

**UABG-SOFIA**

Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie, Sofia

**TU-WIEN**

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

Diplomarbeit

Masterstudium

# **Semi-integrale Stahlbetonüberführung über eine Autobahn**

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

Hauptassistenten Dr. **Lazar Georgiev**

und O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng.

**Johann KOLLEGER**

Fakultät Verkehrsbau

Institut für Verkehrsbauten

Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie, Sofia

von

Nikolay Hristov Slavchev

Imm. N. 0728523

Sofia, 03.01.2011

Unterschrift

## **Vorwort**

Nikolay Slavchev: Semi-integrale Stahlbetonüberführung über eine Autobahn

In dieser Diplomarbeit wird ein Beispiel für Berechnung, Bemessung und Konstruieren einer vorgespannten semi-integralen Stahlbetonüberführung. Die Überführung hat zwei Spannweiten von 27,25m und überquert eine Autobahn normal. Der Überbau hat einen Regelquerschnitt 10,5m (RQ 10,5) und wird aus vorhergestellten vorgespannten Stahlbetonbalken und Fahrbahnplatte aufgebaut. Der Unterbau wird aus T-förmigem Stahlbetonpfeiler auf einer Flachgründung und zwei Widerlager, die auf bewehrter Erde gelegt werden.

Die Hauptelemente der Überführung werden berechnet und bemessen: ein vorgespannte Stahlbetonbalken und die Fahrbahnplatte, der Riegel, die Wand und das Flachfundament des Pfeilers und bewehrte Erde bei dem Widerlager. Alle Berechnungen sind nach EUROCODE und Bulgarischer Anlage gemacht.

## **Summary**

Slavchev Nikolay: concrete semi-integral flyover

The diploma thesis presents an example for the design and construction of a concrete semi-integral flyover utilising precast prestressed beams. The bridge is a two span structure that crosses a motorway at right angle with 2x27.25m spans measured between the centrelines of the bearings. The superstructure has 10.5m gauge and comprises precast prestressed concrete beams and in-situ concrete deck. The substructure comprises a T-shaped reinforced concrete pier on pad foundation and abutments seated on reinforced earth embankments.

The presented calculations cover the main elements of the bridge: precast prestressed concrete beams, deck slab, pier, pier foundation, abutments and reinforced earth embankments. All calculations are in accordance with the EUROCODE suite of standards including the relevant National Annexes.

# INHALTSVERZEICHNIS

<b>1. EINLEITUNG .....</b>	<b>5</b>
<b>2. ERLÄUTERUNG ÜBER INTEGRAL- UND SEMI-INTEGRALBRÜCKEN .....</b>	<b>6</b>
2.1 Theorie,Vorteile und Nachteile .....	6
2.2 Beispiele für Integral und Semi-integralbrücke .....	7
2.2.1 Pfahlgründung .....	7
2.2.1 Flachgründung .....	7
2.2.1 Mit höherem Widerlager .....	8
2.2.1 Semi-Intgralbrücke .....	8
<b>3. GRUNDLAGE FÜR PROJEKTIERUNG .....</b>	<b>9</b>
<b>4. BAUMATERIALIEN .....</b>	<b>11</b>
4.1 Beton.....	11
4.2 Stahl .....	12
<b>5. MODELLIERUNG UND BELASTUNG DES ÜBERBAUES FÜR BESTIMMUNG DER QUERSCHNITTSKRÄFTE DER VORGESpanNTEN STAHLBETONBALKEN .....</b>	<b>14</b>
5.1 Bestimmung der geometrischen Eigenschaften.....	15
5.2 Belastung.....	16
5.3 Ergebnisse von der Berechnung des Überbaues.....	20
<b>6. BESTIMMUNG DER SPANNKRAFT .....</b>	<b>27</b>
6.1 Berechnung der ersten Gruppe Verluste .....	27
6.2 Berechnung der zweiten Gruppe Verluste bis 120 Tag .....	29
6.3 Berechnung der zweiten Gruppe Verluste von 120 Tag bis Unendlichkeit .....	34
<b>7. TRAGSICHERHEIT IN DEM ZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT .....</b>	<b>40</b>
7.1 Проверка на сечението за огъване .....	40
7.2 Изчисляване на напречната армировка в крайно гранично състояние.....	41
<b>8. MODELLIERUNG UND BELASTUNG DER FAHRBAHNPLATTE FÜR BESTIMMUNG DER KRÄFTE .....</b>	<b>42</b>
8.1 Belastung von ständigen Lasten.....	42
8.2 Belastung von Verkehrslasten.....	44
8.3 Belastungskombinationen.....	55
<b>9. BEMESSUNG DER FAHRBAHNPLATTE .....</b>	<b>56</b>
9.1 Оразмеряване плочата на огъване Bemessung nach Biegung .....	56
9.2 Оразмеряване на плочата на срязване Bemessung nach Sher.....	56
9.3 Bemessung der Verbindung Fahrbahnplatte und Fußgängerplatte.....	57
<b>10. BELASTUNG UND BEMESSUNG DES UNTERBAUES .....</b>	<b>59</b>
10.1 Modellierung .....	59
10.2 Belastung.....	63
10.3 Bemessung.....	103
<b>11. BELASTUNG UND BEMESSUNG DES DIAPHRAGMAS .....</b>	<b>112</b>
11.1 Belastung .....	112
11.2 Bemessung.....	117
11.3 Horizontale Verschiebung von Temperatur .....	118
<b>12. BERECHNUNG UND BEMESSUNG DES SYSTEMS WIDERLAGER-BEWERTE ERDE .....</b>	<b>121</b>
12.1 Abmessungen und Belastung .....	121
12.2 Kontrolle.....	122
<b>LITERATURVERZEICHNIS.....</b>	<b>135</b>
<b>ANHANG A: QUERKRAFT FÜR VORGEpanNTEN BALKEN .....</b>	<b>.....</b>
<b>ANHANG B.1: BIEGUNG FÜR QUERSCHNITT 1-1.....</b>	<b>.....</b>

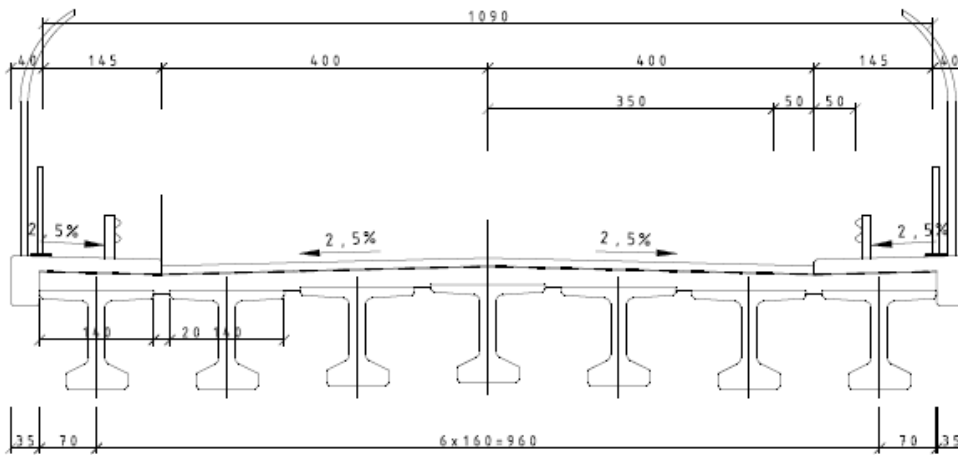
<b>ANHANG B.2: BIEGUNG FÜR QUERSCHNITT 2-2</b> .....	
<b>ANHANG C.1: QUERKRAFT FÜR QUERSCHNITT 1-1</b> .....	
<b>ANHANG C.2: QUERKRAFT FÜR QUERSCHNITT 2-2</b> .....	
<b>ANHANG D: VERBINDUNG ZWISCHEN FAHRBAHPLATTE UND FÜBGÄNGERKONSOLE</b> .....	
<b>ANHANG E: FEDERSTEIFIGKEITEN DER ELASTOMERLAGER GEMÄß BJC EN 1337-3</b> .....	
<b>ANHANG F: ERDDRUCK GEMÄß BD 42/96</b> .....	
<b>ANHANG G.1: BERECHNUNGSANTWORTSPEKTRUM FÜR HORIZONTALE EINWIRKUNG</b> .....	
<b>ANHANG G.2: BERECHNUNGSANTWORTSPEKTRUM FÜR VERTIKALE EINWIRKUNG</b> .....	
<b>ANHANG H.1: BIEGUNG FÜR DEN RIEGELN</b> .....	
<b>ANHANG H.2: QUERKRAFT UND TORSION FÜR DEN RIEGELN</b> .....	
<b>ANHANG I.1: BIEGUNG M11 FÜR FUNDAMENT</b> .....	
<b>ANHANG I.2: BIEGUNG M22 FÜR FUNDAMENT</b> .....	
<b>ANHANG I.3: QUERKRAFT V13 FÜR FUNDAMENT</b> .....	
<b>ANHANG I.4: QUERKRAFT V23 FÜR FUNDAMENT</b> .....	
<b>ANHANG J: QUERKRAFT FÜR DIAPHRAGMA</b> .....	

# 1. EINEITUNG

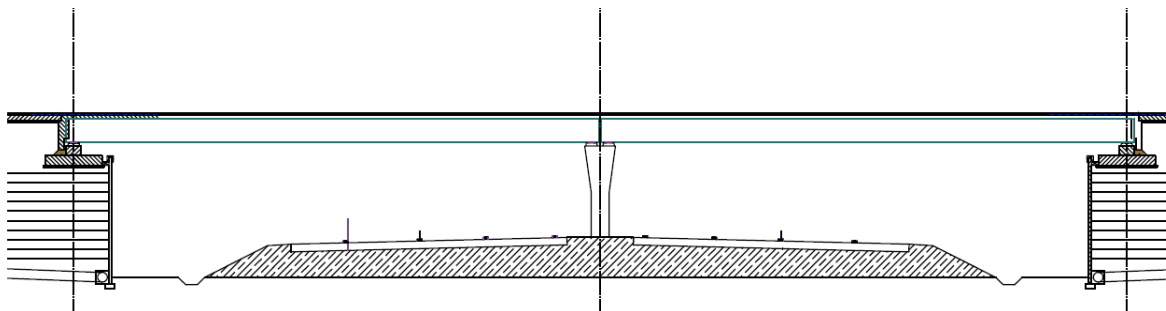
Die Überführung ist eine semi-intralische Brücke auf zwei gleichen statischen Spannweiten von 27,25m mit Regelquerschnitt 10,5m- zwei Fahrstreifen von 3,5 m, 0,5m Seitenstreifen und 1,45m Fußgängerweg. Der Überbau jeder Spannweite wird von sieben vorhergestellten vorgespannten Stahlbetonbalken mit einer Länge von 28m und an der Stelle betonierter Stahlbetonplatte aufgebaut. Bei den Widerlagern werden die Balken mit einer Stahlbetondiaphragma (Querbalken) verbunden.

Die Konstruktion ist auf Flachgründungen. Der Unterbau besteht aus T-förmigem Stahlbetonpfeiler und bei den Widerlagern – bewerkter Erde.

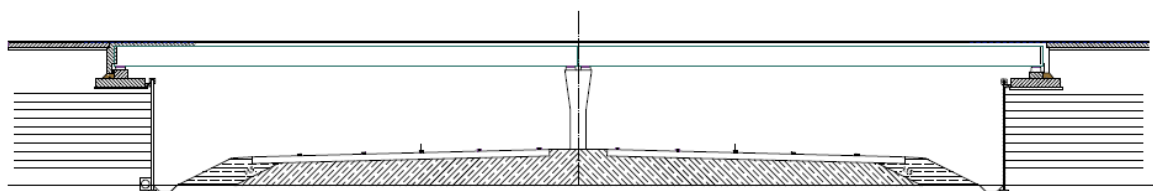
Die Balken werden auf Elastomerlager gelegt. Die Konstruktion ist ohne Dilatationseinrichtung projektiert. Der Übergang zwischen der Überführung und der Straßenkonstruktion wird durch Übergangplatte mit einer Länge von 5,3m durchgeführt.



Die Überführung überbrückt senkrecht eine Autobahn mit Regelquerschnitt 35 [1]. Der Abstrand zwischen der bewehrten Erde und der Autobahn kann als Landwirtschaftsweg benutzt werden.



Bei der Vergrößerung des Kraftfahrzeugbestand kann der Regelquerschnitt 35 zu Regelquerschnitt 42 verbreitert werden.



## **2. ERLÄUTERUNG ÜBER INTEGRAL- UND SEMI- INTEGRALBRÜCKE**

### **2.1 Vorteile und Nachteile**

Von Hundertjahren sind die Brücken ohne Dilatationsfugen und Lager aufgebaut worden. Die Entwicklung der Ingenieurfächer erlaubt eine exaktere Analyse der Bauwerken. Im 20. Jahrhundert, mit zunehmender Ausnutzung des Betons und des Stahls zum Aufbau der längeren hauptsächlich Balkenbrücken, entstand die Notwendigkeit von Dilatationseinrichtungen und vervollkommenen Lagereinrichtungen. In vielen Fällen führen diese moderne Einrichtungen zu mehreren Problemen, als sie zu lösen. In den letzten Jahrzehnten gibt es einen zunehmenden Trend zur Beseitigung dieser konstruktiven Elemente, die Schwierigkeiten für die Instandsetzung von Brücken bereiten.

Das Fachwort "integral" wird zur Bezeichnung von diesen Brücken ausgenutzt, die keine spezielle Einrichtungen für Dilatation (Dehnung) und Lager besitzen. Der Bauwerk arbeitet mit dem Boden zusammen.

Der größte Vorteil der Integralbrücke, auf dem Sichtpunkt der Verminderung der Baukosten und Instandsetzungskosten, ist, dass sie keine Fugen auf der Oberfläche aufweisen, woher aggressives Wasser bis der Tragkonstruktionen eintreten und sie komprometieren kann. Es ist auch sehr wichtig zu betrachten, dass die folgende Erneuerung der Asphaltsschichten keine spezielle Anforderungen benötigt, d.h. die Beschichtung des Asphalts ist wie bei offenem (normalem) Weg. Das führt zur Zunahme der Dauerhaftigkeit und Verminderung der Instandsetzungskosten.

In dieser Diplomarbeit wird die Möglichkeit zum Projektieren einer Überführung auf zwei Spannweiten betrachtet, die kontinuierliche Platte über dem Pfeiler und vorgefertigte vorgespannte auf Lager setzende Stahlbetonbalken hat. Die Überführung hat keine spezielle Einrichtungen für Dilatation.

Es ist notwendig zu bemerken, dass die Integralbrücken einige Beschränkungen besitzen. Beispiel ist die vergleichsweise kleine Gesamtlänge ( bei den verschiedenen Literaturquellen die Länge von 100 m bis 200 m schwankt). Andere Beschränkung ist die Schräge der Brücke (35-45 Graden). Anzumerken ist, dass in erster Gebrauchsperiode (ca. 1 Jahr) die Asphaltsschichten repariert werden müssen, um die Verschiebungen von dem Schwinden und dem Kriechen kompensieren zu können.

## 2.2 Beispiele für Integral- und Semi-integralbrücke [2]

### 2.2.1 Pfahlgründung



#### Cxema 2.1: Integralbrücke mit Pfahlgründung

Die Pfähle tragen große vertikale Kräfte und sind flexibel, um Verschiebungen und Verdrehungen zu erlauben. Die Phäle müssen auf Drehungen von Verkehrslasten, aber auch auf Drehungen von Kriechen der vorgespannten Balken projiziert werden . Die Phäle können in dem Bodendamm oder bei der bewehrten Erde angewendet werden.

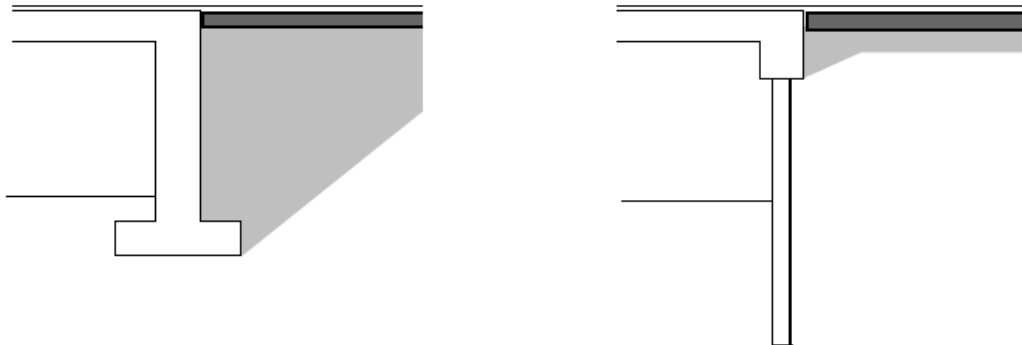
### 2.2.2 Flachgründungen



#### Cxema2.2: Integralbrücke mit Flachgründungen

Die Brücke kann auf Flachgründung oder auf bewehrter Erde projiziert werden. Die horizontalen Kräfte werden von dem Erddruck hinter dem Fundament und von der Reibung zwischen Fundament und Boden aufgenommen

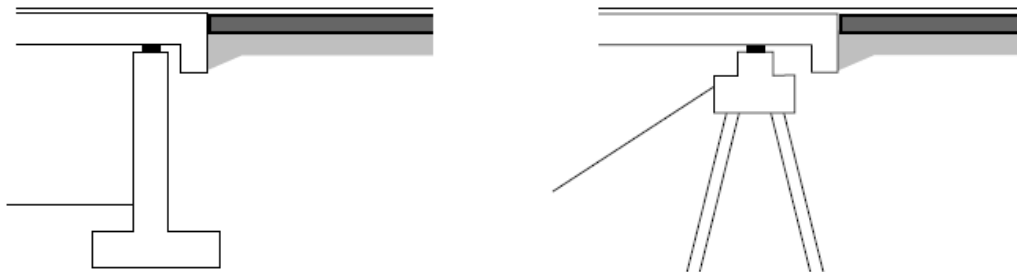
### 2.2.3 Mit höherem Widerlager



**Схема 2.3: Интегрален мост с висок устой Integralbrücke mit höherem Widerlager**

Der höherer Widerlager, die von einer flachen und schlanken Stahlbetonwand oder Wand von Pfählen werden kann, ist für einspannige Brücken geeignet. Sehr wichtige Rolle spielt die gute Wahl der Wand bei den Widerlagern. Solche Widerlager sind nicht für vorgespannte Konstruktion geeignet.

### 2.2.4 Semi-integralbrücke



**Схема 2.3 Semi-integralbrücke**

Die Bauwerke mit Widerlager von „semi-intralem“ Typ unterscheidet sich von Integralbrücken in der Lagerung der Konstruktion, die hauptsächlich auf Elastomerlager durchgeführt wird. Solche Brücken werden häufig angewendet. Sie sind speziell für Brücken mit vorgespannten Elementen geeignet.



### 3. GRUNDLAGE FÜR PROJEKTIERUNG

Die Überführung wird gemäß Eurocode und bulgarischer Anlage projektiert.

Folgende Tabelle sind von BDS EN 1990-A2 entnommen worden:

**Tabelle 2.1: Kombination des Grenzzustandes der Tragfähigkeit [4]**

Bemessungssituation	Ständige Einwirkungen		Einwirkung von Spannkraft	führende veränderliche Einwirkungen	Veränderliche Einwirkungen	
	ungünstig	günstig			haupt	andere
Ständige und vorübergehende	$\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} \cdot G_{k,inf}$	$\gamma_P \cdot P$	$\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$		$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Außergewöhnliche	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$A_d$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_k$
Erdbebensituation	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$A_{ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$		$\psi_{2,i} \cdot Q_k$
Ermüdungskombination	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$Q_{fat}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_k$

**Tabelle 2.2: Kombination des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit [4]**

Bemessungssituation	Ständige Einwirkungen		Einwirkung von Spannkraft	Veränderliche Einwirkungen	
	ungünstig	günstig		haupt	andere
Charakteristisch	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$Q_{k1}$	$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
nicht häufig	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$\psi_{1,inf q} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} \cdot Q_k$
häufig	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_k$
quasi-ständig	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	P	$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_k$

**Tabelle.2.3. Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen [4]**

Teilsicherheitsbeiwerte von ständigen Einwirkungen	$\gamma_{G,sup}$	1.35
	$\gamma_{G,inf}$	1
Teilsicherheitsbeiwerte vom Verkehr	$\gamma_{Q1}$	1.35
Teilsicherheitsbeiwerte von anderen veränderlichen Einwirkungen	$\gamma_{Q,i}$	1.5

Табл. 2.4. Коэффициенты за комбинация [4]

Einwirkungen	Bezeichnungen		Beiwerte $\psi_i$			
			$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{1,inf q}$
Verkehrslasten und Fußgänger	gr1a (LM1+qk)	TS	0.75	0.75	0	0.8
		UDL	0.4	0.4	0	0.8
		qk	0.4	0.4	0	0.8
	gr1b (LM 2)		0	0.75	0	0.8
	gr2 (Horizontalkraft)		0	0	0	0
	gr3 (Fußgänger)		0	0	0	0.8
Wind	Fwk					
	-langfristige Kombination		0.6	0.2	0	0.6
	-Bauzustand		0.8	0.2	0	0.8
	Fw*		1	-	-	1
Temperatur	Tk		0.6	0.6	0.5	0.8
Schnee	Sn,k-		0.8	-	-	-
Baueinwirkung	Qc		1	-	1	-

## 4. BAUMATERIALIEN

### 4.1 Beton

Es wird Beton C 35/45 verwendet, der der bulgarischen Praxis entspricht.

Der Beton C 35/45 wird verwendet, der mit dem bulgarischen Praxis erwägt. [5].

$f_{ck}=35\text{MPa}$ - zylindrische Festigkeit des Betons

$f_{ck,cube}=45\text{MPa}$ - kubische Festigkeit des Betons

$f_{ctm}=3,2\text{MPa}$ - Betonzugfestigkeit

$E_{cm}=34\,000\text{MPa}$ - Elastizitätsmodul des Betons

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19,833\text{MPa} \text{ - Bemessungsfestigkeit des Betons}$$

$\alpha_{cc} = 0,85$  - Beiwert berücksichtigt die Verminderung der Festigkeit infolge langfristiger Belastung und ungünstiger Effekte von der Seite der verwendeten Belastungen

$\gamma_c$  - Sicherheitsbeiwert des Betons:

$\gamma_c = 1,5$  – langfristige und kurzfristige Bemessungssituation

$\gamma_c = 1,2$  – außergewöhnliche Bemessungssituation

Arbeitsdiagramm des Betons ist Parabel-Rechteck-Diagramm angenommen:

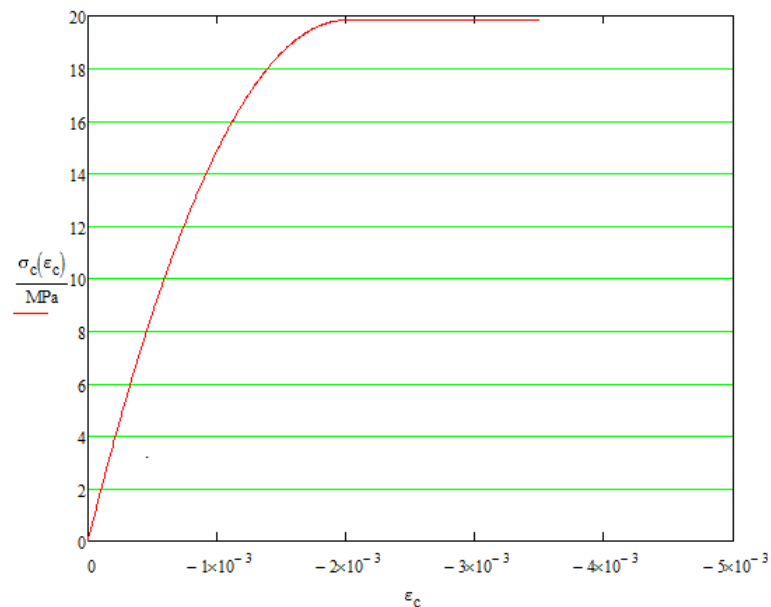


Abbildung 3.1: Arbeitsdiagramm des Betons

$\varepsilon_{c2} = -2 \cdot 10^{-3}$  - bis dieser Stauchung wird die Werkstoffbeziehung durch quadratische Parabel beschrieben

$\varepsilon_{cu2} = 3,5 \cdot 10^{-3}$  - maximal zulässige Stauchung

## 4.2 Baustahl

### 4.2.1 Stahl zur Vorspannung

$f_p$  - Zugfestigkeit des Stahls zur Vorspannung

$f_p = 1860 \text{ MPa}$

$\gamma_s$  - Sicherheitsbeiwert des Stahls:

$\gamma_s = 1,15$  - langfristige und kurzfristige Lastkombinationen

$\gamma_s = 1,0$  - außergewöhnliche Lastkombinationen

Bemessungszugfestigkeit des Spannstahls

$$\frac{f_p}{\gamma_s} = \frac{1860}{1,15} = 1617 \text{ MPa}$$

$f_{p0,1k}$  - bedingte Fließgrenze bei 0,1% nicht linearer Dehnung

$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$

$$\frac{f_p}{\gamma_s} = \frac{1600}{1,15} = 1391 \text{ MPa}$$

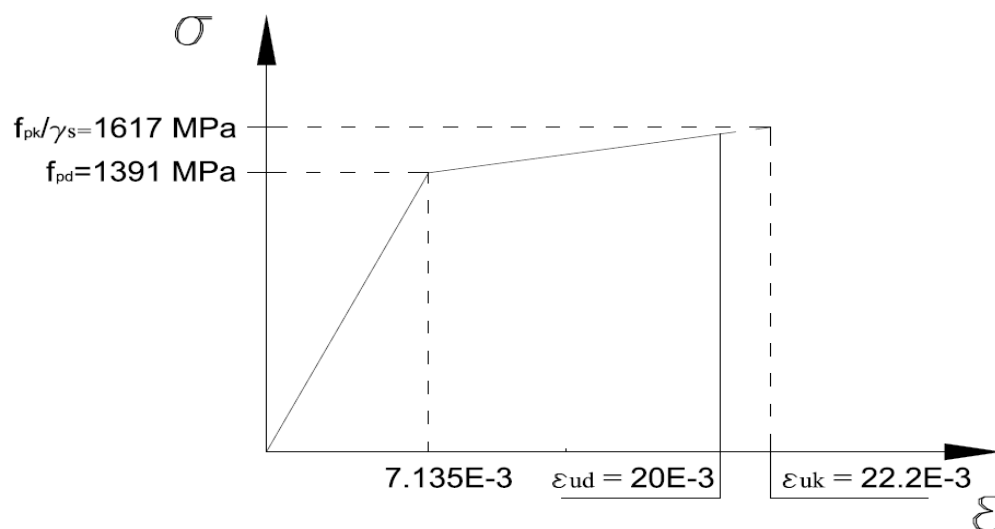


Abbildung 3.2: Arbeitsdiagramm des Vorspannungstahls

Die Arbeitsdiagramm des Vorspannungstahls wird mit geneigtem Zweig mit maximaler Dehnung von  $\epsilon_{ud}$  genommen.

$\epsilon_{uk}$  - bedingte Verdehnung bei maximaler Belastung

$$\epsilon_{uk} = 2,22\%$$

$\epsilon_{ud}$  - Bemessungsverdehnung bei maximaler Belastung

$$\epsilon_{uk} = 2,22\%$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} = 0,9 \cdot 2,22\% = 2\%$$

$E_s=195\ 000\text{MPa}$ - Elastizitätsmodul des Spannstahls

#### 4.2.2 Bewehrungstahl

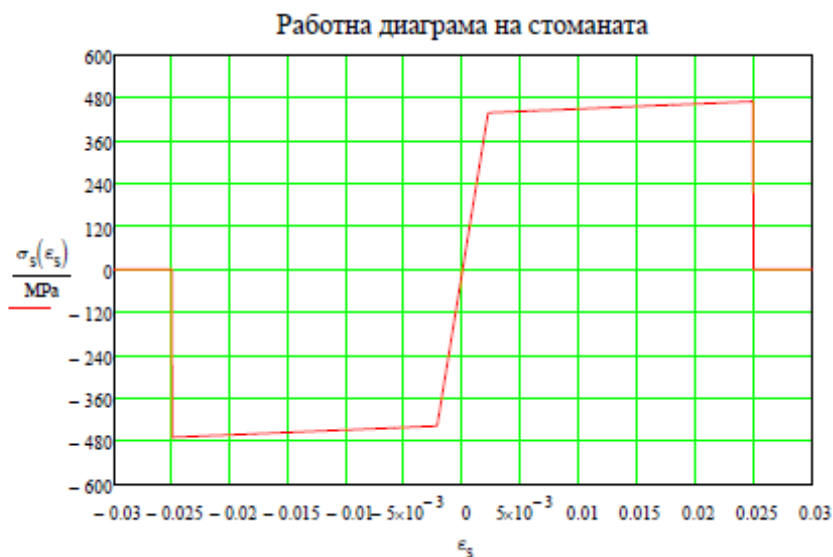
$E_s=200\ 000\text{MPa}$  – Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls

$f_{yk}=500\text{MPa}$ - Fließgrenze des Bewehrungsstahls

$k=1.08$ - Duktilität des Bewehrungsstahls

$e_{ud}=25 \cdot 10^{-3}$  – maximale Dehnung des Bewehrungsstahls

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500\text{MPa}}{1,15} = 435\text{MPa} \text{ - Bemessungsfließgrenze}$$



**Abbildung 3.3: Arbeitsdiagramm des Bewehrungsstahls**

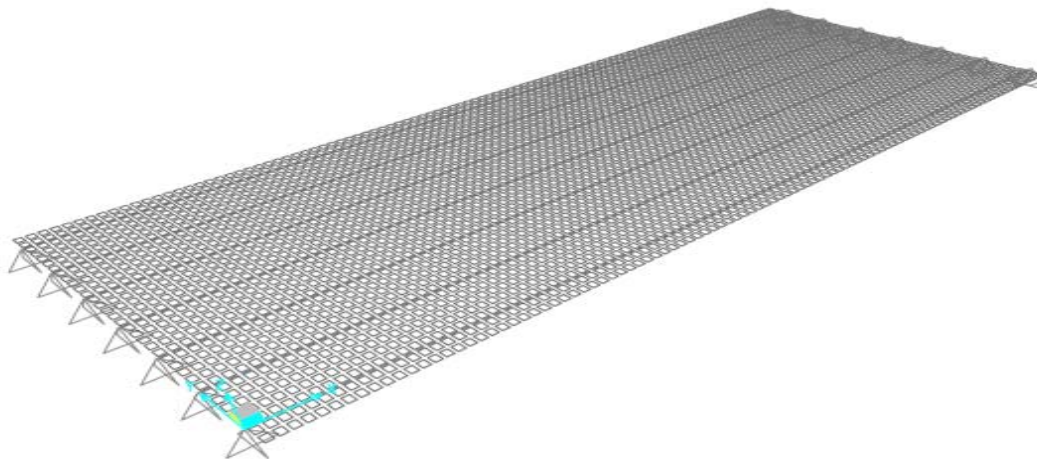
## 5. MODELLIERUNG UND BELASTUNG DES ÜBERBAUES ZUR BESTIMMUNG DER QUERSCHNITTKRÄFTE FÜR DIE VORGEPSANNTE BALKEN

Der Überbau wird durch Kombination von *frame* und *shell*-Elementen modelliert. Diese Vorgehensweise wird gewählt, um die lokale und globale Schnittkräfte der Konstruktion zu berechnen. Im Vergleich, wenn die Analyse mit Gitterrost (Rostwerk) modelliert würde, würden bestimmte Ergebnisse nur für globale Schnittkräfte, und lokale sollen separat berechnet werden.

Der Überbau wird durch kontinuierliche Platte über Pfeiler projiziert, d.h. Biegesteifigkeit der kontinuierlichen Platte ist viel kleiner als die Biegesteifigkeit des Plattenbalkens. In diesem Sinne wird der Überbau nur für eine Spannweite modelliert. Diese Vorgehensweise erlaubt mehrere FE und schnellere Analyse.

Es wird unterstrichen, dass das obenbeschriebene Modell nur für Bestimmung der Schnittkräfte für vorgespannte Balken und Fahrbahnplatte von den vertikalen Belastungen genutzt wird. Das Modell der ganzen Brücke wird mit dem Unterbau in dem Kapitel 10 modelliert, das für die Berechnung und die Bemessung des Unterbaus und seismische Analyse benutzt wird.

Das Programm SAP 2000 14 wird angewendet.



## 5.1 Bestimmung der geometrischen Eigenschaften

Der Abstand zwischen den Balken ist 1,6m. Statische Spannweite ist 27,25m.

### 5.1.1 Endbalken

Jeder Endbalken hat einen Querschnitt wie der des untergezeichneten. Der Querschnitt besteht aus dem Endbalken und aus dem dazu benachbarten Teil der Platte. Zu dem Querschnitt ist nicht die Fußgängerkonsole hingefügt, denn die wird von der Tragkonstruktion in geneeigter Weise getrennt. Die Plattenbalken bestehen aus frame-Elementen, die mit *shell*-Elementen verbunden werden.

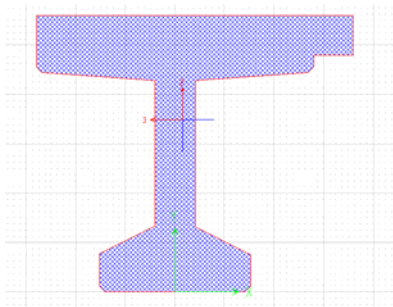


Abbildung 5.1: Querschnitt des Endbalkens

Tabelle 5.1: Geometrische Eigenschaften des Querschnittes des Endbalkens

	A	It	I3-3	I2-2	I2-3	AS2	AS3	S33+	S33-
	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Beam 1,7	0.8396	0.0229	0.1968	0.1021	-0.014	0.3075	0.7304	0.3718	0.2261

### 5.1.2 Innere Balken

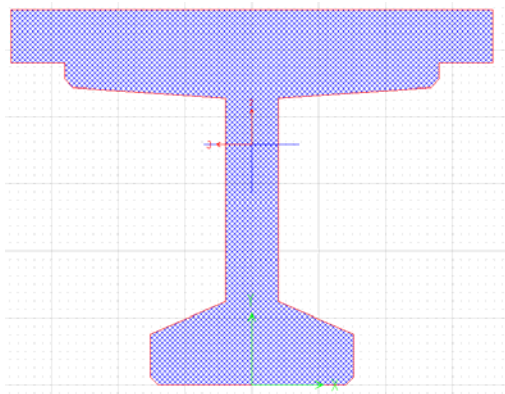


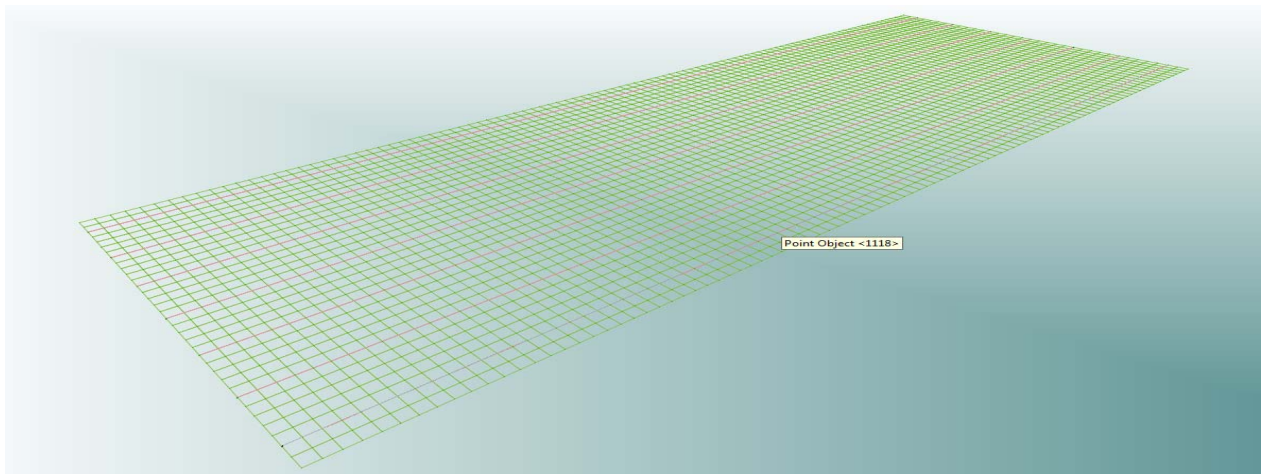
Abbildung 5.2: Querschnitt der inneren Balken

	A	It	I3-3	I2-2	I2-3	AS2	AS3	S33+	S33-
	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Beam 2-6	0.869	0.0228	0.2008	0.1285	0	0.3036	0.7584	0.3983	0.2241

**Таблица 5.2: Geometrische Eigenschaften des Querschnittes der inneren Balken**

### 5.1.3 Platte

Die Platte besteht aus *shell*-Elementen, die Abmessungen 0,2725m/0,32m haben. Die mittlere Dicke der Platte ist 0,22m. Das Eigengewicht ist nicht in diesen Elementen berücksichtigt, denn die Platte wird mit dem Plattenbalkenquerschnitt gerechnet.



## 5.2 Belastung

### 5.2.1 Ständige Lasten

Das Eigengewicht der *frame*-Elemente wird im Programm durch Betonwichte programmiert. Die Betonwichte ist  $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$  angenommen.

Andere ständige Lasten werden als veränderliche Lasten modelliert- Flächenlasten auf *shell*-Elementen.

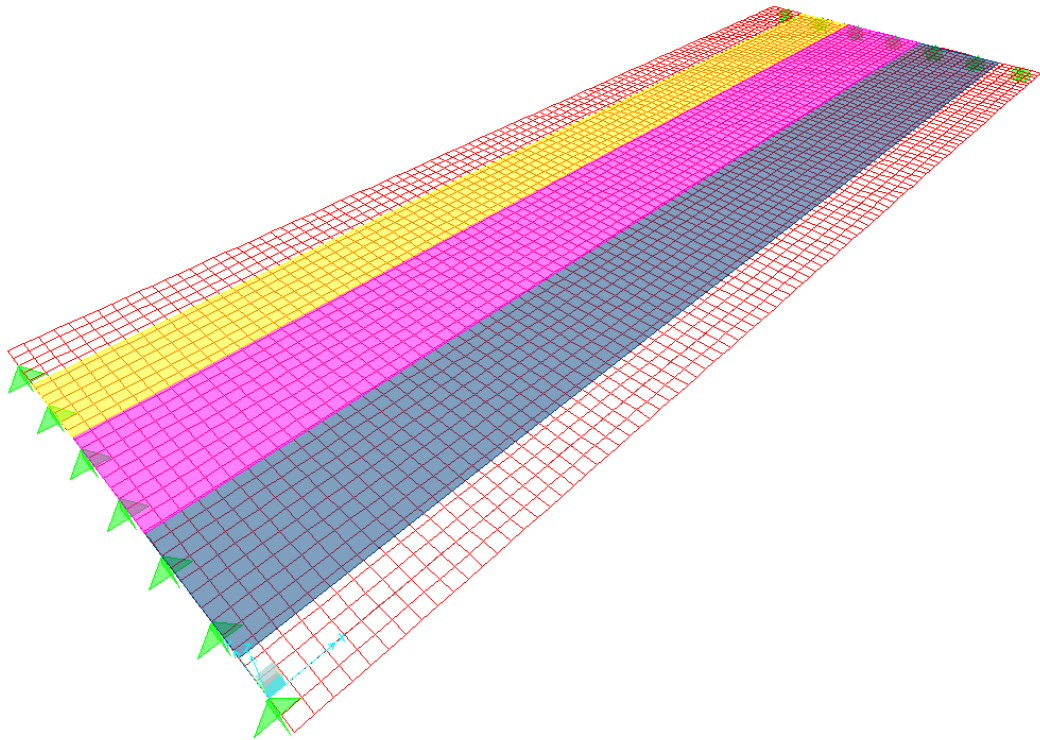
- rechter Fußgängerweg -  $p = 7,536 \frac{KN}{m^2}$
- linker Fußgängerweg -  $p = 7,536 \frac{KN}{m^2}$
- Belag -  $p = 2,3 \frac{KN}{m^2}$



- Hydroisolation -  $p = 0,18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

## 5.2.2 Verkehrslasten

### 5.2.2.1. Lage der Streifen



- Variante I

Der Streifen 1 liegt als nächster zu dem rechten Fußgängerweg mit 3 m Breite.

Der Streifen 2 liegt neben dem ersten Streifen mit 3 m Breite.

Der Streifen 3 ist die Restfläche mit 2m Breite.

- Variante II

Der Streifen 1 ist die mittlere Streifen mit 3 m Breite.

Der Streifen 2 liegt rechts mit 3 m Breite.

Der Streifen 3 bleibt unverändertlich.

### 5.2.2.2. Bestimmung der Verkehrslasten

Das Lastmodell LM 1 besteht aus zwei gleichzeitig wirkenden Systemen:

- Doppelachse (TS)
- gleichmäßig verteilte Belastung (UDL)

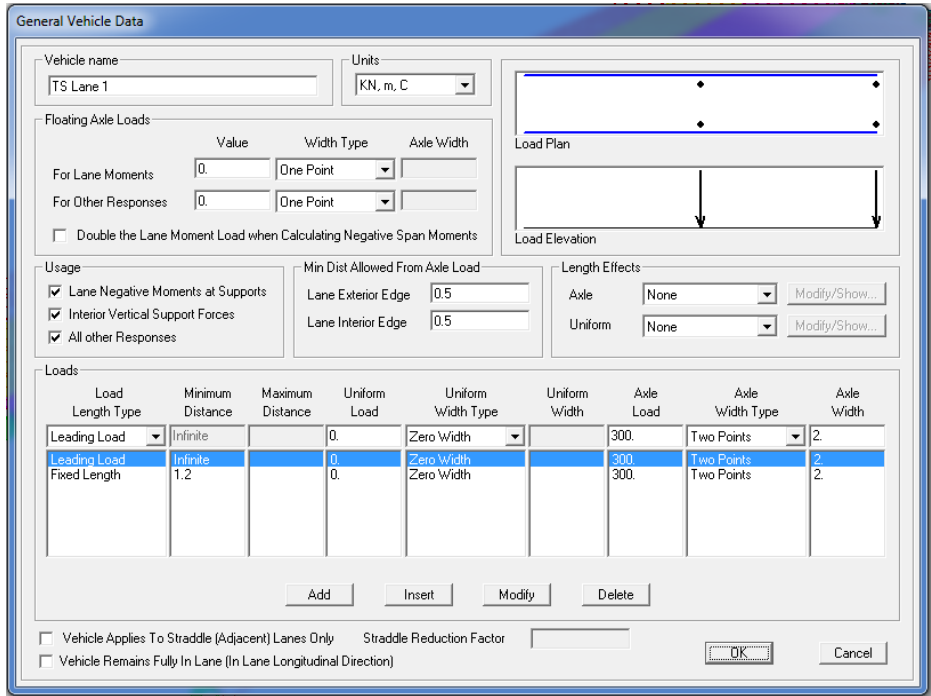


Abbildung 5.3: TS 300 für Streifen 1

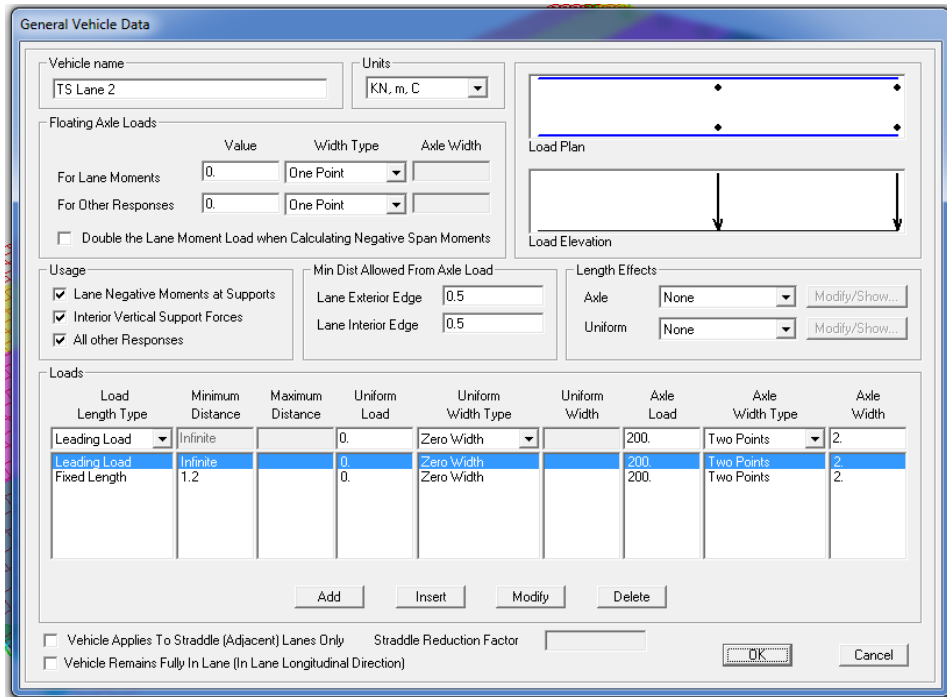


Abbildung 5.4: TS 200 für Streifen 2

**General Vehicle Data**

Vehicle name: UDL Lane 1      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1.		27.	Lane Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.		27.	Lane Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		27.	Lane Width				

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

Abbildung 5.5: UDL für Streifen 1

**General Vehicle Data**

Vehicle name: UDL Lane 2      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		7.5	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Lane Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Lane Width				

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

Abbildung 5.6: UDL für Streifen 2

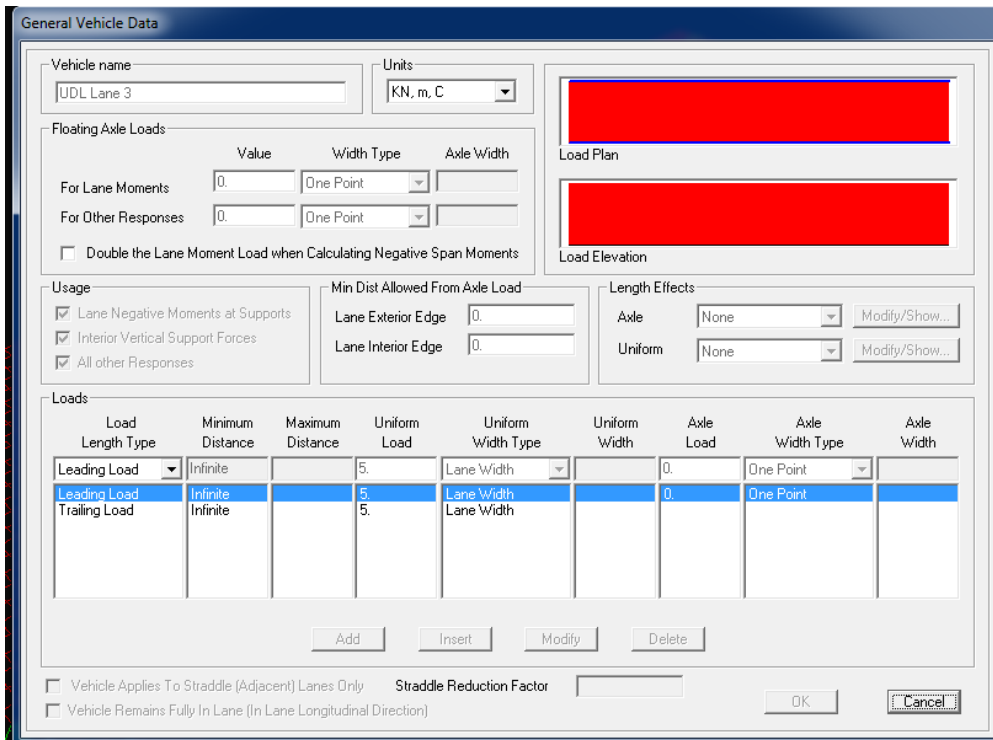


Abbildung 5.7: qrk , die im Programm UDL Lane 3 genannt ist

## 5.3 Ergebnisse von der Berechnung des Überbaues

### 5.3.1 Querschnitt L/2- Biegemomente

#### 5.3.1.1. Variante I

Tabelle 5.3: Momente von den ständigen Belastungen

Momente von den ständigen Lasten,[kN.m]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	1963	403	-25	228	25
2	1993	310	14.15	248	26
3	1989	212	64	260	26
4	1986	129	129	265	26

**Tabelle 5.4: Momente von den Verkehrsbelastungen**

Momente von Verkehrslasten, [kN.m]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	1079	195	202	16	1	95
2	1063	306	195	26	8	65
3	914	502	169	37	19	35
4	660	576	128	44	32	16

**Tabelle 5.5: Momente von den Belastungskombinationen**

kNm	ULS	SLS-char.	SLS häuf.	SLS q.-st.
Balken 1	5718.35	4224.6	3710.6	2629.5
Balken 2	5802.05	4296.75	3771	2626.65
Balken 3	5770.35	4269.6	3752.5	2586.5
Balken 4	5451.75	4033.6	3585.5	2570.5

**5.3.1.2. Variante II****Tabelle 5.6: Momente von den ständigen Belastungen**

Momente von ständigen Lasten, [kN.m]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	1963	403	-25	228	25
2	1993	310	14.15	248	26
3	1989	212	64	260	26
4	1986	129	129	265	26

**Таблица 5.7: Momente von den Verkehrsbelastungen**

Momente von Verkehrslasten, [kN.m]						
Греда	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	351	775	175	168	3	95
2	556	763	289	163	17	65
3	887	656	402	141	38	35
4	1020	477	473	107	65	16

**Таблица 5.8: Momente von Belastungskombinationen**

kNm	ULS	SLS-ch	SLS h	SLS q
Balken 1	5690	4203.6	3650.4	2629.5
Balken 2	6058.55	4486.75	3829.5	2626.65
Balken 3	6422.4	4752.6	3990.15	2586.5
Balken 4	6399.45	4735.6	3957.65	2570.5

### 5.3.2 Querschnitt L/2 – Querkräfte

#### 5.3.2.1. Variante I

**Tabelle 5.9: Querkräfte von den ständigen Belastungen**

Querkräfte von ständigen Lasten, [kN]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	0.474	0.433	-0.028	0.298	0.031
2	0.544	0.404	0	0.299	0.031
3	0.55	0.313	0.062	0.309	0.062
4	0.554	0.167	0.167	0.323	0.031

**Tabelle 5.10: Querkräfte von den Verkehrsbelastungen**

Querkräfte von Verkehrslasten, [kN]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	57.958	1.813	13.144	0.206	0.067	0.081
2	91.731	10.44	25.427	1.08	0.058	0.083
3	94.608	44.246	23.6	3.581	0.25	0.061
4	41.538	64.939	9.795	7.087	1.161	0.027

**Tabelle 5.11: Querkräfte von Belastungskombinationen**

	ULS	SLS char.	SLS hauf	SLS quasi
Balken 1	100.5538	74.477	51.43545	1.208
Balken 2	175.631	130.097	88.56545	1.278
Balken 3	226.295	167.642	116.4333	1.296
Balken 4	169.7567	125.789	88.32775	1.242

### 5.3.2.2. Variante II

**Tabelle 5.12: Querkraft von den ständigen Belastungen**

Querkraft von den ständigen Lasten ,[kN]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
Balken 1	0.474	0.433	-0.028	0.298	0.031
Balken 2	0.544	0.404	0	0.299	0.031
Balken 3	0.55	0.313	0.062	0.309	0.062
Balken 4	0.554	0.167	0.167	0.323	0.031

**Tabelle 5.13: Querkräfte von Verkehrsbelastungen**

Querkräfte von Verkehrslasten, [kN]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	57.958	1.813	13.144	0.206	0.067	0.081
2	91.731	10.44	25.427	1.08	0.058	0.083
3	94.608	44.246	23.6	3.581	0.25	0.061
4	41.538	64.939	9.795	7.087	1.161	0.027

**Tabelle 5.14: Querkräfte von Belastungskombinationen**

	ULS	SLS char.	SLS hauf	SLS quasi
Balken 1	65.58065	48.571	35.1409	1.208
Balken 2	125.3286	92.836	66.0636	1.278
Balken 3	211.8946	156.975	111.1403	1.296
Balken 4	222.9292	165.176	113.8948	1.242

### 5.3.3 Querschnitt L/4 –Querkräfte

#### 5.3.3.1. Variante I

**Tabelle 5.15: Querkräfte von den ständigen Belastungen**

Querkraft von den ständigen Lasten ,[kN]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	129.166	24.309	-1.235	15.281	1.638
2	131.11	23.355	-0.02	15.339	1.661
3	130.658	14.797	2.939	17.049	1.665
4	130.565	7.627	7.627	17.774	1.669

**Tabelle 5.16: Querkräfte von Verkehrslasten**

Querkräfte von Verkehrslasten, [kN]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	93	15.64	42	4.104	0.402	4.614
2	116.62	22.4	45.4	5.45	1.141	4.89
3	114	55.68	40.1	7.89	2.748	2.69
4	60.9	75.1	26.79	10.69	4.56	1.21

**Tabelle 5.17: Querkräfte von Belastungskombinationen**

	ULS	SLS char.	SLS hauf	SLS quasi
Balken 1	444.4729	328.919	271.087	169.159
Balken 2	495.9241	367.346	298.4624	171.445
<b>Balken 3</b>	<b>525.763</b>	<b>390.216</b>	<b>315.7392</b>	<b>167.108</b>
Balken 4	462.4218	344.512	284.562	165.262

### 5.3.3.2. Variante II

**Tabelle 5.18: Querkräfte von den ständigen Belastungen**

Querkräfte von den ständigen Lasten, [kN]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	129.166	24.309	-1.235	15.281	1.638
2	131.11	23.355	-0.02	15.339	1.661
3	130.658	14.797	2.939	17.049	1.665
4	130.565	7.627	7.627	17.774	1.669

**Tabelle 5.19: Querkräfte von Verkehrsbelastungen**

Querkräfte von Verkehrslasten, [kN]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	28.32	65.707	14.776	11.668	0.402	4.614
2	40.136	81.946	19.603	12.605	1.141	4.89
3	92.991	79.963	28.415	11.141	2.748	2.69
4	125.461	43.083	38.498	7.441	4.56	1.21

**Tabelle 5.20: Querkräfte von Belastungskombinationen**

	ULS	SLS char.	SLS hauf	SLS quasi
Balken 1	398.2044	294.646	252.2633	169.159
Balken 2	447.8911	331.766	278.3021	171.445
Balken 3	518.797	385.056	314.8211	167.108
Balken 4	517.7758	385.515	312.3536	165.262



### 5.3.4 Querschnitt 0.L – Querkräfte

#### 5.3.4.1. Variante I

**Tabelle 5.21: Querkräfte von den ständigen Belastungen**

Querkräfte von den ständigen Lasten ,[kN]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	240.26	94.76	-6.12	14.98	3
2	240.11	26.62	-0.26	34.3	3.1
3	241.33	14.86	0.91	36.57	3.1
4	241.31	5.43	5.43	37.9	3.1

**Tabelle 5.22: Querkräfte von Verkehrsbelastungen**

Querkräfte von Verkehrslasten, [kN]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	114.31	6.76	63.39	0.63	-2.42	21.47
2	196	35.85	90.18	8.95	1.733	2.71
3	192.68	93.17	79.39	14.12	2.771	2.29
4	93.06	130.84	41.73	23.18	5.8	0.57

**Tabelle 5.23: Querkräfte von Belastungskombinationen**

	ULS	SLS char.	SLS hauf	SLS quasi
Balken 1	746.019	551.02	470.9105	346.88
Balken 2	863.1366	639.293	519.1867	303.87
Balken 3	919.2894	681.191	550.5859	296.77
Balken 4	792.372	588.35	489.607	293.17

#### 5.3.4.2. Variante II

**Tabelle 5.24: Querkräfte von den ständigen Belastungen**

Querkräfte von den ständigen Lasten ,[kN]					
Balken	Eigengewicht	Rechter FGGW	Linker FGGW	Belag	Hydroisolation
1	240.26	94.76	-6.12	14.98	3
2	240.11	26.62	-0.26	34.3	3.1
3	241.33	14.86	0.91	36.57	3.1
4	241.31	5.43	5.43	37.9	3.1

**Tabelle 5.25: Querkräfte von Verkehrsbelastungen**

Querkräfte von Verkehrslasten, [kN]						
Balken	TS 1	TS 2	UDL 1	UDL 2	UDL 3	qk
1	10.9	82.07	2.28	17.6	-2.43	21.47
2	64.5	139.02	32.2	25.05	1.733	2.71
3	156.7	135.8	50.83	22.05	2.771	2.29
4	224.07	65.9	83.44	11.59	5.8	0.57

**Tabelle 5.26: Querkräfte von Belastungskombinationen**

	ULS	SLS char.	SLS hauf	SLS quasi
Balken 1	648.4815	478.77	432.1755	346.88
Balken 2	768.3531	569.083	481.1872	303.87
Balken 3	900.4164	667.211	547.3214	296.77
<b>Balken 4</b>	<b>922.2285</b>	<b>684.54</b>	<b>551.2075</b>	<b>293.17</b>

## 6. BESTIMMUNG VON SPANNKRAFT

$\sigma_{\max} = 1420 \text{MPa}$  - die größte angewendte Spannung in dem Spannstahl

$n = 30$  - Anzahl der Spannseilen

$$P_{\max} = n \cdot A_{p1} \cdot \sigma_{\max} = 28,0,14 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 \cdot 1420 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 5,964 \text{MN} - \text{die größte Spannkraft}$$

$E_{cm} = 34000 \text{MPa}$  - Elastizitätsmodul des Betons

$E_p = 195000 \text{MPa}$  - Elastizitätsmodul des Spannstahls

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,74$$

$$I_{ideal} = I_b + \alpha \cdot n \cdot A_{p1} \cdot e_p^2 = 0,1007 \text{m}^4 + 5,74 \cdot 30 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 \cdot 0,498^2 \text{m}^2 = 0,107 \text{m}^4$$

Trägheitsmoment des Balkens

$$A_{ideal} = A_b + \alpha \cdot n \cdot A_{p1} = 0,519 \text{m}^2 + 5,74 \cdot 30 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 = 0,543 \text{m}^2 - \text{Fläche des Querschnittes des Balkens}$$

$z_o = 0,591 \text{m}$  der Abstand von dem Gleichgewichtspunkt bis zu oberer Ecke

$z_u = 0,609 \text{m}$  der Abstand von dem Gleichgewichtspunkt bis zu unterer Ecke

$e_p = 0,498 \text{m}$  der Abstand von dem Gleichgewichtspunkt des Querschnittes bis zum Schwerpunkt der Spannseile

$$W_o = \frac{I_{ideal}}{z_o} = 0,181 \text{m}^3 \quad \text{der Widerstandsmoment an der oberen Ecke des Querschnittes}$$

$$W_u = \frac{I_b}{z_u} = 0,176 \text{m}^3 \quad \text{der Widerstandsmoment an der unteren Ecke des Querschnittes}$$

### 6.1 Berechnung von der ersten Gruppe Verluste

$$\sigma_{\max} \leq \min \{ k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k} \} \quad [5]$$

$$\sigma_{\max} \leq \begin{cases} k_1 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{MPa} \\ k_2 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600 = 1440 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = 1420 \text{MPa} \leq 1440 \text{MPa}$$

### 6.1.1 Elastische Verzerrungen des Betons

Die Verluste von elastischen Betonsverzerrungen werden auf dem Schwerpunkt des Spannstahls sofort nach Vorspannen bestimmt:

$$\varepsilon_b = \frac{P_{\max}}{E_{cm} \cdot A_b} + \frac{P_{\max} \cdot e_p}{E_{cm} \cdot \frac{I_{ideal}}{e_p}} = \frac{5,964MN}{34000 \frac{MN}{m^2} \cdot 0,543m^2} + \frac{5,964MN \cdot 0,498m}{34000 \frac{MN}{m^2} \cdot 0,107m^4} = 0,731 \cdot 10^{-3}$$

Es ist angenommen, dank dem Zementmörtel, der Beton und der Spannstahl arbeiten zusammen =>  $\varepsilon_b = \varepsilon_s$

Die Verluste der Spannungen in dem Spannstahl nach elastischen Verzerrungen des Betons

$$\Delta\sigma_{p_i} = \varepsilon_s \cdot E_p = \varepsilon_b \cdot E_p = 0,731 \cdot 10^{-3} \cdot 195000MPa = 142,5MPa$$

### 6.1.2 Relaxation des Spannstahls Релаксация на напрегателната стомана

Es wird Klasse 2 der Relaxation angenommen: Seile mit niedriger Relaxation

$\rho_{1000} = 2,5\%$  - Verlust von Relaxation in % nach 1000 Stunde nach der Vorspannung bei mittlerer Temperatur 20°C

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p_i}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$\Delta\sigma_{pr}$  - ist absoluter Wert der Verluste von Relaxation

$\sigma_{p_i}$  - ist die größte Zugspannung, in dem Spannelement angewendet, mit kurzfristigen Verlusten vermindert

$t$  - ist die Zeit nach der Vorspannung ( in Stunden)  $t = 96h$

$$\mu = \frac{\sigma_{p_i}}{f_{pk}} = \frac{\sigma_{\max} - \Delta\sigma_{p_i}}{f_{pk}} = \frac{1277,5MPa}{1860MPa} = 0,687$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{p_i} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,687} \cdot \left(\frac{96}{1000}\right)^{0,75(1-0,687)} \cdot 10^{-5} = 6,298MPa$$

$$\sigma_{pmo} = \sigma_{p_i} - \Delta\sigma_{pr} = 1271MPa$$

Spannung nach kurzfristigen Prozessen ist:

$$\sigma_{pmo} = 1271MPa \quad P_{mo} = \sigma_{pmo} \cdot n \cdot A_{p1} = 30 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} m^2 \cdot 1271 \frac{MN}{m^2} = 5,34MN$$

$$\sigma_{pm0} \leq \min \{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\} \quad [2]$$

$$\sigma_{pm0} \leq \begin{cases} k_7 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395MPa \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1600 = 1360MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{pm0} = 1271MPa \leq 1360MPa$$

## 6.2 Berechnung der zweiten Gruppe bis zum 120. Tag

Es ist angenommen, dass die Balken, die vorgestellt werden, 120 Tage in Lager gestellt werden. Am 120. Tag werden an der Stelle montiert und die Platte wird betoniert.

### 6.2.1 Spannungen nach der ersten Gruppe Verlusten

Die Wichte des Betons wird  $\gamma_b = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$  angenommen.

$$M_{gb} = \frac{A_b \cdot \gamma_b \cdot L^2}{8} = \frac{0,519 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 27,25^2 \text{ m}^2}{8} = 1,204 \text{ MN}$$

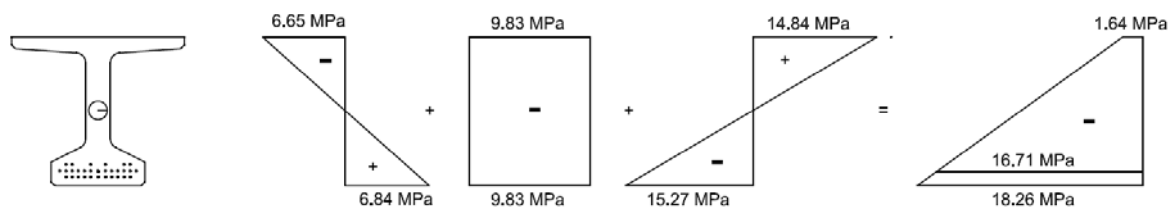
Die Spannungen vom Eigengewicht des Balkens sind:

$$\sigma_{gb} = \frac{M_{gb}}{W_{o/z}} \begin{cases} \frac{1,204 \text{ MNm}}{0,181 \text{ m}^3} = 6,65 \text{ MPa} \\ \frac{1,204 \text{ MNm}}{0,176 \text{ m}^3} = 6,84 \text{ MPa} \end{cases}$$

Die Spannungen von der Spannkraft sind:

$$\sigma_{P/A} = \frac{P_{m0}}{A_i} = \frac{5,34 \text{ MN}}{0,543 \text{ m}^2} = 9,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P.e/W} = \frac{P_{m0} \cdot e_p}{W_{o/z}} \begin{cases} \frac{5,34 \text{ MN} \cdot 0,498 \text{ m}}{0,181 \text{ m}^3} = 14,69 \text{ MPa} \\ \frac{5,34 \text{ MN} \cdot 0,498 \text{ m}}{0,176 \text{ m}^3} = 15,01 \text{ MPa} \end{cases}$$



**Diagramm 6.1: Spannungen nach der ersten Gruppe Verlusten**

Стойностите на напреженията трябва да бъдат по-малки от  $k_1 \cdot f_{ck} = 0,635 \text{ MPa} = 21 \text{ MPa}$ .

## 6.2.2 Verluste von Schwinden

### 6.2.2.1. Eigenschwinden

Der Endwert von Eigenschwinden ist:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,0625 \cdot 10^{-3}$$

$t_2 = 120$  d - Zeitpunkt, in der die Eigenschwinden bestimmt wird

Eigenschwinden bis zu dem 120. Tag

$$\varepsilon_{ca,t} = \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,888 \cdot 0,0625 \cdot 10^{-3} = 0,0555 \cdot 10^{-3}$$

### 6.2.2.2. Trocknungsschwinden

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left( (220 - 110\alpha_{ds1}) e^{\left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{as,t} = 1 - e^{(-0,2\sqrt{t_2})} = 0,888$$

$\alpha_{ds1} = 4$  Beiwert abhängig von dem Zement

$\alpha_{ds2} = 0,12$  Beiwert abhängig von dem Zement

$RH = 70\%$

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 176 \text{ mm} \rightarrow k_h = 0,8935$$

$A_c$ - die Fläche des Querschnittes des Balkens

$u$ - der Umfang des Querschnittes des Balkens

$$\beta_{RH} = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{70\%}{100\%} \right)^3 \right)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left( (220 - 110 \cdot 4) e^{\left( -0,12 \frac{43}{10} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot 1,55 \left( 1 - \left( \frac{70\%}{100\%} \right)^3 \right) = 0,32 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta_{ds(t_1,t_2)} = \frac{120 - 4}{120 - 4 + 0,4 \sqrt{h_0^3}} = 0,11$$

$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,262 \cdot 10^{-3}$  - der Endwert des Trocknungsschwinden

$\varepsilon_{cd,t} = \varepsilon_{cd,\infty} \cdot \beta_{ds(t_1,t_2)} = 0,0315 \cdot 10^{-3}$  - der Wert des Trocknungsschwindens im Zeitraum 0-120Tage

### 6.2.2.3 Gesamte Deformation von Schwinden bis zu dem 120. Tag

$$\varepsilon_{cs,t} = \varepsilon_{ca,t} + \varepsilon_{cd,t} = 0,087 \cdot 10^{-3}$$

### 6.2.3 Verluste von Relaxation

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$\Delta\sigma_{pr}$  - ist absoluter Wert der Verluste von Relaxation

$\sigma_{pm0}$  - Spannungen der Spannstahls nach kurzfristigen Verlusten

t- ist der Zeitpunkt nach Vorspannen ( in Stunden)  $t = 120 \cdot 24h = 2880h$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{\sigma_{max} - \Delta\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1271MPa}{1860MPa} = 0,683$$

$$\sigma_{pm0} = 1271MPa$$

$$\Delta\sigma_{pr2} = \sigma_{mp0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,683} \cdot \left(\frac{96}{1000}\right)^{0,75(1-0,683)} \cdot 10^{-5} - \Delta\sigma_{pr} = 7,247MPa$$

### 6.2.4 Kriechen

Wenn die Spannungen in dem Beton bei der quasi-statischen Belastungskombination größer als  $0,45 \cdot f_{ck}(t) = 0,45 \cdot 0,8 \cdot 35 = 12,6MPa$  sind, ist das Kriechen nicht linear.

Es ist angenommen, dass nach Bedampfung die Betonfestigkeits 80% von der zylindrischen Betonfestigkeits erreicht ist.

RH=70%- Feuchtigkeit

$$f_{cm} = 43MPa - \text{mittlere Druckfestigkeit}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 176mm - \text{bedingte Höhe}$$

$$E_{cm} = 34000MPa$$

$$E_{e0} = E_{cm} \cdot 1,05 = 35700MPa - \text{Elastizitätsmodul am Anfang der Spannung-Dehnungsdiagramm}$$

$T_1 = 32,5^\circ C$  - mittlere Temperatur bei Betonieren und Bedampfung des Betons

$T_2 = 10^\circ C$  - mittlere Temperatur im Lager

$t_1 = 1,5 d$  - Zeitspanne, bei der der Balken betoniert und bedampft wird

$t_2 = 2,5 d$  - die Zeitspanne nach der Bedampfung

$t_0 = 4d$  - Betonalter bei der ersten Belastung (Eigengewicht)

$t = 120d$  - Betonalter bis zu dem betrachteten Zeitmoment

$\sigma_c = 16,71MPa > 12,6MPa$  - nicht liniäres Kriechen

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = 0,866; \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = 0,96; \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,50} = 0,902$$

$$\beta_{cc} = e^{s_1 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)} = 0,663, \quad s_1 = 0,25 \text{ - für Normalzement}$$

$$f_{cm(t_0)} = \beta_{cc} \cdot f_{cm} = 28,496MPa$$

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,562$$

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{cm(t_0)}} = 0,586$$

$$t_{t_0} = e^{-\left(\frac{4000}{273+T_1}-13,65\right) \cdot t_1} + e^{-\left(\frac{4000}{273+T_2}+13,65\right) \cdot t_2} = 4,158$$

$$\beta_H = 1,5 \left(1 + (0,012 \cdot R_H)^{18}\right) h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 501,73 < 1500 \cdot \alpha_3 = 1353$$

$$\beta_{(t,t_0)} = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0}\right)^{0,3} = 0,605$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right) \alpha_1}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right] \alpha_2 = 1,404$$

$$\beta_{t_0} = \frac{1}{(1+t_0^{0,2})} = 0,699$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2,516$$

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_0 \cdot \beta_{(t,t_0)} = 1,523$$

$$\varphi_{k(t,t_0)} = \varphi_0 \cdot \beta_{(t,t_0)} \cdot e^{\left[1,5 \left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}} - 0,45\right)\right]} = 1,389$$



### 6.2.5 Verluste von Schwinden, Relaxation und Kriechen bis zu dem 120. Tag

$$\Delta\sigma_{p(c+s+r)} = \frac{\varepsilon_{cs,120} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p \varphi_{k(120,4)} \cdot 16,71}{E_{cm}}}{1 + \left(1 + \frac{A_{ideal} \cdot e_p^2}{I_{ideal}}\right) \left(1 + 0,8 \varphi_{k(120,4)}\right) \frac{E_p \cdot n \cdot A_{p1}}{E_{cm} \cdot A_{ideal}}} = 128,63 MPa$$

$$\sigma_{mp120} = \sigma_{mp0} - \Delta\sigma_{p(c+s+r)} = 1142 MPa$$

$$P_{mp120} = \sigma_{mp120} \cdot n \cdot A_{p1} = 4,8 MN$$

$$\Delta P_{mp120} = P_{mp0} - P_{mp120} = 0,54 MN$$

### 6.2.6 Spannungen nach ersten langfristigen Verlusten (zweite Gruppe)

- Spannungen nach ersten langfristigen Verlusten:

$$\sigma_{P/A} = \frac{0,54 N}{0,543 m^2} = 1 MPa$$

$$\sigma_{P \cdot e/W} = \frac{\Delta P_{m120} \cdot e_p}{W_{o/z}} \begin{cases} \frac{0,54 MN \cdot 0,498 m}{0,181 m^3} = 1,48 MPa \\ \frac{0,54 MN \cdot 0,498 m}{0,176 m^3} = 1,53 MPa \end{cases}$$

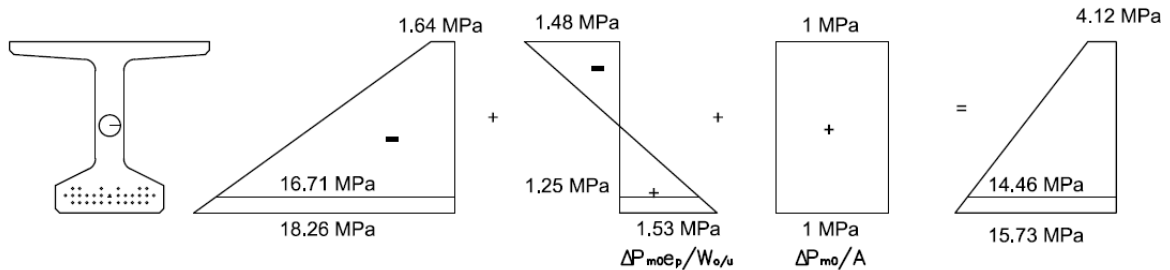


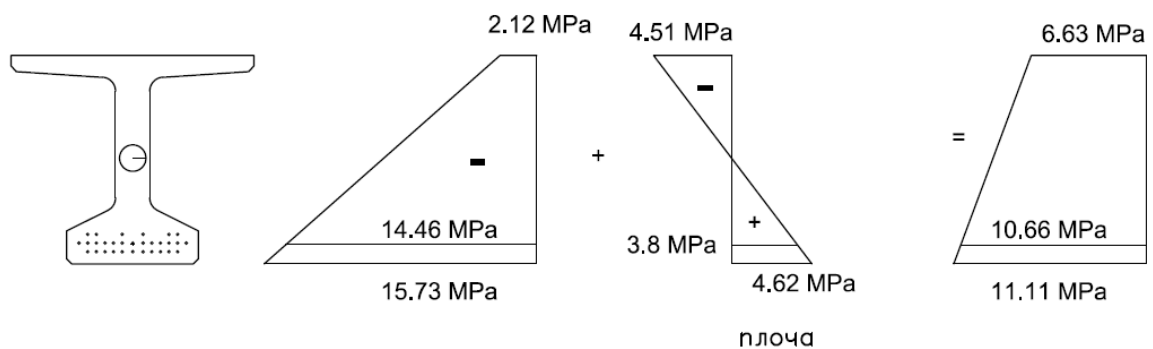
Diagramm 6.2: Spannungen nach 120 Tagen

### 6.3 Berechnungen der zweiten Gruppe Verluste von dem 120. Tag bis zur Unendlichkeit

- Spannungen von dem Frischbeton der Platte

$$M_{\text{плоча}} = \frac{0,22m \cdot 1,6m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 27,25^2}{8} = 0,817 MNm$$

$$\sigma_{\text{platte}} = \begin{cases} \frac{0,817 MNm}{0,181 m^3} = 4,51 MPa \\ \frac{0,817 MNm}{0,176 m^3} = 4,62 MPa \end{cases}$$



**Diagramm 6.3: Spannungen von dem Frischbeton der Platte**

Nach Erhärten der Platte wird der Querschnitt von Balken zum Plattenbalken übergegangen, d.h. die geometrischen Eigenschaften verändern sich:

$$I_{\text{ideal}} = I_b + \alpha \cdot n \cdot A_{p1} \cdot e_p^2 = 0,1962 m^4 + 5,74 \cdot 30 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} m^2 \cdot (0,761 m)^2 = 0,2102 m^4 -$$

Trägheitsmoment

$$A_{\text{ideel}} = A_b + \alpha \cdot n \cdot A_{p1} = 0,839 m^2 + 5,74 \cdot 30 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} m^2 = 0,863 m^2 - \text{Fläche des Querschnittes}$$

$z_o = 0,527 m$  - der Abstand von dem Gleichgewichtspunkt des Plattenbalkens bis zu oberer Ecke

$z_u = 0,873 m$  - der Abstand von dem Gleichgewichtspunkt des Plattenbalkens bis zu unterer Ecke

$e_p = 0,761 m$  - der Abstand von dem Gleichgewichtspunkt des Querschnittes des Plattenbalkens bis zu dem Gleichgewichtspunkt der Spannseile

$W_o = \frac{I_{ideal}}{z_o} = 0,399m^3$  - der Widerstandsmoment an der oberen Ecke des Querschnittes des Plattenbalkens

$W_u = \frac{I_b}{z_u} = 0,241m^3$  - der Widerstandsmoment an der unteren Ecke des Querschnittes des Plattenbalkens

- Spannungen von anderen ständigen Belastungen

$$M = 0,562MNm$$

$$\sigma_{st.g.} = \begin{cases} \frac{0,562MNm}{0,399m^3} = 1,40MPa \\ \frac{0,562MNm}{0,241m^3} = 2,33MPa \end{cases}$$

- Spannungen infolge verschiedenen Schwinden in der Platte und in dem Balken

$$\varepsilon_{0,\infty,platte} = -0,3487 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{0,\infty,balken} = -0,3487 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{0,120,balken} = -0,087 \cdot 10^{-3}$$

$$E_{cm} = 34000MPa$$

$$A_c = 0,352m^2$$

$$\varphi_{(\infty,120)} = 1,039$$

$$\varepsilon_{eff.} = \varepsilon_{0,\infty,platte} - (\varepsilon_{0,\infty,balken} - \varepsilon_{0,120,balken}) = -0,087 \cdot 10^{-3}$$

$\varepsilon_{eff.}$  - Unterschied zwischen beiden Schwinden

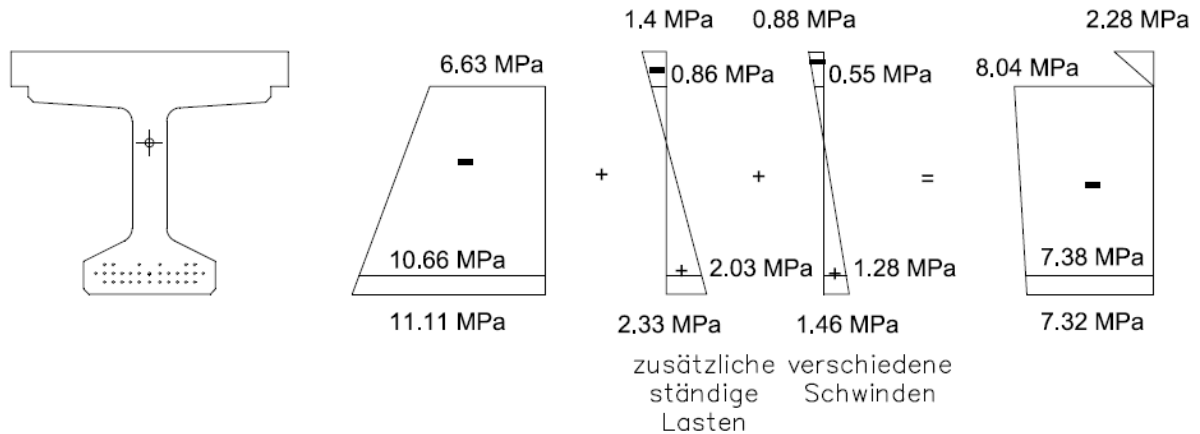
Infolge verschiedenen Schwinden in der Platte und in dem Balken wird zusätzlicher Moment hervorgerufen. Dieser zusätzliche Moment kann als ein Paar von Kräften dargestellt werden, dass sie in den Schwerpunketen der Platte und des Balkens angewendet werden.

$$N_{\varepsilon_{eff.}} = \varepsilon_{eff.} \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot \frac{1}{(1 + \varphi_{(120,\infty)})} = 0,51MN$$

$$z_{\varepsilon_{eff.}} = 0,691m$$

$$M_{\varepsilon_{eff.}} = N_{\varepsilon_{eff.}} \cdot z_{\varepsilon_{eff.}} = 0,352MNm$$

$$\sigma_{\varepsilon_{\text{eff.}}} = \begin{cases} \frac{0,352 \text{ MNm}}{0,399 \text{ m}^3} = 0,88 \text{ MPa} \\ \frac{0,352 \text{ MNm}}{0,241 \text{ m}^3} = 1,46 \text{ MPa} \end{cases}$$



**Diagramm 6.4: Spannungen infolge anderer ständiger Belastungen und verschiedener Schwinden**

### 6.3.1 Schwinden

#### 6.3.1.1. Der Endwert des Eigenschwindens

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,0625 \cdot 10^{-3}$$

#### 6.3.1.2. Das Trocknungsschwinden

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left( (220 - 110\alpha_{ds1}) e^{\left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$\alpha_{ds1} = 4$  Beiwert abhängig von dem Zement

$\alpha_{ds2} = 0,12$  Beiwert abhängig von dem Zement

$RH = 70\%$

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$

$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 251 \text{ mm} \rightarrow k_h = 0,799$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{70\%}{100\%} \right)^3 \right)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left( (220 - 110,4) e^{\left( -0,12 \frac{43}{10} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot 1,55 \left( 1 - \left( \frac{70\%}{100\%} \right)^3 \right) = 0,32 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,256 \cdot 10^{-3} \text{ - der Endwert des Trocknungsschwindens}$$

### 6.3.1.3. Der Endwert des Schwindens

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{ca,\infty} + \varepsilon_{cd,\infty} = 0,318 \cdot 10^{-3},$$

$$\varepsilon_{cs(120,\infty)} = \varepsilon_{cs,\infty} - \varepsilon_{cs(0,120)} = 0,231 \cdot 10^{-3}$$

, wo  $\varepsilon_{cs(0,120)}$  ist das Gesamtschwinden des Balken bis zu dem 120. Tag

### 6.3.2 Relaxation

$$\frac{\Delta \sigma_{pr3}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} - \Delta \sigma_{pr} - \Delta \sigma_{pr2}$$

$\Delta \sigma_{pr}$  - ist absoluter Wert der Verluste von Relaxation

$\sigma_{pm0}$  - Spannungen der Spannstahls nach den ersten langfristigen Verlusten

Die langfristigen Werte der Verluste von Relaxation kann für Zeitspanne  $t = 500\,000$  Stunde (d.h. 57 Jahre) gewertet werden.

$t$  - die Zeitspanne nach Vorspannen ( in Stunden) –  $t = 500\,000 - 2880 = 497\,120$ h

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{\sigma_{\max} - \Delta \sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1142 \text{ MPa}}{1860 \text{ MPa}} = 0,614$$

$\sigma_{pm0} = 1142 \text{ MPa}$  - Spannungen in den Spannseilen nach der zweiten Gruppe Verluste vor dem 120. Tag

$$\Delta \sigma_{pr} = \sigma_{pm0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,614} \cdot \left( \frac{497120}{1000} \right)^{0,75(1-0,614)} \cdot 10^{-5} - \Delta \sigma_{pr} - \Delta \sigma_{pr2} = 16,872 \text{ MPa}$$

### 6.3.3 Kriechen

$RH = 70\%$  - die Feuchtigkeit

$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$  - mittlere Druckfestigkeit

$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 251 \text{ mm}$  - bedingte Höhe

$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$

$E_{e0} = E_{cm} \cdot 1,05 = 35700 \text{ MPa}$  - Elastizitätsmodul am Anfang der Spannung-Dehnungsdiagramm

$T_1 = 32,5^\circ\text{C}$  - mittlere Temperatur bei Betonieren und Bedampfung des Betons

$T_2 = 10^\circ\text{C}$  - mittlere Temperatur bei Lager

$t_1 = 1,5 \text{ d}$  - Zeitspanne, bei der der Balken betoniert und bedampft wird

$t_2 = 2,5 \text{ d}$  - die Zeitspanne nach der Bedampfung

$t_0 = 4 \text{ d}$  - Betonalter bei der ersten Belastung (Eigengewicht)

$t = 10000 \text{ d}$  - das Betonalter, das als Unendlichkeit angenommen sein kann

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = 0,866; \quad \alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = 0,96; \quad \alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,50} = 0,902$$

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,562$$

$$t_{t_0} = e^{-\left( \frac{4000}{273+T_1} - 13,65 \right)} \cdot t_1 + e^{-\left( \frac{4000}{273+T_2} + 13,65 \right)} \cdot t_2 = 4,158$$

$$\beta_H = 1,5 \left( 1 + (0,012 \cdot R_H)^{18} \right) h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 618 < 1500 \cdot \alpha_3 = 1353$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{\left( 1 - \frac{RH}{100} \right) \alpha_1}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \alpha_2 = 1,355$$

$$\beta_{t_0} = \frac{1}{(1 + t_0^{0,2})} = 0,699$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2,428$$

$$\varphi_{(\infty,120)} = \varphi_\infty - \varphi_{(0,120)} = 2,516 - 1,389 = 1,127$$

### 6.3.4 Verluste von Schwinden, Relaxation und Kriechen nach dem 120. Tag bis Unendlichkeit

$$\Delta \sigma_{p(c+s+r)} = \frac{\varepsilon_{cs120,\infty} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p \varphi_{(\infty,120)} \cdot 7,38}{E_{cm}}}{1 + \left( 1 + \frac{A_{ideal} \cdot e_p^2}{I_{ideal}} \right) (1 + 0,8 \varphi_{k(\infty,120)}) \frac{E_p \cdot n \cdot A_{p1}}{E_{cm} \cdot A_{ideal}}} = 57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_\infty = \sigma_{mp120} - \Delta \sigma_{p(c+s+r)} = 1085 \text{ MPa}$$

$$P_{\infty} = \sigma_{\infty} \cdot n \cdot A_{p1} = 4,56 MN$$

$$\Delta P_{\infty} = P_{mp120} - P_{\infty} = 0,24 MN$$

### 6.3.5 Verluste nach den zweiten langfristigen Verlusten

- Spannungen infolge der zweiten langfristigen Verluste

$$\sigma_{\frac{\Delta P_{\infty} \cdot e}{W}} = \begin{cases} \frac{0,24 MN \cdot 0,761 m}{0,397 m^3} = 0,46 MPa \\ \frac{0,24 MN \cdot 0,761 m}{0,24 m^3} = 0,76 MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{P_{\infty}/A} = \frac{0,24 MN}{0,863 m^2} = 0,28 MPa$$

- Spannungen von den Verkehrsbelastungen der häufigen Belastungskombination des Zustands der Gebrauchstauglichkeit

$$\sigma_{Traffic} = \begin{cases} \frac{1,44 MNm}{0,399 m^3} = 3,60 MPa \\ \frac{1,44 MNm}{0,241 m^3} = 5,98 MPa \end{cases}$$

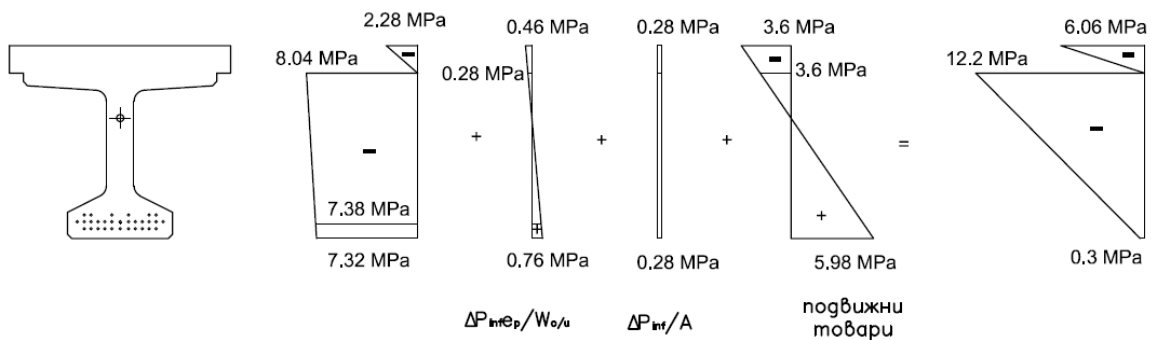


Diagramm 6.5: Die Endwerte der Spannungen

## 7. NACHWEIS DES ZUSTANDES DER TRAGFÄHIGKEIT FÜR DEN VORGESPANNTEN BALKEN

### 7.1 Nachweis der Tragfähigkeit auf Biegung

Relative Dehnung, die von dem Vorspannen bekommen wird, ist:

$$\varepsilon_{\infty} = \frac{\sigma_{\infty}}{E_p} = \frac{1085 \text{ MPa}}{195000 \text{ MPa}} = 5,564 \cdot 10^{-3}$$

$$\max \varepsilon_{rest} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{\infty} = 20 \cdot 10^{-3} - 5,564 \cdot 10^{-3} = 14,436 \cdot 10^{-3}$$

Bestimmung des Zustandes der Tragfähigkeit auf Biegung wird durch Iteration berechnet.

Angenommen:

Die Nulllinie wird auf 1,11 m von der unteren Ecke des Querschnittes angenommen.

Die Zerstörung des Querschnittes wird von der gedruckten Ecke der Druckzone angefangen. Da ist die Stauchung gleich die maximale zulässige Stauchung  $-3,5 \cdot 10^{-3}$ .

Die Dehnungslinie wird nach Bernoulischem Gesetz aufgezeichnet und die relative Dehnung in dem Schwerpunkt der Spannseile abgelesen. Die maximale relative Dehnung ist gleich der Summe der relativen Dehnung von Vorspannen und der relativen Dehnung von dem Zustand der Tragfähigkeit. Die Arbeitsdiagramm des Betons wird in der Druckzone gemäß der Höhe der Druckzone aufgezeichnet. Die Spannungen werden für der Bestimmung der Resultierenden integriert.

Die Summe der horizontalen Kräfte muss in dem Gleichgewicht sein.

$$F_{cd} = 6,423 \text{ MN}$$

$$\varepsilon_{ud} = 11,08 \cdot 10^{-3} + 5,564 \cdot 10^{-3} = 17,36 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = 1544 \text{ MPa}$$

$$F_{ps} = \sigma_p \cdot n \cdot A_{p1} = 1544 \text{ MPa} \cdot 30 \cdot 0,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 6,484 \text{ MN}$$

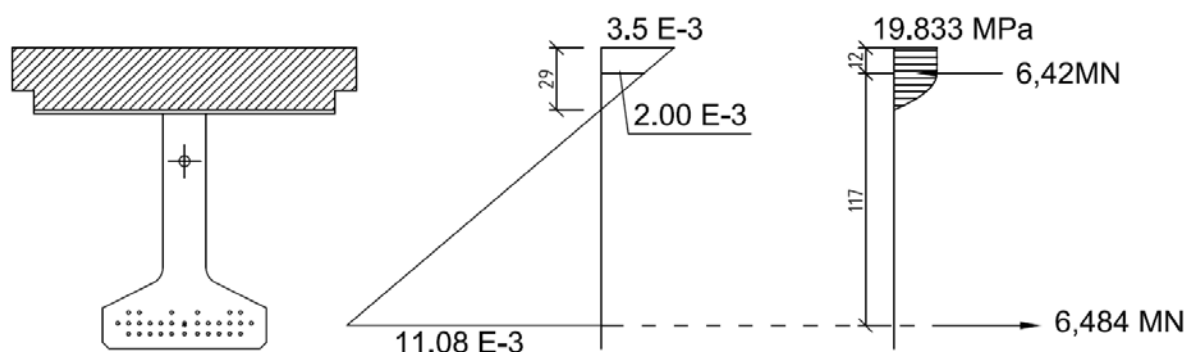


Diagramm 7.1: Tragfähigkeit des Querschnittes



Der Arm des Kraftpaars wird abgelesen und ist 1,17m. Der Fehler ist vernachlässig klein.

$$\frac{6,484MN - 6,42MN}{6,42MN} = 1\% .$$

Der Moment der Tragfähigkeit ist:

$$M_{Trag} = F_{cd} \cdot z = 6,42MN \cdot 1,17m = 7,51MNm$$

Der maximalen Bemessungsmoment von der Belastungskombinationen ist:

$$M_{ULS} = 6,422MNm$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit auf Biegung ist versichert.

## 7.2 Nachweis der Tragfähigkeit auf Querkraft

Für Berechnung der Querbewehrung wird eine Analyse für Winkel  $\theta$  mit dem Programm Mathcad 14 gemacht. Die Berechnungen werden in dem Anhang A gegeben.

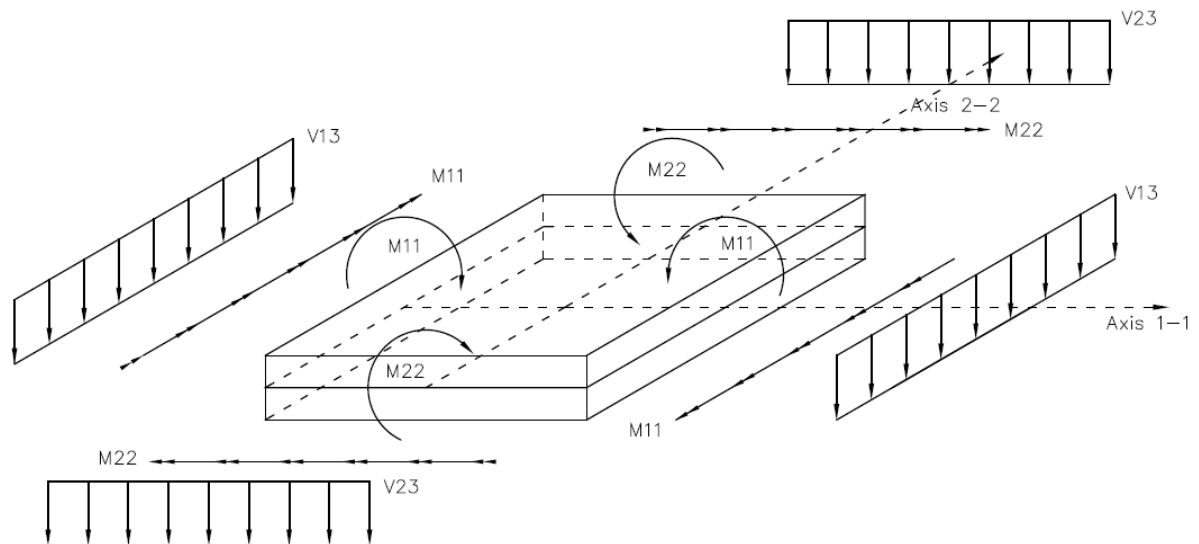
$$V_{ULS,L/2} = 0,226MN < 1,239MN - N12 \text{ auf } 20 \text{ cm wird angenommen.}$$

$$V_{ULS,L/4} = 0,525MN < 1,239MN - N12 \text{ auf } 20 \text{ cm wird angenommen.}$$

$$V_{ULS,L} = 0,922MN < 1,239MN - N12 \text{ auf } 20 \text{ cm wird angenommen.}$$

## 8. MODELLIERUNG UND BELASTUNG DER PLATTE FÜR BESTIMMUNG DER SCHNITTKRÄFTEN

Es wird oben beschriebenes Modell genutzt. Die Platte wird als Netz aus FE modelliert.



### 8.1 Belastung von Eigengewicht

Die Belastung von dem Eigengewicht wird als Flächenbelastung auf den FE modelliert.

$$p = \gamma_B \cdot h_{\text{platte}} = 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,22 \text{ m} = 5,5 \text{ kN/m}^2.$$

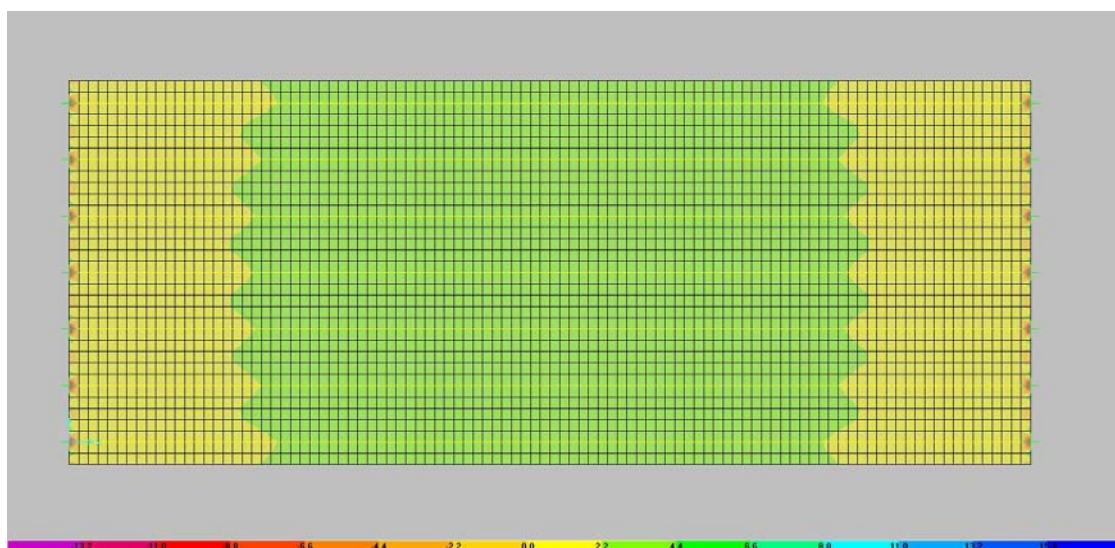
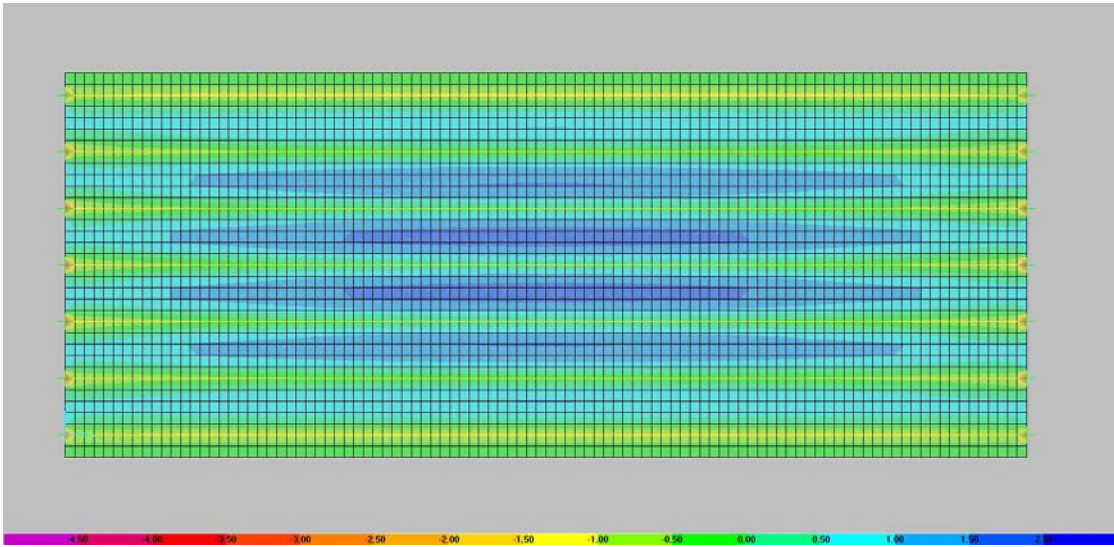
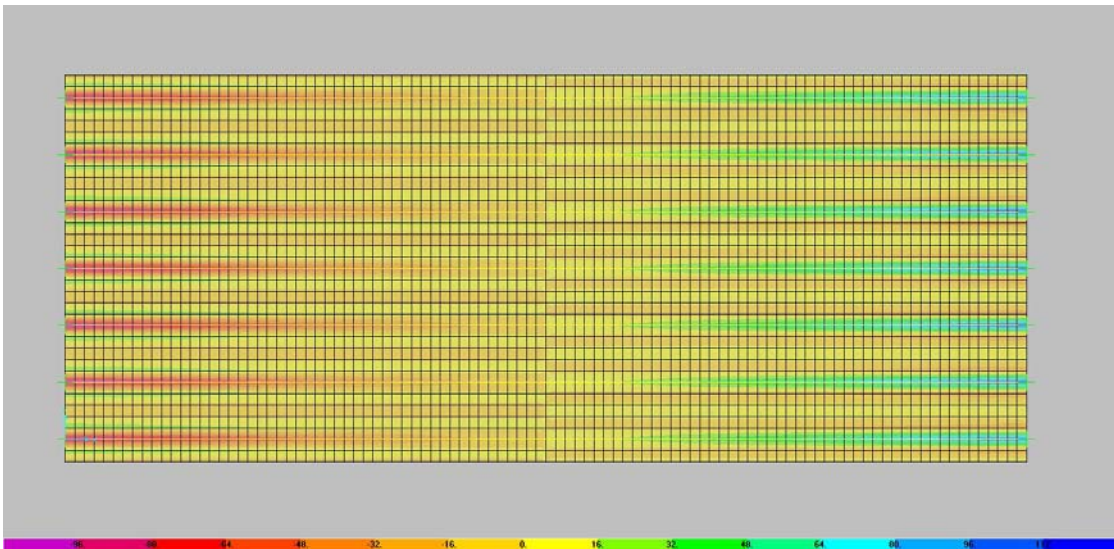


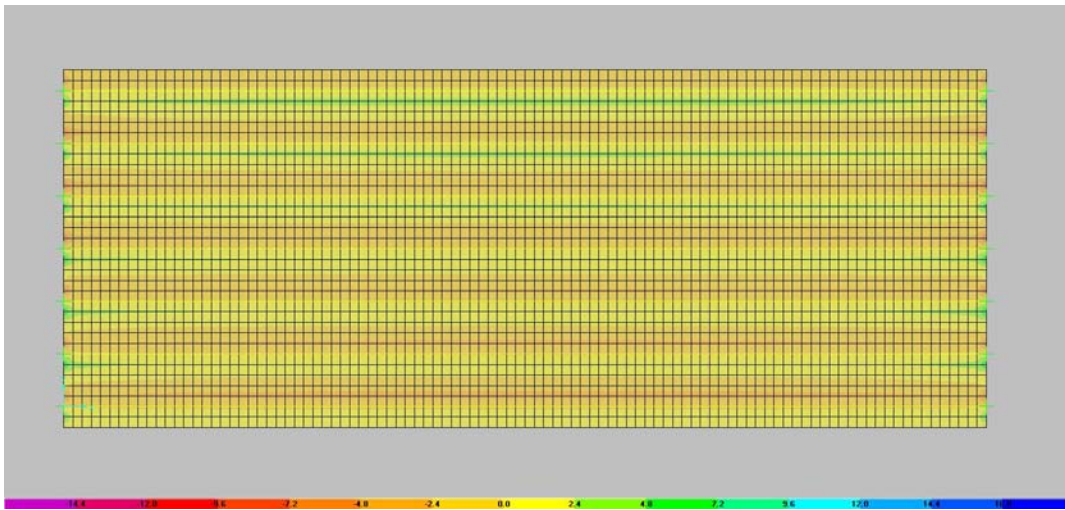
Diagramm 8.1: Biegemoment  $M_{11}$



**Diagramm 8.2: Biegemoment  $M_{22}$**



**Diagramm 8.3: Querkräfte  $V_{13}$**



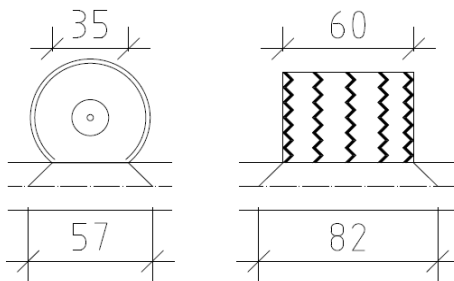
**Diagramm 8.4: Querkräfte V23**

**Tabelle 8.1: Die Ergebnisse von der Belastung**

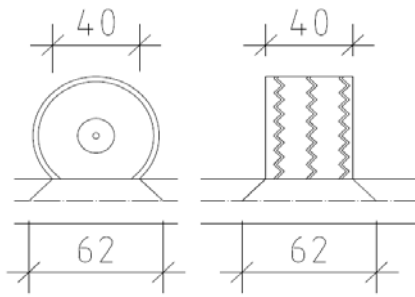
		Feld				Stütze			
		M1-1 kNm/m	M2-2 kNm/m	V1-3 kN/m	V2-3 kN/m	M1-1 kNm/m	M2-2 kNm/m	V1-3 kN/m	V2-3 kN/m
EG	+	4	2	4	2.5	4	0	6	0
	-	0	0	-6	-2.7	0	-1	-15	-1

## 8.2 Belastung von dem Verkehr

- Verkehrsstempel von LM 2

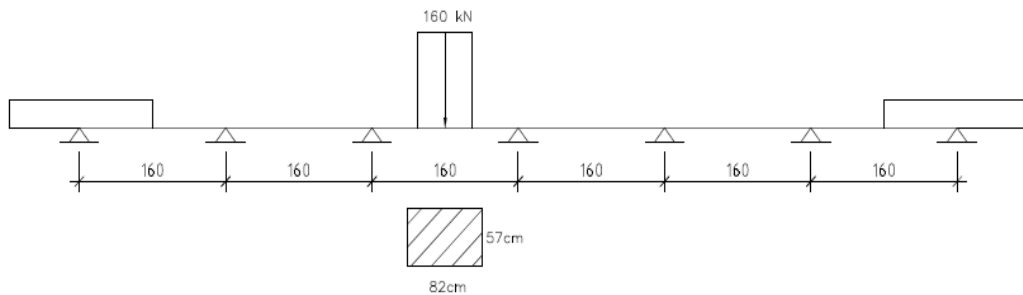


- Verkehrsstempel von LM 1



## 8.2.1 Belastung von Eizelrad (LM2) I- Variante

### 8.2.1.1. Statisches Schema



### 8.2.1.2. Diagramme infolge der Analyse

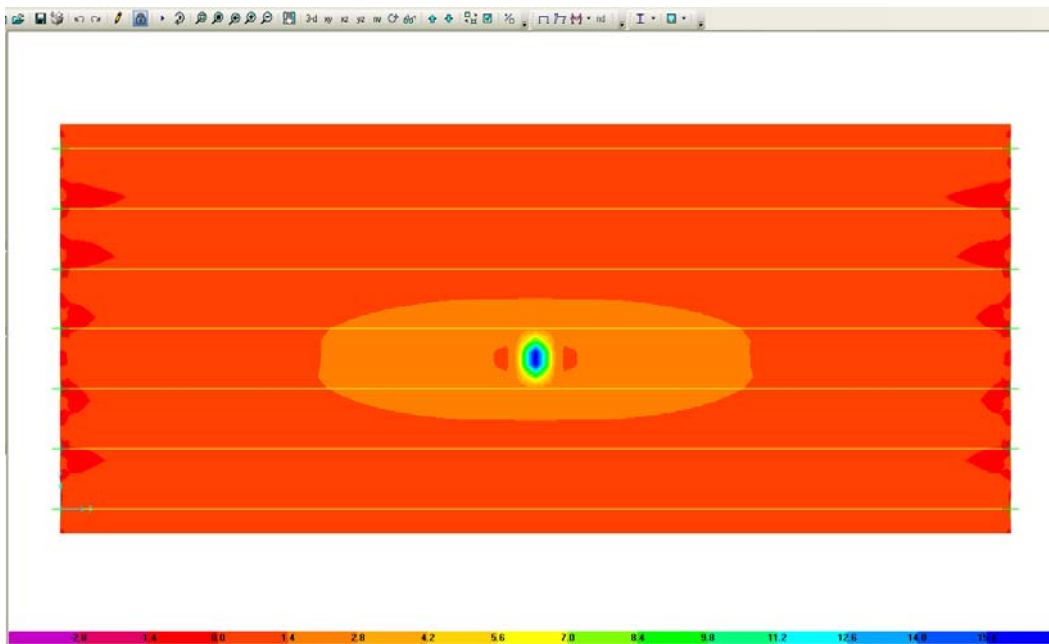
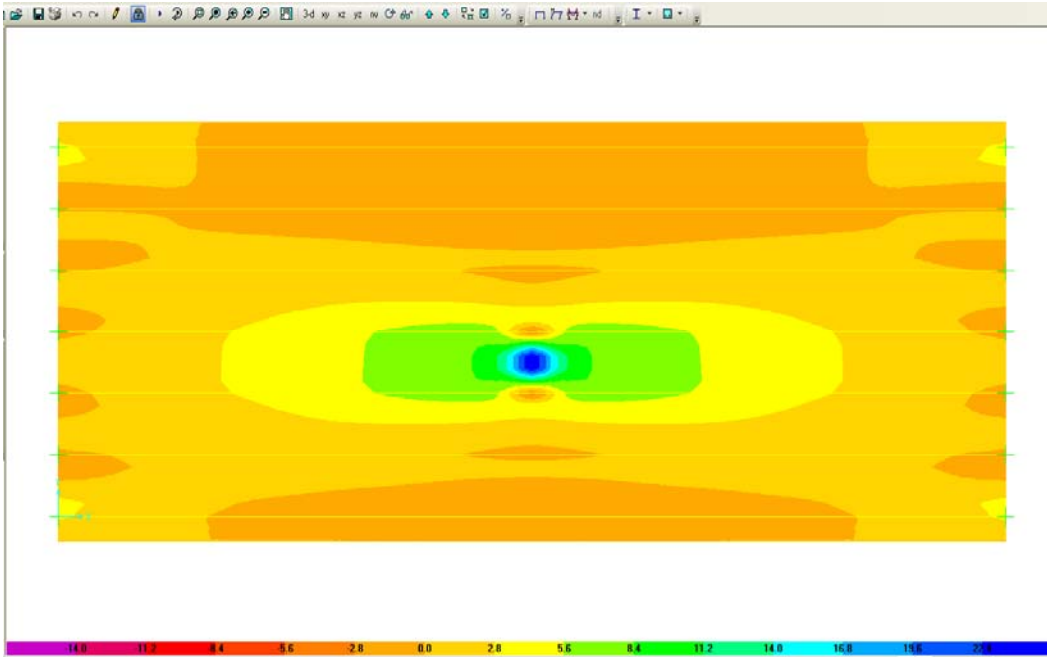
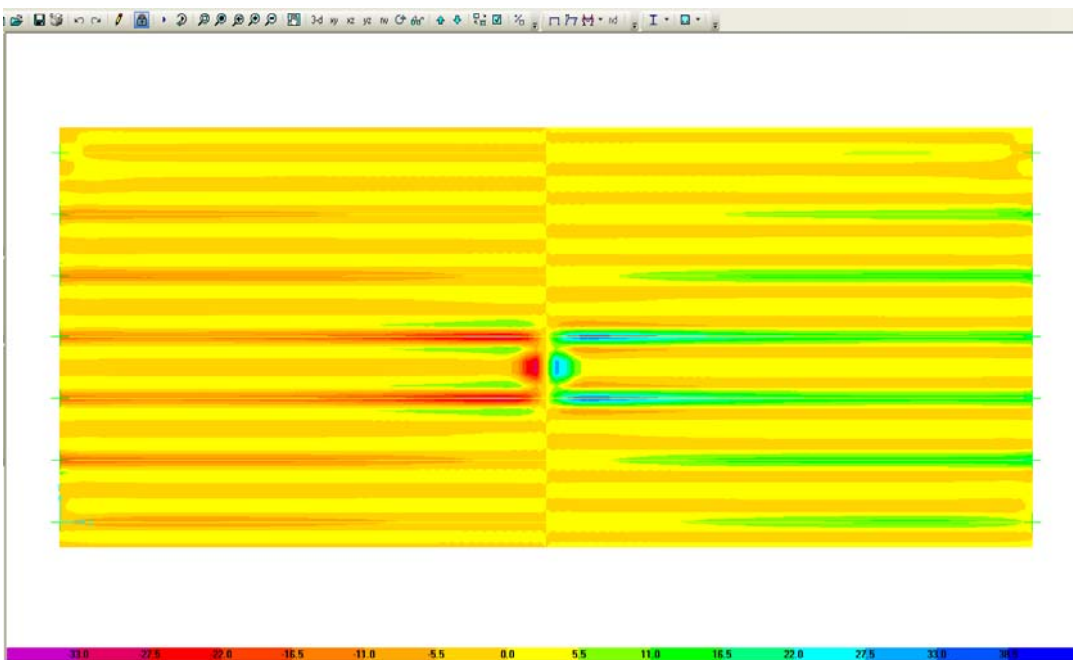


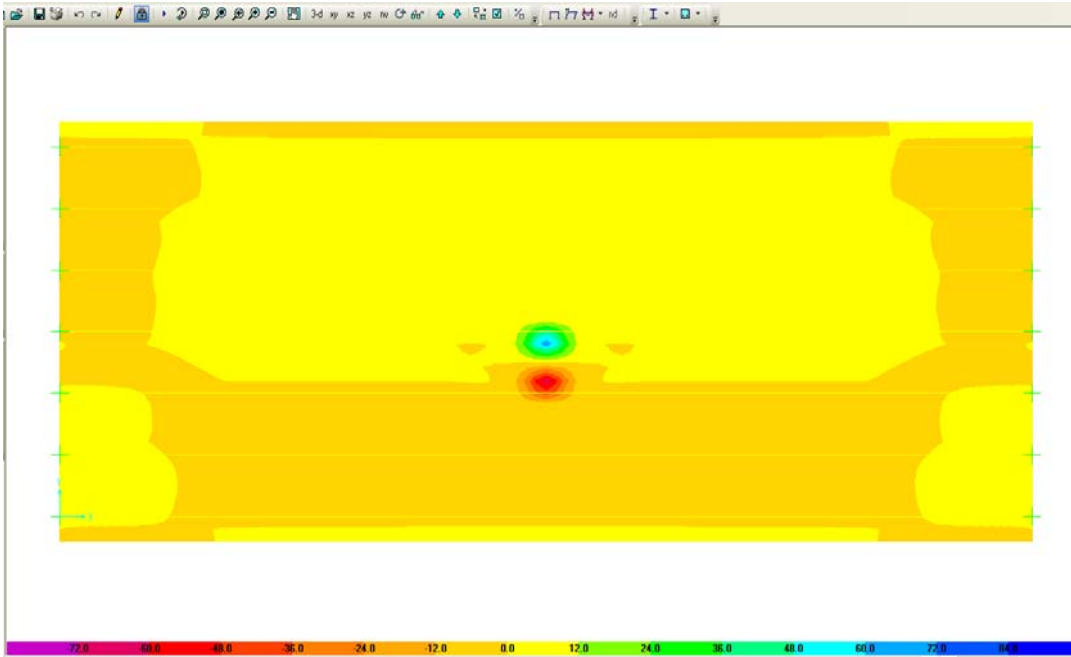
Diagramm 8.5: Biegemoment M11



**Diagramm 8.6: Biegemoment  $M_{22}$**



**Diagramm 8.7: Querkräfte  $V_{13}$**



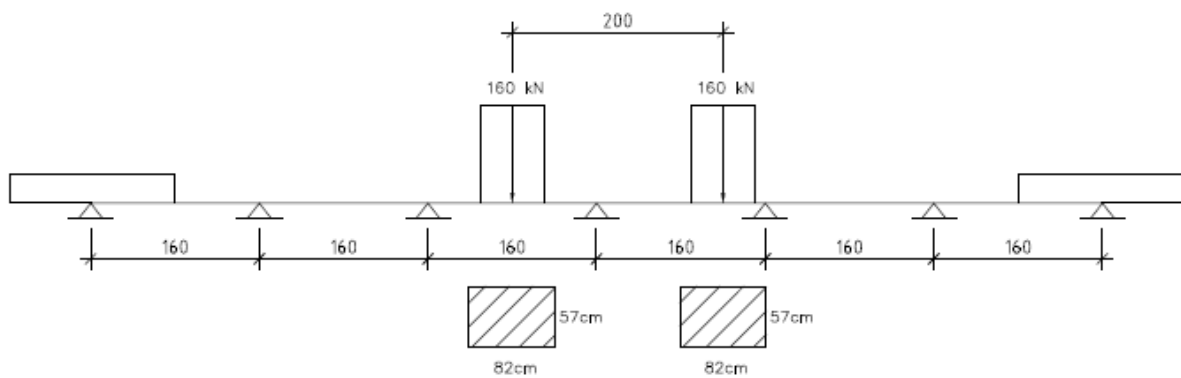
**Diagramm 8.8: Querkräfte V23**

**Tabelle 8.2: Die Ergebnisse von der Belastung**

	Поле				Опора			
	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
LM2-1	16	25	29	12	13	19	17	66

## 8.2.2 Belastung von LM-2 II Variante

### 8.2.2.1 Statisches Schema



### 8.2.2.2 Diagramme infolge der Analyse

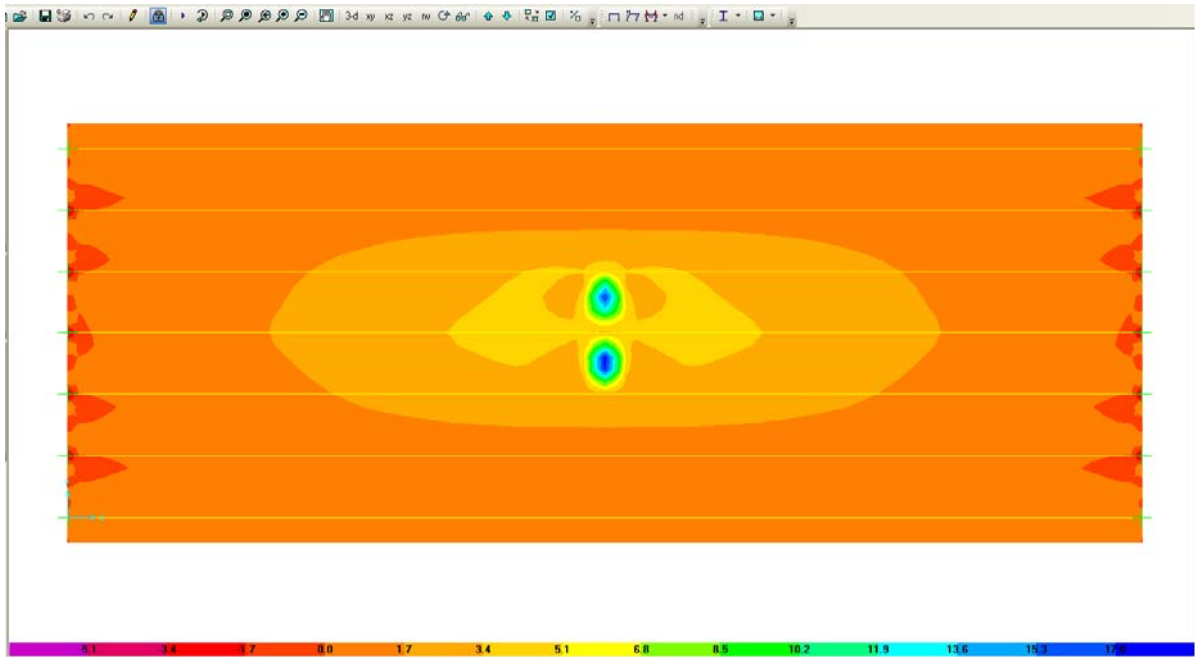


Diagramm 8.9: Biegemoment  $M_{11}$

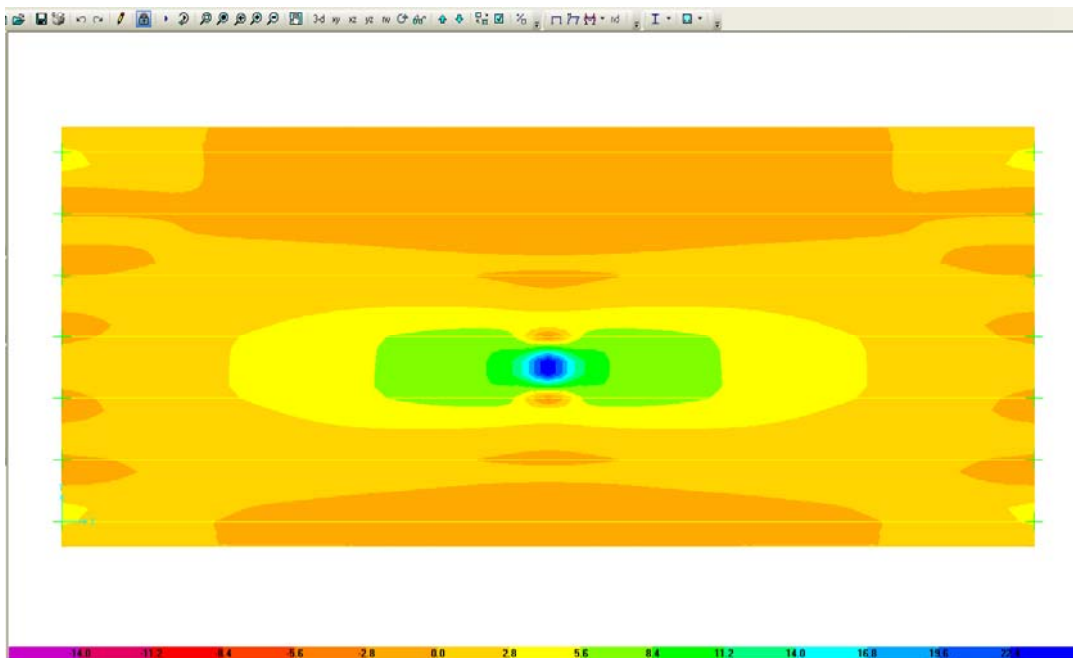


Diagramm 8.10: Biegemoment  $M_{22}$



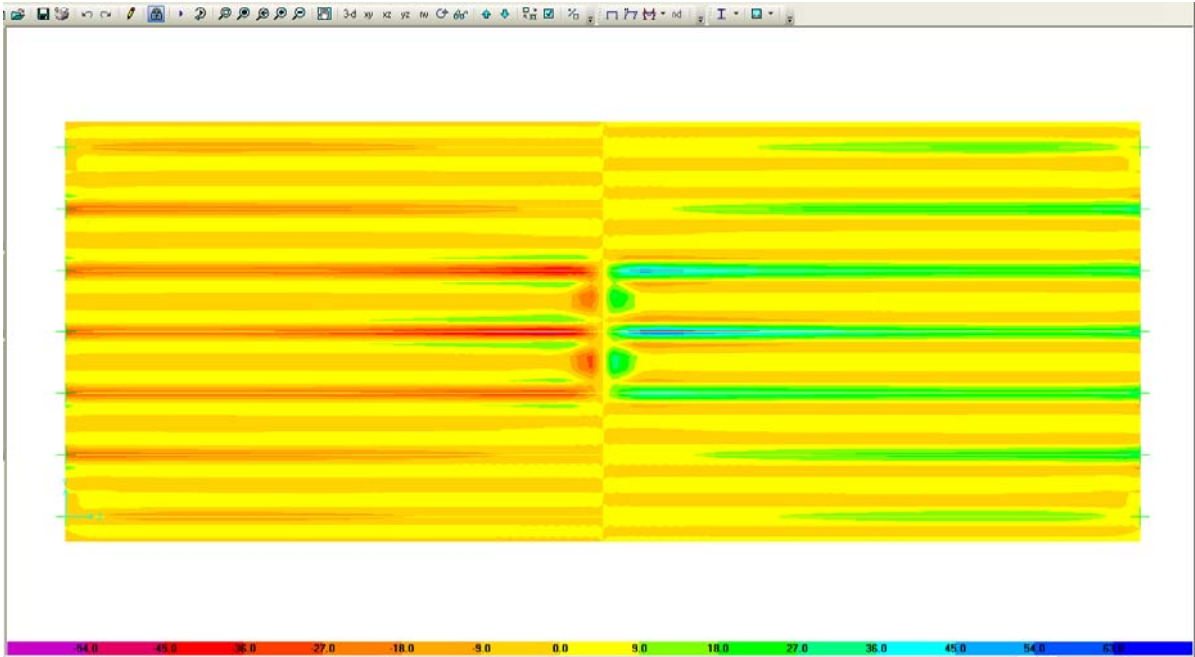


Diagramm 8.11: Querkräfte V13

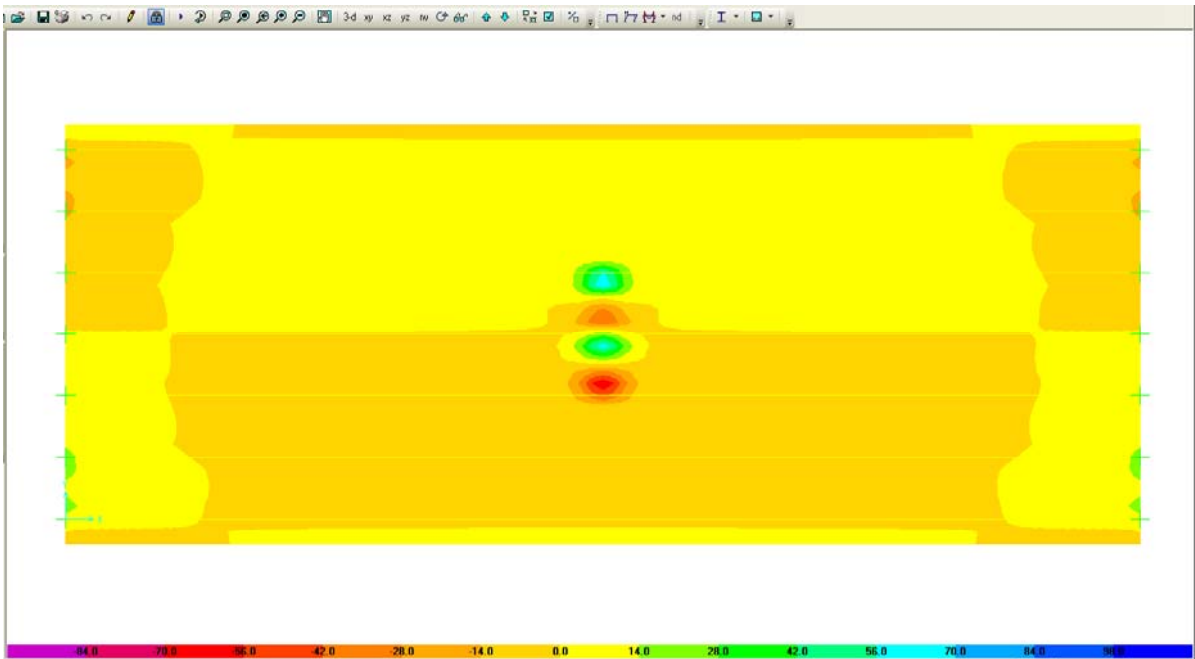


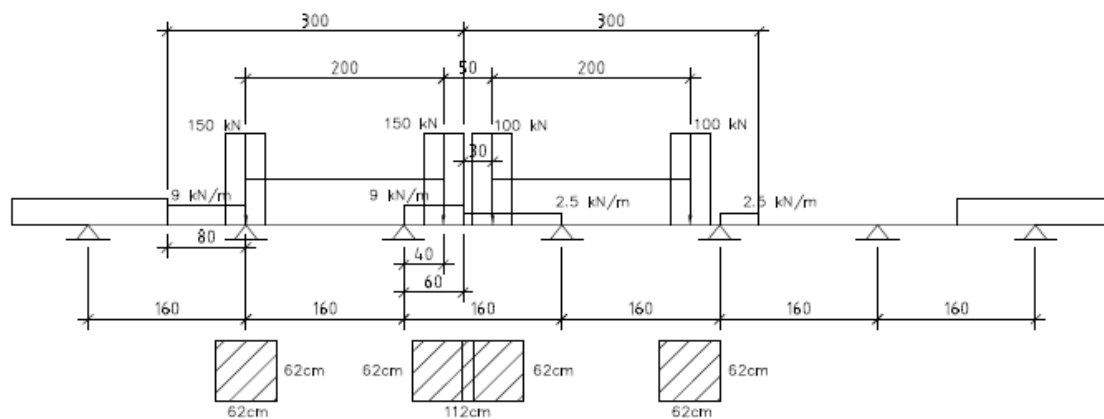
Diagramm 8.12: Querkräfte V23

**Tabelle 8.3: Die Ergebnisse von der Belastung**

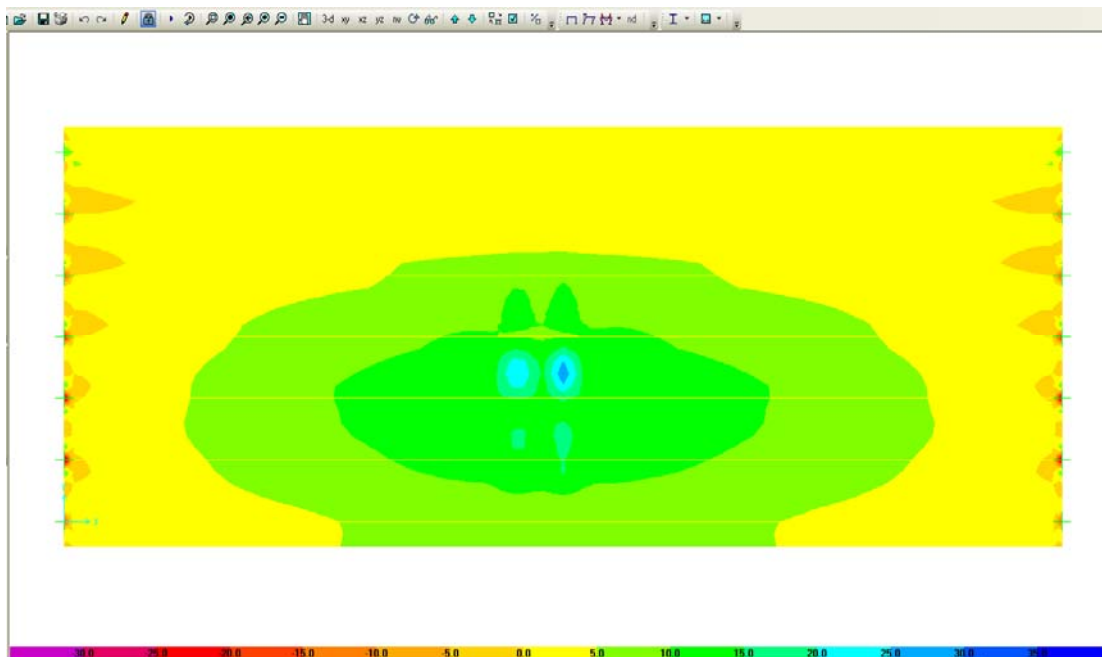
	Поле				Опора			
	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
LM2-2	17	25	28	47	13	19	23	63

### 8.2.3 Belastung von LM1- III Variante

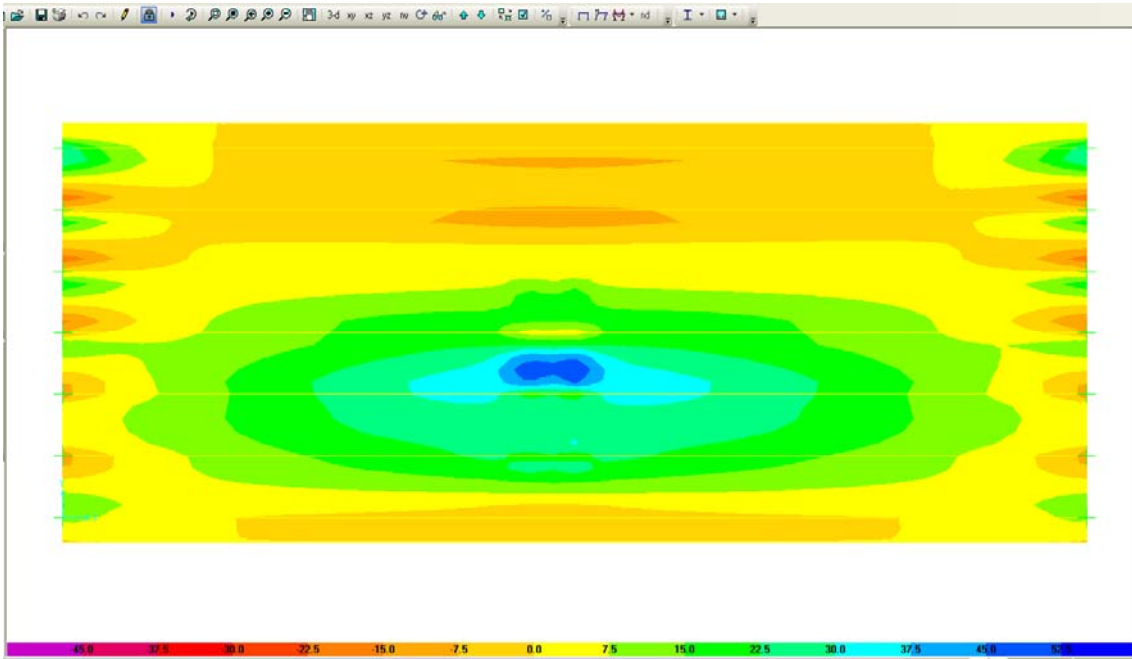
#### 8.2.3.1 Statisches Schema



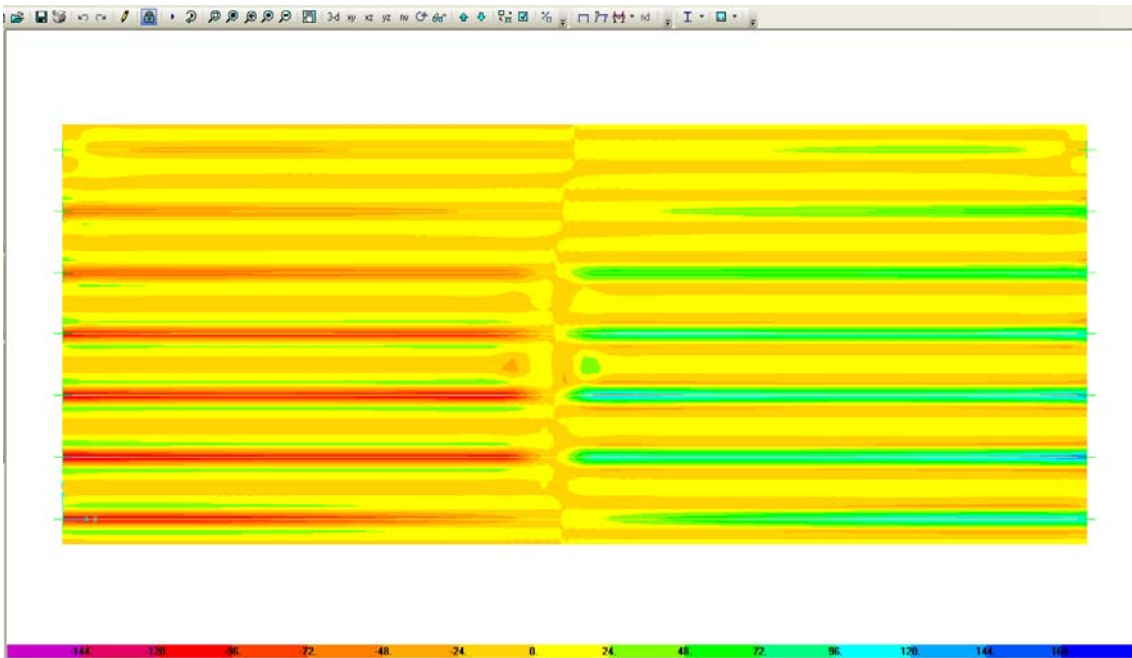
#### 8.2.3.2 Diagramme infolge der Analyse



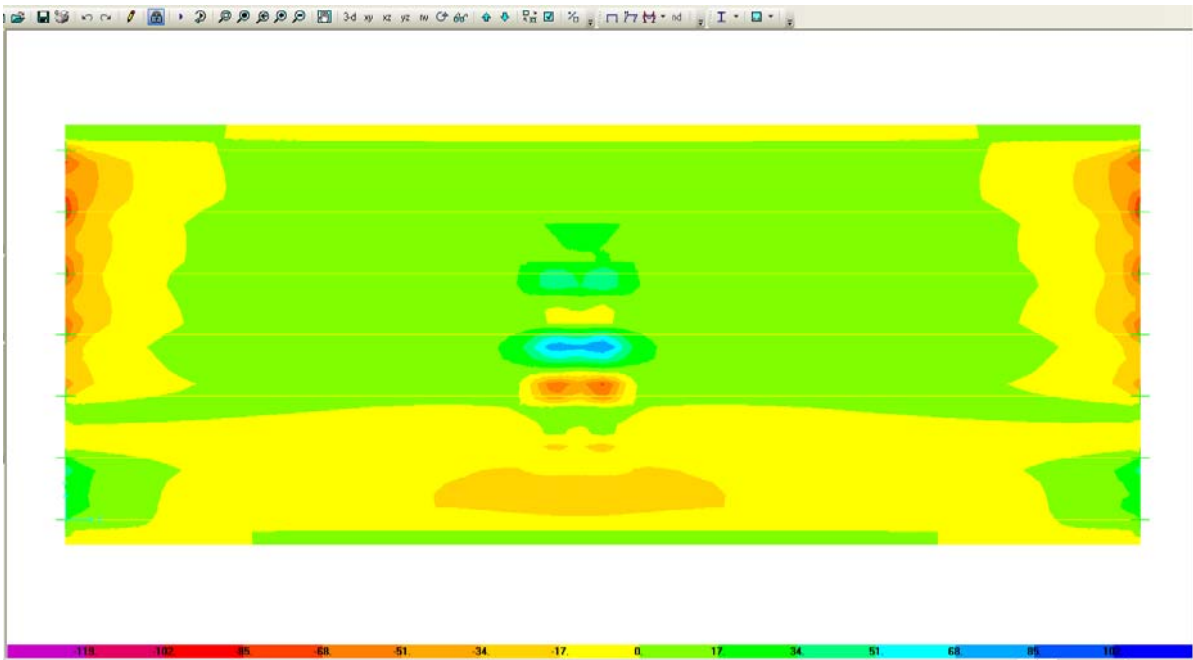
**Diagramm 8.13: Biegemoment M11**



**Diagramm 8.14: Biegemoment  $M_{22}$**



**Diagramm 8.15: Querkräfte  $V_{13}$**



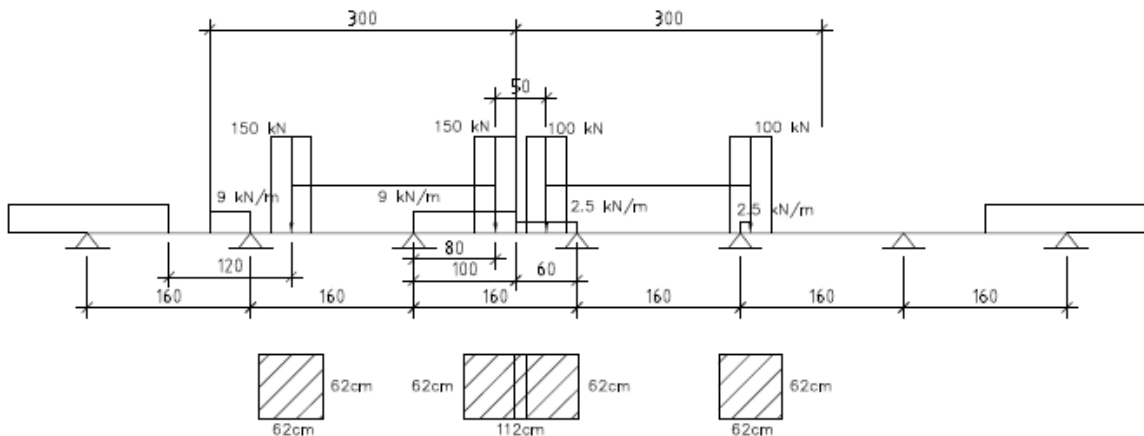
**Diagramm 8.16: Querkräfte V23**

**Tabelle 8.4: Ergebnisse von der Belastung**

	Feld				Stütze			
	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
LM1-III	28	52	28	78	24	46	38	44

## 8.2.4 Belastung von LM1- IV Variante

### 8.2.4.1 Statisches Schema



### 8.2.4.2 Diagramme von der Analyse

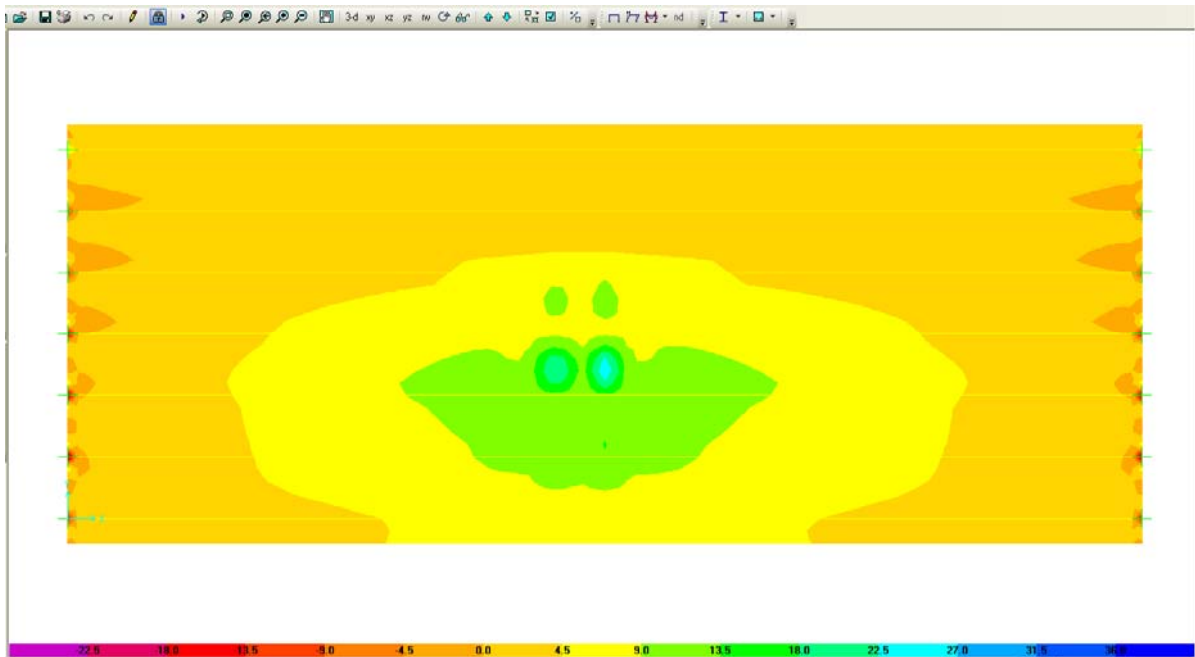


Diagramm 8.17: Biegemoment  $M_{11}$

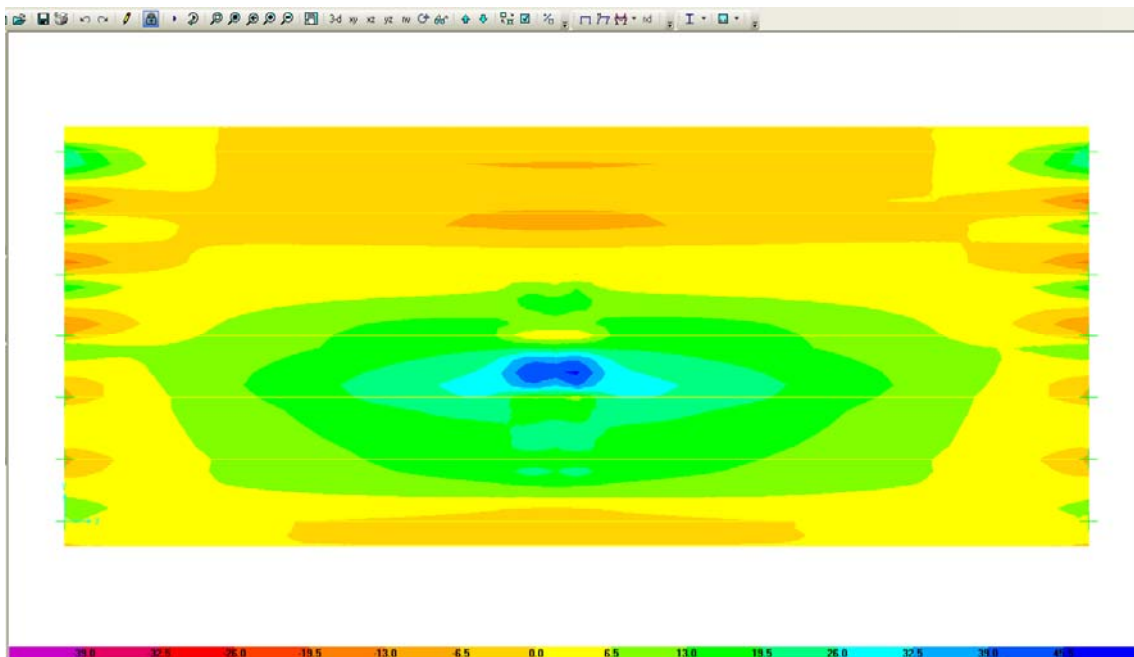
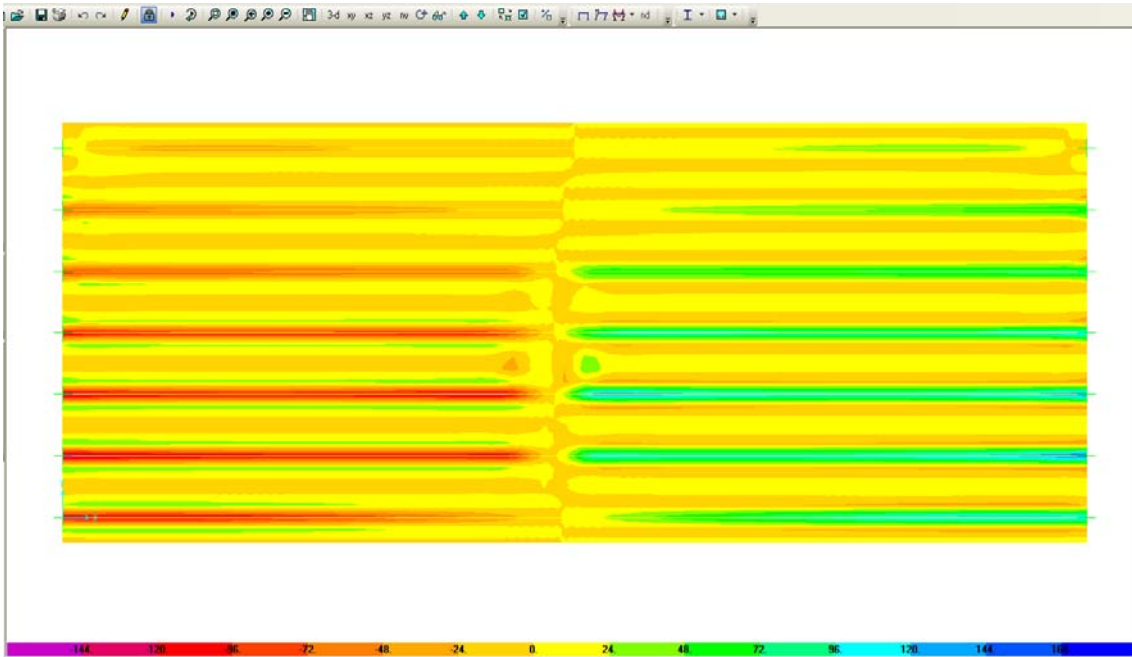
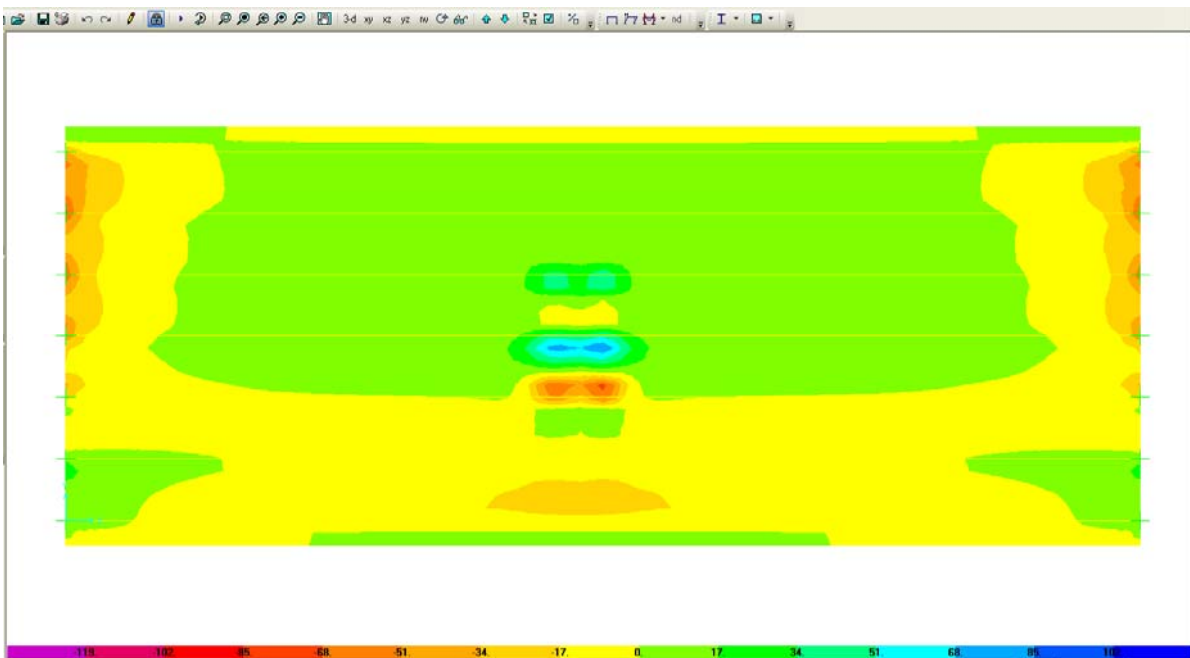


Diagramm 8.18: Biegemoment  $M_{22}$



**Diagramm 8.19: Querkräfte V13**



**Diagramm 8.20: Querkräfte V23**

**Tabelle 8.5: Ergebnisse von der Belastung**

	Поле				Опора			
	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
LM1-IV	21	46	31	10	18	40	37	74

### 8.2.5 Die größten Werte von der Belastung

	Поле				Опора			
	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
LM2-1	16	25	29	12	13	19	17	66
LM2-2	17	25	28	47	13	19	23	63
LM1-III	28	52	28	78	24	46	38	44
LM1-IV	21	46	31	10	18	40	37	74

### 8.3 Einwirkungskombinationen

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_p \cdot P; \gamma_{Q,i} Q_{k,i}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}\} [1]$$

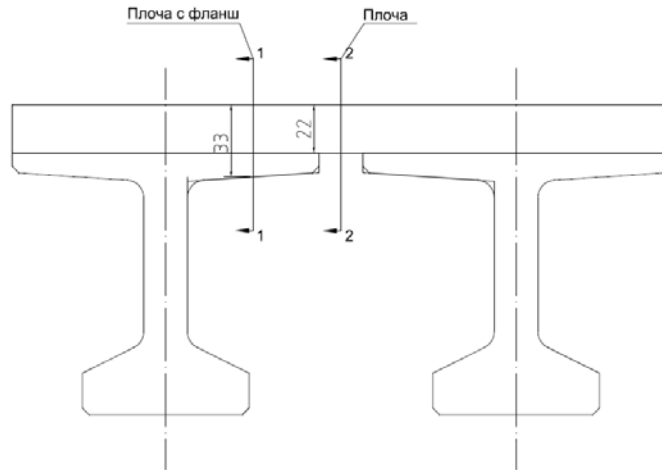
Die Kombination mit Lastmodell LM 2 wirkt mit keinen anderen veränderlichen Belastungen.

Die Kombination mit LM 1 muss die Temperatureinwirkung hingefügt, aber sie ist vernachlässig klein.

	Feld				Stütze			
	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3	M1-1	M2-2	V1-3	V2-3
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Ed,LM2-1	27	36	45	20	23	26	31	89
Ed,LM2-2	28	36	43	67	23	26	39	85
Ed,LM1-III	43	73	43	109	38	62	59	59
Ed,LM1-IV	34	65	47	17	30	54	58	100

## 9. BEMESSUNG DER PLATTE

Die Platte des Überbaues wird in zwei verschiedenen Querschnitten bemessen- Querschnitt in dem Feld, wo in dem Querschnitt nur die Dicke der Platte teilnimmt, und Querschnitt an der Stütze, wo in dem Querschnitt die Dicke der Platte und der Flansch teilnehmen.



Die maßgeblichen Belastungen für die Platte sind von Querkraften.

### 9.1 Bemessung der Platte auf Biegung

In dem Anhang B.1 und B.2 kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Biegung finden.

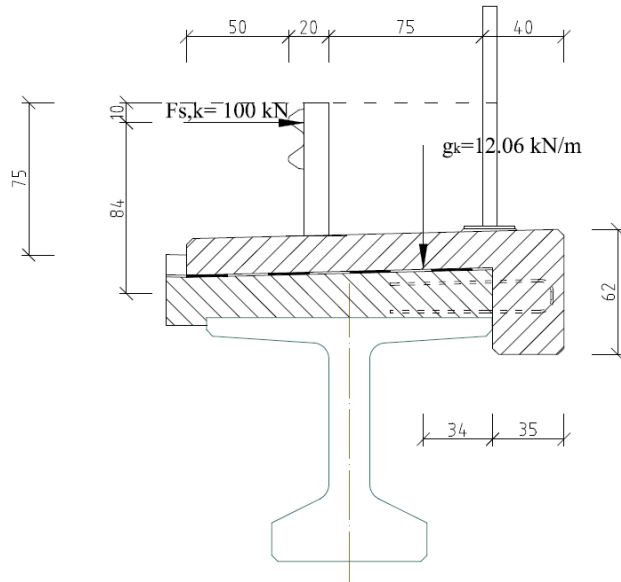
### 9.2 Bemessung der Platte auf Querkraft

In dem Anhang C.1 und C.2 kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Querkräfte finden.



## 9.3 Bemessung der Verbindung zwischen Fahrbahnplatte und Stahlbetonfußgängerkonsole

### 9.3.1 Belastung



Schema 9.1: Schema der Belastung

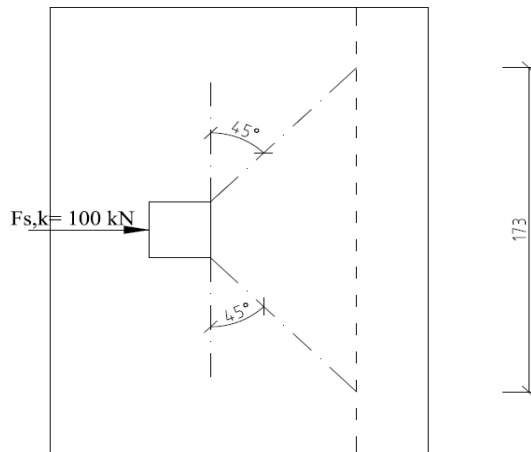
#### 9.3.1.1 Belastung von dem Eigengewicht

$A_{FK} = 0,4823$  - Fläche des Querschnittes der Fußgängerkonsole

$g_k = 0,4823 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  - gleichmäßig verteilte Kraft vom Eigengewicht

$m_{g,k} = 0,34 \text{ m} \cdot 12,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 4,14 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$  - gleichmäßig verteilter Moment in dem Bemessungsquerschnitt von dem Eigengewicht

### 9.3.1.2 Belastung von $F_{s,k}$



Schema 9.2: Schema der Belastung

$M_{F_{s,k}} = 100 \text{ kN} \cdot 0,84 \text{ m} = 84 \text{ kN} \cdot \text{m}$  - Moment in dem Bemessungsquerschnitt von Kraft  $F_{s,k}$

$$m_{F_{s,k}} = \frac{M_{F_{s,k}}}{1,73 \text{ m}} = \frac{84 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,73 \text{ m}} = 48,55 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} - \text{gleichm\u00e4\u00dfig verteilter Moment von } F_{s,k}$$

$$v_{F_{s,k}} = \frac{F_{s,k}}{1,73 \text{ m}} = \frac{100 \text{ kN}}{1,73 \text{ m}} = 57,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - \text{gleichm\u00e4\u00dfig verteilte Kraft von } F_{s,k}$$

Au\u00dfergew\u00f6hnliche Belastungskombination

$$m_{Ed} = -m_{g,k} + m_{F_{s,k}} = -4,1 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} + 48,55 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 44,45 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

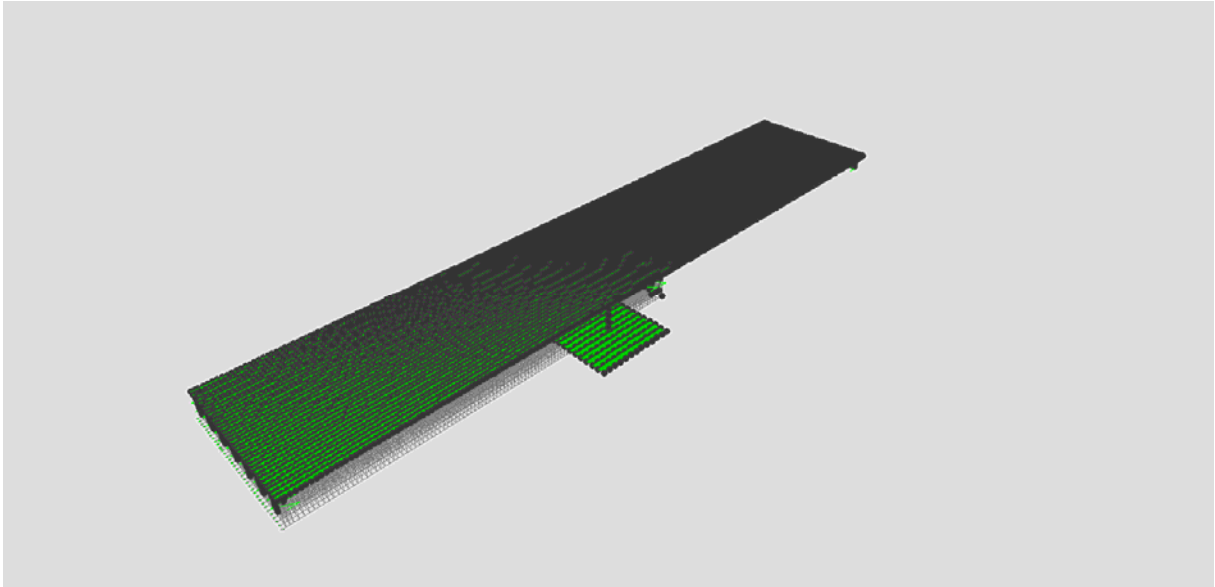
$$n_{Ed} = v_{F_{s,k}} = 57,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 9.3.2 Bemessung

In dem Anhang D kann man Nachweis der Tragf\u00e4higkeit auf Biegung und Normalkraft finden.

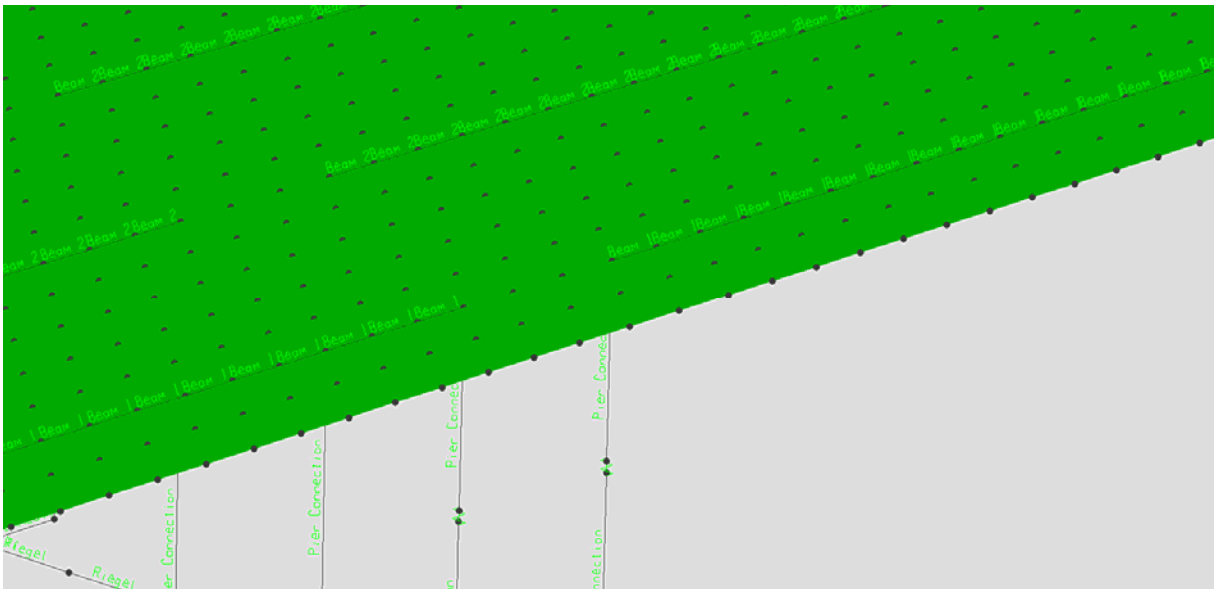
# 10. BELASTUNG UND BEMESSUNG DES UNTERBAUES

## 10.1 Modellieren



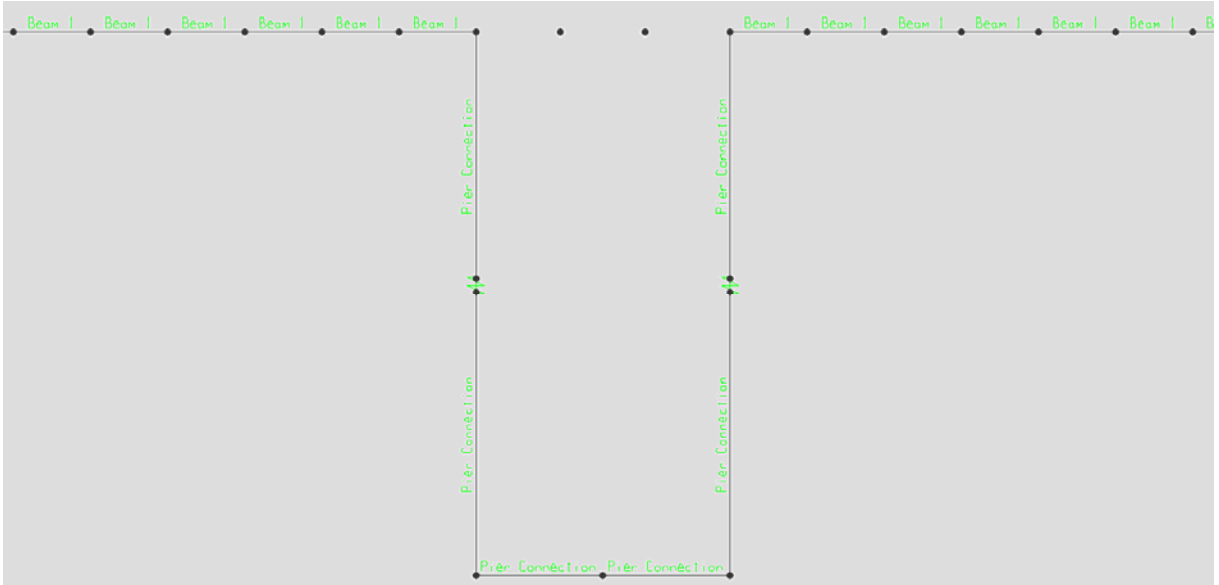
### 10.1.1 Modellieren des Überbaues

Das Modell fasst die ganze Brücke um. Die beiden Konstruktionen werden durch *shell*-Elemente verbunden, die die kontinuierliche Platte über den Pfeiler ist.

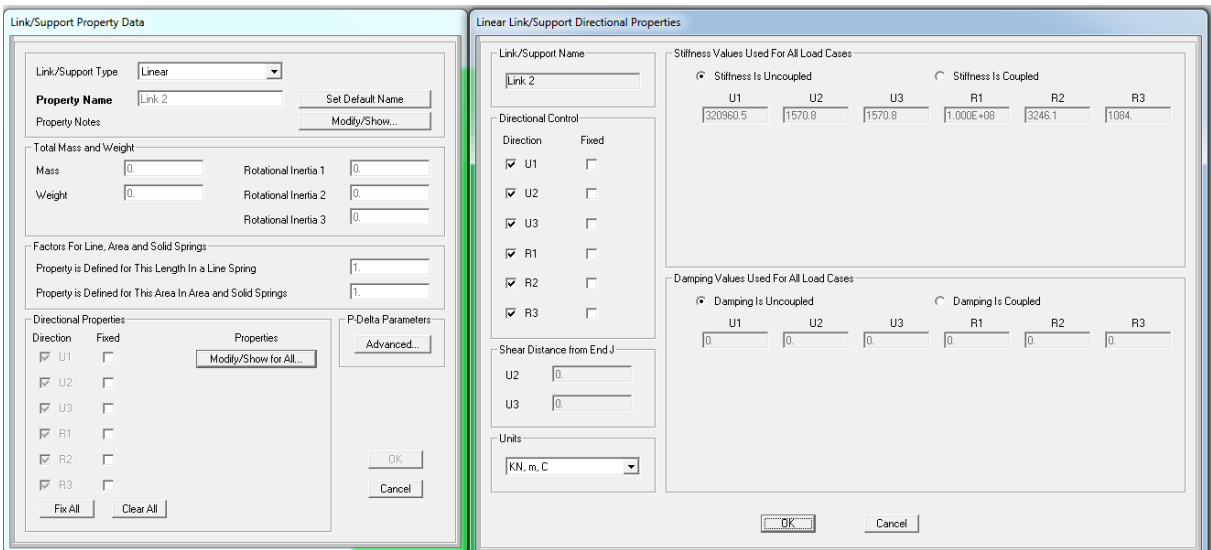


### 10.1.2 Modellieren der Verbindung zwischen dem Überbau und Unterbau

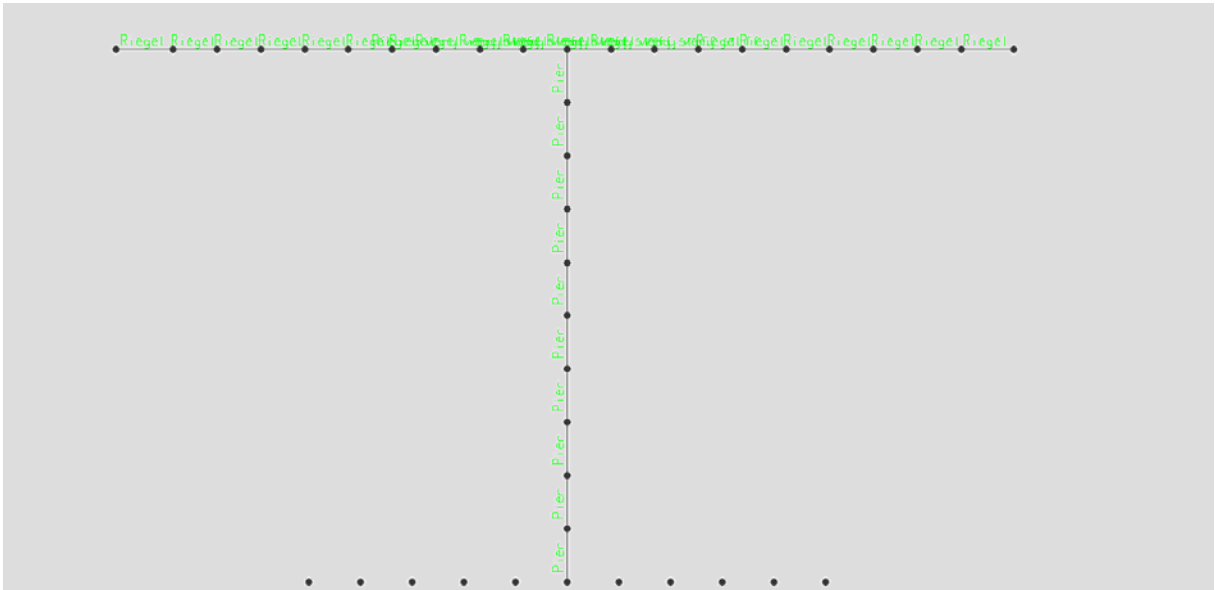
Die Verbindung zwischen dem Überbau und dem Unterbau ist als unendlich steifer Stab von dem Schwerpunkt des Plattenbalkens bis zu dem Anfang des Lagers modelliert, d.h. *frame*-Element.



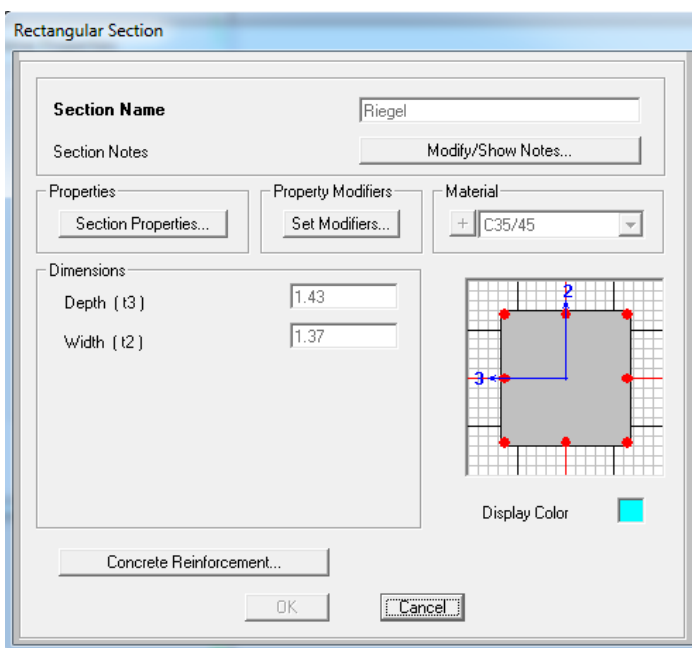
Das Lager wird als Verbindungselement (link-Element) modelliert. Die Steifigkeiten des Lagers wird in dem Anhang E nach BDS EN 1337-3 gegeben.



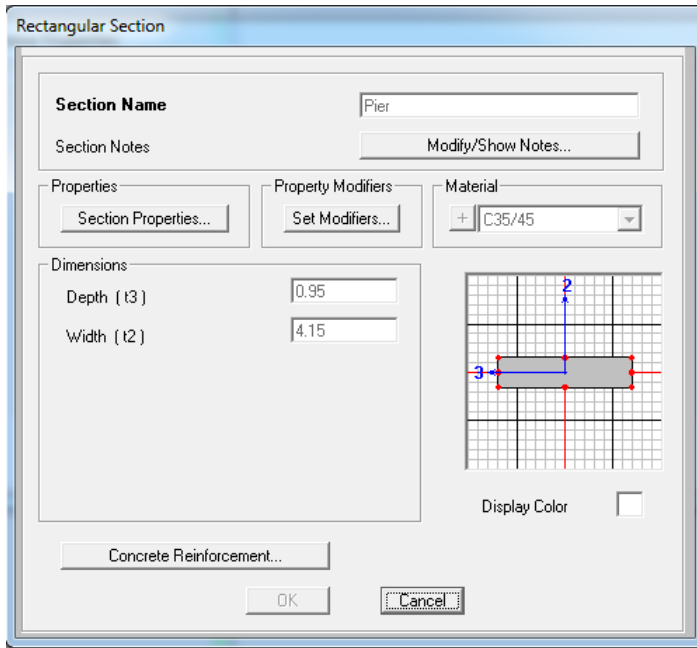
### 10.1.3 Modellieren des Unterbaues



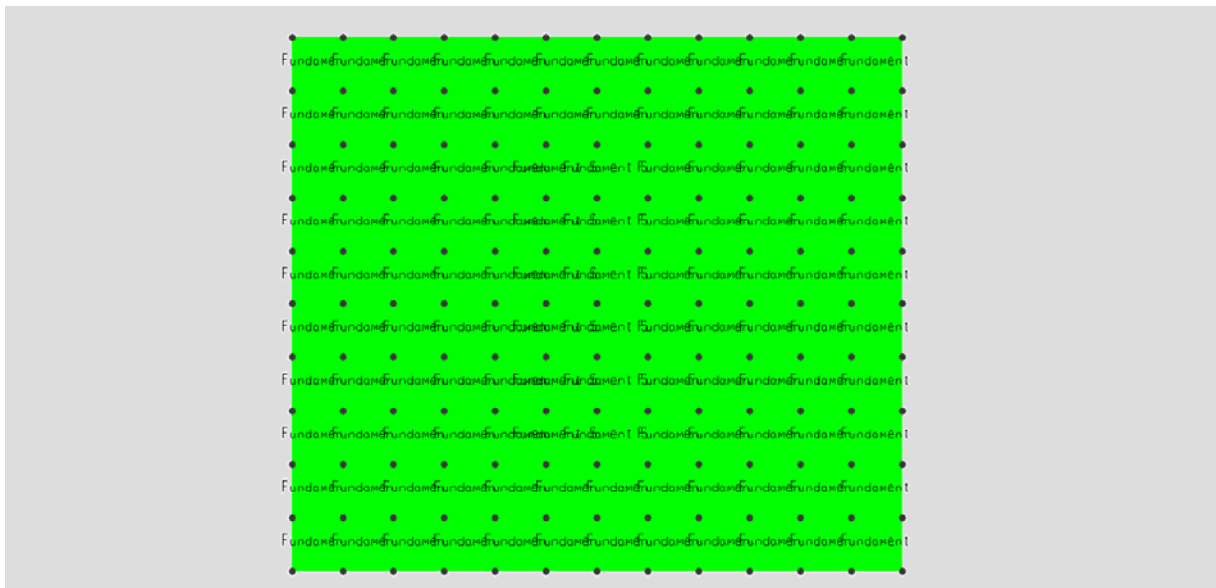
Für Modellieren des Riegels und des Pfeilers werden *frame*-Elemente genutzt..



Der Übergang von dem Riegel zum Pfeiler wird durch Stabelemente (*frame*) mit einer sehr hohen Steifigkeit modelliert, um unseres Modell maximal nah zu real berechnet wird.



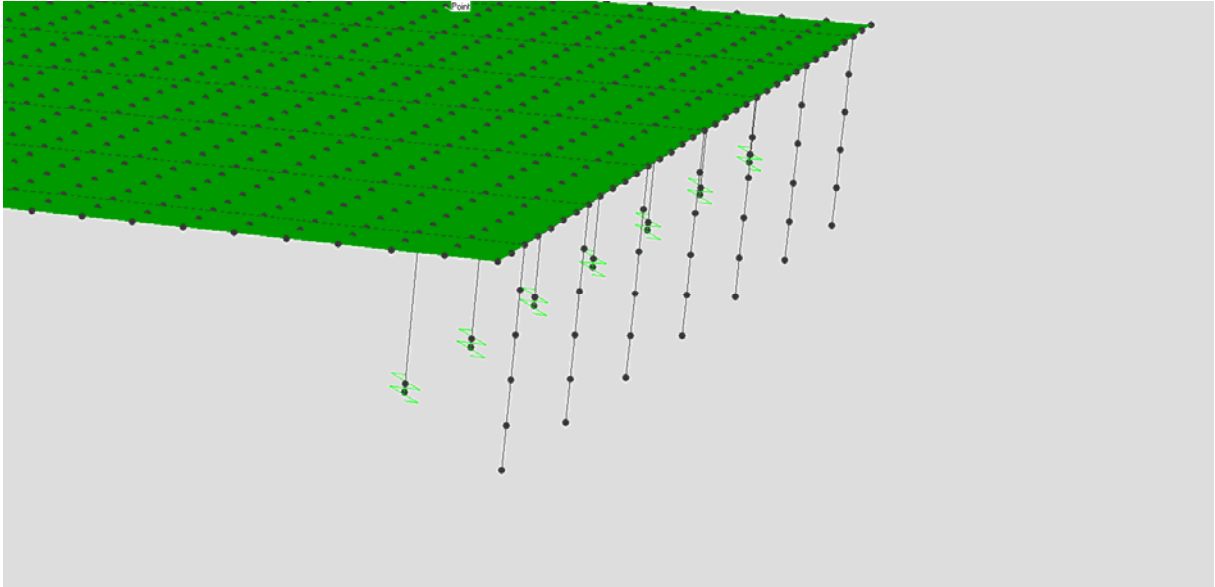
Das Fundament wird als *shell*-Elemente modelliert.



Die Abmessungen der FE sind 0,6m/0,63m.

### 10.1.4 Modellieren des Widerlagers

Die Lager werden sowie bei dem Pfeiler mit Verbindungselementen (link) mit den gleichen Steifigkeiten modelliert.

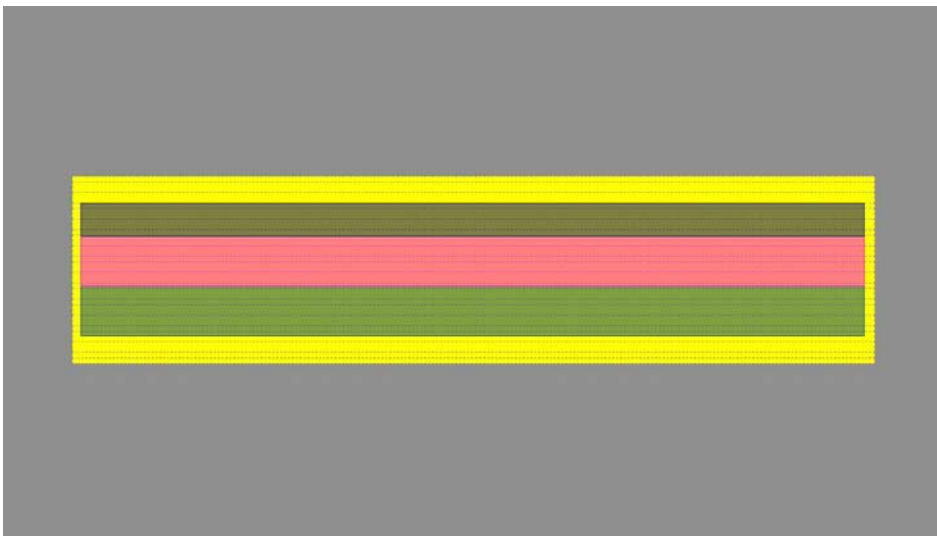


Modellieren des *Diaphrames* wird durch Stabelemente modelliert. Der Erddruck wird durch Feder gemäß BD 42/96 The Design of Integral Bridges modelliert. Die Berechnungen werden im Anhang F gegeben.

## 10.2 Belastung

### 10.2.1 Belastung von Lastmodell LM 1- Der Enstreifen ist Streifen 1 (der schwerst belastene Streifen)

#### 10.2.1.1 Die Lage der Streifen



Die Lage der Streifen von rechts nach links ist Streifen 1(Lane 1), Streifen 2 (Lane 2) und Streifen 3 (Lane 3). Der Streifen 1 und Streifen 2 haben eine Breite von 3m, und Streifen 3 hat eine Breite von 2 m.

## 10.2.1.2 Die Lage der Verkehrsbelastung gemäß Streifen

### 10.2.1.2.1 Belastung auf dem Streifen 1

General Vehicle Data

Vehicle name: LM 1 300kN Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.5  
Lane Interior Edge: 0.5

Length Effects:

Axle: None  
Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

### Schema 10.1: Tandem System 300kN

Das Programm SAP 2000 14 wird so programmiert, dass die verteilte Belastung eine Dimension kN/m hat, und es allein verteilt auf die Breite des Streifens, d.h. unsere verteilte Belastung  $9 \text{ kN/m}^2$

wird als  $9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} = 27 \text{ kN} / \text{m}$  gegeben.



**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 UDL 9 kN/m<sup>2</sup> Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None (Modify/Show...)  
Uniform: None (Modify/Show...)

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		27.	Lane Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

**Schema 10.2: UDL 9kN/m<sup>2</sup>**

### 10.2.1.2.2 Belastung auf dem Steifen 2

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 200 kN Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.5  
Lane Interior Edge: 0.5

**Length Effects**

Axle: None (Modify/Show...)  
Uniform: None (Modify/Show...)

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

**Diagramm 10.3: Tandem system 200 kN**

$$2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m = 7.5 kN / m$$

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 UDL 2.5 kN/m<sup>2</sup>      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		7.5	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Lane Width		0.	One Point	

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

**Diagramm 10.4: UDL 2.5 kN/m<sup>2</sup>**

**10.2.1.2.3 Belastung auf Streifen 3**

$$2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 2m = 5kN / m$$

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 UDL RF      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		5.	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		5.	Lane Width		0.	One Point	

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

**Diagramm 10.5: UDL 2.5kN/m<sup>2</sup>**

### 10.2.1.3 Belastungskombination

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_p \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\}$$

$$E_d = 1.35G_{k,j} + 1.35Q_{k,1}$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

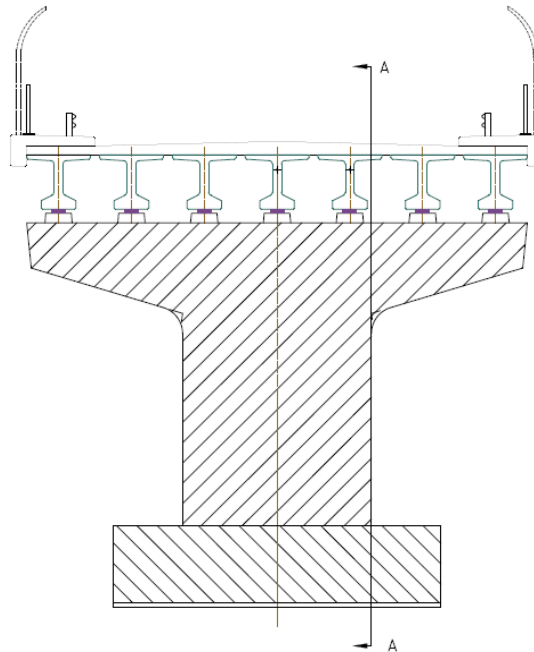
Define Combination of Load Case Results

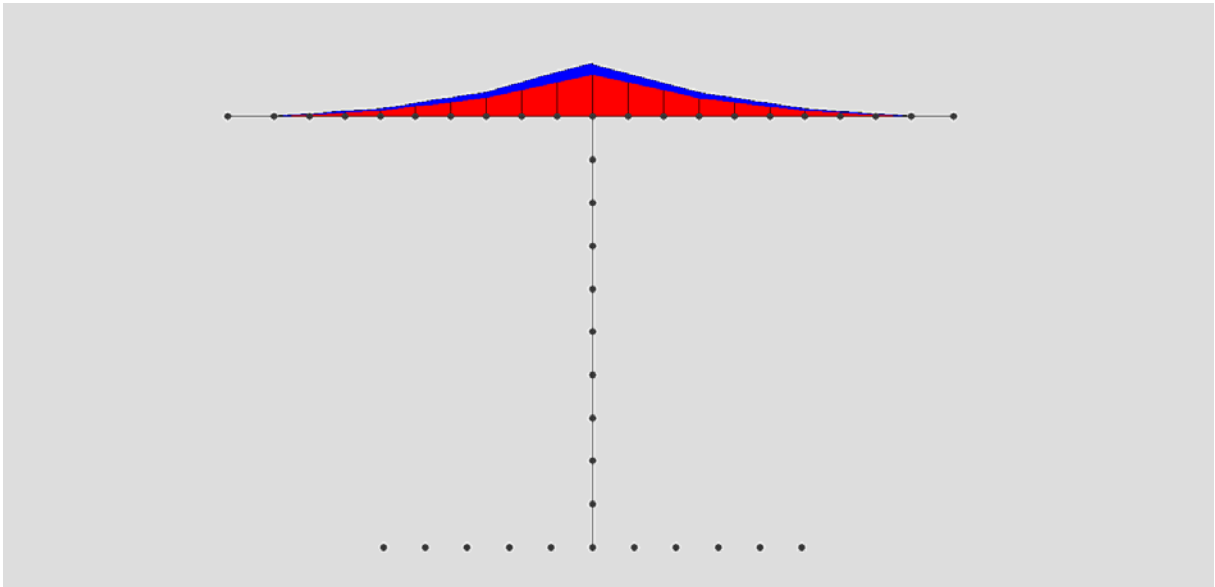
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
LM 1 Moving Load	Moving Load	1.35
LM 1 Moving Load	Moving Load	1.35
qk-red	Linear Static	1.35
DEAD	Linear Static	1.35
Superdeadload	Combination	1.35

### 10.2.1.4 Diagramme und Ergebnisse von der statischen Belastung von ersten Lastkombination

#### 10.2.1.4.1 Rigel

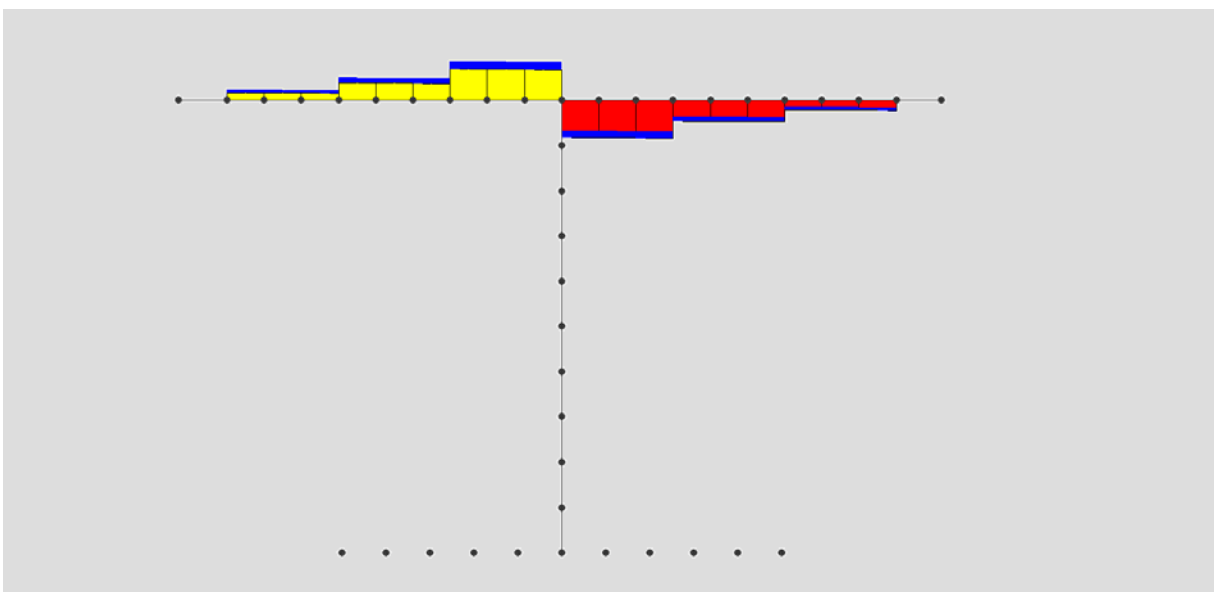
Der Querschnitt, für den der Rigel bemessen wird, ist A-A. Alle Querschnittskräfte unten werden für diesen Querschnitt genommen.





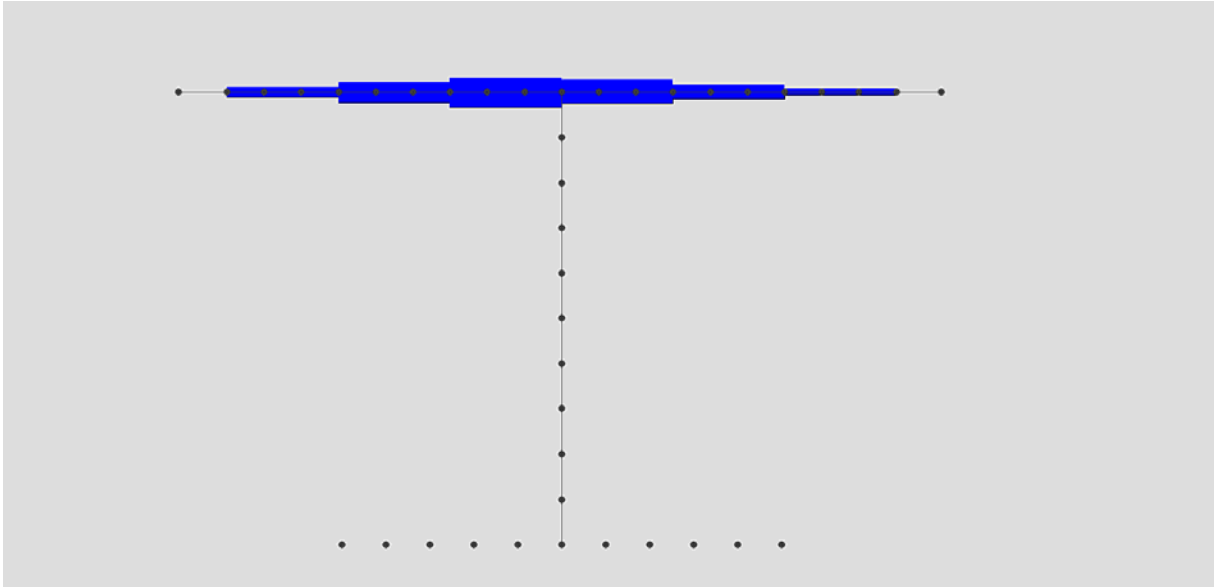
**Diagramm 10.1: Biegemoment**

$$M_{\max} = 7173 \text{ kN.m}$$



**Diagramm 10.2: Querkräfte**

$$Q_{\max} = 3050 \text{ kN}$$

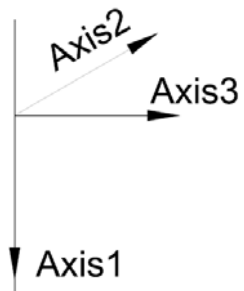


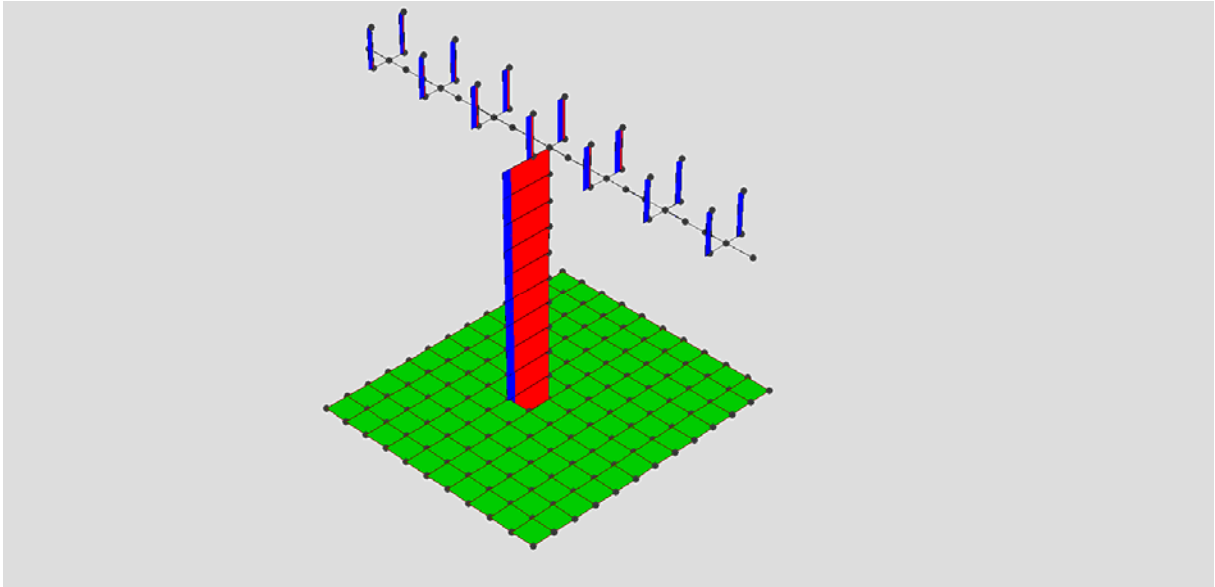
**Diagramm 10.3: Torsion**

$$M_{T,\max} = 1436 \text{ kN.m}$$

#### 10.2.1.4.2 Pfeiler

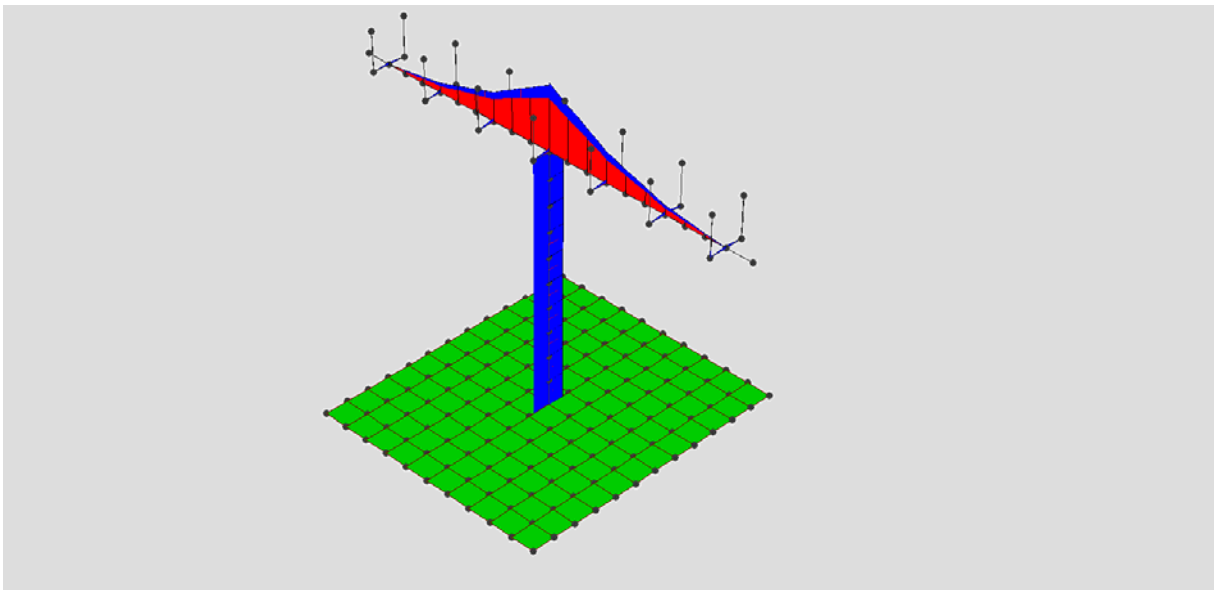
Die Richtungen der lokalen Achsen sind folgende:





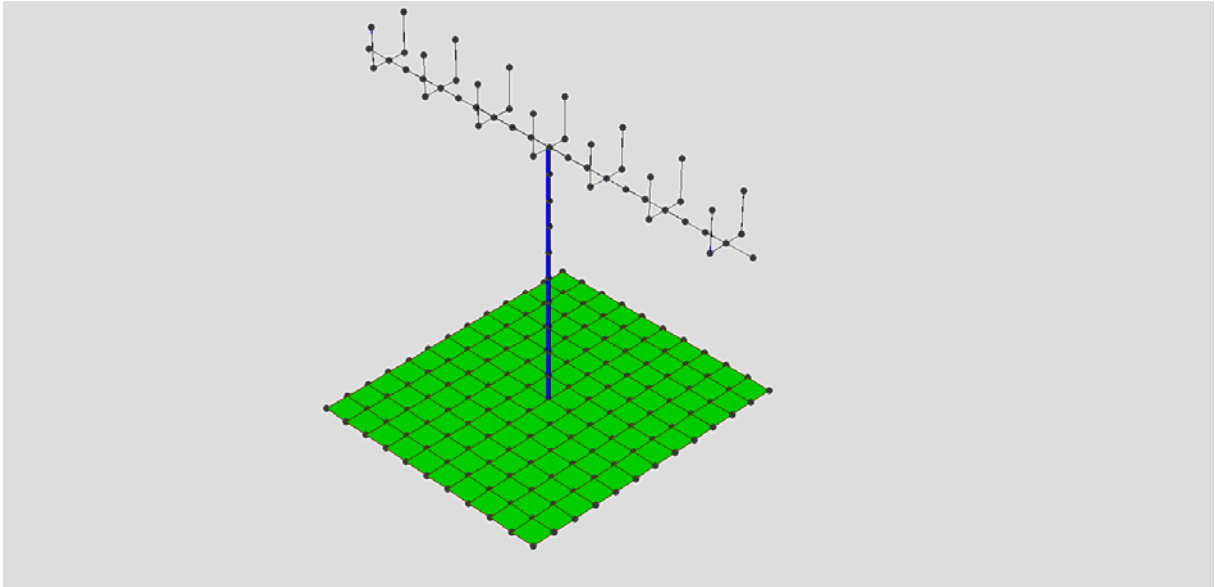
**Diagramm 10.4: Normalkraft**

$$N = 12938kN.m$$



**Diagramm 10.5: Biegemoment in Richtung 3**

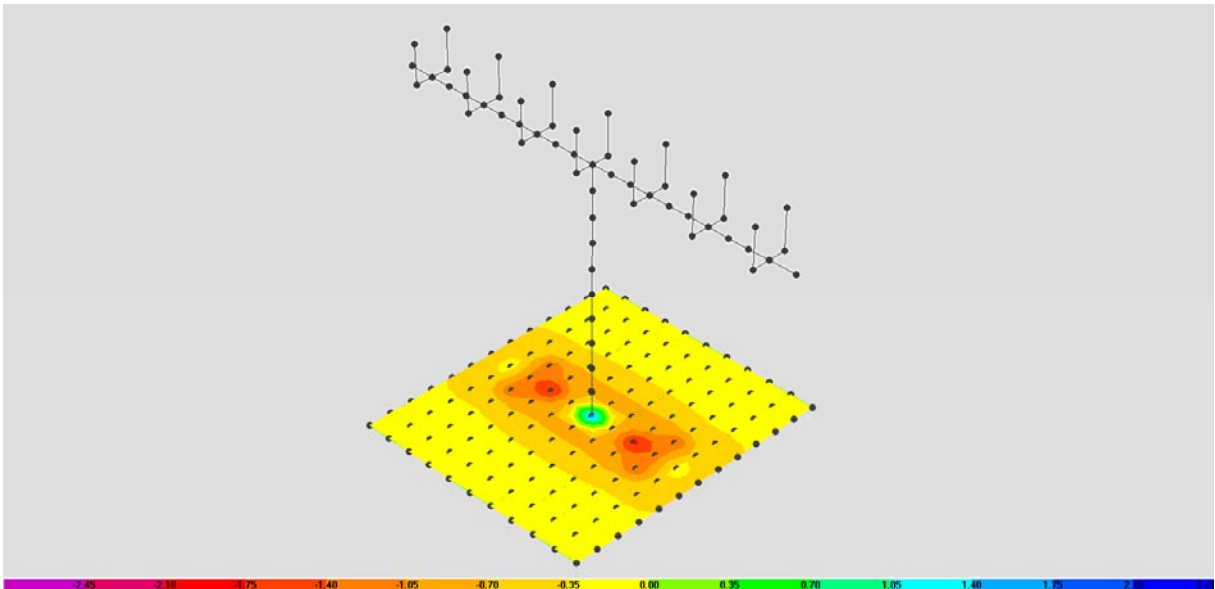
$$M_3 = 4370kN.m$$



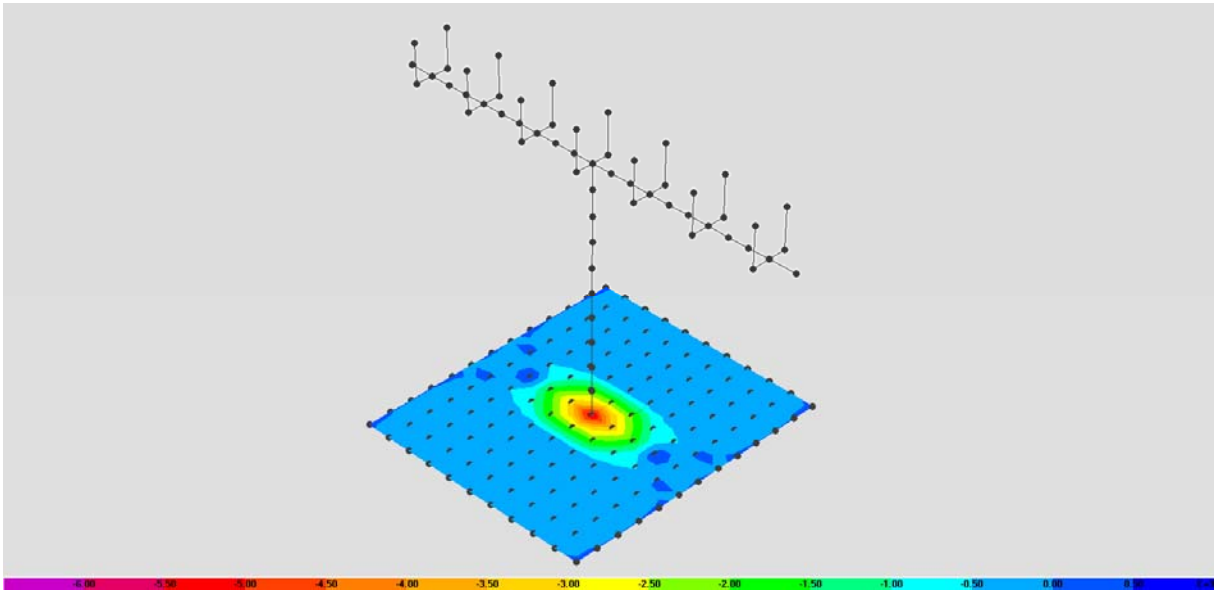
**Diagramm 10.6: Biegemoment in der Richtung 2**

$$M_2 = 740kN.m$$

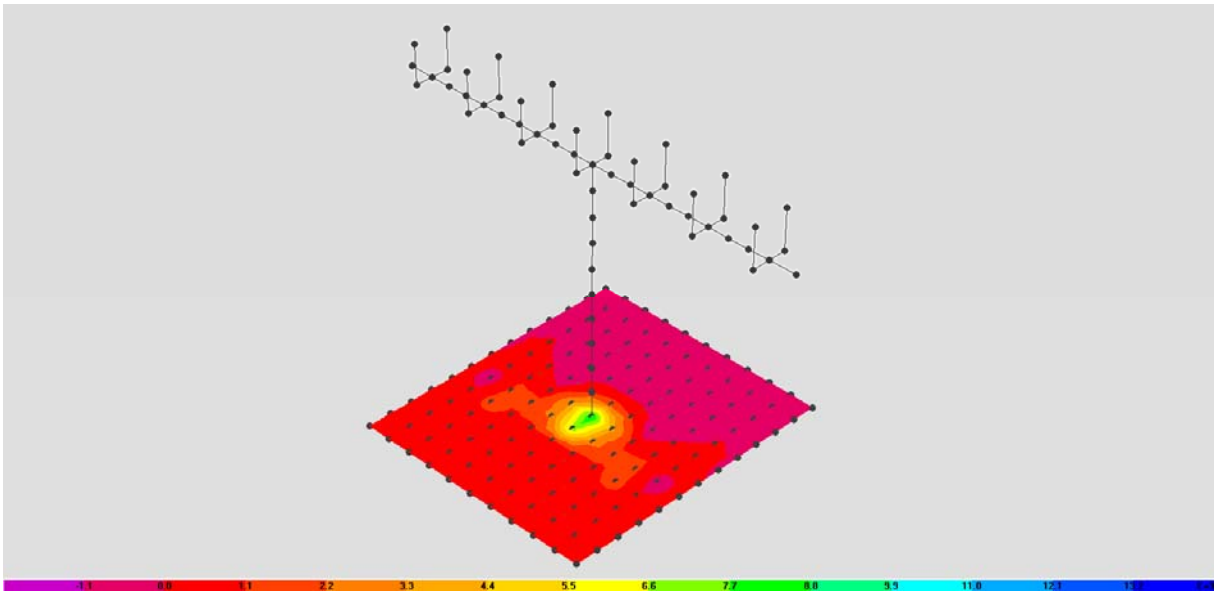
#### 10.2.1.4.3 Fundament



**Diagramm 10.7: Momente M11**



**Diagramm 10.8: Momente M22**



**Diagramm 10.9: Querkräfte V13**



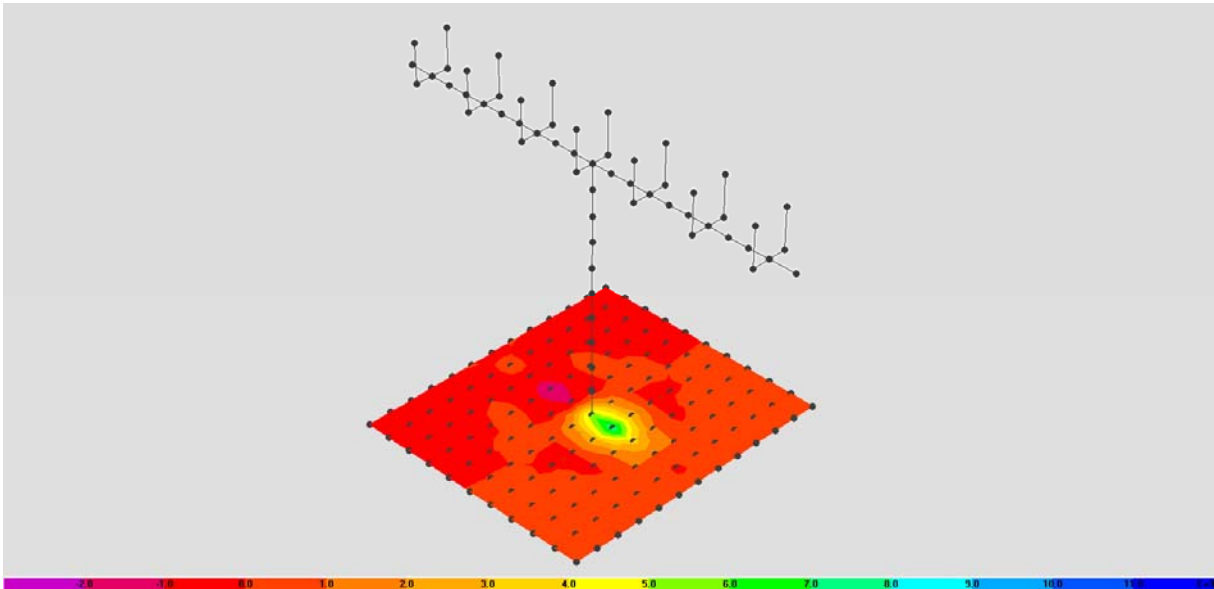


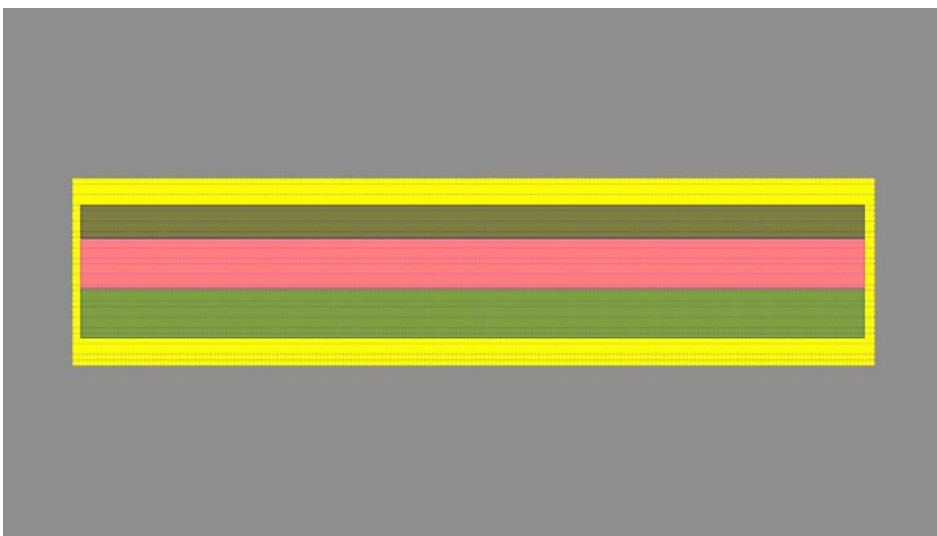
Diagramm 10.10: Querkräfte V23

Tabelle 10.1: Ergebnisse von Schnittkräften für gewählte Schnitte

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fundament 1-1	LC at edge	Combinatic	Max	5.715E-09	2.106E-09	2022.445	-1263.821	604.9626	4.767E-09
Fundament 1-1	LC at edge	Combinatic	Min	-6.543E-09	-1.923E-09	1619.07	-1604.619	-656.8409	-5.506E-09
Fundament 2-2	LC at edge	Combinatic	Max	8.944E-09	1.625E-09	2700.112	189.1993	2939.241	4.087E-09
Fundament 2-2	LC at edge	Combinatic	Min	-1.022E-08	-1.486E-09	1656.325	-5.1898	1710.284	-4.911E-09

## 10.2.2 Belastung von Lastmodell LM 1- mittlerer Steifen ist Streifen 1 (der schwerst belastene Streifen)

### 10.2.2.1 Die Lage der Streifen



Die Lage der Streifen von rechts nach links ist Streifen 2(Lane 2), Streifen 1 (Lane 1) und Streifen 3 (Lane 3). Der Streifen 1 und Streifen 2 haben eine Breite von 3m, und Streifen 3 hat eine Breite von 2 m.

## 10.2.2.2 Die Lage der Verkehrsbelastung gemäß Streifen

### 10.2.2.2.1 Belastung auf Streifen 2

General Vehicle Data

Vehicle name: LM 1 300kN Units: kN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.5  
 Lane Interior Edge: 0.5

Length Effects

Axle: None Modify/Show...  
 Uniform: None Modify/Show...

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Diagramm 10.11: Tandem System 300kN

$$9 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m = 27 kN / m .$$

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 UDL 9 kN/m<sup>2</sup> Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None  
Uniform: None

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		27.	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		27.	Lane Width		0.	One Point	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

**Diagramm 10.12: UDL 9kN/m<sup>2</sup>**

### 10.2.2.2 Belastung auf dem Streifen 1

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 200 kN Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.5  
Lane Interior Edge: 0.5

**Length Effects**

Axle: None  
Uniform: None

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

**Diagramm 10.13: Tandem system 200 kN**

$$2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m = 7.5kN / m$$

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 UDL 2.5 kN/m<sup>2</sup>      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		7.5	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Lane Width		0.	One Point	

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

**Diagramm 10.14: UDL 2.5 kN/m<sup>2</sup>**

### 10.2.2.2.3 Belastung auf dem Streifen 3

$$2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 2m = 5kN / m$$

**General Vehicle Data**

Vehicle name: LM 1 UDL RF      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.  
Lane Interior Edge: 0.

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		5.	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		5.	Lane Width		0.	One Point	

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

**Diagramm 10.15: UDL 2.5kN/m<sup>2</sup>**

### 10.2.2.3 Diagramme und Ergebnisse von der statischen Belastung von zweiter Belastungskombination

#### 10.2.2.3.1 Riegel

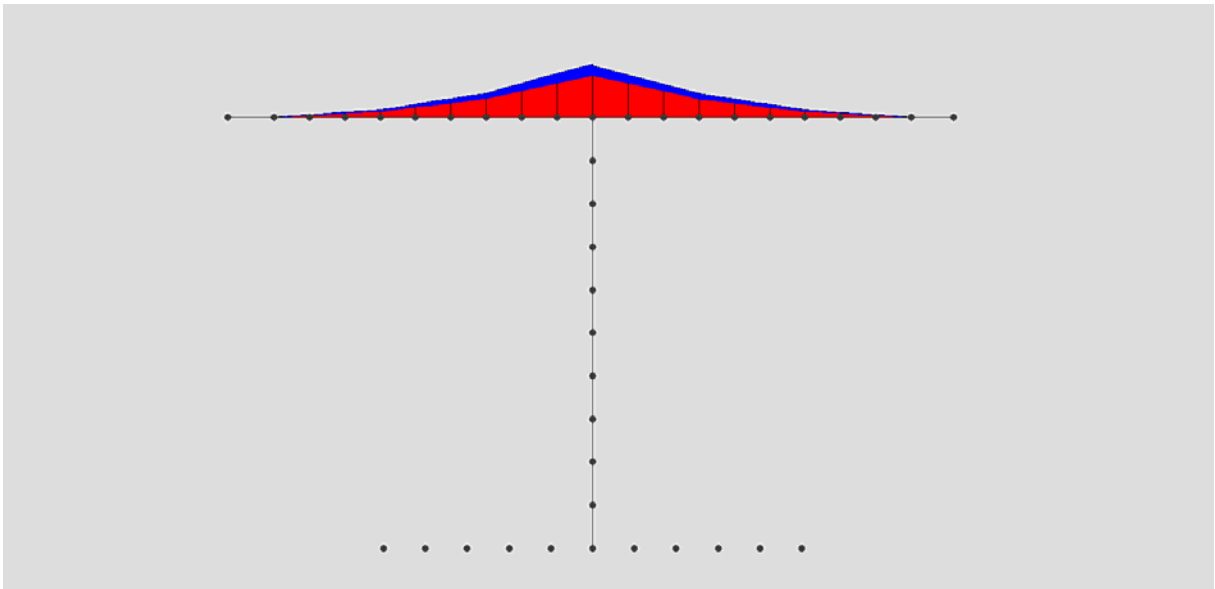


Diagramm 10.16: Biegemoment

$$M_{\max} = 7161 \text{ kN.m}$$

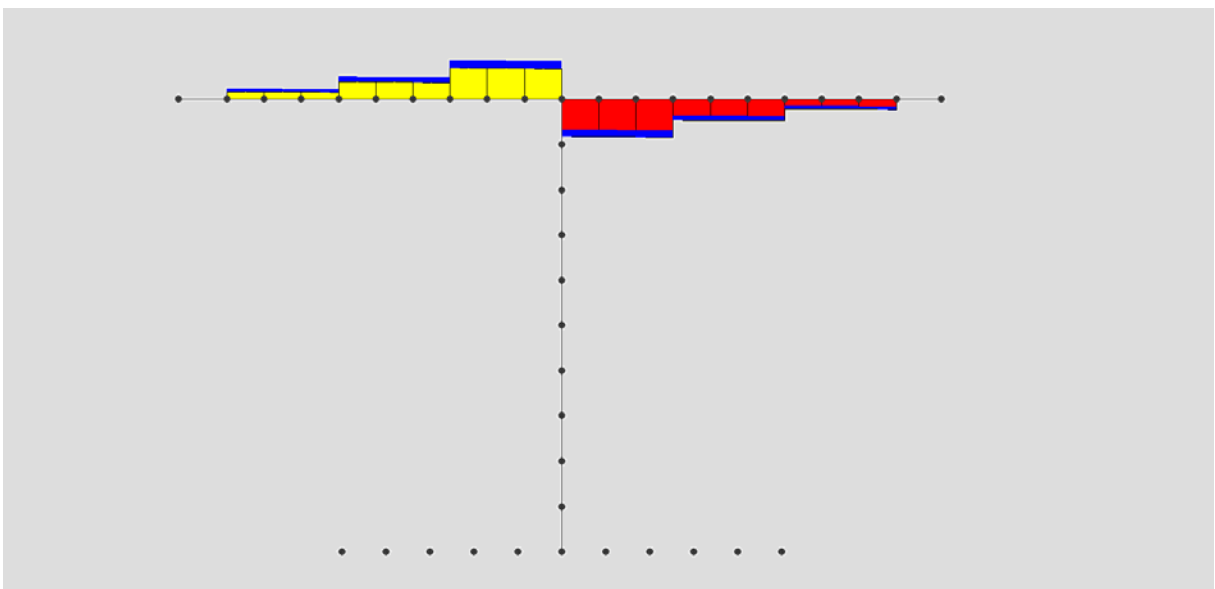
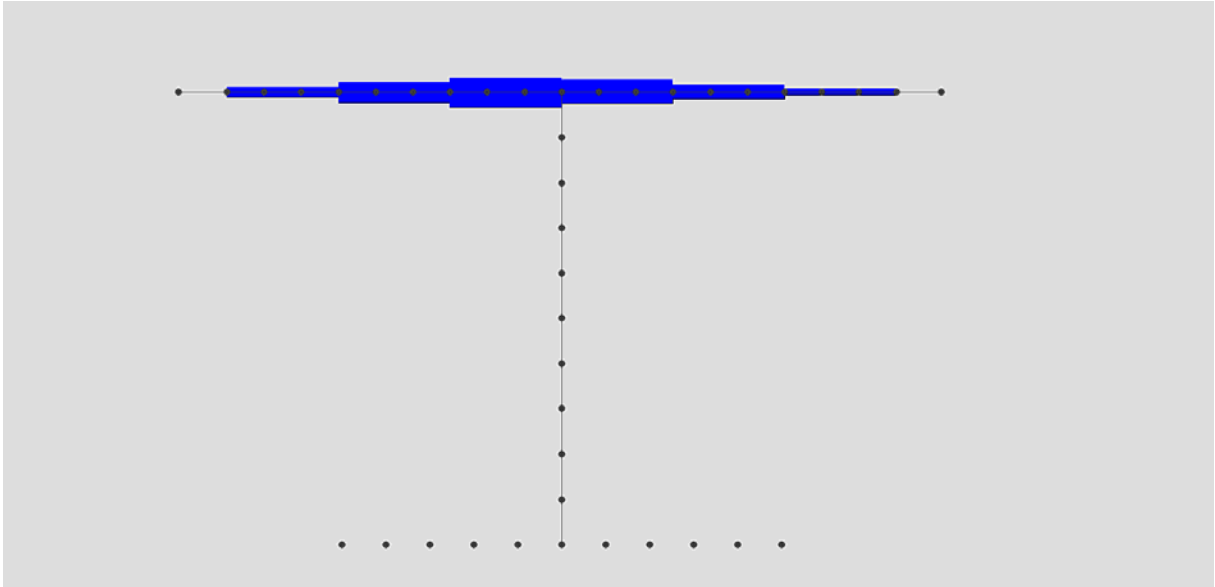


Diagramm 10.17: Querkräfte

$$Q_{\max} = 3048 \text{ kN}$$

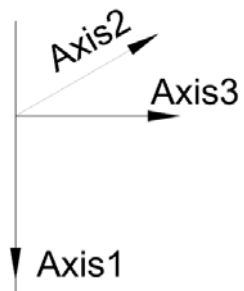


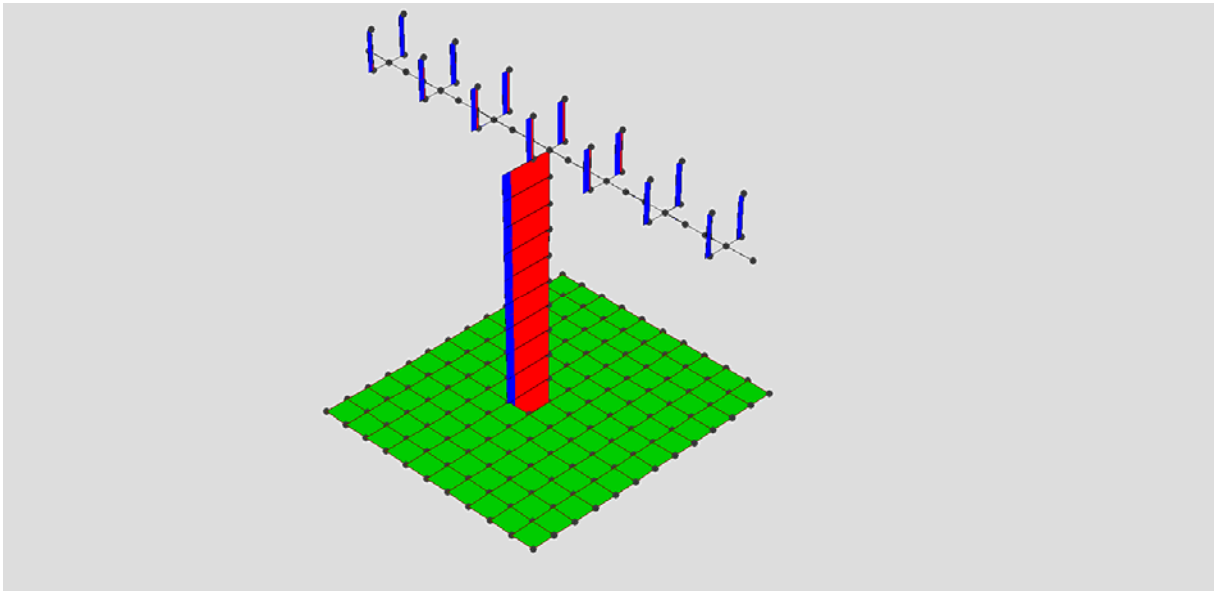
**Diagramm 10.18: Torsion**

$$M_{T,\max} = 1318 \text{ kN.m}$$

#### 10.2.2.3.2 Pfeiler

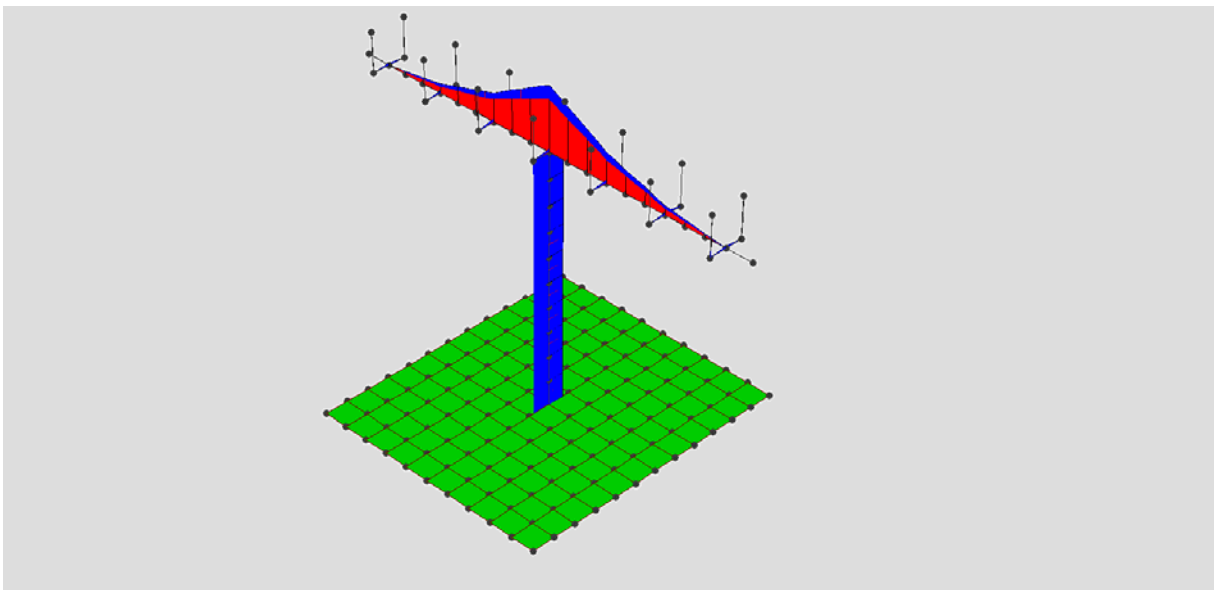
Die Richtungen der lokalen Achsen sind folgende:





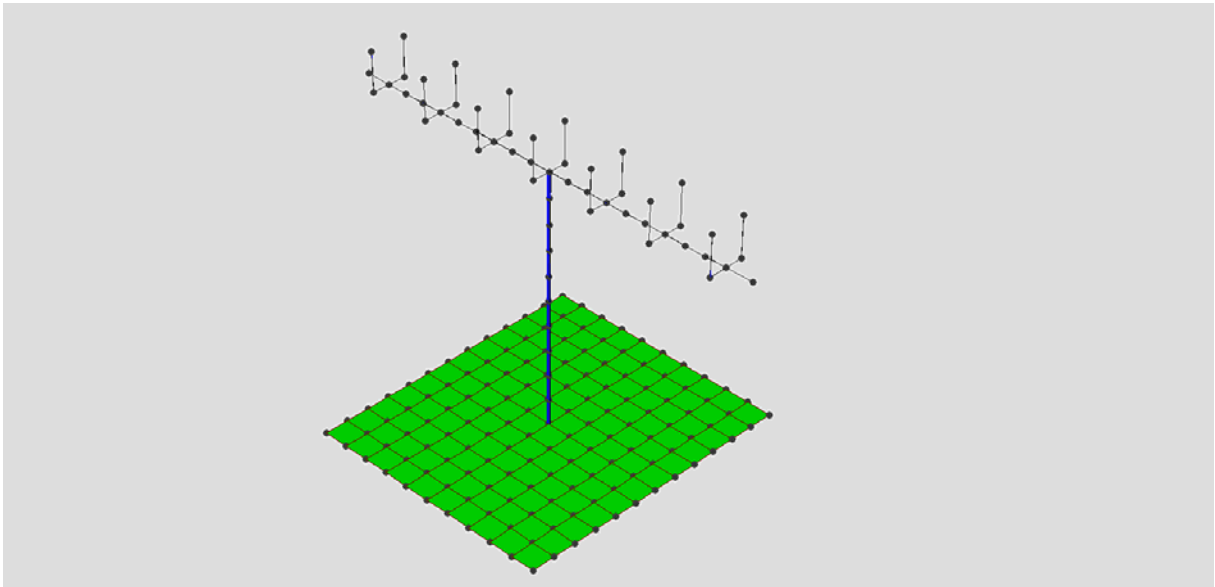
**Diagramm 10.19: Normalkraft**

$$N = 12174kN$$



**Diagramm 10.20: Biegemoment in Richtung 3**

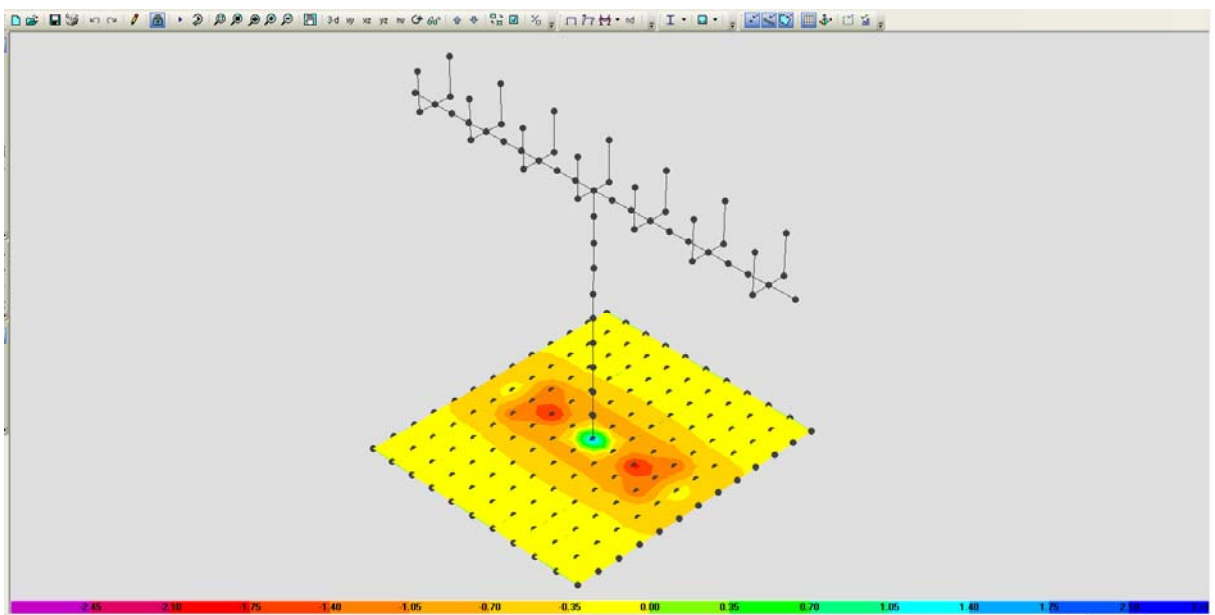
$$M_3 = 4364kN.m$$



**Diagramm 10.21: Biegemoment in Richtung 2**

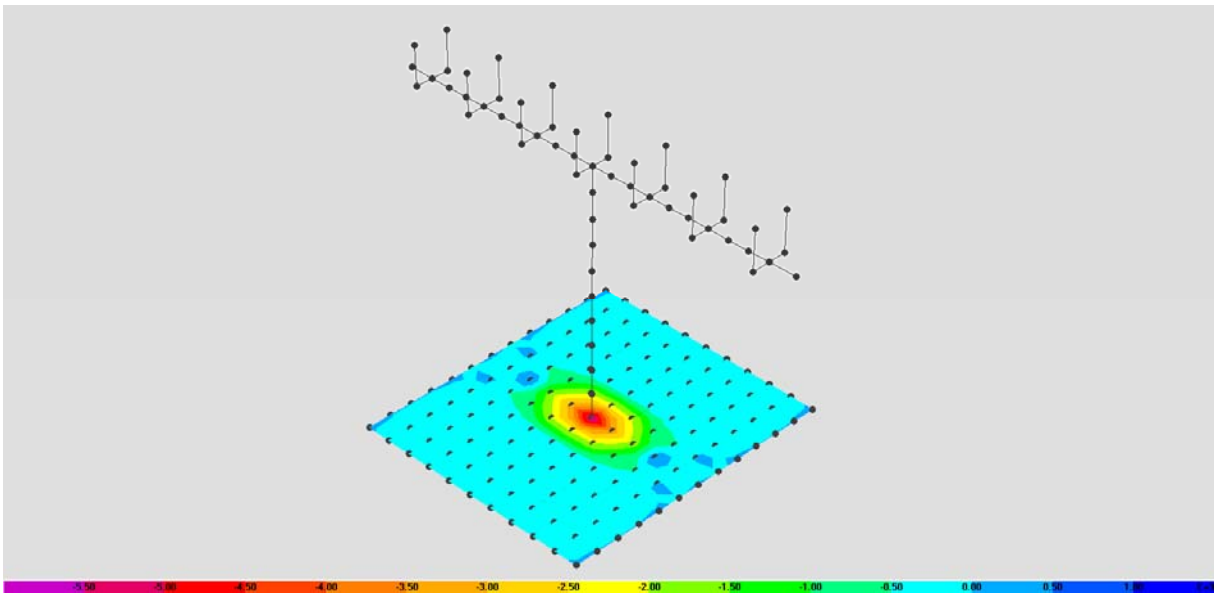
$$M_2 = 579 \text{ kN.m}$$

### 10.2.2.3.3 Fundament

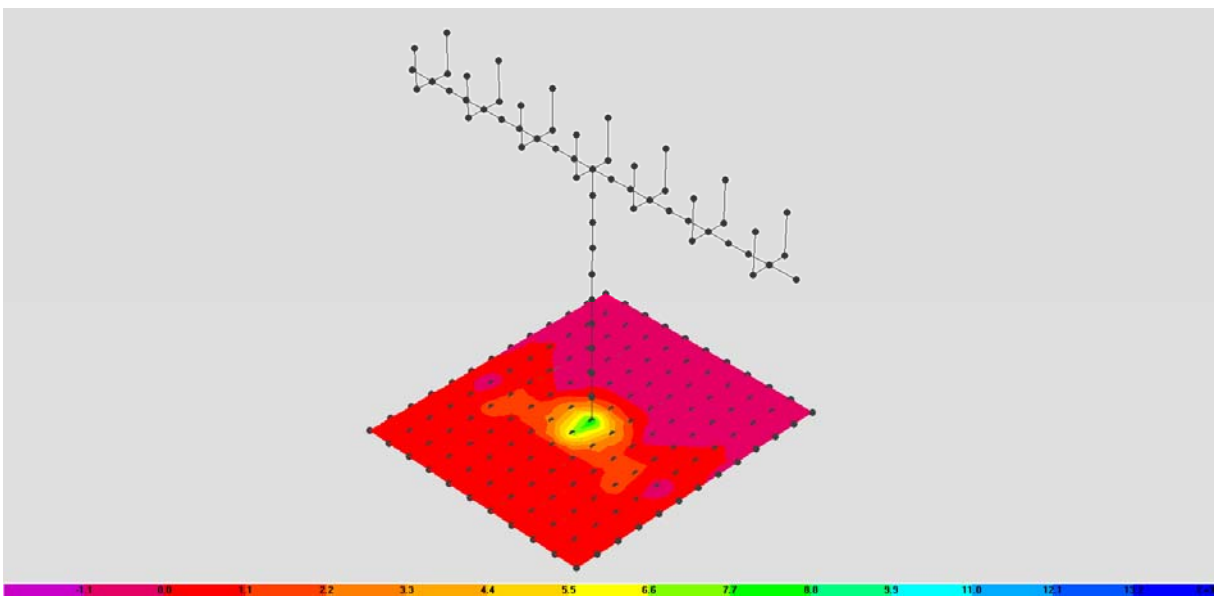


**Diagramm 10.22: Momente M11**





**Diagramm 10.23: Momente  $M_{22}$**



**Diagramm 10.24: Querkräfte  $V_{13}$**

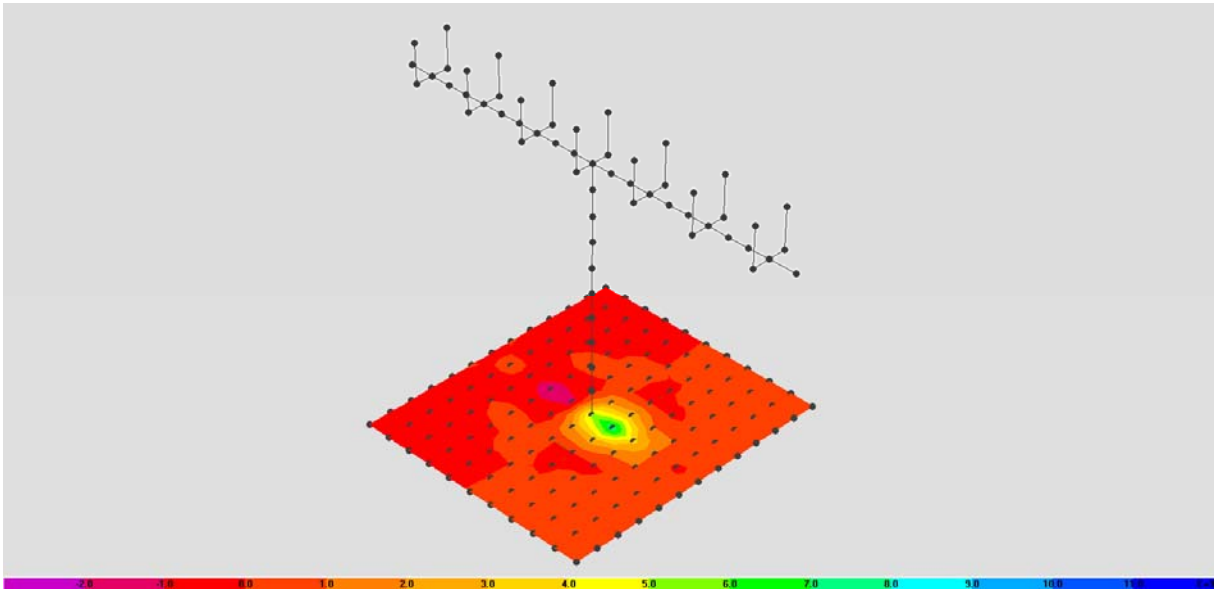


Diagramm 10.25: Querkräfte V23

Tabelle 10.2: Ergebnisse von Schnittkräften für gewählte Schnitte

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fundament 1-1	LC	Combinatic Max		5.731E-09	2.06E-09	1973.002	-1263.819	604.0392	4.794E-09
Fundament 1-1	LC	Combinatic Min		-6.615E-09	-1.909E-09	1619.067	-1561.453	-655.9282	-5.53E-09
Fundament 2-2	LC	Combinatic Max		8.97E-09	1.627E-09	2702.523	208.9085	2940.323	3.992E-09
Fundament 2-2	LC	Combinatic Min		-1.02E-08	-1.487E-09	1659.341	23.0794	1712.27	-4.842E-09

## 10.2.3 Belastung von Kombination mit horizontaler Kraft

### 10.2.3.1 Bestimmung der horizontaler Kraft

In EUROCODE wird die horizontaler Kraft mit der Hilfe der nächsten Formel bestimmt:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,1 \cdot 1 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 56,5 \text{ m} = 512,55 \text{ kN}$$

### 10.2.3.2 Belastungskombination mit horizontaler Kraft

$$E_d = 1,35G_{k,j} + 1,35Q_{lk} + 1,35 \cdot \psi_1 \cdot Q_{lk}$$

### 10.2.3.3 Diagramme und Ergebnisse von der statischen Belastung von der Belastungskombination mit der horizontalen Kraft

#### 10.2.3.3.1 Riegel

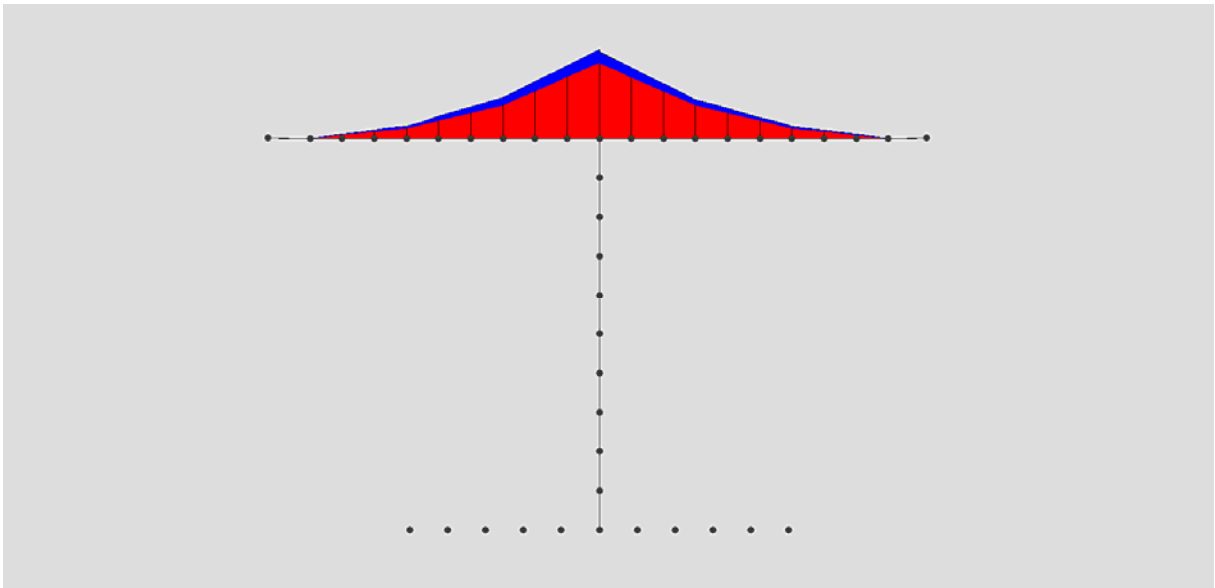
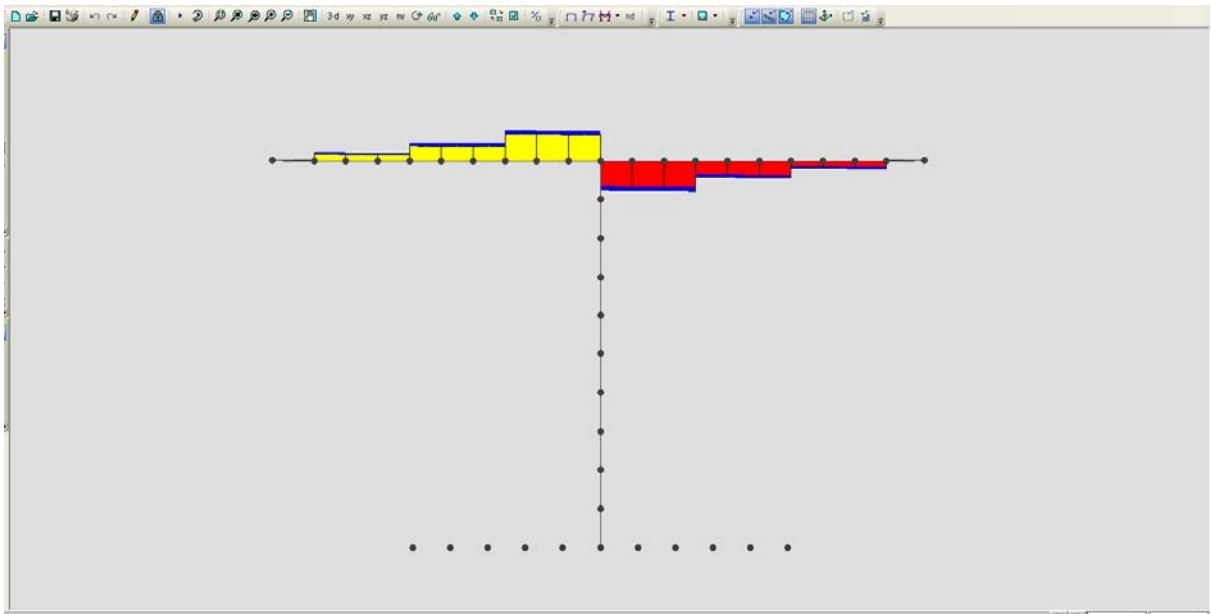


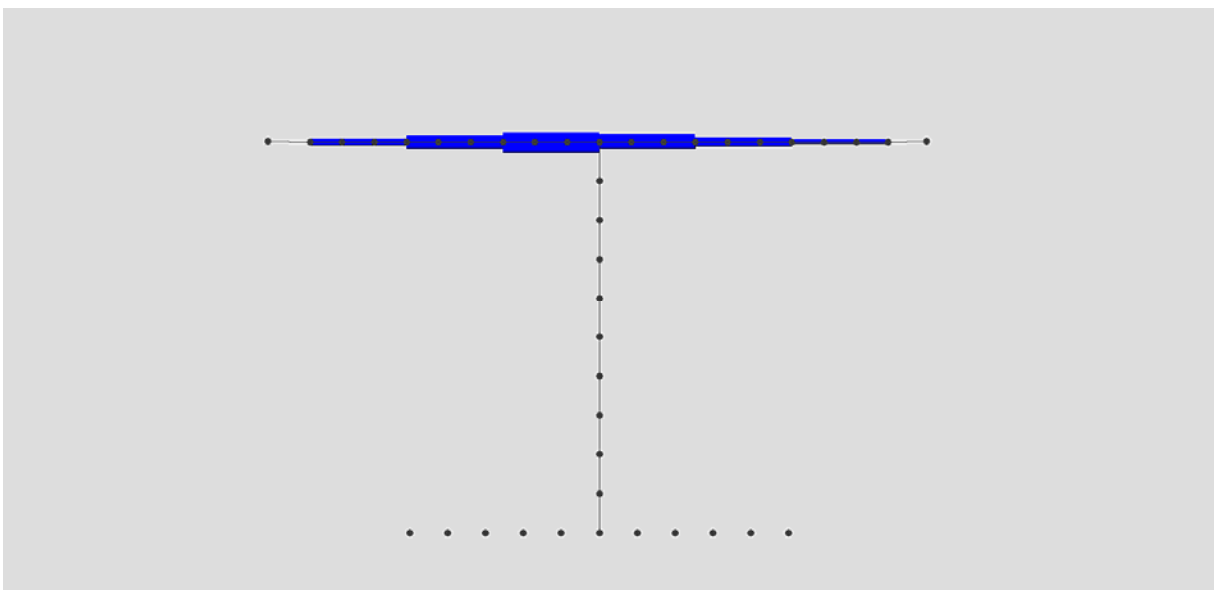
Diagramm 10.26: Biegemoment

$$M_{\max} = 6583 \text{ kN.m}$$



**Diagramm 10.27: Querkraft**

$$Q_{\max} = 2814 \text{ kN}$$



**Diagramm 10.28: Torsion**

$$M_{T,\max} = 1083 \text{ kN.m}$$

### 10.2.3.3.2 Pfeiler

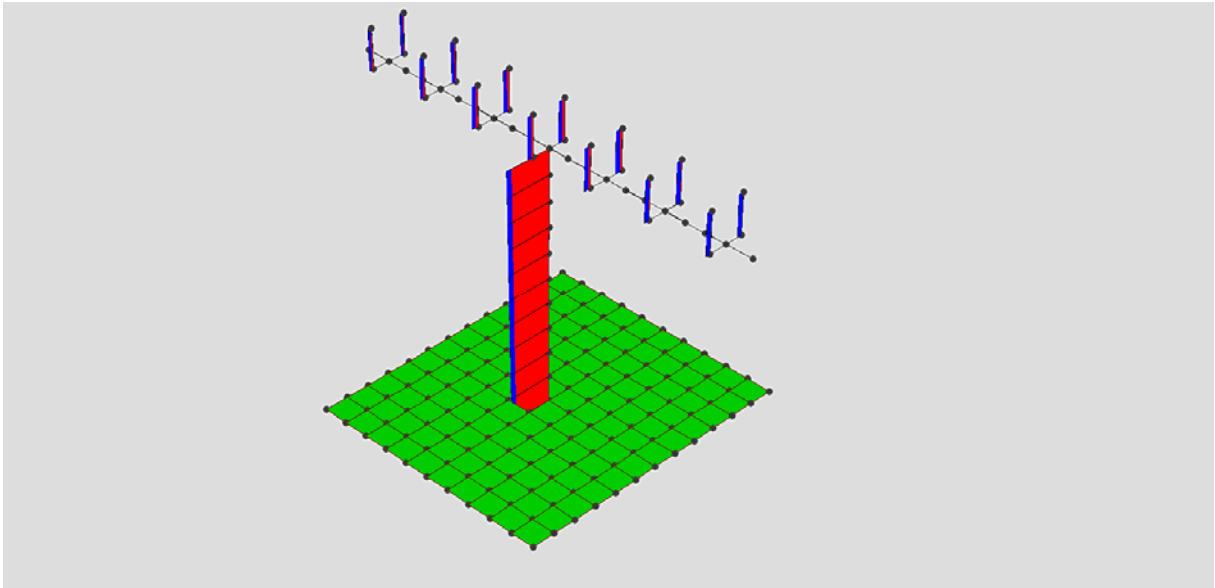


Diagramm 10.29: Normalkraft

$$N = 11045 \text{ kN}$$

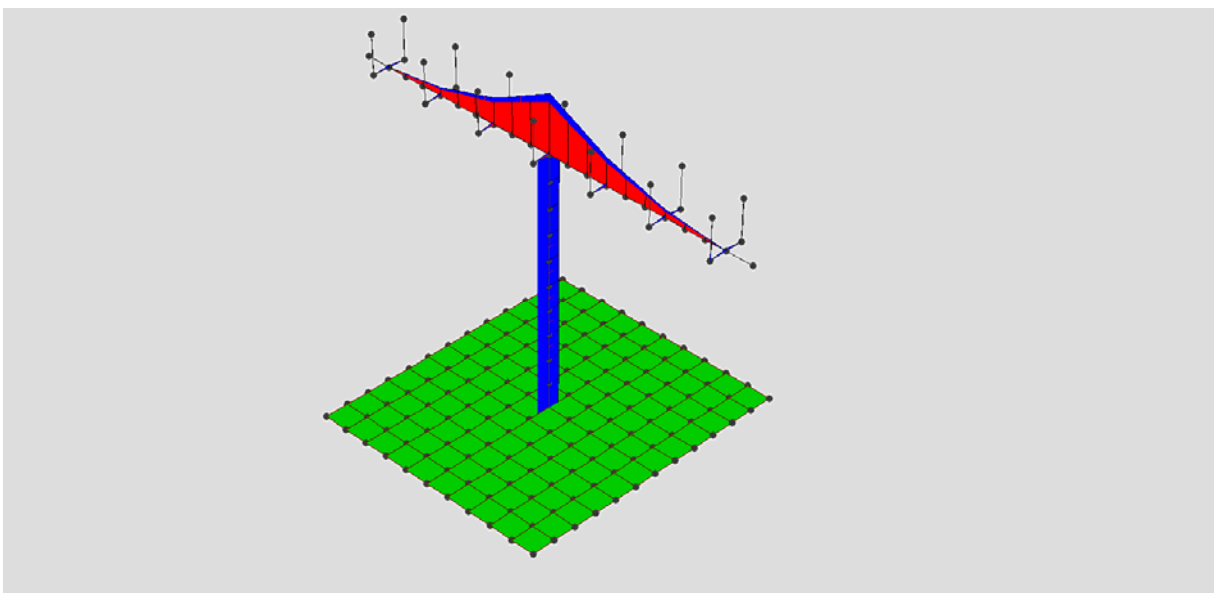
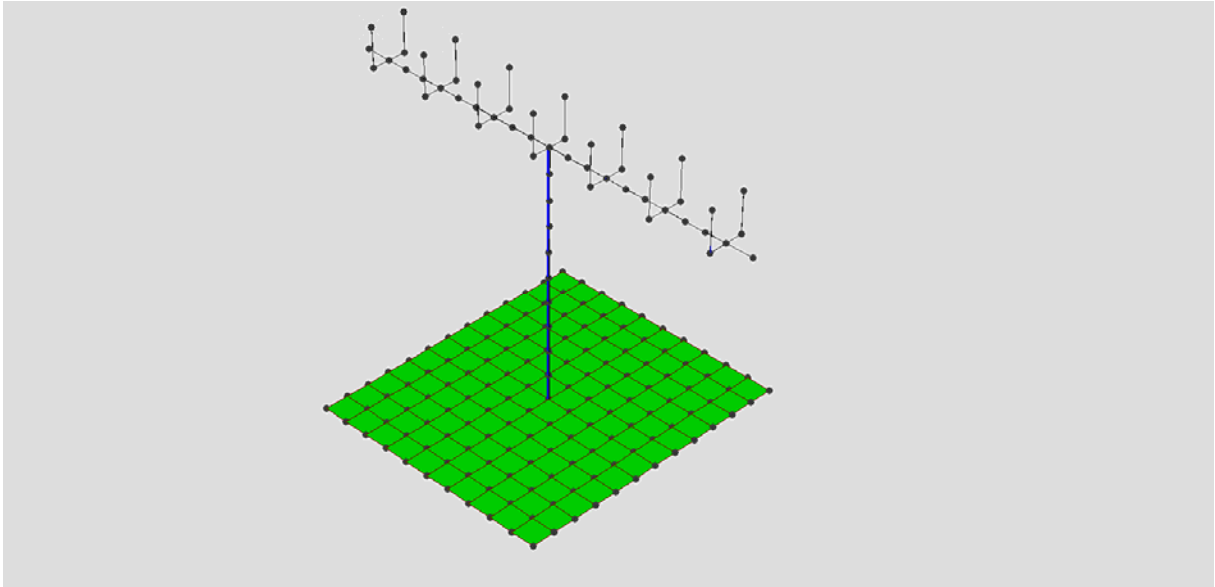


Diagramm 10.30: Biegemoment in Richtung 3

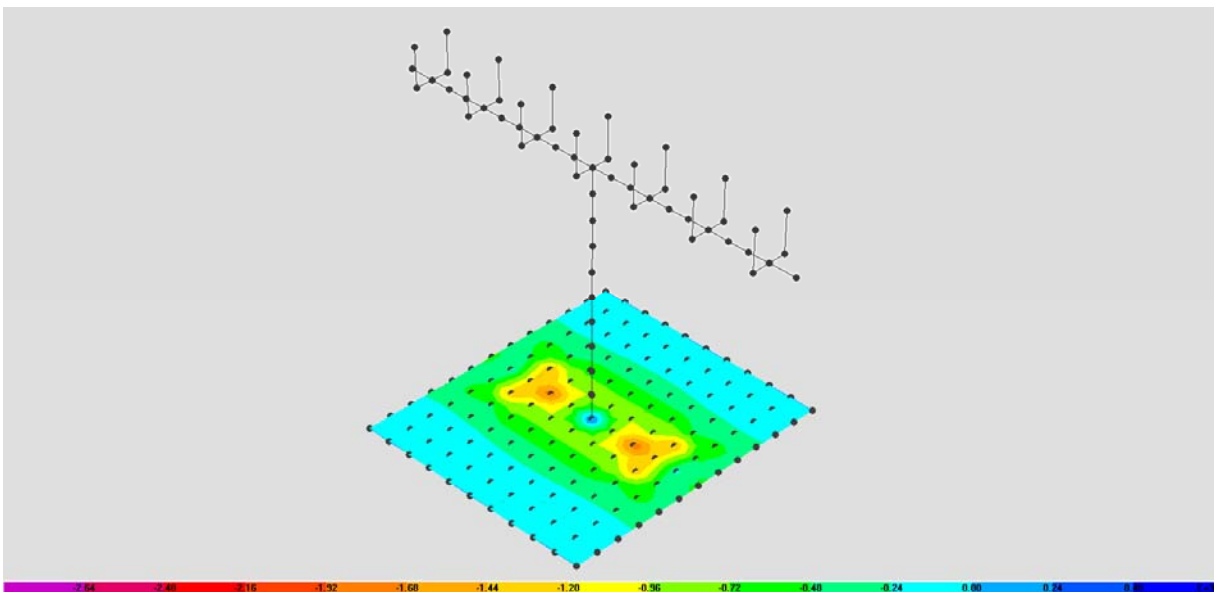
$$M_3 = 3232 \text{ kN.m}$$



**Diagramm 10.31: Biegemoment in Richtung 2**

$$M_2 = 556 \text{ kN.m}$$

### 10.2.3.3 Fundament



**Diagramm 10.32: Momente M11**

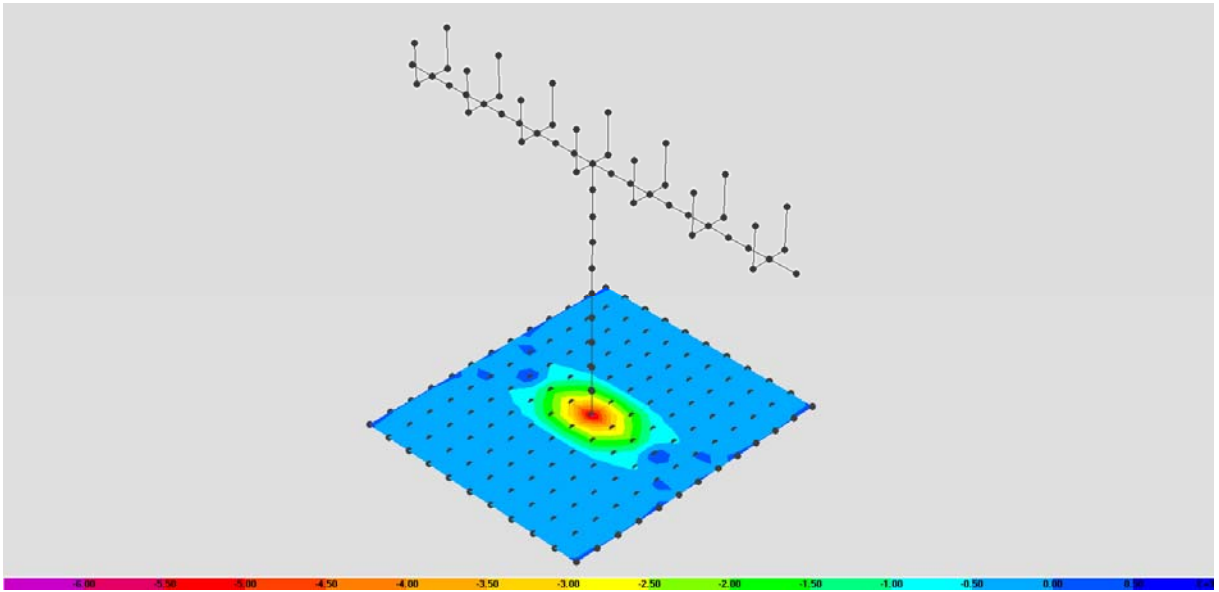


Diagramm 10.33: Momente  $M_{22}$

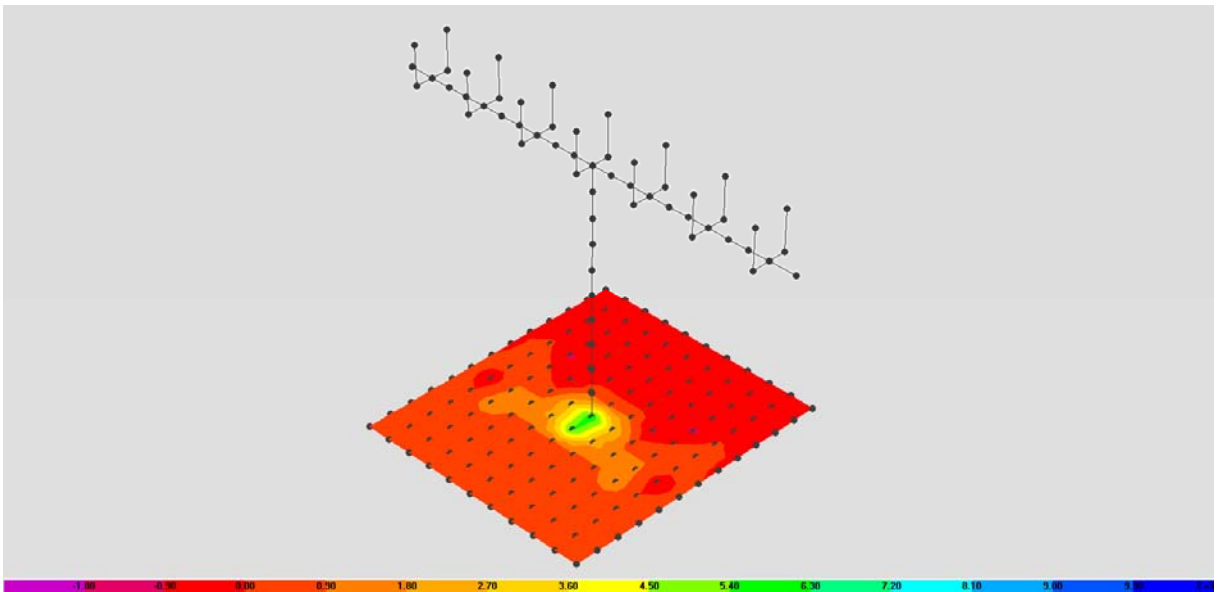
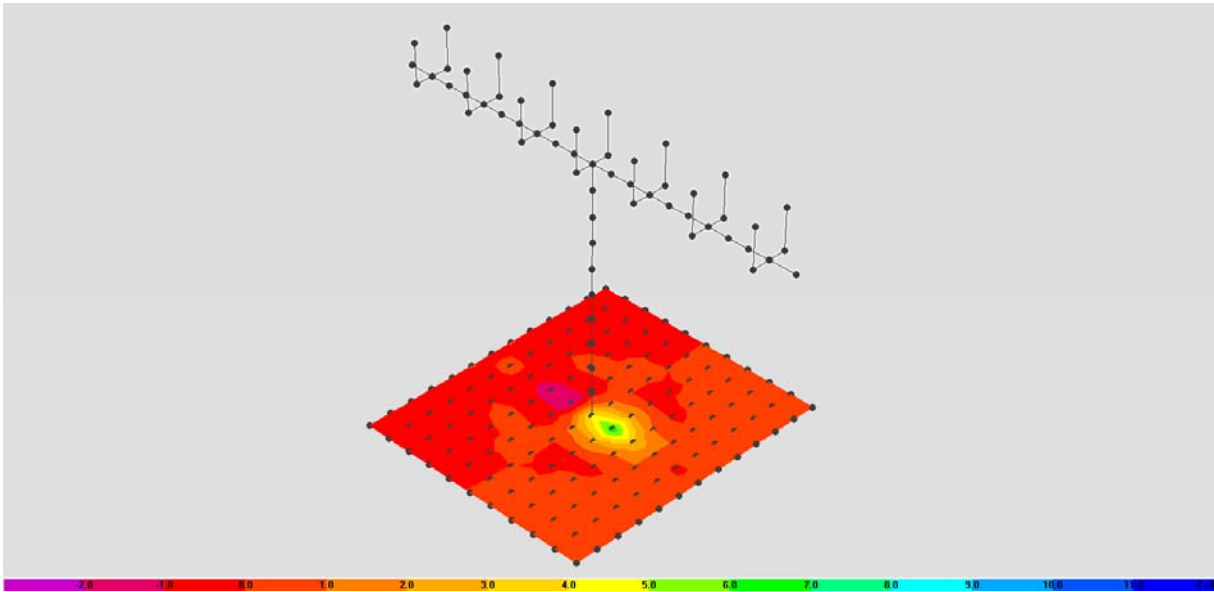


Diagramm 10.34: Querkräfte  $V_{13}$



**Diagramm 10.35: Querkräfte V23**

**Tabelle 10.3: Ergebnisse von Schnittkräften für gewählte Schnitte**

**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fundament 1-1	LC HF	Combination	Max	3.103E-09	1.86E-09	1834.366	-1240.626	425.3229	2.681E-09
Fundament 1-1	LC HF	Combination	Min	-5.756E-09	-1.056E-09	1591.463	-1445.981	-485.751	-4.737E-09
Fundament 2-2	LC HF	Combination	Max	5.019E-09	1.424E-09	2448.527	158.9868	2649.679	2.232E-09
Fundament 2-2	LC HF	Combination	Min	-8.805E-09	-8.235E-10	1695.598	22.6945	1762.96	-4.32E-09



## 10.2.4 Seismische Belastung

### 10.2.4.1 Bestimmen des Bemessungsspektrums

#### 10.2.4.1.1 Bestimmung des Bemessungsspektrums der horizontalen Einwirkung

Anhang G.1

#### 10.2.4.1.2 Bestimmung des Bemessungsspektrums der vertikalen Einwirkung

Anhang G.2

### 10.2.4.2 Belastungskombinationen

$$\text{ErdbebenU1} = G + E_{dx} + \psi_{2,i} Q_{1k}$$

$$\text{ErdbebenU2} = G + E_{dy} + \psi_{2,i} Q_{1k}$$

$$\text{ErdbebenU3} = G + E_{dz} + \psi_{2,i} Q_{1k}$$

$$\psi_{2,i} = 0$$

### 10.2.4.3 Ergebnisse

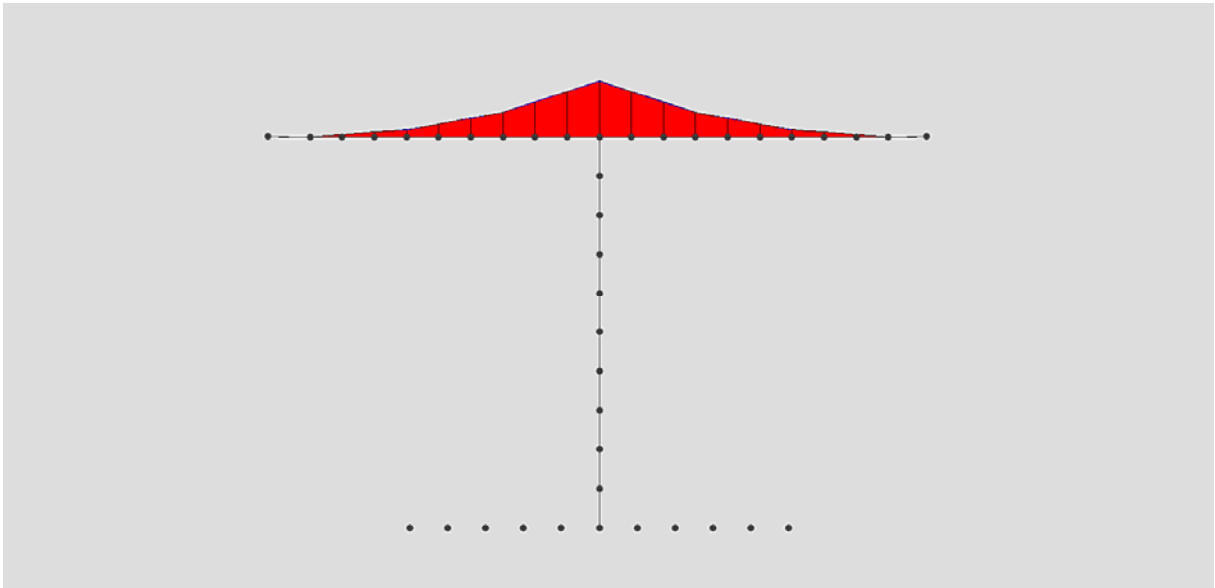
Tabelle 10.4: Eigenfrequenzen und Eigenperioden der Schwingungen

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.27848	0.78218	4.9146	24.153
MODAL	Mode	2	1.14646	0.87225	5.4805	30.036
MODAL	Mode	3	1.135175	0.88092	5.535	30.636
MODAL	Mode	4	1.129296	0.88551	5.5638	30.956
MODAL	Mode	5	0.57991	1.7244	10.835	117.39
MODAL	Mode	6	0.501415	1.9944	12.531	157.02
MODAL	Mode	7	0.496322	2.0148	12.659	160.26
MODAL	Mode	8	0.48146	2.077	13.05	170.31
MODAL	Mode	9	0.446198	2.2412	14.082	198.29
MODAL	Mode	10	0.387984	2.5774	16.194	262.26
MODAL	Mode	11	0.362879	2.7557	17.315	299.8
MODAL	Mode	12	0.309428	3.2318	20.306	412.33
MODAL	Mode	13	0.229674	4.354	27.357	748.4
MODAL	Mode	14	0.222397	4.4965	28.252	798.18
MODAL	Mode	15	0.204192	4.8974	30.771	946.85
MODAL	Mode	16	0.194991	5.1284	32.223	1038.3
MODAL	Mode	17	0.141864	7.049	44.29	1961.6
MODAL	Mode	18	0.139008	7.1938	45.2	2043.1
MODAL	Mode	19	0.133516	7.4897	47.059	2214.6
MODAL	Mode	20	0.12678	7.8877	49.56	2456.2

**Tabelle 10.5: Summe der Modalmassen**

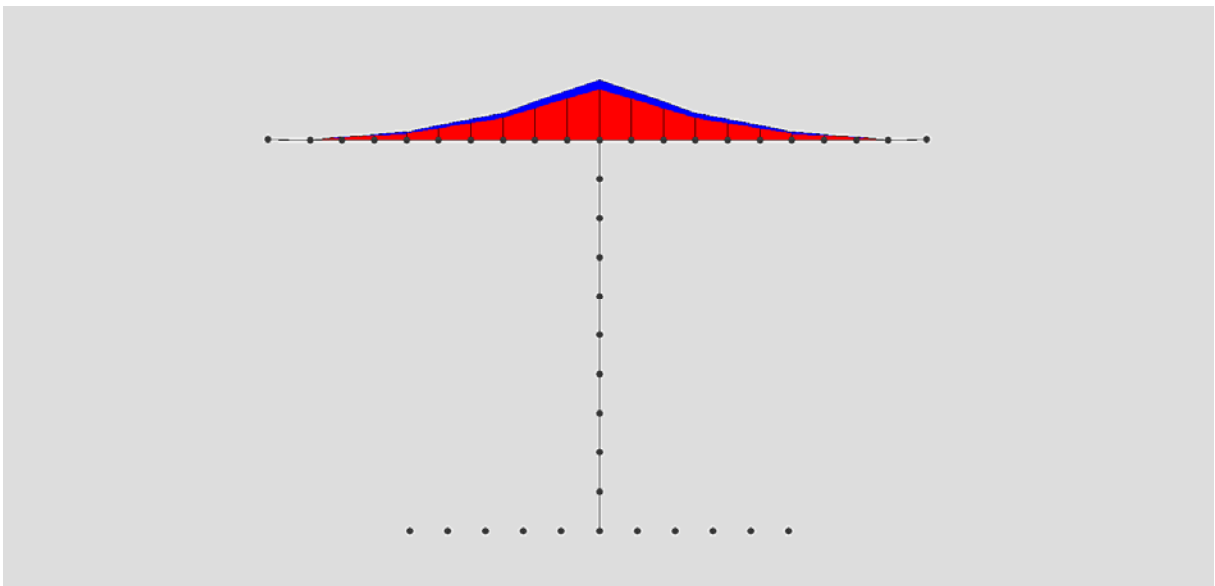
<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>									
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUZ</b>	<b>SumRX</b>	<b>SumRY</b>	<b>SumRZ</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.482661	1.59E-12	0.96538	4.88E-14	0.01764	7.71E-14	0.6474
MODAL	Mode	2	1.341734	6.88E-09	0.96564	4.93E-14	0.01765	3.92E-11	0.9553
MODAL	Mode	3	0.601052	0.83226	0.96564	9.65E-07	0.01765	0.00605	0.97267
MODAL	Mode	4	0.510049	0.83226	0.99983	9.65E-07	0.20828	0.00605	0.99638
MODAL	Mode	5	0.468749	0.99899	0.99983	1.06E-06	0.20828	0.0091	0.99985
MODAL	Mode	6	0.27802	0.99949	0.99983	0.25328	0.3495	0.04388	0.99986
MODAL	Mode	7	0.26805	0.99984	0.99983	0.57263	0.52755	0.5082	0.99987
MODAL	Mode	8	0.237142	0.99984	0.99984	0.57263	0.59097	0.5082	0.99989
MODAL	Mode	9	0.229657	0.99984	0.99985	0.57263	0.66132	0.5082	0.99989
MODAL	Mode	10	0.162109	0.99984	0.99985	0.57263	0.66132	0.5082	0.9999
MODAL	Mode	11	0.13976	0.99984	0.99985	0.57323	0.66166	0.50856	0.9999
MODAL	Mode	12	0.137549	0.99984	0.99985	0.57354	0.66183	0.50886	0.9999
MODAL	Mode	13	0.112396	0.99984	0.99986	0.57354	0.66379	0.50886	0.9999
MODAL	Mode	14	0.105452	0.99984	0.99986	0.61153	0.68489	0.53884	0.9999
MODAL	Mode	15	0.100438	0.99984	0.99998	0.61153	0.69732	0.53884	0.99998
MODAL	Mode	16	0.090898	0.99984	0.99998	0.61212	0.69765	0.681	0.99998
MODAL	Mode	17	0.088971	0.99984	0.99998	0.61212	0.69845	0.681	0.99999
MODAL	Mode	18	0.086665	0.99984	1	0.61212	0.76796	0.681	1
MODAL	Mode	19	0.085717	0.99984	1	0.97428	0.97014	0.95124	1
MODAL	Mode	20	0.083183	0.99997	1	0.97429	0.97015	0.96074	1

### 10.2.4.3.1 Riegel



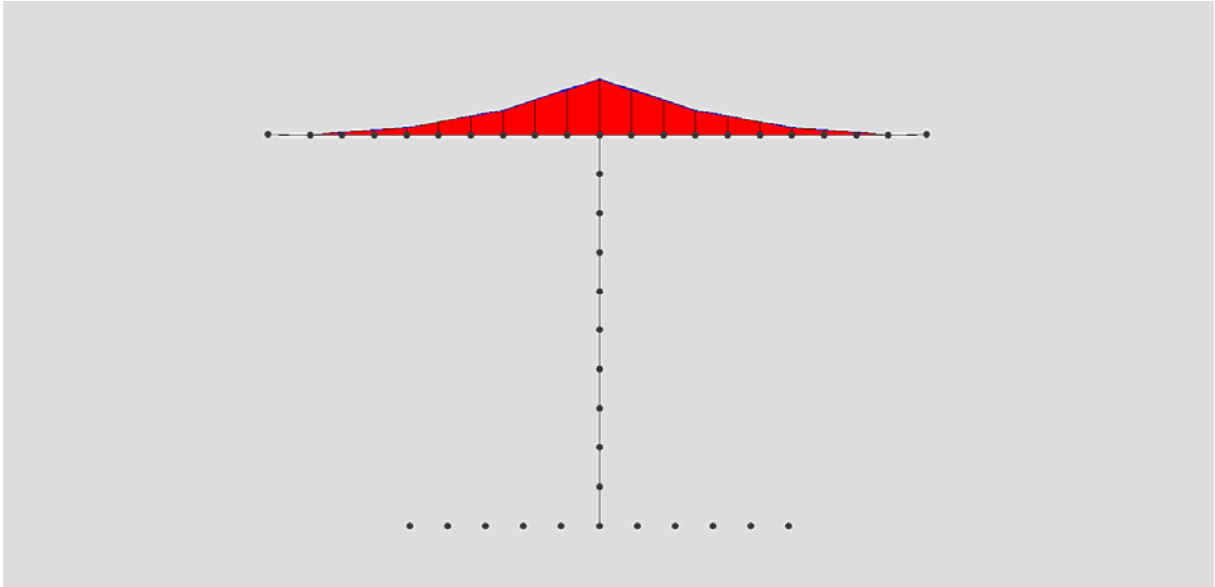
**Diagramm 10.36: Biegemoment von Erdbeben U1**

$$M_{\max} = 3931 \text{ kN.m}$$



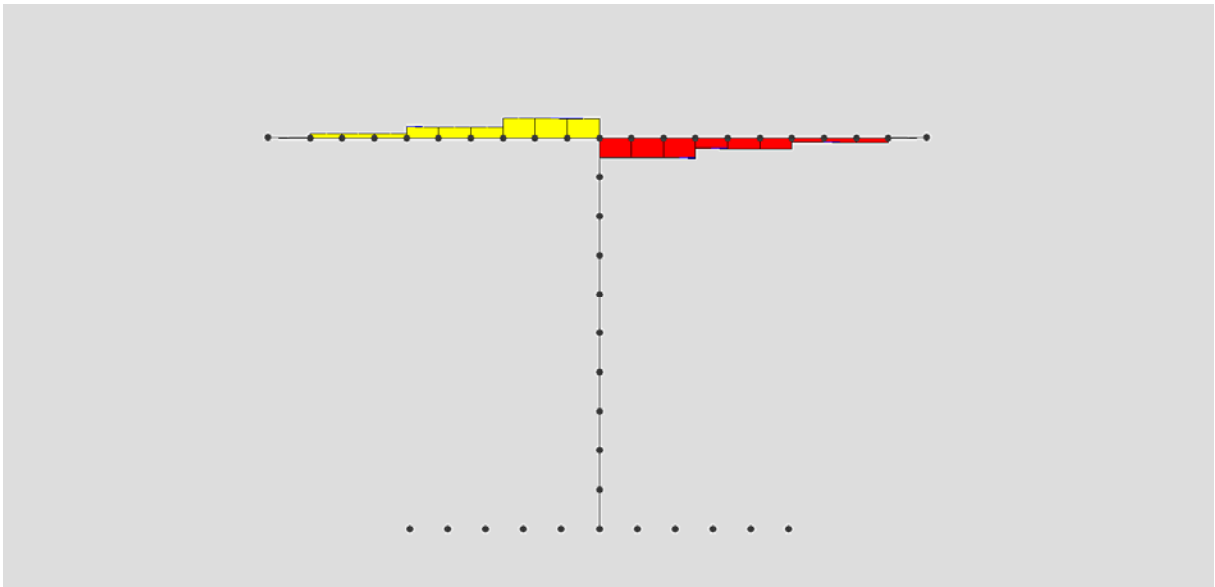
**Diagramm 10.37: Biegemoment von Erdbeben U2**

$$M_{\max} = 4361 \text{ kN.m}$$



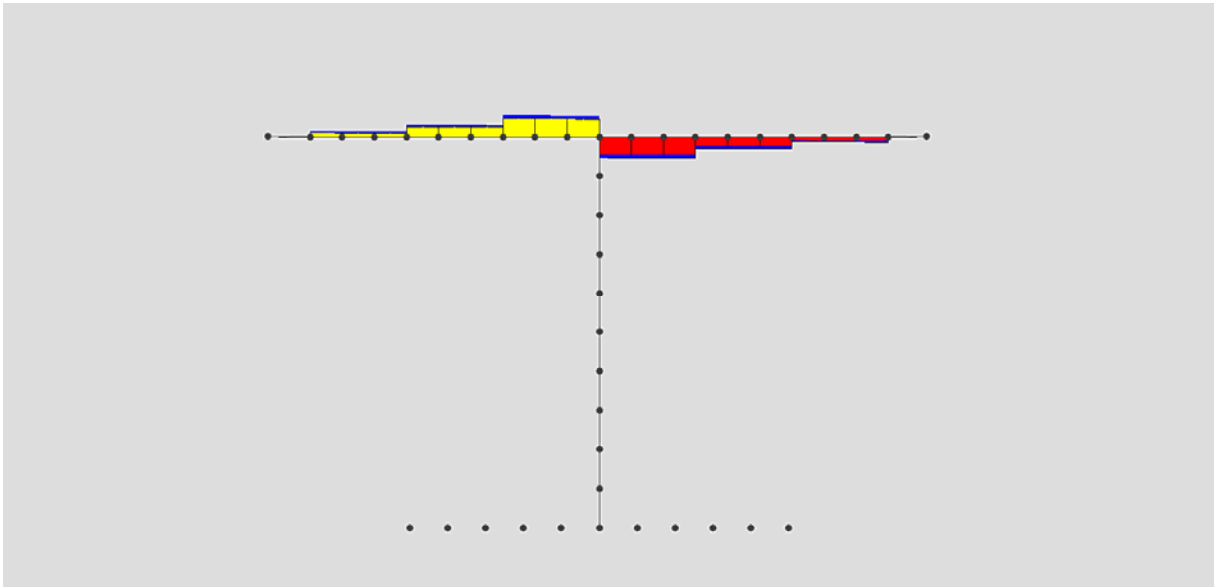
**Diagramm 10.38: Biegemoment von Erdbeben U3**

$$M_{\max} = 4004 \text{ kN.m}$$



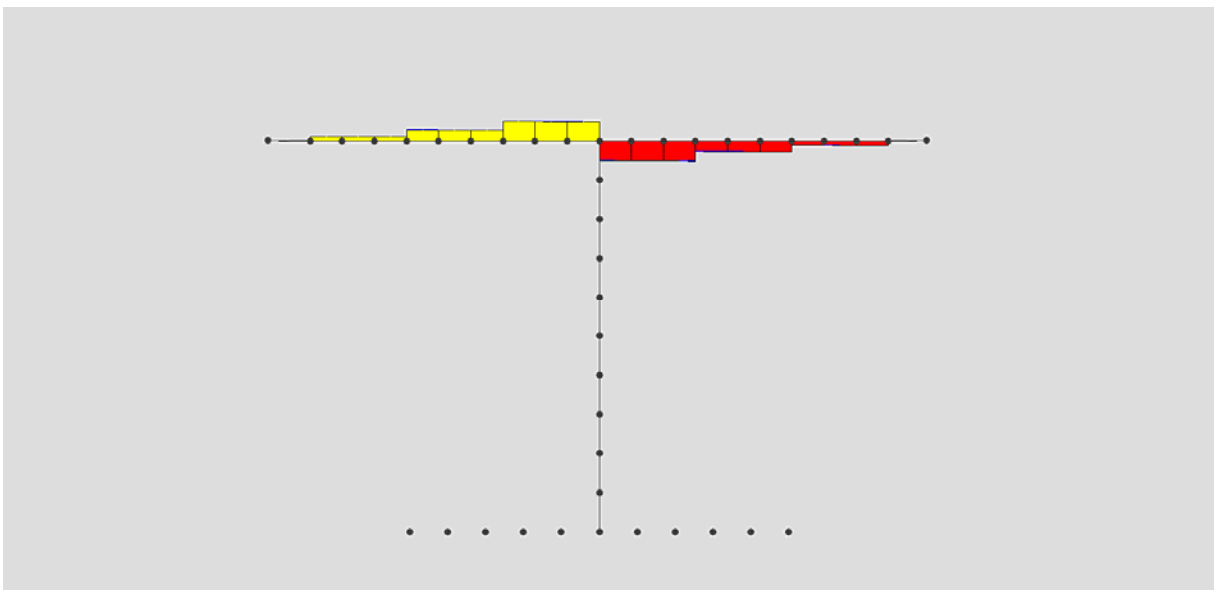
**Diagramm 10.39: Querkräfte von Erdbeben U1**

$$Q_{\max} = 1722 \text{ kN}$$



**Diagramm 10.40: Querkräfte von Erdbeben U2**

$$Q_{\max} = 1898kN$$

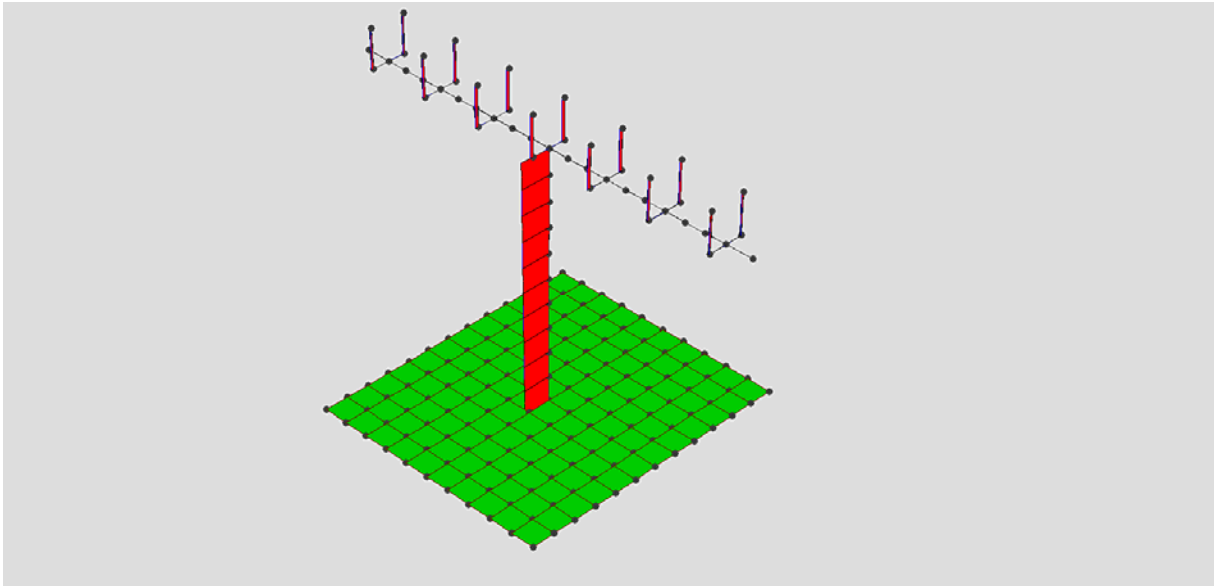


**Diagramm 10.41: Querkräfte von Erdbeben U3**

$$Q_{\max} = 1730kN$$

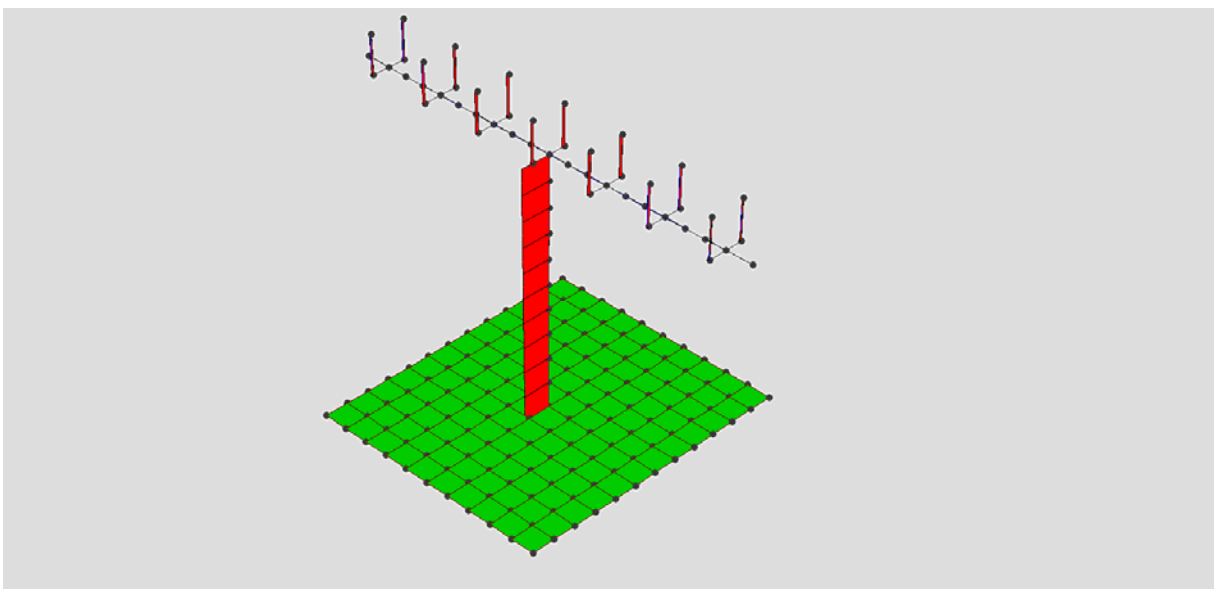
**Die Torsionsmomente kann man vernachlässigen.**

### 10.2.4.3.2 Pfeiler



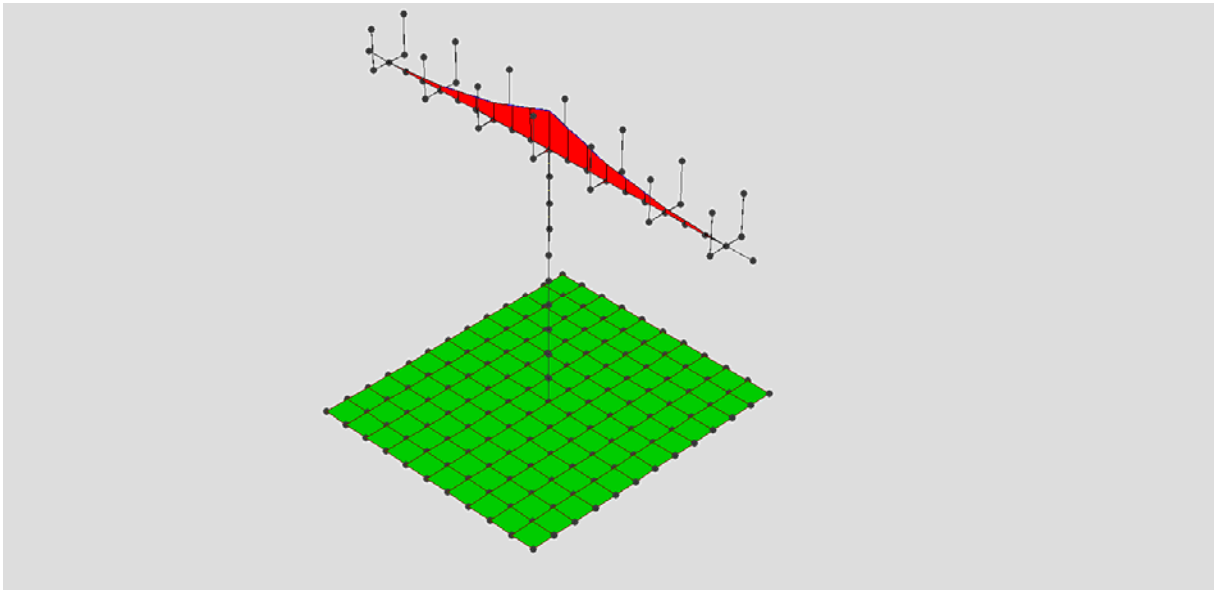
**Diagramm 10.42: Normalkraft von Erdbeben U1**

$$N = 7218kN$$



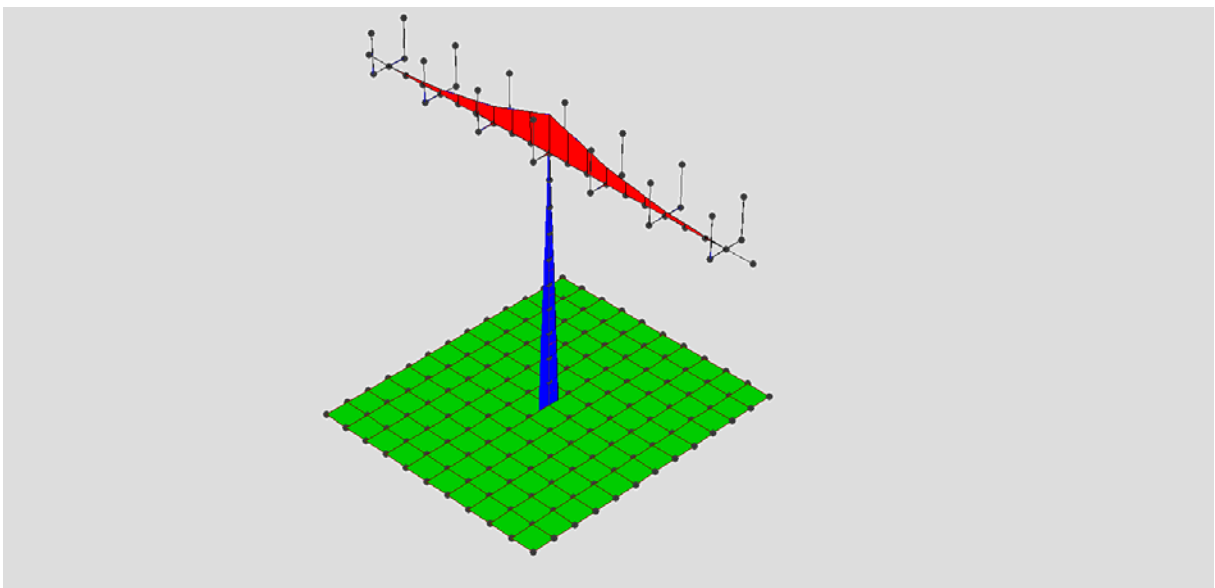
**Diagramm 10.43: Normalkraft von Erdbeben U2**

$$N = 7172kN$$



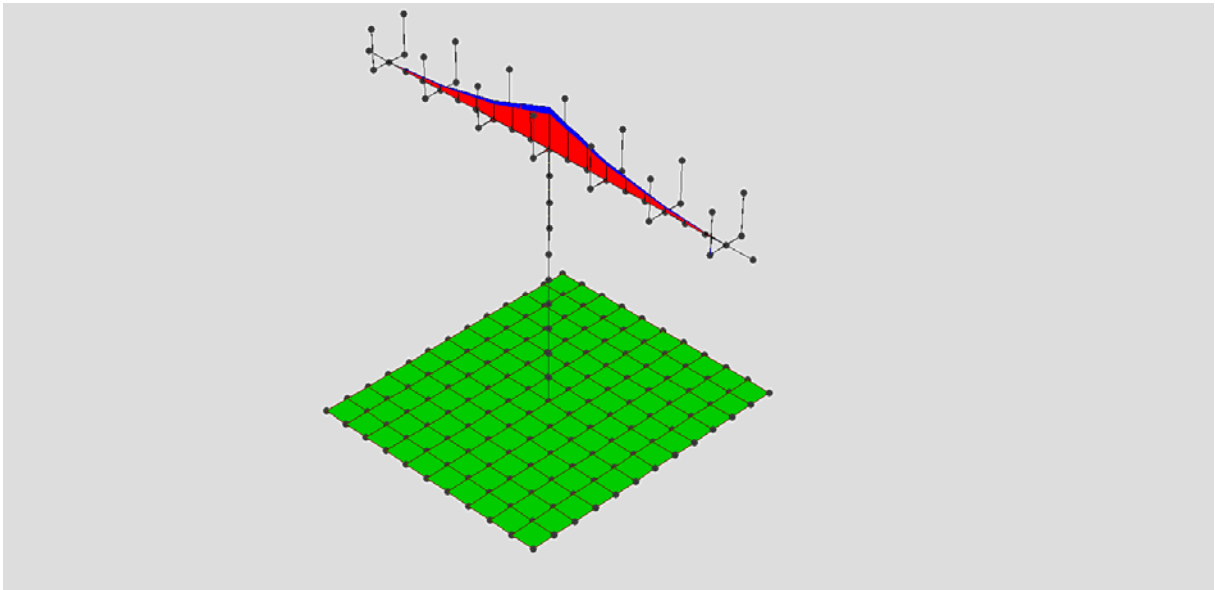
**Diagramm 10.44: Normalkraft von Erdbeben U3**

$$N = 7250kN$$



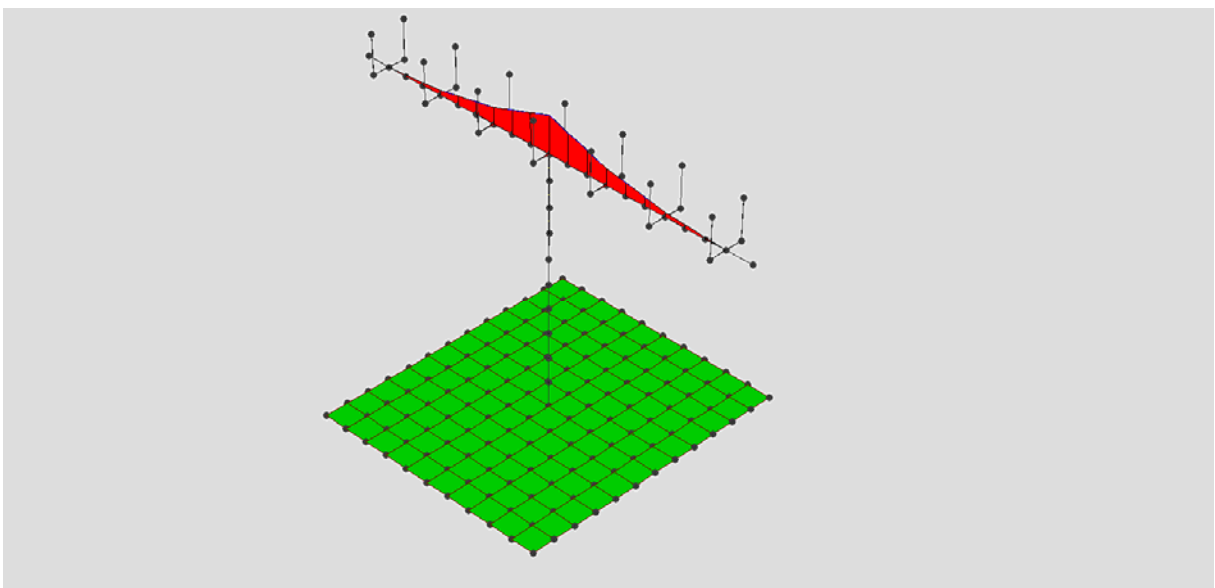
**Diagramm 10.45: Biegemoment in der Richtung 3 von Erdbeben U1**

$$M_3 = 2987kN.m$$



**Diagramm 10.46: Biegemoment in der Richtung 2 von Erdbeben U2**

$$M_3 = 89kN.m$$

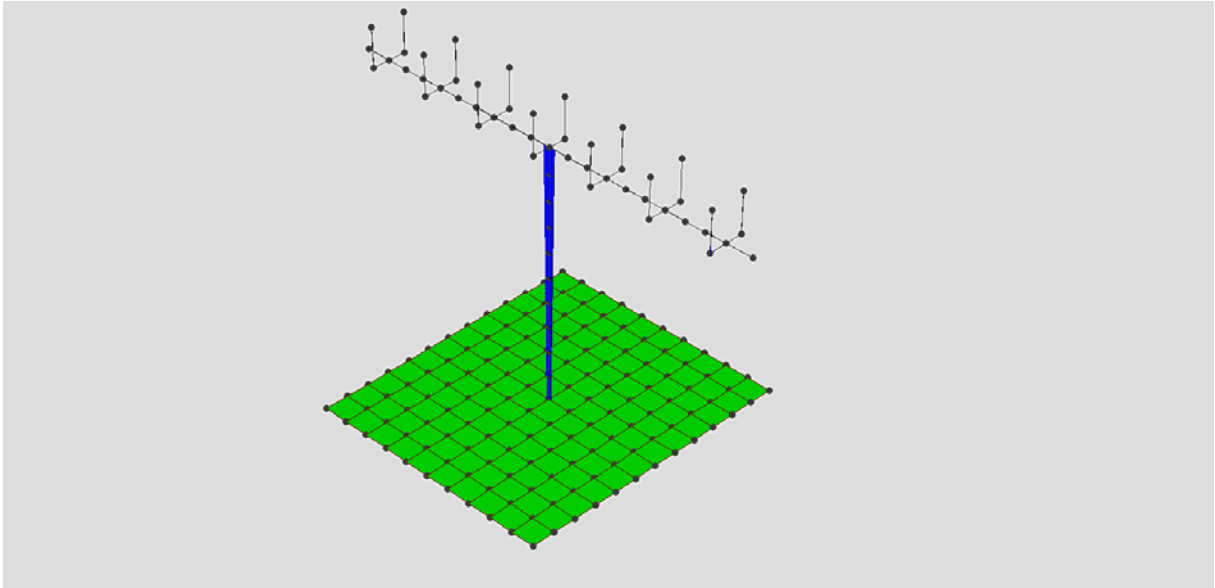


**Diagramm 10.47: Biegemoment in der Richtung 3 von Erdbeben U3**

$$M_3 = 150kN.m$$



Biegemoment in der Richtung 2 von Erdbeben U1 wird vernachlässigt.



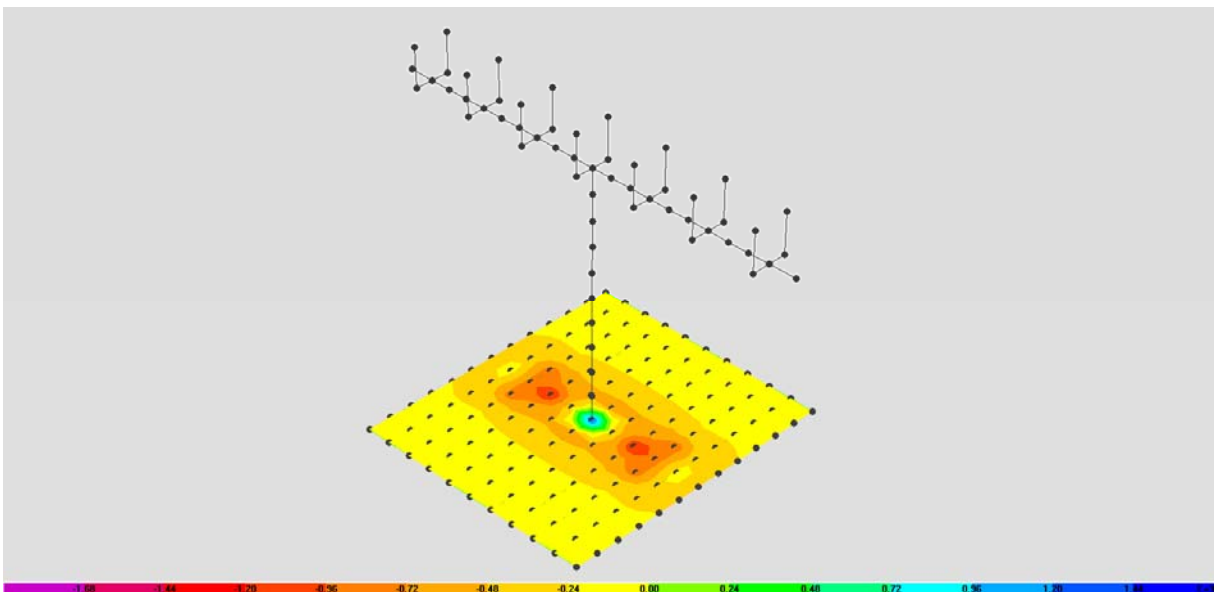
**Diagramm 10.48: Biegemoment in der Richtung 2 von Erdbeben U2**

$$M_2 = 1504 \text{ kN.m}$$

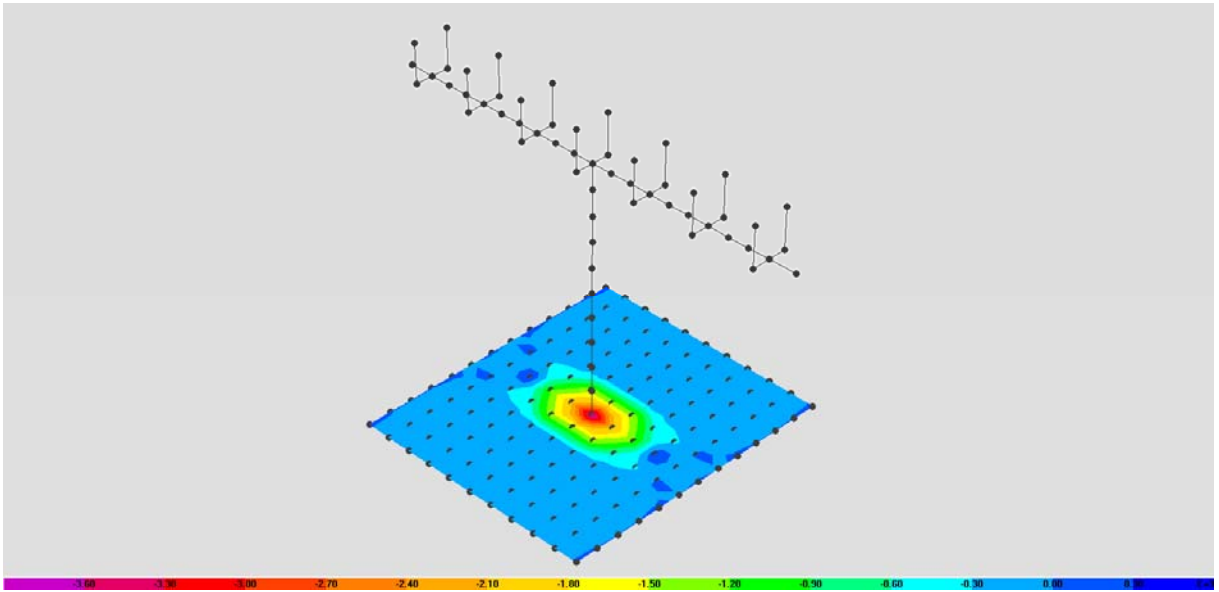
Biegemoment in der Richtung 2 von Erdbeben U2 wird vernachlässigt.

#### 10.2.4.3.2.1 Fundament

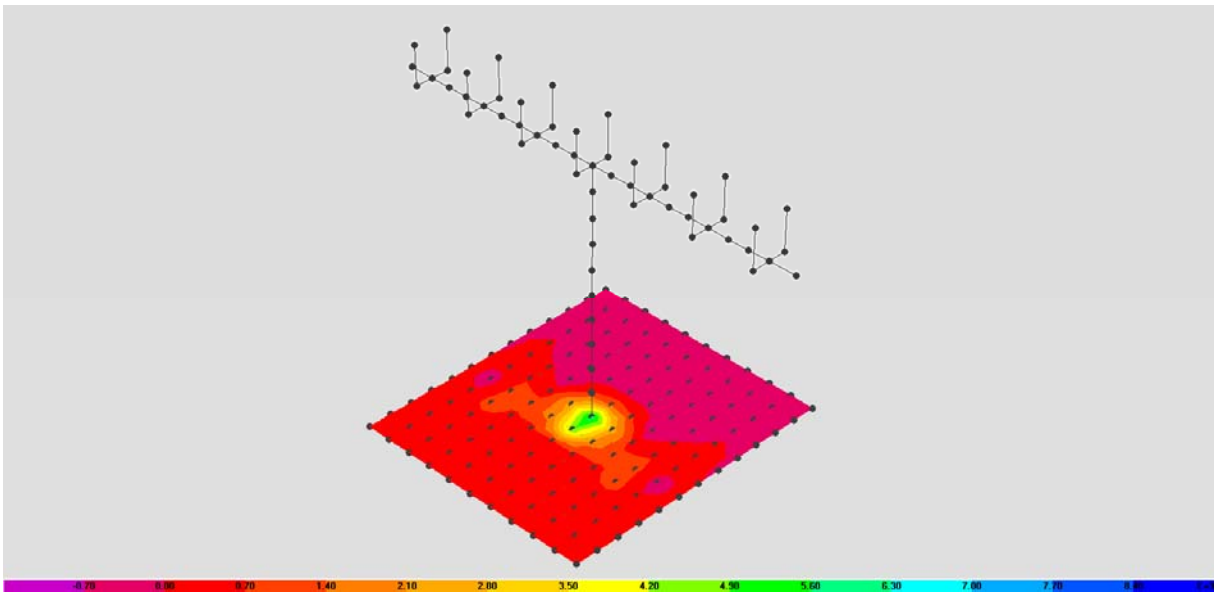
##### 10.2.4.3.2.1.1 Schnittkräfte von ErdbebenU1



**Diagramm 10.49: Momente M11**



**Diagramm 10.48: Momente  $M_{22}$**



**Diagramm 10.49: Querkräfte  $V_{13}$**

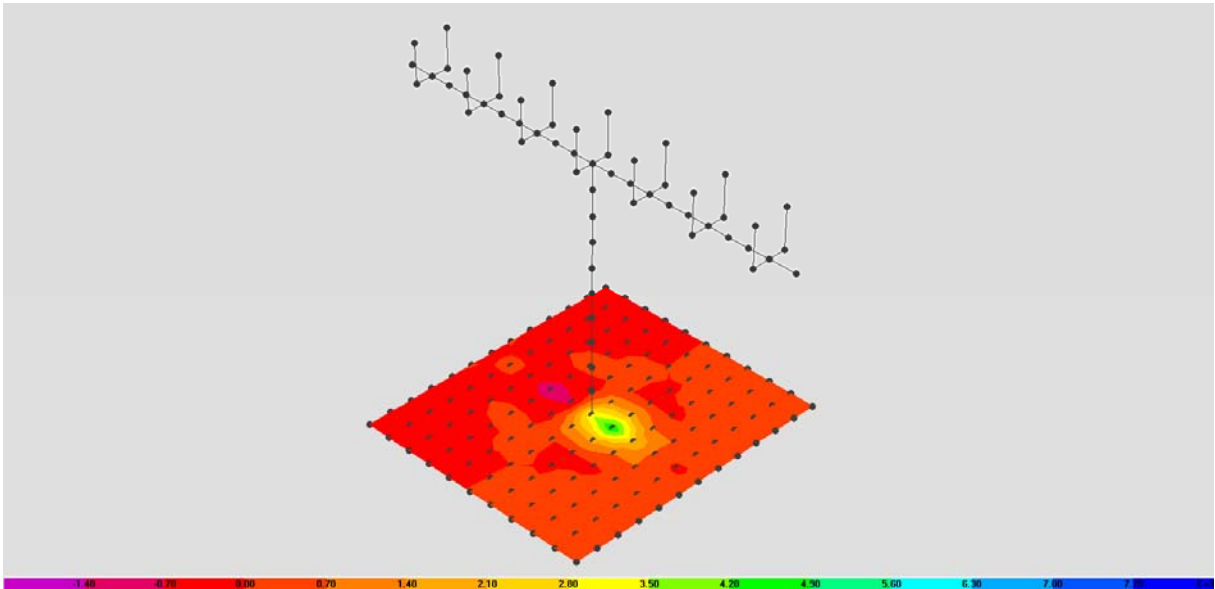


Diagramm 10.50: Querkräfte V23

Tabelle 10.6: Resultierende Momente und Kräfte

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fundament 1-1	Erdbeben U1	Combination	Max	61.06	0.001856	1185.687	-913.286	422.1581	51.3687
Fundament 1-1	Erdbeben U1	Combination	Min	-61.06	-0.00186	1172.08	-924.718	-448.99	-51.3687
Fundament 2-2	Erdbeben U1	Combination	Max	75.824	3.396	1764.647	108.0725	1913.783	2.3997
Fundament 2-2	Erdbeben U1	Combination	Min	-75.824	-3.396	1064.491	60.7762	1085.596	-2.3997

#### 10.2.4.3.2.1.2 Schnittkräfte von ErdbebenU2

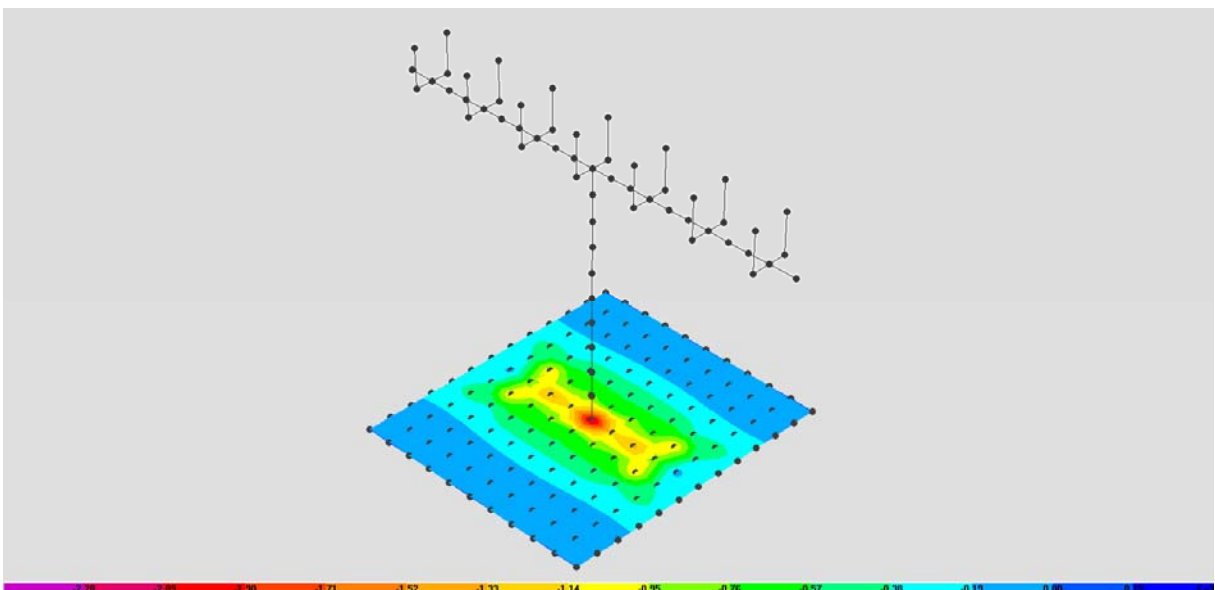
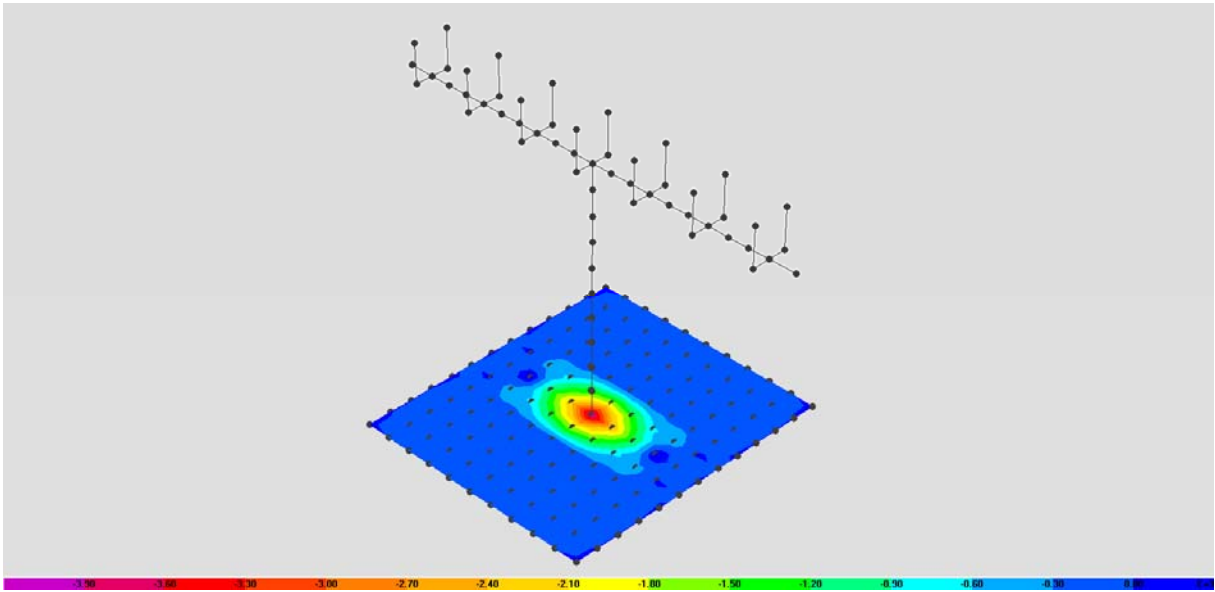
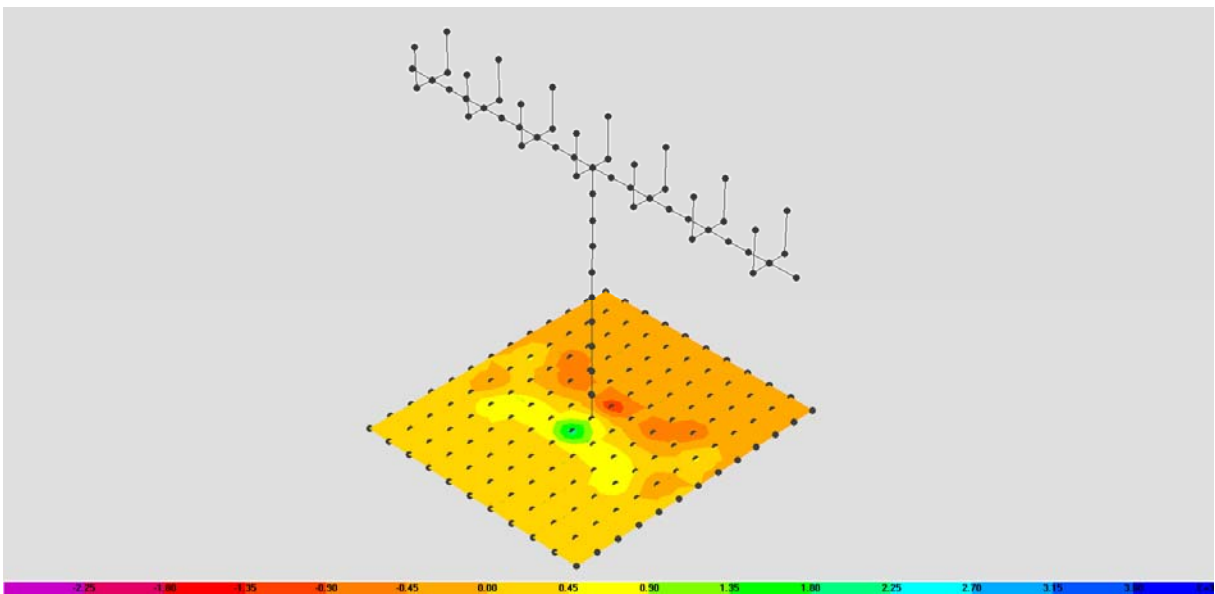


Diagramm 10.51: Momente M11



**Diagramm 10.52: Momente M22**



**Diagramm 10.53: Querkräfte V13**

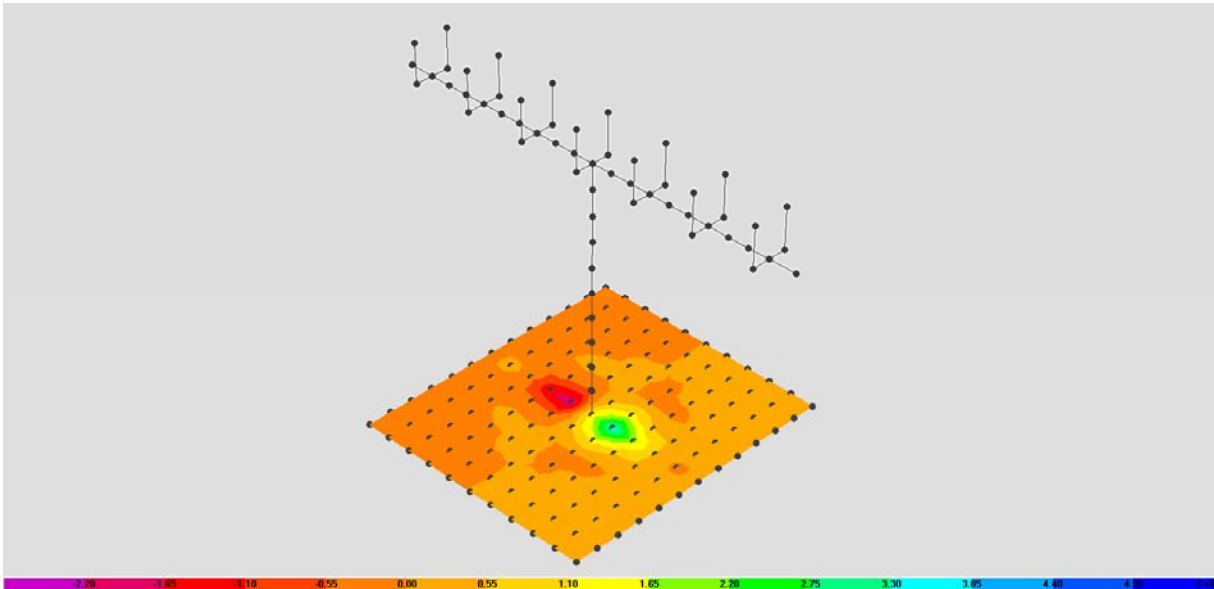


Diagramm 10.54: Querkräfte V23

Tabelle 10.7: Resultierende Momente und Kräfte

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fundament 1-1	Erdbeben U2	Combination	Max	0.63	20.121	1247.414	-859.215	-13.4115	1.5589
Fundament 1-1	Erdbeben U2	Combination	Min	-0.63	-20.121	1110.353	-978.79	-13.4205	-1.5589
Fundament 2-2	Erdbeben U2	Combination	Max	1.943	25.685	1422.211	186.6629	1500.824	27.2261
Fundament 2-2	Erdbeben U2	Combination	Min	-1.943	-25.685	1406.927	-17.8142	1498.555	-27.2261

### 10.2.4.3.2.1.3 Schnittkräfte von ErdbebenU3

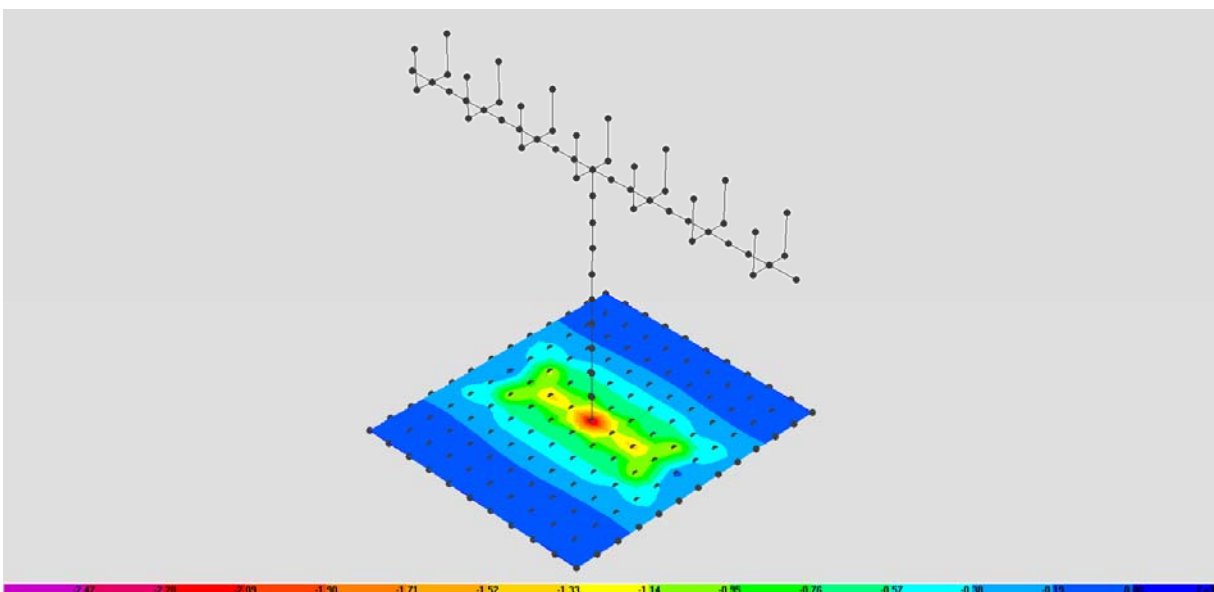
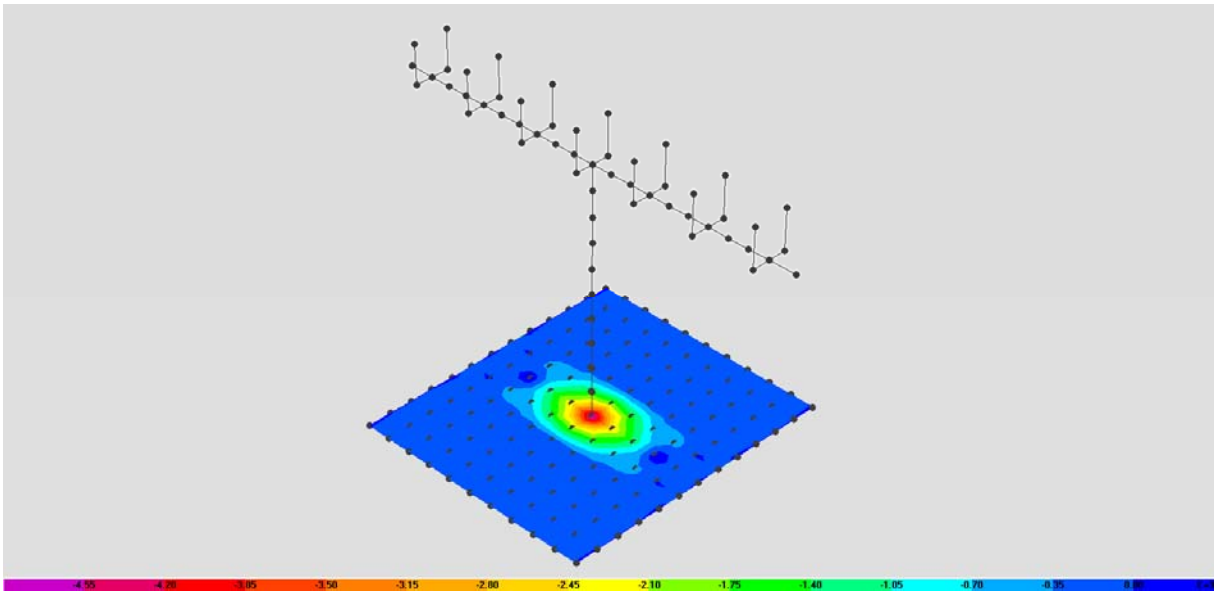
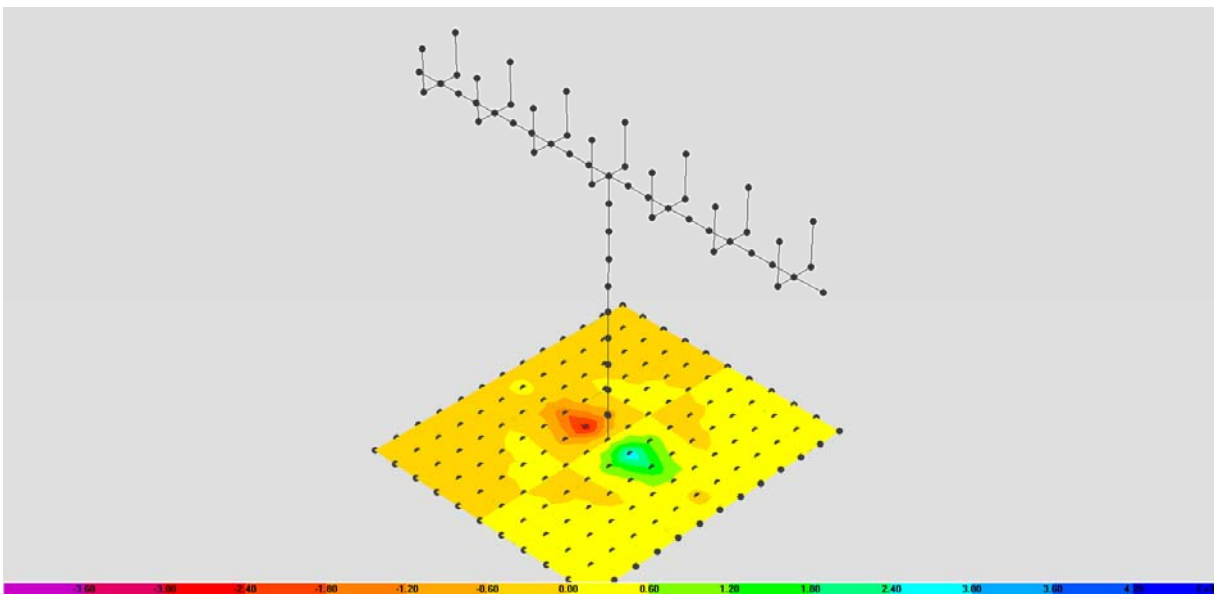


Diagramm 10.55: Momente M11



**Diagramm 10.56: Momente  $M_{22}$**



**Diagramm 10.57: Querkräfte  $V_{13}$**

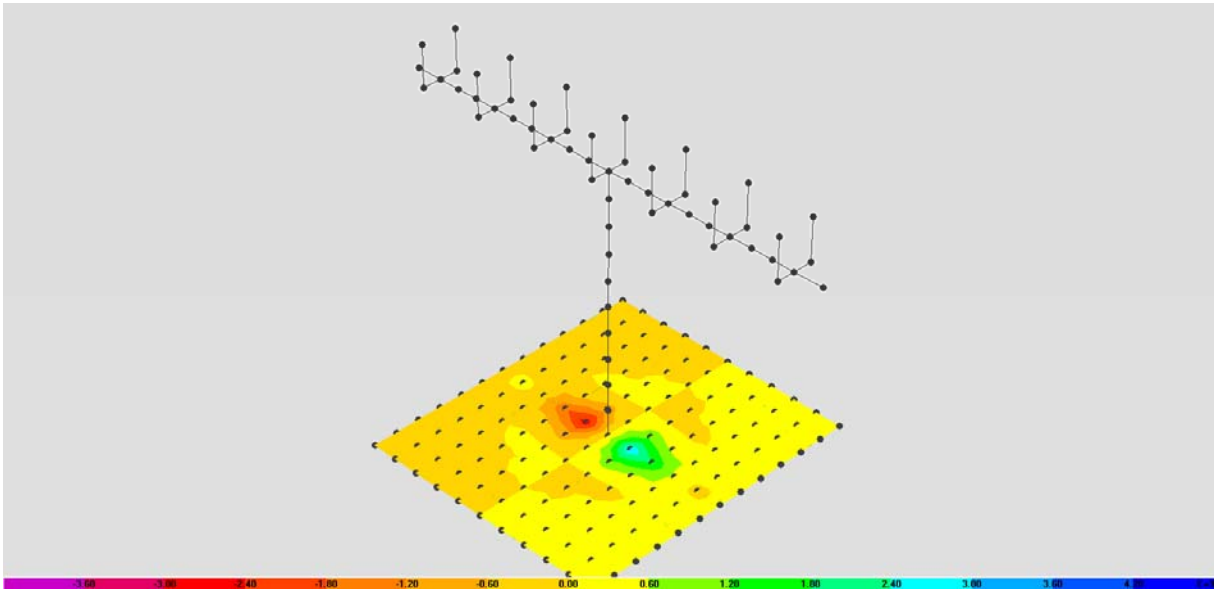


Diagramm 10.58: Querkräfte V23

Tabelle 10.8: Resultierende Momente und Kräfte

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fundament 1-1	Erdbeben U3	Combinatic Max		0.393	0.000943	1190.51	-909.234	-4.3086	0.3319
Fundament 1-1	Erdbeben U3	Combinatic Min		-0.393	-0.00094	1167.257	-928.77	-22.5234	-0.3319
Fundament 2-2	Erdbeben U3	Combinatic Max		0.487	0.023	1434.225	85.6739	1521.948	0.0172
Fundament 2-2	Erdbeben U3	Combinatic Min		-0.487	-0.023	1394.913	83.1748	1477.431	-0.0172

## 10.3 Bemessung

### 10.3.1 Riegel

In dem Anhang H.1 kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Biegung finden.

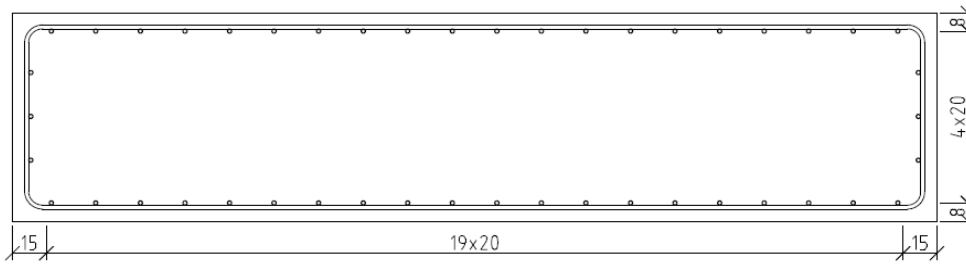
In dem Anhang H.2 kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Querkraft finden.

### 10.3.2 Pfeiler

Die Bemessung wird anhand der Hilfe des Programmes GaLa Reinforcement 4.1 durchgeführt.

$$\text{Mindestbewehrung: } A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 58,7 \text{ cm}^2$$

Es wird unten und oben Bewehrung je 20 Stäbe N20 angenommen.



### 10.3.2.1 Gemeinsame Einstellung des Programmes



Diagramm 10.59: Wahl der Belastung und Art der Kontrolle



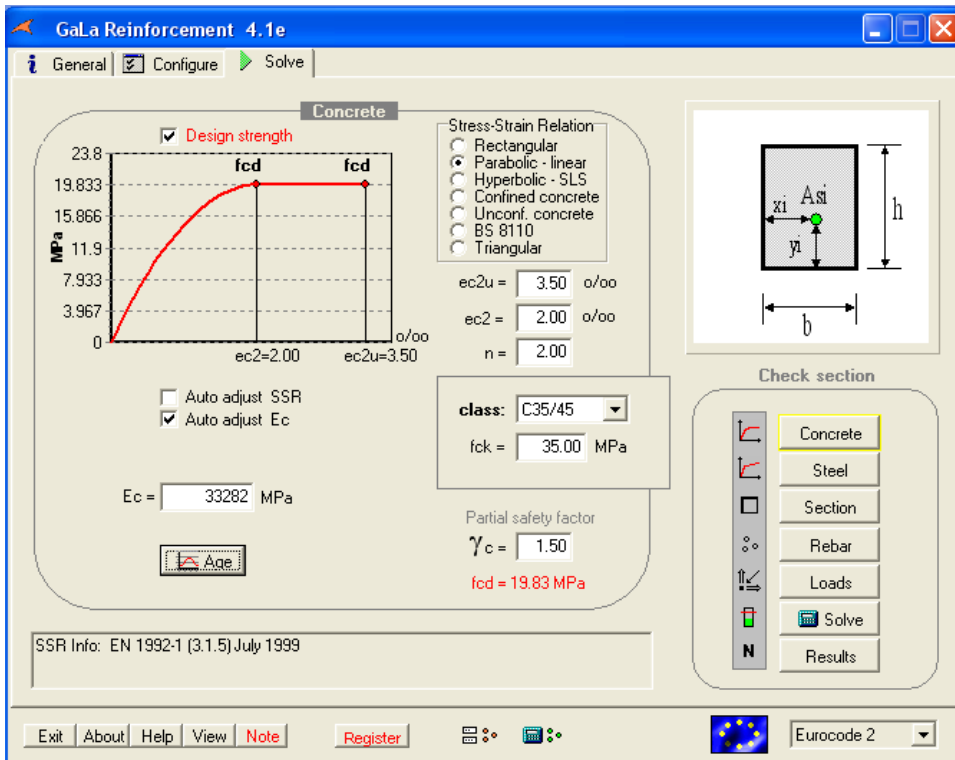


Diagramm 10.60: Eigenschaften des Betons

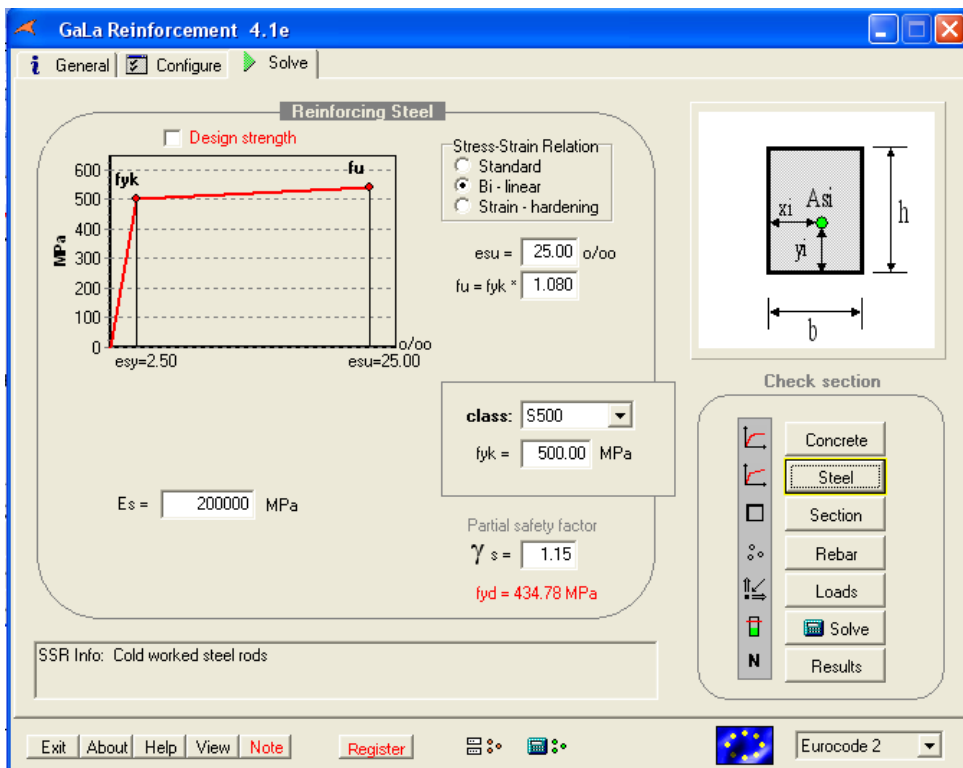
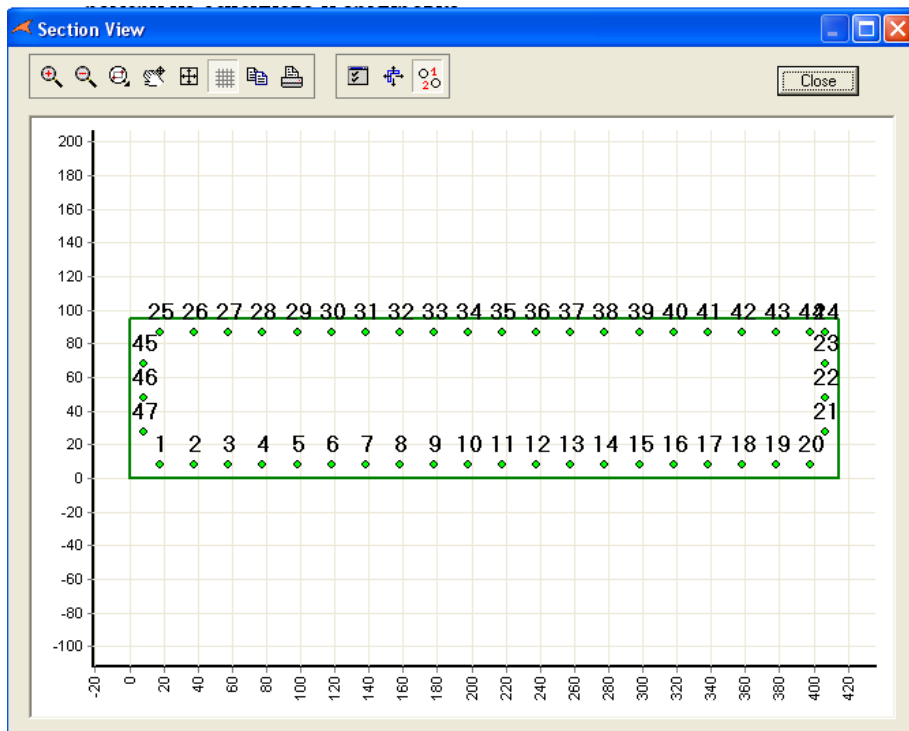


Diagramm 10.61: Eigenschaften des Bewehrungsstahls



**Diagramm 10.62: Geometrische Abmessungen des Querschnittes und die Lage der Bewehrung**

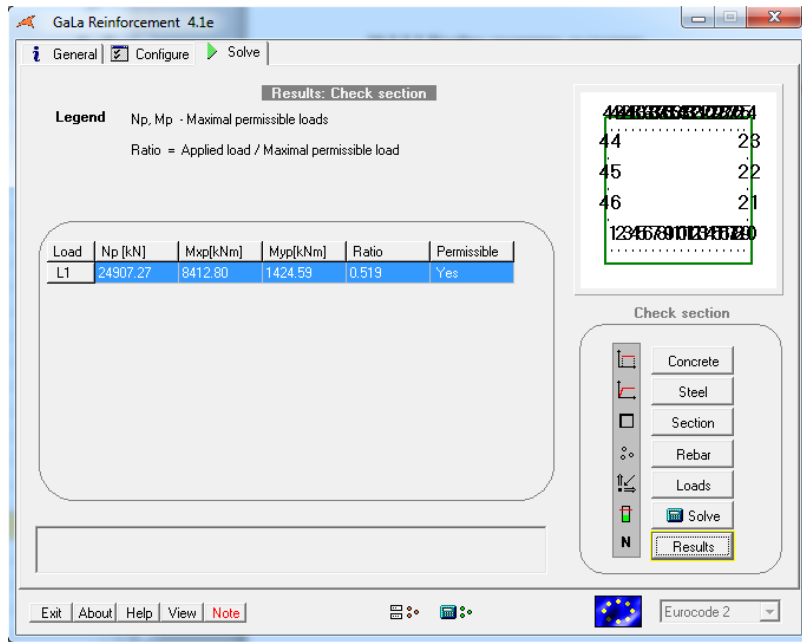
*Der Zustand der Tragfähigkeit*

**Nachweis der Tragfähigkeit der ersten Belastungskombination**

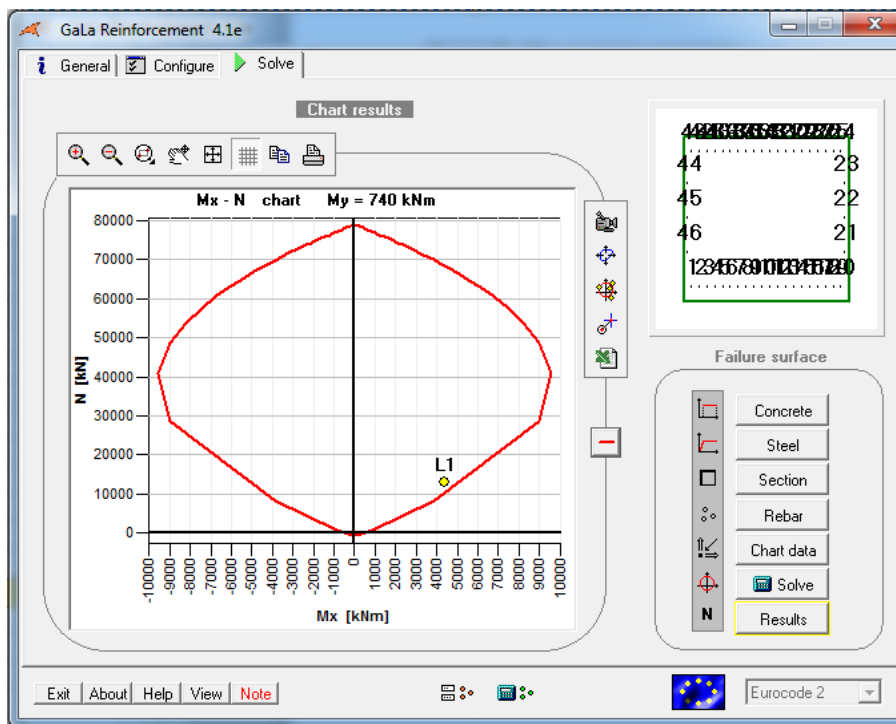
$$N = -12938kN$$

$$M_y = 4370kNm$$

$$M_x = 740kNm$$



**Diagramm 10.63: Überprüfung des Querschnittes**



**Diagramm 10.64: Interaktionsdiagramm**

## Nachweis der Trgfähigkeit der zweiten Belastungskombination

$$N = 12174 \text{ kN}$$

$$M_x = 4364 \text{ kNm}$$

$$M_y = 579 \text{ kNm}$$

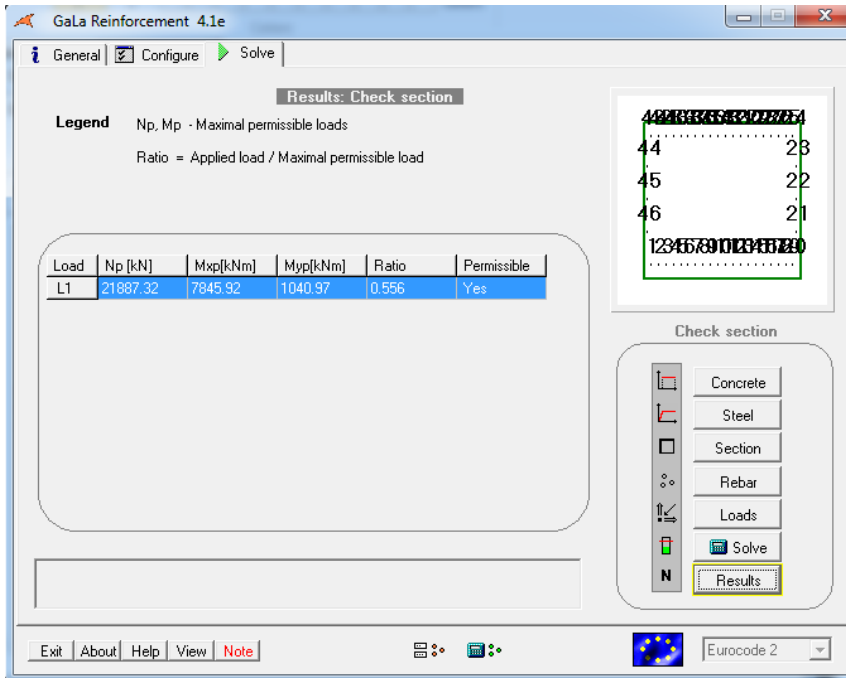


Diagramm 10.65: Überprüfung des Querschnittes

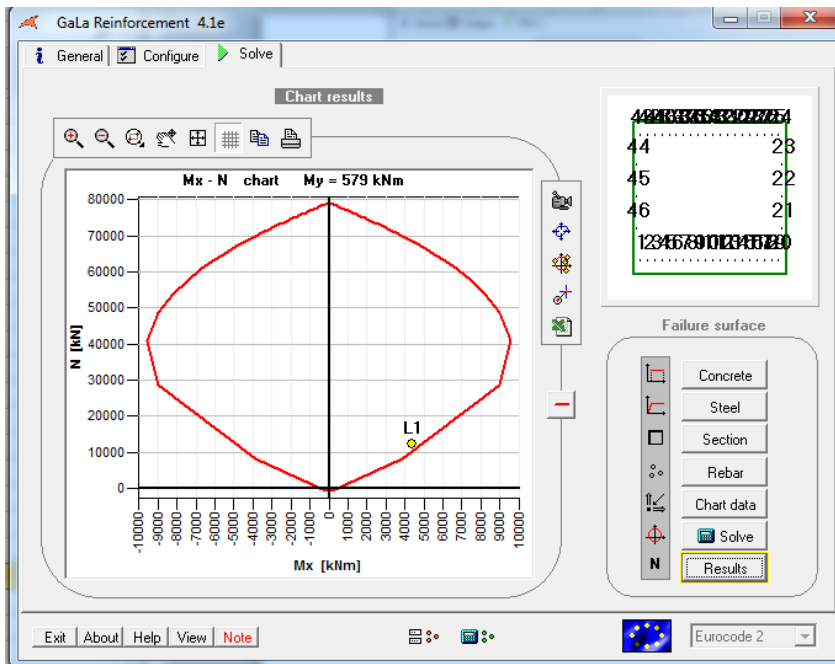


Diagramm 10.66: Interaktionsdiagramm

## Nachweis der Trgfähigkeit der Belastungskombination von Erdbeben U1

$$N = 7218kN$$

$$M_x = 2987kNm$$

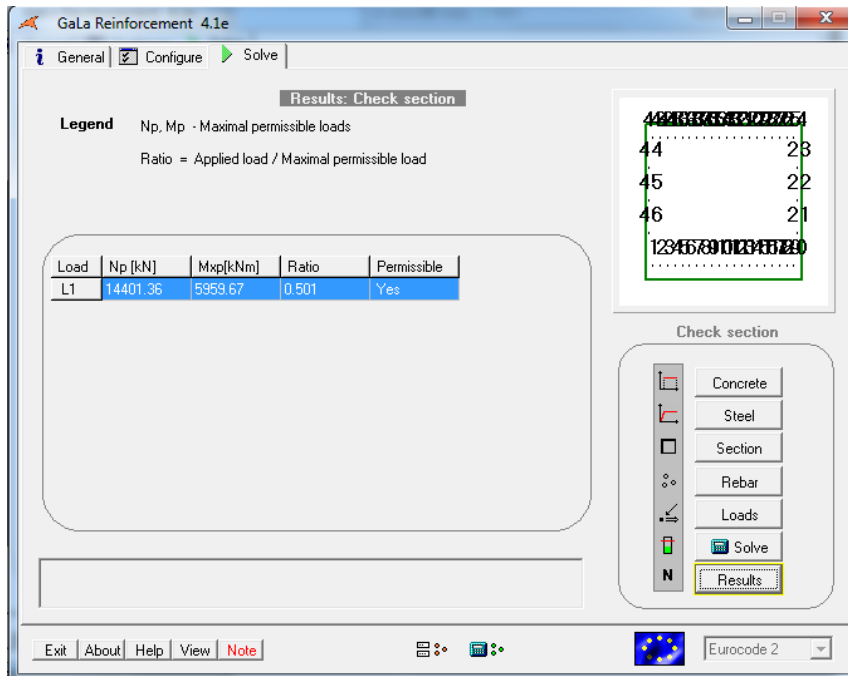


Diagramm 10.67: Überprüfung des Querschnittes

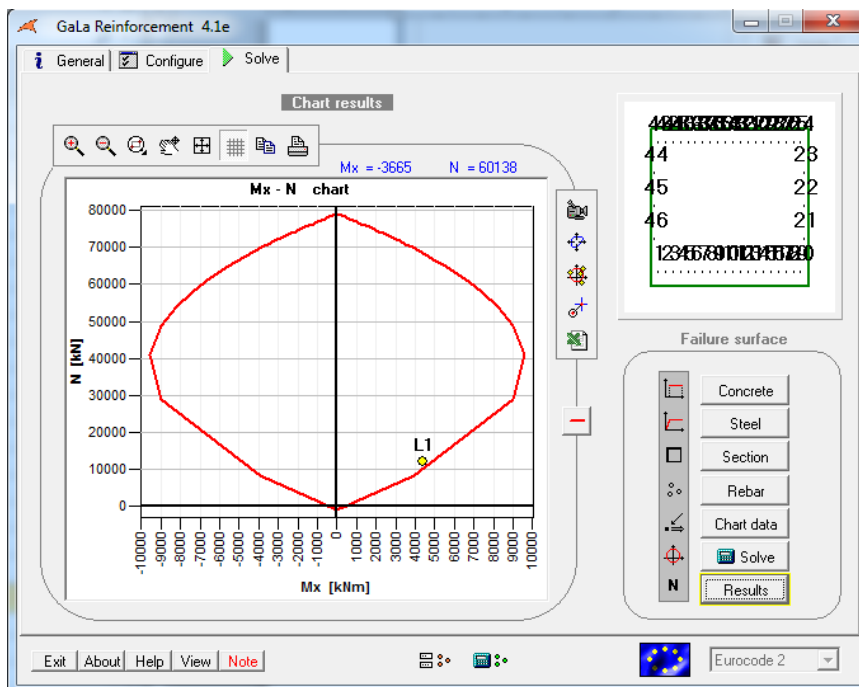


Diagramm 10.68: Interaktionsdiagramm

## Nachweis der Trgfähigkeit der Belastungskombination von Erdbeben U2

$$N = 7172kN$$

$$M_y = 1504kNm$$

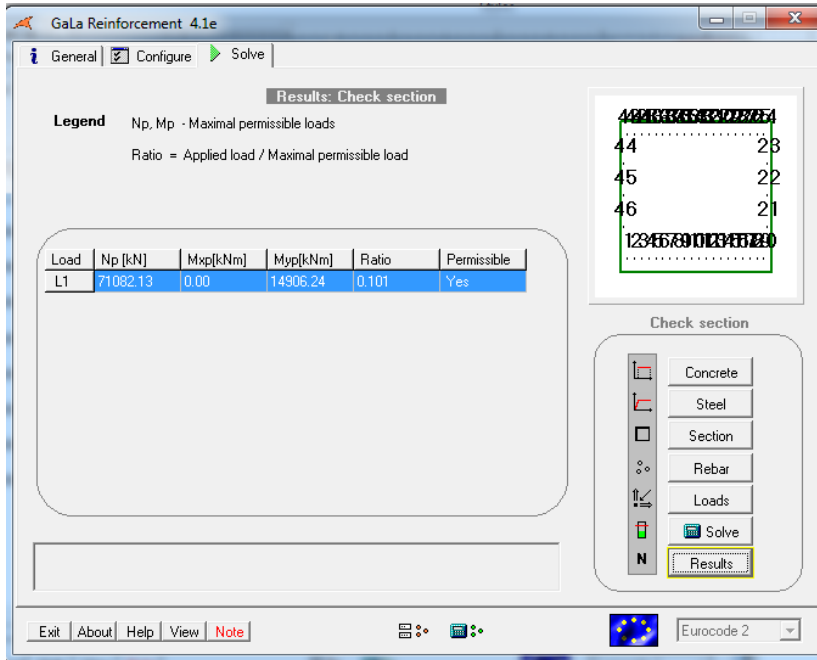


Diagramm 10.69: Überprüfung des Querschnittes

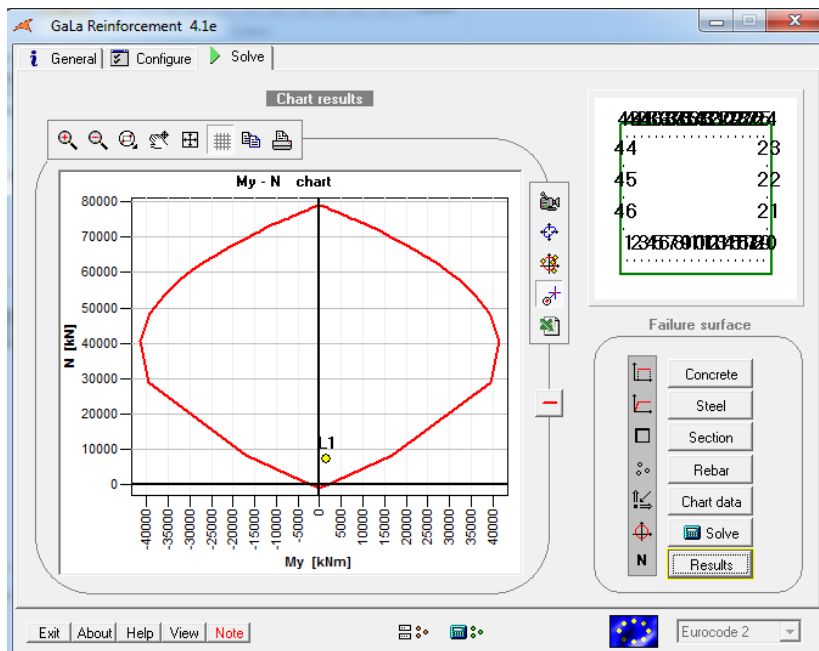


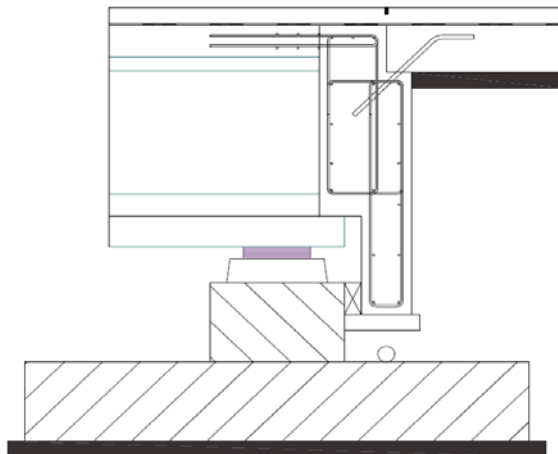
Diagramm 10.70: Interaktionsdiagramm

### **10.3.3 Fundament**

In dem Anhang I.1 und I.2 kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Biegung finden.

In dem Anhang I.3 und I.4 kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Querkraft finden.

## 11. BELASTUNG UND BEMESSUNG DES DIAPHRAGMAS (QUERBALKENS)



### 11.1 Belastung

Der Querschnitt wird in zwei Richtung auf Biegung geprüft..

#### 11.1.1 Vertikale Belastung

Der größte Moment wird von der ersten Belastungskombination abgelesen.

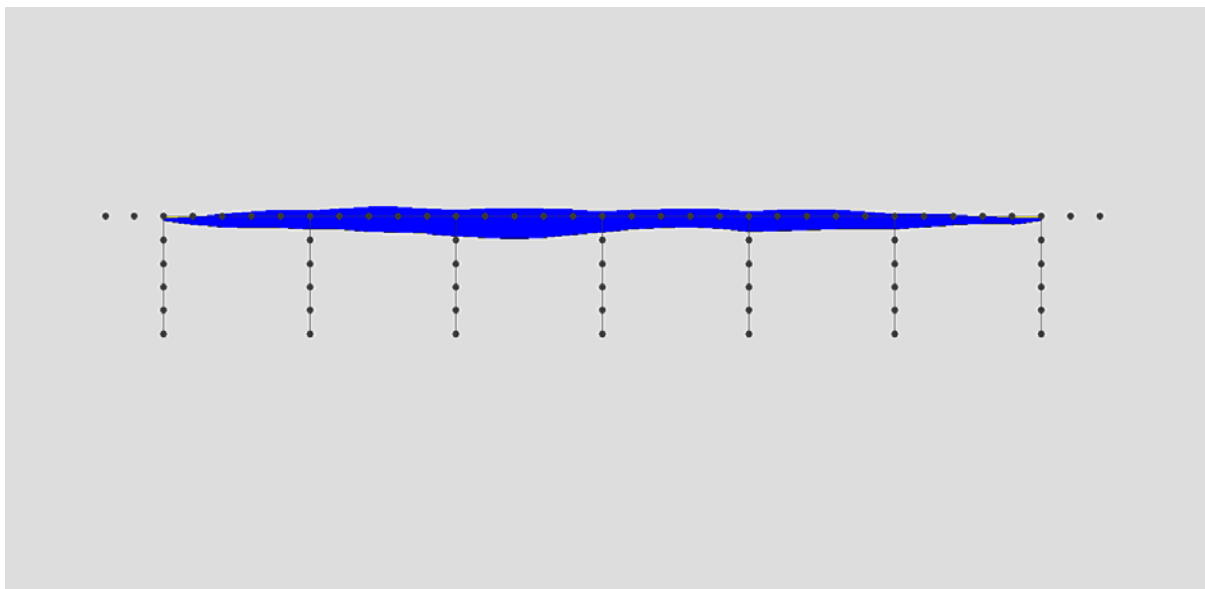
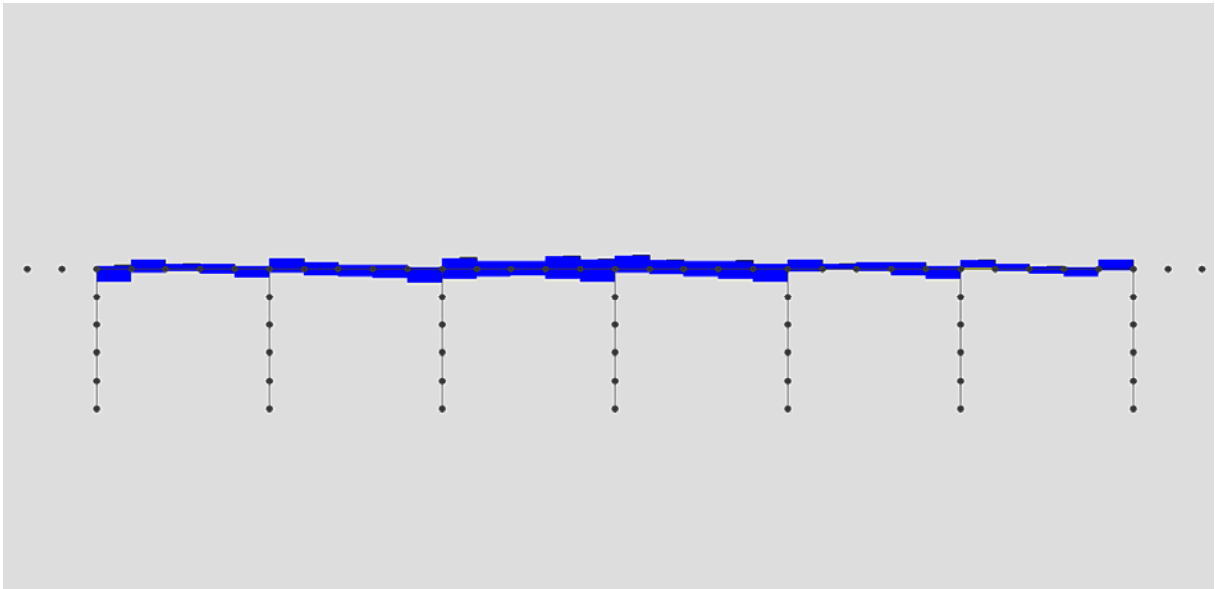


Diagramm 11.1: Biegemomente

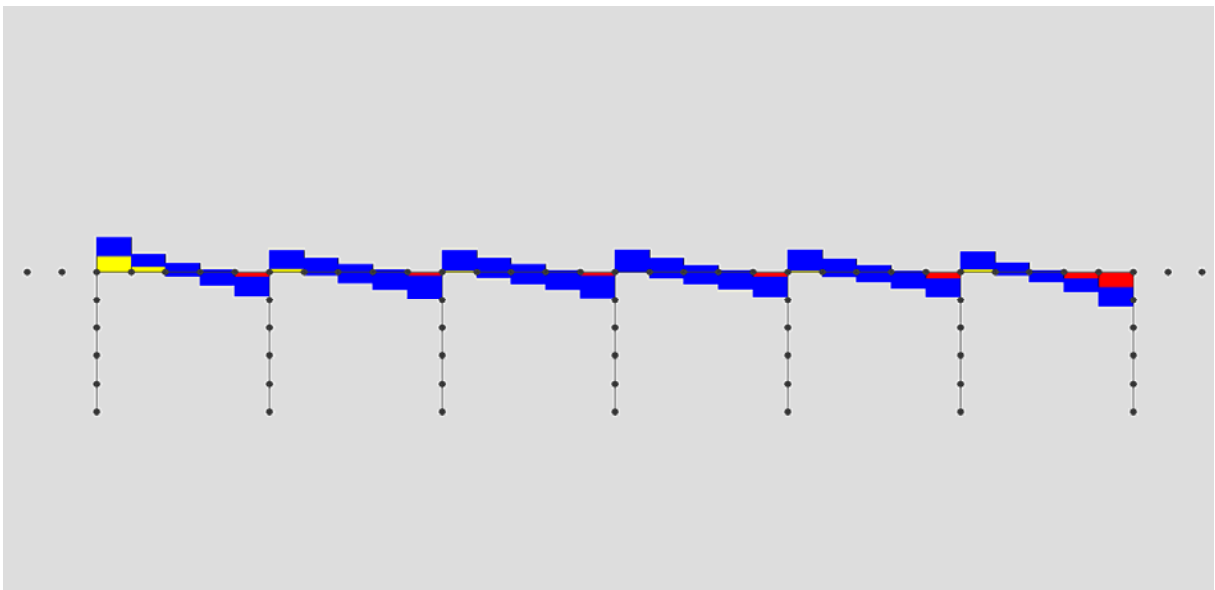
$$M_{\max} = 250 \text{ kN.m}$$





**Diagramm 11.2: Querkräfte**

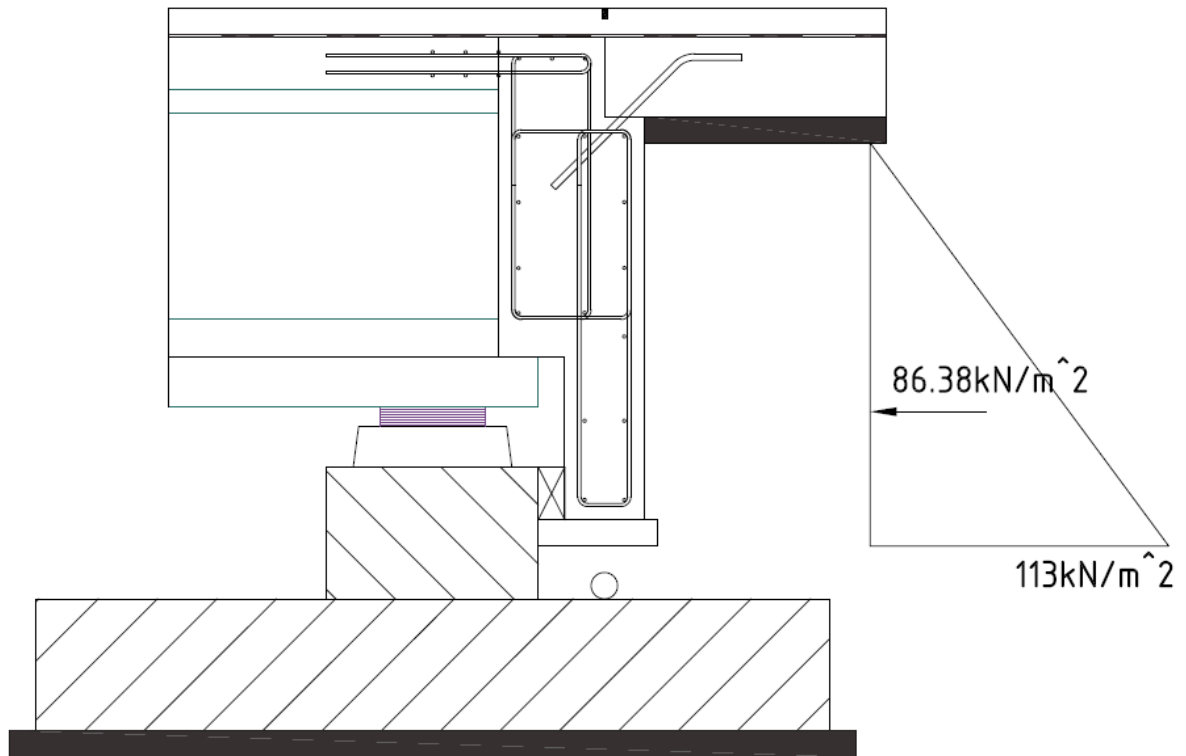
$$V_{\max} = 155 \text{ kN}$$



**Diagramm 11.3: Torsionsmomente**

$$T_{\max} = 304 \text{ kN.m}$$

## 11.1.2 Horizontale Belastung (Erddruck)



$\varphi_k$  - charakterischer Wert des Reibungswinkels des Bodens

$$\varphi_d = \frac{\varphi_k}{\gamma_{\varphi'}} = \frac{35^\circ}{1.25} = 28^\circ - \text{Berechnungswert des Reibungswinkels des Bodens}$$

$\gamma_k$  - charakterischer Wert der Wichte des Bodens

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} = \frac{20}{1} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} - \text{Berechnungswert der Wichte des Bodens}$$

Bestimmung des passiven Erddrucksbeiwert

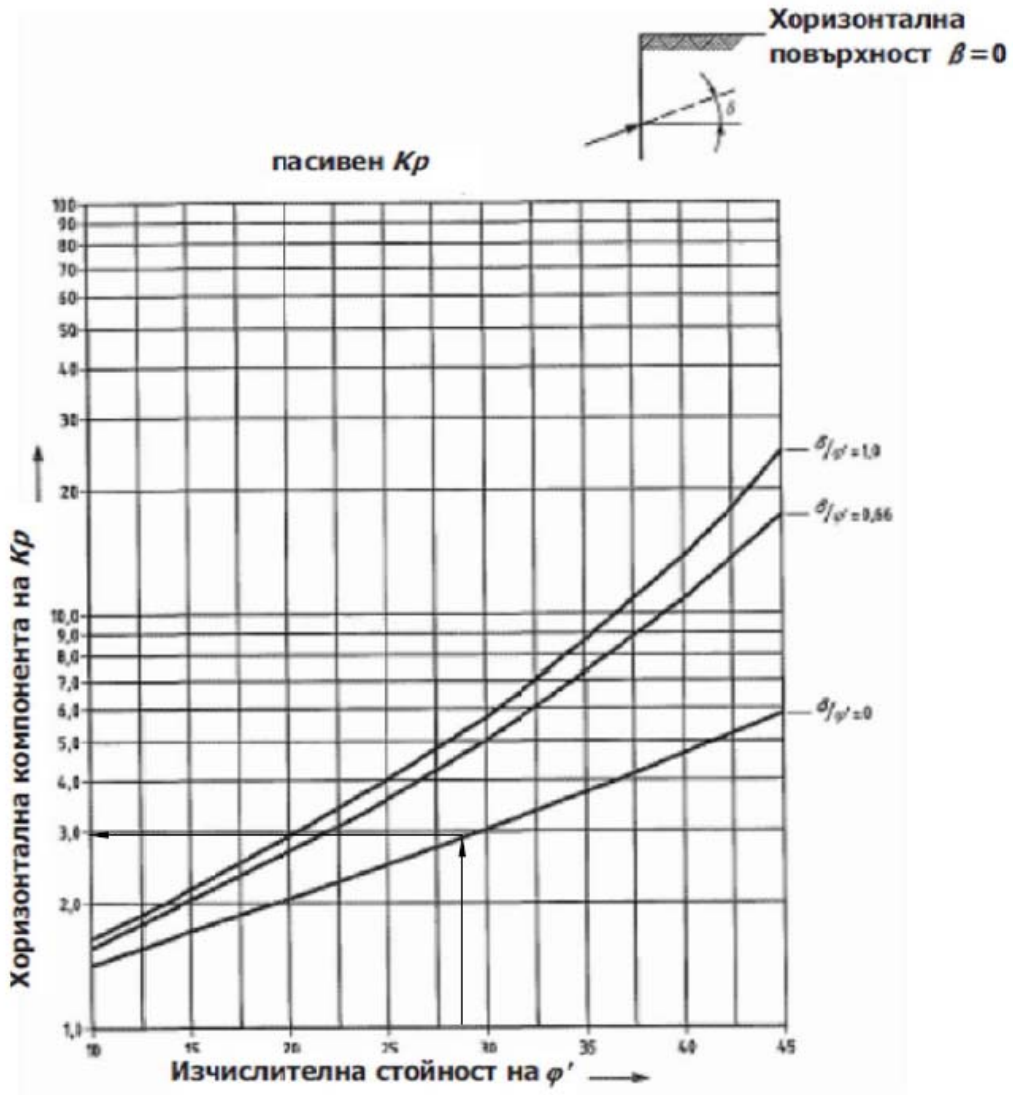
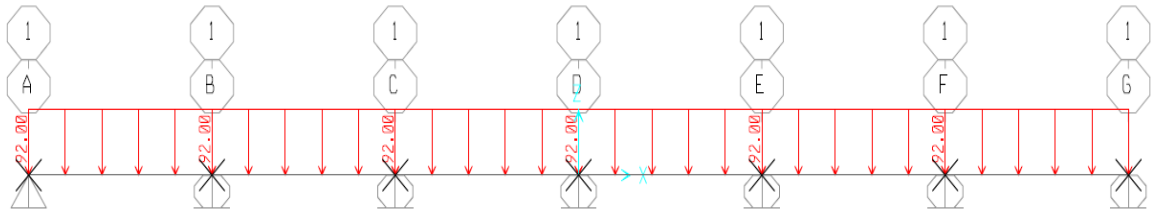


Abb 11.1: Beiwert des passiven Erddruckes

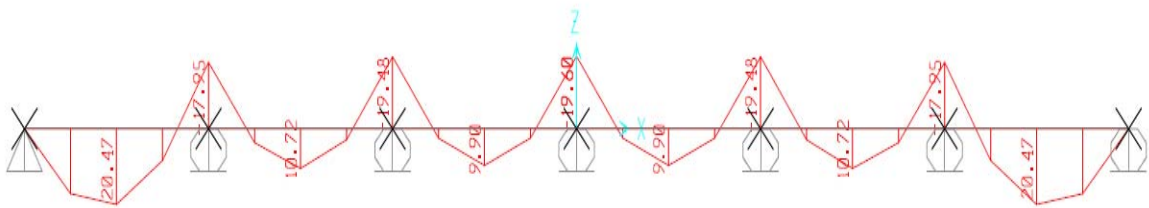
$K_p = 2,914$  - abgelesen

$$E_p = K_p \cdot \gamma_d \cdot \frac{h^2}{2} = 2,914 \cdot 20 \cdot \frac{(1,53\text{m})^2}{2} = 68,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ - Kraft des passiven Erddruckes}$$

$$E_{p,d} = 1,35 \cdot E_p = 92 \text{ kN / m}$$

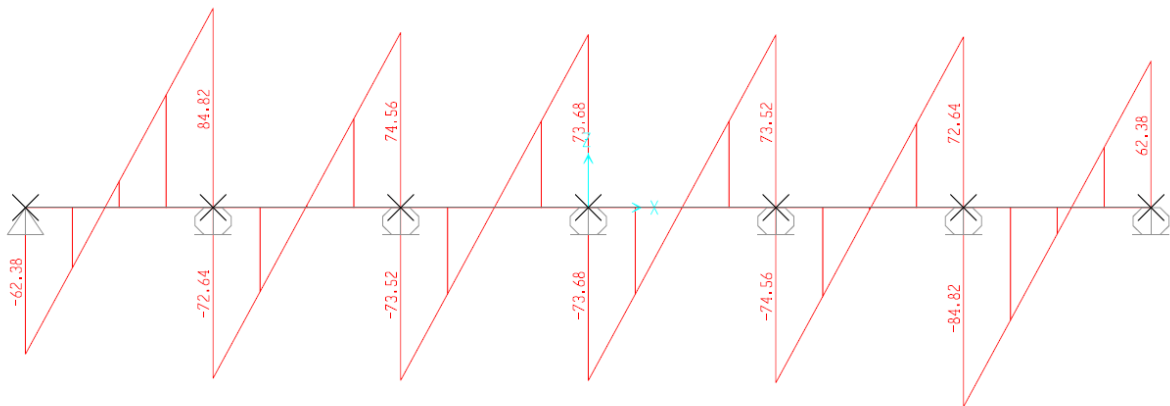


**Diagramm 11.3: Belastung**



**Diagramm 11.4: Biegemomente**

$$M_{\max} = 20.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



**Diagramm 11.5: Querkräfte**

$$V_{\max} = 84.82 \text{ kN}$$

## 11.2 Bemessung

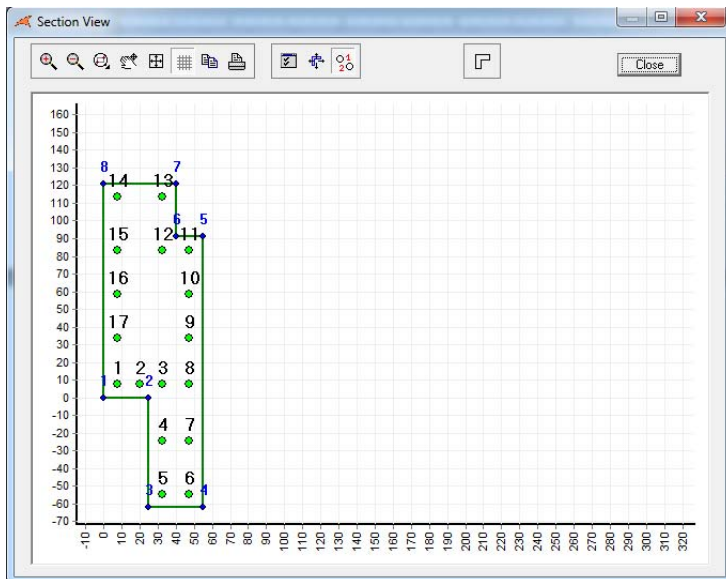
### 11.2.1 Bemessung in der Richtung der kleineren Biegesteifigkeit

Die Werte des Querschnittes wird vernachlässigt.

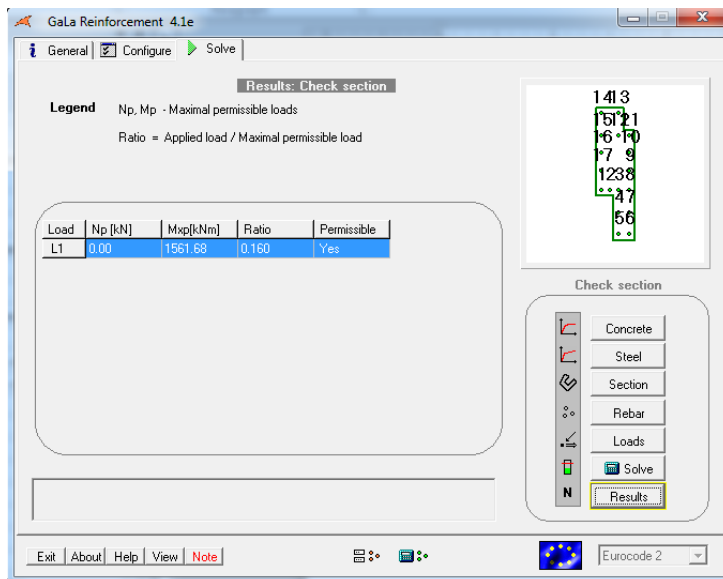
### 11.2.2 Bemessung in der Richtung der größeren Biegesteifigkeit

#### 11.2.2.1 Biegungsüberprüfung

- Art des Querschnittes und Lage der Bewehrung



- Biegungsüberprüfung



### 11.2.2.2 Querkräfteüberprüfung

In dem Anhang J kann man Nachweis der Tragfähigkeit auf Querkraft finden.

## 11.3 Horizontale Verschiebungen von Temperatur

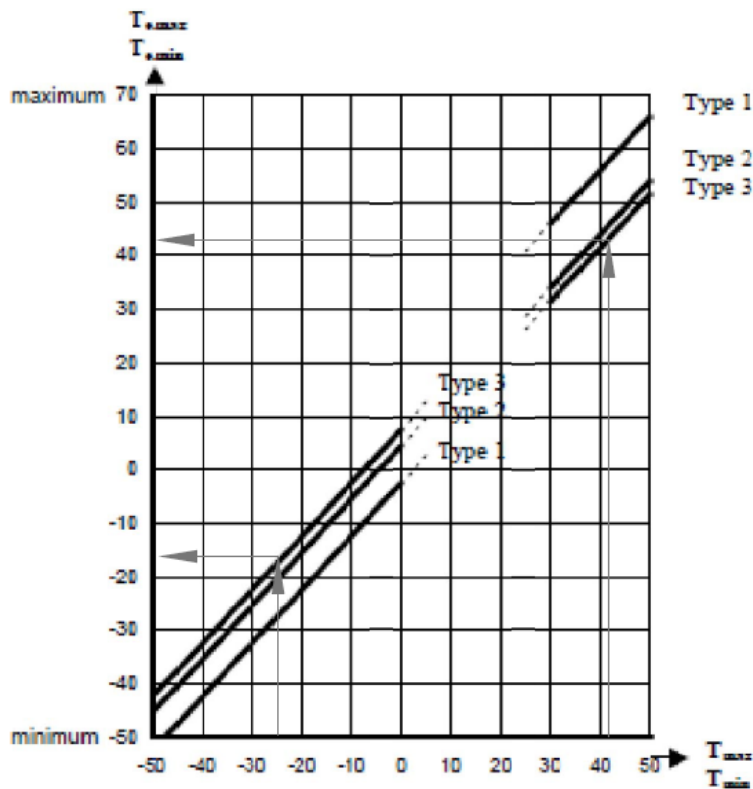
### 11.3.1 Temperatureinwirkungen

- charakteristische Werte des konstanten Temperaturanteils

Von Bulgarischem Annex werden die maximale und minimale Temperatur der Luft für entsprechendes Gebiet abgelesen.

$$T_{\max} = 42^{\circ}\text{C} - \text{maximale Außenlufttemperatur}$$

$$T_{\min} = -25^{\circ}\text{C} - \text{minimale Außenlufttemperatur}$$



$$T_{e,max} = 42^{\circ}\text{C} - \text{maximaler Temperaturanteil}$$

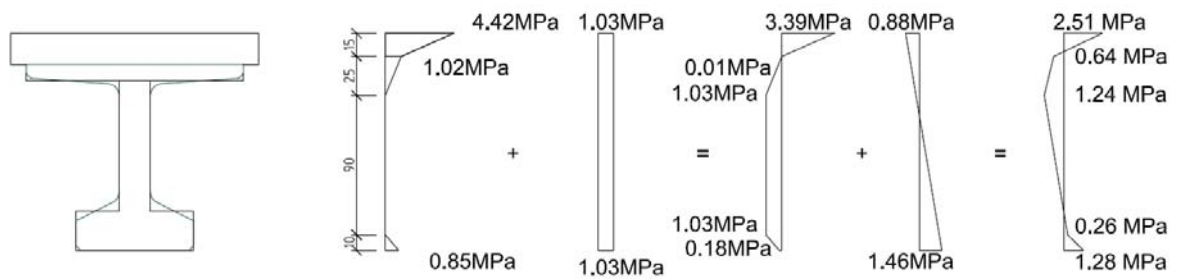
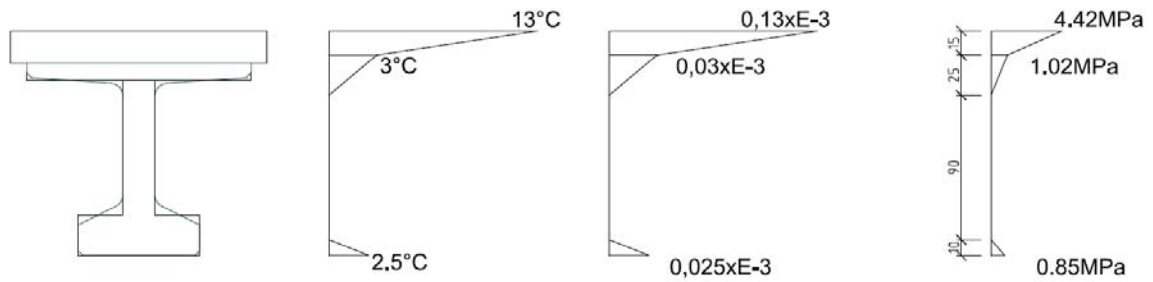
$$T_{e,min} = -18^{\circ}\text{C} - \text{minimaler Temperaturanteil}$$

$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^{\circ}\text{C} - (-18^{\circ}\text{C}) = 28^{\circ}\text{C}$  - der Wert der maximalen Schwankung des negativen Temperaturanteils

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 42^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 32^{\circ}\text{C}$  - der Wert der maximalen Schwankung des positiven Temperaturanteils

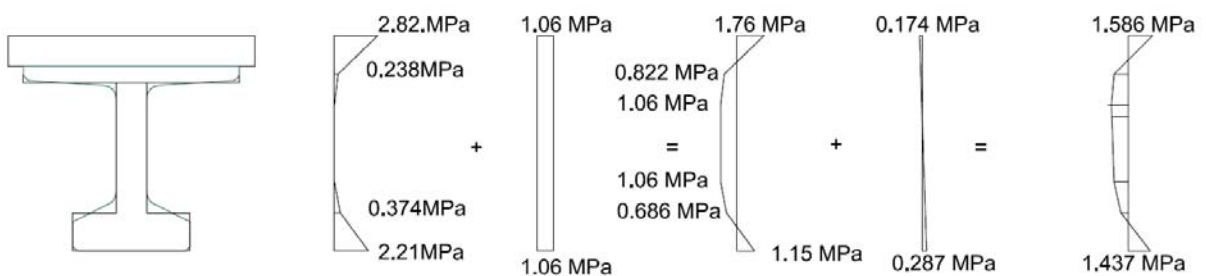
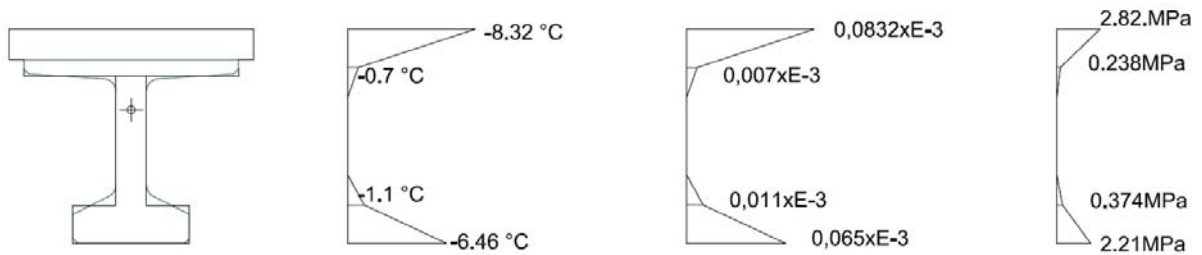
- Nicht-lineäre Temperaturunterschied

■ Erwärmung



$$\varepsilon = \alpha \cdot T, \sigma = \varepsilon \cdot E = \alpha \cdot T \cdot E \rightarrow T = \frac{\sigma}{\alpha \cdot E} = \frac{1,03 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{T} \cdot 34000 \text{ MPa}} = 2,52^\circ \text{C}$$

■ Verköhlung



$$\varepsilon = \alpha \cdot T, \sigma = \varepsilon \cdot E = \alpha \cdot T \cdot E \rightarrow T = \frac{\sigma}{\alpha \cdot E} = \frac{-1,06 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{T} \cdot 34000 \text{ MPa}} = -2,6^\circ \text{C}$$

- Gleitzeitige Betrachtung des konstanten Temperaturanteils und des nicht lineären Temperaturunterschiedes

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\Delta T_{N,con})$$

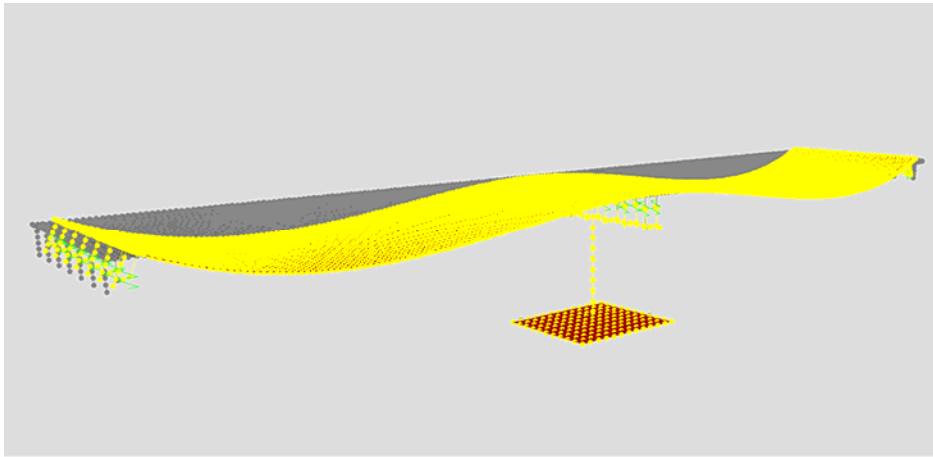
$$\omega_M = 0,35$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 0,35 \cdot 2,52^\circ C + 32^\circ C = 32,9^\circ C$$

$$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = -0,35 \cdot 2,6^\circ C - 28^\circ C = -29^\circ C$$

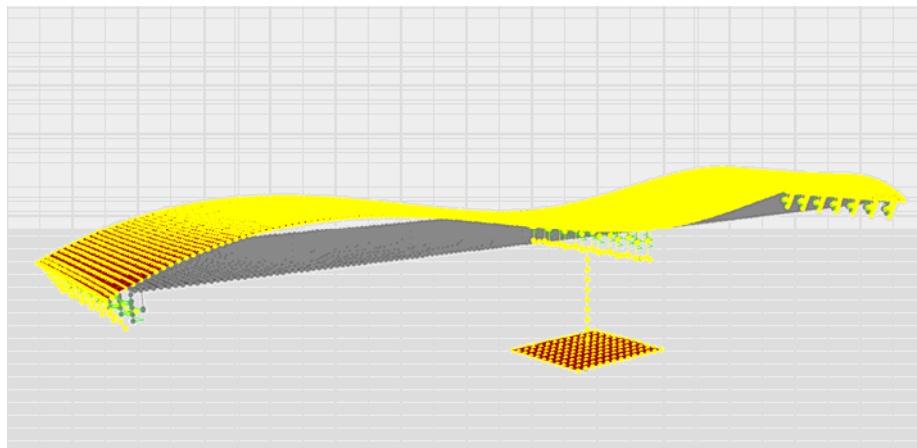
### 11.3.2 Verschiebungen von Temperatur in dem Diaphragma

- Verschiebungen von negativer Temperatur



maximale Verschiebung: 8mm

- Verschiebungen von positiver Temperatur



maximale Verschiebung: 10 mm



## 12. BERECHNUNG UND BEMESSUNG DES SYSTEMS “WIDERLAGER-BEWEHRTE ERDE”[7]

### 12.1 Angenommene Abmessungen und Belastungen

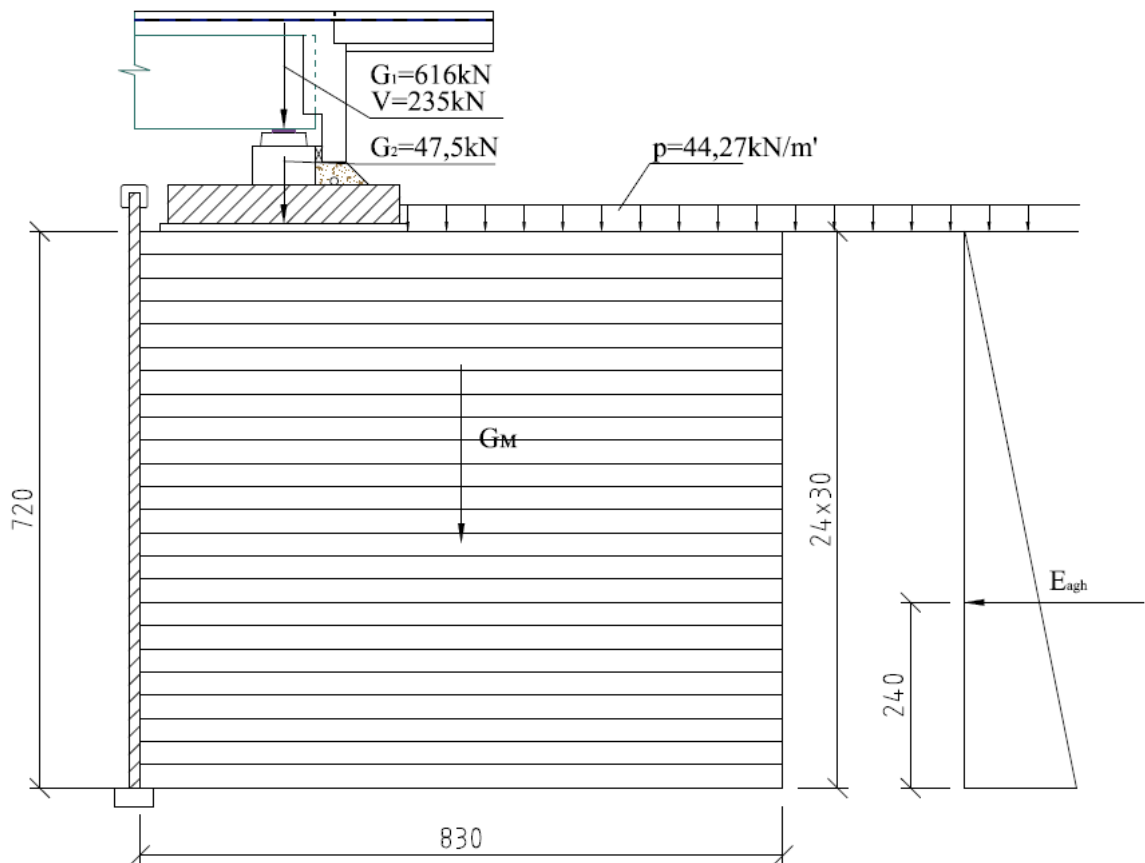


Abbildung 11.1: Angenommene Abmessungen der bewehrten Erde und Belastungen

$G_1$ - Charakteristischer Wert der ständigen Belastung von dem Überbau

$G_2$ - Charakteristischer Wert der ständigen Belastung von dem Fundament und dem Quader

$V$ - Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen von dem Überbau

$p$ - Belastung von des obenliegenden Bodens

$$p_k = 2,33 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 44,27 \text{ kN} / \text{m'}$$

## 12.2 Einwirkungen [8]

### 12.2.1 Gemeinsame Berechnungen

#### Teilsicherheitsbeiwerte von Grenzzustand EQU

**Tabelle 11.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen  $\gamma_F$**

Einwirkungen		Bezeichnung	Wert
ständige	ungünstig	$\gamma_{G,dist}$	1.1
	günstig	$\gamma_{G,stb}$	0.9
veränderliche	ungünstig	$\gamma_{Q,dist}$	1.5
	günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0

**Tabelle 11.2: Teilsicherheitsbeiwerte der geotechnischen Kenngrößen  $\gamma_M$**

Reibungswinkel	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1.25
nicht dränierte Kohäsion	$\gamma_{cu}$	1.4
Scherfestigkeit	$\gamma_{qu}$	1.4
Wichte	$\gamma_{\gamma}$	1

#### Teilsicherheitsbeiwerte des Grezustandes STR und Grenzustandes GEO

**Tabelle 11.3: Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen  $\gamma_F$**

Einwirkungen		Bezeichnung	A1	A2
ständige	ungünstig	$\gamma_{G,dist}$	1.35	1
	günstig	$\gamma_{G,stb}$	1	1
veränderliche	ungünstig	$\gamma_{Q,dist}$	1.5	1.3
	günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0	0

**Tabelle 11.4: Teilsicherheitsbeiwerte der geotechnischen Kenngrößen  $\gamma_M$**

		M1	M2
Reibungswinkel	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1	1.25
nicht dränierte Kohäsion	$\gamma_{cu}$	1	1.4
Scherfestigkeit	$\gamma_{qu}$	1	1.4
Wichte	$\gamma_{\gamma}$	1	1

**Tabelle 11.5: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände  $\gamma_R$**

Widerstand	СИМВОЛ	Серия		
		R1	R2	R3
Grundbuchwiderstand	$\gamma_{R,V}$	1	1.4	1
Gleitwiderstand	$\gamma_{R,H}$	1	1.1	1
Erdwiderstand	$\gamma_{R,E}$	1	1.4	1

**Zweite Berechnungsmethode ist gewählt- II A1”+”M1”+”R2.**

**Tabelle 11.6: Berechnungskenngrößen der Materialien**

Boden	$\varphi_{d,i}$	$c_{d,i}$	$\gamma_{d,i}$
1. Verfüllungsmaterial	35	0	20
2. Untergrund	30	0	18
3. Hinterfüllungsmaterial	30	0	19

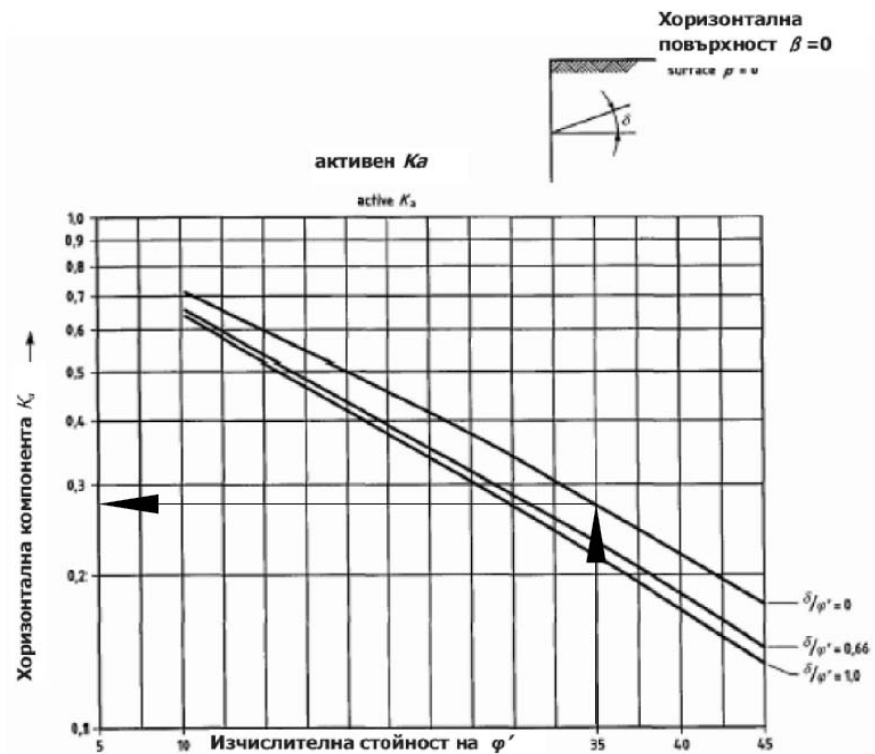


Abbildung 11.2: Beiwert des aktiven Erdruckes bei Geländeneigung  $0^\circ$  [7]

$K_{ah} = 0.279$  - abgelesen

Charakteristische Einwirkung von Erddruck

$$E_{agh,k} = 0,5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma_{H,k} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,279 \cdot 19 \frac{kN}{m^3} \cdot (7,2m)^2 = 137,4kN / m'$$

Charakteristische Einwirkung von Eigengewicht

$$G_k = H \cdot B \cdot \gamma_{V,k} = 7,2m \cdot 8,3m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} = 1195,2kN$$

## 12.2.2 Nachweis des Gleitwiderstandes

Charakteristischer Beiwert der Reibung zwischen dem Geokunststoff und dem Boden

$$f_{sg,k} = \tan \delta_{sk} = \lambda \cdot \tan \varphi_{k,maß}$$

$$\lambda = 0,8 \text{ angenommen}$$

$$T_d \leq R_{t,d} + E_{p,d}$$

$E_{p,d}$  - Belastung von dem passiven Erddruck, der auf dem vorderen Teil der bewehrten Erde wirkt.

Diese Einwirkung wird vernachlässigt, um an der sicheren Seite zu stehen.

### 12.2.2.1 Bauzustand

$$N_{G,k} = Gk = 1195,2kN$$

$$T_{G,k} = 137,4kN$$

$$T_d = 1,35 \cdot 137,4kN = 185,5kN$$

$$R_{t,d} = N_{G,k} \cdot \frac{\tan \delta_{s,k}}{\gamma_{R,H}} = \frac{1195,2kN}{1,4} \cdot 0,8 \cdot \tan(30^\circ) = 394,3kN$$

$$\mu = \frac{185,5}{394,3} = 0,47$$

### 12.2.2.2 Gebrauchszustand

$$N_{G,k} = Gk + G_1 + G_2 + p \cdot 4,95m = 1195,2kN + 616kN + 47,5kN + 219kN = 2078kN$$

$$T_{G,k} = E_{agh,k} + p \cdot H \cdot K_{ah} = 137,4 \frac{kN}{m} \cdot 1,0m + 44,27 \frac{kN}{m} \cdot 7,2m \cdot 0,279 = 226,33kN$$

$$T_d = 1,35 \cdot 226,33kN = 306kN$$

$$R_{t,d} = N_{G,k} \cdot \frac{\tan \delta_{s,k}}{\gamma_{R,H}} = \frac{2078kN}{1,4} \cdot 0,8 \cdot \tan(30^\circ) = 686kN$$

$$\mu = \frac{306}{686} = 0,47$$

### 12.2.3 Lage der Sohldruckresultierende

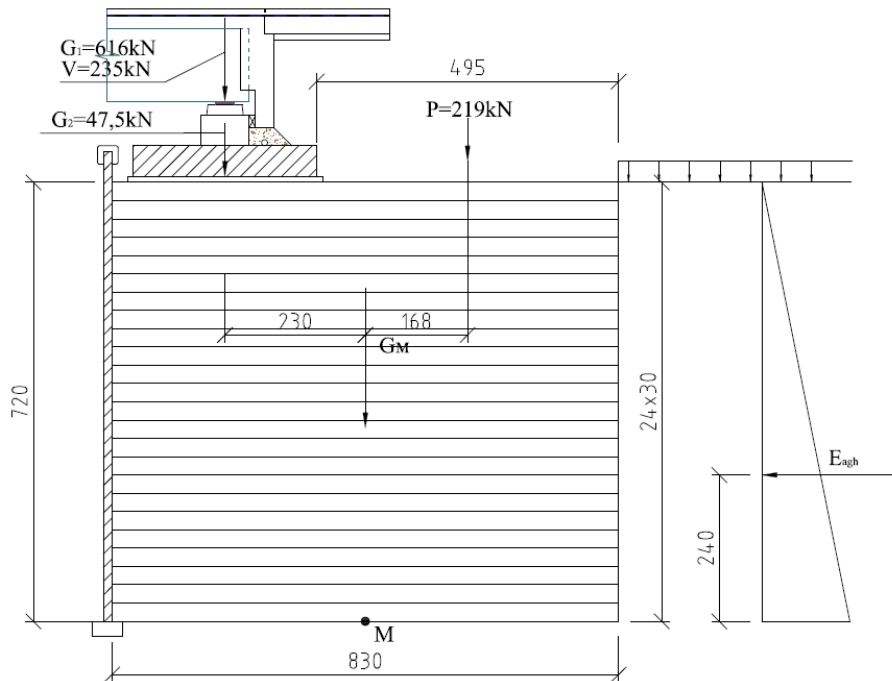


Abbildung 11.3: Resultierende der Belastung

#### 12.2.3.1 Bauzustand

$$M_k = E_{agh,k} \cdot \frac{H}{3} = 329,76 \text{ kNm}$$

$$N_{GM,k} = 1195,2 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_k}{N_k} = \frac{329,76 \text{ kNm}}{1195,2 \text{ kN}} = 0,28 < \frac{B}{6} = 1,383 \text{ m}$$

#### 12.2.3.2 Gebrauchszustand

$$M_k = E_{agh,k} \cdot \frac{H}{3} + p \cdot H \cdot K_{ah} \cdot \frac{H}{2} + (G_1 + G_2 + V) \cdot 2,3 \text{ m} - 4,95 \text{ m} \cdot p \cdot 1,68 \text{ m} = 2348 \text{ kNm}$$

$$N_{GM,k} + \sum N_{G_i,k} + N_{V,k} + N_p = 1195,2 \text{ kN} + 616 \text{ kN} + 47,5 \text{ kN} + 235 \text{ kN} + 219 \text{ kN} = 2313 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_k}{N_k} = \frac{2348kNm}{2313kN} = 1,02m < \frac{B}{6} = 1,383m$$

## 12.2.4 Nachweis der Grundbruchsicherheit

$$N_d \leq R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{gr}$$

$$R_{n,k} = a' \cdot b' (c_{2,k} \cdot N_{c0} \cdot \nu_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c + \gamma_{2,k} \cdot d \cdot N_{d0} \cdot \nu_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + \gamma_{2,k} \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot \nu_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b)$$

Hier, in dieser Diplomarbeit, werden keine Kohäsion, keine Tiefe, keine Gelände- und Sohlneigung berücksichtigt.

$$R_{n,k} = a' \cdot b' (\gamma_{2,k} \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot i_b)$$

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_{2,k})} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi_{2,k}}{2} \right) = e^{\pi \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 18,4$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \tan(\varphi_{2,k}) = 10,62$$

m-Ermittlung der Lastneigungsbeiwerte:

angenommen  $m=2$

$$i_b = (1 - \tan \delta)^{m+1}$$

$$\tan(\delta) = \frac{T_k}{N_k} = \frac{137,4kN}{2046kN} = 0,067$$

$$i_b = (1 - 0,067)^3 = 0,812$$

$$N_b = N_{b0} \cdot i_b = 10,62 \cdot 0,812 = 8,62$$

$$b' = B - 2 \cdot e = 8,3m - 2 \cdot 1,11m = 6,08m$$

$$R_{n,k} = 1,0m \cdot 6,08m \cdot 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 6,08m \cdot 10,62 \cdot 0,812 = 5738kN$$

$$R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{\gamma_{Gr}} = \frac{5738kN}{1,4} = 4099kN$$

$$N_d = 1,35 \cdot (1195,2kN + 616kN + 47,5kN + 219kN) + 1,5 \cdot 235kN = 3157,4kN$$

$$N_d = 3157,4kN < R_{n,d} = 4099kN$$

$$\mu = \frac{3157,4kN}{4099kN} = 0,77$$

## 12.2.5 Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch

### 12.2.5.1 Winkel der Gleitfläche $\nu=65^\circ$

$$\sum F_d(\nu) = (G_d(\nu) + P_d(\nu)) \cdot \tan(\nu - \varphi_{1,d}) + E_{dh}(\nu)$$

$$\sum F_d(65^\circ) = \left( \frac{7,2m \cdot 3,36m}{2} \cdot 20 \frac{kN}{m^3} + 1,35 \cdot 616kN + 1,5 \cdot 235kN + 1,35 \cdot 47,5kN \right) \cdot \tan(65^\circ - 35^\circ) = 860kN$$

Geogitter „Rehau“ ist angenommen.

Gewählt:

Geogitter 11/3-20 mit kurzer Zugfestigkeit 110kN/m`

$$\text{Berechnungszugfestigkeit: } R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{R_{b,k}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_b}$$

Bemessungsdauer [Jahre]	Abminderungsfaktor $A_1$ [-]
60	1,56
100	1,61
120	1,63

**Tabelle 11.7: Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Kriechverhaltens**

$$A_1 = 1,61$$

Bodenart	Abminderungsfaktor $A_2$ [-]
toniger Kies	1,05
Sand	1,10
Kiessand	1,15
Schotter	1,20
gebrochener Kalkstein	1,25

**Tabelle 11.8: Abminderungsfaktor für die Beschädigung bei Transport und Einbau**

$$A_2 = 1,15$$



Verbindung in Hauptzugrichtung	Abminderungsfaktor $A_3$ [-]
keine	1,0
Naht	Nachweis objektbezogen
Überlappung	Nachweis objektbezogen

**Tabelle 11.9: Abminderungsfaktor für Fugen oder Überlappungen in Hauptzugrichtung**

$$A_3 = 1,0$$

pH-Wert ungebundene Boden	Abminderungsfaktor $A_4$ [-]
2,0 < pH < 4,0	1,10
4,1 < pH < 8,9	1,00
9,0 < pH < 9,5	1,15
9,5 < pH < 10,0	1,20

**Tabelle 11.10: Abminderungsfaktor Umgebungseinflüsse**

$$A_4 = 1,15$$

Dynamische Einwirkung	Abminderungsfaktor $A_5$ [-]
Regelfall	1,0
Besondere Fälle gem. EBGE0	Objektbezogen

**Tabelle 11.11: Abminderungsfaktor für dynamische Einwirkungen in besonderen Fällen**

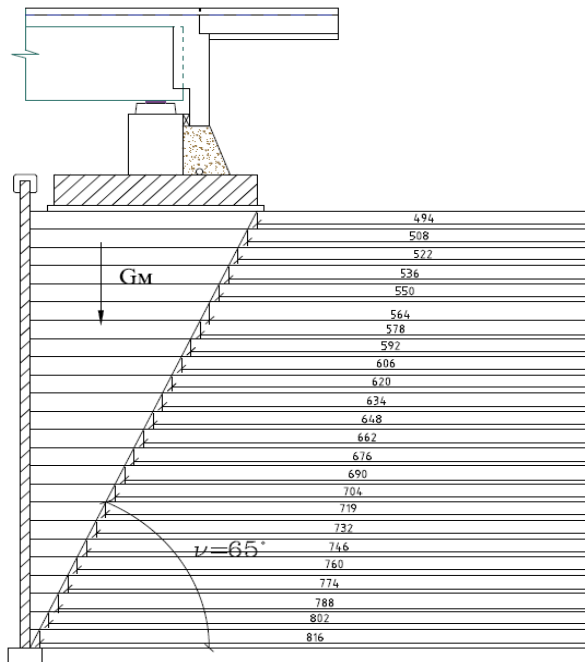
$$A_5 = 1,0$$

Bemessungszugfestigkeit:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{R_{b,k}}{1,6 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,15 \cdot 1,1,4} = \frac{110 \text{ kN} / \text{m}'}{2,98} = 36,91 \text{ kN} / \text{m}'$$

Bemessungsherausziehenfestigkeit:

$$R_{A_i,d} = 2 \cdot \sigma_{V,d_i} \cdot L_{A_i} \cdot (f_{sg,k} / \gamma_b) = 2 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_i \cdot L_{A_i} \cdot \left( \frac{0,8 \cdot \tan(35^\circ)}{1,4} \right) = 16 \cdot h_i \cdot L_{A_i}$$



**Tabelle 11.12. Maßgebende Kräfte für Winkel  $\nu=65^\circ$**

Lage	Zugfestigkeit [kN]	Herausziehenfestigkeit [kN]	Maßgebende [kN]
1	36,91	24.384	24.38
2	36,91	50.112	36.91
3	36,91	79.2	36.91
4	36,91	108.29	36.91
5	36,91	138.72	36.91
6	36,91	170.5	36.91
7	36,91	203.62	36.91
8	36,91	238	36.91
9	36,91	273.9	36.91
10	36,91	311	36.91
11	36,91	349.5	36.91
12	36,91	389.4	36.91
13	36,91	430.6	36.91
14	36,91	473	36.91
15	36,91	517	36.91
16	36,91	562	36.91
17	36,91	609	36.91
18	36,91	656	36.91
19	36,91	706	36.91
20	36,91	756	36.91
21	36,91	808	36.91
22	36,91	862	36.91
23	36,91	916	36.91
24	36,91	956	36.91
		$\Sigma$	873.31

$$\sum F_d(65^\circ) = 860 \text{ kN} < R_d = 873,31 \text{ kN}$$

### 12.2.5.2 Winkel der Gleitfläche $\nu=80^\circ$

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{R_{b,k}}{1,61 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,15 \cdot 1,1 \cdot 1,4} = \frac{110 \text{ kN/m}'}{2,98} = 36,91 \text{ kN/m}'$$

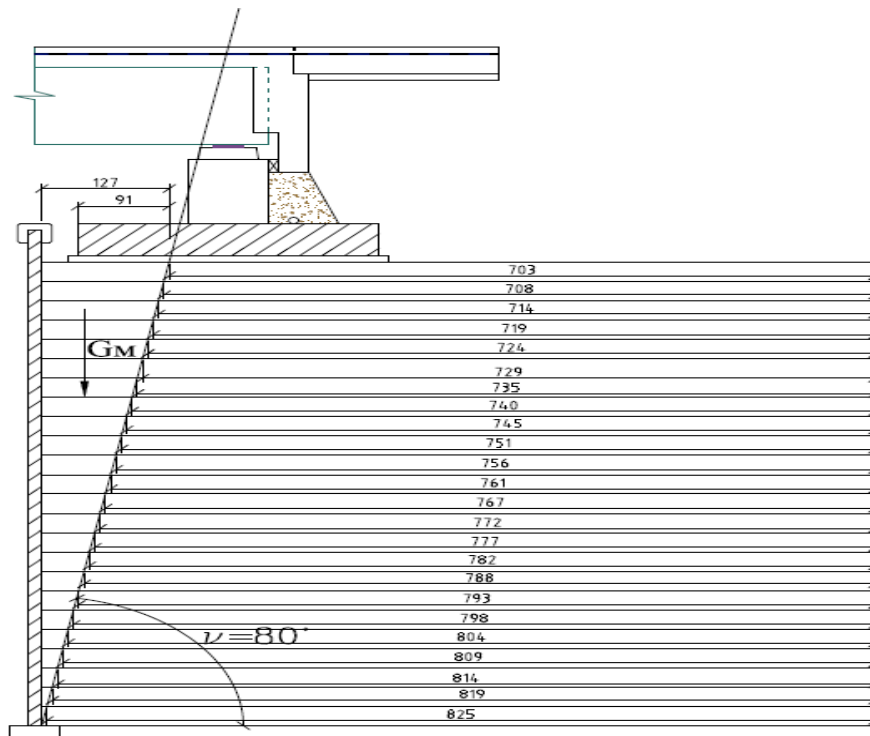
$$R_{A_i,d} = 2 \cdot \sigma_{V,d_i} \cdot L_{A_i} \cdot (f_{sg,k} / \gamma_b) = 2 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_i \cdot L_{A_i} \cdot \left( \frac{0,8 \cdot \tan(35^\circ)}{1,4} \right) = 16 \cdot h_i \cdot L_{A_i}$$

$$g_{1d} = \frac{1,35 \cdot 616 \text{ kN/m}'}{3,00 \text{ m}} = 277,2 \text{ kN/m}^2$$

$$v_d = \frac{1,5 \cdot 235 \text{ kN/m}'}{3,00 \text{ m}} = 177,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2d} = \frac{1,35 \cdot 47,5 \text{ kN/m}'}{3,00 \text{ m}} = 21,375 \text{ kN/m}^2$$

$$\sum F_d(80^\circ) = \left( \frac{7,2 \text{ m} \cdot 1,27 \text{ m}}{2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 277,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,91 \text{ m} + 177,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,91 \text{ m} + 0,91 \text{ m} \cdot 21,375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot \tan(80^\circ - 35^\circ) = 524,67 \text{ kN}$$

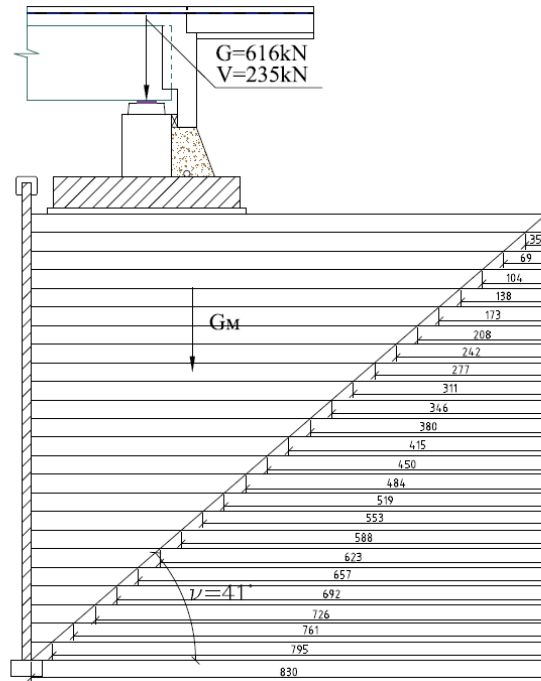


**Tabelle 11.13. Maßgebende Kräfte für Winkel  $\nu=80^\circ$**

Lage	Zugfestigkeit [kN]	Herausziehenfestigke it	Maßgebende [kN]
1	36,91	33.984	33.98
2	36,91	68.544	36.91
3	36,91	103.536	36.91
4	36,91	139.008	36.91
5	36,91	174.96	36.91
6	36,91	211.68	36.91
7	36,91	248.64	36.91
8	36,91	286.08	36.91
9	36,91	324.432	36.91
10	36,91	362.88	36.91
11	36,91	401.808	36.91
12	36,91	441.792	36.91
13	36,91	481.728	36.91
14	36,91	522.144	36.91
15	36,91	563.04	36.91
16	36,91	605.184	36.91
17	36,91	647.088	36.91
18	36,91	689.472	36.91
19	36,91	733.248	36.91
20	36,91	776.64	36.91
21	36,91	820.512	36.91
22	36,91	864.864	36.91
23	36,91	910.8	36.91
24	36,91	956.16	36.91
		Σ	882.91

$$\sum F_d(80^\circ) = 525 \text{ kN} < R_{n,d} = 882,91 \text{ kN}$$

### 12.2.5.3 Winkel der Gleitfläche $\nu=41^\circ$



$$\sum F_d(41^\circ) = \left( \frac{7,2\text{m} \cdot 8,3\text{m}}{2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1,35 \cdot 616\text{kN} + 1,50 \cdot 235\text{kN} + 1,35 \cdot 219\text{kN} \right) \cdot \tan(41^\circ - 35^\circ) = 218\text{kN}$$

**Tabelle 11.14. Maßgebende Kräfte für Winkel  $\nu=41^\circ$**

Lage	Zugfestigkeit [kN]	Herausziehenfestigkeit	Maßgebende [kN]
1	36,91	1.68	1.68
2	36,91	6.624	6.62
3	36,91	14.976	14.98
4	36,91	26.496	26.5
5	36,91	41.52	36.91
6	36,91	59.904	36.91
7	36,91	81.312	36.91
8	36,91	106.368	36.91
9	36,91	134.352	36.91
10	36,91	166.08	36.91
11	36,91	200.64	36.91
12	36,91	239.04	36.91
13	36,91	280.8	36.91
14	36,91	325.248	36.91
15	36,91	373.68	36.91
16	36,91	424.704	36.91
17	36,91	479.808	36.91
18	36,91	538.272	36.91
19	36,91	599.184	36.91
20	36,91	664.32	36.91
21	36,91	731.808	36.91
22	36,91	803.616	36.91
23	36,91	877.68	36.91
24	36,91	956.16	36.91
		Σ	787.98

$$\sum F_d(41^\circ) = 218 \text{ kN} < R_{n,d} = 788 \text{ kN}$$

#### 12.2.5.4 Winkel der Gleitfläche $\nu=35^\circ$

$$\begin{aligned} \sum F_d(\nu) &= (G_d(\nu) + P_d(\nu)) \cdot \tan(\nu - \varphi_{1,d}) + E_{dh}(\nu) = E_{dh}(\nu) \\ &= \frac{1}{2} \gamma_{2,d} \cdot h^2 + p \cdot h \cdot K_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1,39 \text{ m})^2 + 44,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,39 \text{ m} \cdot 0,279 = \\ &= 35,52 \text{ kN / m}' \end{aligned}$$

Die Werte kann man vernachlässigen.

## Literaturverzeichnis

- [1] Норми за проектиране на пътища, 1998, МРРБ
- [2] Integral Abutments for Prestressed Beam Bridges, B A NICHOLSON, PCA, 1998
- [3] Evaluation of DOTD Semi-Integral Bridge and Abutment System, 2005, Department of Civil and Environmental Engineering, Tulane University, New Orleans , Louisiana
- [4] БДС EN 1990 Основи на проектирането на строителните конструкции
- [5] БДС EN 1992-1-1 Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции- общи правила и правила за сгради
- [6] БДС EN 1991-1-1 Въздействия върху строителните конструкции- Основни въздействия. Плътности, собствени тегла и полезни натоварвания върху сгради
- [7] БДС EN 1997-1 Геотехническо проектиране
- [8] Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung vo Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO) , Ausgabe 02/2009, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Dipl.-Ing. Bräu,Dipl.-Ing. Herold

# ANHANG A

## Querkraft für vorgepannten Balken

zylindrische Betondruckfestigkeit:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Beiwert von bulgarischen Anlage:	$k_1 := 0.15$
Normalkraft:	$N_{Ed} := 4.56\text{MN}$
Breite des Querschnittes	$b_w := 200\text{mm}$
bedingte Höhe:	$d := 1289\text{mm}$
Fläche des Querschnittes	$A_c := 0.839\text{m}^2$
Fläche des Spannbewehrungsstabes:	$A_{s1} := 140\text{mm}^2$
Anzahl der Seile	$n := 30$
Bemessungsdruckfestigkeit:	$f_{cd} := 19.83\text{MPa}$
Arm des Kraftpaares:	$z := 0.9 \cdot d$
	$z = 1.16\text{m}$
Fließgrenze des Stahls	$f_{wyk} := 500\text{MPa}$
	$f_{wyd} := 0.8 \cdot f_{wyk}$
Scherfestigkeit des Stahls	$f_{wyd} = 400\text{MPa}$
Abstand zwischen Bügeln	$s_s := 0.2\text{m}$



Lösung :

1. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung:

$$k_0 := 1 + \text{mm} \frac{1}{2} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 1.394$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1} \cdot n}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.016$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 5.435 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 0.376 \cdot \text{MN}$$

2. 1. Bestimmung der Tragfähigkeit mit Querbewehrung:

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left( 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[ 2.5 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 1 \cdot f_{cd} \end{cases}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25$$

$$v_1 := \begin{cases} 0.6 & \text{if } f_{ck} \leq 60 \text{MPa} \\ \left( 0.9 - \frac{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{200} \right) & \text{if } f_{ck} > 60 \text{MPa} \end{cases}$$

$$v_1 = 0.6$$

## 2.2. Bestimmung der Querbewehrung

### 2.2.1. Durchmesser der Querbewehrung 12mm

$$\phi_{12} := 12\text{mm}$$
$$A_{\phi.12} := \pi \cdot \frac{\phi_{12}^2}{4} \quad A_{\phi.12} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_{\phi} := 2 \quad \text{Schnitte des Bügels}$$

$$A_{\text{sw}.12} := n_{\phi} \cdot A_{\phi.12}$$

$$A_{\text{sw}.12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{\text{Rd.s}.12} := \frac{A_{\text{sw}.12} \cdot z \cdot f_{\text{wyd}} \cdot \cot(\theta)}{s_s}$$

$$y := 45^\circ, 44^\circ \dots 21.8^\circ$$

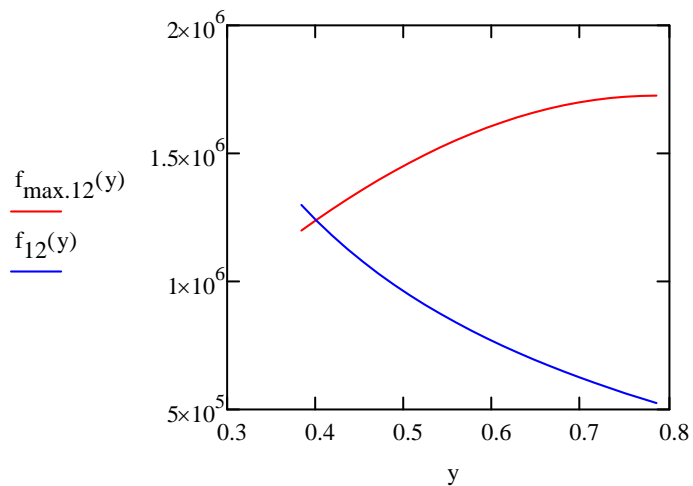
$$f_{\text{max}.12}(t) := \alpha_{\text{cw}} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{(\cot(t) + \tan(t))} \quad f_{12}(t) := \frac{A_{\text{sw}.12} \cdot z \cdot f_{\text{wyd}} \cdot \cot(t)}{s_s}$$

$$r_{12}(t) := f_{\text{max}.12}(t) - f_{12}(t)$$

$$\theta_{12} := \text{root}(r_{12}(t), t, 1\text{deg}, 45\text{deg})$$

$$\theta_{12} = 0.401 \quad \theta_{12} = 22.952 \cdot \text{deg}$$

$$f_{\text{max}.12}(\theta_{12}) = 1.239 \cdot \text{MN} \quad f_{12}(\theta_{12}) = 1.239 \cdot \text{MN}$$



### 2.2.2. Durchmesser der Querbewehrung 14mm

$$\phi_{14} := 14\text{mm}$$

$$A_{\phi.14} := \pi \cdot \frac{\phi_{14}^2}{4}$$

$$A_{\phi.14} = 153.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_{\phi} = 2 \quad \text{Schnitte des Bügels}$$

$$A_{\text{sw}.14} := n_{\phi} \cdot A_{\phi.14}$$

$$V_{\text{Rd}.s.14} := \frac{A_{\text{sw}.14} \cdot z \cdot f_{\text{wyd}} \cdot \cot(\theta)}{s_s}$$

$$A_{\text{sw}.14} = 307.876 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{\text{max}.14}(t) := \alpha_{\text{cw}} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{(\cot(t) + \tan(t))}$$

$$f_{14}(t) := \frac{A_{\text{sw}.14} \cdot z \cdot f_{\text{wyd}} \cdot \cot(t)}{s_s}$$

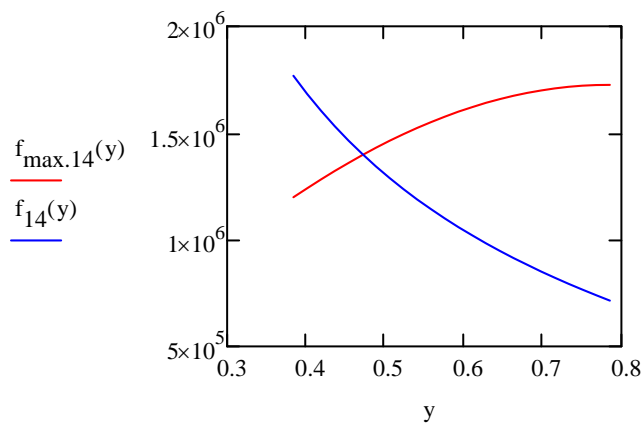
$$r_{14}(t) := f_{\text{max}.14}(t) - f_{14}(t)$$

$$\theta_{14} := \text{root}(r_{14}(t), t, 21\text{deg}, 45\text{deg})$$

$$\theta_{14} = 0.472 \quad \theta_{14} = 27.062 \cdot \text{deg}$$

$$f_{\text{max}.12}(\theta_{14}) = 1.398 \cdot \text{MN}$$

$$f_{14}(\theta_{14}) = 1.398 \cdot \text{MN}$$



# ANHANG B.1

## BIEGUNG FÜR QUERSCHNITT 1-1

Höhe des Querschnittes:

$$H_d := 330\text{mm}$$

Breite des Querschnittes:

$$B_d := 1000\text{mm}$$

Betondeckung:

$$d_{\text{cover}} := 56\text{mm}$$

Bedingte Höhe des Querschnittes

$$d := H_d - d_{\text{cover}}$$

$$d = 0.274\text{ m}$$

Anzahl der Bewehrungsstäben

$$n := 10$$

Der Abstand zwischen unteren und oberen Bewehrungsstäben:

$$a := d - d_{\text{cover}}$$

Fläche des Bewehrungsstabes:

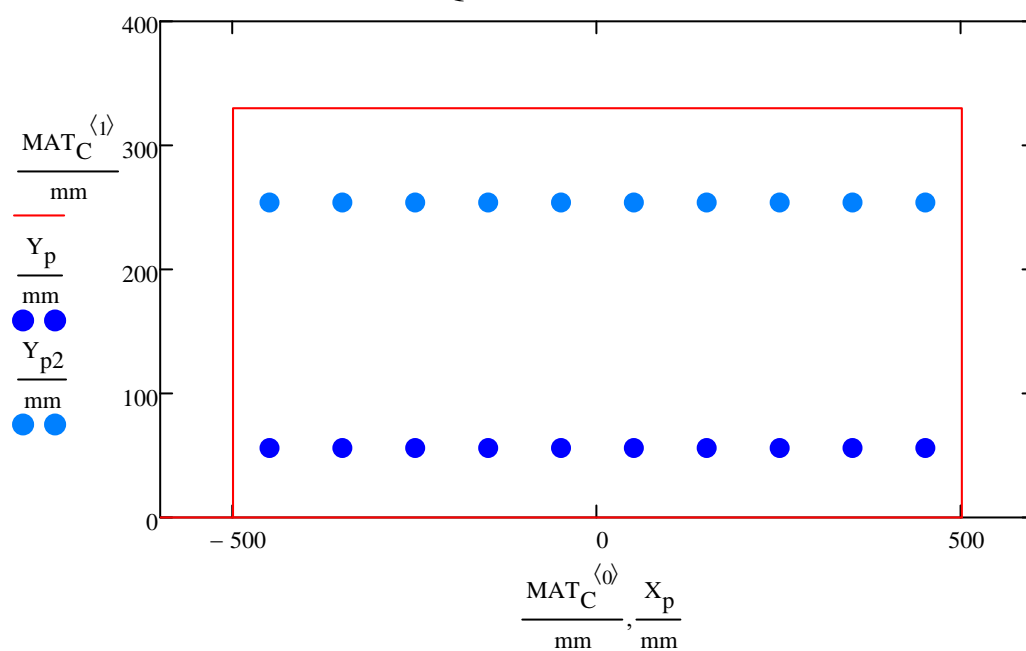
$$A_s := \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4}$$

Biegemoment von äußeren Einwirkungen:

$$M_{Ed} := 0.062\text{MN}\cdot\text{m}$$



### Querschnitt der Platte



Bemessungsdruckfestigkeit des Betons:

$$f_{cd} := -19.833\text{MPa}$$

Bis dieser Stauchung wird die Werkstoffbeziehung durch quadratische Parabel beschrieben:

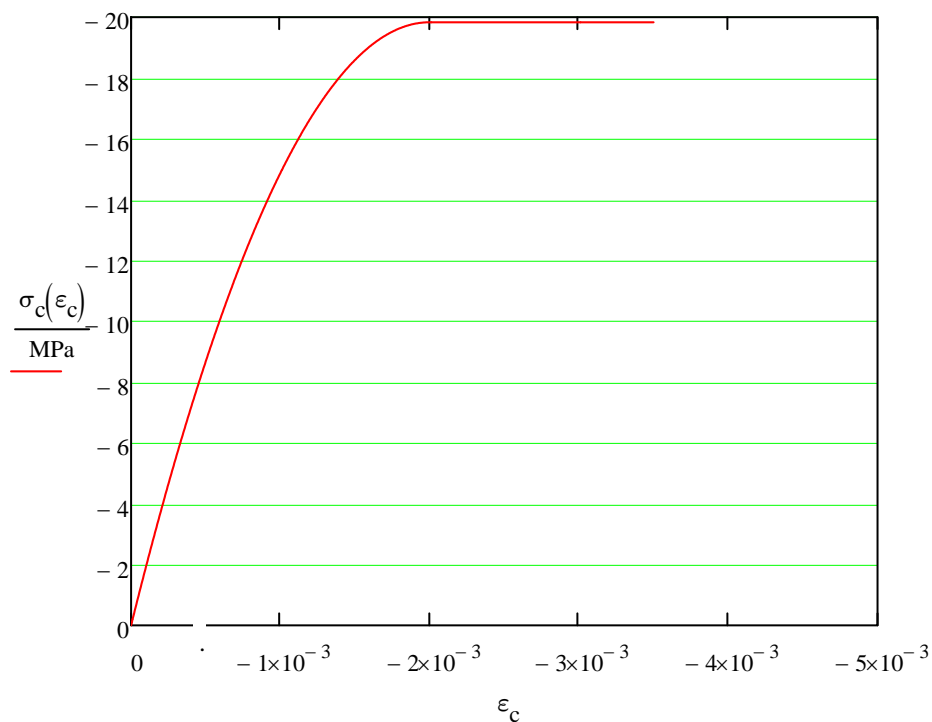
$$\epsilon_{c2} := -0.002$$

maximal zulässige Stauchung

$$\epsilon_{cu2} := -0.0035$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{if } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{cu2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ 0 & \text{if } \epsilon_c \geq 0 \end{cases}$$

Arbeitsdiagramm des Betons



Elastizitätsmodul des Stahls

$$E_s := 200000\text{MPa}$$

Fließgrenze des Stahls

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

Duktilität:

$$k := 1.08$$

Der Grenzwert der Dehnung:

$$\epsilon_{ud} := 25 \cdot 10^{-3}$$

Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma_s := 1.15$$

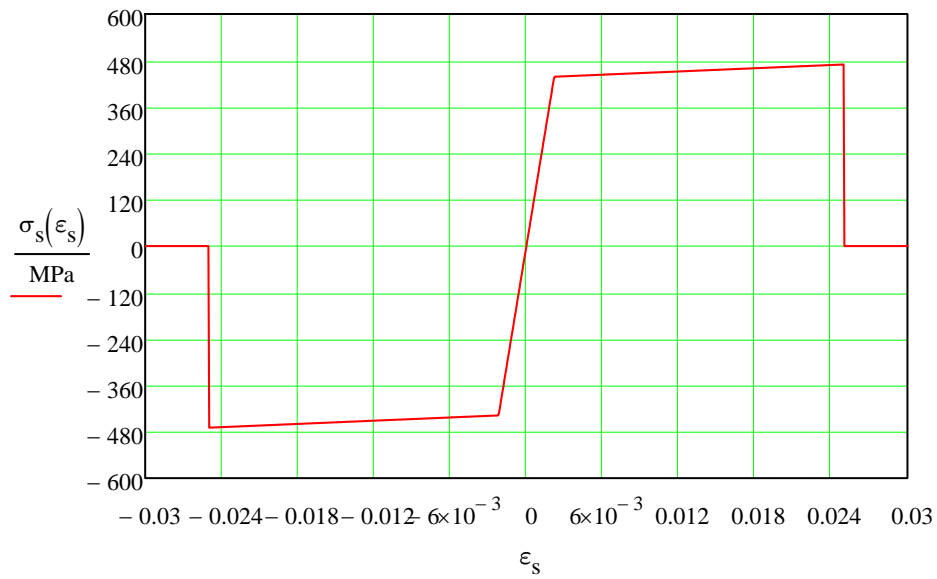
Fließgrenze des Stahls

$$\frac{f_{yk}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Gleichung, die Arbeitsdiagramm des Stahls beschreibt:

$$\sigma_s(\epsilon_s) := \begin{cases} (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \leq \epsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \text{if } \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \epsilon_s < \epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s > \epsilon_{ud} \\ (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \geq \epsilon_s \geq \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \left[ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] & \text{if } \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \epsilon_s \geq -\epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s < -\epsilon_{ud} \end{cases}$$

## Arbeitsdiagramm des Stahls



Bestimmung der Gleichung der relativen Dehnung :

$$\epsilon_l(x, \epsilon_c, \epsilon_s) := \epsilon_c + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_c) \cdot x}{d}$$

Der Schwerpunkt der parabel-rechteckigen Diagramm der Spannungen:

$$\text{centre}(\epsilon_c, \epsilon_s) := \frac{\int_0^d \sigma_c(\epsilon_l(x, \epsilon_c, \epsilon_s)) \cdot x \, dx}{\int_0^d \sigma_c(\epsilon_l(x, \epsilon_c, \epsilon_s)) \, dx}$$

Vermutete Werten:

$$\varepsilon_{c.f} := \frac{-3.5}{1000} \quad \varepsilon_{s.f} := \frac{2}{1000}$$

Bestimmung des Systems:

Given

$$\Sigma H=0 :$$

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s \dots = 0$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s$$

$$\Sigma M=0 :$$

$$\left( \int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d dx \right) \cdot (-d + \text{centre}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \dots = M_{Ed}$$

$$+ \left( \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \right) \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{cover})$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{c.found} \\ \varepsilon_{s.found} \end{pmatrix} := \text{Minerr}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})$$

Die relativen Dehnung an der Ecke der Druckzone:

$$\varepsilon_{c.found} = -4.137 \times 10^{-4}$$

Die relativen Dehnung an der SP der Bewehrungsstäbe:

$$\varepsilon_{s.found} = 1.236 \cdot 10^{-3}$$

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot B_d dx \cdot (-d + \text{centre}(\varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \dots = 0.062 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$+ \left[ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \right] \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{cover})$$

Druckkraft

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot B_d dx = -0.262 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot n \cdot A_s = -0.017 \cdot \text{MN}$$

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot B_d dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot n \cdot A_s = -0.28 \cdot \text{MN}$$

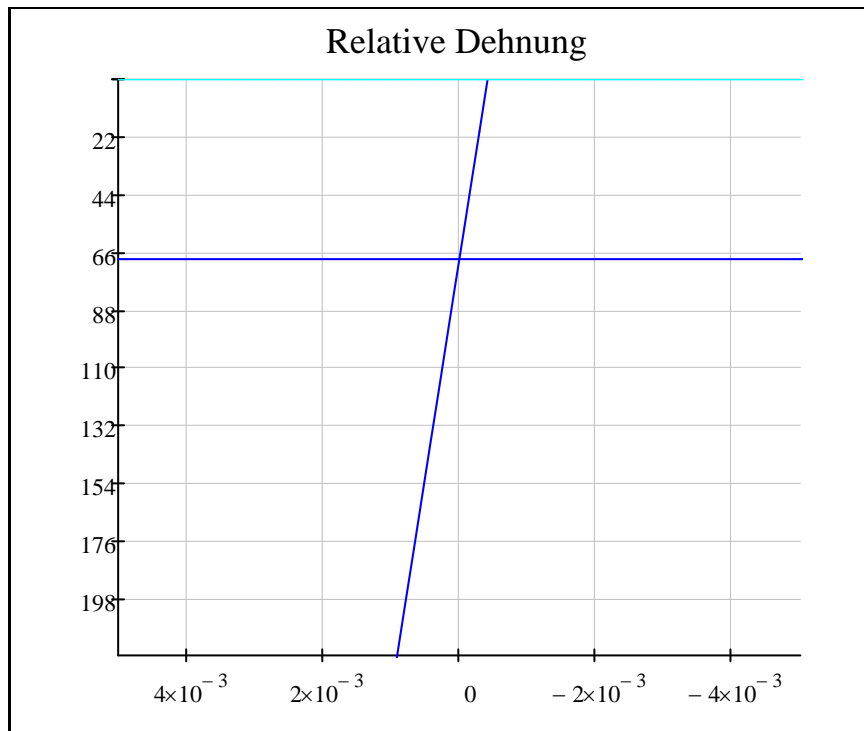


Zugkraft

$$\sigma_s(\epsilon_1(d, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n \cdot A_s = 0.28 \cdot \text{MN}$$

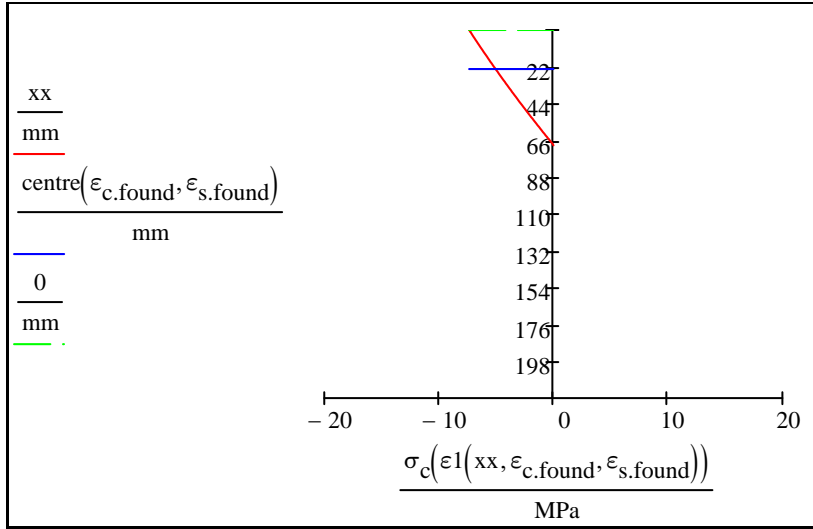
Die Höhe der Druckzone:

$$h_x := \frac{|\epsilon_{c.\text{found}}| \cdot d}{|\epsilon_{s.\text{found}} - \epsilon_{c.\text{found}}|} \quad h_x = 68.694 \cdot \text{mm} \quad \left(1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}}\right) \cdot H_d = 141.429 \cdot \text{mm}$$



$$xx := 0,1 \text{ mm} \dots h_x + 1 \text{ mm}$$

Diagramm der Druckspannungen





## ANHANG B.2

### BIEGUNG FÜR QUERSCHNITT 2-2

Höhe des Querschnittes:

$$H_d := 220\text{mm}$$

Breite des Querschnittes:

$$B_d := 1000\text{mm}$$

Betondeckung:

$$d_{\text{cover}} := 56\text{mm}$$

Bedingte Höhe des Querschnittes

$$d := H_d - d_{\text{cover}}$$

$$d = 0.164\text{m}$$

Anzahl der Bewehrungsstäben

$$n := 10$$

Der Abstand zwischen unteren und oberen Bewehrungsstäben:

$$a := d - d_{\text{cover}}$$

Fläche des Bewehrungsstabes:

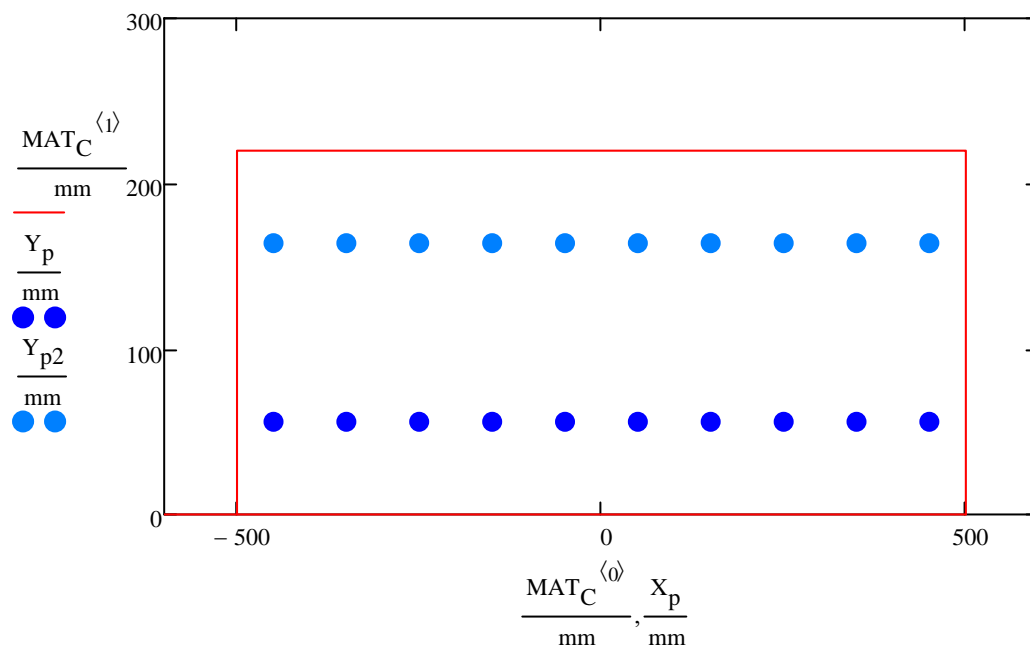
$$A_s := \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4}$$

Biegemoment von äußeren Einwirkungen:

$$M_{Ed} := 0.073\text{MN}\cdot\text{m}$$



### Querschnitt der Platte



Bemessungsdruckfestigkeit des Betons:

$$f_{cd} := -19.833\text{MPa}$$

Bis dieser Stauchung wird die Werkstoffbeziehung durch quadratische Parabel beschrieben:

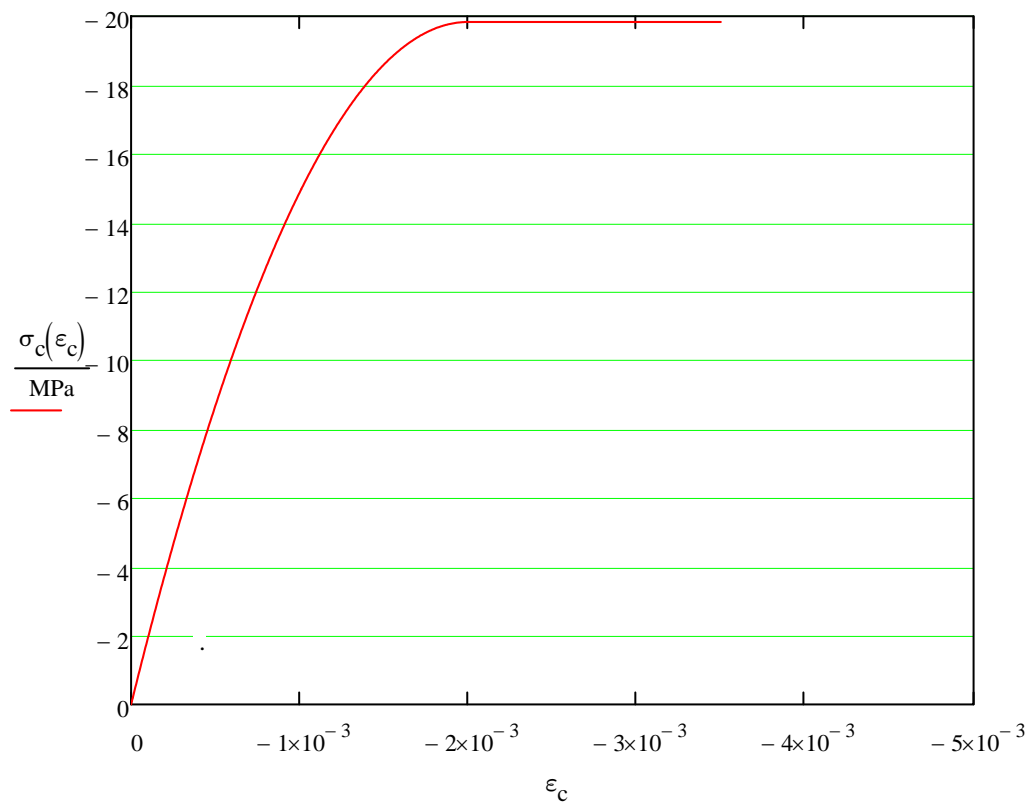
$$\epsilon_{c2} := -0.002$$

maximal zulässige Stauchung

$$\epsilon_{cu2} := -0.0035$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{if } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{cu2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ 0 & \text{if } \epsilon_c \geq 0 \end{cases}$$

Arbeitsdiagramm des Betons



Elastizitätsmodul des Stahls

$$E_s := 200000\text{MPa}$$

Fließgrenze des Stahls

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Duktilität:

$$k := 1.08$$

Der Grenzwert der Dehnung:

$$\epsilon_{ud} := 25 \cdot 10^{-3}$$

Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma_s := 1.15$$

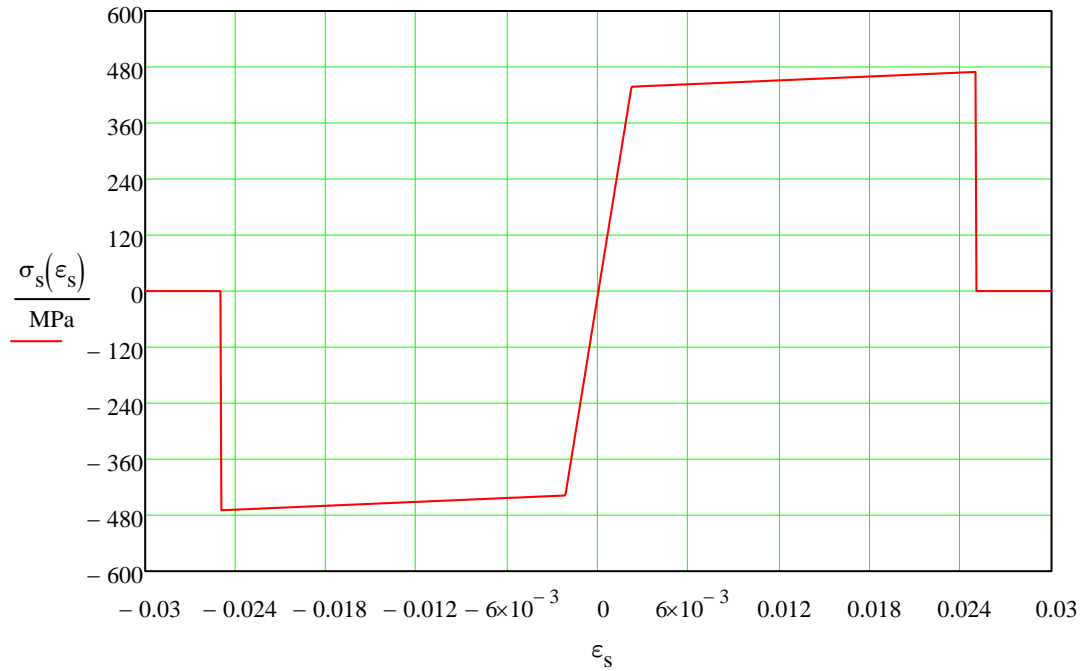
Fließgrenze des Stahls

$$\frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Gleichung, die Arbeitsdiagramm des Stahls beschreibt:

$$\sigma_s(\epsilon_s) := \begin{cases} (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \leq \epsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \frac{\left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \text{if } \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \epsilon_s < \epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s > \epsilon_{ud} \\ (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \geq \epsilon_s \geq \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \left[ \frac{\left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] & \text{if } \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \epsilon_s \geq -\epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s < -\epsilon_{ud} \end{cases}$$

## Arbeitsdiagramm des Stahls



Bestimmung der Gleichung der relativen Dehnung :

$$\epsilon l(x, \epsilon_c, \epsilon_s) := \epsilon_c + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_c) \cdot x}{d}$$

Der Schwerpunkt der parabel-rechteckigen Diagramm der Spannungen:

$$\text{centre}(\epsilon_c, \epsilon_s) := \frac{\int_0^d \sigma_c(\epsilon l(x, \epsilon_c, \epsilon_s)) \cdot x \, dx}{\int_0^d \sigma_c(\epsilon l(x, \epsilon_c, \epsilon_s)) \, dx}$$

Vermutete Werten:

$$\epsilon_{c.f} := \frac{-1}{1000} \quad \epsilon_{s.f} := \frac{2}{1000}$$

Bestimmung des Systems:

Given

$$\Sigma H=0 :$$

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s \dots = 0$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s$$

$$\Sigma M=0 :$$

$$\left( \int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d dx \right) \cdot (-d + \text{centre}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \dots = M_{Ed}$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{cover})$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{c.found} \\ \varepsilon_{s.found} \end{pmatrix} := \text{Minerr}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})$$

Die relativen Dehnung an der Ecke der Druckzone:

$$\varepsilon_{c.found} = -1.138 \times 10^{-3}$$

Die relativen Dehnung an der SP der Bewehrungsstäbe:

$$\varepsilon_{s.found} = 2.269 \cdot 10^{-3}$$

$$\left( \int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot B_d dx \right) \cdot (-d + \text{centre}(\varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \dots = 0.073 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$+ \left[ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{cover}) \right]$$

$$\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found}) = 2.528 \times 10^{-5}$$

Druckkraft

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot B_d dx = -0.501 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot n \cdot A_s = 5.718 \times 10^{-3} \cdot \text{MN}$$

$$\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot B_d dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d_{cover}, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot n \cdot A_s = -0.495 \cdot \text{MN}$$

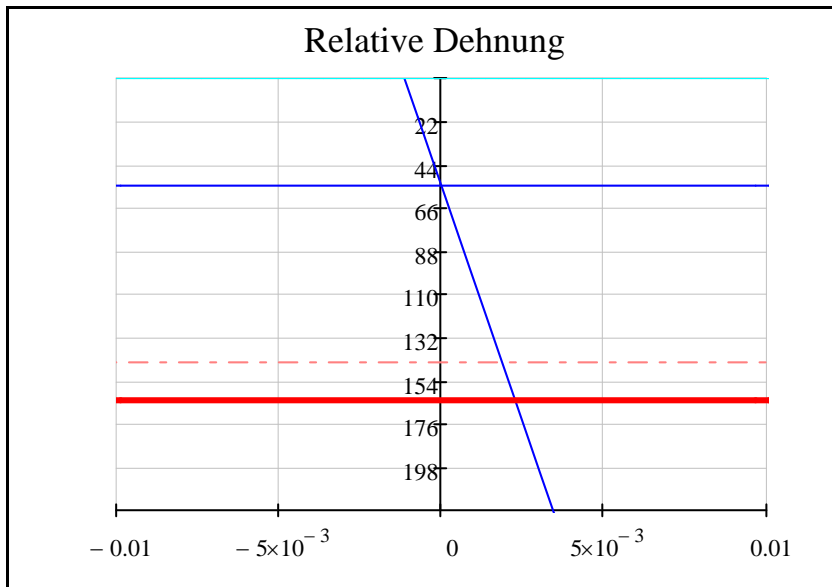
Zugkraft

$$\sigma_s(\varepsilon_1(d, \varepsilon_{c.found}, \varepsilon_{s.found})) \cdot n \cdot A_s = 0.495 \cdot \text{MN}$$



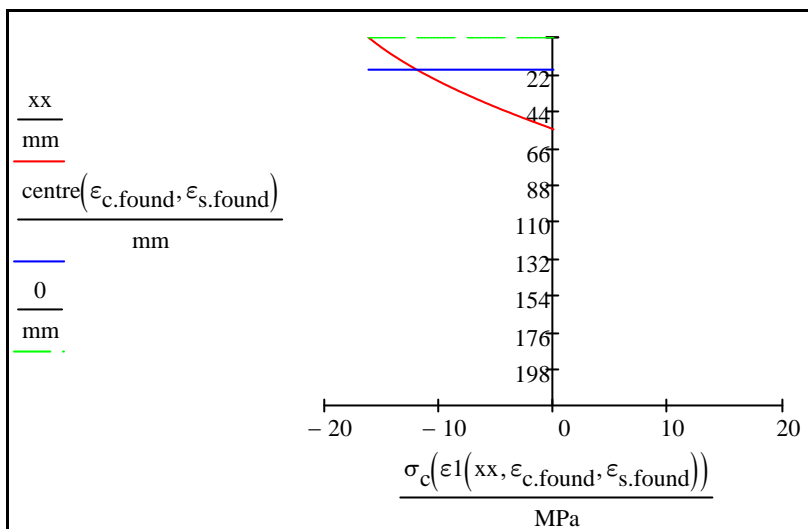
Die Höhe der Druckzone:

$$h_x := \frac{|\epsilon_{c.\text{found}}| \cdot d}{|\epsilon_{s.\text{found}} - \epsilon_{c.\text{found}}|}$$



$$xx := 0,1\text{mm}..h_x + 1\text{mm}$$

Diagramm der Druckspannungen





# ANHANG C.1

## QUERKRAFT FÜR QUERSCHNITT 1-1

zylindrische Betondruckfestigkeit:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

Bemessungsdruckfestigkeit:

$$f_{cd} := 19.83\text{MPa}$$

Normalkraft:

$$N_{Ed} := 0\text{MN}$$

Beiwert von bulgarischen Anlage:

$$k_1 := 0.15$$

Breite des Querschnittes

$$b_w := 1000\text{mm}$$

Höhe des Querschnittes:

$$h := 330\text{mm}$$

Betondeckung:

$$d_{cover} := 56\text{mm}$$

bedingte Höhe:

$$d := h - d_{cover}$$

$$d = 274\text{mm}$$

Fläche des Querschnittes

$$A_c := 0.428\text{m}^2$$

Durchmesser der Zugbewehrung:

$$\phi := 12\text{mm}$$

Fläche des Bewehrungsstabes

$$A_{s1} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$$

Anzahl der Sträbe für 1 m Länge:

$$n := 10$$

Bemessungsquerkraft:

$$V_{Ed} := -0.100\text{MN}$$

Lösung :

1. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung:

$$k_0 := 1 + \text{mm} \frac{1}{2} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 1.854$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1} \cdot n}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.004$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0\text{MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd.c} = 0.148 \cdot \text{MN}$$

$$V_{Rd.c.min} := \left( 0.035 \cdot k_0^{\frac{3}{2}} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd.c.min} = 0.143 \cdot \text{MN}$$

## ANHANG C.2

### QUERKRAFT FÜR QUERSCHNITT 2-2

zylindrische Betondruckfestigkeit:		$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Bemessungsdruckfestigkeit:		$f_{cd} := 19.833\text{MPa}$
Normalkraft:		$N_{Ed} := 0\text{MN}$
Beiwert von bulgarischen Anlage:		$k_1 := 0.15$
Breite des Querschnittes		$b_w := 1000\text{mm}$
Höhe des Querschnittes:		$h := 220\text{mm}$
Betondeckung:		$d_{cover} := 56\text{mm}$
bedingte Höhe:	$d := h - d_{cover}$	$d = 0.164\text{ m}$
Fläche des Querschnittes		$A_c := 0.428\text{m}^2$
Durchmesser der Zugbewehrung:		$\phi := 12\text{mm}$
Fläche des Bewehrungsstabes		$A_{s1} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$
Anzahl der Sträbe für 1 m Länge:		$n := 10$
Bemessungsquerkraft:		$V_{Ed} := -0.109\text{MN}$

Lösung :

1. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung:

$$k_0 := 1 + \text{mm}^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 2.104$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1} \cdot n}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.007$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0\text{MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd.c} = 0.12 \cdot \text{MN}$$

$$V_{Rd.c.min} := \left( 0.035 \cdot k_0^{\frac{3}{2}} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd.c.min} = 0.104 \cdot \text{MN}$$

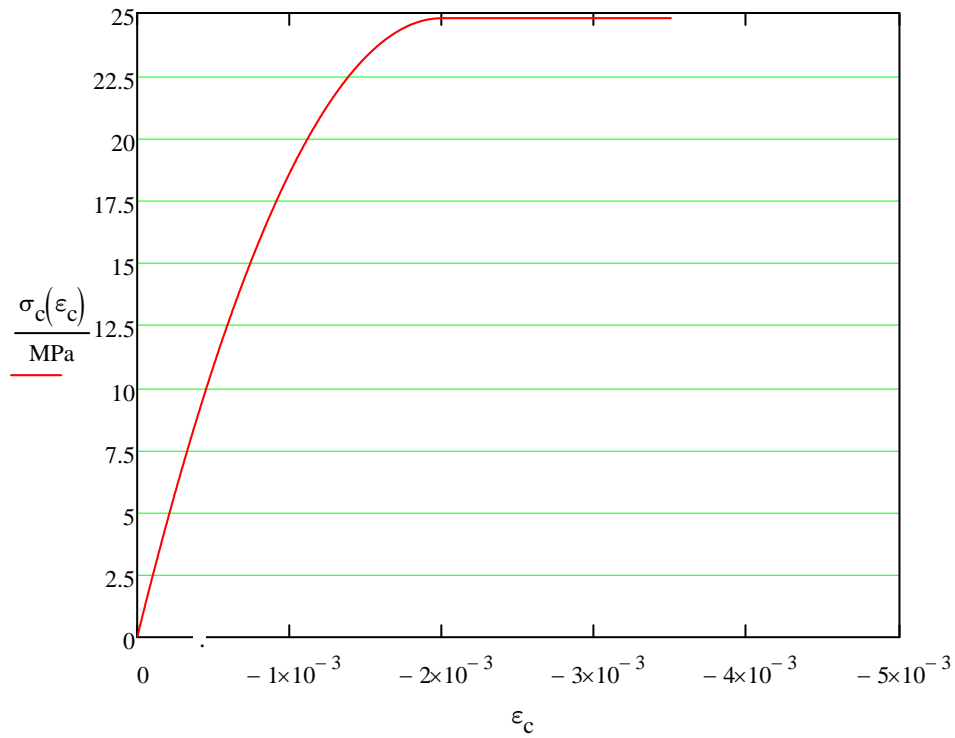
# ANHANG D

## VERBINDUNG ZWISCHEN FAHRBAHNPLATTE UND FUßGÄNGERKONSOLE

Höhe des Querschnittes	$H_d := 240\text{mm}$
Breite des Querschnittes	$B_d := 1000\text{mm}$
Durchmesser des Bewehrungsstabes	$\phi := 12\text{mm}$
Anzahl der Bewehrungsstäbe	$n := 2$
Fläche des Bewehrungsstabes	$A_s := \frac{\pi \cdot ((\phi))^2}{4}$
Betondeckung	$d_{\text{cover}} := 50\text{mm}$
Abstand bis SP des Bewehrungsstabes	$d_1 := d_{\text{cover}} + \frac{\phi}{2}$ $d_1 = 56\text{mm}$
bedingte Höhe	$d := H_d - d_{\text{cover}} + \frac{\phi}{2}$  $d = 196\text{mm}$
Biegemoment und Normalkraft von außergewöhnlichen Lastkombination :	$M_{Ed} := 0.045\text{MN}\cdot\text{m}$ $N_{Ed} := 0.058\text{MN}$
Zylindrische Betonfestigkeit:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Lastkombination:	$\gamma_M := 1.2$
$\alpha_{cc} := 0.85$	
Bemessungsbetonfestigkeit:	$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_M} \cdot \alpha_{cc}$ $f_{cd} = 24.792\text{MPa}$ $\epsilon_{c2} := -0.002$ $\epsilon_{cu2} := -0.0035$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{if } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{cu2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ 0 & \text{if } \epsilon_c \geq 0 \end{cases}$$

### Arbeitsdiagramm des Betons



Elastizitätsmodul des Stahls

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Fließgrenze des Stahls

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Duktilität

$$k := 1.08$$

Grenzdehnung

$$\epsilon_{ud} := 25 \cdot 10^{-3}$$

Sicherheitsbeiwert des Stahls für außergewöhnliche Lastkombination

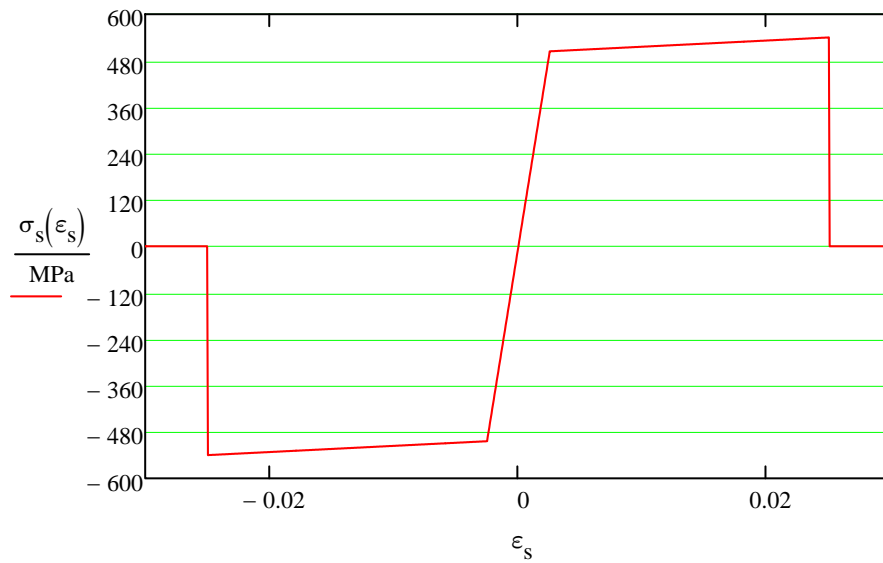
$$\gamma_s := 1$$

$$\frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$



$$\sigma_s(\varepsilon_s) := \begin{cases} (\varepsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \leq \varepsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \text{if } \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \varepsilon_s > \varepsilon_{ud} \\ (\varepsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \geq \varepsilon_s \geq \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \left[ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] & \text{if } \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \varepsilon_s \geq -\varepsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \varepsilon_s < -\varepsilon_{ud} \end{cases}$$

Arbeitsdiagramm des Stahls



Bestimmung der Funktion der relativen Dehnung

$$\varepsilon_l(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s) := \varepsilon_c + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot x}{d}$$

Schwerpunkt der Druckspannungen

$$\text{centre}(\varepsilon_c, \varepsilon_s) := \frac{\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s)) \cdot x \, dx}{\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s)) \, dx}$$

vermutete Werte

$$\varepsilon_{c,f} := -2.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{s,f} := 10 \cdot 10^{-3}$$

Bestimmung des Systems

Given

$\Sigma N=0$  :

$$-\int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})) \cdot B \, dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{cover}}, \varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})) \cdot n \cdot A_s \dots = 0$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d, \varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})) \cdot n \cdot A_s + N_{\text{Ed}}$$

$\Sigma M=0$  :

$$\left( \int_0^d \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})) \cdot B \, dx \right) \cdot (d - \text{centre}(\varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})) \dots = M_{\text{Ed}}$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{cover}}, \varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})) \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{\text{cover}})$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{c,\text{found}} \\ \varepsilon_{s,\text{found}} \end{pmatrix} := \text{Minerr}(\varepsilon_{c,f}, \varepsilon_{s,f})$$

Relative Dehnung an der Druckecke

$$\varepsilon_{c,\text{found}} = -7.998 \times 10^{-4}$$

Relative Dehnung in der Bewehrung

$$\varepsilon_{s,\text{found}} = 5.593 \cdot 10^{-3}$$

Druckkraft

$$F_c := - \int_0^d \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx \quad F_c = -0.211 \cdot \text{MN}$$

Zugkraft

$$F_s := \sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{cover}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n \cdot A_s + \sigma_s(\epsilon_1(d, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n \cdot A_s$$

$$F_s = 0.153 \cdot \text{MN}$$

Kontrolle :

$$F_c + F_s = -0.058 \cdot \text{MN}$$

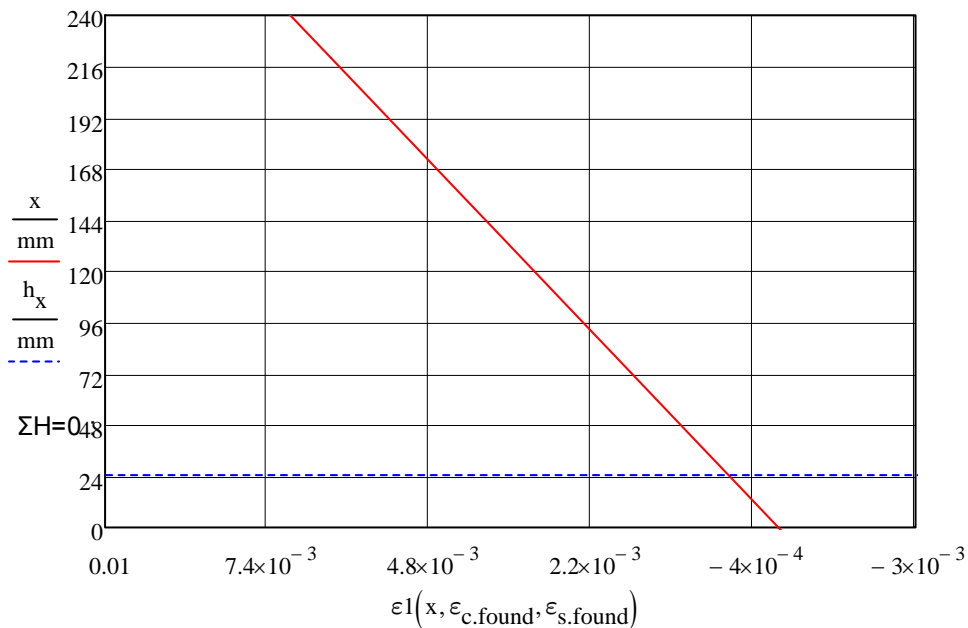
Höhe der Druckzone

$$h_x := \frac{|\epsilon_{c.\text{found}}| \cdot d}{|\epsilon_{s.\text{found}} - \epsilon_{c.\text{found}}|} \quad h_x = 0.025 \, \text{m}$$

$$\text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}}) = 8.488 \times 10^{-3} \, \text{m}$$

Kontrolle

$$\int_0^d \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx \cdot (d - \text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \dots = 0.045 \cdot \text{MN} \cdot \text{m} \\ + \left[ \left( \sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{cover}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \right) \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{\text{cover}}) \right]$$





## ANHANG E

### Federsteifigkeiten der Elastomerlager gemäß BDS EN 1337-3

Elastomerlager Freyssinet von Kataloge:	300/400/84	Type C
Kompressionsmodul:		$B := 2000\text{MPa}$
Schubmoduls:		$G := 0.9\text{MPa}$
Elastizitätsmodul des Elastomerlagers:		$E_c := 4.45\text{MPa}$
Dicke der äußeren Stahlplatte:		$t_{on} := 2.5\text{mm}$
Dicke der inneren Stahlplatte:		$n_o := 2$
Dicke der äußeren Elastomerschicht:		$t_i := 12\text{mm}$
Dicke der inneren Elastomerschicht:		$n_i := 6$
Die Abmessungen des Elastomerlagers		
Effektive Abmessung nach x-Achse		$a := 300\text{mm}$
Effektive Abmessung nach y-Achse		$b := 400\text{mm}$
Effektive Fläche des Elastomerlagers:		$A_b := a \cdot b$
		$A_b = 0.12\text{ m}^2$
Geometrischer Wert für die dicksten Schicht:		$S_1 := \frac{A_b}{2 \cdot (a + b) \cdot t_i}$
		$S_1 = 7.143$
Vertikale Elastomerbeschichtung:		$d_{cover} := 4\text{mm}$

Vertikale Steifigkeit:

$$K_v := \frac{1}{\frac{(t_i \cdot n_i + n_o \cdot t_{on})}{A_b} \left( \frac{1}{B} + \frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} \right)}$$
$$K_v = 320960.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gesamte Fläche

$$A_G := (a + 2 \cdot d_{\text{cover}}) \cdot (b + 2 \cdot d_{\text{cover}})$$

Horizontale Steifigkeit:

$$K_G := A_G \cdot \frac{G}{(n_i \cdot t_i)}$$

$$K_G = 1570.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verdrengsteifigkeit :



K.s -Wert:

$$K_{s,p} = 77.833$$

Verdrehung nach y-Achse :

$$K_{\Theta,y} := \frac{G \cdot a^5 \cdot b}{(n_i \cdot t_i^3) \cdot K_{s,p}}$$

$$K_{\Theta,y} = 1084 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

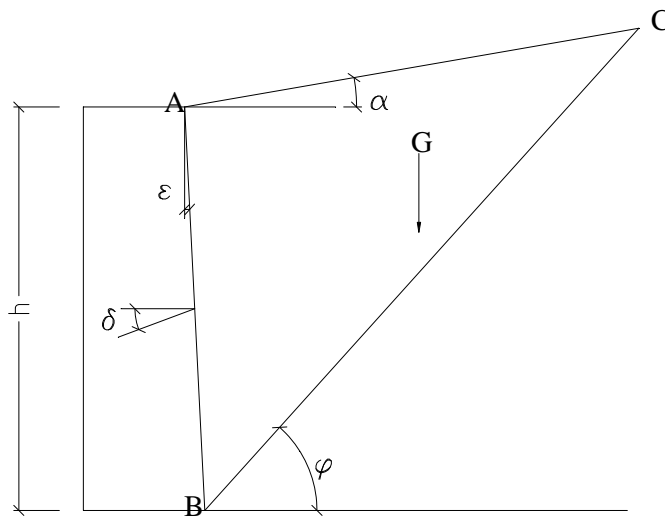
Verdrehung nach x-Achse:

$$K_{\Theta,x} := \frac{G \cdot a \cdot b^5}{(n_i \cdot t_i^3) \cdot K_{s,p}}$$

$$K_{\Theta,x} = 3426.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

# ANHANG F

## Erddruck nach BD 42/96



Reibungswinkel des Bodens

$$\varphi := 35\text{deg}$$

Wandneigung

$$\underline{\underline{\epsilon := 0}}$$

Geländeneigung:

$$\alpha := 0$$

Wandreibung

$$\underline{\underline{\delta := 0}}$$

angenommene Verschiebung

$$d_{tr} := 20\text{mm}$$

Beiwert des aktiven Erddruckes

Mueller - Breslau and Krey

$$K_a := \frac{\cos(\varphi - \epsilon)^2}{\cos(\epsilon)^2 \cdot \cos(\epsilon + \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\epsilon + \delta) \cdot \cos(\epsilon - \alpha)}} \right)^2}$$

$$\boxed{K_a = 0.271}$$

Rankine

$$K_{a.1} := \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)}$$

$$\boxed{K_{a.1} = 0.271}$$

Beiwert des Erddruckes in Rest

$$K_{0.1} := 1 - \sin(\varphi)$$

$$\boxed{K_{0.1} = 0.426}$$

Beiwert des passiven Erddruckes

$$K_p := \frac{\cos(\varphi + \varepsilon)^2}{\cos(\varepsilon)^2 \cdot \cos(\varepsilon + \delta) \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\alpha - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_p = 3.69$$

$$K_{p.1} := \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$$

$$K_{p.1} = 3.69$$

Bestimmung des Erddruckes gemäß BA 42/96

Höhe des Diaphragmas  $H_{bf} := 1.827\text{m}$

Wichte des Bodens  $\gamma_{bf} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Beiwert des Erddruckes als Funktion der Verschiebung:  
(cl. 3.5.1)

$$K'(d) := K_{0.1} + \left( \frac{d_{tr}}{0.025 \cdot H_{bf}} \right)^{0.4} K_{p.1}$$

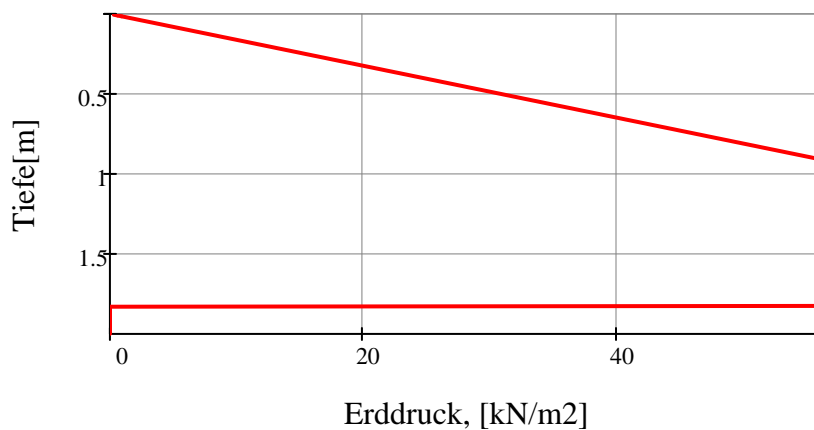
$$K'_d := K'(d_{tr}) = 3.079$$

Erddruck

$$\sigma_s(h) := \begin{cases} K'_d \cdot \gamma_{bf} \cdot h & \text{if } 0 < h \leq \frac{H_{bf}}{2} \\ \left( K'_d \cdot \gamma_{bf} \cdot \frac{H_{bf}}{2} \right) & \text{if } \frac{H_{bf}}{2} \leq h \leq H_{bf} \\ 0 & \text{if } h > H_{bf} \end{cases}$$

$$h1 := 0\text{m}, 0.005\text{m}.. 2\text{m}$$

### Bodenspannungen









# ANHANG G.1

## BERECHNUNGSANTWORTSPEKTRUM FÜR HORIZONTALE EINWIRKUNG (EN 1998-1)

Bodenbeschleunigung für Boden Baugrundsclassse A: Bedeutungsbeiwert (Class III):	$a_{gR} := 0.23$ (NA to EN 1998-1)	
	$\gamma_I := 1.40$	
Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (Type A):	$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR}$	$a_g = 0.322$
Dämpfungsbeiwert (5% of critical viscous damping):	$\eta := 1.00$	
Duktilität :	$q := 1.5$	kNm := kN·m

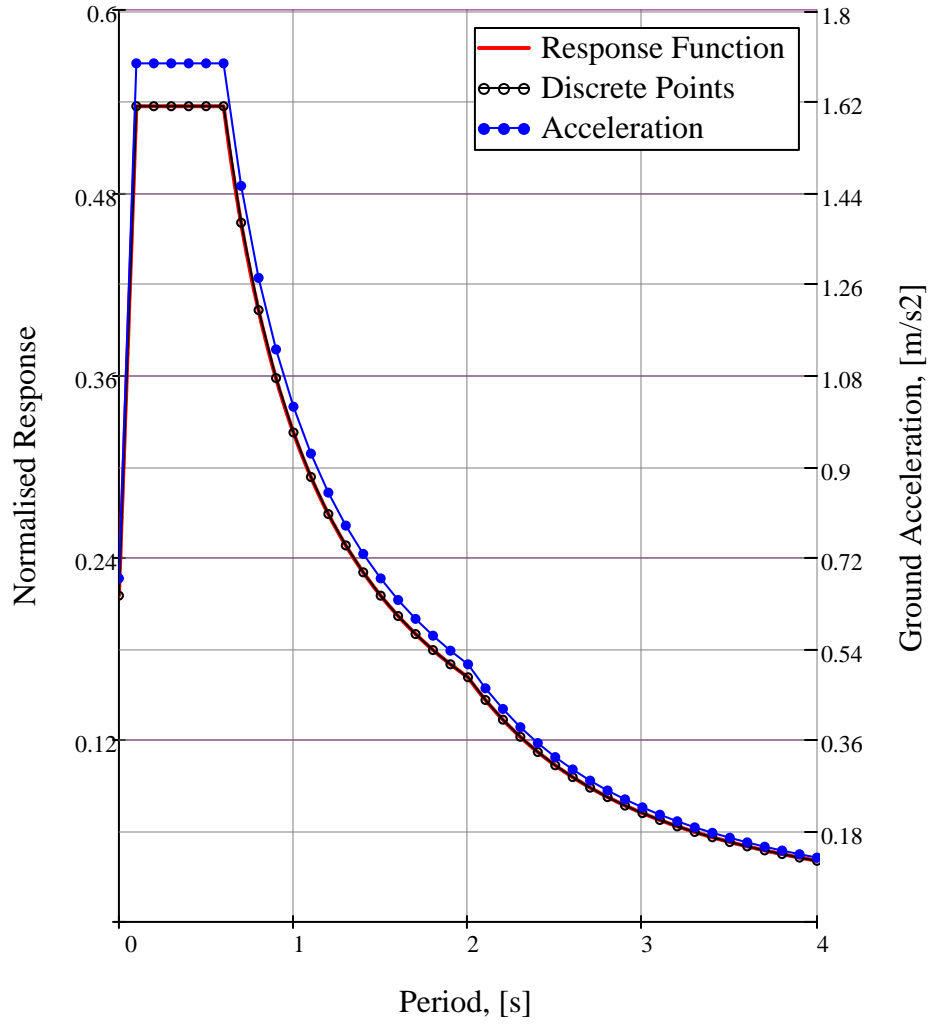
Antwortspektrum (Spectrum Type 1 - Soil Type D):

$$S_g := 1 \quad T_B := 0.1 \quad T_C := 0.6 \quad T_D := 2.00$$

$$S_e(T_{el}) := \begin{cases} a_g \cdot S_g \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_{el}}{T_B} \cdot \left( \eta \cdot \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 \leq T_{el} \leq T_B \\ a_g \cdot S_g \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} & \text{if } T_B \leq T_{el} \leq T_C \\ a_g \cdot S_g \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T_{el}} \right) & \text{if } T_C \leq T_{el} \leq T_D \\ a_g \cdot S_g \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T_{el}^2} \right) & \text{if } T_D \leq T_{el} \leq 4 \end{cases}$$

Schrit, [s]:	$\Delta T_{el} := 0.1$	Anzahl der diskreten Punkteten	$n_T := 4 \cdot \frac{1}{\Delta T_{el}}$
		$n_T = 40$	

# Response Spectrum



S<sub>e.mat</sub> =

	0	1	2
0	"Period [s]"	"Se / ag"	"Acc. [m/s2]"
1	0	0.215	0.678
2	0.1	0.537	1.695
3	0.2	0.537	1.695
4	0.3	0.537	1.695
5	0.4	0.537	1.695
6	0.5	0.537	1.695
7	0.6	0.537	1.695
8	0.7	0.46	1.453
9	0.8	0.402	1.271
10	0.9	0.358	1.13
11	1	0.322	1.017
12	1.1	0.293	0.924
13	1.2	0.268	0.847
14	1.3	0.248	0.782
15	1.4	0.23	0.726
16	1.5	0.215	0.678
17	1.6	0.201	0.635
18	1.7	0.189	0.598
19	1.8	0.179	0.565
20	1.9	0.169	0.535
21	2	0.161	0.508
22	2.1	0.146	0.461
23	2.2	0.133	0.42
24	2.3	0.122	0.384
25	2.4	0.112	0.353
26	2.5	0.103	0.325
27	2.6	0.095	0.301
28	2.7	0.088	0.279
29	2.8	0.082	0.259
30	2.9	0.077	0.242
31	3	0.072	0.226
32	3.1	0.067	0.212
33	3.2	0.063	0.199
34	3.3	0.059	0.187
35	3.4	0.056	0.176
36	3.5	0.053	0.166
37	3.6	0.05	0.157
38	3.7	0.047	0.149
39	3.8	0.045	0.141
40	3.9	0.042	0.134
41	4	0.04	0.127

## ANHANG G.2

### BERECHNUNGSANTWORTSPEKTRUM FÜR VERTIKALE EINWIRKUNG (EN 1998-1)

Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Beschleunigung:  $k := 0.85$  (NA to EN 1998-1)

Bodenbeschleunigung für Boden Baugrunderklasse A:  $a_{gR} := 0.23$  kNm := kN·m

Bedeutungsbeiwert (Class III):  $\gamma_I := 1.40$

Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (Type A):  $a_g := \gamma_I \cdot (k \cdot a_{gR})$   $a_g = 0.274$

Dämpfungsbeiwert (5% of critical viscous damping):  $\eta := 1.00$

Duktilität :  $q := 1.5$

Antwortspektrum (Spectrum Type 1 - Soil Type D):

$S_g := 1$        $T_B := 0.1$        $T_C := 0.4$        $T_D := 2.00$

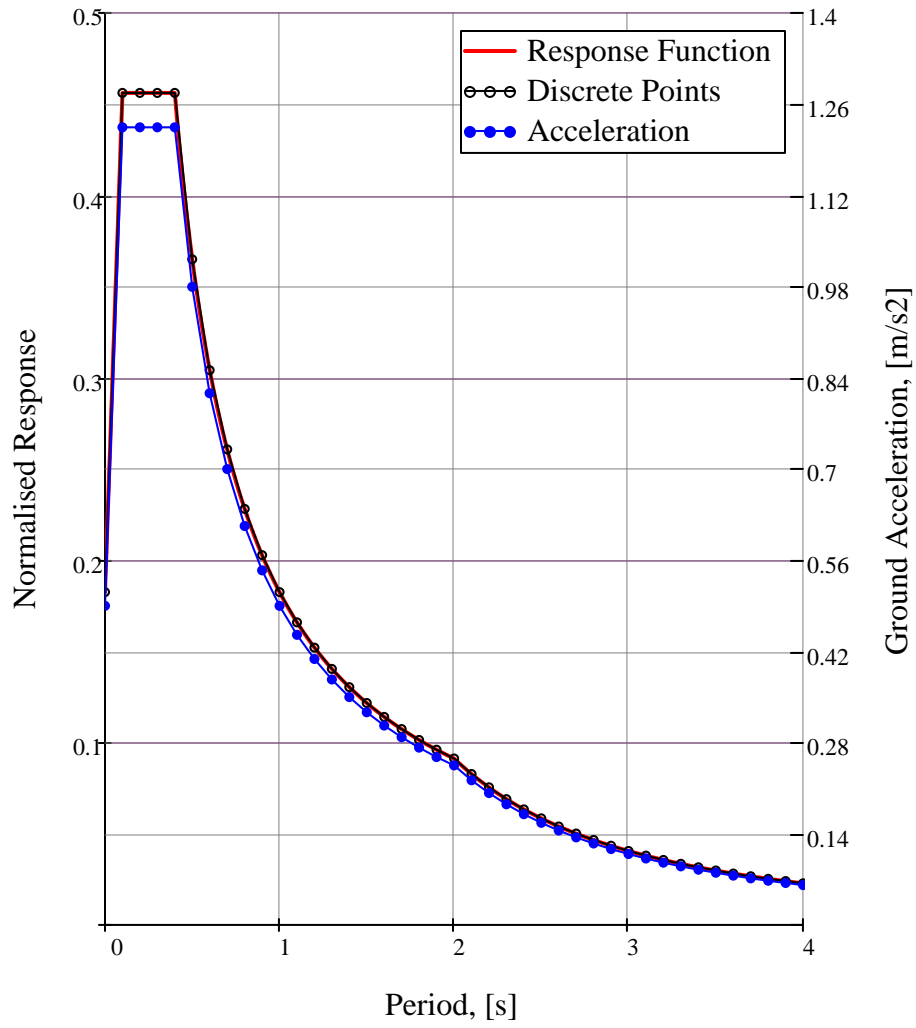
$$S_e(T_{el}) := \begin{cases} a_g \cdot S_g \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_{el}}{T_B} \cdot \left( \eta \cdot \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 \leq T_{el} \leq T_B \\ a_g \cdot S_g \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} & \text{if } T_B \leq T_{el} \leq T_C \\ a_g \cdot S_g \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T_{el}} \right) & \text{if } T_C \leq T_{el} \leq T_D \\ a_g \cdot S_g \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T_{el}^2} \right) & \text{if } T_D \leq T_{el} \leq 4 \end{cases}$$

Step for the tabulated output, [s]:  $\Delta T_{el} := 0.1$       Number of discrete points:

$$n_T := 4 \cdot \frac{1}{\Delta T_{el}}$$

$$n_T = 40$$

Response Spectrum



S<sub>e.mat</sub> =

	0	1	2
0	"Period [s]"	"Se / ag"	"Acc. [m/s2]"
1	0	0.182	0.49
2	0.1	0.456	1.224
3	0.2	0.456	1.224
4	0.3	0.456	1.224
5	0.4	0.456	1.224
6	0.5	0.365	0.98
7	0.6	0.304	0.816
8	0.7	0.261	0.7
9	0.8	0.228	0.612
10	0.9	0.203	0.544
11	1	0.182	0.49
12	1.1	0.166	0.445
13	1.2	0.152	0.408
14	1.3	0.14	0.377
15	1.4	0.13	0.35
16	1.5	0.122	0.327
17	1.6	0.114	0.306
18	1.7	0.107	0.288
19	1.8	0.101	0.272
20	1.9	0.096	0.258
21	2	0.091	0.245
22	2.1	0.083	0.222
23	2.2	0.075	0.202
24	2.3	0.069	0.185
25	2.4	0.063	0.17
26	2.5	0.058	0.157
27	2.6	0.054	0.145
28	2.7	0.05	0.134
29	2.8	0.047	0.125
30	2.9	0.043	0.116
31	3	0.041	0.109
32	3.1	0.038	0.102
33	3.2	0.036	0.096
34	3.3	0.034	0.09
35	3.4	0.032	0.085
36	3.5	0.03	0.08
37	3.6	0.028	0.076
38	3.7	0.027	0.072
39	3.8	0.025	0.068
40	3.9	0.024	0.064
41	4	0.023	0.061



# ANHANG H.1

## BIEGUNG FÜR DEN RIEGEL

Höhe des Querschnittes:  $H_d := 2000\text{mm}$

Breite des Querschnittes:  $B_d := 1100\text{mm}$

Mittlere Betonzugfestigkeit:  $f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$

Fließgrenze des Stahls  $f_{yk} := 500\text{MPa}$

Betondeckung:  $d_{cover} := 65\text{mm}$

Durchmesser der Längsbewehrung:  $\phi_{32} := 32(\text{mm})$

Durchmesser der Querbewehrung  $\phi_{quer} := 18\text{mm}$

Lage der oberen Längsbewehrung  $d_{zug} := d_{cover} + \phi_{quer} + \frac{\phi_{32}}{2}$

Fläche der Längsbewehrung  $A_s := \frac{\pi \cdot (\phi_{32})^2}{4}$

Bedingte Höhe des Querschnittes  $d := 1873\text{mm}$

Anzahl der Bewehrungsstäben - erste Zeile  $n_{u1} := 10$

Anzahl der Bewehrungsstäben - zweite Zeile  $n_{u2} := 8$

Fläche der Querbewehrung  $A_{s18} := \pi \cdot \frac{(18\text{mm})^2}{4}$

Anzahl der Druckbewehrung  $n_o := 6$

Mindestbewehrung

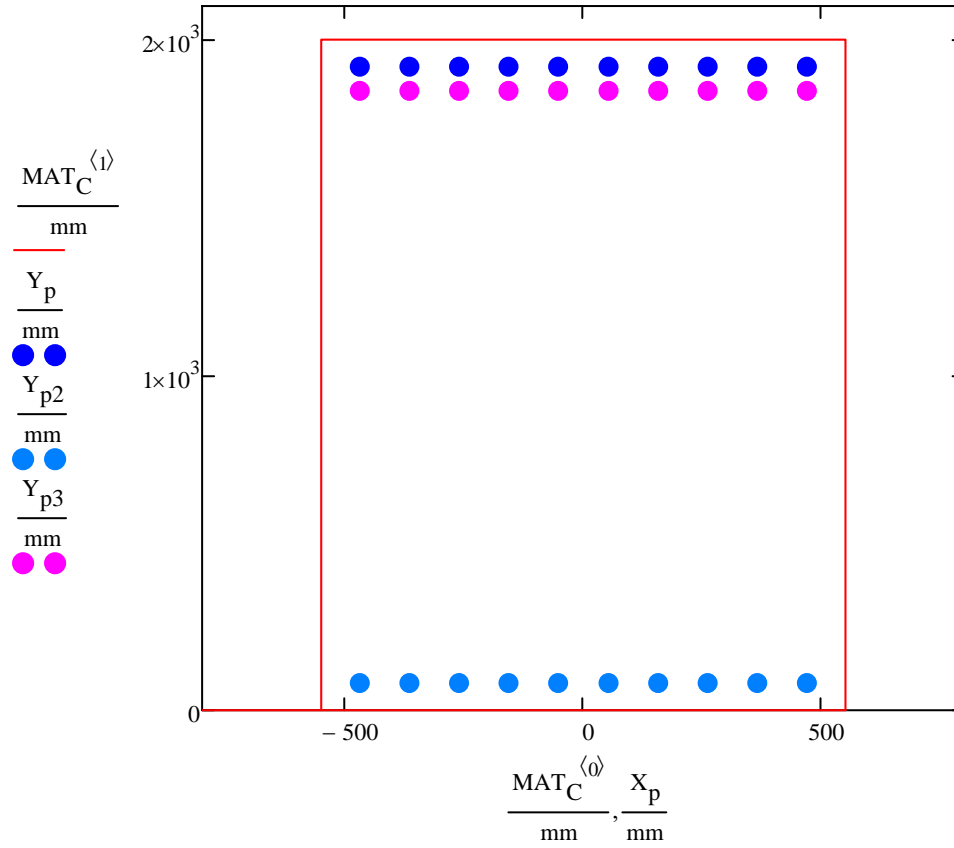
$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot B_d \cdot H_d \quad A_{s,\min} = 36.608 \cdot \text{cm}^2$$

Min 5N32

Moment von der Belastungskombination  $M_{Ed} := 7.173\text{MN}\cdot\text{m}$



### Querschnitt des Riegels



Bemessungsdruckfestigkeit des Betons:

$$f_{cd} := 19.833 \text{MPa}$$

Bis dieser Stauchung wird die Werkstoffbeziehung durch quadratische Parabel beschrieben:

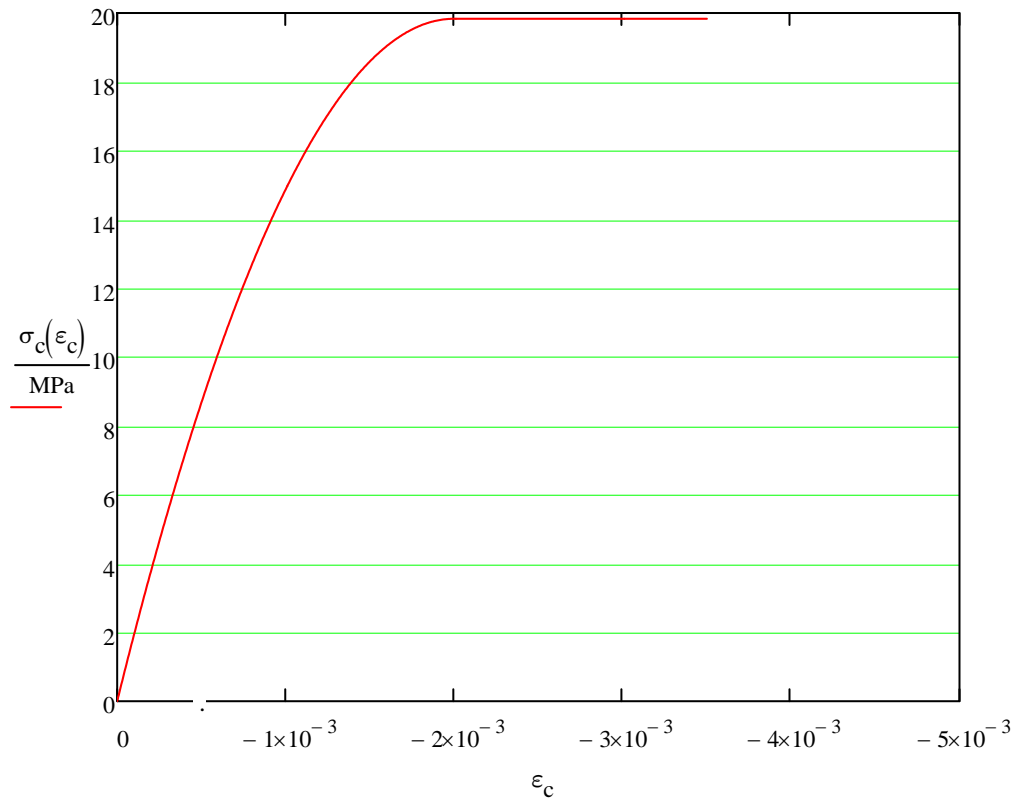
$$\epsilon_{c2} := -0.002$$

maximal zulässige Stauchung

$$\epsilon_{cu2} := -0.0035$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{if } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{cu2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ 0 & \text{if } \epsilon_c \geq 0 \end{cases}$$

## Arbeitsdiagramm des Betons



Elastizitätsmodul des Stahls

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Fließgrenze

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Duktilität:

$$k := 1.08$$

Der Grenzwert der Dehnung:

$$\epsilon_{ud} := 25 \cdot 10^{-3}$$

Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma_s := 1.15$$

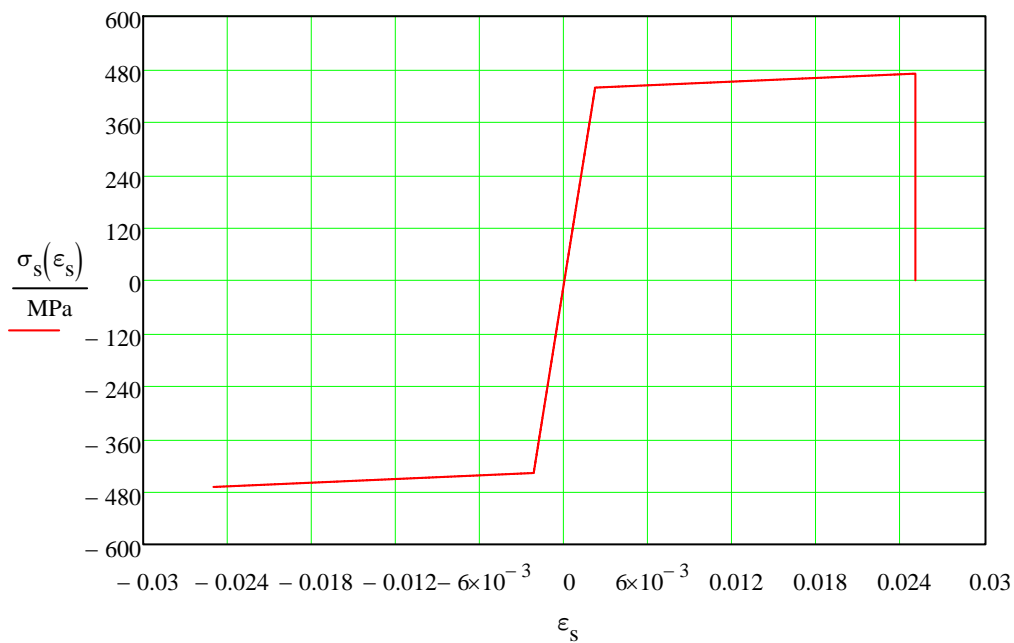
$$\frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Gleichung, die Arbeitsdiagramm des Stahls beschreibt:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) := \begin{cases} (\varepsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \leq \varepsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \text{if } \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \varepsilon_s > \varepsilon_{ud} \\ (\varepsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \geq \varepsilon_s \geq \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \left[ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] & \text{if } \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \varepsilon_s \geq -\varepsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \varepsilon_s < -\varepsilon_{ud} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s := -0.025, -0.024999 \dots 0.025$$

Arbeitsdiagramm des Stahls



Bestimmung der Gleichung der relativen Dehnung :

$$\varepsilon_l(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s) := \varepsilon_c + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot x}{d}$$

Der Schwerpunkt der parabel-rechteckigen Diagramm der Spannungen:

$$\text{centre}(\varepsilon_c, \varepsilon_s) := \frac{\int_{H_d}^0 \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s)) \cdot x \, dx}{\int_{H_d}^0 \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s)) \, dx}$$

Vermutete Werten:  $\varepsilon_{c.f} := -1 \cdot 10^{-3}$      $\varepsilon_{s.f} := \frac{2}{1000}$

Bestimmung des Systems:

Given

$$\Sigma H = 0 :$$

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d \, dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d + 32\text{mm}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_{u1} \cdot A_s \dots = 0$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{zug}}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_o \cdot A_{s18} + \sigma_s(\varepsilon_1(d - 32\text{mm}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_{u2} \cdot A_s$$

$$\Sigma M = 0 :$$

$$\left( \int_0^{H_d} \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d \, dx \right) \cdot (d + 32\text{mm} - \text{centre}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \dots = M_{Ed}$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d - 32\text{mm}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_{u1} \cdot A_s \cdot (32\text{mm}) \dots$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{zug}}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_o \cdot A_{s18} \cdot (d + 32\text{mm} - d_{\text{zug}})$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{c.\text{found}} \\ \varepsilon_{s.\text{found}} \end{pmatrix} := \text{Minerr}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})$$

Die relativen Dehnung an der Ecke der Druckzone:

$$\varepsilon_{c.\text{found}} = -7.584 \times 10^{-4}$$

Die relativen Dehnung an der SP der Bewehrungsstäbe:

$$\varepsilon_{s.\text{found}} = 1.579 \times 10^{-3}$$

Druckkraft

$$\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx = 4.391 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{zug}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_o \cdot A_{s18} = -0.194 \cdot \text{MN}$$

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx \dots = -4.585 \cdot \text{MN}$$

$$+ \sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{zug}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_o \cdot A_{s18}$$

Zugkraft

$$\sigma_s(\epsilon_1(d + 28\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_{u1} \cdot A_s = 2.596 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d - 36\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_{u2} \cdot A_s = 1.974 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d + 32\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_{u1} \cdot A_s \dots = 4.585 \cdot \text{MN}$$

$$+ \sigma_s(\epsilon_1(d - 32\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_{u2} \cdot A_s$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d + 28\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) = 322.835 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d - 72\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) = 297.874 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_s(\epsilon_1(d + 32\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) = 110.949 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_s(\epsilon_1(d - 32\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) = 126.924 \cdot \text{MPa}$$

Restliche Zugkraft

$$n_{u1} \cdot A_s \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_s(\epsilon_1(d + 32\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \right) \dots = 1.709 \cdot \text{MN}$$

$$+ n_{u2} \cdot A_s \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_s(\epsilon_1(d - 32\text{mm}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \right)$$

Die Höhe der Druckzone:

$$h_x := \frac{|\epsilon_{s.\text{found}}| \cdot (H_d - d_{\text{cover}})}{|\epsilon_{s.\text{found}} - \epsilon_{c.\text{found}}|} + d_{\text{cover}} \quad h_x = 1.372 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$\text{centre}(\varepsilon_{c.\text{found}}, \varepsilon_{s.\text{found}}) = 0.21 \text{ m}$$

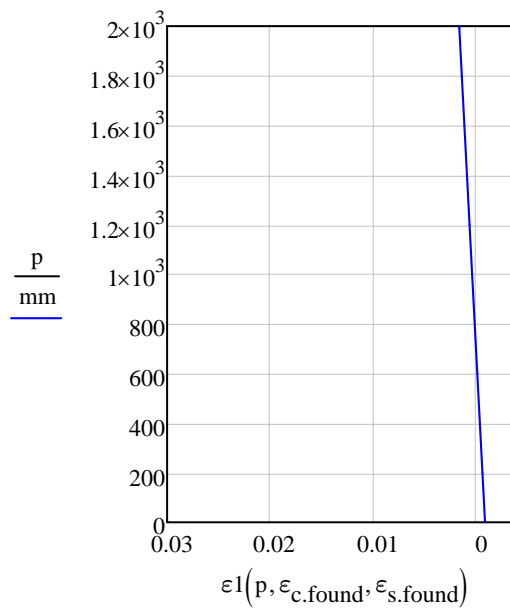
Kontrolle

$$\left( \int_0^{H_d} \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.\text{found}}, \varepsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx \right) \cdot (d + 32\text{mm} - \text{centre}(\varepsilon_{c.\text{found}}, \varepsilon_{s.\text{found}})) \dots = 7.173 \cdot \text{MN}$$

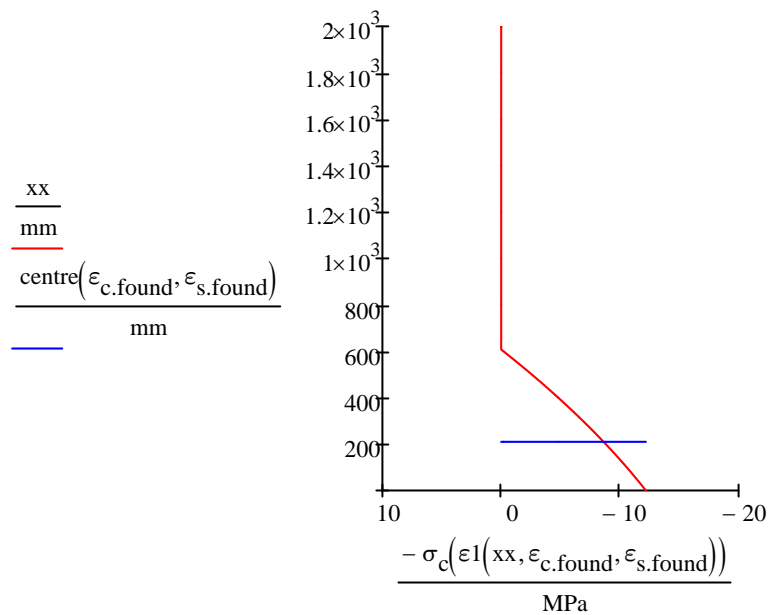
$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d - 32\text{mm}, \varepsilon_{c.\text{found}}, \varepsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_{u1} \cdot A_s \cdot (32\text{mm}) \dots$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{zug}}, \varepsilon_{c.\text{found}}, \varepsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_o \cdot A_{s18} \cdot (d + 32\text{mm} - d_{\text{zug}}) \quad M_{\text{Ed}} = 7.173 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$p := 0, 1 \text{ mm} \dots H_d$$



$$xx := 0, 1 \text{ mm} \dots H_d$$



## ANHANG H.2

### QUERKRAFT UND TORSION FÜR DEN RIEGELN

zylindrische Betondruckfestigkeit:		$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Bemessungsdruckfestigkeit des Betons		$f_{cd} := 19.833\text{MPa}$
Normalkraft		$N_{Ed} := 0\text{MN}$
Beiwert der bulgarischen Analage		$k_1 := 0.15$
Höhe des Querschnittes		$h := 2000\text{mm}$
Betondeckung		$d_{cover} := 80\text{mm}$
Breite des Querschnittes:		$b_w := 1100\text{mm}$
Fläche des Querschnittes	$A_c := h \cdot b_w$	$A_c = 2.2\text{m}^2$
Durchmesser der Querbewehrung:		$\phi := 18\text{mm}$
Durchmesser der Längsbewehrung:		$d_l := 32\text{mm}$
Anzahl der Zugbewehrung:		$n := 20$
Längsbewehrung:	$A_{s1} := n \cdot \frac{\phi^2}{4}$	$A_{s1} = 51.2 \cdot \text{cm}^2$
bedingte Höhe:	$d := h - d_{cover} - \frac{\phi}{2}$	$d = 1.911\text{m}$
Arm des Kraftpaares:	$z := 0.9 \cdot d$	$z = 1.72\text{m}$
Winkel der Druckstrebe:		$\theta := 45\text{deg}$
Winkel der Zugstrebe		$\alpha := \frac{\pi}{2}$
Abstand zwischen Bügeln		$s_s := 200\text{mm}$
Fließgrenze des Stahls		$f_{wyk} := 500\text{MPa}$
Bemessungsscherfestigkeit:	$f_{wyd} := 0.8 \cdot f_{wyk}$	$f_{wyd} = 400 \cdot \text{MPa}$
Bemessungskraft:		$V_{Ed.ULS} := 3050\text{kN}$



Lösung :

1. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung :

$$k_0 := 1 + \text{mm} \frac{1}{2} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 1.324$$

$$\rho_1 := \frac{n \cdot A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.049$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 1.851 \cdot \text{MN}$$

2. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung :

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} \left( 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[ 2.5 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 1 \cdot f_{cd} \end{cases}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 := \begin{cases} 0.6 & \text{if } f_{ck} \leq 60 \text{MPa} \\ \left( 0.9 - \frac{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{200} \right) & \text{if } f_{ck} > 60 \text{MPa} \end{cases}$$

$$v_1 = 0.6$$

### 2.1. Max Druckstrebekraft:

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))}$$

$$V_{Rd,max} = 11.257 \cdot \text{MN}$$

### 2.2. Bestimmung der Fläche der Querbewehrung bei Neigung der Druckstrebe 45°

$$A_\phi := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$$

$$n_\phi := 4 \quad \text{Schnitte des Bügels}$$

$$A_{sw} := n_\phi \cdot A_\phi$$

$$A_{sw} = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$f(\theta) := \frac{V_{Ed,ULS}}{(z \cdot f_{wyd} \cdot \cot(\theta))}$$

$$f(\theta) = 44.334 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

$$z \cdot f_{wyd} \cdot \cot(\theta) = 687.96 \cdot \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_s} = 50.894 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{z \cdot f_{wyd} \cdot \cot(\theta) \cdot A_{sw}}{s_s} = 3.501 \cdot \text{MN}$$

$$V_{Ed,ULS} = 3.05 \cdot \text{MN}$$

### 3. Zusätzliche Zugkraft V.Ed

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed,ULS} \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha))$$

$$\Delta F_{td} = 1.525 \cdot \text{MN}$$

## Torsion

Effektive Dicke der Wand

$$t_{\text{eff}} := \frac{b_w \cdot h}{2 \cdot (h + b_w)}$$

Effektive Fläche:

$$A_k := (b_w - t_{\text{eff}}) \cdot (h - t_{\text{eff}})$$

$$A_k = 1.226 \text{ m}^2$$

Bemessungstorsionsmoment

$$T_{\text{Ed}} := 1436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tragfähigkeit der Druckstrebe, die auf Torsion belastet:

$$T_{\text{Rd,max}} := 2 \cdot \nu_1 \cdot \alpha_{\text{cw}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot A_k \cdot t_{\text{eff}} \cdot \sin(45) \cdot \cos(45)$$

$$T_{\text{Rd,max}} = 4.628 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Schubspannung an der Wand des Querschnittes:

$$\tau_{\text{eff}} := \frac{T_{\text{Ed}}}{2 \cdot A_k}$$

$$\tau_{\text{eff}} = 0.586 \cdot \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed,T}} := \tau_{\text{eff}} \cdot z$$

$$V_{\text{Ed,T}} = 1.007 \cdot \text{MN}$$

Tragfähigkeit der Druckstrebe auf Scher:

$$V_{\text{Rd,max}} = 11.257 \cdot \text{MN}$$

$$p_{\text{max}} := \frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd,max}}} + \frac{V_{\text{Ed,T}}}{V_{\text{Rd,max}}}$$

$$p_{\text{max}} = 0.4$$

# ANHANG I.1

## BIEGUNG M11 FÜR FUNDAMENT

Höhe des Querschnittes:	$H_d := 1700\text{mm}$
Breite des Querschnittes	$B_d := 6300\text{mm}$
Mittlere Zugfestigkeit des Betons:	$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$
Fließgrenze des Stahls	$f_{yk} := 500\text{MPa}$
Betondeckung	$d_{cover} := 35\text{mm}$ $d_{fix} := 15\text{mm}$
Durchmesser der Längsbewehrung	$\phi_{18} := 18\text{mm}$
	$d_{zug} := (d_{cover} + d_{fix} + \phi_{18}) + \frac{\phi_{18}}{2}$ $d_{zug} = 77\text{mm}$
bedingte Höhe	$d := H_d - d_{zug}$ $d = 1.623\text{ m}$
Anzahl der unteren Bewehrung:	$n := 35$
Anzahl der oberen Bewehrung	$n_1 := 35$
Fläche eines Bewehrungsstabes	$A_s := \frac{\pi \cdot (\phi_{18})^2}{4}$ $A_s = 2.545 \cdot \text{cm}^2$
Mindestbewehrung	$A_{s.min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot H_d \cdot B_d$ $A_{s.min} = 178.214 \cdot \text{cm}^2$
	$A_{ss} := \frac{(18\text{mm})^2 \cdot \pi}{4}$ $A_{ss} = 2.545 \cdot \text{cm}^2$ $\frac{A_{s.min}}{A_{ss}} = 70$
Min 70N18	
Bemessungsmoment:	$M_{Ed} := 1.605\text{MN}\cdot\text{m}$

Bemessungsdruckfestigkeit des Betons:

$$f_{cd} := 19.833 \text{MPa}$$

Bis dieser Stauchung wird die Werkstoffbeziehung durch quadratische Parabel beschrieben:

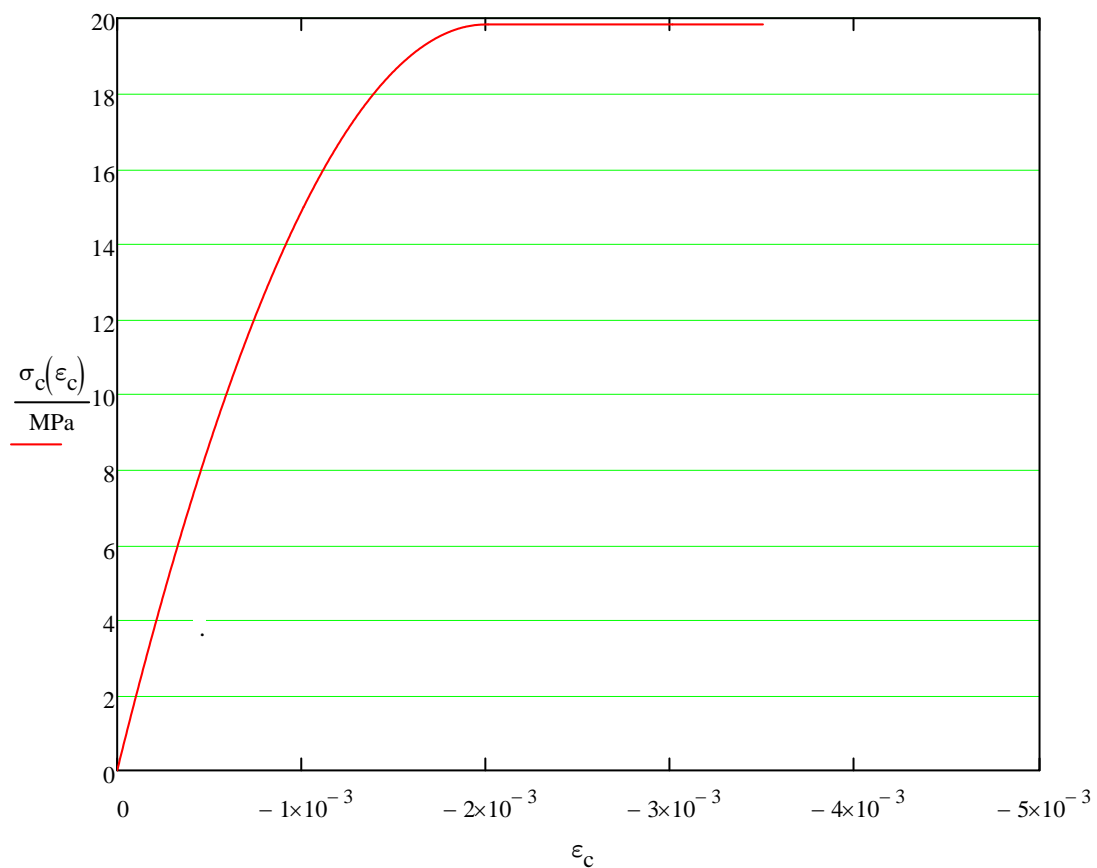
$$\epsilon_{c2} := -0.002$$

maximal zulässige Stauchung

$$\epsilon_{cu2} := -0.0035$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{if } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{cu2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ 0 & \text{if } \epsilon_c \geq 0 \end{cases}$$

Arbeitsdiagramm des Betons



Elastizitätsmodul des Stahls

$$E_s := 200000 \text{MPa}$$

Zugfestigkeit des Stahls

$$f_{yk} = 500 \text{MPa}$$

Duktilität:

$$k := 1.08$$

Der Grenzwert der Dehnung:

$$\epsilon_{ud} := 25 \cdot 10^{-3}$$

Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma_s := 1.15$$

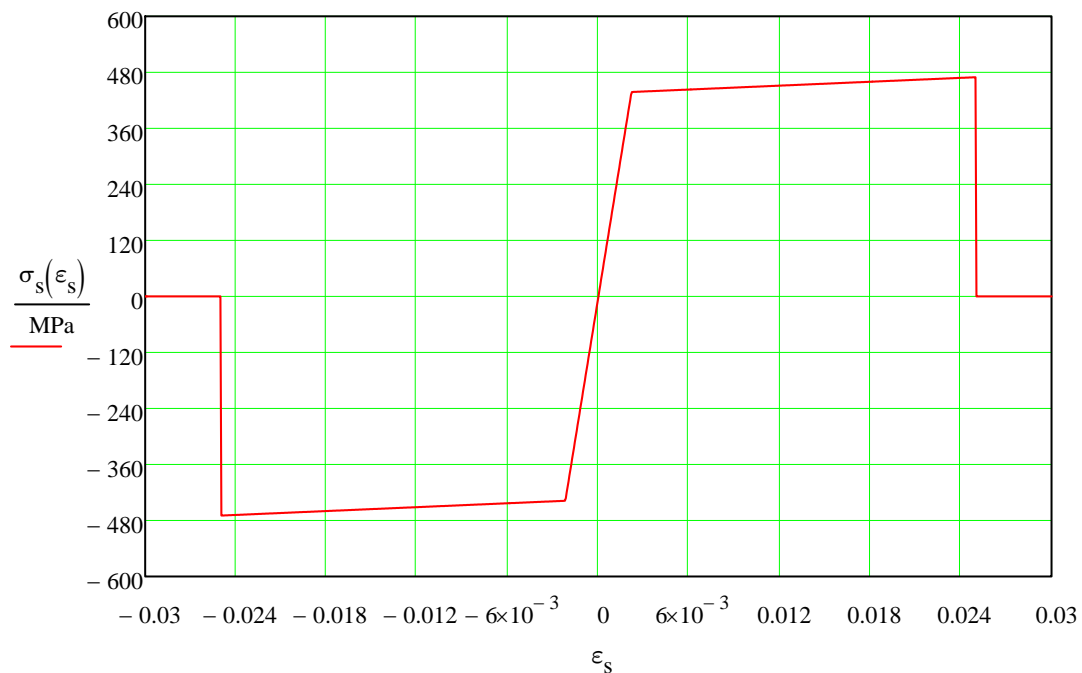
Fließgrenze des Stahls

$$\frac{f_{yk}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Gleichung, die Arbeitsdiagramm des Stahls beschreibt:

$$\sigma_s(\epsilon_s) := \begin{cases} (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \leq \epsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \text{if } \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \epsilon_s < \epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s > \epsilon_{ud} \\ (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \geq \epsilon_s \geq \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \left[ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] & \text{if } \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \epsilon_s \geq -\epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s < -\epsilon_{ud} \end{cases}$$

Arbeitsdiagramm des Stahls



Bestimmung der Gleichung der relativen Dehnung :

$$\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s) := \varepsilon_c + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot x}{d}$$

Der Schwerpunkt der parabel-rechteckigen Diagramm der Spannungen:

$$\text{centre}(\varepsilon_c, \varepsilon_s) := \frac{\int_{H_d}^0 \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s)) \cdot x \, dx}{\int_{H_d}^0 \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_c, \varepsilon_s)) \, dx}$$

Vermutete Werten:

$$\varepsilon_{c.f} := \frac{-1}{1000} \quad \varepsilon_{s.f} := \frac{5}{1000}$$

Bestimmung des Systems:

Given

$\Sigma H=0$  :

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d \, dx + \sigma_s(\varepsilon_1(d, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s \dots = 0$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{zug}}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_1 \cdot A_s$$

$\Sigma M=0$  :

$$\left( \int_0^{H_d} \sigma_c(\varepsilon_1(x, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot B_d \, dx \right) \cdot (d - \text{centre}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \dots = M_{Ed}$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon_1(d_{\text{zug}}, \varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})) \cdot n_1 \cdot A_s \cdot (d - d_{\text{zug}})$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{c.\text{found}} \\ \varepsilon_{s.\text{found}} \end{pmatrix} := \text{Minerr}(\varepsilon_{c.f}, \varepsilon_{s.f})$$

Die relativen Dehnung an der Ecke der Druckzone:

$$\epsilon_{c.\text{found}} = -9.442 \times 10^{-5}$$

Die relativen Dehnung an der SP der Bewehrungsstäbe:

$$\epsilon_{s.\text{found}} = 6.922 \times 10^{-4}$$

Druckkraft

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx = -1.131 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{zug}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_1 \cdot A_s = -0.102 \cdot \text{MN}$$

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx + \sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{zug}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_1 \cdot A_s = -1.233 \cdot \text{MN}$$

Zugkraft

$$\sigma_s(\epsilon_1(d, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n \cdot A_s = 1.233 \cdot \text{MN}$$

Die Höhe der Druckzone:

$$h_x := \frac{|\epsilon_{s.\text{found}}| \cdot (H_d - d_{\text{cover}})}{|\epsilon_{s.\text{found}} - \epsilon_{c.\text{found}}|} + d_{\text{cover}} \quad h_x = 1.5 \times 10^3 \cdot \text{mm} \quad \left(1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}}\right) \cdot H_d = 728.571 \cdot \text{mm}$$

$$H_d - h_x = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}}) = 0.065 \text{ m}$$

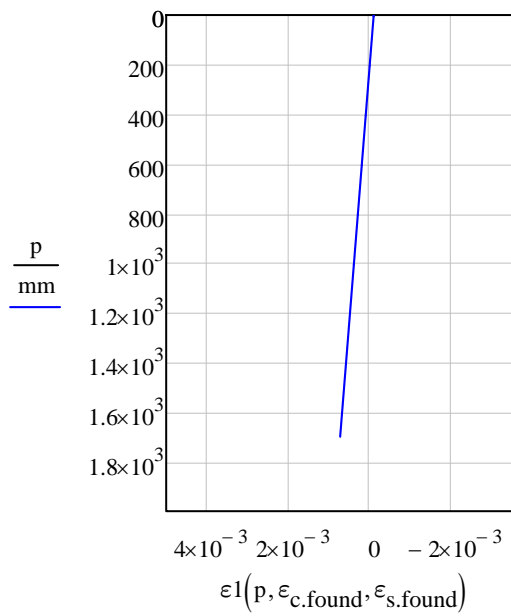
$$H_d - \left(1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}}\right) \cdot H_d = 0.971 \text{ m}$$

Kontrolle

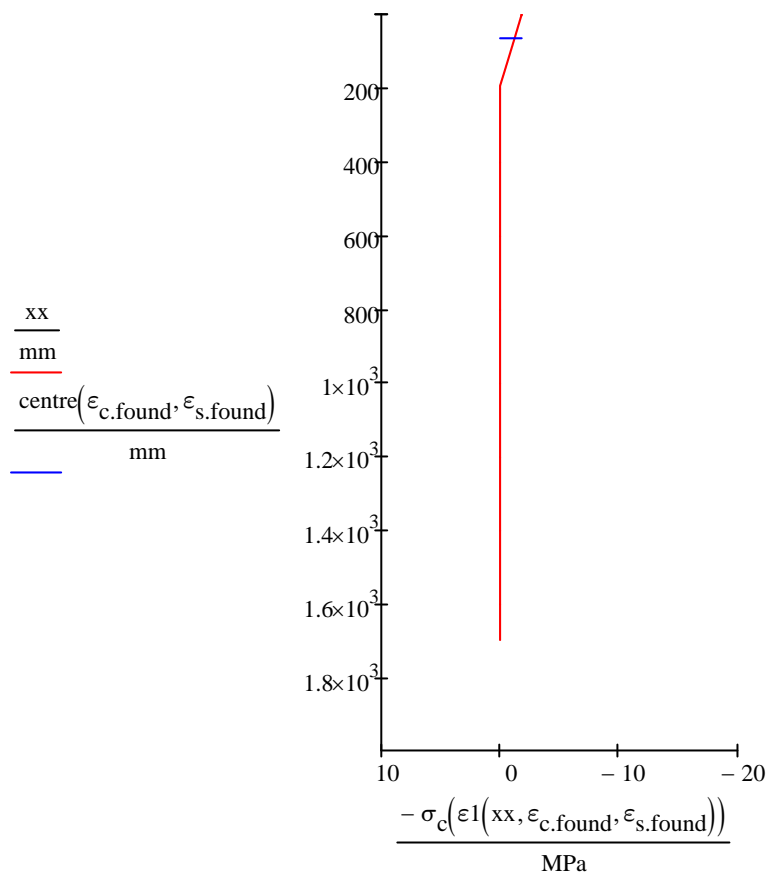
$$\left( \int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx \right) \cdot (d - \text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) + \sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{zug}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_1 \cdot A_s \cdot (d - d_{\text{zug}}) \dots = 1.605 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$



$p := 0, 1\text{mm}..H_d$



$xx := 0, 1\text{mm}..H_d$



## ANHANG I.2

### BIEGUNG M22 FÜR FUNDAMENT

Höhe des Querschnittes:	$H_d := 1700\text{mm}$
Breite des Querschnittes	$B_d := 7200\text{mm}$
Mittlere Zugfestigkeit des Betons:	$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$
Fließgrenze des Stahls	$f_{yk} := 500\text{MPa}$
Betondeckung	$d_{cover} := 35\text{mm}$ $d_{fix} := 15\text{mm}$
Durchmesser der Längsbewehrung	$\phi_{18} := 18\text{mm}$

$$d_{zug} := (d_{cover} + d_{fix} + \phi_{18}) + \phi_{18} + \frac{\phi_{18}}{2}$$
$$d_{zug} = 95\text{mm}$$

bedingte Höhe  $d := H_d - d_{zug}$   $d = 1.605\text{ m}$

Anzahl der unteren Bewehrung:  $n := 60$

Anzahl der oberen Bewehrung  $n_1 := 60$

Fläche eines Bewehrungsstabes

$$A_s := \frac{\pi \cdot (\phi_{18})^2}{4}$$
$$A_s = 2.545 \cdot \text{cm}^2$$

Mindestbewehrung

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot H_d \cdot B_d$$

$$A_{s.min} = 203.674 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ss} := \frac{(18\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} \quad A_{ss} = 2.545 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{s.min}}{A_{ss}} = 80$$

Минимум 43N18

Bemessungsmoment:

$$M_{Ed} := 2.939 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Bemessungsdruckfestigkeit des Betons:

$$f_{cd} := 19.833 \text{ MPa}$$

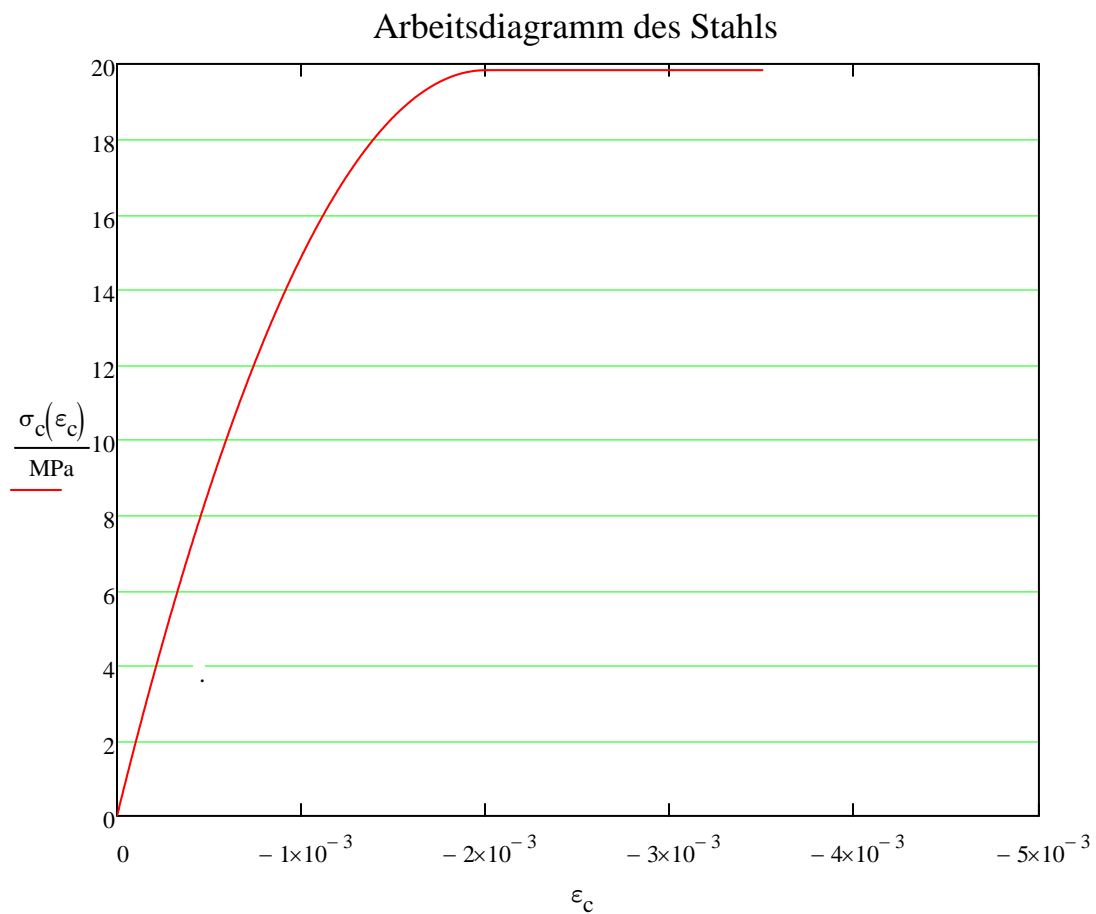
Bis dieser Stauchung wird die Werkstoffbeziehung durch quadratische Parabel beschrieben:

$$\epsilon_{c2} := -0.002$$

maximal zulässige Stauchung

$$\epsilon_{cu2} := -0.0035$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{if } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{cu2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ 0 & \text{if } \epsilon_c \geq 0 \end{cases}$$



Elastizitätsmodul des Stahls

$$E_s := 200000 \text{MPa}$$

Fließgrenze des Stahls

$$f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa}$$

Duktilität:

$$k := 1.08$$

Der Grenzwert der Dehnung:

$$\epsilon_{ud} := 25 \cdot 10^{-3}$$

Sicherheitsbeiwert:

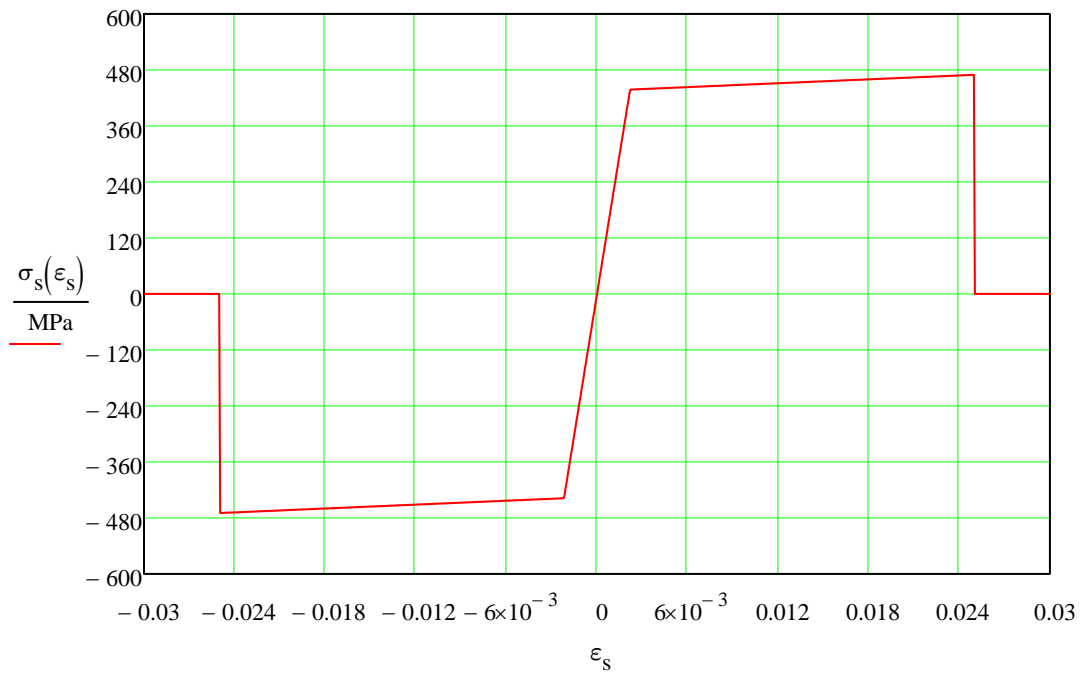
$$\gamma_c := 1.15$$

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 2.174 \times 10^{-3} \frac{E_s}{E_s}$$

Gleichung, die Arbeitsdiagramm des Stahls beschreibt:

$$\sigma_s(\epsilon_s) := \begin{cases} (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \leq \epsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \text{if } \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \epsilon_s < \epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s > \epsilon_{ud} \\ (\epsilon_s \cdot E_s) & \text{if } 0 \geq \epsilon_s \geq \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \\ \left[ \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot k - \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right) \cdot \epsilon_s}{\epsilon_{ud}} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] & \text{if } \frac{-f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \epsilon_s \geq -\epsilon_{ud} \\ 0 & \text{if } \epsilon_s < -\epsilon_{ud} \end{cases}$$

## Arbeitsdiagramm des Stahls



Bestimmung der Gleichung der relativen Dehnung :

$$\epsilon_1(x, \epsilon_c, \epsilon_s) := \epsilon_c + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_c) \cdot x}{d}$$

Der Schwerpunkt der parabel-rechteckigen Diagramm der Spannungen:

$$\text{centre}(\epsilon_c, \epsilon_s) := \frac{\int_{H_d}^0 \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_c, \epsilon_s)) \cdot x \, dx}{\int_{H_d}^0 \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_c, \epsilon_s)) \, dx}$$

Vermutete Werten:

$$\epsilon_{c,f} := \frac{-1}{1000} \quad \epsilon_{s,f} := \frac{1}{1000}$$

Bestimmung des Systems:

Given

$\Sigma H=0$  :

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})) \cdot B_d \, dx + \sigma_s(\epsilon_1(d, \epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})) \cdot n \cdot A_s \dots = 0$$

$$+ \sigma_s(\epsilon_1(d_{zug}, \epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})) \cdot n_1 \cdot A_s$$

$\Sigma M=0$  :

$$\left( \int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})) \cdot B_d \, dx \right) \cdot (d - \text{centre}(\epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})) \dots = M_{Ed}$$

$$+ \sigma_s(\epsilon_1(d_{zug}, \epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})) \cdot n_1 \cdot A_s \cdot (d - d_{zug})$$

$$\begin{pmatrix} \epsilon_{c.\text{found}} \\ \epsilon_{s.\text{found}} \end{pmatrix} := \text{Minerr}(\epsilon_{c.f}, \epsilon_{s.f})$$

Die relativen Dehnung an der Ecke der Druckzone:

$$\epsilon_{c.\text{found}} = 6.886 \times 10^{-4}$$

Die relativen Dehnung an der SP der Bewehrungsstäbe:

$$\epsilon_{s.\text{found}} = -6.424 \times 10^{-5}$$

Druckkraft

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx = -1.77 \cdot \text{MN}$$

$$\sigma_s(\epsilon_1(d_{zug}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_1 \cdot A_s = 1.967 \cdot \text{MN}$$

$$-\int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx + \sigma_s(\epsilon_1(d_{zug}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n_1 \cdot A_s = 0.196 \cdot \text{MN}$$

Zugkraft

$$\sigma_s(\epsilon_1(d, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot n \cdot A_s = -0.196 \cdot \text{MN}$$

Die Höhe der Druckzone:

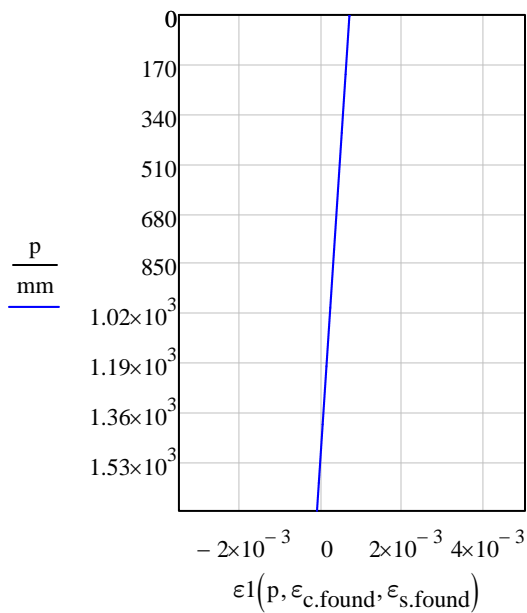
$$h_x := \frac{|\epsilon_{s.\text{found}}| \cdot (H_d - d_{\text{cover}})}{|\epsilon_{s.\text{found}} - \epsilon_{c.\text{found}}|} + d_{\text{cover}}$$

$$\text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}}) = 1.622 \text{ m}$$

Kontrolle

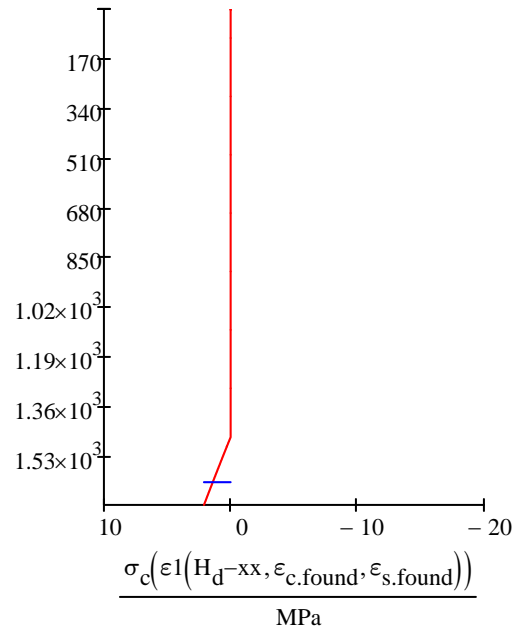
$$\left( \int_0^{H_d} \sigma_c(\epsilon_1(x, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \cdot B_d \, dx \right) (d - \text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})) \dots = 2.939 \cdot \text{MN} \cdot \text{m} \\ + \left[ (\sigma_s(\epsilon_1(d_{\text{zug}}, \epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}}))) \cdot n \cdot A_s \cdot (d - d_{\text{zug}}) \right]$$

$$p := 0, 1 \text{ mm} .. H_d$$



xx := 0, 1mm..H<sub>d</sub>

$$\frac{H_d^{-xx}}{\text{mm}}$$
$$\frac{\text{centre}(\epsilon_{c.\text{found}}, \epsilon_{s.\text{found}})}{\text{mm}}$$





## ANHANG I.3

### QUERKRAFT V13 FÜR FUNDAMENT

zylindrische Betondruckfestigkeit:		$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Bemessungsdruckfestigkeit:		$f_{cd} := 19.833\text{MPa}$
Normalkraft:		$N_{Ed} := 0\text{MN}$
Beiwert von bulgarischen Anlage:		$k_1 := 0.15$
Höhe des Querschnittes:		$h := 1700\text{mm}$
Betondeckung:		$d_{cover} := 80\text{mm}$
Breite des Querschnittes		$b_w := 6300\text{mm}$
Fläche des Querschnittes	$A_c := h \cdot b_w$	$A_c = 10.71 \text{ m}^2$
Durchmesser der Zugbewehrung:		$\phi_1 := 18\text{mm}$
Anzahl der Sträbe		$n := 35$
Fläche der Zugbewehrung:	$A_{s1} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4}$	$A_{s1} = 8.906 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
bedingte Höhe:	$d := h - d_{cover} - \frac{\phi_1}{2}$	$d = 1.611 \text{ m}$
Arm des Kraftpaares		$z := 0.9 \cdot d \quad z = 1.45 \text{ m}$
Charakteristische Zugfestigkeit des Stahls:		$f_{wyk} := 500\text{MPa}$
Scherfestigkeit:	$f_{wyd} := 0.8 \cdot f_{wyk}$	$f_{wyd} = 400 \cdot \text{MPa}$
Bemessungskraft:		$V_{Ed.ULS} := 2022\text{kN}$

Lösung :

1. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung:

$$k_0 := 1 + \text{mm}^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 1.352$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.0009$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 2.394 \cdot \text{MN}$$

# ANHANG I.4

## QUERKRAFT V23 FÜR FUNDAMENT

zylindrische Betondruckfestigkeit:		$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Bemessungsdruckfestigkeit:		$f_{cd} := 19.833\text{MPa}$
Normalkraft:		$N_{Ed} := 0\text{MN}$
Beiwert von bulgarischen Anlage:		$k_1 := 0.15$
Höhe des Querschnittes:		$h := 1700\text{mm}$
Betondeckung:		$d_{cover} := 80\text{mm}$
Breite des Querschnittes		$b_w := 6300\text{mm}$
Fläche des Querschnittes	$A_c := h \cdot b_w$	$A_c = 10.71\text{ m}^2$
Durchmesser der Zugbewehrung:		$\phi_1 := 18\text{mm}$
		$d_{fix} := 15\text{mm}$
Anzahl der Sträbe		$n := 60$
Fläche der Zugbewehrung:	$A_{s1} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4}$	$A_{s1} = 0.015\text{ m}^2$
bedingte Höhe:	$d := h - d_{cover} - d_{fix} - \phi_1 - \frac{\phi_1}{2}$	$d = 1.578\text{ m}$
Arm des Kraftpaares	$z := 0.9 \cdot d$	$z = 1.42\text{ m}$
Charakteristische Zugfestigkeit des Stahls:		$f_{wyk} := 500\text{MPa}$
Scherfestigkeit:	$f_{wyd} := 0.8 \cdot f_{wyk}$	$f_{wyd} = 400\text{MPa}$
Bemessungskraft:		$V_{Ed.ULS} := 2700\text{kN}$

Lösung :

1. Bestimmung der Tragfähigkeit ohne Querbewehrung:

$$k_0 := 1 + \text{mm}^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 1.356$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.0015$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 2.834 \cdot \text{MN}$$

## ANHANG J

### QUERKRAFT FÜR DIAPHRAHMA (QUERBALKEN)

Zylindrische Druckfestigkeit des Betons:		$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Bemessungsdruckfestigkeit des Betons:		$f_{cd} := 19.83\text{MPa}$
Normalkraft:		$N_{Ed} := 0\text{MN}$
Beiwert , die in bulgarischem Annex gegeben ist:		$k_1 := 0.15$
Höhe des Querschnittes		$h := 910\text{mm}$
Betondeckung		$d_{cover} := 50\text{mm}$
Breite des Querschnittes		$b_w := 550\text{mm}$
Fläche des Querschnittes	$A_c := h \cdot b_w$	$A_c = 0.501\text{m}^2$
Durchmesser der Längsbewehrung		$\phi_1 := 12\text{mm}$
Anzahl der Bewehrungsstäben		$n := 4$
Fläche der Längsbewehrung	$A_{s1} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4}$	$A_{s1} = 4.524\text{cm}^2$
bedingte Höhe	$d := h - d_{cover} - \frac{\phi_1}{2}$	$d = 0.854\text{m}$
Arm des Kraftpaares:		$z := 0.9 \cdot d$
Winkel der Druckstrebe		$\theta := 45\text{deg}$
Charakteristische Zugfestigkeit des Stahls		$f_{wyk} := 500\text{MPa}$
Bemessungsscherfestigkeit des Stahls:	$f_{wyd} := 0.8 \cdot f_{wyk}$	$f_{wyd} = 400 \cdot \text{MPa}$
Bemessungskraft		$V_{Ed.ULS} := 0.155\text{MN}$

Lösung :

$$k_0 := 1 + \text{mm}^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_0 = 1.484$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.001$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \cdot \text{MPa}$$

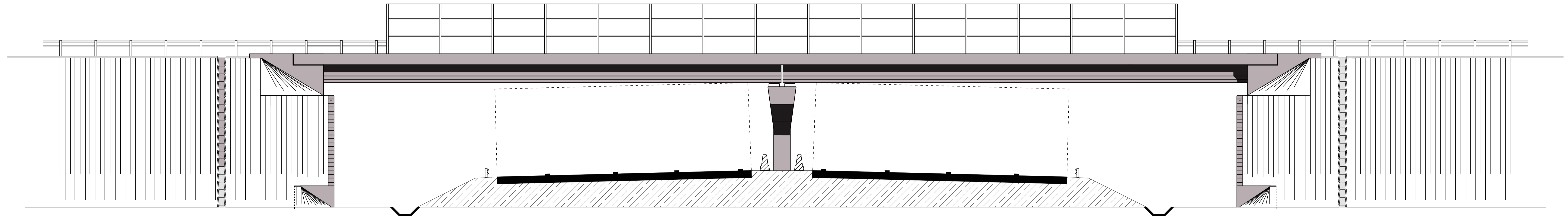
$$V_{Rd,c} := \left[ 0.12 \cdot k_0 \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 0.125 \cdot \text{MN}$$

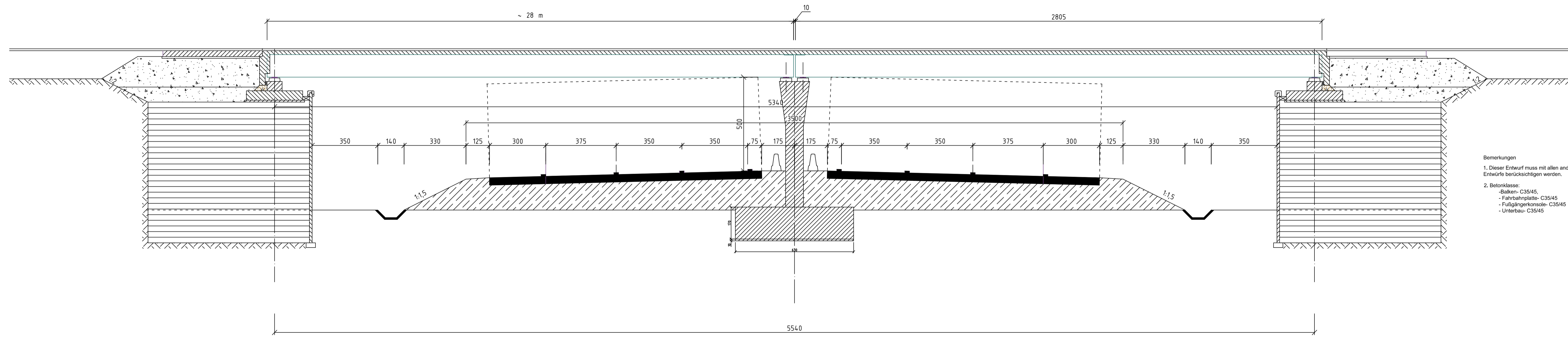
$$V_{Rd,c,\min} := 0.035 \cdot k_0^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{m}^2$$

$$V_{Rd,c,\min} = 0.374 \cdot \text{MN}$$

Ansicht der Überführung über eine Autobahn RQ 35

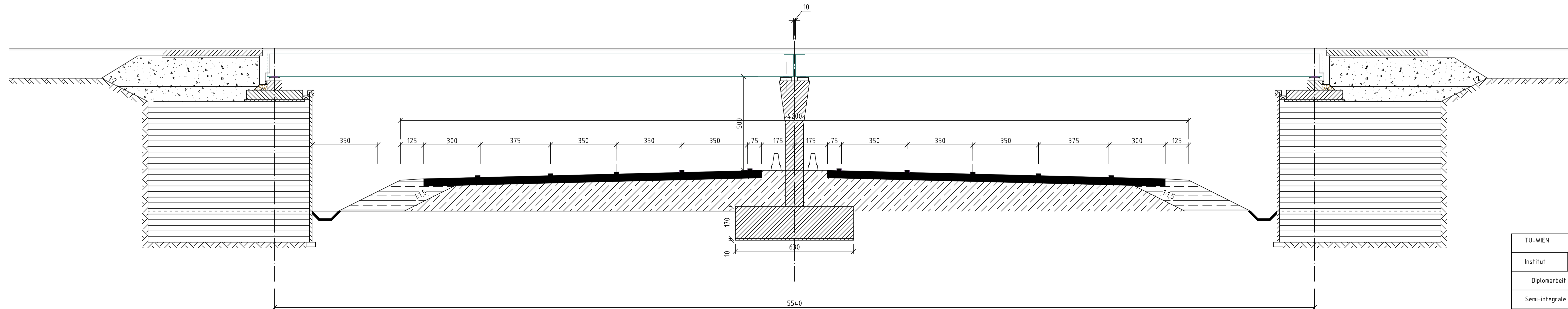


Schematischer Längsschnitt der Überführung über eine Autobahn RQ 35 M 1:100



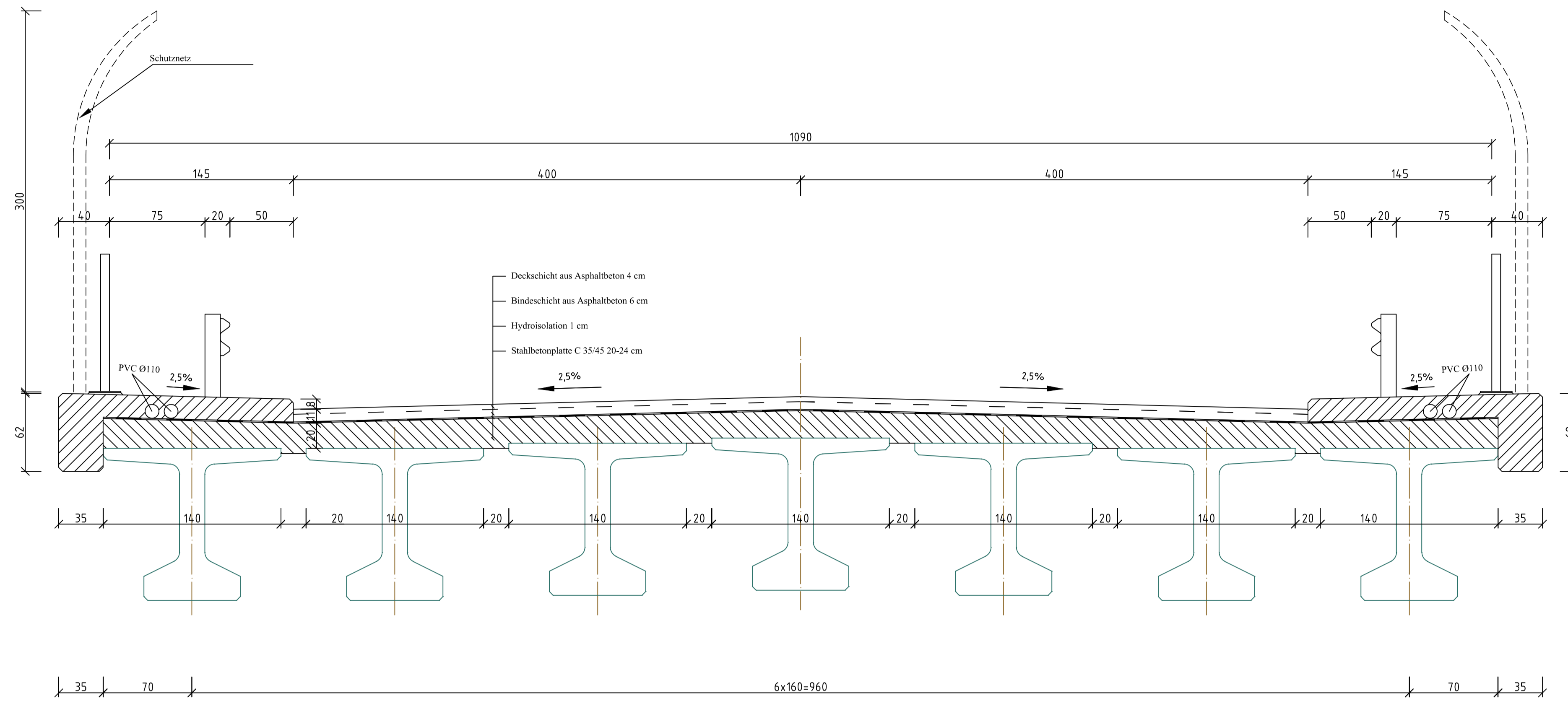
- Bemerkungen
- Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfe berücksichtigen werden.
  - Betonklasse:
    - Balken- C35/45,
    - Fahrbahnplatte- C35/45
    - Fußgängerkonsole- C35/45
    - Unterbau- C35/45

Schematischer Längsschnitt der Überführung über eine Autobahn RQ 42 M 1:100

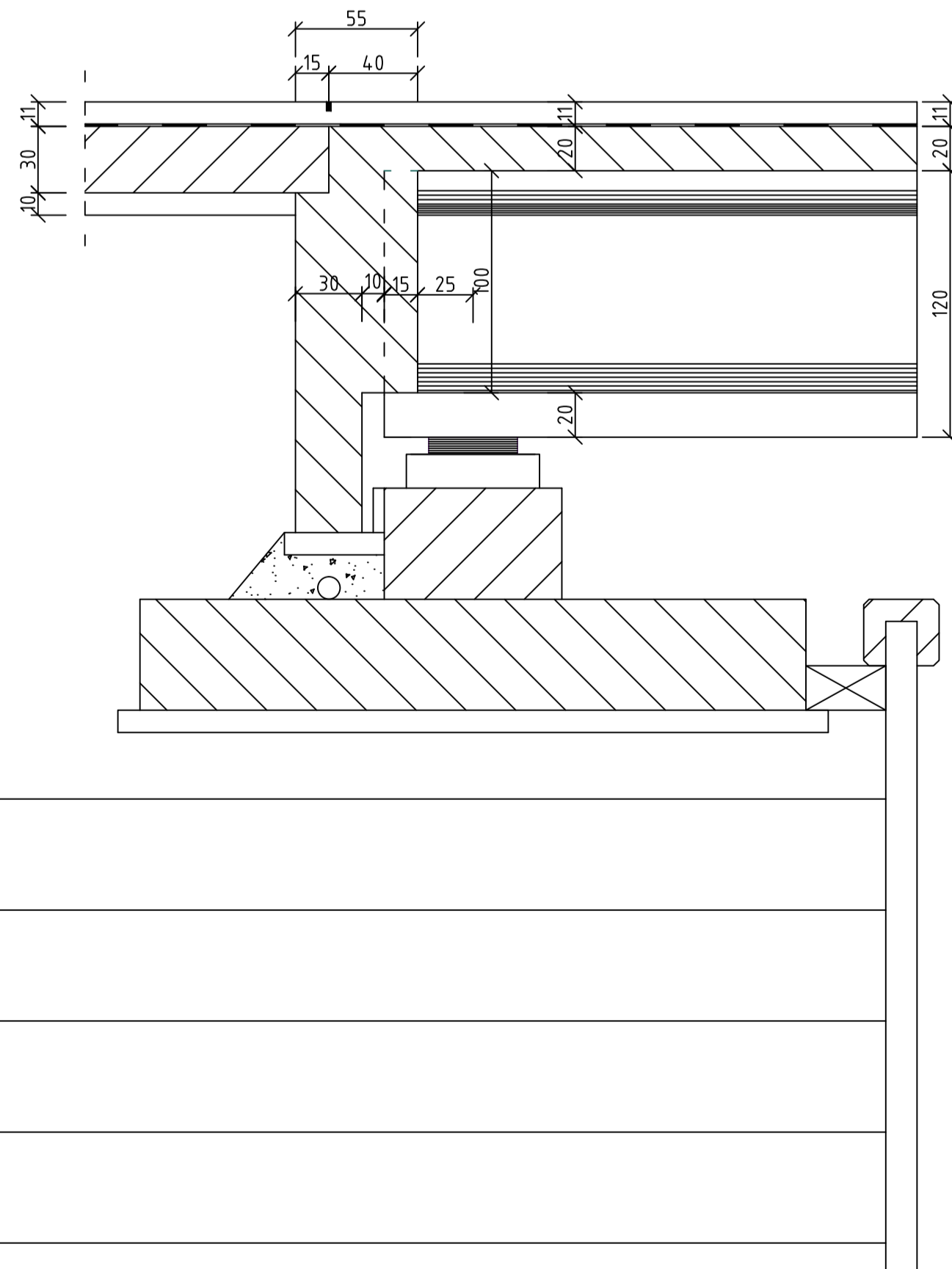


TU-WIEN	UABG-Sofia	
Institut	Verkehrsbauten	
Diplomarbeit von Stavchev Nikolay	Imm. N. 0728523	
Semi-integrale Stahlbetonüberführung über eine Autobahn		
Längsschnitt der Überführung	Entwurf	1

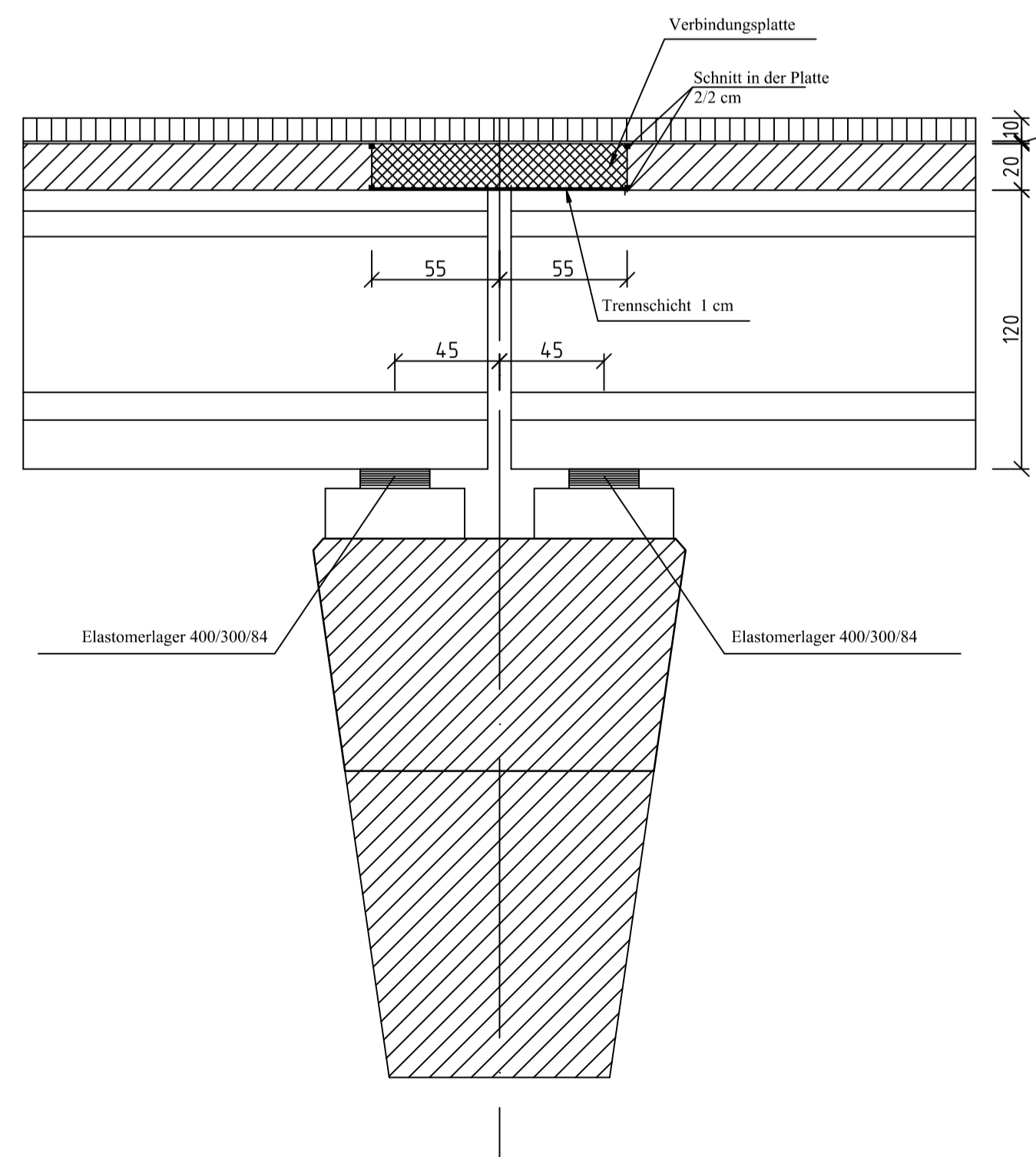
### Querschnitt der Überführung im Feld M 1:25



### Längsschnitt des Widerlagers M 1:25



### Längsschnitt des Pfeilers M 1:25



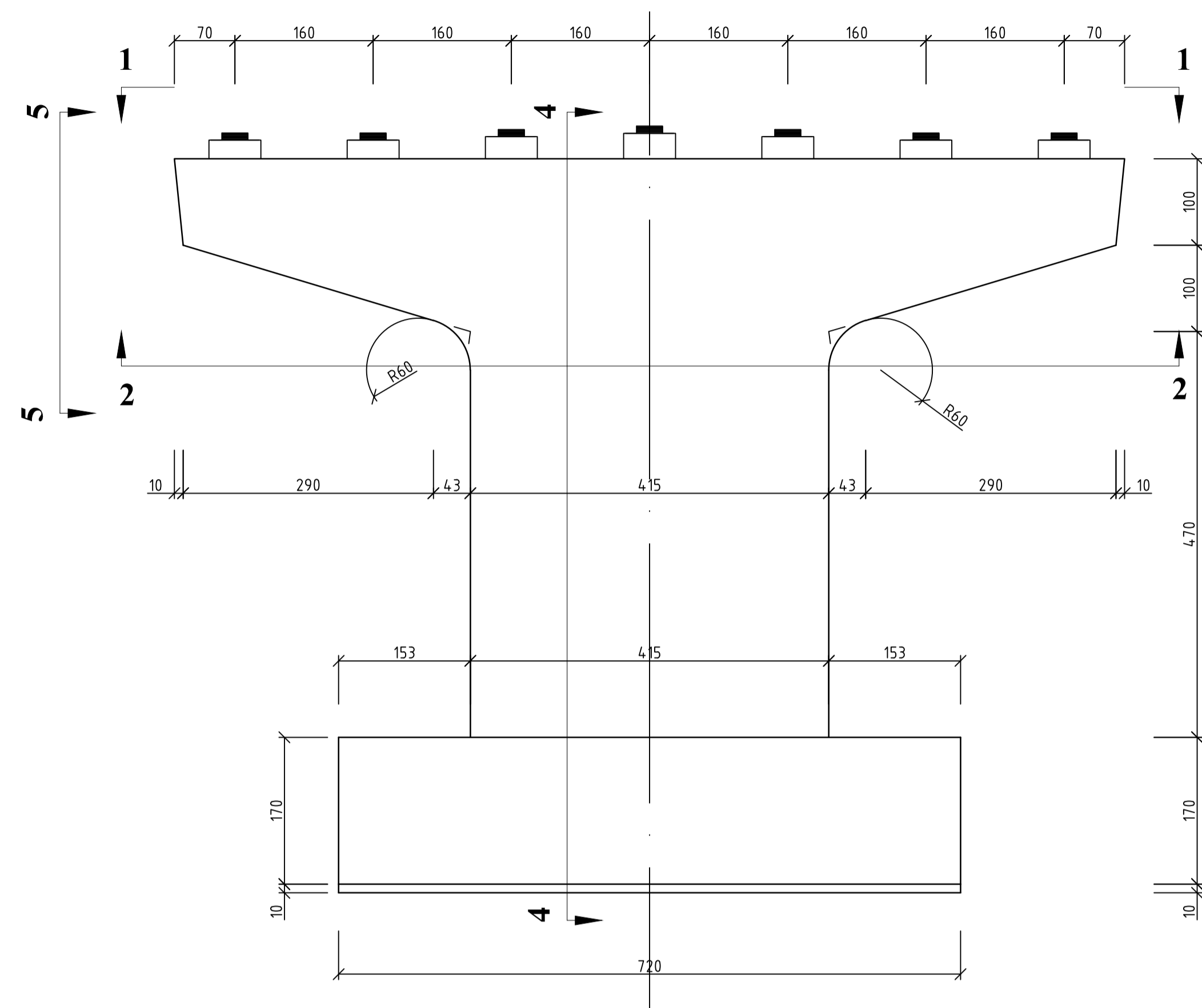
#### Bemerkungen

1. Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfe berücksichtigen werden.
2. Alle Dimensionen sind in [cm]
3. Betonklasse:
  - Fahrbahnplatte- C35/45
  - Fußgängerkonsole- C35/45

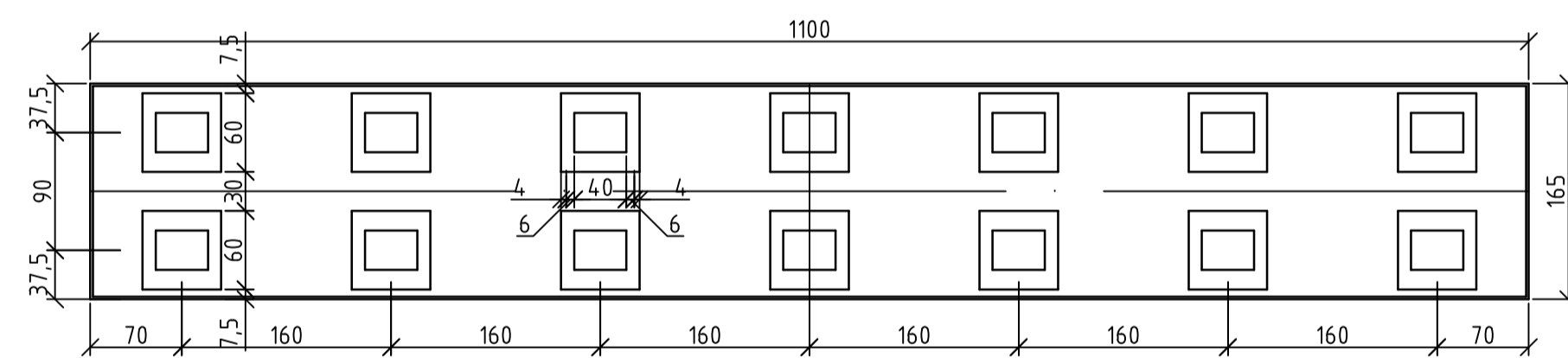
TU-WIEN		UABG-Sofia	
Institut	Verkehrsbauten		
Diplomarbeit von Slavchev Nikolay		Imm. N. 0728523	
Semi-integrale Stahlbetonüberführung über eine Autobahn			
Überbau		Entwurf 2	



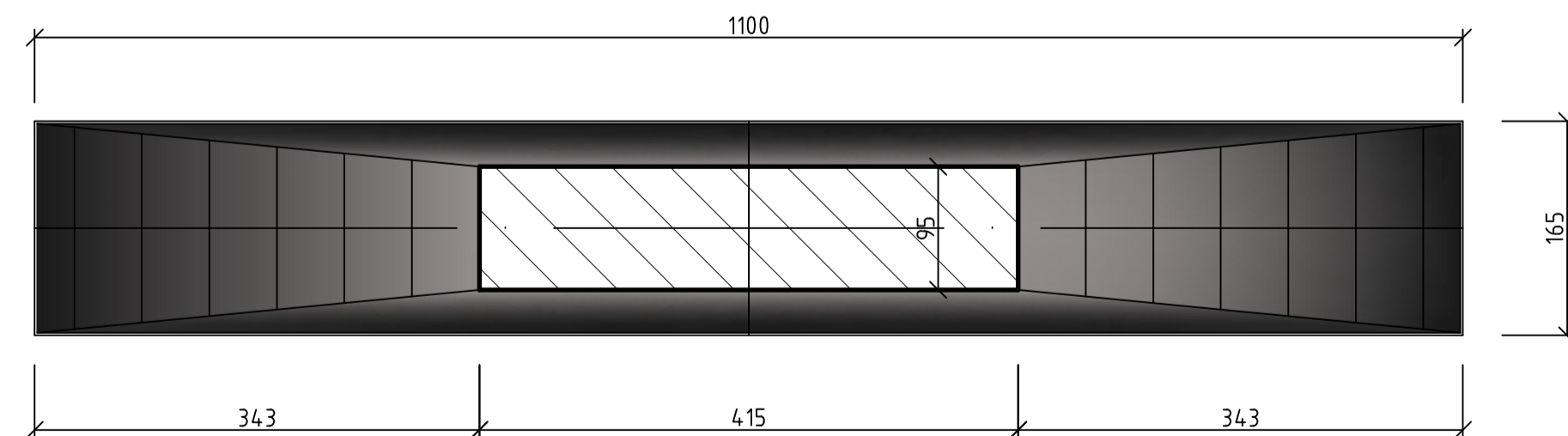
Querschnitt des Pfeilers M 1:50



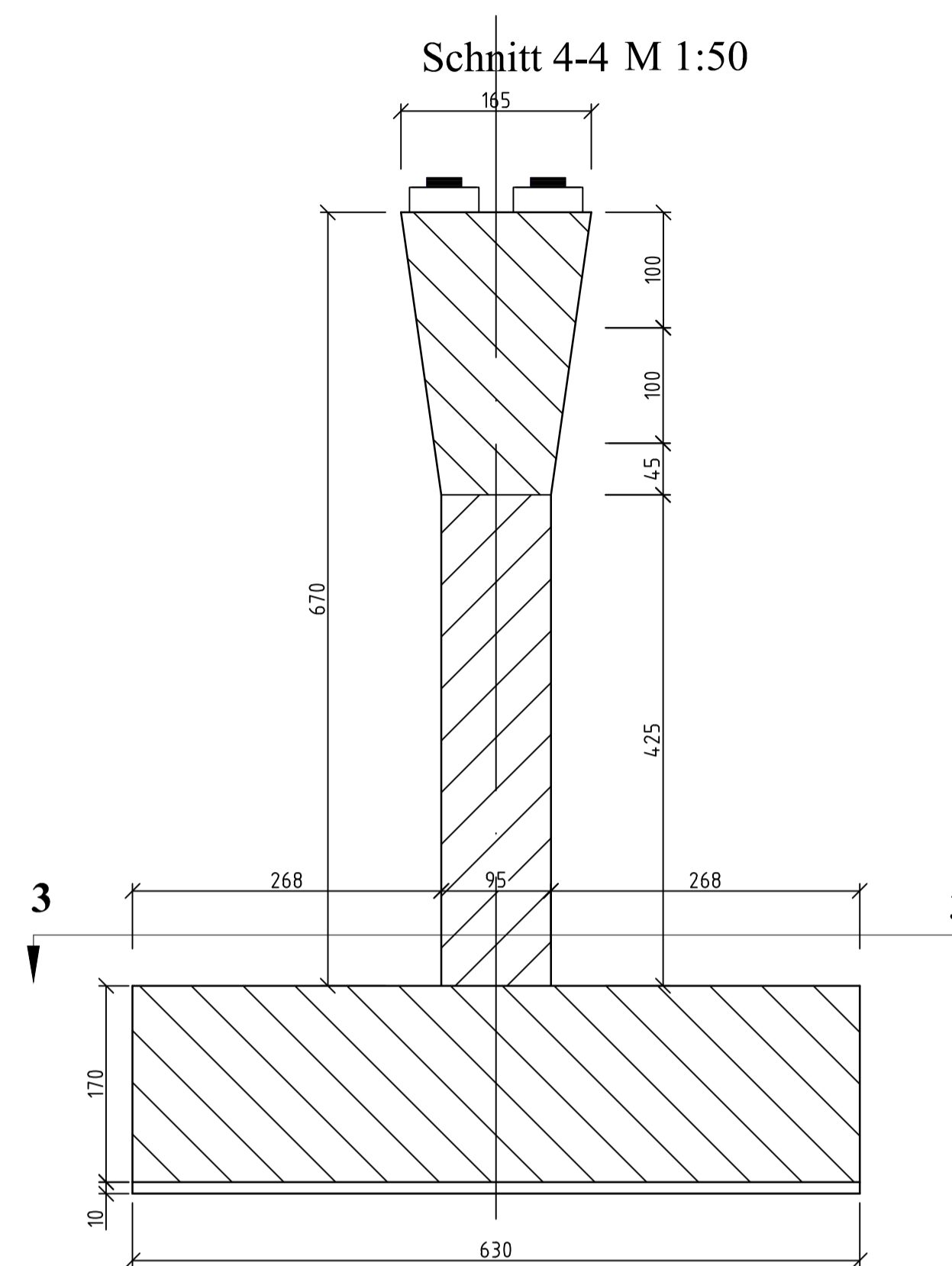
Ansicht 1-1 M 1:50



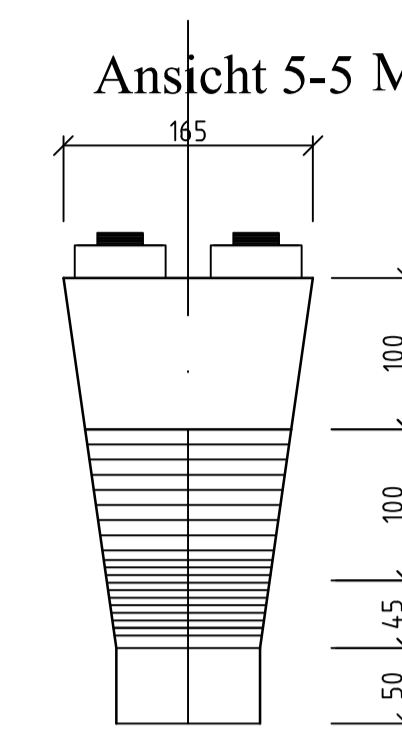
Schnitt 2-2 M 1:50



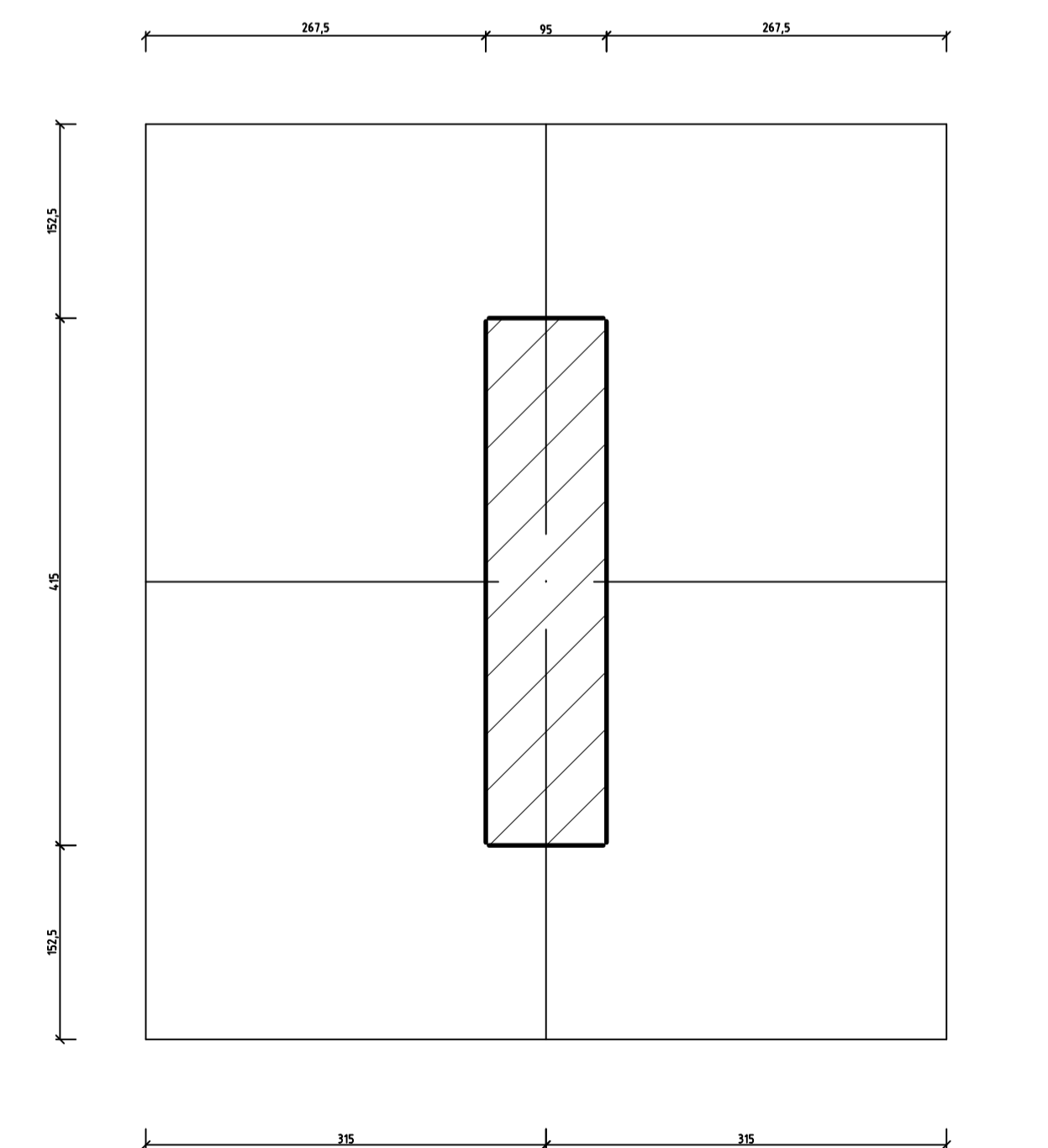
Schnitt 4-4 M 1:50



Ansicht 5-5 M 1:50



Schnitt 3-3 M 1:50

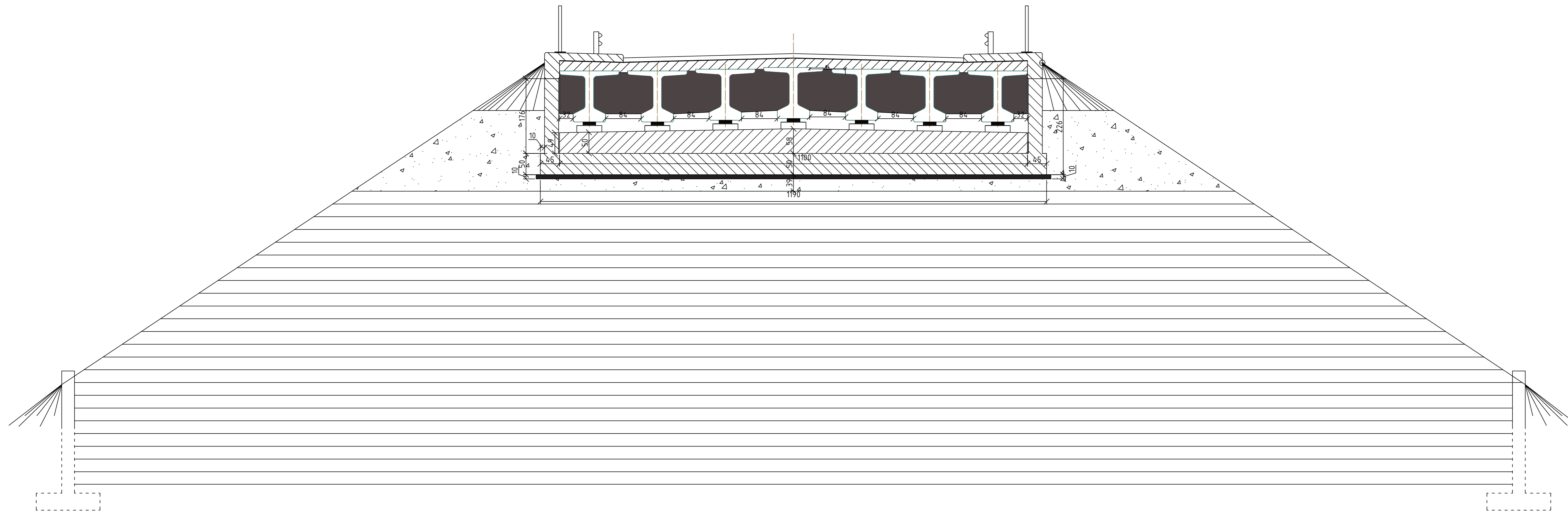


Bemerkungen

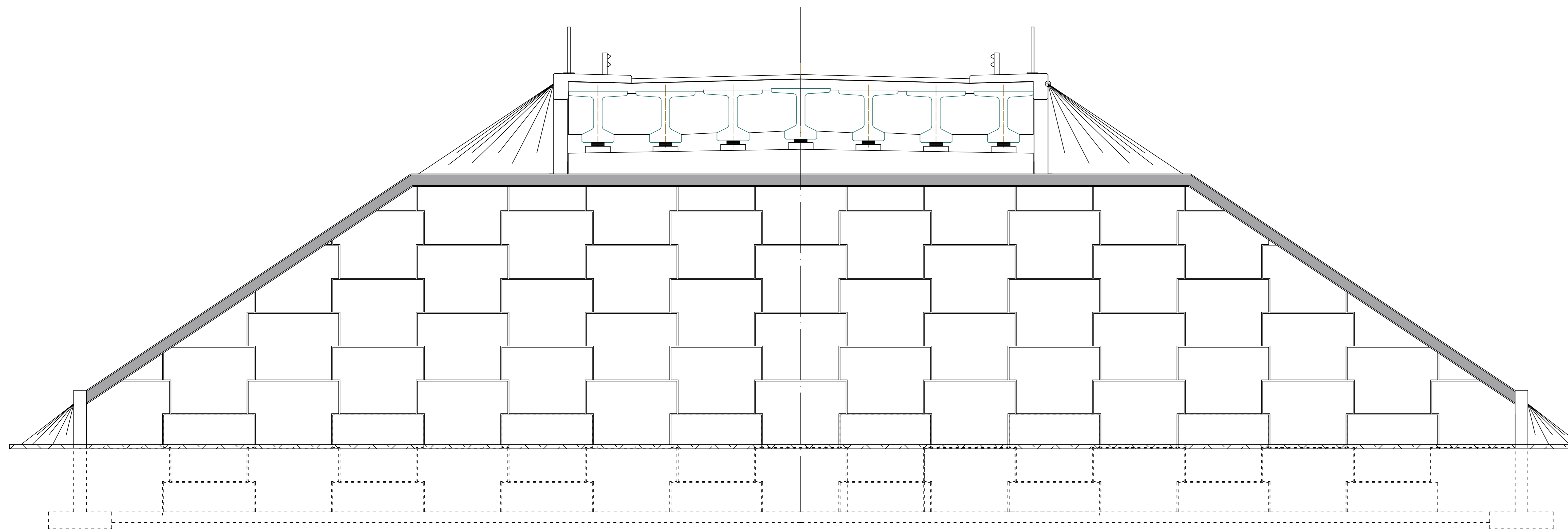
1. Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfe berücksichtigen werden.
2. Alle Dimensionen sind in [cm]
3. Betonklasse:
  - Balken- C35/45,
  - Fahrbahnplatte- C35/45
  - Fußgängerkonsole- C35/45
  - Unterbau- C35/45
4. Alle von Boden überschütteten Konstruktionsteilen werden mit bemalten Hydroisolation bedeckt.

TU-WIEN		UABG-Sofia	
Institut	Verkehrsbauten		
Diplomarbeit von Slavchev Nikolay		Imm. N. 0728523	
Semi-integrale Stahlbetonüberführung über eine Autobahn			
Schalungsplan des Pfeilers			Entwurf 3

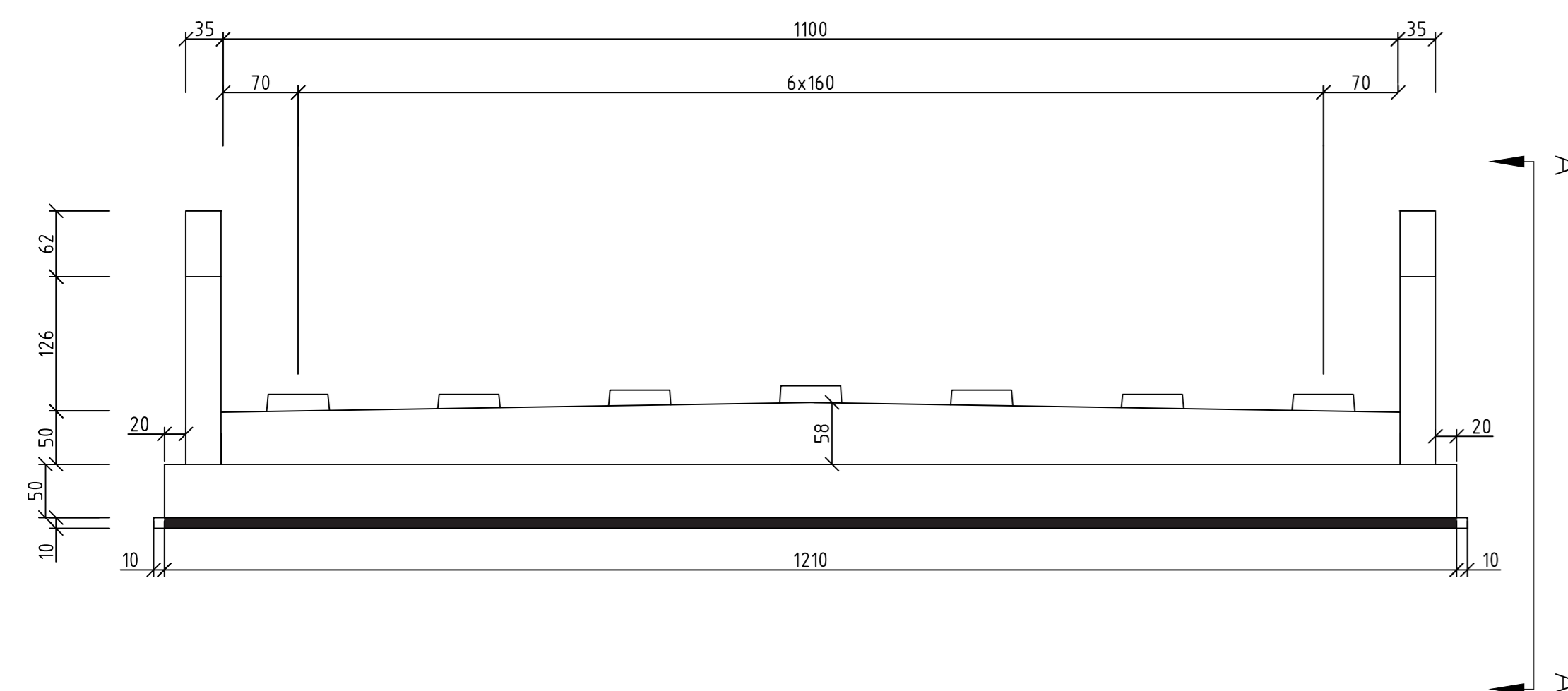
Schnitt 1-1 M1:50



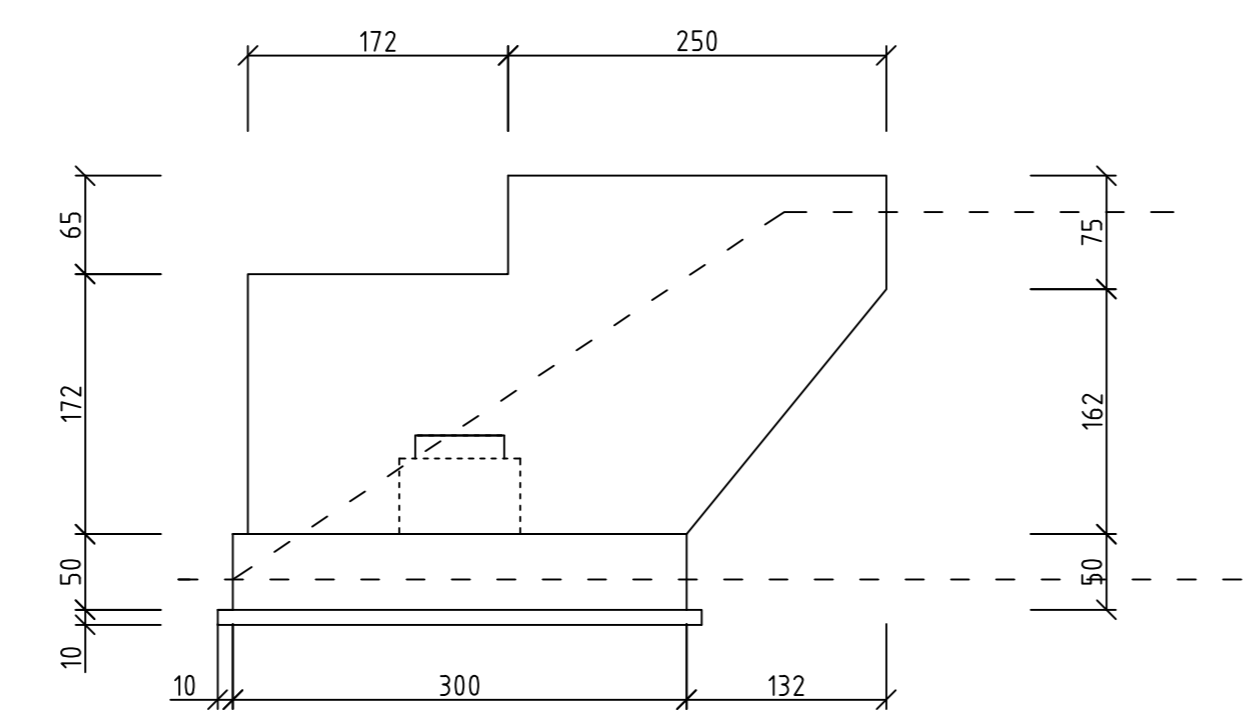
Schnitt 2-2 M 1:50



Ansicht des Widerlagers M1:50



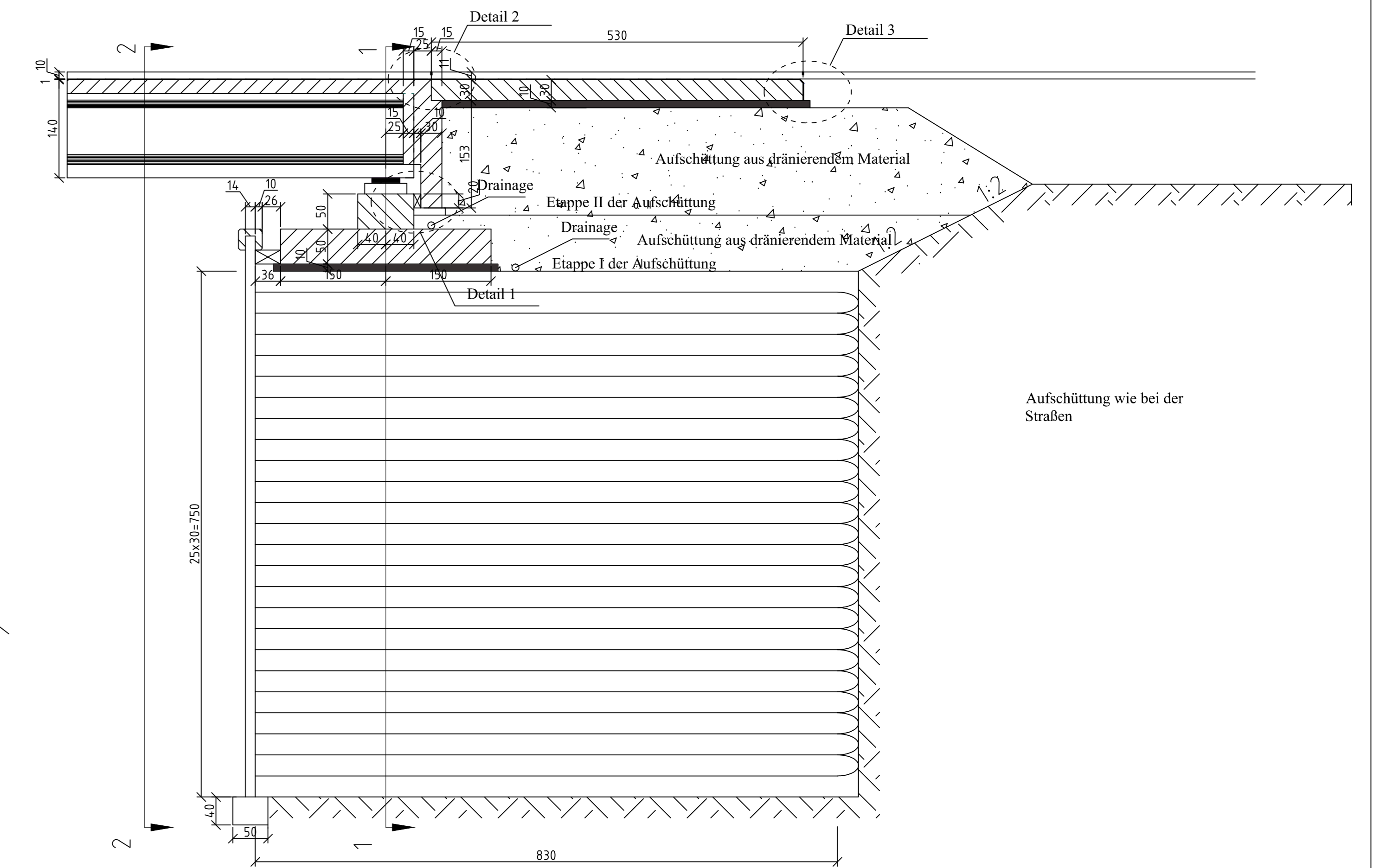
Ansicht A-A M1:50



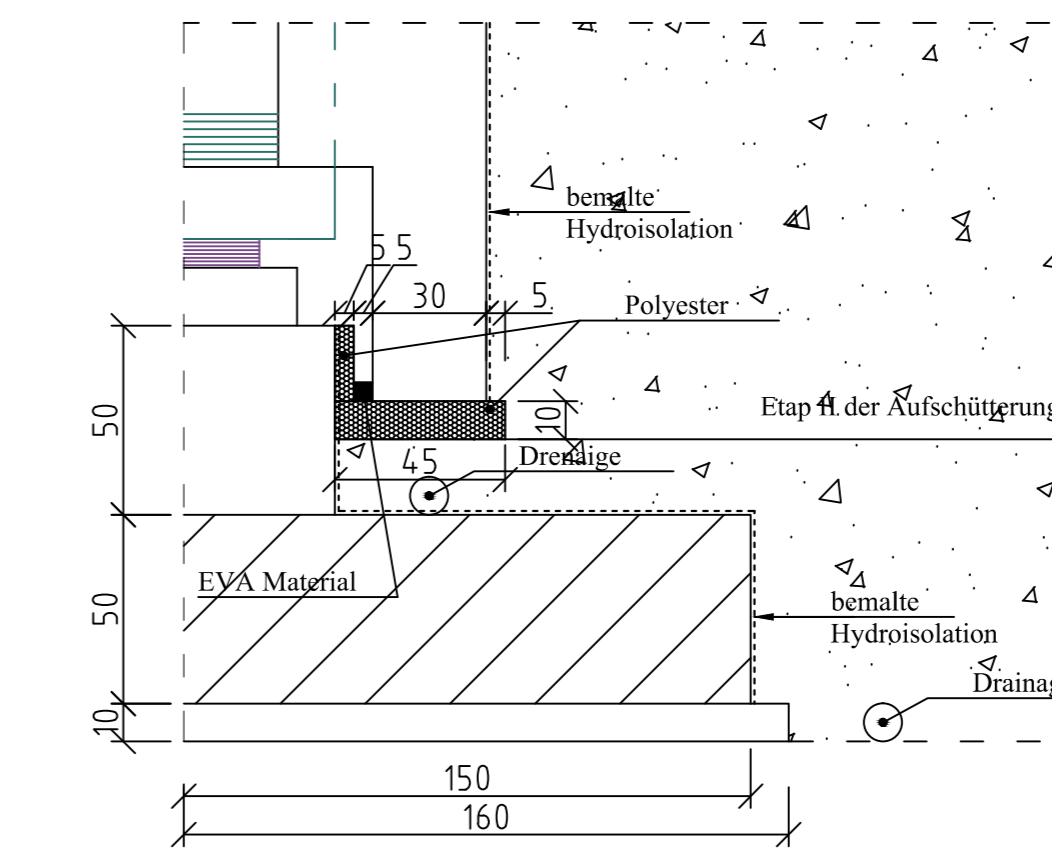
Bemerkungen

- Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfen berücksichtigt werden.
- Alle Dimensionen sind in [cm]
- Bezeichnung:
  - Balken: C35/45
  - Festbetondecke: C35/45
  - Fußgängerplatte: C35/45
  - Umschließung: C20/25
- Alle von Beton überschichteten Konstruktionsteile werden mit bituminöser Hydroisolation begliedert.
- Das Aufbauprinzip des Widerlagers ist folgendes:
  - Aufbau der befestigten Erde mit der Eingangsplatte
  - auf der befestigten Erde wird die Umschließung C18/20 belegt
  - auf dem Unterbau wird das Fundament belegt
  - Aufschüttung bis zu dem Niveau der Etappe II mit dränierendem Material
  - das Diaphragma (Querhaken) wird gegliedert
  - restlicher Teil der Aufschüttung des dränierenden Materials bis zu dem Niveau des Umschließens der Übergangsplatte
  - Umschließen der Übergangsplatte und danach Übergangsplatte
  - die Resthöhe des Aufbaus muss gehalten werden

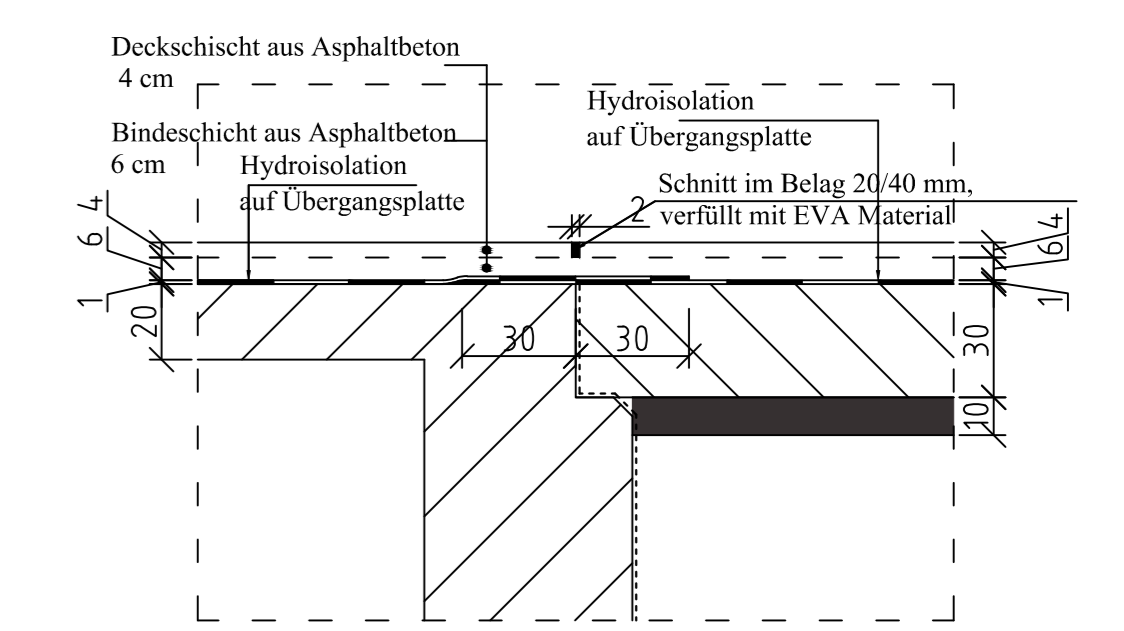
Längsschnitt des Widerlagers M 1:50



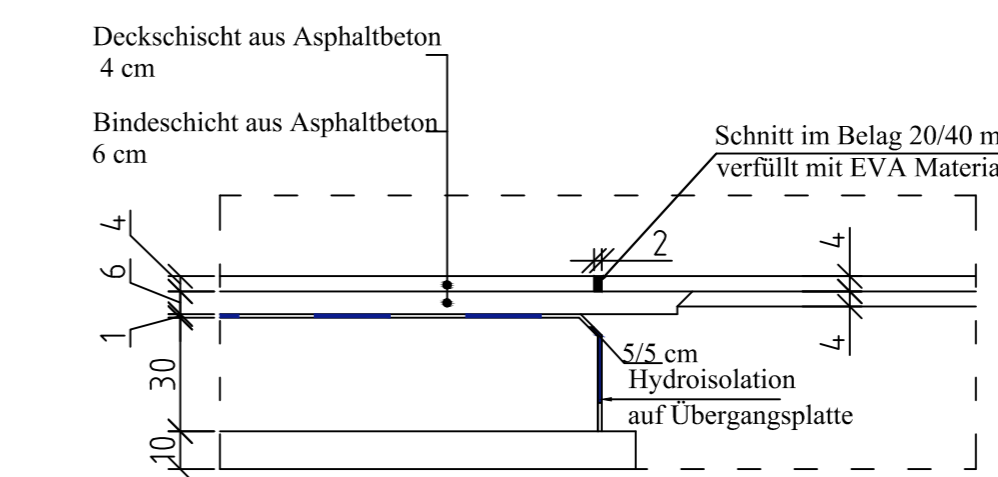
Detail 1 M 1:20



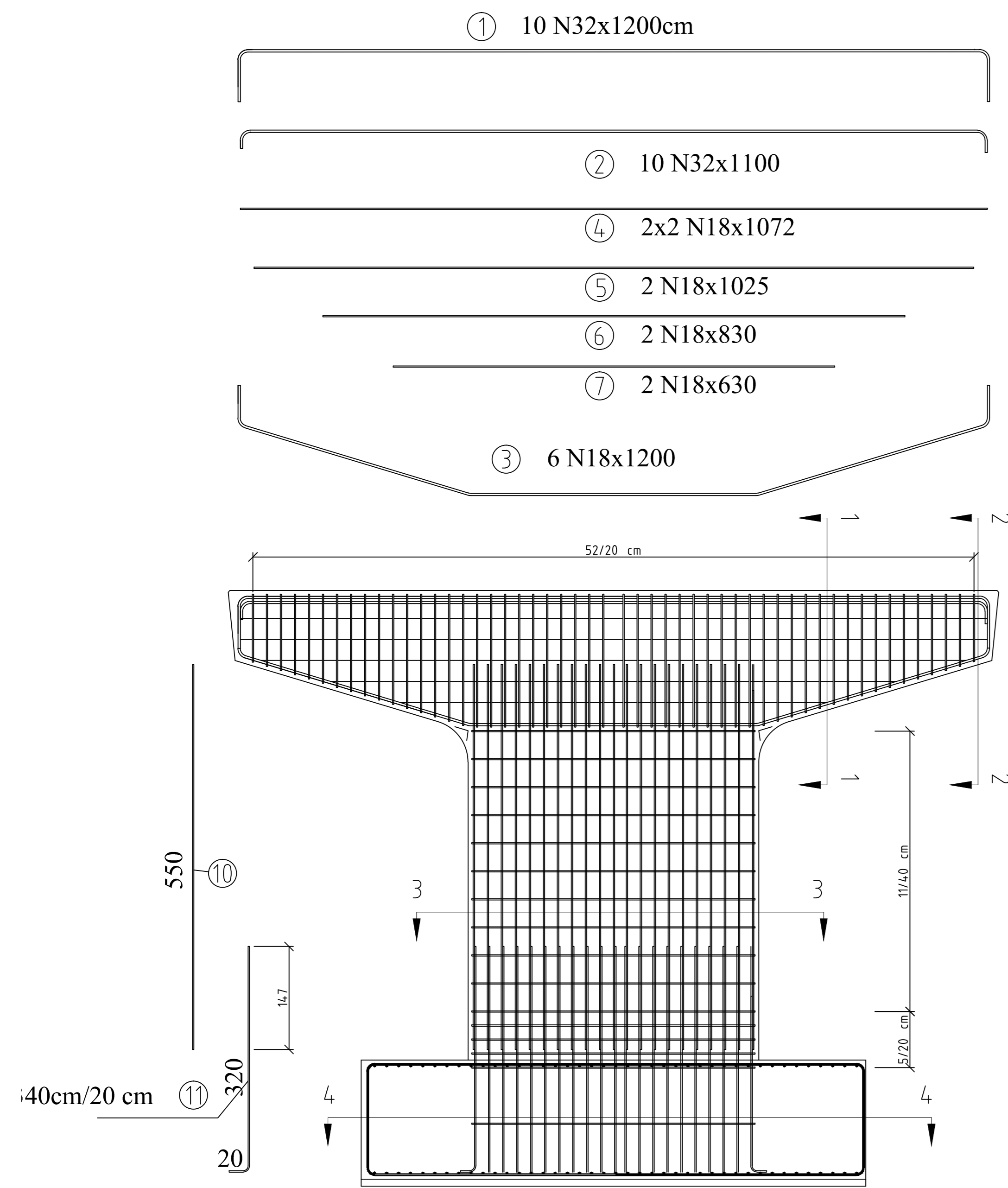
Detail 2 M 1:20



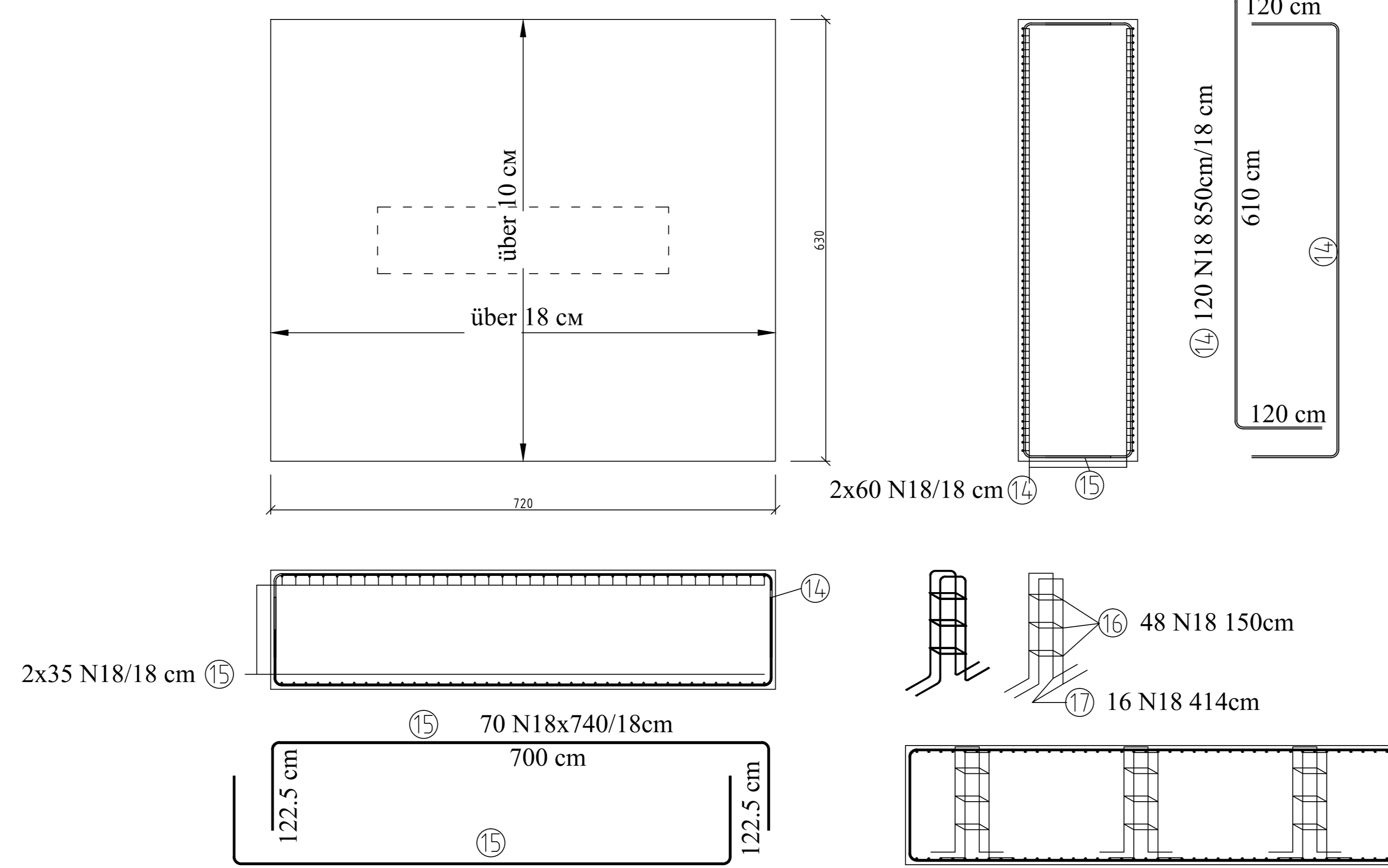
Detail 3 M 1:20



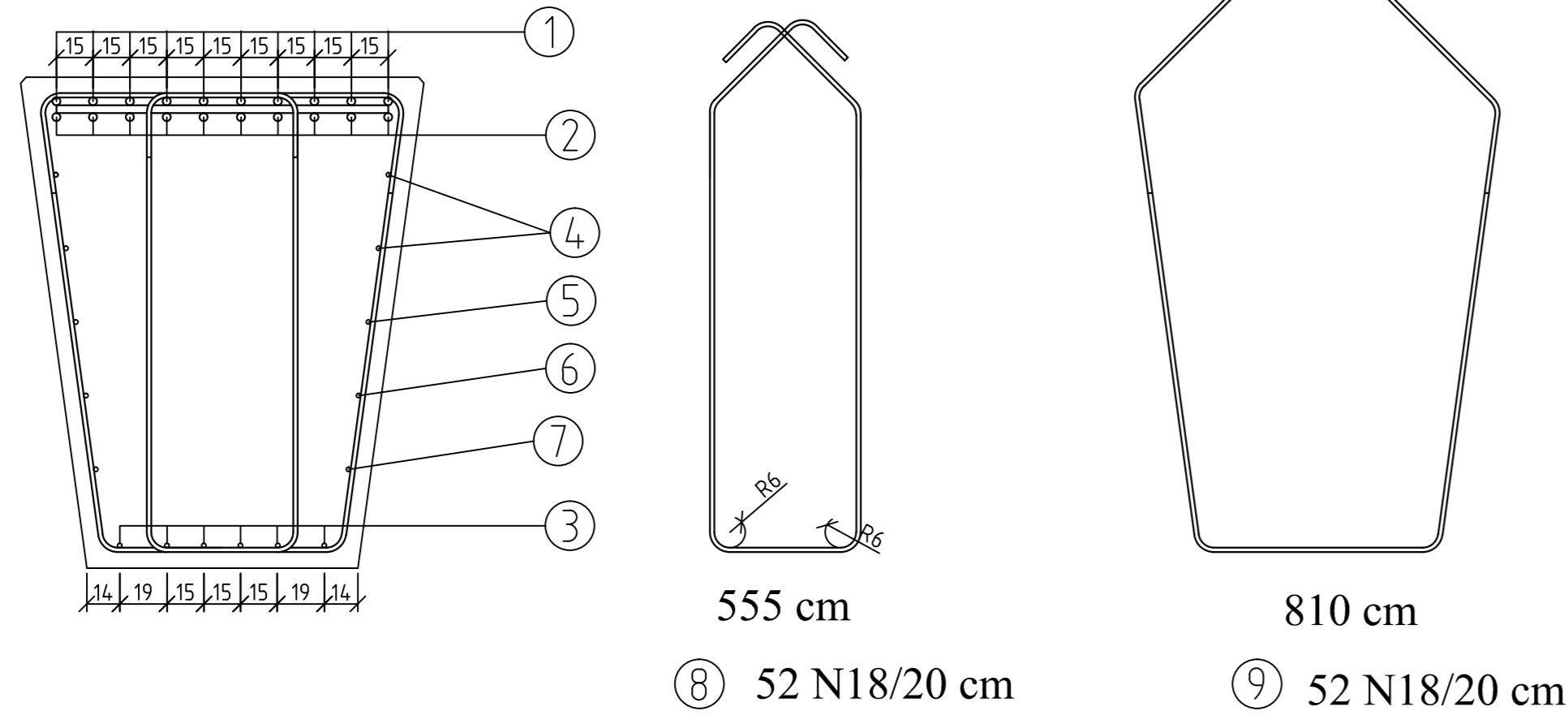
Pfeiler M 1:50



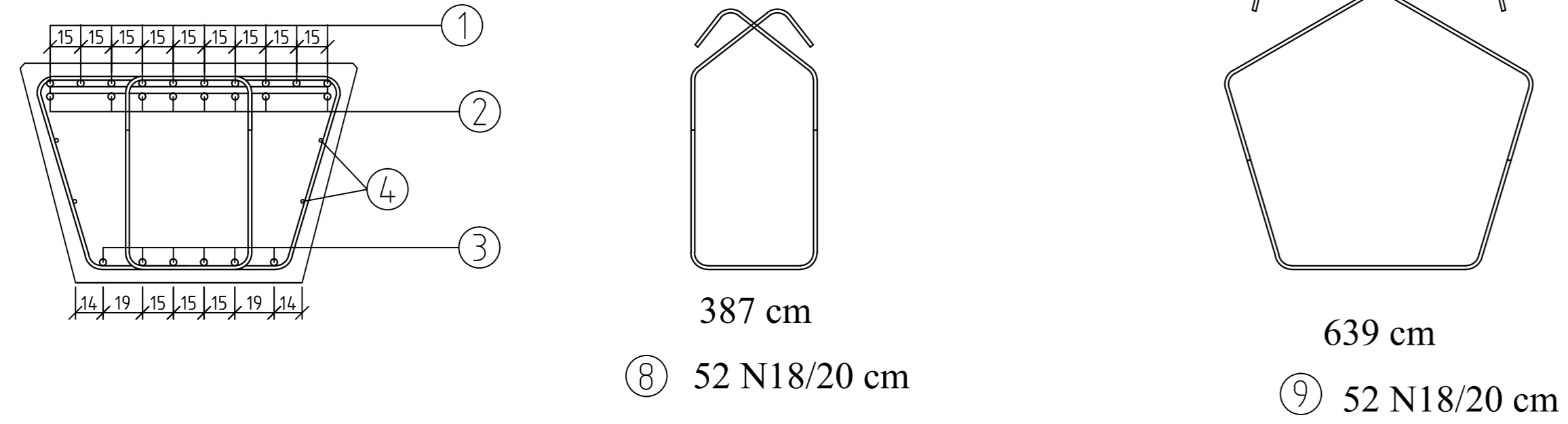
Schnitt 4-4 M 1:50



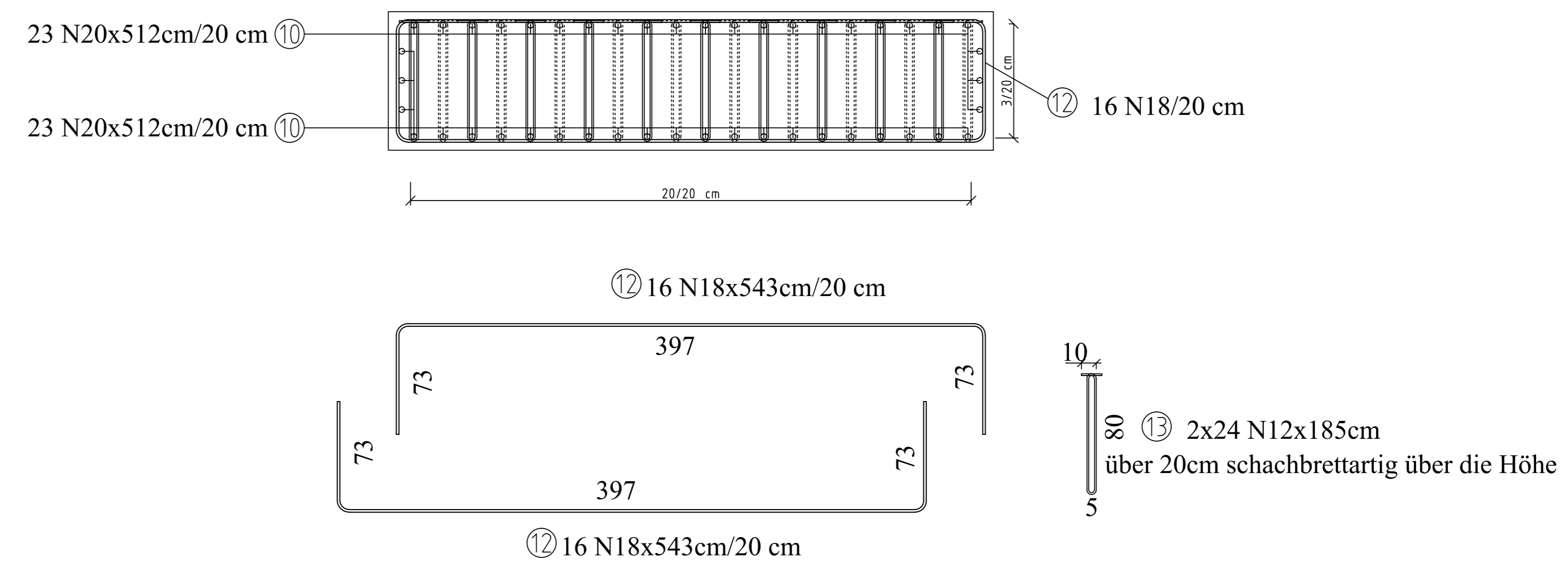
Schnitt 1-1 M 1:25



Schnitt 2-2 M 1:25



Schnitt 3-3 M 1:25



Bemerkungen

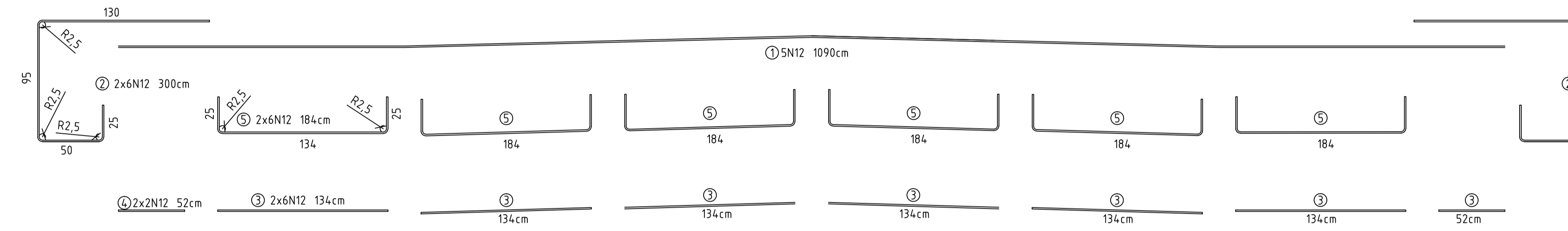
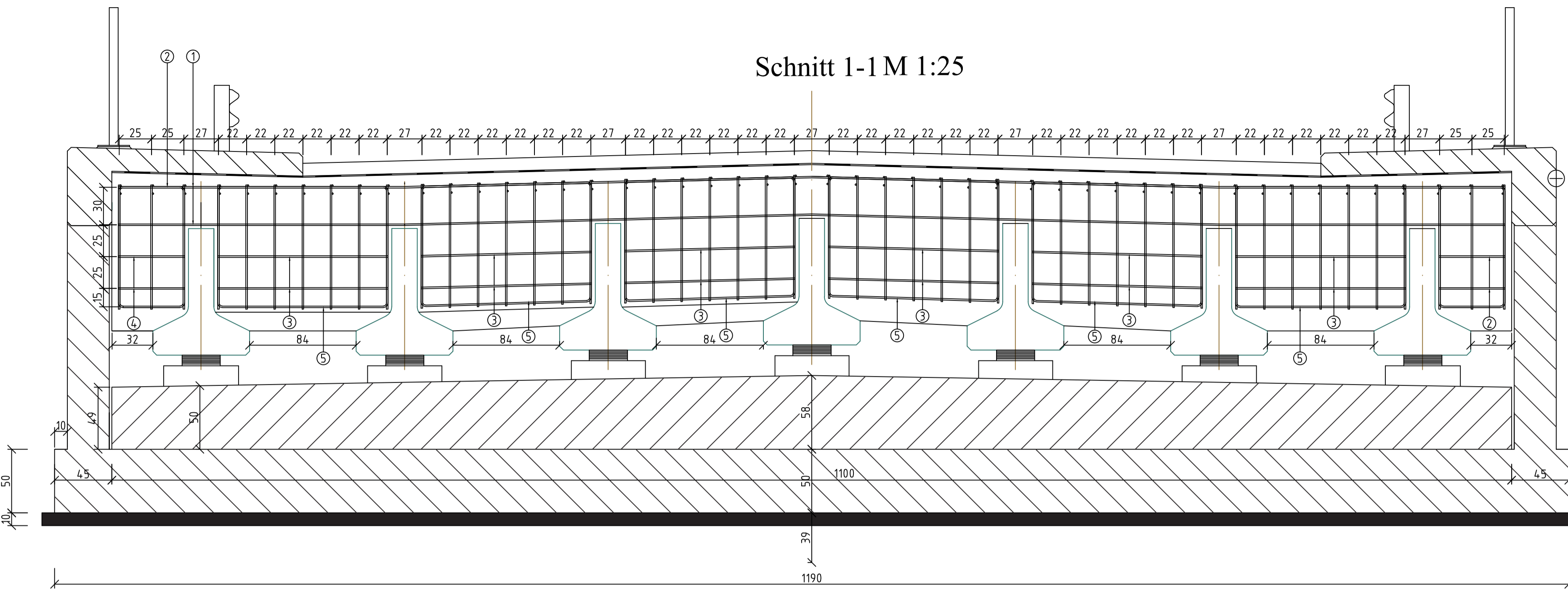
- Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfe berücksichtigen werden.
- Alle Dimensionen sind in [cm]
- 
- Betondeckung
  - Riegel- 65mm
  - Pfeilerwand- 50mm
  - Fundament- 50mm

Summe: 7920 kg

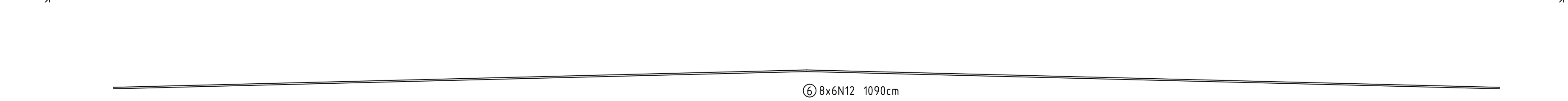
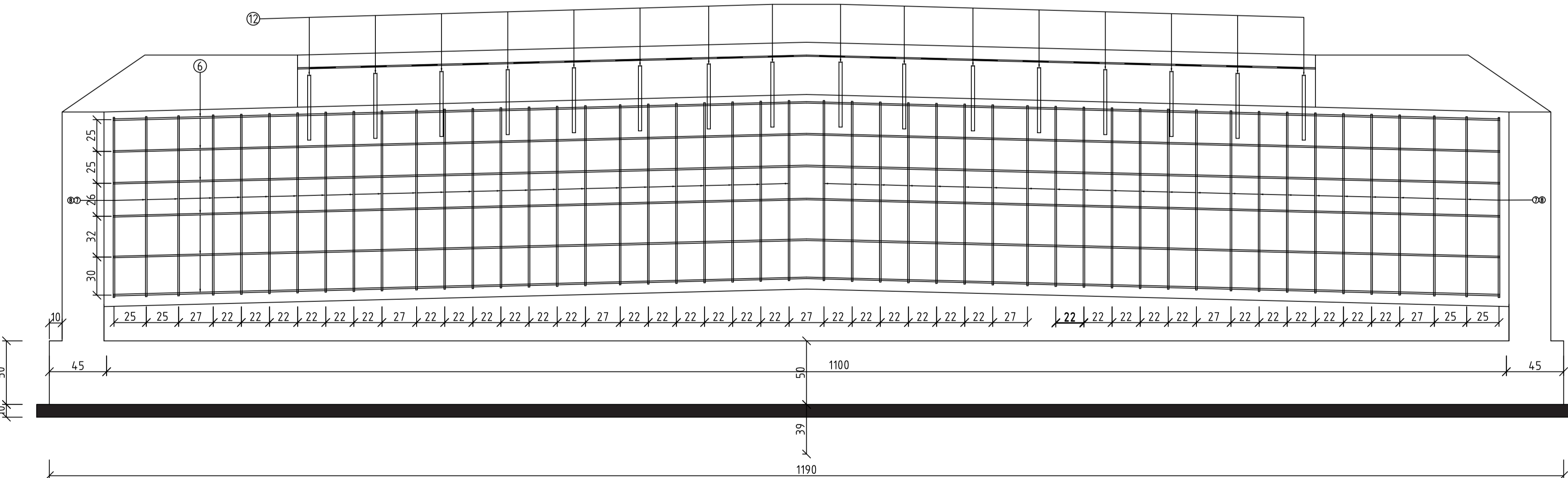
Element	Position	Durchmesser	Anzahl	Form	Summe: 7920 kg			
					einzel	gesamt	einzel	gesamt
					cm	m	kg/m	kg
					Länge	Gewicht		
Fundament	17	N18	16	4/4	4/4	66.24	1.998	132
	16	N18	4/8	150	150	72	1.998	144
	15	N18	2x35	94,5	94,5	661,5	1.998	1322
	14	N18	2x60	850	850	1020	1.998	2038
Pfeilerwand	13	N12	2x24	185	185	89	0.888	79
	12	N18	2X16	54,3	54,3	173,76	1.998	34,7
	11	N20	2X23	226	226	103,96	2.466	256
	10	N20	2X23	512	512	235,52	2.466	581
Riegel	9	N18	52	725	725	377	1.998	753
	8	N18	52	471	471	244,92	1.998	489
	7	N18	2	600	600	12	1.998	24
	6	N18	2	807	807	16,14	1.998	32
	5	N18	2	1025	1025	20,5	1.998	41
	4	N18	4	1072	1072	42,88	1.998	86
	3	N18	6	1200	1200	72	1.998	144
	2	N32	10	1100	1100	110	6.313	694
	1	N32	10	1200	1200	120	6.313	758



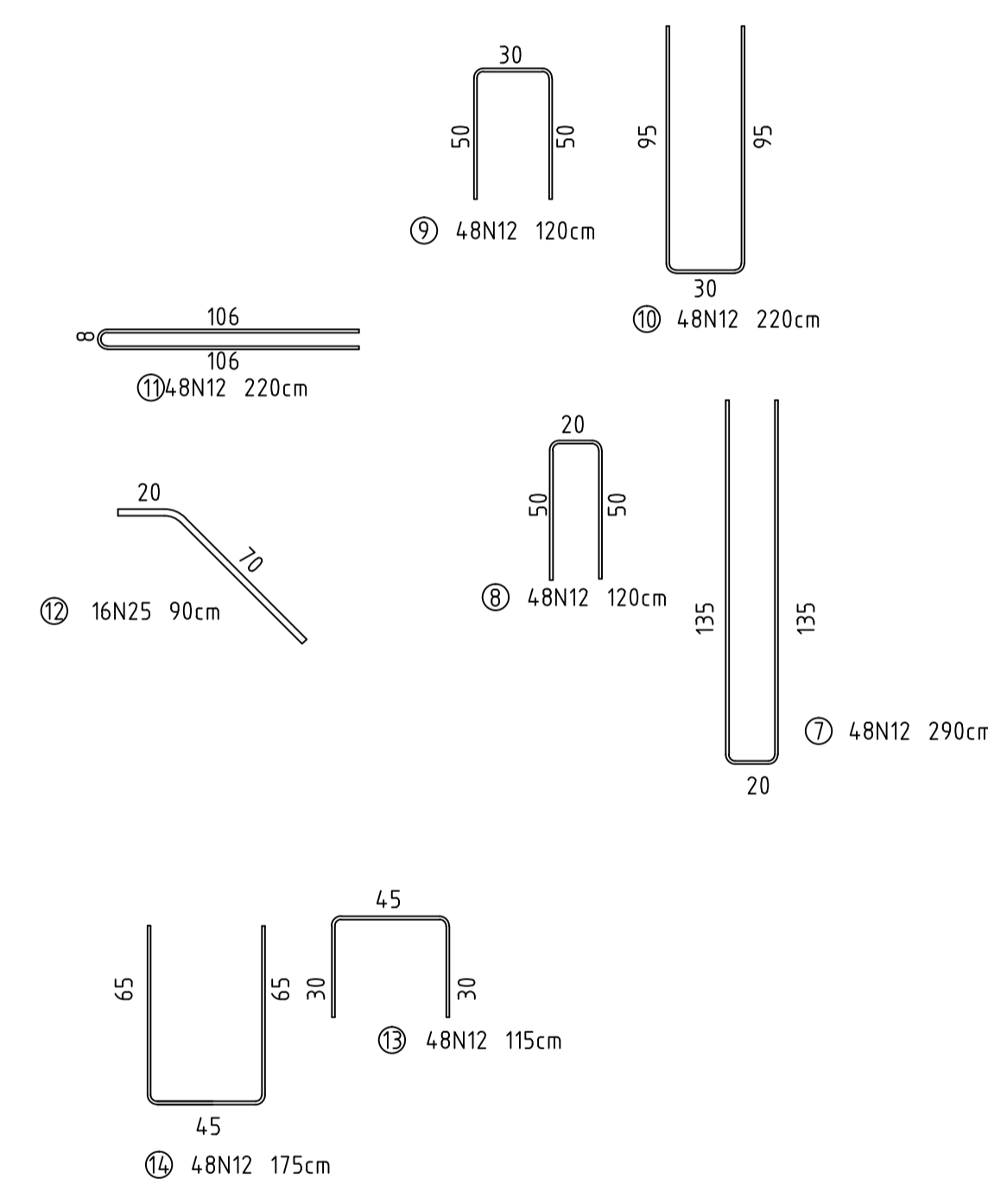
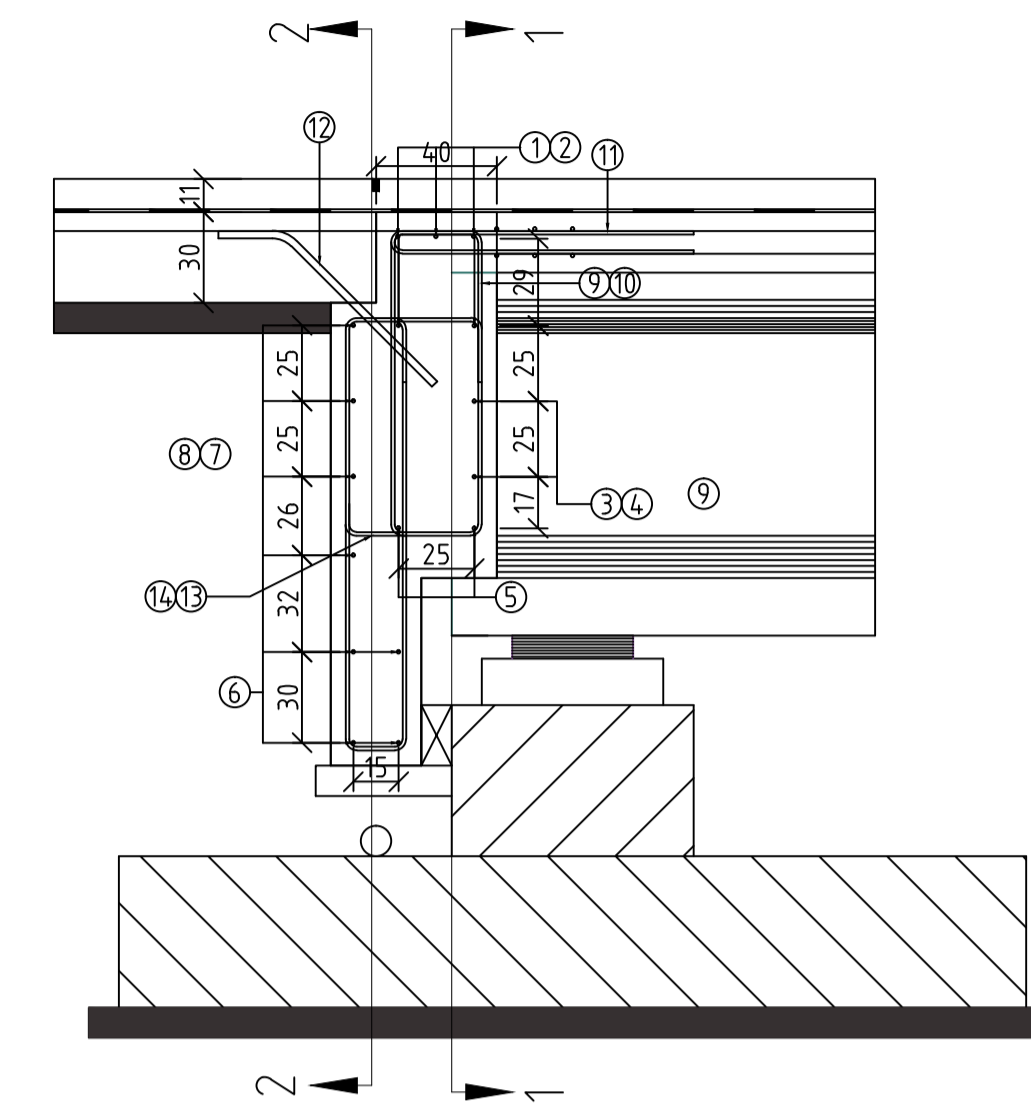
Schnitt 1-1 M 1:25



Schnitt 2-2 M 1:25



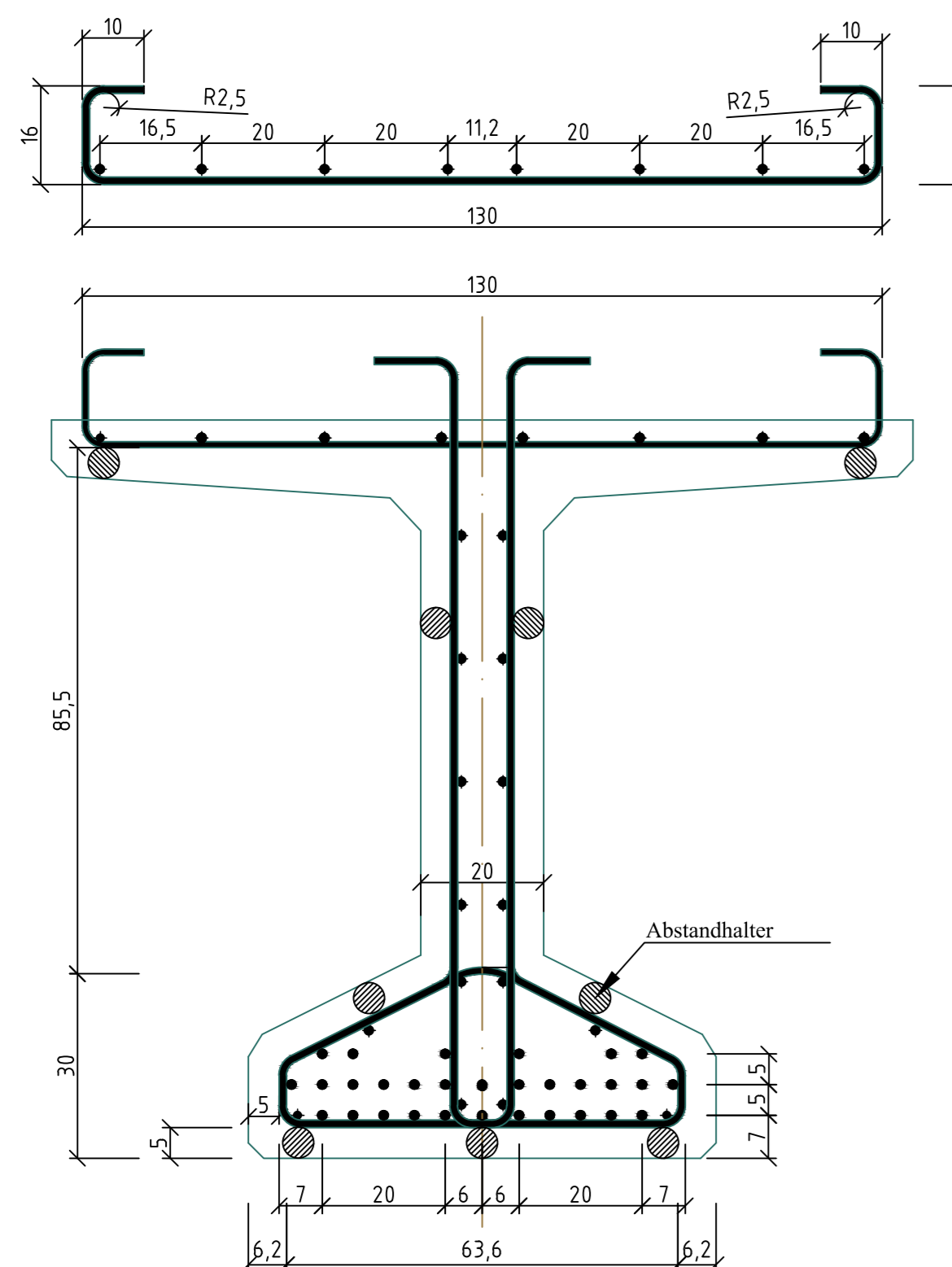
Längsschnitt des Widerlagers M 1:25



1. Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfe berücksichtigen werden.
2. Alle Dimensionen sind in [cm]
3. Betonklasse:
  - Diaphragma (Querbalken) - C35/45
4. Betondeckung ist 50mm
5. Das Diaphragma und Fahrbahnplatte werden gleichzeitig betoniert.

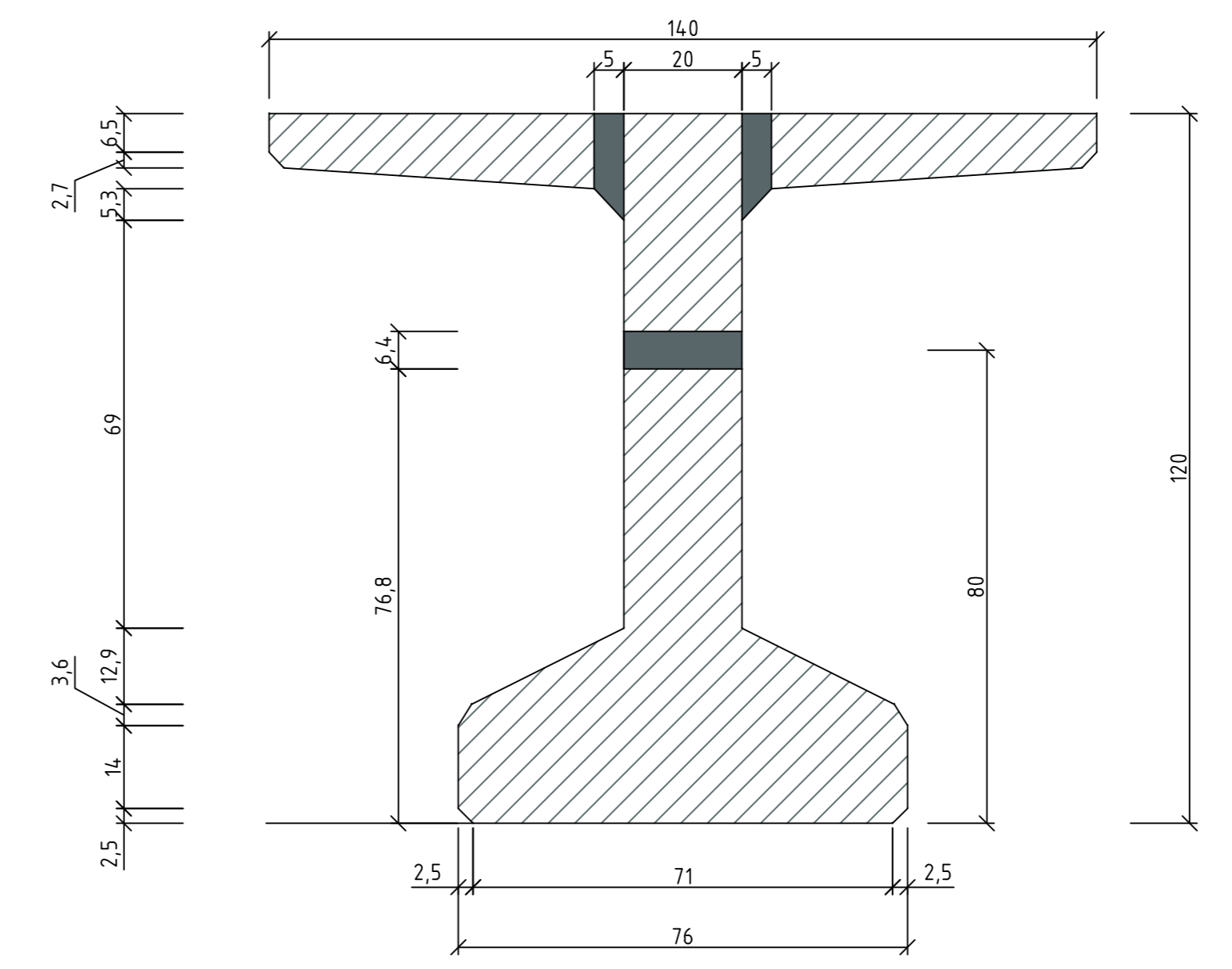
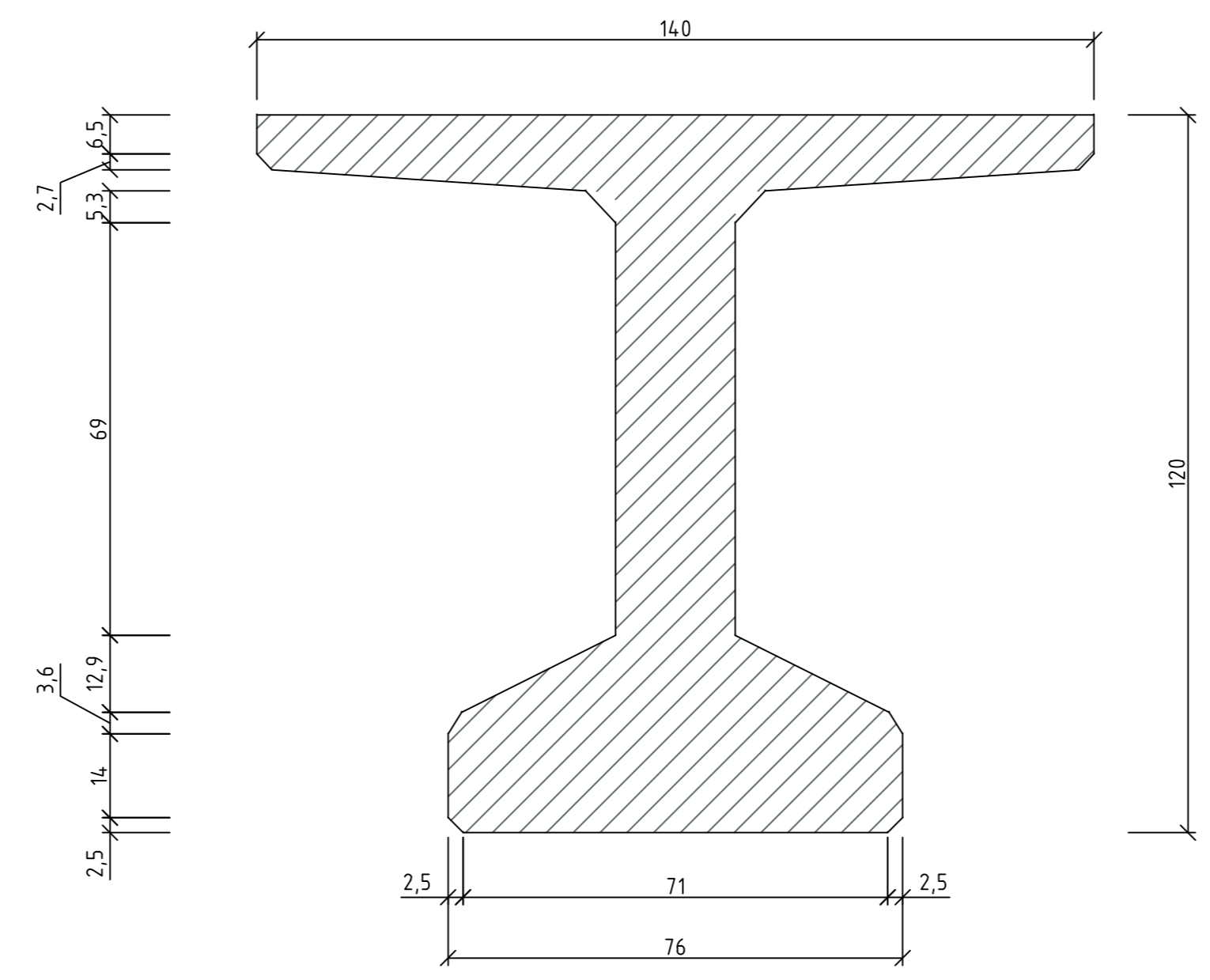
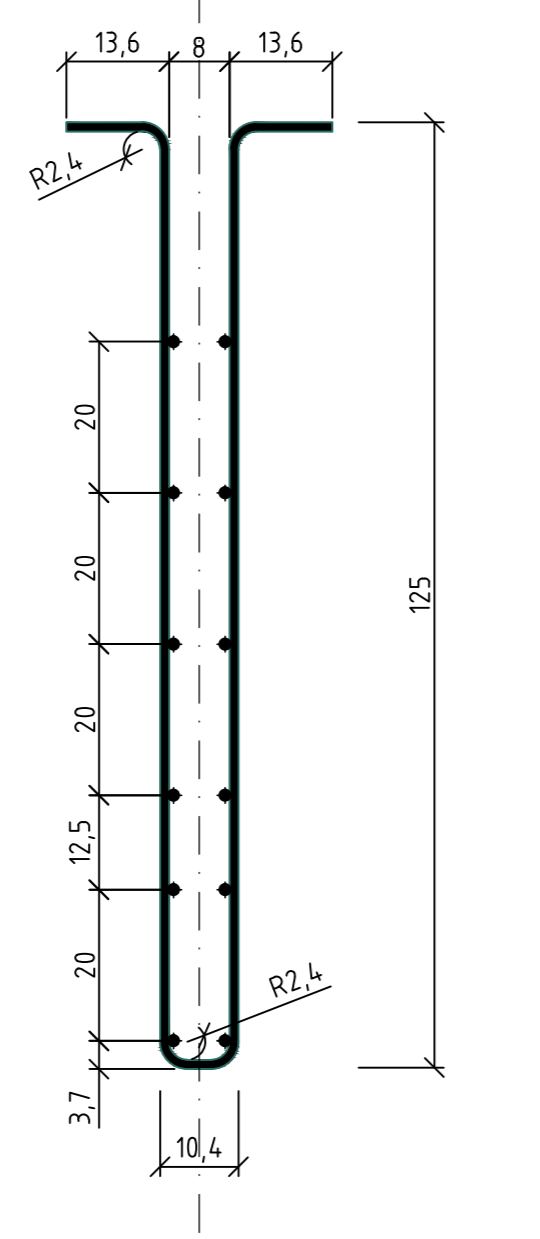
Position	Durchmesser	Anzahl	Form	Summe: 1070 kg				
				cm	m	kg/m	kg	
				einzel	gesamt	einzel	gesamt	
				Länge		Gewicht		
14	N12	48		175	175	31.5	0,888	19
13	N12	48		115	115	20.7	0,888	18.38
12	N12	48		90	90	43.2	0,888	38.4
11	N12	48		220	220	105.6	0,888	94
10	N12	48		120	120	57.6	0,888	51
9	N12	48		220	220	105.6	0,888	94
8	N12	48		120	120	57.6	0,888	51.1
7	N12	48		290	290	139.2	0,888	123.6
6	N12	8x6		1090	1090	523.2	0,888	464.6
5	N12	2x6		184	184	22.08	0,888	19.6
4	N12	2x2		52	52	2.08	0,888	1.85
3	N12	2x6		134	134	16.08	0,888	14.3
2	N12	2x6		300	300	36	0,888	32
1	N12	5		1090	1090	54.5	0,888	48.4

Bewehrungskorb Typ 2

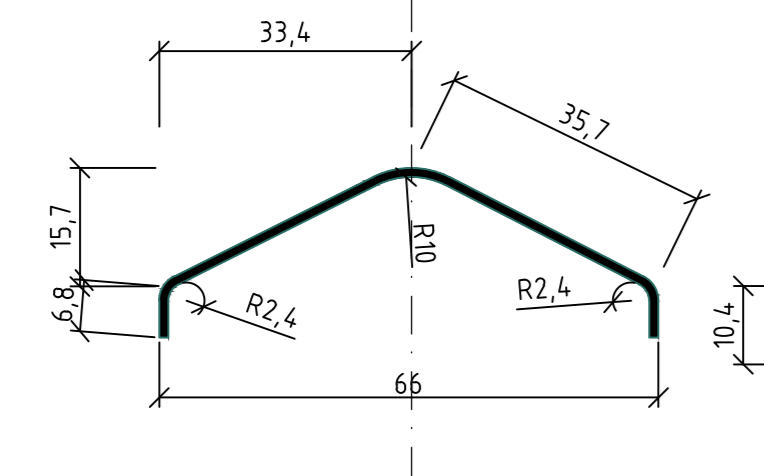


M1:10

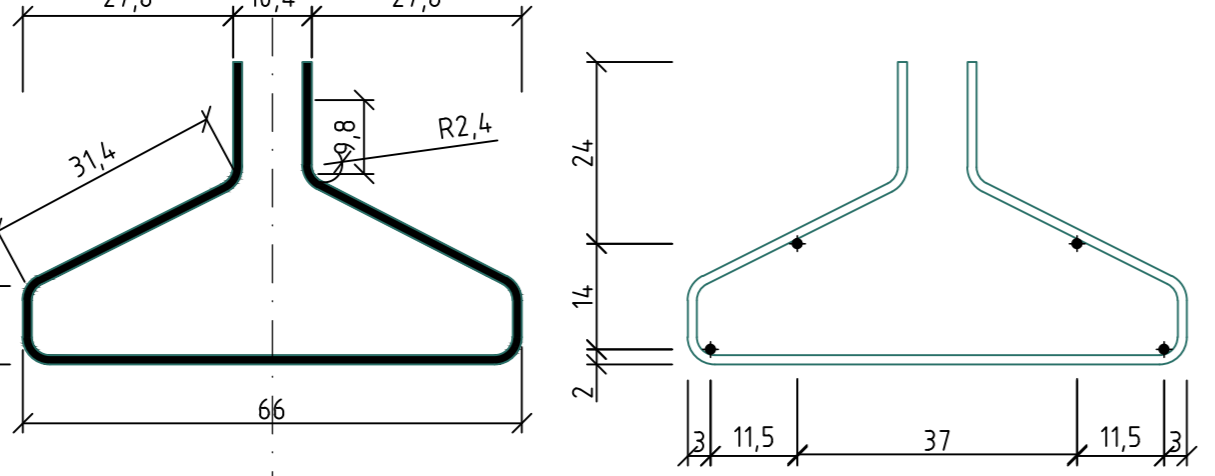
Bewehrungskorb Typ 1



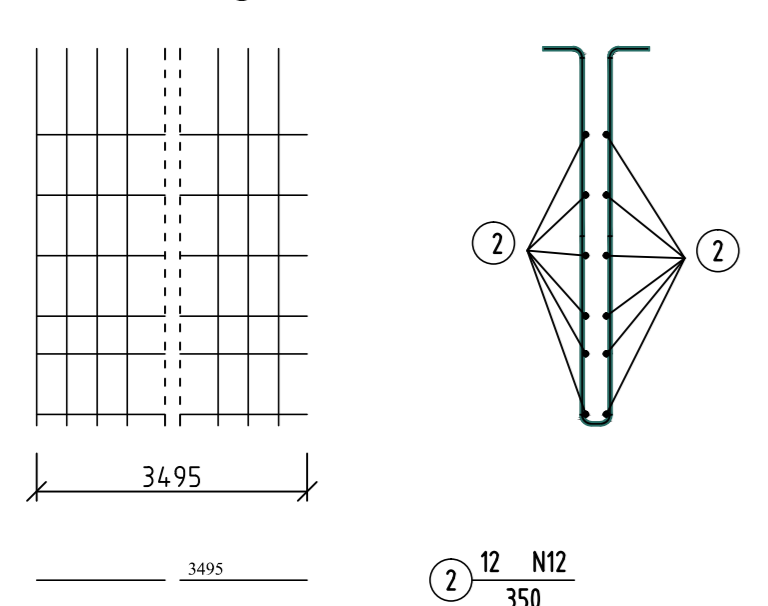
Bewehrungskorb Typ 4



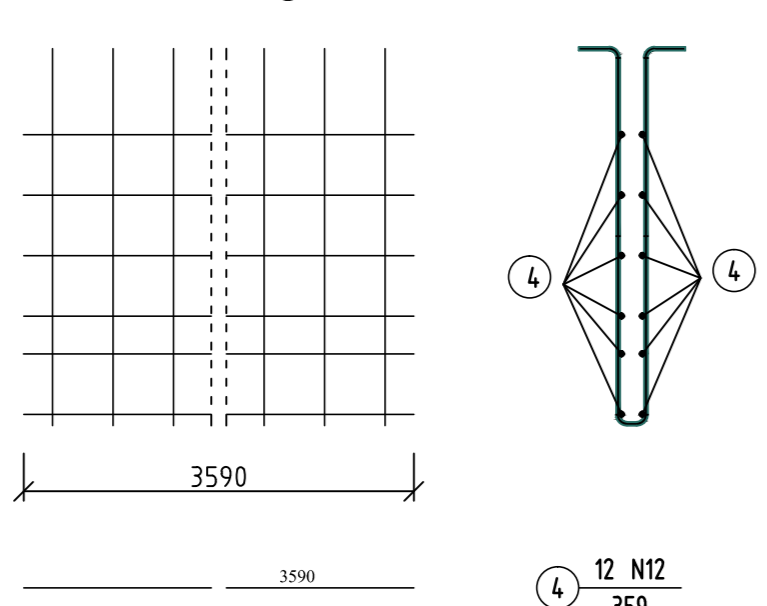
Bewehrungskorb Typ 3



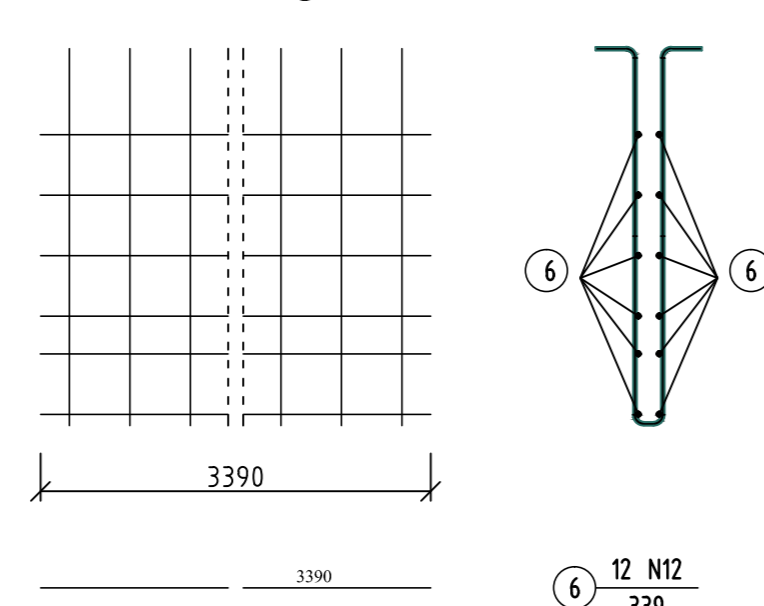
Bewehrungskorb 1.1



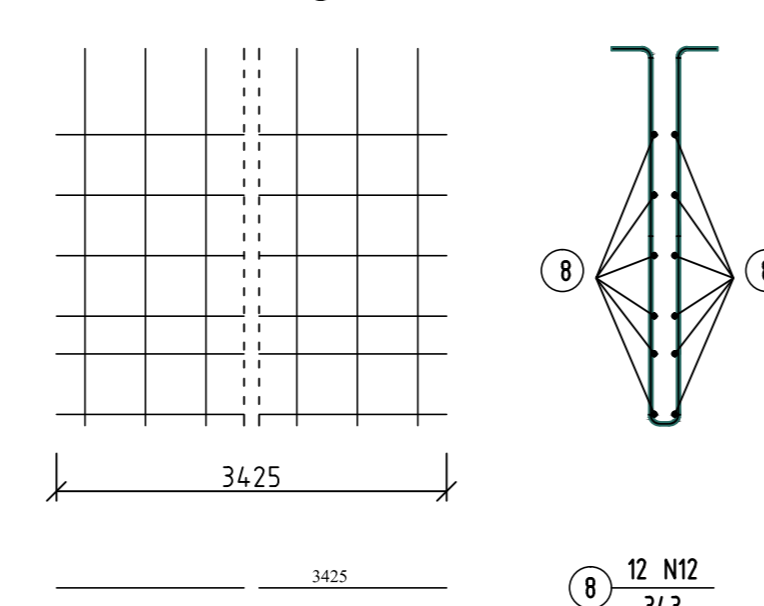
Bewehrungskorb 1.2



Bewehrungskorb 1.3

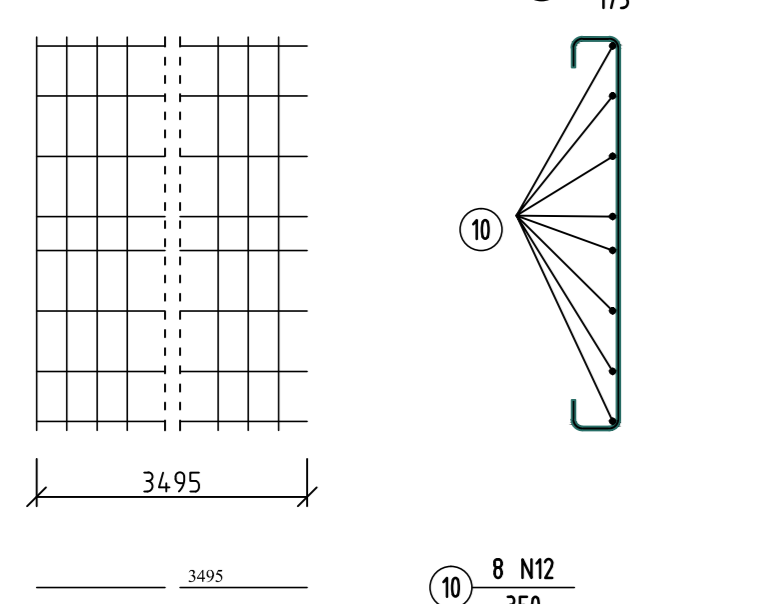


Bewehrungskorb 1.4

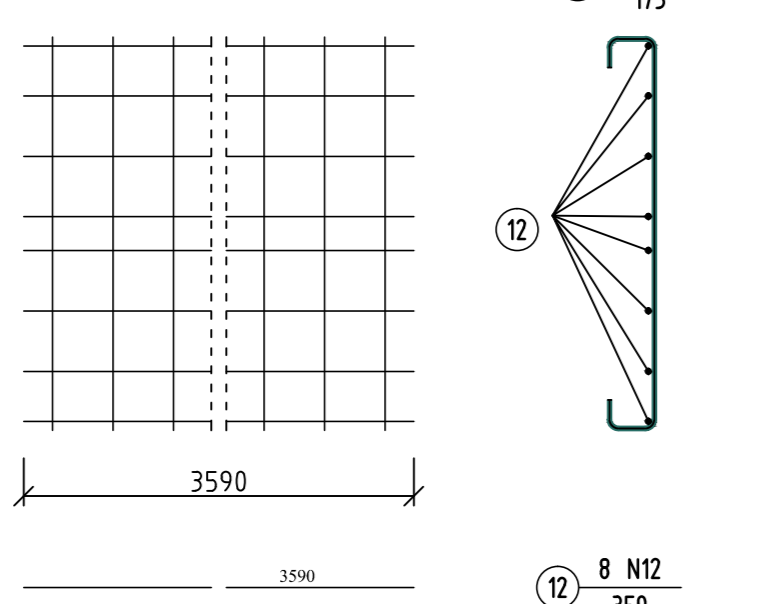


M 1:25

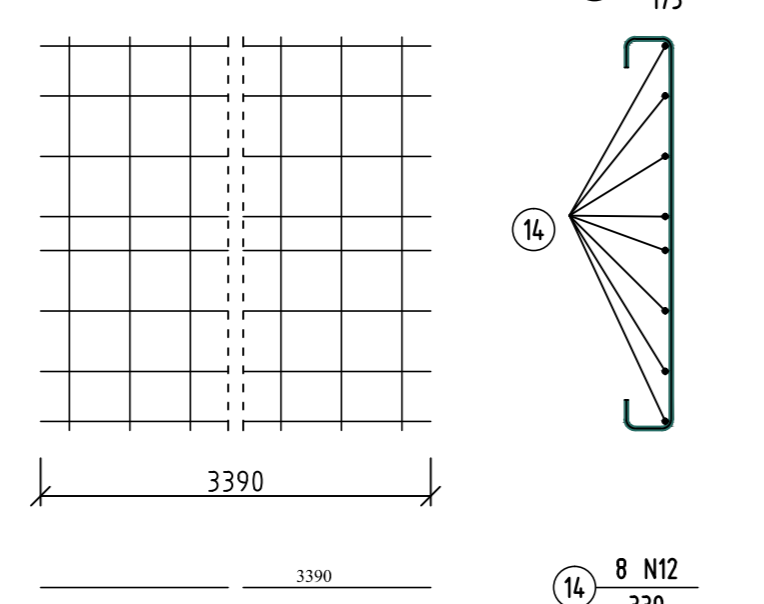
Bewehrungskorb 2.1



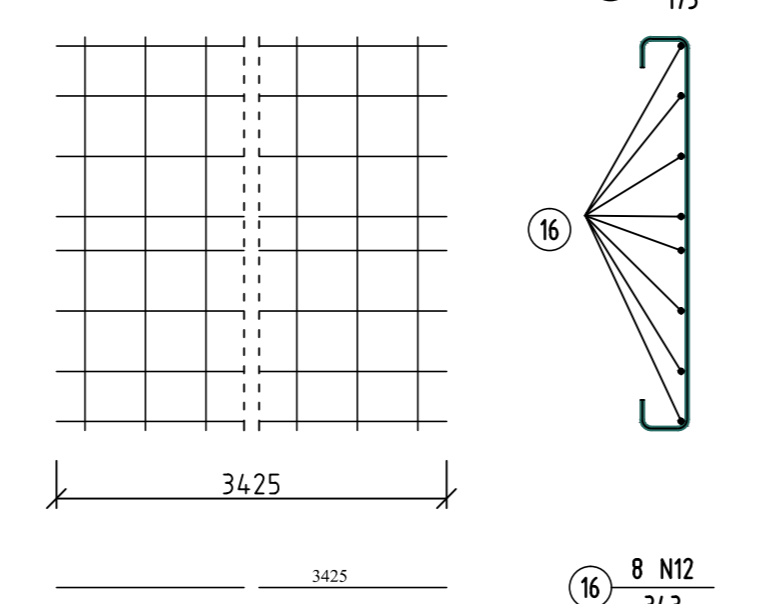
Bewehrungskorb 2.2



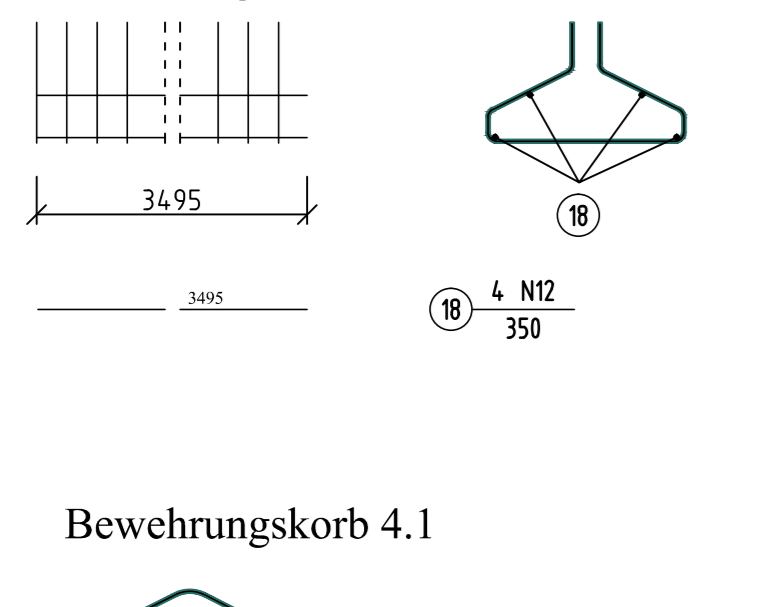
Bewehrungskorb 2.3



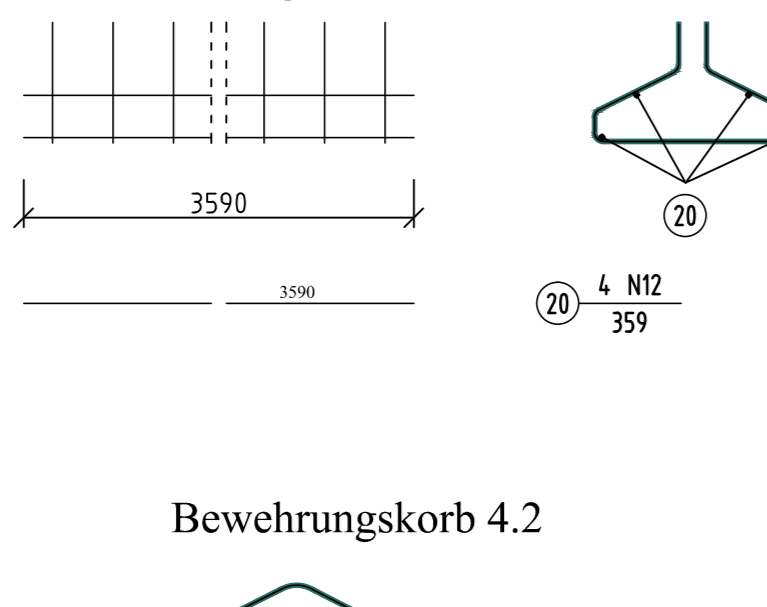
Bewehrungskorb 2.4



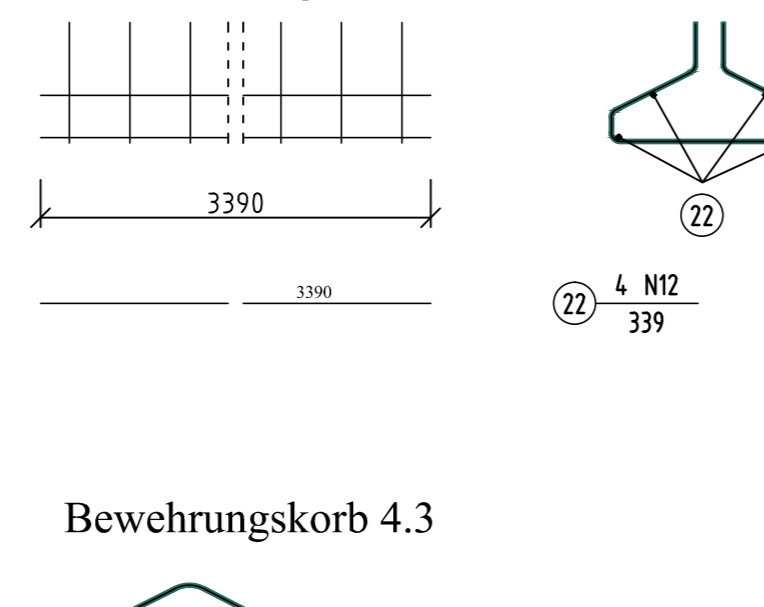
Bewehrungskorb 3.1



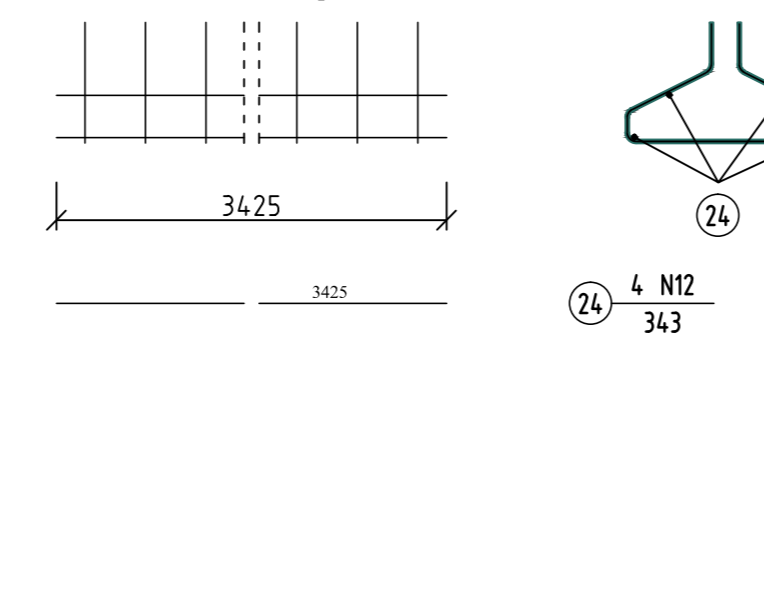
Bewehrungskorb 3.2



Bewehrungskorb 3.3



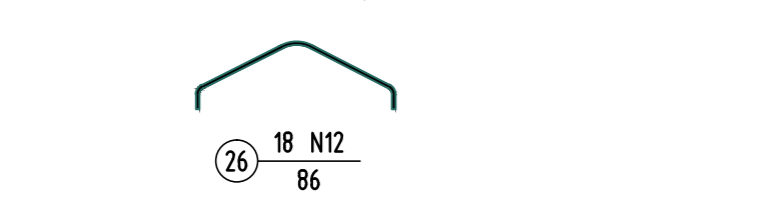
Bewehrungskorb 3.4



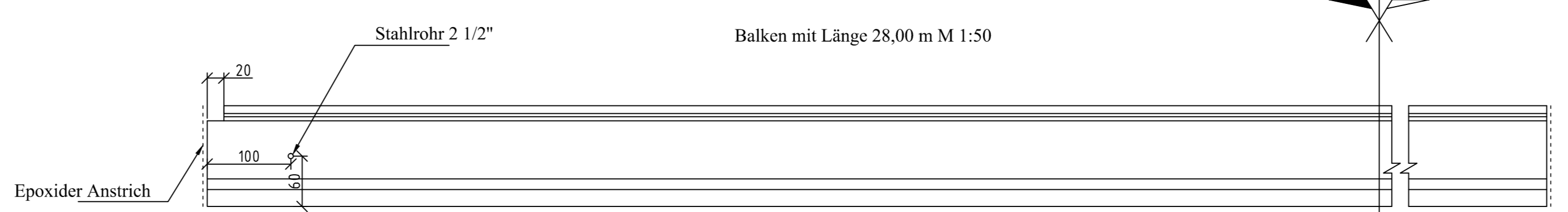
Bewehrungskorb 4.1



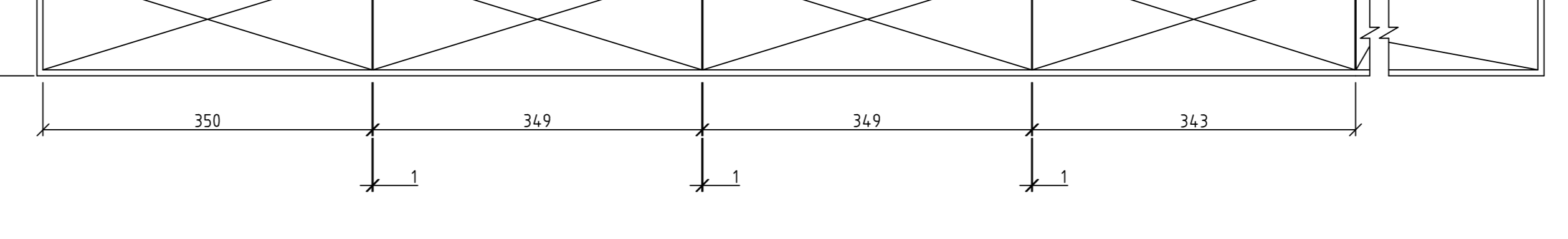
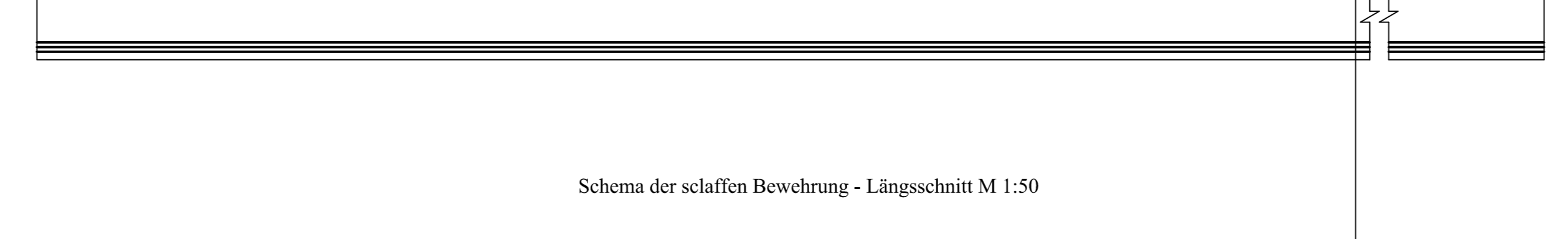
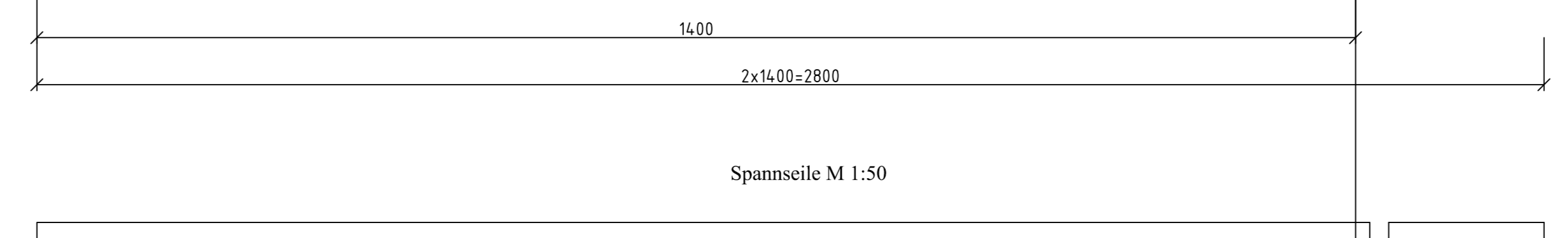
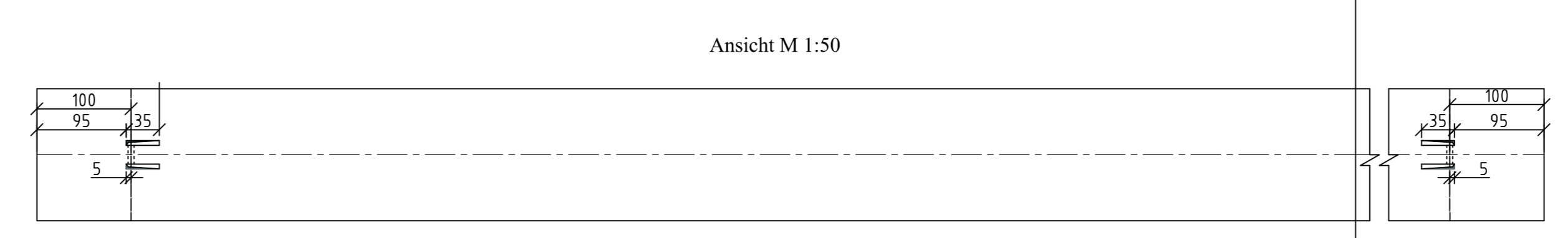
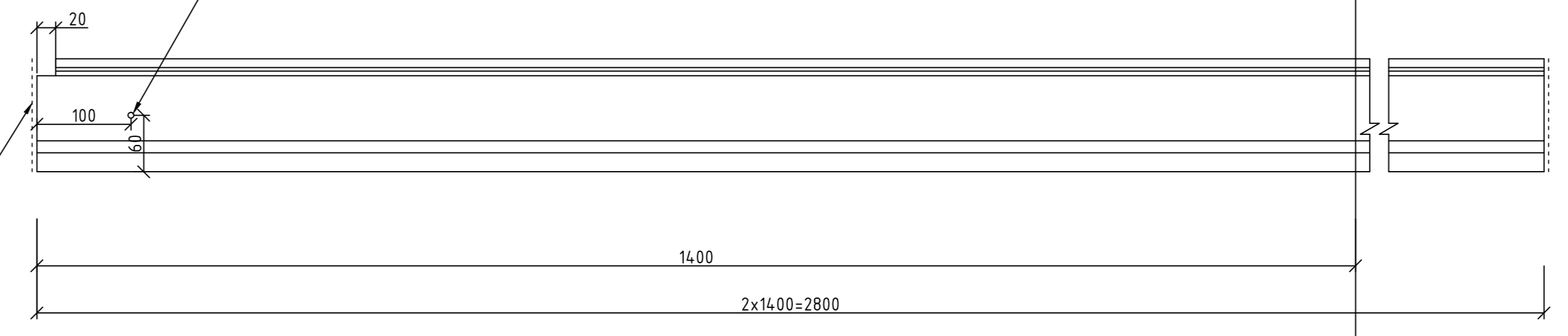
Bewehrungskorb 4.2



Bewehrungskorb 4.3



Balken mit Länge 28,00 m M 1:50



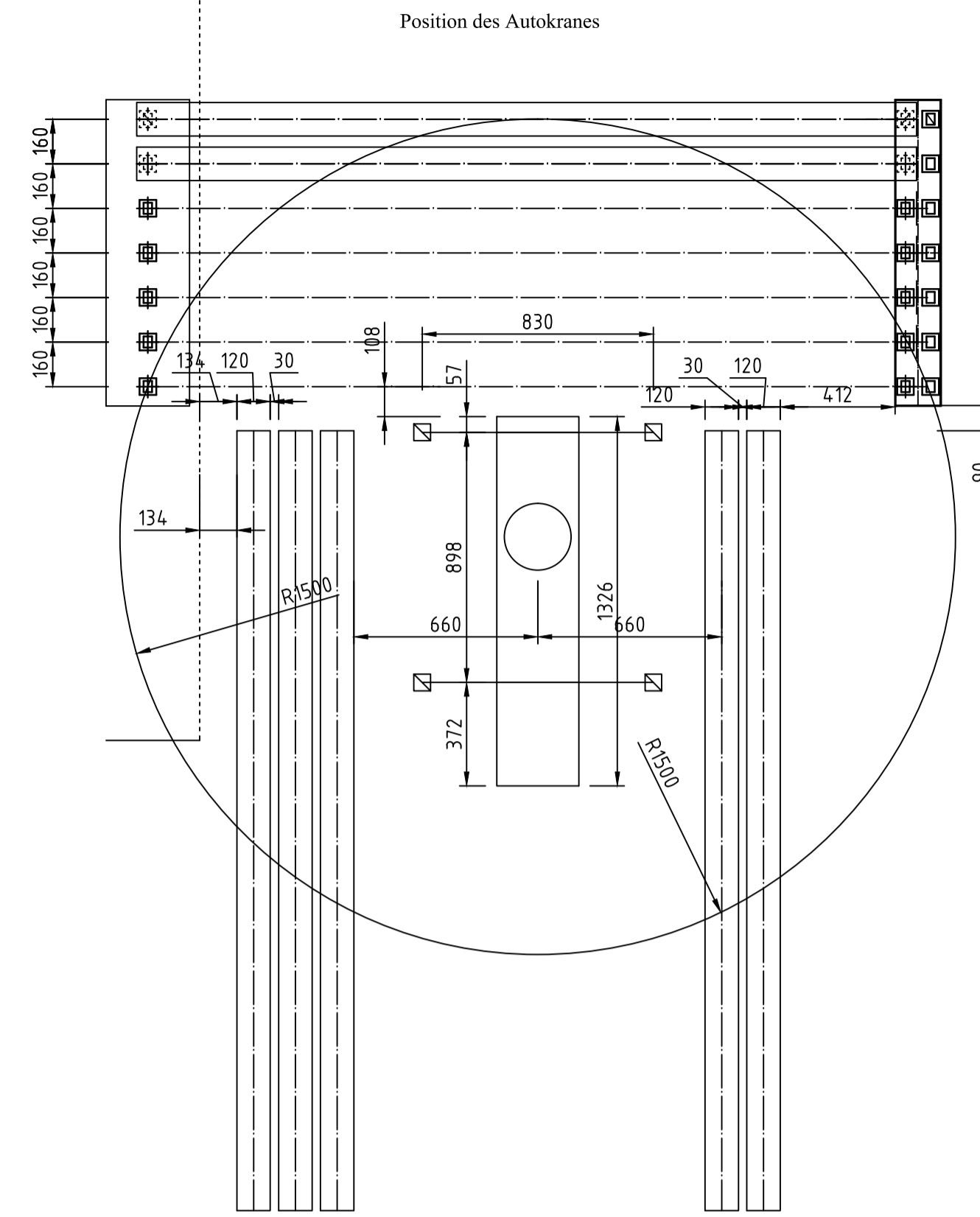
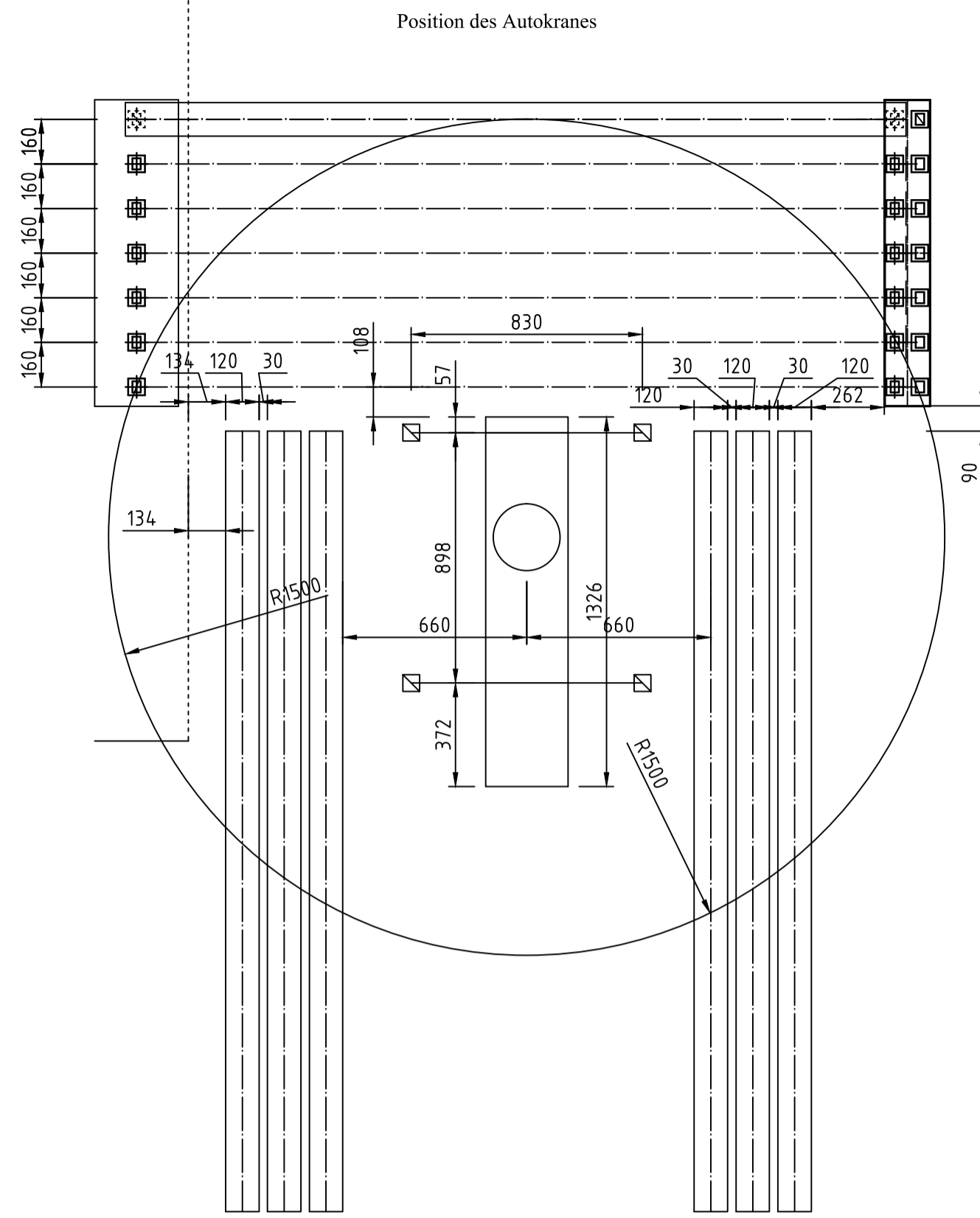
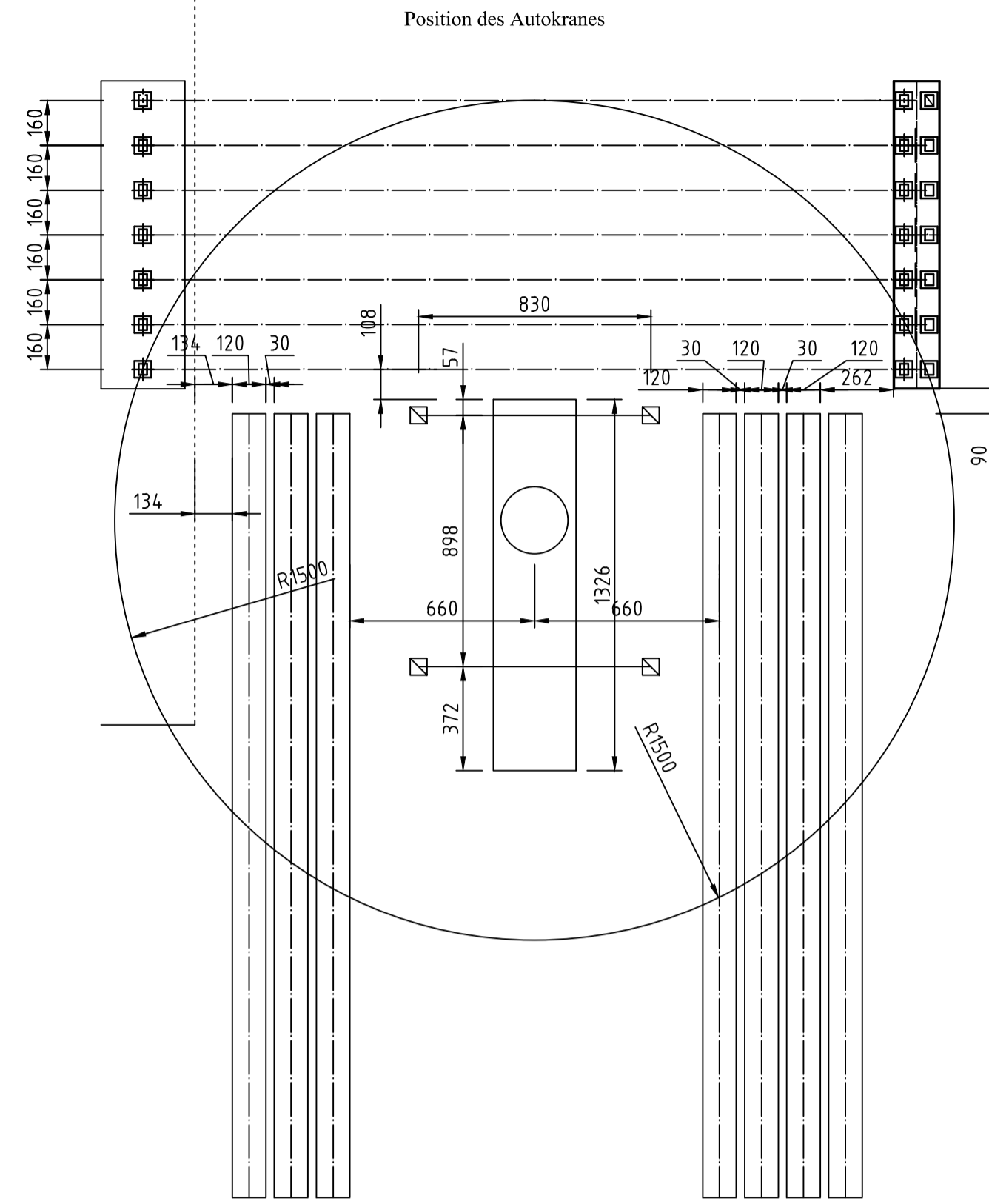
Bewehrungskorb		FLANSCH OBEN		STEG		FLANSCH UNTEN	
2.1	1.1	4.1 B.2	1.2	4.2 B.3	1.3	4.3 B.4	1.4
2.2	1.2	4.2 B.3	1.3	4.3 B.4	1.4	4.3 B.4	1.4

- Bemerkung
- Dieser Entwurf muss mit allen anderen Entwürfen berücksichtigen werden.
  - Alle Dimensionen sind in [cm]
  - Betonklasse:
    - Balken - C35/45, entspricht mit dem bulgarischen Praxis
  - Betondeckung ist 50mm
  - Spannbewehrung:
    - Y1860S7 EN 10138- Stahlseile 1x7 mit bedingtem Durchmesser 12,5mm
    - Anzahl der Seile : 30

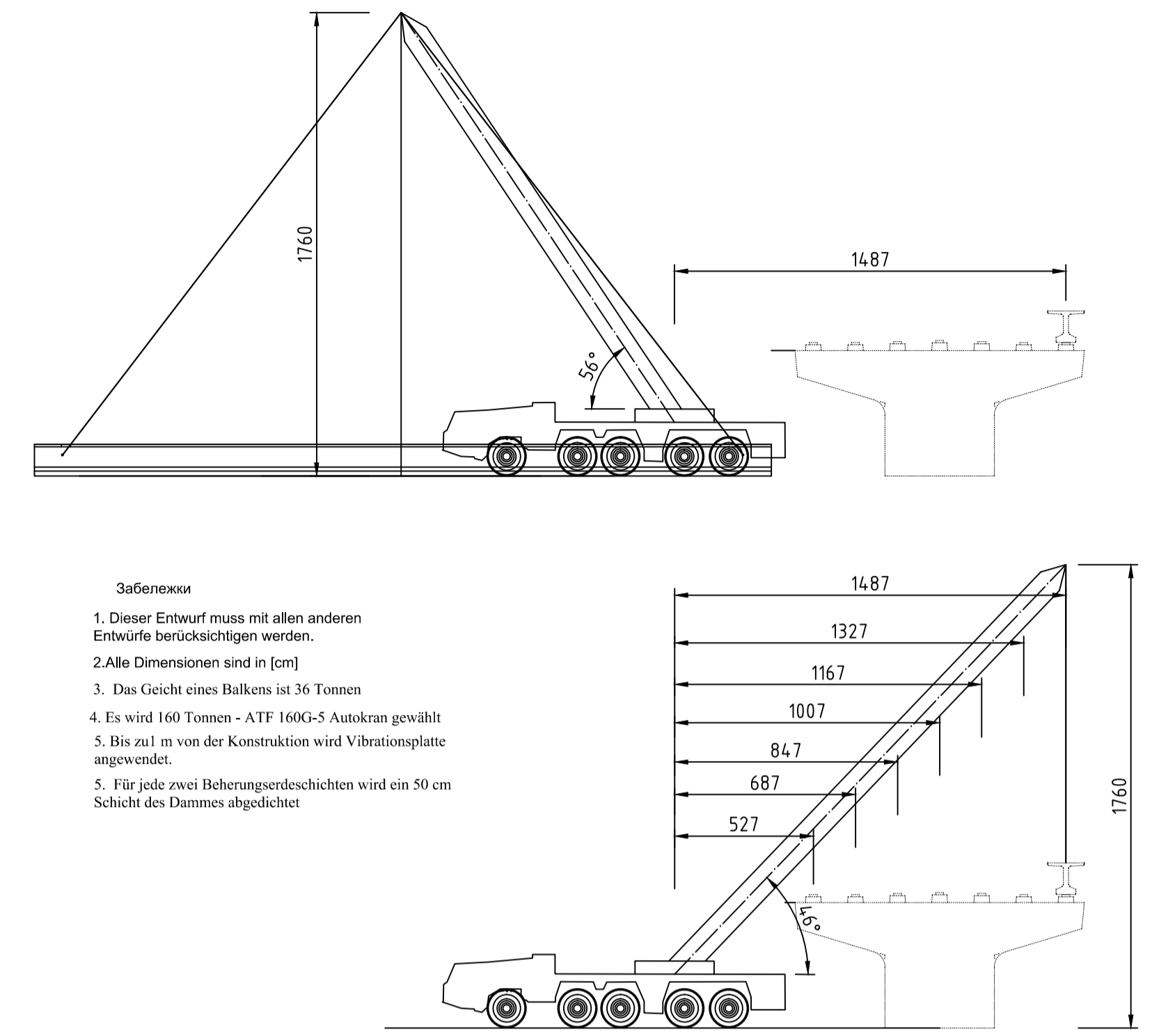
Art	Bewehrungskorb Typ 1				Bewehrungskorb Typ 2				Bewehrungskorb Typ 3				Bewehrungskorb Typ 4			
	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	3.3	3.4	4.1	4.2	4.3	4.3
Anzahl	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	4

Arbeits-Bewehrungsart	Position	Durchmesser	Anzahl	wiederholt	gesamt	Form	cm		m		kg/m		kg	
							einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt	einzel	gesamt
4.3	27	N12	17	4	68	86	86	59	0,888	52				
4.2	26	N12	18	2	36	86	86	31	0,888	28				
4.1	25	N12	18	2	36	86	86	31	0,888	28				
3.4	24	N12	4	2	8	343	343	27	0,888	24				
	23	N12	17	2	34	104	104	35	0,888	31				
3.3	22	N12	4	2	8	339	339	27	0,888	24				
	21	N12	17	2	34	104	104	35	0,888	31				
3.2	20	N12	4	2	8	359	359	29	0,888	26				
	19	N12	18	2	36	104	104	37	0,888	33				
3.1	18	N12	4	2	8	350	350	28	0,888	25				
	17	N12	18	2	36	104	104	37	0,888	33				
2.4	16	N12	8	2	16	343	343	55	0,888	49				
	15	N12	17	2	34	173	173	59	0,888	52				
2.3	14	N12	8	2	16	359	359	57	0,888	51				
	13	N12	17	2	34	173	173	59	0,888	52				
2.2	12	N12	8	2	16	339	339	54	0,888	48				
	11	N12	18	2	36	173	173	62	0,888	55				
2.1	10	N12	8	2	16	350	350	56	0,888	50				
	9	N12	18	2	36	173	173	62	0,888	55				
1.4	8	N12	12	2	24	343	343	85	0,888	76				
	7	N12	17	2	34	278	278	95	0,888	84				
1.3	6	N12	12	2	24	339	339	81	0,888	72				
	5	N12	17	2	34	278	278	95	0,888	84.4				
1.2	4	N12	12	2	24	359	359	86	0,888	76.4				
	3	N12	18	2	36	278	278	100	0,888	88.8				
1.1	2	N12	12	2	24	350	350	24	0,888	21.3				
	1	N12	18	2	36	278	278	100	0,888	88.8				
Summe:						1336,7 kg								

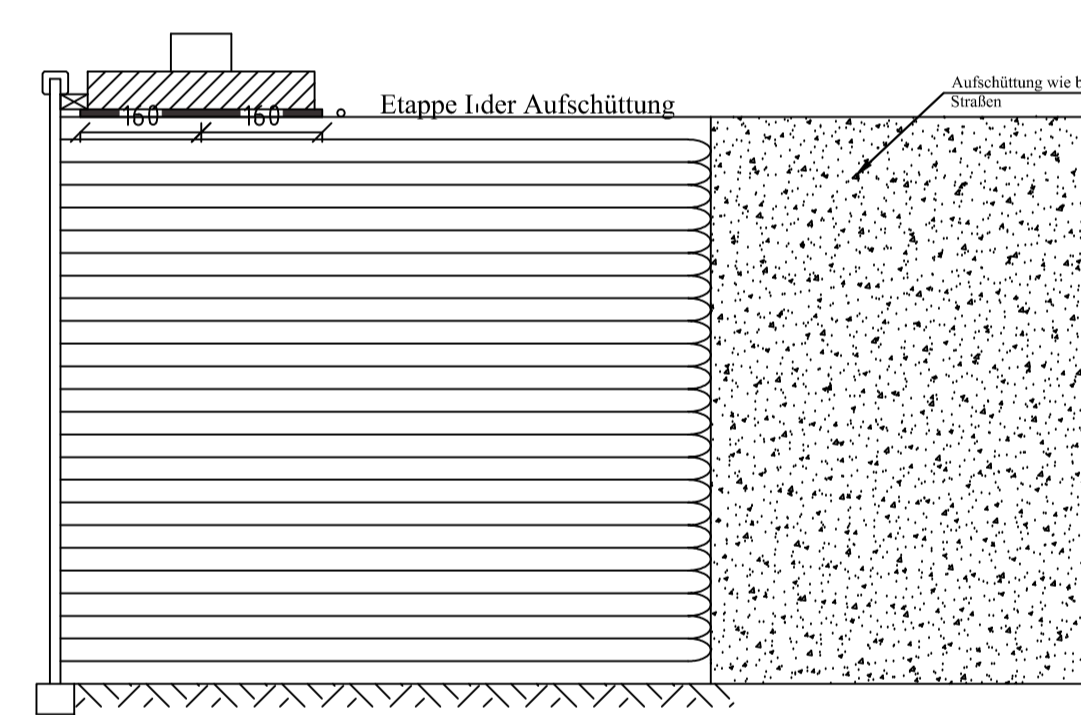
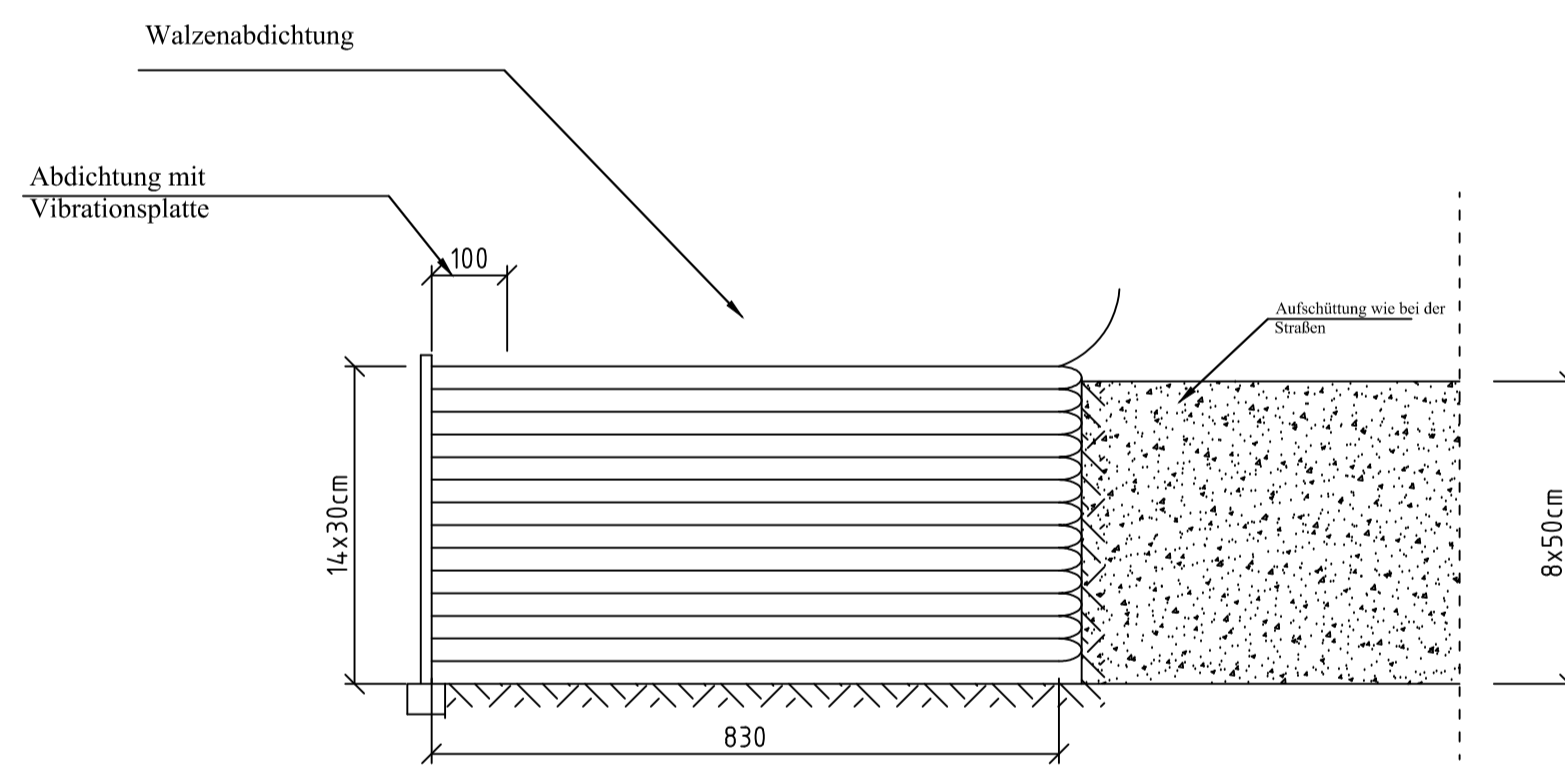
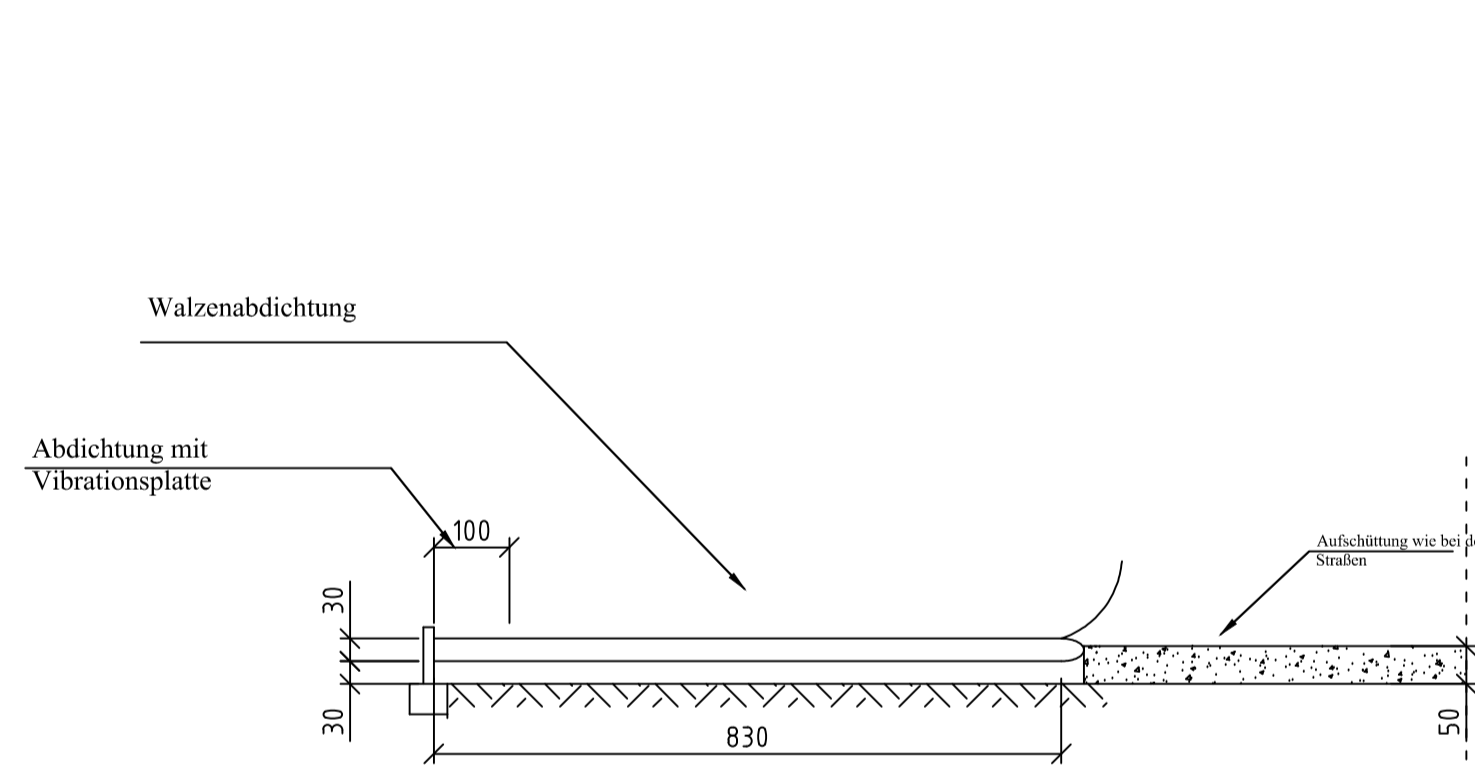
### Montage der Balken M1:200



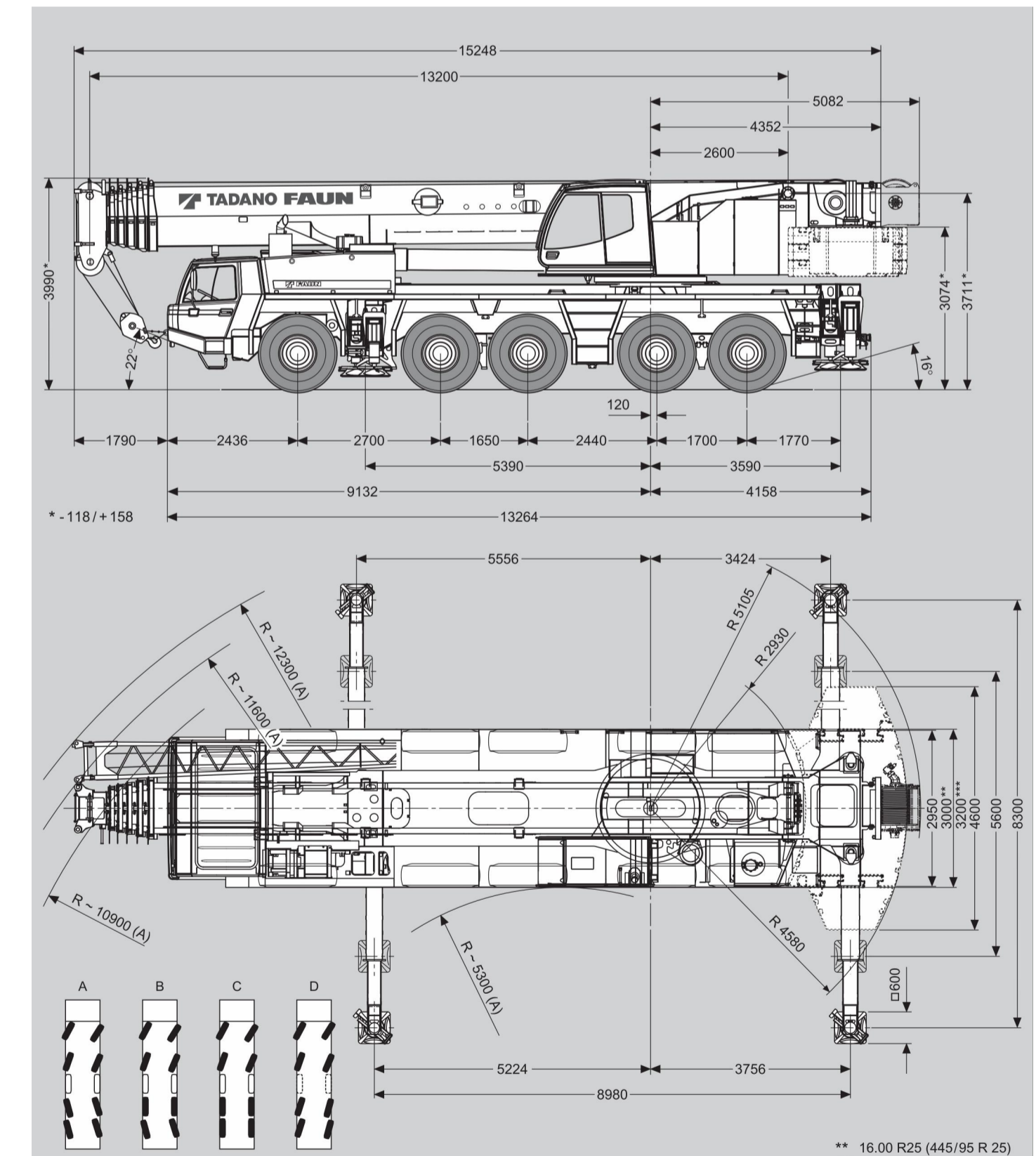
### Position des Autokranes M 1:200



### Aufbau des Widerlagers M 1:100



### Geometrische Eigenschaften des Autokranes



### Monogramm der Tragfähigkeit des Autokranes

