÖNorm B 1998-2. Eurocode – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.* Brücken. NAD zu ÖNorm EN 1998-2. Apr. 2012.
- [31] *ÖNorm B 4710-1. Beton.* Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. NAD zu ÖNorm EN 1992-2. Okt. 2007.
- [32] *ÖNorm EN 1990. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* März 2013.
- [33] *ÖNorm EN 1990/A1. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* März 2013.
- [34] *ÖNorm EN 1991-1-1. Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung.* Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau. Sep. 2011.

-
- [35] ÖNorm EN 1991-1-4. *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Mai 2011.
- [36] ÖNorm EN 1991-1-5. *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkung. Jan. 2012.
- [37] ÖNorm EN 1991-1-6. *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während Bauausführung. März 2013.
- [38] ÖNorm EN 1991-2. *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Verkehrslasten auf Brücken. März 2012.
- [39] ÖNorm EN 1992-1-1. *Eurocode – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dez. 2011.
- [40] ÖNorm EN 1992-2. *Eurocode – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Teil 2: Betonbrücken- Bemessung und Konstruktionsregeln. Feb. 2012.
- [41] ÖNorm EN 1998-1. *Eurocode – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*. Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Juni 2013.
- [42] ÖNorm EN 1998-2. *Eurocode – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*. Brücken. Jan. 2012.
- [43] E. Pilch. *Integrale Brücke: Interaktion Bauwerk Baugrund*. Verlag der Technischen Universität Graz, 2016.
- [44] *Planungshandbuch Brücke. Planungshandbuch der ASFINAG*. Technische Richtlinie. Okt. 2014.
- [45] *Planungshandbuch Brücke. Planungshandbuch der ASFINAG*. Regelplanung. Okt. 2014.
- [46] M. Pötzl und F. Naumann. *Fugenlose Betonbrücken, Abschlussbericht zum Forschungsprojekt*. 2004.
- [47] P. Preinstorfer. „Untersuchungen an einem Prototyp für eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion für Integrale Brücken“. Magisterarb. Technischen Universität Wien, 2014.
- [48] *RVS 15.04.71. Fahrzeugrückhaltesysteme*. Okt. 2009.
- [49] *Standberechnung Vorabzug. Objekt A5.24 Talübergang über den Satzengraben*. Statik - Ausschreibungsdokument. 2014.
- [50] *Standberechnung Vorabzug - Ergänzung. Objekt A5.24 Talübergang über den Satzengraben*. Statik - Ausschreibungsdokument. 2014.
- [51] N. Vogt. „Erwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand“. Diss. Universität Stuttgart, 1983.

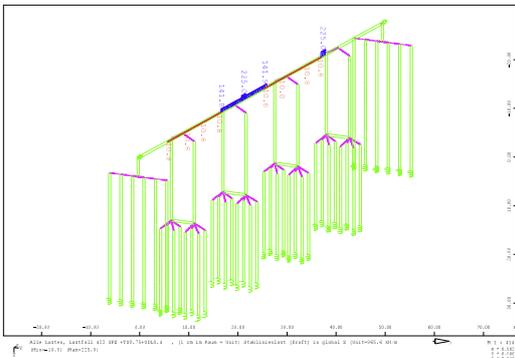
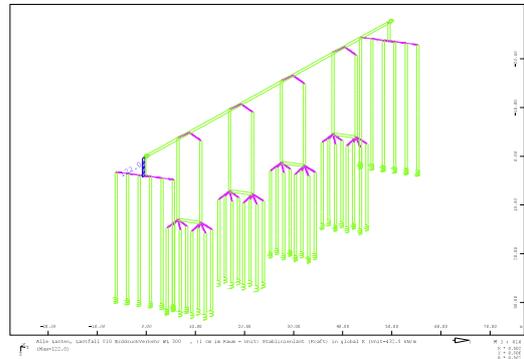
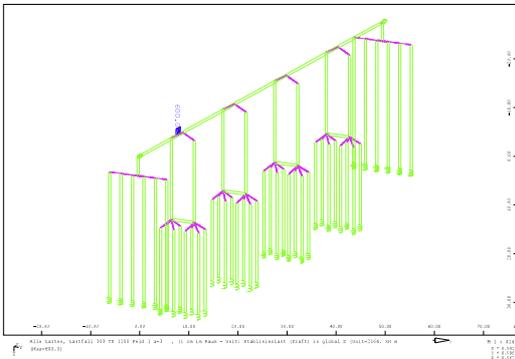
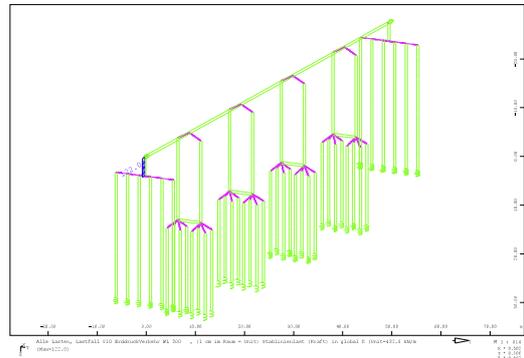
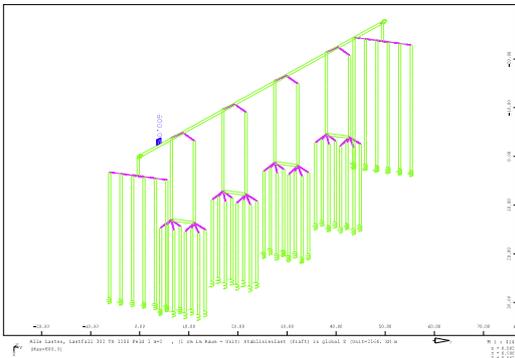
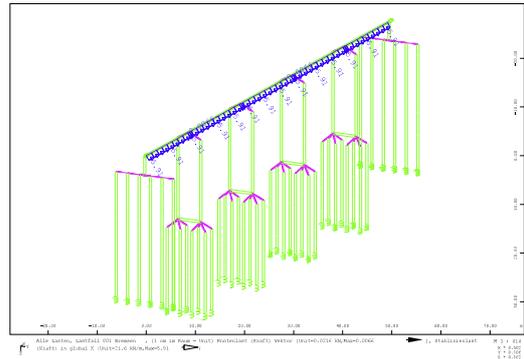
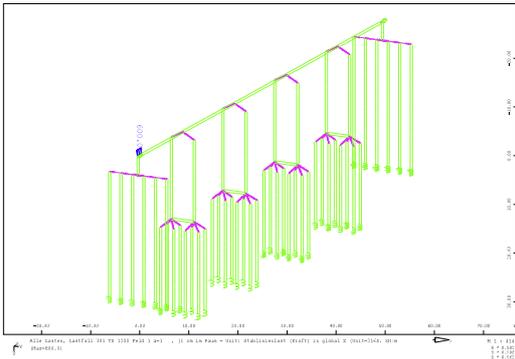
A. Lastbilder

A. Lastbilder





A. Lastbilder



B. Auszüge aus dem Vorabzug der Statik



FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH | A-1140 Wien, Diesterweggasse 3 | tel +43 1 90 292-0 | fax +43 1 90 292-9000 | www.fcp.at

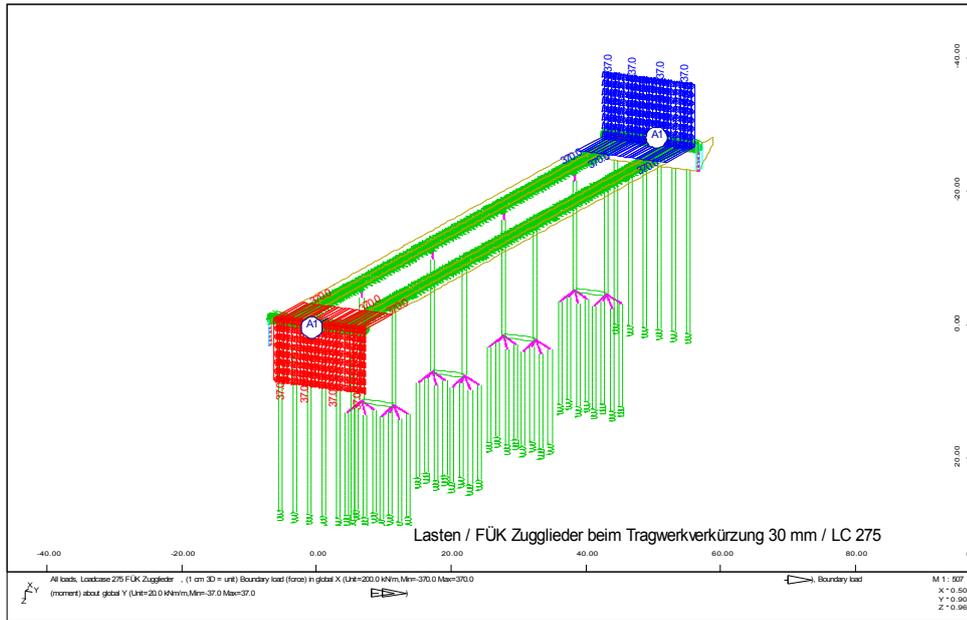
Projekt: Ausschreibungsprojekt Objekt A5.24 – Talübergang über Satzengraben	GZ: 14-1053	Datum: 01.08.2014
	Bearbeiter: FrM,Arl	Seite: 3-3

Rev.			
Erstellt von			
Datum			
Art der Änderung			

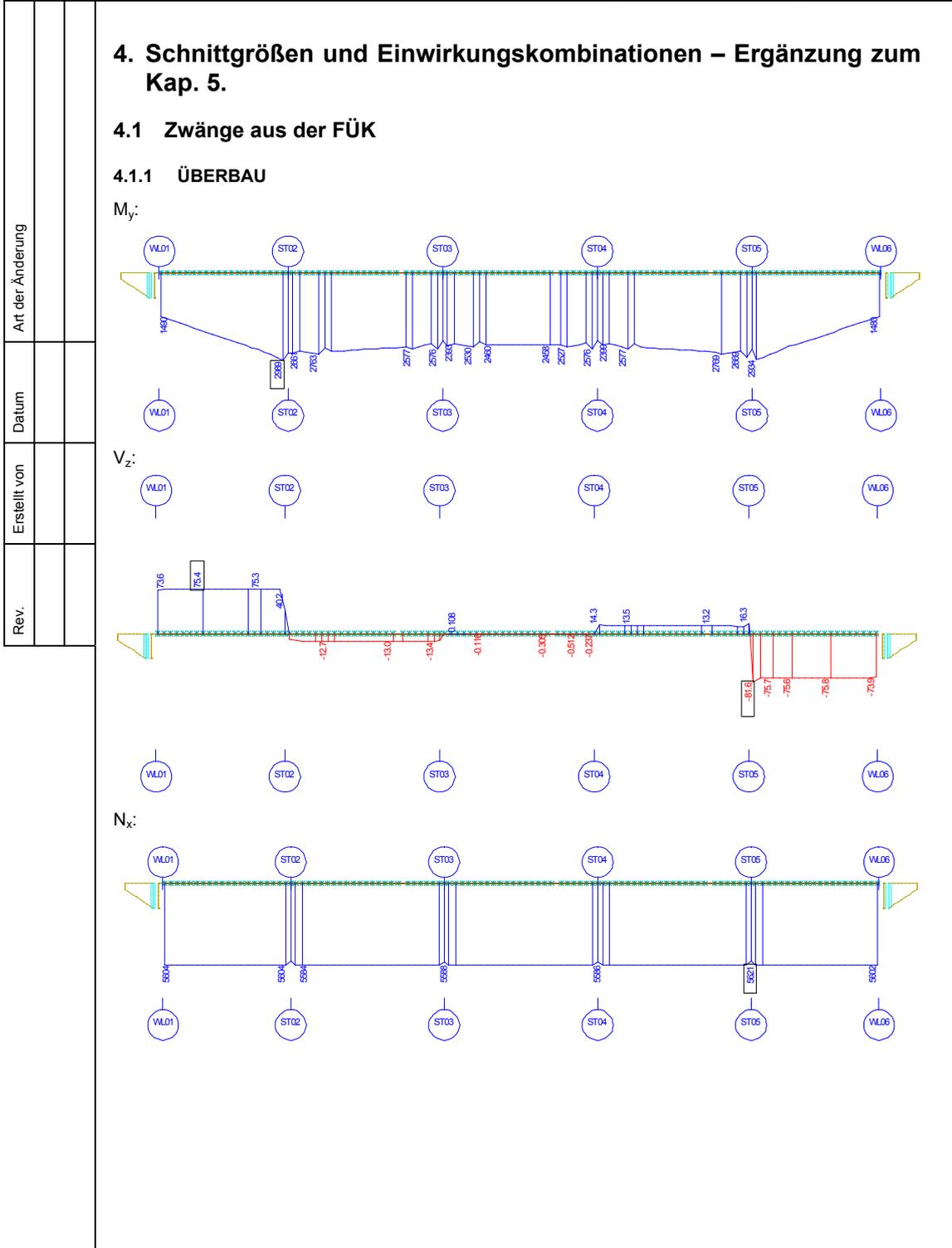
3.2 Darstellung der Lasten

Der dargestellte Lastfall (Die Last entspricht 30 mm Dehnweg) wird in den Überlagerungen entsprechend faktorisiert und als Temperatur bzw. Schwinden angesetzt.

Die Last greift an der TW OK und wird mit einem Mx Moment korrigiert – die Zugglieder werden 10 cm unter der TW OK verankert.



Projekt: Ausschreibungsprojekt Objekt A5.24 – Talübergang über Satzengraben	GZ: 14-1053	Datum: 01.08.2014
	Bearbeiter: FrM,Arl	Seite: 4-1





FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH | A-1140 Wien, Diesterweggasse 3 | tel +43 1 90 292-0 | fax +43 1 90 292-9000 | www.fcp.at

Projekt: Ausschreibungsprojekt Objekt A5.24 – Talübergang über Satzengraben	GZ: 14-1053	Datum: 01.08.2014
	Bearbeiter: FrM,Arl	Seite: 6-1

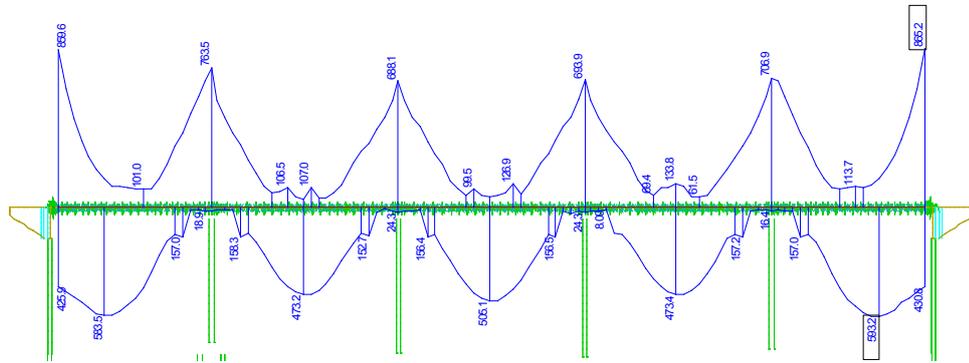
Rev.			
Erstellt von			
Datum			
Art der Änderung			

6. Bemessung des Überbaus

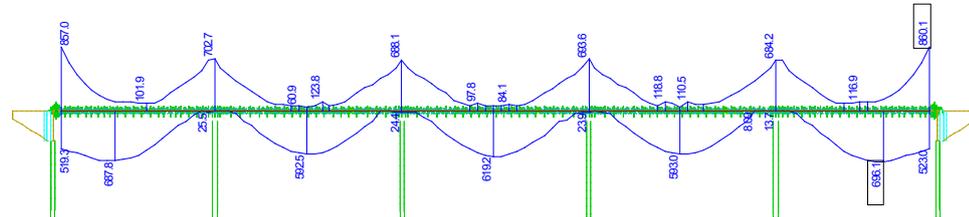
6.1 Erf. Längsbewehrung

Um die Auswirkungen der FÜK mit Zuggliedern darzustellen, wird eine Bemessung des Überbaus auf Normalkraft + Biegung für ein Tragwerk ohne FÜK und mit FÜK durchgeführt.

Erf. Längsbewehrung ohne FÜK



Erf. Längsbewehrung mit FÜK



Durch die erhöhten Zugkräfte und pos. Biegemomente ergibt sich eine Erhöhung der Feldbewehrung von max. 130 cm².

Die erforderliche Bewehrung kann z.B. mit zweilagiger Bewehrung 2 x 70 φ26-15 abgedeckt werden.

C. Bewehrungsverlauf

C.1. Parameter - Stützweiten

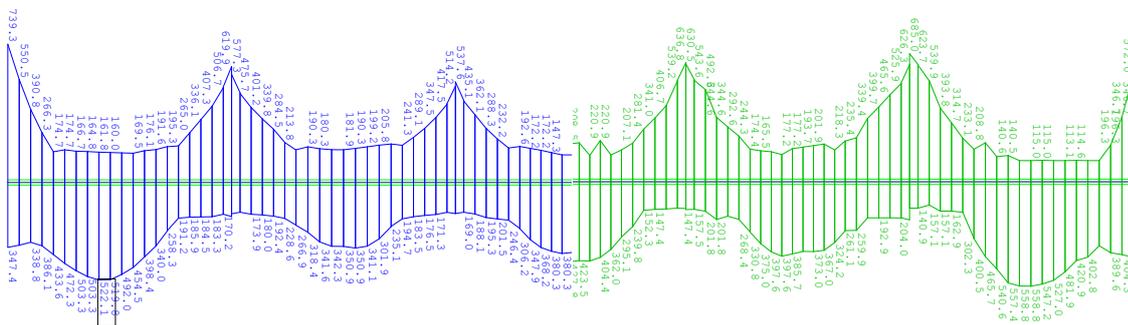


Abbildung C.1.: 20 m ohne FÜK

Abbildung C.2.: 20 m mit FÜK

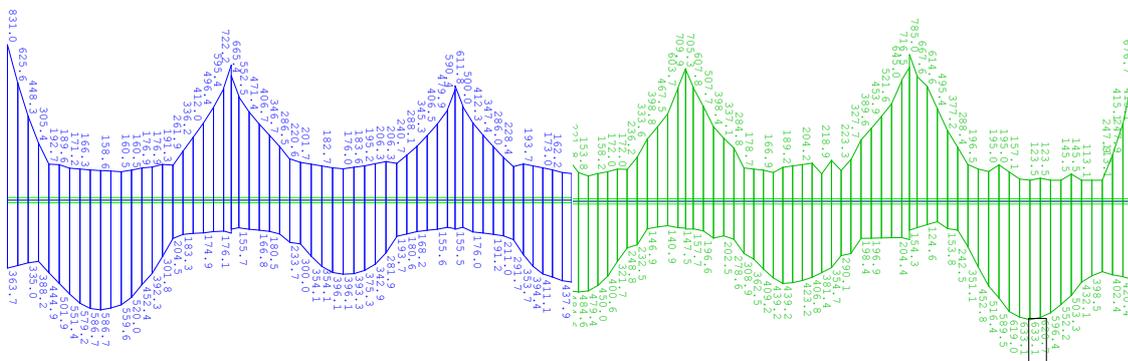


Abbildung C.3.: 22 m ohne FÜK

Abbildung C.4.: 22 m mit FÜK

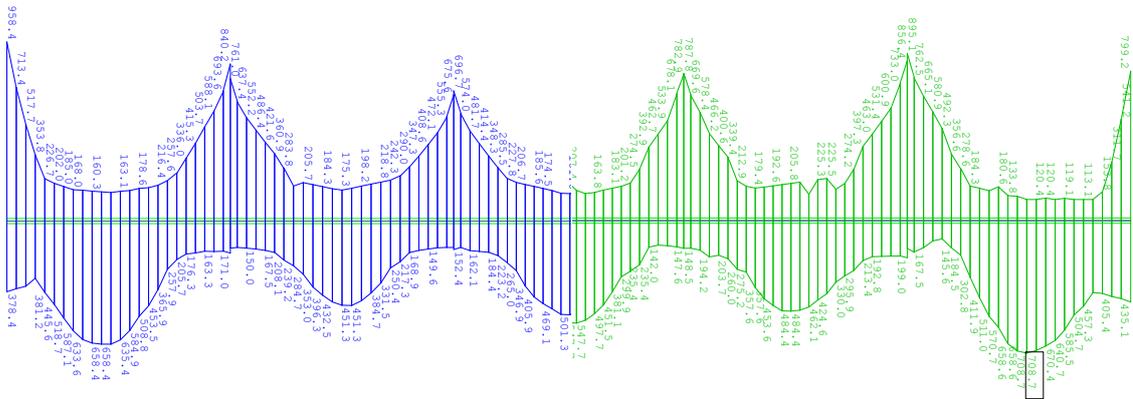


Abbildung C.5.: 24m ohne FÜK

Abbildung C.6.: 24m mit FÜK

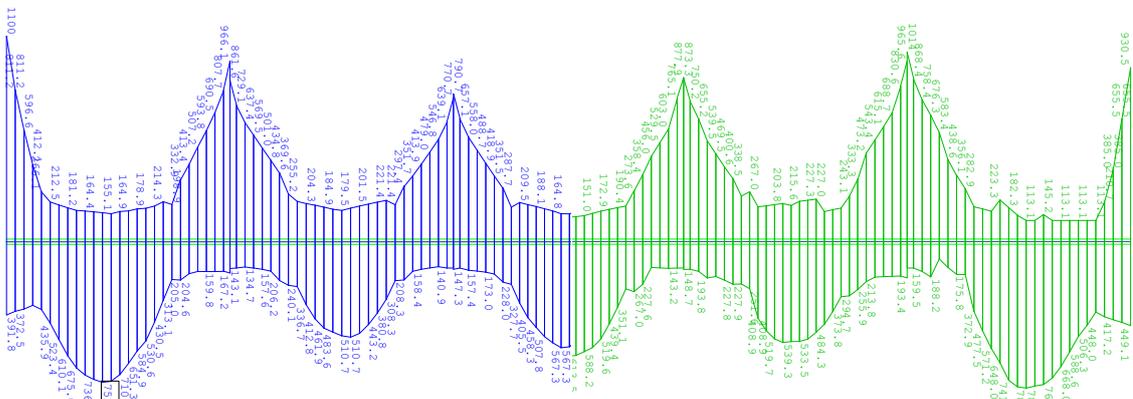


Abbildung C.7.: 26m ohne FÜK

Abbildung C.8.: 26m mit FÜK

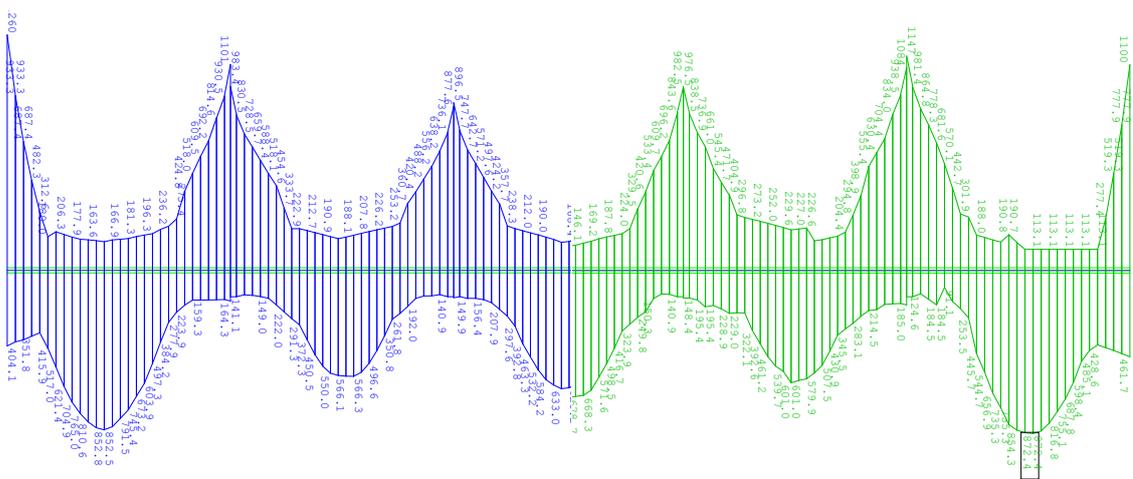


Abbildung C.9.: 28m ohne FÜK

Abbildung C.10.: 28m mit FÜK

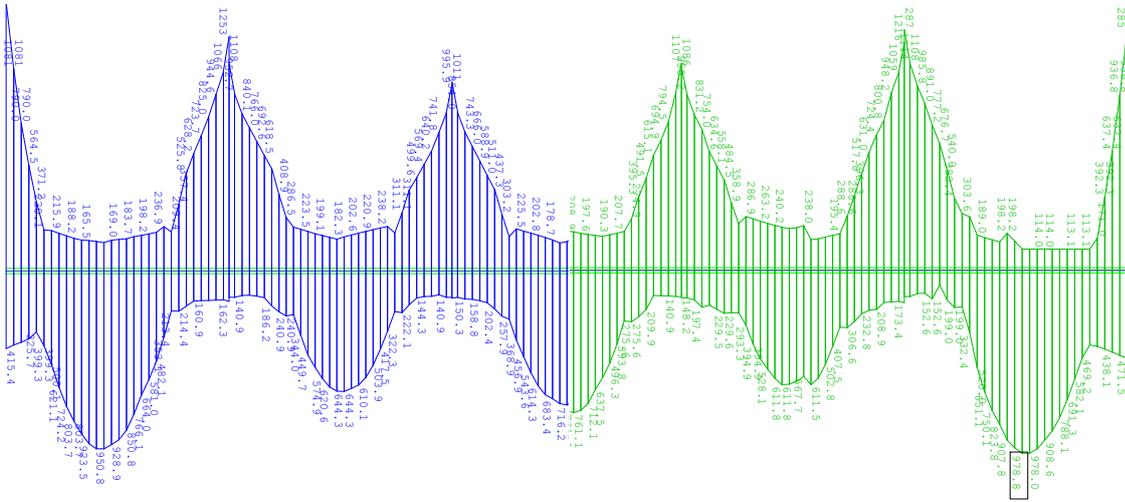


Abbildung C.11.: 30 m ohne FÜK

Abbildung C.12.: 30 m mit FÜK

C.2. Parameter - Brückenlänge/Feldanzahl

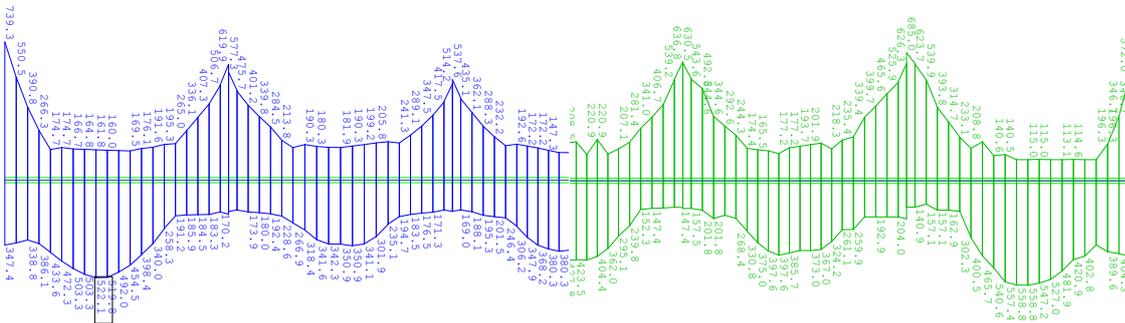


Abbildung C.13.: 100 m ohne FÜK

Abbildung C.14.: 100 m mit FÜK

C. Bewehrungsverlauf

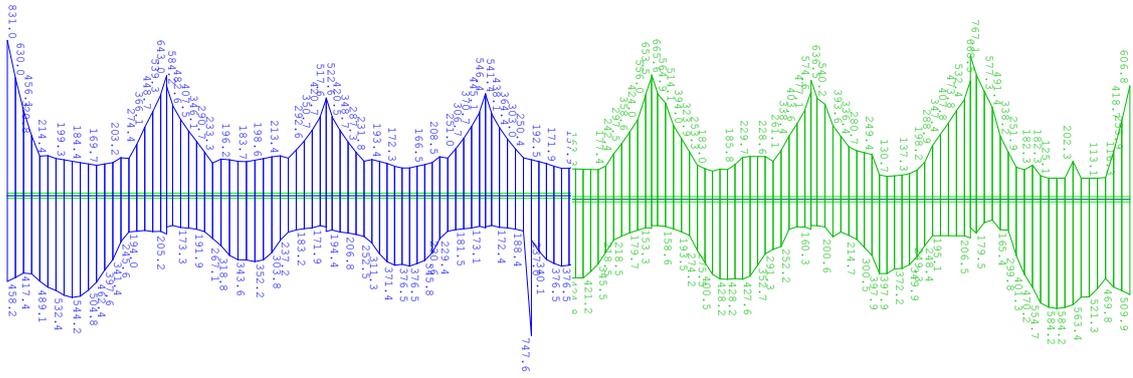


Abbildung C.15.: 140 m ohne FÜK

Abbildung C.16.: 140 m mit FÜK

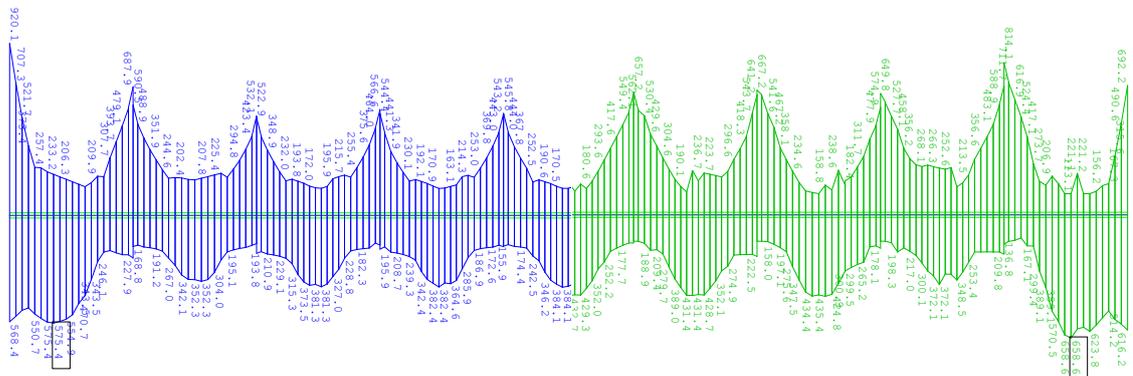


Abbildung C.17.: 180 m ohne FÜK

Abbildung C.18.: 180 m mit FÜK

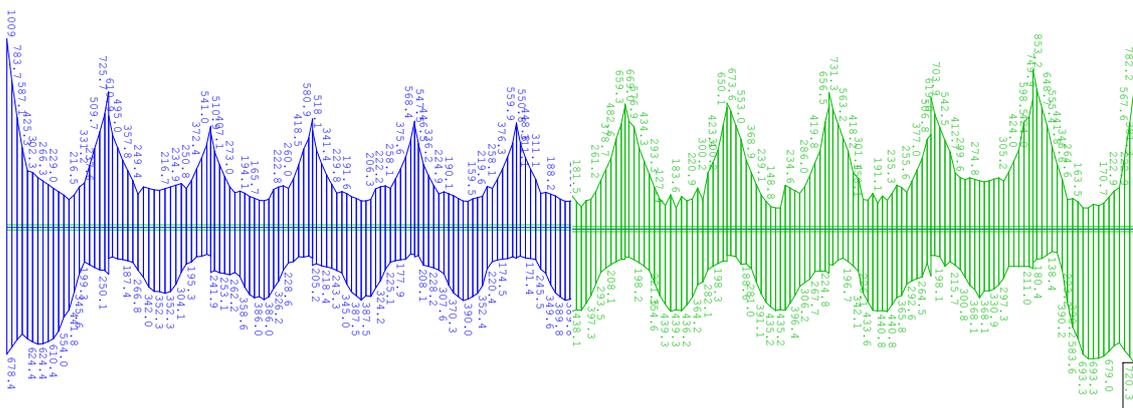


Abbildung C.19.: 220 m ohne FÜK

Abbildung C.20.: 220 m mit FÜK

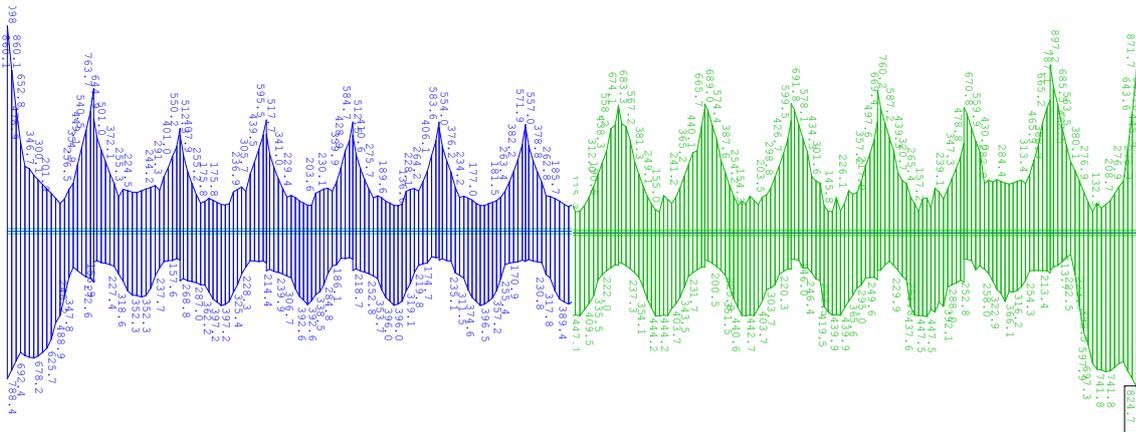


Abbildung C.21.: 260 m ohne *FÜK*

Abbildung C.22.: 260 m mit *FÜK*

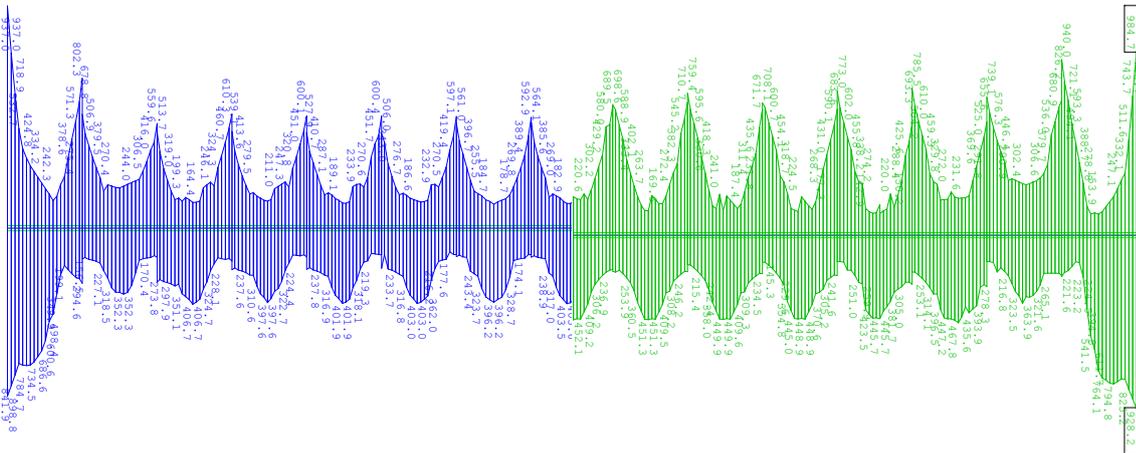


Abbildung C.23.: 300 m ohne *FÜK*

Abbildung C.24.: 300 m mit *FÜK*

C.3. Parameter - Höhe der Wiederlagerwand/Stützen

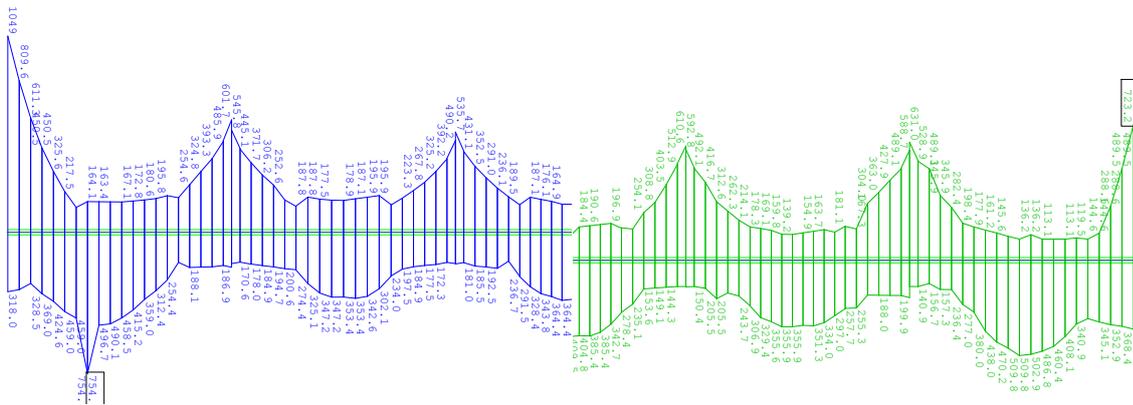


Abbildung C.31.: 7,00 m ohne $FÜK$

Abbildung C.32.: 7,00 m mit $FÜK$

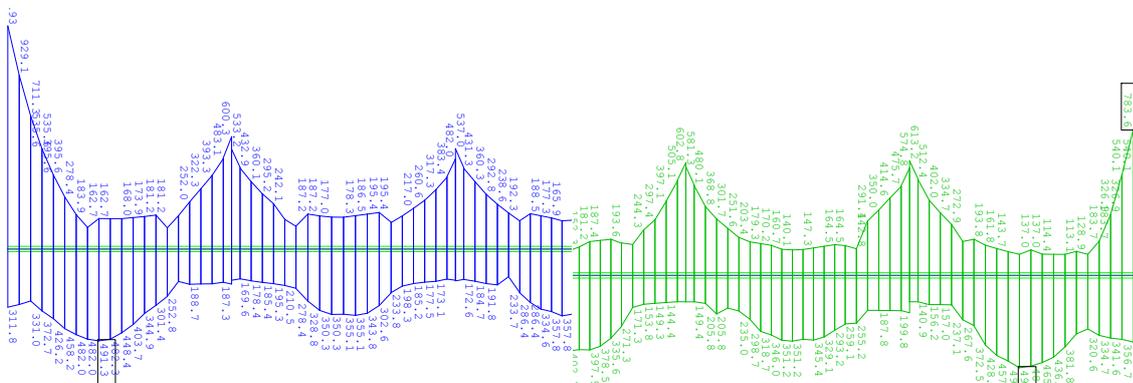


Abbildung C.33.: 8,00 m ohne $FÜK$

Abbildung C.34.: 8,00 m mit $FÜK$

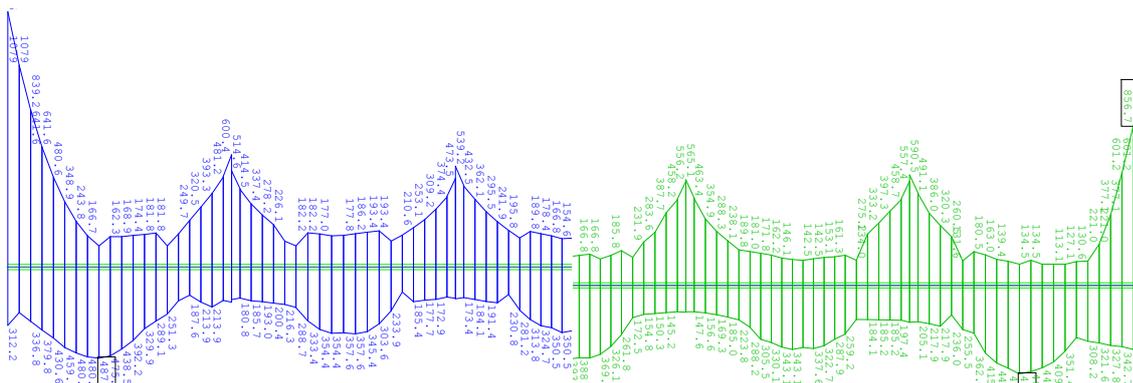


Abbildung C.35.: 9,00 m ohne $FÜK$

Abbildung C.36.: 9,00 m mit $FÜK$

C.4. Parameter - Plattenstärke

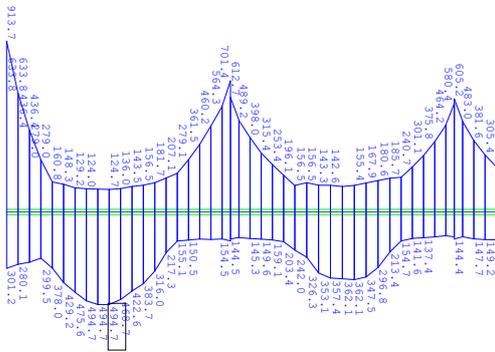


Abbildung C.37.: 70 cm ohne FÜK

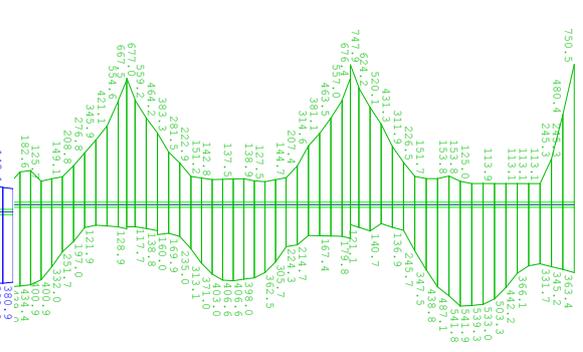


Abbildung C.38.: 70 cm mit FÜK

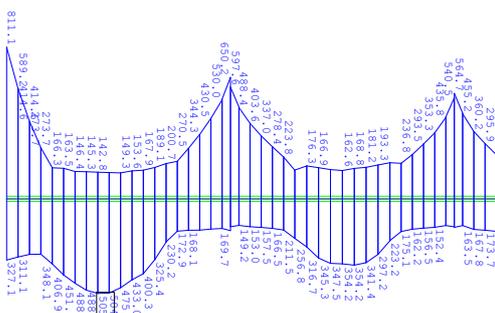


Abbildung C.39.: 80 cm ohne FÜK

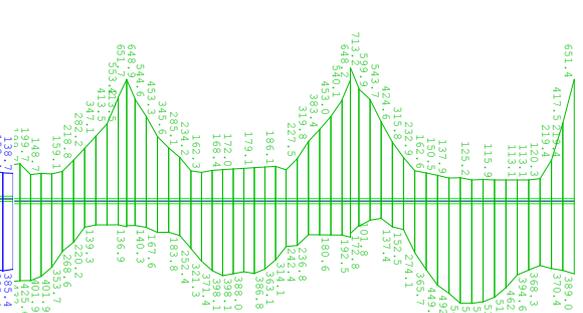


Abbildung C.40.: 80 cm mit FÜK

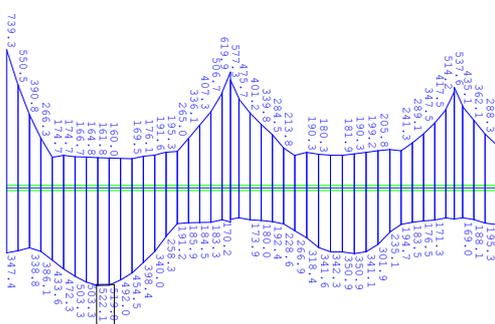


Abbildung C.41.: 90 cm ohne FÜK

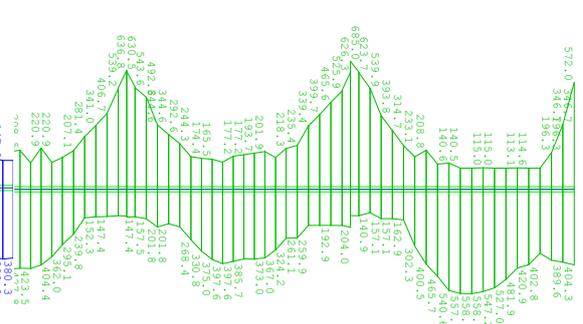


Abbildung C.42.: 90 cm mit FÜK

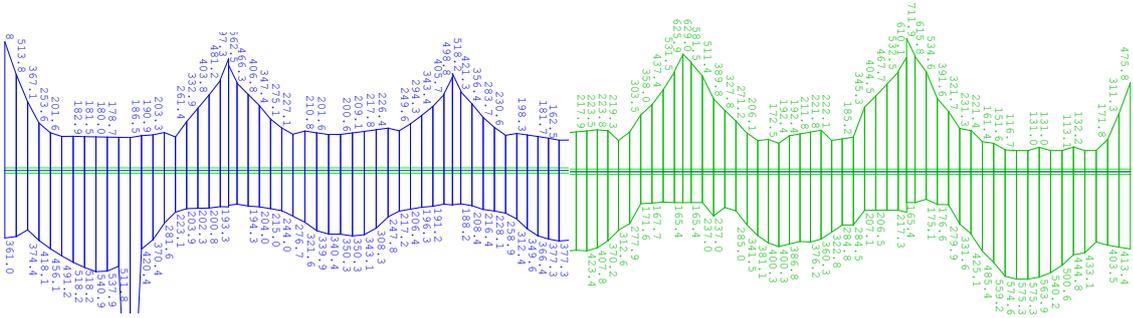


Abbildung C.43.: 100 cm ohne FÜK

Abbildung C.44.: 100 cm mit FÜK

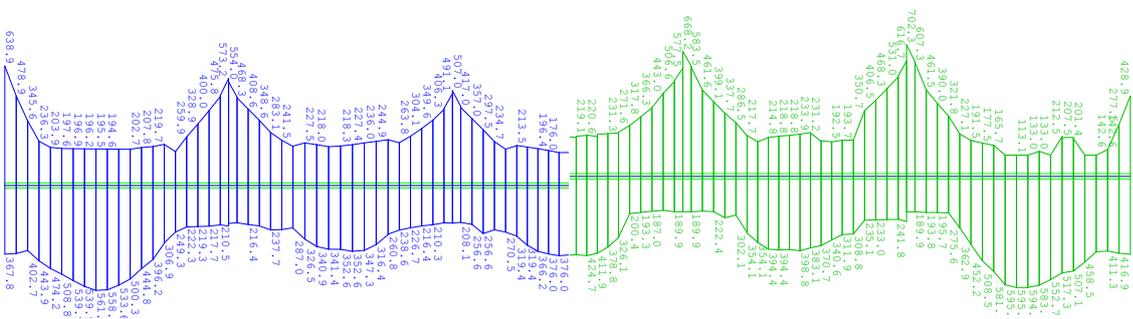


Abbildung C.45.: 110 cm ohne FÜK

Abbildung C.46.: 110 cm mit FÜK

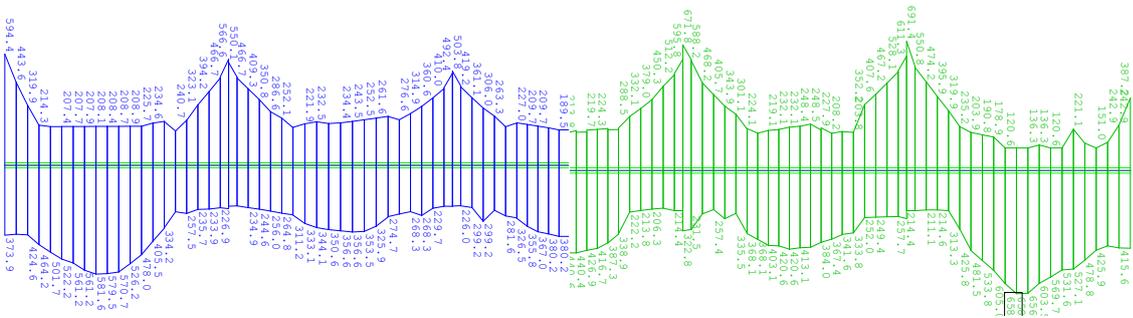


Abbildung C.47.: 120 cm ohne FÜK

Abbildung C.48.: 120 cm mit FÜK

C.5. Parameter - Bettungsmodul

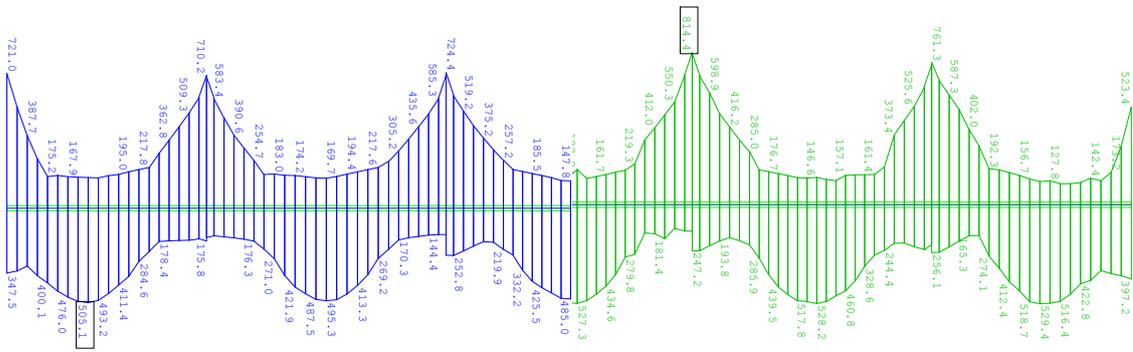


Abbildung C.49.: 50% ohne FÜK

Abbildung C.50.: 50% mit FÜK

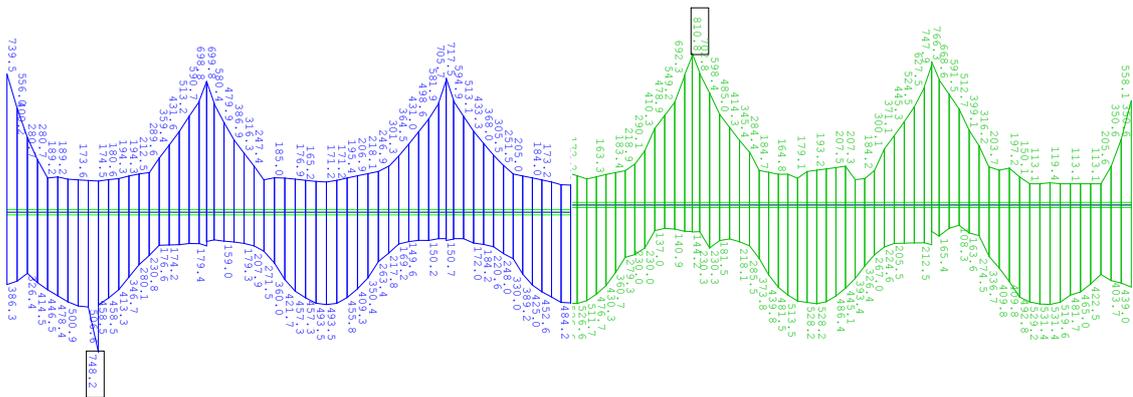


Abbildung C.51.: 100% ohne FÜK

Abbildung C.52.: 100% mit FÜK

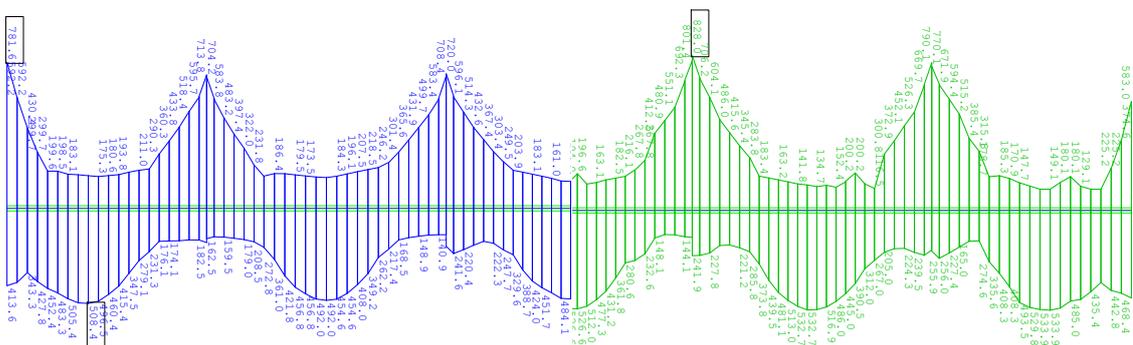


Abbildung C.53.: 160% ohne FÜK

Abbildung C.54.: 160% mit FÜK

