

# Diplomarbeit

## Bemessung von Spannbetonbindern aus hochfestem Beton

**Vorgelegt am:** 22.08.2016

**Von:** **Bachmann, Samuel**  
Buchenweg 16  
08371 Glauchau

**Studiengang:** Bauingenieurwesen  
**Studienrichtung:** Hochbau

**Seminargruppe:** HB 13

**Matrikelnummer:** 4001570

**Praxispartner:** Hentschke Bau GmbH  
Zeppelinstraße 15  
02625 Bautzen

**Gutachter:** Herr Dipl.-Ing. (FH) Jörg Fricke (Hentschke Bau GmbH)  
Herr Dr. Eckart Bothe (Staatliche Studienakademie Glauchau)

SR Hochbau

## **Themenblatt Diplomarbeit**

Studiengang Bauingenieurwesen  
SR Hochbau

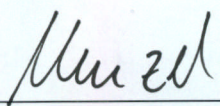
Student: **Samuel Bachmann**  
Matrikelnummer: **4001570**  
Seminargruppe: **4HB13-1**

### **Thema der Diplomarbeit**

**Bemessung von Spannbetonbindern aus hochfestem Beton**

Gutachter/ Betreuer: Dipl.-Ing. (FH) Jörg Fricke  
Gutachter (Studienakademie): Dr. Eckard Bothe

Ausgabe des Themas: **30.05.2016**  
Abgabe der Arbeit an den SG am: **22.08.2016, 14:00:00**

  
Prof. Dagmar Menzel  
Vorsitzende des Prüfungsausschusses  
Technik

**Berufsakademie Sachsen**  
Staatl. Studienakademie Glauchau  
Kopernikusstraße 51  
08371 Glauchau  
Tel. (0 37 63) 173 - 121  
Fax (0 37 63) 173 - 163

[www.ba-glauchau.de](http://www.ba-glauchau.de)



---

## Inhaltsverzeichnis

<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>V</b>
<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>VI</b>
<b>Formelverzeichnis .....</b>	<b>VII</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis .....</b>	<b>IX</b>
<b>1 Einführung.....</b>	<b>1</b>
1.1 Aufgabenstellung, Vorgehensweise und Ziel dieser Betrachtung .....	1
1.2 Vorstellung des Projektes .....	1
<b>2 Theoretische Grundlagen des Spannbetonbaus .....</b>	<b>3</b>
2.1 Grundprinzip .....	3
2.2 Besondere Auswirkungen der Vorspannung .....	5
2.3 Arten der Vorspannung.....	6
2.4 Verlauf der Vorspannung.....	7
<b>3 Berechnung des Grundsystems.....</b>	<b>9</b>
3.1 Vorbemerkungen .....	9
3.2 Statisches System, Baustoffe, Betondeckung und Querschnitt .....	9
3.3 Querschnittswerte .....	11
3.4 Bemessungszeitpunkte, -stellen und Einwirkungen.....	14
3.5 Spannungsberechnung.....	17
3.5.1 Äußere Einwirkungen .....	17
3.5.2 Vorspannung .....	18
3.5.2.1 Spannkraftverluste aus elastischer Verformung zum Zeitpunkt $t_0=1$ d.....	18
3.5.2.2 Zeitabhängige Faktoren .....	20
3.5.2.3 Resultierende Spannungen .....	25
3.5.3 Maximal zulässige Spannungen .....	27
3.6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	28
3.6.1 Bemessung auf Biegung mit Längskraft .....	28
3.6.2 Bemessung auf Querkraft.....	32
3.7 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	35
3.7.1 Überprüfung gerissener Betonquerschnitt .....	35
3.7.2 Begrenzung der Spannungen .....	35

3.7.3	Begrenzung der Verformungen.....	38
3.8	Transportnachweis und seitliches Ausweichen .....	40
3.9	Brandschutznachweis.....	42
3.10	Bauliche Durchbildung.....	43
3.10.1	Eintragungslänge der Spannglieder.....	43
3.10.2	Robustheitsbewehrung .....	45
3.10.3	Querkraftmindestbewehrung .....	46
3.10.4	Oberflächenbewehrung .....	47
<b>4</b>	<b>Optimierung .....</b>	<b>49</b>
4.1	Randbedingungen .....	49
4.2	Veränderung der Spannglieder.....	51
4.3	Veränderung des Querschnitts .....	53
4.4	Auflösung des Querschnitts.....	56
4.5	Kombinierte Veränderungen.....	59
4.5.1	Variante A.....	59
4.5.2	Variante B.....	63
4.5.3	Variante C.....	65
4.5.4	Variante D.....	66
4.5.5	Weitere Überlegungen.....	68
4.6	Kostenbetrachtung.....	69
4.6.1	Vorbemerkung .....	69
4.6.2	Kostenansätze .....	70
4.6.3	Kostenvergleichsrechnung zum Grundsystem .....	71
4.7	Fazit.....	72
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>73</b>
	<b>Quellenverzeichnis.....</b>	<b>75</b>
	<b>Anhangverzeichnis.....</b>	<b>76</b>

**Abbildungsverzeichnis**

<b>Abbildung 1</b>	Beispiel Spannbetonbau.....	4
<b>Abbildung 2</b>	Grundsystem .....	10
<b>Abbildung 3</b>	Lastfälle .....	15
<b>Abbildung 4</b>	Detailansicht für die statische Nutzhöhe d.....	28
<b>Abbildung 5</b>	Statisches System Transport.....	40
<b>Abbildung 6</b>	Längsansicht mit Aussparungen Durchmesser 30 cm .....	58
<b>Abbildung 7</b>	Variante A.....	59
<b>Abbildung 8</b>	Bewehrung im Öffnungsbereich der Variante A .....	62
<b>Abbildung 9</b>	Querschnitt Variante B .....	63
<b>Abbildung 10</b>	Maximalbewehrung Variante B.....	64

**Tabellenverzeichnis**

<b>Tabelle 1</b>	Einwirkungen .....	15
<b>Tabelle 2</b>	Beiwerte.....	17
<b>Tabelle 3</b>	Mindestmaße aus Brandschutzanforderungen .....	43
<b>Tabelle 4</b>	Übersicht zur Darstellung der Ergebnisse der Softwareberechnung .....	50
<b>Tabelle 5</b>	Übersicht zur Kostenvergleichsrechnung .....	72

**Formelverzeichnis**

<b>Formel 1 Spannung .....</b>	<b>4</b>
<b>Formel 2 E-Modul .....</b>	<b>11</b>
<b>Formel 3 Schwerpunkt .....</b>	<b>11</b>
<b>Formel 4 Verhältniswert E-Module .....</b>	<b>12</b>
<b>Formel 5 ideelle Fläche .....</b>	<b>12</b>
<b>Formel 6 Schwerpunkt ideelle Fläche .....</b>	<b>13</b>
<b>Formel 7 Flächenmoment 2. Grades ideelle Fläche .....</b>	<b>14</b>
<b>Formel 8 Lastfallkombination im GZT .....</b>	<b>16</b>
<b>Formel 9 seltene Lastfallkombination im GZG .....</b>	<b>16</b>
<b>Formel 10 Moment .....</b>	<b>19</b>
<b>Formel 11 Dehnung .....</b>	<b>19</b>
<b>Formel 12 Kriechzahl .....</b>	<b>20</b>
<b>Formel 13 Grundzahl des Kriechens .....</b>	<b>21</b>
<b>Formel 14 Beiwert für Auswirkung der relativen Luftfeuchte .....</b>	<b>21</b>
<b>Formel 15 Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters zu Belastungsbeginn .....</b>	<b>21</b>
<b>Formel 16 Effektives Betonalter zu Belastungsbeginn .....</b>	<b>21</b>
<b>Formel 17 Beiwert für die zeitliche Entwicklung des Kriechens .....</b>	<b>22</b>
<b>Formel 18 Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und wirksamen Bauteilhöhe .....</b>	<b>22</b>
<b>Formel 19 Gesamtschwinddehnung .....</b>	<b>23</b>
<b>Formel 20 zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung .....</b>	<b>23</b>
<b>Formel 21 Beiwert zur Berücksichtigung des Verlaufs des Trocknungsschwindens .....</b>	<b>24</b>
<b>Formel 22 autogene Schwinddehnung .....</b>	<b>24</b>
<b>Formel 23 absoluter Wert der Spannungsänderung durch zeitabhängige Faktoren .....</b>	<b>25</b>
<b>Formel 24 Richtwert für die Tafel mit dimensionslosen Beiwerten .....</b>	<b>29</b>
<b>Formel 25 Bewehrungsmenge für die Tafel mit dimensionslosen Beiwerten ...</b>	<b>30</b>
<b>Formel 26 Bemessungswert der Bruchdehnung .....</b>	<b>31</b>

---

<b>Formel 27 Kotangens Druckstrebenneigung .....</b>	<b>33</b>
<b>Formel 28 Querkrafttraganteil des Betons .....</b>	<b>33</b>
<b>Formel 29 Druckstrebentragfähigkeit .....</b>	<b>34</b>
<b>Formel 30 Querkraftbewehrung .....</b>	<b>34</b>
<b>Formel 31 Betonspannung im Zustand II .....</b>	<b>36</b>
<b>Formel 32 Betonstahlspannung im Zustand II .....</b>	<b>37</b>
<b>Formel 33 Effektiver E-Modul .....</b>	<b>39</b>
<b>Formel 34 Durchbiegung in Feldmitte .....</b>	<b>39</b>
<b>Formel 35 Bedingungen des Kippsicherheitsnachweises in der ständigen Bemessungssituation .....</b>	<b>41</b>
<b>Formel 36 Grundwert der Übertragungslänge .....</b>	<b>44</b>
<b>Formel 37 Verbundspannung zum Zeitpunkt t.....</b>	<b>44</b>
<b>Formel 38 Bemessungswert der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt t .....</b>	<b>44</b>
<b>Formel 39 Eintragungslänge .....</b>	<b>45</b>
<b>Formel 40 Robustheitsbewehrung.....</b>	<b>45</b>
<b>Formel 41 kritisches Rissmoment im Zustand I .....</b>	<b>46</b>
<b>Formel 42 Mindestquerkraftbewehrung.....</b>	<b>46</b>
<b>Formel 43 Mindestquerkraftbewehrungsgrad.....</b>	<b>46</b>
<b>Formel 44 Mindestoberflächenbewehrung.....</b>	<b>47</b>



## **Abkürzungsverzeichnis**

EC2	DIN EN 1992
E-Modul	Elastizitätsmodul
EZ	Einbauzustand
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
KSNW	Kippsicherheitsnachweis
TZ	Transportzustand

# 1 Einführung

## 1.1 Aufgabenstellung, Vorgehensweise und Ziel dieser Betrachtung

Auch im Baugewerbe hat in den letzten Jahren ein starker Wettbewerb zu einem hohen Effizienzdruck geführt. Aber nicht für alle neu entwickelten und verbesserten Werkstoffe ist bekannt, wie diese am besten einzusetzen sind. In dieser Arbeit soll der Einsatz eines hochwertigen Betons geprüft werden um dadurch Material einzusparen. Gegeben ist dazu ein Spannbetonbinder, geplant mit der Betondruckfestigkeit C 50/60. Dieses Bauteil soll nun für eine Verwendung von hochfestem Beton C 80/95 umgeplant werden. Weiterhin sollen verschiedene Möglichkeiten der Optimierung des Binders geprüft werden. Ziel ist die Findung eines Querschnitts, der den Materialverbrauch minimiert und die Prüfung, ob diese Ausführung wirtschaftlicher als die des Grundmaterials ist.

Dazu wird nach einem kurzen Überblick über das Projekt und den Spannbetonbau ein Grundsystem von Hand berechnet und bemessen. Die Nachweise werden durchgeführt und anhand von Auslastungen mit dem ursprünglichen Bauteil verglichen. Das Grundsystem entspricht dem gegebenen System in jedem Punkt außer der Betondruckfestigkeit. Die Ansatzpunkte und Möglichkeiten von Anpassungen werden aufgezeigt. Danach werden mit Hilfe von Software verschiedene Varianten von abgeänderten Querschnitten berechnet. Von ausgewählten Bindern werden dann bestimmte Kosten berechnet und verglichen.

## 1.2 Vorstellung des Projektes

Der Freistaat Sachsen plant und errichtet als Bauherr für das Polizeiverwaltungsamt ein neues Logistik- und Servicezentrum in Dresden. Die Baumaßnahme befindet sich im nordwestlichen Teil der Landeshauptstadt Dresden in der Stauffenbergallee 18. Sie ist über die A4 Abfahrt Hellerau und der B 170 folgend zu erreichen. Die direkte Zufahrt auf das Baugrundstück erfolgt von der Fabricestraße. Für die Anlieferung der Spannbetonbinder spielt dies eine entscheidende Rolle in Bezug auf die Baustellenlogistik. Die neu zu erstellenden Gebäude werden in Stahlbeton-Massivbauweise hergestellt. Hierbei kommen sowohl Ort beton als auch Halbfertigteile bzw. Fertigteile zum Einsatz. Das Bauvorhaben umschließt mehrere Gebäude. Der Gebäudekomplex besteht aus den Gebäuden 0, 1 und 2.

Gebäude 0:

Das Gebäude 0 beherbergt die spätere Fahrzeughalle, einschließlich Kfz-Werkstatt und LKW Reparaturhalle. Es wird in monolithischer Stahlbetonbauweise sowie in Halbfertigteilen und Fertigteilen hergestellt. Die Dachdecke der Fahrzeughalle wird in Leichtbauweise als Trapezblechdach ausgebildet. Die Dachlasten werden über die darunterliegenden Spannbetonbinder auf die Umfassungswände abgeleitet. Einer dieser

Spannbetonbinder wird in dieser Arbeit betrachtet. Die Fassade wird mit Profilbauglaspaneelen hergestellt. Das Gebäude hat eine Länge von ca. 63,50 m und eine Gebäudebreite von 43,00 m. Teilweise umfasst es 2 Geschosse und ein Zwischengeschoss. An seiner höchsten Stelle hat das Gebäude eine Höhe von 11,50 m.

#### Gebäude 1:

Auch das Gebäude 1 wird in monolithischer Stahlbetonbauweise in Verbindung mit Halbfertig- bzw. Fertigteilen hergestellt. Die Außenfassade wird ebenfalls wie im Gebäude 0 hergestellt. Im Gebäude 1 werden später die Kfz-Prüfstelle sowie die Werkstätten für Informations- und Kommunikationstechnik ihren Platz finden. Das Gebäude 1 hat eine Gesamtlänge von ca. 63,50 m, eine Gebäudebreite von 17,76 m. Die Geschossanzahl beträgt 2 Geschosse. Das Gebäude ist ca. 8,00 m hoch.

#### Gebäude 2:

Es handelt sich hierbei um ein Bestandsgebäude, welches entkernt und umgebaut werden muss. Das umzubauende Gebäude 2 ist ein ehemaliges Garagengebäude aus der Zeit der ehemaligen DDR. Die Rohbaukonstruktion besteht aus Ziegelbetonstützen, Mauerwerkswänden mit Ziegelstürzen und Stahlbetonunterzügen in Fertigteilbauweise. Die Dachkonstruktion besteht aus Nagelbrettbindern mit einer Spannweite von ca. 15,00 m. In diesem Gebäude wird der Fahrzeugunterstand für die Dienstfahrzeuge sowie die Kurierdienststelle für die Postverteilung untergebracht. Das Gebäude hat eine Länge von ca. 62,90 m und eine Gebäudebreite von 15,98 m. es umfasst ein Geschoss und erstreckt sich bis zu einer Höhe von 6,35 m.

Die Baumaßnahme wurde im Februar 2016 europaweit ausgeschrieben. Submissionstermin für die Abgabe des Angebotes war der 30.03.2016. Die Firma Hentschke Bau erzielte in der Submission den 1. Platz. Nach Auswertung und Prüfung der Angebote war sie auch der wirtschaftlichste Anbieter und erhielt den Zuschlag für die Errichtung des Gebäudekomplexes. Das Bauvorhaben soll im Zeitraum vom 10.05.2016 bis 25.11.2016 abgewickelt werden.

## 2 Theoretische Grundlagen des Spannbetonbaus

### 2.1 Grundprinzip

Im Stahlbetonbau wird die Druckfestigkeit des Betons genutzt, Zugspannungen können vom Beton jedoch nur minimal übernommen werden. Zur Übernahme der Zugspannung wird Bewehrungsstahl eingebaut. Dies erfordert aber besonders bei hochbelasteten Bauteilen viel Platz, da verschiedenste Abstände eingehalten werden müssen. Die Auslastung der Druckzone kann durch höherfeste Betone gesenkt werden, aber zur Aufnahme der Bewehrung muss das Bauteil u. U. vergrößert werden. Diese zusätzliche Last erfordert wieder mehr Bewehrung. Der Ansatz des Spannbetonbaus ist ein anderer. Um die Zugbeanspruchung des Bauteils zu minimieren oder sogar ganz zu vermeiden, wird eine Druckkraft in den Beton eingetragen. Dies geschieht i. Allg. durch hochfeste Stahlglieder. Die Betondruckfestigkeit wird dadurch viel stärker ausgenutzt. Dies kann sogar dazu führen, dass in dem Bauteil überhaupt keine Zugspannungen mehr auftreten; der Querschnitt wird dann als vollständig überdrückt bezeichnet.<sup>1</sup> Rechnerisch wäre in diesem Fall keine schlaffe Bewehrung aus Bewehrungsstahl erforderlich. Die Bauteilabmessungen werden dadurch i. Allg. kleiner.

Bevor durch äußere Einwirkungen an einer Stelle des Querschnitts eine Zugspannung erzeugt werden kann, muss erst die eingetragene Vorspannkraft als Druckspannung abgebaut werden. Die Vorspannkraft kann über die Auslastung und Anzahl der Spannglieder an den benötigten Wert angepasst werden. Sie wirkt den Auswirkungen der äußeren Einwirkungen entgegen<sup>2</sup>.

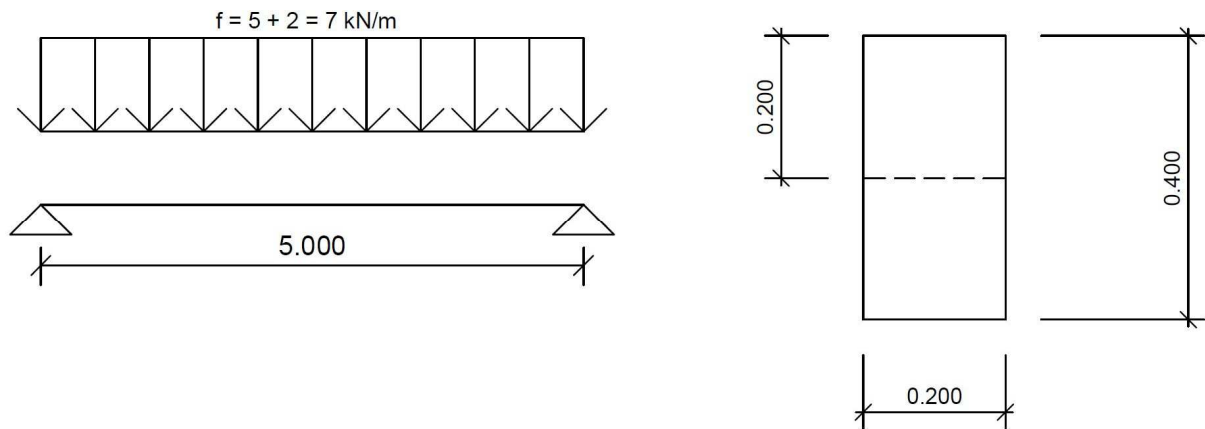
Wird das Spannglied mit Abstand zur Schwerachse eingebaut, wird zusätzlich zur einwirkenden Druckkraft ein Moment erzeugt. Dies kann den Effekt des Entgegenwirkens noch verstärken.

Das Grundprinzip des Spannbetonbaus soll an dem folgenden einfachen Beispiel erläutert werden. Gegeben ist dafür ein Einfeldträger, 20 cm breit und 40 cm hoch. Er ist durch eine Linienlast aus Verkehrslast von 5 kN/m und Eigenlast von 2 kN/m belastet.

---

<sup>1</sup> vgl. ALBERT, DENK, LUBASCH, NITSCH, 2013, S. 1

<sup>2</sup> vgl. ALBERT, DENK, LUBASCH, NITSCH, 2013, S. 2



**Abbildung 1** Beispiel Spannbetonbau

Die Fläche beträgt 0,08 m<sup>2</sup>, die Schwerachse liegt in der Mitte des Querschnitts. Das Flächenträgheitsmoment 2. Grades für den Querschnitt beträgt 0,001067 m<sup>4</sup> (siehe nachfolgende Rechnung), das Moment in Feldmitte aus der Linienlast ist 21,875 kNm. Die daraus resultierende Zugspannung an der Trägerunterseite soll durch die Vorspannung vollständig überdrückt werden. Formel 1 beschreibt die allgemeine Berechnung der Spannung.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} * z$$

#### Formel 1 Spannung

$N$  = Normalkraft [kN]

$A$  = Fläche [m<sup>2</sup>]

$M$  = Moment [kNm]

$I$  = Flächenträgheitsmoment 2. Grades [m<sup>4</sup>]

$z$  = Abstand der betrachteten Stelle zum Schwerpunkt [m]

Nebenrechnung:

$$I = \frac{1}{12} * 0,2m * (0,4m)^3 = 0,001067m^4$$

$$z = \frac{0,4m}{2} = 0,2m$$

Setzt man nun in Formel 1 die resultierende Spannung zu 0 und die Vorspannung  $P$  für  $N$  ein, erhält man für die Trägerunterseite:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} * z = 0 = \frac{P}{0,008} + \frac{21,875}{0,001067} * 0,2$$

$$P = -\frac{21,875}{0,001067} * 0,2 * 0,008 = \underline{\underline{-32,80kN}}$$

Bei mittiger Spanngliedlage („zentrische Vorspannung“) muss also eine Vorspannkraft von rund 32,80 kN eingetragen werden.

Im 2. Schritt wird die Spanngliedlage verändert, um zusätzlich ein Vorspannmoment zu erzeugen; der Term M in Formel 1 wird auf 21,875 kNm + P x 0,1 m erweitert. Dies bedeutet, dass das Spannglied mit einem Abstand von 0,1 m zur Schwerachse eingebaut wird („exzentrische Vorspannung“).

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} * z = 0 = \frac{P}{0,008} + \frac{P * 0,1 + 21,875}{0,001067} * 0,2 = \frac{P}{0,008} + \frac{P * 0,1 + 21,875}{0,005335}$$

$$P = -\frac{21,875}{0,005335} * \frac{1}{\frac{1}{0,008} + \frac{0,1}{0,005335}} = -28,52 \text{ kN}$$

Die Vorspannkraft konnte in diesem Beispiel durch die Momentenwirkung der Vorspannung um ca. 10% gesenkt werden. Aus diesem Grund findet die zentrische Vorspannung selten Anwendung. In den allermeisten Fällen wird das Spannglied an Stellen, an denen das höchste Biegemoment auftritt, auf der Zugseite des Bauteils angeordnet. Die Spanngliedführung beschreibt dann die über die Trägerlänge eventuell veränderliche Lage des Spannglieds<sup>3</sup>.

Aufgrund der sehr hohen und dauerhaften Belastung der Spannglieder sind diese korrosionsanfälliger als normaler Bewehrungsstahl. Daher gelten für Spannglieder erhöhte Ansprüche an den Korrosionsschutz, insbesondere an Betondeckungen, für Hüllrohre sogar i. Allg. der Hüllrohrdurchmesser. Unter Umständen wird auch ein weiterer Nachweis für das Bauteil nötig, der Dekompressionsnachweis.

## 2.2 Besondere Auswirkungen der Vorspannung

Durch die Vorspannung können in Bauteilen Effekte auftreten, welche negative Auswirkungen auf Tragverhalten, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit haben können. Diese Auswirkungen müssen bedacht und eingerechnet werden.

Durch die in 2.1 beschriebene Momentenwirkung eines Spanngliedes können an eigentlich unbelasteten Stellen eines Bauteils Zugspannungen auftreten, so z. B. an der Oberseite eines Einfeldträgers an den Auflagern<sup>4</sup>. Bei vorgespannten Betonfertigteilen kann sich dieser Effekt noch verstärken, da diese über Transportanker verfügen, welche meist nicht an denselben Punkten angeordnet sind wie die Auflager im Endzustand. So wird aus einem Einfeldträger, wie er in Abbildung 1 dargestellt ist, ein Einfeldträger mit 2 Kragarmen. Infolge dessen kann an der Stelle der Transportanker an der Oberseite des Bauteils eine Zugspannung aus der Vorspannung und aus dem

<sup>3</sup> vgl. AVAK, GLASER, 2005, S. 51

<sup>4</sup> vgl. ALBERT, DENK, LUBASCH, NITSCH, 2013, S. 2

Kragarm entstehen. Diese Belastung tritt so nur während Transport und Montage auf, kann aber bemessungsmaßgebend für die Bewehrung an der Oberseite sein.

Die Bauzustände sind also in jedem Fall zu betrachten. Da äußere Einwirkungen gewissermaßen entlastend wirken, kann es zu einer Überlastung des Bauteils im unbelasteten Zustand kommen.

Die Bemessung der Vorspannung erfolgt für eine bestimmte Lastfallkombination im Endzustand. Tritt dieser so nicht ein, kann die Durchbiegung in negativer Richtung, also nach oben, höher als die nach unten werden. Auch die dauerhaft hohe Betonspannung kann zu Problemen im Rahmen der Gebrauchstauglichkeit und der Berechnung der zeitabhängigen Betonverformung führen, auf diese wird unter 2.4 näher eingegangen. Weiterhin sind Spannglieder preisintensiver und der Einbau aufwändiger als bei Betonstahl. Auch muss aufgrund bereits genannter Auswirkungen die Berechnung sehr viel genauer erfolgen.<sup>5</sup>

### **2.3 Arten der Vorspannung**

Neben der schon beschriebenen Unterscheidung in exzentrische und zentrische Vorspannung kann auch nach der Lage des Spannglieds in interne und externe Vorspannung unterschieden werden. Bei interner Lage ist das Spannglied vollständig von Beton umgeben, befindet sich also innerhalb des Betonquerschnitts. Bei externer Vorspannung liegt es außerhalb des Betons.

Das wichtigste Unterscheidungsmerkmal stellt die Art und der Zeitpunkt des Verbundes zwischen Spannglied und Beton dar:

- Vorspannung ohne Verbund
- Vorspannung mit nachträglichem Verbund
- Vorspannung mit sofortigem Verbund

Vorspannung ohne Verbund beschreibt ein Spannglied, welches in einer mit Korrosionsschutzmasse ausgefülltem Hüllrohr oder Mantel liegt. Die Vorspannkraft wird nur an Anker- und eventuell vorliegenden Umlenkstellen in das Bauteil eingeleitet. Da kein Verbund vorliegt, verformen sich Spannglied und Beton unterschiedlich. Dies führt dazu, dass das Spannglied sich gar nicht oder nur indirekt über Auswirkungen der Verformung an Anker- und Umlenkpunkten an der Abtragung von nach dem Vorspannen auftretenden Lasten beteiligt. Dies stellt einen Nachteil dar. Vorteil hingegen ist, dass die Spannglieder mit recht wenig Aufwand nachgespannt, überprüft und ggf. ausgetauscht werden können. Gleichzeitig reduziert die Korrosionsschutzmasse die Reibung. Externe Spannglieder sind immer ohne Verbund eingebaut.

Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund wird ein Hüllrohr in den Bewehrungskorb eingebaut und einbetoniert. Nach ausreichendem Erhärten des Betons wird dann das bereits im Hüllrohr befindliche oder einzubringende Spannglied gegen den Beton

---

<sup>5</sup> vgl. ROMBACH, 2010, S. 15-16

gespannt und danach mit Einpressmörtel verpresst. Nach dessen Erhärten liegt ein Verbund vor. Spannglied und Beton verformen sich gleichmäßig. Das Spannglied beteiligt sich dabei an der Abtragung weiterer auftretender Lasten.<sup>6</sup> Dies stellt im Gegensatz zu Vorspannung ohne Verbund einen großen Vorteil dar. Durch das einbetonierte Hüllrohr und die damit verbundene Lagesicherung durch den Beton ermöglicht dies eine nahezu freie Führung des Spanngliedes über die Länge des Bauteils. Damit liegt ein über die Länge veränderlicher Hebelarm vor und dadurch auch ein variables Moment. So kann das jeweils aus der Vorspannung resultierende Moment einem Lastfall angepasst werden und entgegenwirken. Nachteilig sind der immer sicherzustellende Korrosionsschutz, welcher besonders ein sorgfältiges Einbauen und Verpressen erfordert, der Einfluss von Reibung und die Unklarheit über Verhältnisse im Hüllrohr. Diese Form der Vorspannung findet am häufigsten auf der Baustelle, aber auch im Fertigteilwerk Anwendung.

Bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund wird zuerst das Spannglied angespannt, an der Spanneinrichtung verankert und dann einbetoniert. Nachdem eine ausreichende Betonfestigkeit erreicht ist und ein Verbund vorliegt, wird die Verankerung gelöst. Diese Technologie wird wegen des Verankerungsaufwands eigentlich nur in Fertigteilwerken angewandt und ist besonders für eine Serienproduktion geeignet. Einen Vorteil bietet der durch den einbettenden Beton realisierte Korrosionsschutz. Ein weiterer Vorteil ist die geringere Anzahl der Arbeitsschritte. Der Hauptnachteil ist, dass eine von der Gerade abweichende Spanngliedführung kaum ausführbar und damit eine Momentenanpassung so gut wie unmöglich ist.

Auch nach der Form des Spanngliedes kann in Spanndrähte, Spannlitzen, welche aus verseilten Drähten bestehen, und Spannstabstahl unterschieden werden. Hiervon werden größtenteils Litzen eingesetzt. Weiterhin können andere Materialien als Spannglied eingesetzt werden. Dazu zählen u. a. Glas-, Aramid – und Kohlenstofffasern, welche zu Drähten verseilt oder zu Stäben zusammengeklebt werden.

## **2.4 Verlauf der Vorspannung**

In Abschnitt 2.3 wurde bereits auf den Längsverlauf des Vorspannmoments durch eine variable Spanngliedlage eingegangen. Diese Spanngliedführung kann z. B. durch Kreis- oder Parabelfunktionen beschrieben werden. Falls der Spanngliedverlauf aber keine Gerade darstellt und keine Vorspannung mit sofortigem Verbund vorliegt, wird das Anspannen des Spanngliedes durch die Reibung zwischen Spannglied und Hüllrohr behindert und die Spannung nimmt zum Festanker hin ab. So entsteht ein örtlicher Verlauf der Vorspannung, welcher unbedingt eingerechnet werden muss.

In jedem Fall aber wird die Vorspannung von zeitabhängigen Faktoren beeinflusst. Es entsteht also auch ein zeitlicher Verlauf der Vorspannung. Beton verkürzt sich während

---

<sup>6</sup> vgl. ROMBACH, 2010, S. 55



der fortlaufenden Erhärtung, er schwindet. Steht er zusätzlich unter einer dauerhaften Beanspruchung, wie es im Spannbetonbau durch die Vorspannung der Fall ist, verkürzt er sich in Abhängigkeit von der Größe und der Dauer der Belastung; der Beton kriecht. Auch der Spannstahl steht unter Dauerbelastung, dadurch findet der Prozess der Relaxation statt. Dies führt zu einer Spannungsabnahme bei gleichbleibender Dehnung.

Sowohl der zeitliche als auch ein eventuell vorliegender örtlicher Verlauf der Vorspannung müssen in der Bemessung berücksichtigt werden. Dies führt dazu, dass in jedem Fall eine Bemessung für mehrere Zeitpunkte, mindestens den der maximalen Vorspannung direkt nach dem Spannen und den der minimalen Vorspannung am Ende des Nutzungszeitraums des Bauteils, sowie verschiedene Orte nötig ist.

### **3 Berechnung des Grundsystems**

#### **3.1 Vorbemerkungen**

In diesem Kapitel soll eine Bemessung eines Spannbetonbinders per konventioneller Rechnung durchgeführt werden. Grundlage ist dabei soweit möglich das in der Ausführungsstatik festgelegte System. Alle Parameter werden aus der Ausführungsstatik übernommen. Lediglich die Betonfestigkeit wird auf C 80/95 erhöht. Aufgrund von Unausführbarkeit müssen einige Werte angepasst werden, siehe Betondeckung unter Punkt 3.2.

Die Nachweise erfolgen nach EC2 (DIN EN 1992 – auch Eurocode 2 genannt). Die Eingangswerte sind, soweit nicht anders angegeben, auch dem EC2 in Verbindung mit den nationalen Dokumenten entnommen. Alle in dieser Arbeit enthaltenen Abbildungen und Zeichnungen sind nicht maßstabsgerecht. Ausgewählte Werte werden mit dem System in C 50/60 verglichen. Die Berechnung für den normalfesten Beton findet sich in Anhang 1.

#### **3.2 Statisches System, Baustoffe, Betondeckung und Querschnitt**

Das statische System des Einfeldträgers wird vereinfacht mit einer Länge von 21,6 m festgelegt.

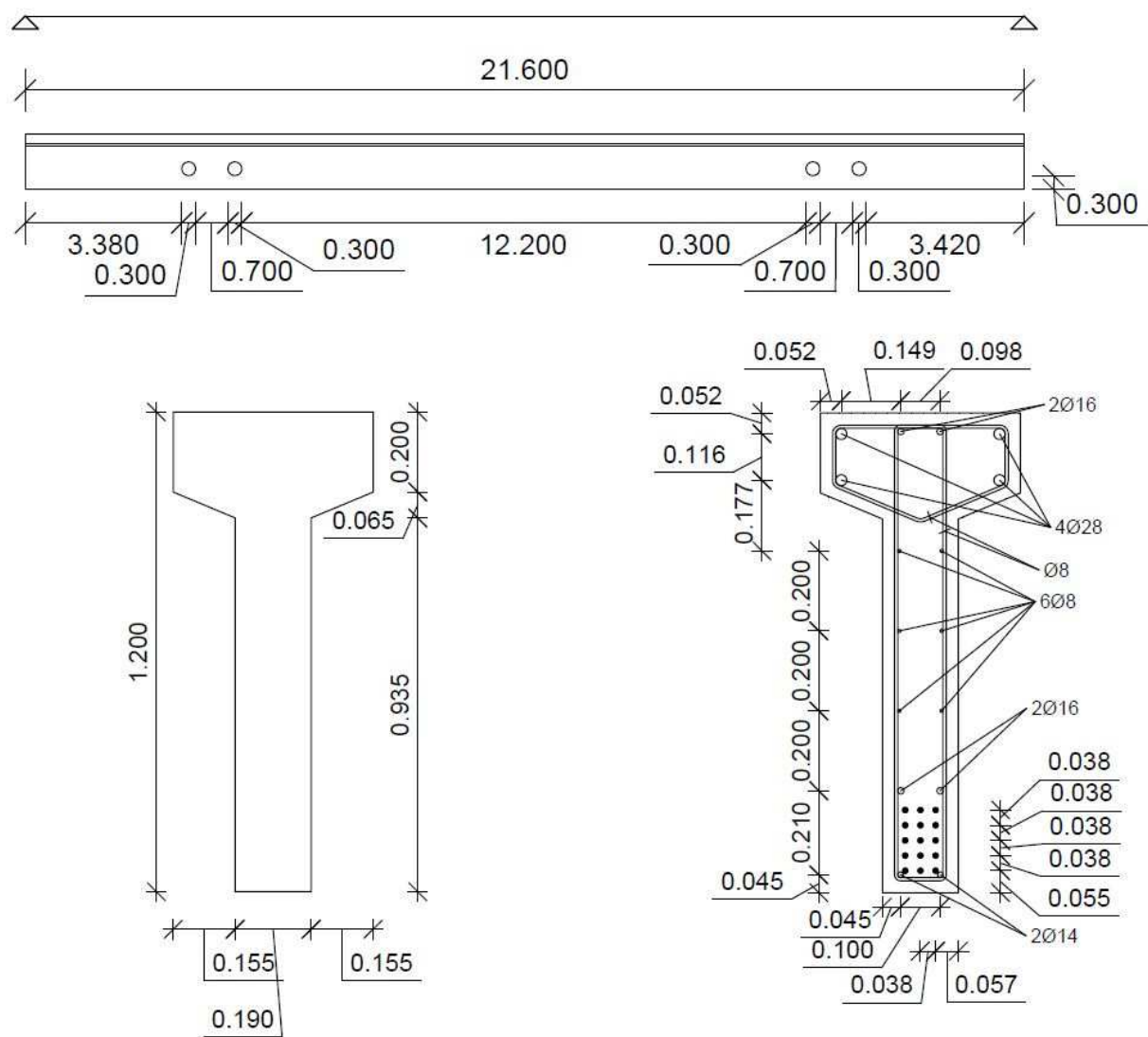
Es werden die folgenden Baustoffe eingesetzt:

- Beton C 80/95
- Stabstahl DIN EN 488 - B500B, Durchmesser 8-28 mm
- Spannstahl Y1770, Siebendrahtlitzen, Durchmesser 12,5 mm, im sofortigen Verbund

Das Nennmaß der Betondeckung wurde zu 3 cm festgelegt und da es sich um ein Innenbauteil handelt, welches im Dachbereich keinen weiteren Einflüssen ausgesetzt ist, beträgt die Expositionsklasse nach EC2 XC1<sup>7</sup>. Die Feuchtigkeitsklasse ist WO. Die Betondeckung ist mit einem Verlegemaß von 3 cm auf die Bügel für einen Stabdurchmesser von höchstens 28 mm ausreichend. Für die Spannglieder wurde eine Betondeckung von 4,875 cm festgelegt, diese ist größer als der 2,5-fache Litzendurchmesser zzgl. 10 mm und damit genügend. Die Achsmaße der Bewehrung weichen von der Statik für C 50/60 ab, da dort die Werte nicht ausreichend waren. Weitere Maße wie Achsmaße etc. sind der nachfolgenden Skizze zu entnehmen. Bemaßungen sind in m, Durchmesser des Bewehrungsstahls in mm.

---

<sup>7</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011, 4.2



**Abbildung 2** Grundsystem

Die Anzahl und der Durchmesser von Bewehrungs- und Spannstahl wurden aus der Statik C 50/60 übernommen.

Die Spannlitzen haben eine charakteristische Zugfestigkeit  $f_{pk}$  von 1770 N/mm<sup>2</sup> und eine charakteristische Streckgrenze<sup>8</sup>  $f_{p0,1k}$  bei 0,1% bleibender Dehnung von 1500 N/mm<sup>2</sup>.<sup>9</sup> Die Anfangsspannung des Spannstahls beträgt 1000 N/mm<sup>2</sup> in jeder Lage.

Der Beton hat zum Zeitpunkt der erstmaligen Belastung durch die Vorspannung eine mittlere Druckfestigkeit  $f_{cm}$  von 50 N/mm<sup>2</sup>. Dieser Wert wurde aus Versuchen ermittelt. Damit lässt sich mit Formel 2 der zu diesem Zeitpunkt wirkende E-Modul (Elastizitätsmodul) berechnen:<sup>10</sup>

<sup>8</sup> die Bedeutung der Streckgrenze entspricht der Fließgrenze des Betonstahls

<sup>9</sup> vgl. AVAK, GLASER, 2005, S. 40

<sup>10</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011, 3.1.3

$$E_{cm}(t) = \left[ \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0,3} \cdot E_{cm}$$

**Formel 2 E-Modul**

$f_{cm}(t)$  = mittlere Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt t [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{cm}$  = mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$E_{cm}$  = E-Modul nach 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

Lösung:

$$E_{cm}(t_0 = 1) = \left[ \frac{50}{88} \right]^{0,3} \cdot 42000 = \underline{\underline{35448,3063 \text{ N/mm}^2}}$$

Aufgrund der vorhandenen Expositionsklasse XC1 ist ein Dekompressionsnachweis nicht erforderlich.<sup>11</sup>

### 3.3 Querschnittswerte

Berechnung der Schwerpunktlage der Bruttobetonfläche von der Oberkante mit Formel 3:

$$z_{s,c} = \frac{\sum (A_{c,i} \cdot z_{s,i})}{\sum A_{c,i}}$$

**Formel 3 Schwerpunkt**

$A_{c,i}$  = Betonbruttofläche, Einzelfläche [m<sup>2</sup>]

$z_{s,i}$  = Abstand des Schwerpunktes der Einzelfläche [m]

Nebenrechnungen:

$$A_{c,1} = 0,5 \cdot 0,2 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$z_{s,2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$A_{c,2} = 0,5 \cdot 0,065 \cdot 0,155 = 0,0050375 \text{ m}^2$$

$$z_{s,2} = 0,2 + \frac{1}{3} \cdot 0,065 = 0,22167 \text{ m}$$

$$A_{c,3} = 1,0 \cdot 0,19 = 0,19 \text{ m}^2$$

$$z_{s,2} = 0,2 + \frac{1,0}{2} = 0,7 \text{ m}$$

$$\sum A_{c,i} = A_c = 0,1 + 2 \cdot 0,0050375 + 0,19 = 0,300075 \text{ m}^2$$

Lösung:

$$z_{s,c} = \frac{0,1 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,0050375 \cdot 0,22167 + 0,19 \cdot 0,7}{0,300075} = \underline{\underline{0,484 \text{ m}}}$$

<sup>11</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2013, NDP Zu 7.3.1 (5)

Es soll aber mit den ideellen Werten gerechnet werden. Diese berücksichtigen, dass sich Spannstahl und Bewehrungsstahl an der Lastabtragung beteiligen. Als Eingangswerte werden die Verhältnismodule der E-Module  $\alpha_{es}$  von Bewehrungsstahl und Beton sowie  $\alpha_{ep}$  von Spannstahl und Beton benötigt. Allgemein errechnet sich der Verhältnismodul  $\alpha_e$  nach folgender Formel 4:

$$\alpha_e = \frac{E_1}{E_2}$$

**Formel 4 Verhältnismodul E-Module**

$E_1$  = Elastizitätsmodul Material 1 (hier  $E_p$  für Spannstahl oder  $E_s$  für Betonstahl) [N/mm<sup>2</sup>]

$E_2$  = Elastizitätsmodul Material 2 (hier  $E_{cm}$  für Beton) [N/mm<sup>2</sup>]

Damit ergeben sich nach Formel 4  $\alpha_{ep}$  und  $\alpha_{es}$  zu:

$$\alpha_{ep} = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{42000} = \underline{\underline{4,642857}}$$

$$\alpha_{es} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{42000} = \underline{\underline{4,761905}}$$

Nach KRÜGER und MERTZSCH<sup>12</sup> lässt sich der ideelle Flächeninhalt  $A_i$  mit folgender Formel errechnen:

$$A_i = A_c + (\alpha_{ep} - 1) * \sum A_{p,j} + (\alpha_{es} - 1) * \sum A_{s,k}$$

**Formel 5 ideelle Fläche**

$A_c$  = Betonbruttofläche [m<sup>2</sup>]

$\alpha_{ep}$  = Verhältnismodul E-Module Spannstahl und Beton

$A_{p,j}$  = Spannstahlfläche, Einzelfläche [m<sup>2</sup>]

$\alpha_{es}$  = Verhältnismodul E-Module Bewehrungsstahl und Beton

$A_{s,k}$  = Bewehrungsstahlfläche, Einzelfläche [m<sup>2</sup>]

Nebenrechnung:

$$\sum A_{p,j} = A_p = 5 * 3 * 0,934 = 14,01 \text{ cm}^2 = 0,001401 \text{ m}^2$$

$$\sum A_{s,k} = A_s = 2 * 2,01 + 4 * 6,16 + 6 * 0,5 + 2 * 2,01 + 2 * 1,54 = 38,76 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_{s,k} = 0,003876 \text{ m}^2$$

<sup>12</sup> KRÜGER, MERTZSCH, 2012, S. 105

Lösung:

$$A_i = 0,300075 + (4,642857 - 1) * 0,001401 + (4,761905 - 1) * 0,003876$$

$$A_i = \underline{\underline{0,319760\text{m}^2}}$$

Der Randabstand des Schwerpunkts der ideellen Fläche lässt sich mit Formel 6<sup>13</sup> berechnen:

$$e_i = \frac{A_c * e_c + (\alpha_{ep} - 1) * A_p * e_p + (\alpha_{es} - 1) * A_s * e_s}{A_i} \quad \text{Formel 6 Schwerpunkt ideelle Fläche}$$

$A_c$  = Betonbruttofläche [m<sup>2</sup>]

$e_c$  = Randabstand des Schwerpunkts der Betonbruttofläche (hier von unten) [m]

$\alpha_{ep}$  = Verhältnisswert E-Module Spannstahl und Beton

$A_p$  = Spannstahlfläche [m<sup>2</sup>]

$e_p$  = Randabstand des Schwerpunkts der Spannglieder (hier von unten) [m]

$\alpha_{es}$  = Verhältnisswert E-Module Bewehrungsstahl und Beton

$A_s$  = Bewehrungsstahlfläche [m<sup>2</sup>]

$e_s$  = Randabstand des Schwerpunkts der Bewehrungsstäbe (hier von unten) [m]

$A_i$  = ideelle Fläche [m<sup>2</sup>]

Nebenrechnungen:

$$e_c = 1,2 - 0,484 = 0,716\text{m}$$

$$e_p = 0,055 + 2 * 0,038 = 0,131\text{m}$$

$$e_s = \left[ 2 * 6,16 * (120 - 5,2) + 2 * 2,01 * \left( 120 - 3,8 - \frac{1,6}{2} \right) + 2 * 6,16 * (120 - 5,2 - 11,6) + 2 * 0,5 * (3 * 4,5 + 3 * 21 + 6 * 20) + 2 * 2,01 * (4,5 + 21) + 2 * 1,54 * 4,5 \right] / 38,76 = \frac{3462,538}{38,76} = 89,33\text{cm} = 0,8933\text{m}$$

Lösung:

$$e_i = [0,300075 * 0,716 + (4,642857 - 1) * 0,001401 * 0,131 + (4,761905 - 1) * 0,003876 * 0,8933] / 0,31976$$

$$e_i = \frac{0,2148537 + 0,0006685772 + 0,01302534}{0,31976} = \frac{0,2285476}{0,31976} = \underline{\underline{0,7147\text{m}}}$$

<sup>13</sup> vgl. AVAK, GLASER, 2005, S. 13

Damit kann das ideelle Flächenträgheitsmoment 2. Grades  $I_i$  errechnet werden<sup>14</sup>:

$$I_i = I_c + (\alpha_{es} - 1) * \sum (A_{s,i} * z_{cs,i} * z_{is,i}) + (\alpha_{ep} - 1) * \sum (A_{p,j} * z_{cp,j} * z_{ip,j})$$

### Formel 7 Flächenmoment 2. Grades ideelle Fläche

$I_c$  = Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Betonbruttofläche [m<sup>4</sup>]

$\alpha_{es}$  = Verhältniswert E-Module Bewehrungsstahl und Beton

$A_{s,i}$  = Bewehrungsstahlfläche, Einzelfläche [m<sup>2</sup>]

$z_{cs,i}$  = Abstand der Schwerpunkte Bruttobetonfläche und Einzelfläche Bewehrungsstahl [m]

$z_{is,i}$  = Abstand der Schwerpunkte ideelle Fläche und Einzelfläche Bewehrungsstahl [m]

$\alpha_{ep}$  = Verhältniswert E-Module Spannstahl und Beton

$A_{p,j}$  = Spannstahlfläche, Einzelfläche [m<sup>2</sup>]

$z_{cp,j}$  = Abstand der Schwerpunkte Bruttobetonfläche und Einzelfläche Spannstahl [m]

$z_{ip,j}$  = Abstand der Schwerpunkte ideelle Fläche und Einzelfläche Spannstahl [m]

Nebenrechnung:

Die Terme  $\sum (A_{s,i} * z_{cs,i} * z_{is,i})$  und  $\sum (A_{p,j} * z_{cp,j} * z_{ip,j})$  werden aus Platzgründen im Anhang 2 berechnet.

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12} * 0,5 * 0,2^3 + 0,1 * (0,484 - 0,1)^2 + 2 * \left( \frac{1}{36} * 0,155 * 0,065^3 + 0,0050375 \right. \\ &\quad \left. * (0,484 - 0,22167)^2 \right) + \frac{1}{12} * 0,19 * 1,0^3 + 0,19 * (0,484 - 0,7)^2 \\ I_c &= 0,01507893 + 2 * 0,000347848 + 0,02469797 = 0,0404726m^4 \end{aligned}$$

Lösung:

$$I_i = 0,0404726 + (4,761905 - 1) * 0,00066418 + (4,642857 - 1) * 0,00048244$$

$$I_i = \underline{\underline{0,0447286m^4}}$$

Das Flächenträgheitsmoment der ideellen Fläche sowie deren Flächeninhalt sind etwas geringer als in C 50/60, da der E-Modul des Betons C 80/95 höher ist.

### 3.4 Bemessungszeitpunkte, -stellen und Einwirkungen

Die Bemessung findet für den Zeitpunkt des Ausschalens bzw. Anspannens  $t_0=1$  d, den Belastungszeitpunkt im Einbauzustand  $t_1=31$  d (das bedeutet 30 Tage nach Erstbelastung) und das Ende der Nutzungsdauer mit  $t_\infty=\infty$  statt.

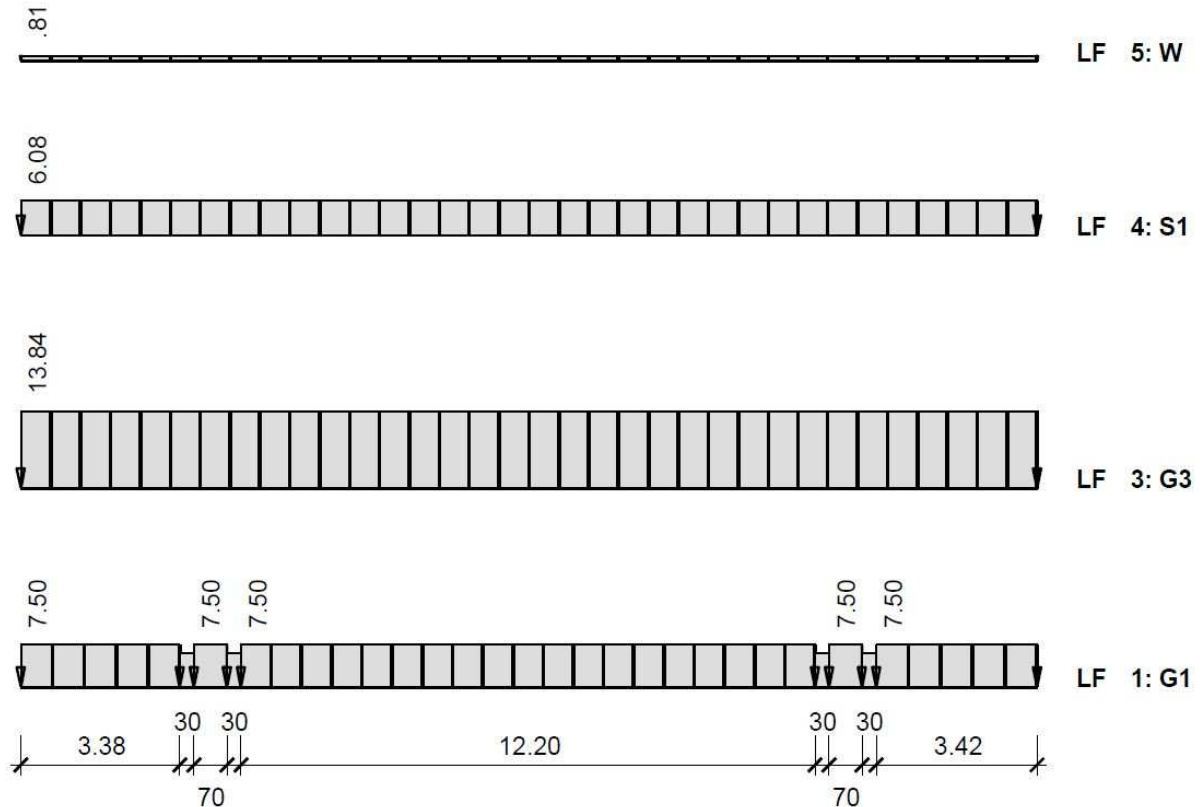
Zum Zeitpunkt  $t_0$  wirkt die Vorspannung mit maximalem Betrag. Der Beton muss die eingetragene Vorspannung aufnehmen können. Auch das Eigengewicht muss das

<sup>14</sup> vgl. ROMBACH, 2010, S. 34

Bauteil abtragen können. Zusätzlich wird noch ein Transportnachweis für eine vorübergehende Bemessungssituation notwendig.

Ab  $t_1$  können alle äußeren Lasten auftreten. Der Beton hat seine volle Druckfestigkeit erreicht. Für  $t_\infty$  wirkt die Vorspannung mit dem kleinsten Betrag; Kriechen, Schwinden und Relaxation sind abgeschlossen.

Die Einwirkungen für die Bemessung werden der Statik für den Beton C 50/60 entnommen:



**Abbildung 3** Lastfälle

Dabei steht G1 für das Eigengewicht des Binders, G3 für die Last aus dem Eigengewicht der Dachkonstruktion, W für die Windlast und S für die Schneelast. Sie sind jeweils in kN/m angegeben. Der verringerte Wert für G1 im Bereich der Öffnungen beträgt 6,08 kN/m.

Die resultierenden Auflagerreaktionen bei  $x=0$  m und Momente bei  $x=10,80$  m (Trägermitte) (für die Berechnung siehe Anhang 3) sind in folgender Tabelle dargestellt:

Lastfall	$A_{v,k}$ bei $x=0$ m [kN]	$M_k$ bei $x=10,80$ m [kNm]
Eigenlast Binder ( $g_1$ )	80,164	434,043
Eigenlast Dachaufbau ( $g_3$ )	149,472	807,149
Wind ( $w$ )	8,748	47,239
Schnee ( $s$ )	65,664	354,586

**Tabelle 1** Einwirkungen



Lastfall g<sub>2</sub> ist im Programm als Aufbeton verankert, da dieser nicht vorkommt, bleibt dieser Lastfall unberücksichtigt.

Die Kombinationen der Einwirkungen für die Nachweise werden erst unmittelbar bei den Nachweisen nach den folgenden Formeln gebildet und falls nötig mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt:

Die Bemessungswerte der Einwirkungskombination in den Lastfallkombinationen für den GZT (Grenzzustand der Tragfähigkeit) werden nach der folgenden Formel 8 gebildet<sup>15</sup>:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * E_{Gk,j} \oplus \gamma_P * P \oplus \gamma_{Q,1} * E_{Qk,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * E_{Qk,i}$$

**Formel 8 Lastfallkombination im GZT**

$\gamma_{G,j}$  = Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

$E_{Gk,j}$  = charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung

$\oplus$  = bedeutet „in Kombination mit“

$\gamma_P$  = Teilsicherheitsbeiwert für die Vorspannung

$P$  = charakteristischer Wert der Vorspannung

$\gamma_{Q,1}$  = Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Leiteinwirkung

$E_{Qk,1}$  = charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung

$\gamma_{Q,i}$  = Teilsicherheitsbeiwert für weitere veränderliche Einwirkungen

$\psi_{0,i}$  = Kombinationsbeiwerte der weiteren veränderlichen Einwirkungen

$E_{Qk,i}$  = charakteristische Werte der weiteren veränderlichen Einwirkungen

Die Bemessungswerte der Einwirkungskombination in den Lastfallkombinationen für den GZG (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) werden in der seltenen (charakteristischen) Kombination nach Formel 9<sup>16</sup> berechnet:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} \oplus P_k \oplus E_{Qk,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * E_{Qk,i}$$

**Formel 9 seltene Lastfallkombination im GZG**

$E_{Gk,j}$  = charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung

$\oplus$  = bedeutet „in Kombination mit“

$P_k$  = charakteristischer Wert der Vorspannung

$E_{Qk,1}$  = charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung

$\psi_{0,i}$  = Kombinationsbeiwerte der weiteren veränderlichen Einwirkungen

$E_{Qk,i}$  = charakteristische Werte der weiteren veränderlichen Einwirkungen

<sup>15</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2010a, 6.4.3.2

<sup>16</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2010a, 6.5.3.2

Die Berechnung der häufigen und quasi-ständigen Kombination erfolgt nach sehr ähnlichen Formeln, auf deren Darstellung aus Platzgründen verzichtet wird. Der einzige Unterschied liegt in der Belegung der veränderlichen Einwirkungen mit anderen bzw. zusätzlichen Kombinationsbeiwerten ( $\psi_1$  und  $\psi_2$ ). Sie sind in DIN EN 1990 unter Punkt 6.5.3 in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument zu finden. Die veränderliche Leiteinwirkung wird immer mit Schnee festgesetzt. Die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte sind in der folgenden Tabelle dargestellt:

Lastart	Teilsicherheitsbeiwert	Kombinationsbeiwerte		
	$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Ständige Last ( $g_1$ und $g_3$ )	1,35	-	-	-
Vorspannung	1,0	-	-	-
Wind	1,5	0,6	0,2	0
Schnee	1,5	0,5	0,2	0

**Tabelle 2** Beiwerte

### 3.5 Spannungsberechnung

#### 3.5.1 Äußere Einwirkungen

Mit Formel 1 wird nun an den entsprechenden Stellen des Trägers für jeden Lastfall die Spannung im Beton berechnet. Dies geschieht mit den ideellen Querschnittswerten. Die Spannungen werden jeweils für den oberen und unteren Rand sowie den Schwerpunkt der Spannglieder errechnet.

Daraus ergeben sich folgende Eingangswerte:

- $A_i = 0,319760m^2$
- $I_i = 0,0447286m^4$
- $z$  wird für verschiedene Stellen des Querschnitts benötigt:
  - o obere Randspannung:  $z = 1,20 - 0,7147 = 0,4853m$
  - o untere Randspannung:  $z = 0,7147m$
  - o Spannung in Höhe des Schwerpunkts der Spannglieder:  
 $z = 0,7147 - 0,131 = 0,5837m$
- Das Moment kann für den jeweiligen Lastfall 3.4 entnommen werden.

Die Spannungen im Spannglied selbst ( $\sigma_{p,...,p}$ ) lassen sich durch Multiplikation der Betonspannungen im Schwerpunkt der Spannglieder ( $\sigma_{c,...,p}$ ) mit dem Verhältniswert  $\alpha_{ep}$  errechnen.

Spannungen an der Stelle  $x=10,80$  m:

Die Berechnung erfolgt beispielhaft für den oberen Rand für den Lastfall Eigenlast Binder ( $g_1$ ):

$$\sigma_{c,g1k,o} = \frac{434,043}{0,0447286} * (-0,4853) = -4709 \text{ kN/m}^2 = -4,709 \text{ N/mm}^2$$

Für den unteren Rand ergibt sich so:  $\sigma_{c,g1k,u} = 6,935 \text{ N/mm}^2$

Die Spannung im Schwerpunkt der Spannglieder beträgt:  $\sigma_{c,g1k,p} = 5,664 \text{ N/mm}^2$

Die Spanngliedspannung ergibt sich zu:

$$\sigma_{p,g1k,p} = 4,642857 * 5,664 \text{ N/mm}^2 = 26,2971 \text{ N/mm}^2$$

Für den Lastfall Eigenlast Dachaufbau ( $g_3$ ):

Für den oberen Rand:  $\sigma_{c,g3k,o} = -8,757 \text{ N/mm}^2$

Für den unteren Rand:  $\sigma_{c,g3k,u} = 12,897 \text{ N/mm}^2$

Im Schwerpunkt der Spannglieder:  $\sigma_{c,g3k,p} = 10,533 \text{ N/mm}^2$

Im Spannglied:  $\sigma_{p,g3k,p} = 48,9032 \text{ N/mm}^2$

Für den Lastfall Wind ( $w$ ):

Für den oberen Rand:  $\sigma_{c,wk,o} = -0,513 \text{ N/mm}^2$

Für den unteren Rand:  $\sigma_{c,wk,u} = 0,755 \text{ N/mm}^2$

Im Schwerpunkt der Spannglieder:  $\sigma_{c,wk,p} = 0,616 \text{ N/mm}^2$

Im Spannglied:  $\sigma_{p,wk,p} = 2,86 \text{ N/mm}^2$

Für den Lastfall Schnee ( $s$ ):

Für den oberen Rand:  $\sigma_{c,sk,o} = -3,847 \text{ N/mm}^2$

Für den unteren Rand:  $\sigma_{c,sk,u} = 5,666 \text{ N/mm}^2$

Im Schwerpunkt der Spannglieder:  $\sigma_{c,sk,p} = 4,627 \text{ N/mm}^2$

Im Spannglied:  $\sigma_{p,sk,p} = 21,4825 \text{ N/mm}^2$

### 3.5.2 Vorspannung

#### 3.5.2.1 Spannkraftverluste aus elastischer Verformung zum Zeitpunkt $t_0=1$ d

Die Litzen werden mit je  $\sigma_{p,max}=1000 \text{ N/mm}^2$  im Spannbett vorgespannt. Für diese Vorspannung ergibt die umgestellte Formel 1 eine Vorspannkraft  $P_{max}$  von 1401 kN, welche nach dem Lösen der Verankerungen wirkt. Mit Formel 10 lässt sich das wirkende Moment berechnen.

$$M = F * a$$

**Formel 10 Moment** $F$  = Kraft [kN] $a$  = Hebelarm [m]

Nebenrechnung:

$$a = e_i - z_p = 0,7147 - 0,131 = 0,5837m$$

$$F = P_{max} = -100kN/cm^2 * 14,01cm^2 = -1401kN$$

Lösung:

$$M = -1401 * 0,5837 = -817,7637kNm$$

Dies ergibt eine Betondruckspannung in Schwerpunktlage Spannglied von:

$$\sigma_{c,pmax,p} = -\frac{1401}{3197,6} - \frac{817,7637}{4472860} * 58,37 = -1,5053kN/cm^2 = -15,053N/mm^2$$

Diese Betondruckspannung bewirkt eine elastische Verformung des Betons, die sich mit Formel 11 berechnen lässt.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

**Formel 11 Dehnung** $\sigma$  = Spannung [N/mm<sup>2</sup>] $E$  = E-Modul [N/mm<sup>2</sup>]

Lösung mit  $\sigma = -15,053$  N/mm<sup>2</sup> und dem E-Modul zum Zeitpunkt  $t_0$   $E_{cm}(t_0) = 35448,3063$  N/mm<sup>2</sup>:

$$\varepsilon = \frac{-15,053}{35448,3063} = -0,0004$$

Die Dehnung wirkt auf das Spannglied, verkürzt dieses und dadurch verliert das Spannglied an Spannung. Dieser Spannungsverlust  $\Delta\sigma_{p,el}$  lässt sich mit der umgestellten Formel 11 berechnen:

$$\Delta\sigma_{p,el} = \varepsilon * E_p = -0,0004 * 195000 = -82,8061N/mm^2$$

Die nach dem Lösen der Verankerungen wirkende Vorspannung:

$$\sigma_{p,m0} = 1000 - 82,8061 = \underline{\underline{917,1939N/mm^2}}$$

Da ein gerader Spanngliedverlauf vorliegt, ist die Spannung in Längsrichtung an jeder Stelle  $x$  des Trägers gleich.

Es wirken folgende Spannungen:

Am oberen Rand:  $\sigma_{c,Pm0,o} = 4,854 \text{ N/mm}^2$

Am unteren Rand:  $\sigma_{c,Pm0,u} = -17,088 \text{ N/mm}^2$

Im Schwerpunkt Spannglieder:  $\sigma_{c,Pm0,p} = -14,690 \text{ N/mm}^2$

### 3.5.2.2 Zeitabhängige Faktoren

Die Berechnung für zeitabhängige Veränderungen der Vorspannung im Spannglied erfolgt für die Zeitpunkte  $t_1=31 \text{ d}$  und  $t_\infty$ . Die Kriech- und Schwindverformungen werden nach EC2 3.1.4 berechnet. Sofern die kriecheerzeugende Spannung kleiner  $0,45 * f_{ck}(t_0) = 0,45 * (50 - 8) = 18,9 \text{ N/mm}^2$  bleibt, muss die Nichtlinearität des Kriechens nicht berücksichtigt werden. Dies ist bei einer Druckspannung am unteren Bauteilrand nur aus der Vorspannung von  $17,09 \text{ N/mm}^2$  der Fall. Hier liegt aufgrund der höheren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt  $t_0$  des Betons ein wesentlicher Unterschied zum C 50/60 vor, dort muss nichtlineares Kriechen beachtet werden.

Es gelten folgende Grundbedingungen:

Temperatur vor $t_0$ :	25°C
Temperatur nach $t_0$ :	15°C
Relative Luftfeuchte zwischen $t_0$ und $t_1$ :	80%
Relative Luftfeuchte zwischen $t_1$ und $t_\infty$ :	50%
Relaxation des Spannstahls zwischen $t_0$ und $t_1$ :	3%
Relaxation des Spannstahls zwischen $t_1$ und $t_\infty$ :	6%
Zementklasse:	N

#### Eingangswerte und Formeln für die Kriechberechnung:

Folgende Formel dient zur Berechnung der Kriechzahl:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

**Formel 12 Kriechzahl**

$\varphi_0$  = Grundzahl des Kriechens

$\beta_c(t, t_0)$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters zu Belastungsbeginn

Wirksame Bauteilhöhe:

$$h_0 = \frac{2 * 0,300075}{2 \left( 0,935 + \sqrt{0,155^2 + 0,065^2} + 0,2 \right) + 0,19 + 0,5} = 0,1821 \text{ m} = 182,1 \text{ mm}$$

Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{88}\right)^{0,7} = 0,524457$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{88}\right)^{0,2} = 0,831605$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{88}\right)^{0,5} = 0,630656$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{88}} = 1,790886$$

Grundzahl des Kriechens:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

**Formel 13 Grundzahl des Kriechens**

$\varphi_{RH}$  = Beiwert für die Auswirkung der relativen Luftfeuchte

$\beta(f_{cm})$  = Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit

$\beta(t_0)$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters zu Belastungsbeginn

Beiwert für die Auswirkung der relativen Luftfeuchte:

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

**Formel 14 Beiwert für Auswirkung der relativen Luftfeuchte**

$RH$  = relative Luftfeuchte [%]

$h_0$  = wirksame Bauteilhöhe [mm]

$\alpha_1; \alpha_2$  = Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters zu Belastungsbeginn:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,eff}^{0,2}}$$

**Formel 15 Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters zu Belastungsbeginn**

$t_{0,eff}$  = effektives Betonalter zu Belastungsbeginn [d]

Effektives Betonalter zu Belastungsbeginn unter Berücksichtigung der Zementart:

$$t_{0,eff} = t_{0,T} * \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^\alpha \geq 0,5$$

**Formel 16 Effektives Betonalter zu Belastungsbeginn**

$t_{0,T}$  = der Temperatur angepasstes Betonalter zu Belastungsbeginn [d]

$\alpha$  = Exponent zur Berücksichtigung der Zementart (0 für Klasse N)

Beiwert für die zeitliche Entwicklung des Kriechens:

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

**Formel 17 Beiwert für die zeitliche Entwicklung des Kriechens**

$t$  = Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [d]

$t_0$  = tatsächliches Betonalter zu Belastungsbeginn [d]

$\beta_H$  = Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und wirksamen Bauteilhöhe

Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und wirksamen Bauteilhöhe:

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3$$

**Formel 18 Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und wirksamen Bauteilhöhe**

$RH$  = relative Luftfeuchte [%]

$h_0$  = wirksame Bauteilhöhe [mm]

$\alpha_3$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

Berechnung der Kriechzahl für  $t_1=31$  d:

Kriecherzeugend wirkt die Vorspannung abzüglich des Eigengewichts (charakteristischer Wert), welches für die Vorspannung entlastend wirkt. Die kriecherzeugende Spannung in Spanngliedhöhe beträgt also:  $-14,690 + 5,664 = -9,026 \text{ N/mm}^2$ .

Die Berechnung erfolgt anhand von Formel 12 bis Formel 18.

$$t_{0,T} = e^{-\left(\frac{4000}{273+25}\right)^{-13,65}} * 1 = 1,255057d$$

$$t_{0,eff} = 1,255057 * \left( \frac{9}{2 + 1,255057^{1,2}} + 1 \right)^0 = 1,255057 \geq 0,5$$

$$t_{0,eff} = 1,255057d$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 1,255057^{0,2}} = 0,872232$$

$$\varphi_{RH} = \left( 1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{182,1}} * 0,524457 \right) * 0,831605 = 0,985499$$

$$\varphi_0 = 0,985499 * 1,790886 * 0,872232 = 1,539417$$

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 80)^{18}] * 182,1 + 250 * 0,630656 = 561,817651$$

$$\beta_H \leq 1500 * 0,630656 = 945,984$$

$$\beta_H = 561,817651$$

$$\beta_c(t_1, t_0) = \left( \frac{31 - 1}{561,817651 + 31 - 1} \right)^{0,3} = 0,408771$$

Daraus ergibt sich die folgende Kriechzahl:

$$\varphi(t_1, t_0) = 1,539417 * 0,408771 = \underline{\underline{0,629269}}$$

#### Berechnung der Kriechzahl für $t_{\infty}=\infty$ :

Ab dem Zeitpunkt  $t_1$  wirkt zusätzlich die Eigenlast des Daches auf das Bauteil. Nun kommt im Schwerpunkt der Spannglieder eine Zugspannung von 10,533 N/mm<sup>2</sup> als charakteristischer Wert hinzu. Damit wirkt in der Spanngliedlage keine Druckspannung mehr, es findet keine Kriechverformung mehr statt.

Für die Berücksichtigung der Betonrelaxation wird die Kriechzahl aber benötigt. Darum wurde sie aus Bild 3.1<sup>17</sup> des EC2 für  $t_0=1$  d,  $h_0=182,1$  mm und Beton C 80/95 mit  $\varphi(t_{\infty}, t_0)=1,96$  abgelesen. Da die 30 Tage mit einer relativen Luftfeuchte von 80% verglichen mit der Nutzungsdauer einen minimalen Anteil ausmachen, wurde für eine relative Luftfeuchte von 50% abgelesen.

$$\varphi(t_{\infty}, t_0) = \underline{\underline{1,96}}$$

#### Berechnung der Schwinddehnung:

Die Berechnung erfolgt wiederum für die beiden Zeitpunkte  $t_1$  und  $t_{\infty}$ . Da der Zeitraum zwischen  $t_0$  und  $t_1$  minimal verglichen zur Nutzungsdauer ist, wird für  $t_{\infty}$  mit einer Luftfeuchte von 50% gerechnet.

Die Gesamtschwinddehnung berechnet sich nach Formel 19:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

#### **Formel 19 Gesamtschwinddehnung**

$\varepsilon_{cd}$  = Trocknungsschwinddehnung

$\varepsilon_{ca}$  = autogene Schwinddehnung

Die zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung ergibt sich wie folgt:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

#### **Formel 20 zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung**

$\beta_{ds}(t, t_s)$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Verlaufs des Trocknungsschwindens

$k_h$  = Koeffizient zur Berücksichtigung der wirksamen Querschnittshöhe

$\varepsilon_{cd,0}$  = Grundwert des Trocknungsschwindens

<sup>17</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011, 3.1.4 (5)



Koeffizient zur Berücksichtigung der wirksamen Querschnittshöhe  $k_h$ , interpoliert für  $h_0=182,1$  mm aus Tabelle 3.3:  $k_h = 0,877$

Grundwert des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cd,0}$ , abgelesen aus Tabelle NA.B.2 für RH=80% und Zementklasse N:  $\varepsilon_{cd,0} = 0,15\text{‰}$

Grundwert des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cd,0}$ , abgelesen aus Tabelle NA.B.2 für RH=50% und Zementklasse N:  $\varepsilon_{cd,0} = 0,26\text{‰}$

Beiwert zur Berücksichtigung des Verlaufs des Trocknungsschwindens:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}}$$

**Formel 21 Beiwert zur Berücksichtigung des Verlaufs des Trocknungsschwindens**

$t$  = Betrachtungszeitpunkt [d]

$t_s$  = Zeitpunkt des Beginns des Schwindens [d]

$h_0$  = wirksame Bauteilhöhe [mm]

Zeitlicher Verlauf des Trocknungsschwindens:

Nach 31 Tagen:  $\beta_{ds}(31,1) = \frac{31-1}{31-1+0,04\sqrt{182,1^3}} = 0,233839$

Zum Ende der Nutzungsdauer:  $\beta_{ds}(\infty, 1) = 1$

Die Trocknungsschwinddehnung ergibt sich zu:

Nach 31 Tagen:  $\varepsilon_{ca}(31) = 0,233839 * 0,877 * 0,00015 = 3,076 * 10^{-5}$

Zum Ende der Nutzungsdauer:  $\varepsilon_{ca}(\infty) = 1 * 0,877 * 0,00025 = 2,193 * 10^{-4}$

Die autogene Schwinddehnung lässt sich folgendermaßen berechnen:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

**Formel 22 autogene Schwinddehnung**

$\beta_{as}(t)$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Verlaufs des autogenen Schwindens

$\varepsilon_{ca}(\infty)$  = autogene Endschwinddehnung

Beiwert zur Berücksichtigung des Verlaufs des autogenen Schwindens:

$$\beta_{as}(31) = 1 - e^{-0,2*\sqrt{31}} = 0,671610$$

$$\beta_{as}(\infty) = 1$$

autogene Endschwinddehnung:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (80 - 10) * 10^{-0,6} = 1,75 * 10^{-4}$$

Autogene Schwinddehnung:

$$\varepsilon_{ca}(t_1) = 0,67161 * 1,75 * 10^{-4} = 1,175 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca}(t_{\infty}) = 1 * 1,75 * 10^{-4} = 1,75 * 10^{-4}$$

So ergeben sich die folgenden Gesamtschwinddehnungen:

$$\varepsilon_{cs}(t_1) = 1,175 * 10^{-4} + 3,076 * 10^{-5} = \underline{\underline{1,483 * 10^{-4}}}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 1,75 * 10^{-4} + 2,193 * 10^{-4} = \underline{\underline{3,943 * 10^{-4}}}$$

### 3.5.2.3 Resultierende Spannungen

Die Berechnung der Spannungen im Betonquerschnitt erfolgt mit der unter 3.5.1 verwendeten Methodik. Die sich zum Zeitpunkt  $t_0$  ergebenden Spannungen wurden bereits in Punkt 3.5.2.1 beschrieben. Für die Ermittlung der Spannungen für die Zeitpunkte  $t_1$  und  $t_{\infty}$  werden die Auswirkungen der Faktoren, welche zeitabhängig die Spannkraft beeinflussen, berechnet. Dies geschieht mit der folgenden Formel 23, dabei sind Druckspannungen positiv einzusetzen:<sup>18</sup>

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \alpha_{ep} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha_{ep} * \frac{A_p}{A_c} * (1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2) [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

**Formel 23 absoluter Wert der Spannungsänderung durch zeitabhängige Faktoren**

$\varepsilon_{cs}$  = die Gesamtschwinddehnung

$\Delta\sigma_{pr}$  = der absolute Wert der Spannungsänderung aus Relaxation des Spannstahls zum Zeitpunkt  $t$  [N/mm<sup>2</sup>]

$\alpha_{ep}$  = Verhältniswert E-Module Beton und Spannstahl

$\varphi(t, t_0)$  = Kriechzahl zum Zeitpunkt  $t$

$\sigma_{c,QP}$  = Betonspannung in Höhe der Spannglieder infolge Vorspannung und der quasi-ständiger Einwirkungskombination [N/mm<sup>2</sup>]

$A_p$  = Querschnittsfläche der Spannglieder [cm<sup>2</sup>]

$A_c$  = Betonquerschnittsfläche [cm<sup>2</sup>]

$I_c$  = Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Betonquerschnitts [cm<sup>4</sup>]

$z_{cp}$  = Abstand der Schwerpunkte von Betonquerschnitt und Spanngliedern [cm]

Die Berechnung wird gemäß KRÜGER, MERTZSCH mit den ideellen Querschnittswerten anstelle der Werte für den Beton durchgeführt.<sup>19</sup>  $\Delta\sigma_{pr}$  wird mit der Spanngliedspannung  $\sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ , der Spannkraft nach dem Vorspannen einschließlich der Auswirkung der quasi-ständigen Einwirkungen, bestimmt.

<sup>18</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011, 5.10.6 (2)

<sup>19</sup> vgl. KRÜGER, MERTZSCH, 2012, S. 273 und S. 285

Berechnung für den Zeitpunkt  $t_1$ :

$$\sigma_p(G + P_{m0} + \psi_{2,i}Q) = 26,2971 + 917,1939 + 0 = 943,491 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 3\% * 943,491 = 28,3047 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = -14,69 + 5,664 = -9,026 \text{ N/mm}^2$$

Mit der in 3.5.2.2 berechneten Kriechzahl und Schwinddehnung ergibt sich die absolute Spannungsänderung zu:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t_1} = \frac{1,483 * 10^{-4} * 195000 + 0,8 * 28,3047 + 4,642857 * 0,629269 * 9,026}{1 + 4,642857 * \frac{14,01}{3197,6} * (1 + \frac{3197,6}{4472860} * 58,37^2)[1 + 0,8 * 0,629269]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t_1} = \frac{28,9185 + 22,64376 + 26,370416}{1 + 0,105073} = \frac{77,932676}{1,105073} = \mathbf{70,523 \text{ N/mm}^2}$$

Die Spannstahlspannung beträgt:

$$\Delta\sigma_{p,pt_1,p} = 917,1939 - 70,523 = \underline{\underline{\mathbf{846,6709 \text{ N/mm}^2}}}$$

Diese Spannung erzeugt ein Moment von:

$$M = -84,66709 \text{ kN/cm}^2 * 14,01 \text{ cm}^2 * 0,5837 \text{ m} = \mathbf{-692,377 \text{ kNm}}$$

Dadurch entstehen im Beton die folgenden Spannungen:

$$\text{Für den oberen Rand: } \sigma_{c,pt_1,o} = 3,803 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Für den unteren Rand: } \sigma_{c,pt_1,u} = -14,773 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Im Schwerpunkt der Spannglieder: } \sigma_{c,pt_1,p} = -12,745 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung für den Zeitpunkt  $t_\infty$ :

Nach dem Zeitpunkt  $t_1$  ist keine kriecherzeugende Spannung in Feldmitte mehr vorhanden. Für den Zähler wird dieselbe Kriechverformung wie für  $t_1$  verwendet, im Nenner wird die Kriechzahl für  $t_\infty$  eingesetzt.

$$\sigma_p(G + P_{m0} + \psi_{2,i}Q) = 26,2971 + 48,9032 + 917,1939 + 0 * 2,86 + 0 * 21,4825$$

$$\sigma_p(G + P_{m0} + \psi_{2,i}Q) = 992,3942 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr} = (3 + 6)\% * 992,3942 = 89,315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = -14,69 + 5,664 = -9,026 \text{ N/mm}^2$$

Mit der in 3.5.2.2 berechneten Kriechzahl und Schwinddehnung ergibt sich die absolute Spannungsänderung zu:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t_\infty} = \frac{3,943 * 10^{-4} * 195000 + 0,8 * 89,315 + 4,642857 * 0,629269 * 9,026}{1 + 4,642857 * \frac{14,01}{3197,6} * (1 + \frac{3197,6}{4472860} * 58,37^2)[1 + 0,8 * 1,96]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t_\infty} = \frac{76,8885 + 71,452 + 26,370416}{1 + 0,17948} = \frac{174,710916}{1,17948} = \mathbf{148,126 \text{ N/mm}^2}$$

Daraus ergibt sich die Spannstahlspannung zu:

$$\Delta\sigma_{p,pt_{\infty},p} = 917,1939 - 148,126 = \underline{\underline{769,068\text{N/mm}^2}}$$

Diese Spannung erzeugt ein Moment von:

$$M = -76,9068\text{kN/cm}^2 * 14,01\text{cm}^2 * 0,5837\text{m} = -\mathbf{628,916\text{kNm}}$$

Dadurch entstehen im Beton die folgenden Spannungen:

$$\text{Für den oberen Rand: } \sigma_{c,pt_{\infty},o} = 3,454\text{N/mm}^2$$

$$\text{Für den unteren Rand: } \sigma_{c,pt_{\infty},u} = -13,419\text{N/mm}^2$$

$$\text{Im Schwerpunkt der Spannglieder: } \sigma_{c,pt_{\infty},p} = -11,577\text{N/mm}^2$$

### 3.5.3 Maximal zulässige Spannungen

Im Spannbett darf die Spannung im Spannglied maximal gleich dem kleineren Wert von  $0,8 * f_{pk} = 0,8 * 1770 = 1416\text{N/mm}^2$  und  $0,9 * f_{p0,1k} = 0,9 * 1500 = 1350\text{N/mm}^2$  sein, dies ergibt einen Wert von  $1350\text{ N/mm}^2$ . Diese zulässige Maximalspannung wird mit einer anfänglichen Vorspannung von  $1000\text{ N/mm}^2$  nicht erreicht.

Nach dem Lösen der Verankerung ergibt sich dieser Grenzwert aus dem kleineren Wert von  $0,75 * f_{pk} = 0,75 * 1770\text{N/mm}^2 = 1327,5\text{N/mm}^2$  und  $0,85 * f_{p0,1k} = 0,85 * 1500\text{N/mm}^2 = 1275\text{N/mm}^2$ , also  $1275\text{ N/mm}^2$ .

Die Bemessungswerte der Baustoffe sind für Nachweise im GZT folgendermaßen anzusetzen:

- maximal zulässige Betondruckspannung  $f_{cd}=45,33\text{ N/mm}^2$
- maximal zulässige mittlere Betonzugspannung  $f_{ctm}=2,72\text{ N/mm}^2$
- maximal zulässige Spannung im Spannglied  $f_{p0,1d}=1304,35\text{ N/mm}^2$
- maximal zulässige Spannung im Betonstahl  $f_{yd}=434,78\text{ N/mm}^2$

Maximale Spannungen im GZG:

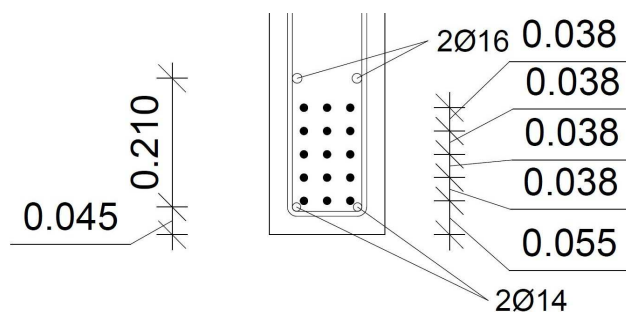
- maximale Betondruckspannung in der quasi-ständigen Kombination  $-36,0\text{ N/mm}^2$
- maximale Betondruckspannung in der seltenen Kombination  $-48,0\text{ N/mm}^2$
- maximal zulässige Betonzugspannung (5% Quantilwert)  $f_{ctk,0,05}=3,4\text{ N/mm}^2$
- maximale Spannstahlspannung in der quasi-ständigen Kombination zum Zeitpunkt  $t_{\infty}$   $1150,5\text{ N/mm}^2$
- maximale Spannstahlspannung in der seltenen Kombination zum Zeitpunkt  $t_0$   $1350\text{ N/mm}^2$
- maximale Betonstahlspannung in der seltenen Kombination  $400,0\text{ N/mm}^2$

### 3.6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 3.6.1 Bemessung auf Biegung mit Längskraft

Die Bemessung auf Biegung mit Längskraft erfolgt unter Einbeziehung der Vorspannung als einwirkende Normalkraft, d.h. als äußere Einwirkung.

Für die Bemessung wird die statische Nutzhöhe  $d$  benötigt. Dazu muss der Schwerpunkt der in diesem Falle tragenden Bewehrung nach Formel 3 berechnet werden. Dabei werden die sehr kleinen Unterschiede der E-Module von Spann- und Betonstahl vernachlässigt. Die nachfolgende Abbildung verdeutlicht die Berechnung. Die statische Nutzhöhe  $d$  beginnt an der Oberseite des Trägers.



**Abbildung 4** Detailansicht für die statische Nutzhöhe  $d$

$$z_{d,u} = \frac{2 * 2,01 * (4,5 + 21) + 2 * 1,54 * 4,5 + 14,01 * 13,1}{2 * 2,01 + 2 * 1,54 + 14,01} = 14,21 \text{ cm} = 0,1421 \text{ m}$$

Damit beträgt  $d = 1,20 - 0,1421 = 1,0579 \text{ m}$ .

Die Bemessung erfolgt für  $t_{\infty}$ . Das Bemessungsmoment der äußeren Einwirkungen wird gemäß Formel 8 Lastfallkombination im GZT berechnet.

$$M_{Ed} = 1,35 * (434,043 + 807,149) + 1,5 * 354,586 + 1,5 * 0,6 * 47,239 = 2250,00 \text{ kNm}$$

Die Vorspannung wird mit einem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_p=1,0$  vom Schwerpunkt der Spannglieder in den der Biegebewehrung (siehe oben) als Momentenwirkung gelegt.

$$N_{Ed} = P_{\infty} = -76,9068 * 14,01 = -1077,464 \text{ kN}$$

$$M_{Eds} = 2250,00 + (-1077,464 * (0,1421 - 0,131)) = 2238,040 \text{ kNm}$$

Die Bemessung erfolgt mit den Bemessungstafeln mit dimensionslosen Beiwerten. Die Druckbewehrung wird dabei vernachlässigt.

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{eds}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

**Formel 24 Richtwert für die Tafel  
mit dimensionslosen Beiwerten**

$M_{Eds}$  = Bemessungsmoment [kNm]

$b$  = Breite (hier der Druckzone) [m]

$d$  = statische Nutzhöhe [cm]

$f_{cd}$  = Bemessungswert der Betondruckfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>]

$$\mu_{Eds} = \frac{2238,040}{0,5 * 105,79^2 * 4,533} = 0,0882249$$

Angenommen wird ein Rechteckquerschnitt. Abgelesen für C 80/95 mit  $\mu_{Eds}=0,09$ :<sup>20</sup>

$$\omega = 0,0954$$

$$\xi = 0,16$$

$$\zeta = 0,943$$

$$\varepsilon_{c2} = -2,60\text{‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = 13,71\text{‰}$$

Dabei ist  $\omega$  der dimensionslose Beiwert,  $\xi$  das Verhältnis von Druckzonenhöhe  $x$  zur statischen Nutzhöhe  $d$ ,  $\zeta$  das Verhältnis von innerem Hebelarm  $z$  zur statischen Nutzhöhe  $d$ ,  $\varepsilon_{c2}$  die Betonstauchung am Druckrand (hier oben) und  $\varepsilon_{s1}$  die Stahldehnung für Betonstahl am Zugrand (hier unten).

Damit ergibt sich die Druckzonenhöhe  $x$  zu:

$$x = 0,16 * 1,0579 = 0,1693m$$

Diese Druckzonenhöhe von 0,1693m ist kleiner als der rechteckförmige Teil des Obergurtes mit einer Höhe von 0,20 m. Die Annahme eines Rechteckquerschnittes hat sich bestätigt.

<sup>20</sup> MÜLLER, HOLSCHEMACHER, LOBISCH, 2012, S. 293

Die benötigte Bewehrungsfläche ergibt sich aus Formel 25:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} * (\omega * b * d * f_{cd} + N_{Ed})$$

**Formel 25 Bewehrungsmenge für die Tafel mit dimensionslosen Beiwerten**

$\omega$  = dimensionsloser Beiwert

$\sigma_{sd}$  = Bemessungswert der Stahlspannung [kN/cm<sup>2</sup>]

$b$  = Breite (hier der Druckzone) [cm]

$d$  = statische Nutzhöhe [cm]

$f_{cd}$  = Bemessungswert der Betondruckfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>]

$N_{Ed}$  = Bemessungswert der Längskraft

Berechnung ohne Berücksichtigung der ansteigenden Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls mit einer Stahlspannung von  $\sigma_{sd}=435 \text{ N/mm}^2$ :

$$A_{s1} = \frac{1}{43,5} * (0,0954 * 50 * 105,79 * 4,533 - 1077,464) = 27,82 \text{ cm}^2$$

Diese erforderliche Bewehrungsfläche von 27,82 cm<sup>2</sup> übersteigt die vorhandene Menge von 7,10 cm<sup>2</sup> stark. Auch die Berücksichtigung der Nachverfestigung des Betonstahls bringt keine signifikante Änderung. Aber der Umstand, dass der Spannstahl sich an der Lastabtragung durch die weitere Dehnung im Verbund mit beteiligt, wurde nicht berücksichtigt.

Mit Formel 11 wird die Dehnung in Spann- und Betonstahl bei Erreichen der Streckgrenze errechnet (Bemessungswerte der Spannungen):

$$\text{Für Betonstahl: } \varepsilon_{yd} = \frac{434,78}{200000} = 2,1739\text{‰}$$

$$\text{Für Spannstahl: } \varepsilon_{p0,1d} = \frac{1304,35}{195000} = 6,689\text{‰}$$

Bei einer mittleren Dehnung von 13,71‰ sind diese Dehnungen überschritten, sowohl Spann- als auch Betonstahl fließen.

Es soll nun mit  $\sigma_{sd}=434,78 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_{pd}=1304,35 \text{ N/mm}^2$  die aufnehmbare Zugkraft berechnet werden.

$$F_{tRd} = 14,01 * 130,435 + (4,02 + 3,08) * 43,5 = 2136,244 \text{ kN}$$

Aus dem Moment der Einwirkungen resultiert eine Zugkraft von:

$$F_{tEd} = \frac{2238,040 \text{ kNm}}{0,943 * 1,0579 \text{ m}} = \underline{\underline{2243,42 \text{ kN}}}$$

Da  $F_{tEd}$  größer als  $F_{tRd}$  ist, muss der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungslinie berücksichtigt werden. Dies geschieht über Interpolation zwischen den Streck- und

Bruchgrenzen der Stahlspannungen. Dazu muss die Dehnung im Schwerpunkt von Spann- und Betonstahl bekannt sein.

Die Gesamtdehnung je Meter beträgt:  $\frac{13,71 - (-2,6)}{1,0579} = 15,4173\text{‰}/m$

Der Schwerpunkt des Betonstahls befindet sich bei:

$$z_{su} = \frac{4,02 * (4,5 + 21) + 3,08 * 4,5}{7,1} = 16,39\text{cm} = 0,1639\text{m}$$

Somit ergeben sich folgende Schwerpunktdehnungen:

$$\varepsilon_s = 15,4173 * (1,2 - 0,1639) - 2,6 = 13,3738\text{‰}$$

$$\Delta\varepsilon_p = 15,4173 * (1,2 - 0,131) - 2,6 = 13,8811\text{‰}$$

Für den Spannstahl kommt die Vordehnung aus Vorspannung hinzu:

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{761,6969}{195000} = 3,9061\text{‰}$$

Die Gesamtdehnung im Spannstahl ergibt sich zu:

$$\varepsilon_p = 3,9061 + 13,8811 = 17,7872\text{‰}$$

Der Bemessungswert der maximalen Dehnung des Spannstahls ergibt sich wie folgt:<sup>21</sup>

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 0,025 \leq 0,9 * \varepsilon_{uk}$$

**Formel 26 Bemessungswert der Bruchdehnung**

$\varepsilon_p^{(0)}$  = Vordehnung aus Vorspannung

$\varepsilon_{uk}$  = charakteristischer Wert der Bruchdehnung

Lösung mit  $\varepsilon_{uk}=35\text{‰}$  (Annahme):

$$\varepsilon_{ud} = 0,0039061 + 0,025 = 0,0289061 \leq 0,9 * 0,035 = 0,0315$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,0289061 = 28,9061\text{‰}$$

Die Dehnungen von Spann- und Bewehrungsstahl liegen unter den jeweiligen Bemessungswerten der Bruchdehnungen.

<sup>21</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2013, NCI Zu 3.3.6 (7)



Daraus lässt sich die maximale Zugspannung berechnen:

$$\sigma_{sd} = 435 + \left( \frac{\frac{525}{1,15} - 434,78}{25 - 2,1739} * (13,3738 - 2,1739) \right) = 445,668 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pd} = 1304,35 + \left( \frac{\frac{1770}{1,15} - 1304,35}{28,9061 - 6,689} * (17,7872 - 6,689) \right) = 1421,631 \text{ N/mm}^2$$

Nun ergibt sich eine neue aufnehmbare Zugkraft:

$$F_{tRd} = 14,01 * 142,1631 + (4,02 + 3,08) * 44,5668 = \underline{\underline{2308,13 \text{ kN}}}$$

Die aufnehmbare Zugkraft  $F_{tRd}=2308,13 \text{ kN}$  ist größer als die einwirkende Zugkraft  $F_{tEd}=2243,42 \text{ kN}$ . Der Nachweis ist erfüllt, die Auslastung beträgt 97,20%.

Diese Auslastung ist höher als in C 50/60. Ein Grund hierfür ist die Rundung, die durch das Verwenden von Tafelwerten auftritt.

Für den Zeitpunkt  $t_1$  beträgt die Dehnung aus Vorspannung:

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{846,6709}{195000} = 4,342\text{‰}$$

Dieser Wert ist nur geringfügig größer, auch hier wird die Bruchdehnung nicht erreicht.

Wird die Druckbewehrung in der Bemessung berücksichtigt, beträgt das Verhältnis der beiden statischen Nutzhöhen an Druck- und Zugrand  $\frac{d_1}{d} = 0,11/1,0579 \approx 0,1$ . Damit ergibt sich eine Druckzonenhöhe von 0,15d und eine Stahldehnung von 14,75%. Aufgrund der höheren Stahldehnung ist eine höhere Zugkraft aufnehmbar, die durchgeführte Berechnung liegt auf der sicheren Seite.

### 3.6.2 Bemessung auf Querkraft

Auch die Bemessung auf Querkraft erfolgt für  $t_\infty$ . Auf eine Reduzierung der einwirkenden Querkraft wird verzichtet. Die Berechnung erfolgt nach EC2 mit nationalen Anwendungsdokumenten. Die einwirkende Querkraft ergibt sich aus Formel 8 zu:

$$V_{Ed} = 1,35 * (80,164 + 149,472) + 0 + 1,5 * 65,664 + 1,5 * 0,6 * 8,748 = \underline{\underline{416,348 \text{ kN}}}$$

Der Kotangens der Neigung der Druckstrebe im Beton lässt sich bei senkrechter Querkraftbewehrung mit folgender Formel berechnen:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 * \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq 3,0$$

**Formel 27 Kotangens  
Druckstrebenneigung**

$\sigma_{cp}$  = Bemessungswert der Betonlängsspannung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{cd}$  = Bemessungswert der Betondruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$V_{Rd,cc}$  = Querkrafttraganteil des Betons [kN]

$V_{Ed}$  = einwirkende Querkraft [kN]

Der Querkrafttraganteil des Betons ergibt sich aus:

$$V_{Rd,cc} = c * 0,48 * f_{ck}^{\frac{1}{3}} * \left(1 - 1,2 * \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) * b_w * z$$

**Formel 28 Querkrafttraganteil  
des Betons**

$c$  = Beiwert, laut nationalem Anhang 0,5

$f_{ck}$  = charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{cp}$  = Bemessungswert der Betonlängsspannung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{cd}$  = Bemessungswert der Betondruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$b_w$  = Breite [m]

$z$  = innerer Hebelarm [m]

Die Betondruckspannung  $\sigma_{cp}$  im Beton wird nur mit der Vorspannung berechnet.

$$\sigma_{cp} = \frac{76,9068 * 14,01}{3197,6} = 0,3370 \text{ kN/cm}^2 = 3,370 \text{ N/mm}^2$$

Für  $b_w$  wird die minimale Breite von 0,19 m verwendet, da die Querkraft vom Steg übertragen wird. Für  $z$  wird das 0,9-fache der statischen Nutzhöhe  $d$  verwendet, damit ergibt  $z = 0,9 * 1,0579 = 0,9521 \text{ m}$ .

Somit lässt sich der Querkrafttraganteil des Betons berechnen:

$$V_{Rd,cc} = 0,5 * 0,48 * 80^{\frac{1}{3}} * \left(1 - 1,2 * \frac{3,37}{45,33}\right) * 0,19 * 0,9521 = 0,17038 \text{ MN} = 170,38 \text{ kN}$$

Der Kotangens der Druckstrebenneigung ergibt dann folgenden Wert:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 * \frac{3,37}{45,33}}{1 - \frac{170,38}{416,348}} = 2,207 \leq 3,0$$

$$\cot \theta = 2,207$$

Dies entspricht einer Neigung von  $24,37^\circ$ .

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe ergibt sich aus:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta}}$$

**Formel 29 Druckstreben-  
tragfähigkeit**

$\alpha_{cw}$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt, laut nationalem Anhang 1,0

$b_w$  = Breite [m]

$z$  = innerer Hebelarm [m]

$v_1$  = Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen, siehe nationaler Anhang

$f_{cd}$  = Bemessungswert der Betondruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Nebenrechnung:

$$v_1 = 0,75 * \left(1,1 - \frac{80}{500}\right) = 0,705 \leq 0,75$$

$$v_1 = 0,705$$

Lösung:

$$V_{Rd,max} = 1,0 * 0,19 * 0,9521 * 0,705 * \frac{45,33}{2,207 + \frac{1}{2,207}} = 2,17326 MN = \underline{\underline{2173,26 kN}}$$

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe des Betons ist sehr viel größer als die einwirkende Querkraft von 416,348 kN. Die Auslastung beträgt 19,16%.

Die Querkraftbewehrung, sprich die Bügelbewehrung, lässt sich mit der folgenden Formel berechnen:

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} * z * \cot \theta}$$

**Formel 30 Querkraftbewehrung**

$V_{Ed}$  = Bemessungswert der einwirkenden Querkraft [kN]

$f_{ywd}$  = Bemessungswert der Betonstahlstreckgrenze der Bügelbewehrung [kN/cm<sup>2</sup>]

$z$  = innerer Hebelarm [m]

$\cot \theta$  = Neigung der Betondruckstrebe

$$a_{sw} = \frac{416,348}{43,5 * 0,9521 * 2,207} = 4,55 cm^2/m$$

Zur Aufnahme der Beanspruchung durch die Querkraft müssen an den Auflagern 4,55 cm<sup>2</sup>/m an Bügelbewehrung vorgesehen werden.

### 3.7 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

#### 3.7.1 Überprüfung gerissener Betonquerschnitt

Der Beton befindet sich im ungerissenen Zustand (Zustand I genannt), wenn die Randzugspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination den Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctk,0,05}$  nicht überschreiten.<sup>22</sup>

Die Spannungen in der seltenen Einwirkungskombination werden mit Formel 9 berechnet. Für den unteren Rand in Feldmitte am Zeitpunkt  $t_{\infty}$  ergibt sich so:

$$\sigma_{c,u} = 6,935 + 12,897 - 13,419 + 5,666 + 0,6 * 0,755 = 12,532 \text{ N/mm}^2$$

Diese Zugspannung von 12,532 N/mm<sup>2</sup> liegt über  $f_{ctk,0,05}=3,4$  N/mm<sup>2</sup>. Das Bauteil befindet sich im gerissenen Zustand (Zustand II). Die Spannungsnachweise im GZG müssen am gerissenen Querschnitt geführt werden.

#### 3.7.2 Begrenzung der Spannungen

Da der Querschnitt in Feldmitte im Zustand II vorliegt, kann von einer elastischen Spannungsverteilung wie in Punkt 3.5.1 nicht ausgegangen werden. Es muss eine neue Spannungsberechnung für den gerissenen Zustand vorgenommen werden. Die Berechnung wird beruhend auf dem Buch „Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2“ des deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins e. V. geführt.<sup>23</sup> Die Grenzwerte der Spannungen sind in Punkt 3.5.3 beschrieben.

Dazu muss eine neue Spannungsnulllinie und Druckzonenhöhe für den gerissenen Querschnitt berechnet werden. Die Berechnung erfolgt in Anhang 4 nach LITZNER.<sup>24</sup> Sie ergab eine Druckzonenhöhe im Zustand II von  $x_{II}=0,1826$  m. Die Druckzone ist damit kleiner als die Flanschhöhe von 0,20 m; die Berechnung kann für einen Rechteckquerschnitt erfolgen. Es wird von einer linearen Spannungsverteilung ausgegangen; in der Druckzone hat sie eine dreieckige Form.

Somit lässt sich der Hebelarm der inneren Kräfte  $z_{II}$  errechnen:

$$z_{II} = 1,0579 \text{ m} - \frac{1}{3} * 0,1826 \text{ m} = 0,9970 \text{ m}$$

Das Verhältnis von innerem Hebelarm  $z$  und statischer Nutzhöhe  $d$  entspricht mit einem Betrag von 0,942 annähernd dem in Punkt 3.6.1 verwendeten Verhältnis von 0,943. Mit der Betondruckzonenhöhe  $x_{II}$  und dem inneren Hebelarm  $z_{II}$  können nun mit Formel 31 die Spannungen im Beton aus den äußeren Einwirkungen berechnet werden.

<sup>22</sup> vgl. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2011, S. 8-31

<sup>23</sup> vgl. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2011, S. 8-32 ff.

<sup>24</sup> vgl. LITZNER, Hans-Ulrich, 1995, S. 665

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{z_{II} * x_{II} * b_f}$$

**Formel 31 Betonspannung im Zustand II**

$M_{Ed}$  = Moment [kNm]

$z_{II}$  = innerer Hebelarm [m]

$x_{II}$  = Höhe der Betondruckzone [cm]

$b_f$  = Breite der Betondruckzone [cm]

Durch die Addition von der mit Formel 31 und von der unter Punkt 3.5.2 berechneten Spannungen im Beton sollen die maximalen Betondruckspannungen berechnet werden. Dabei wird der Mittelwert der Vorspannung benutzt. Sollte eine hohe Auslastung erreicht werden, wird eine Nachrechnung mit dem oberen oder unteren Wert der Vorspannung durchgeführt. Die Einwirkungskombinationen werden dafür wie unter 3.4 beschrieben gebildet.

Für die seltene Einwirkungskombination:

Das einwirkende Moment ergibt sich wie folgt:

$$M_{Ed,rare} = 434,043 + 807,149 + 354,586 + 0,6 * 47,239 = 1624,12 \text{ kNm}$$

Daraus ergibt sich eine Spannung im Beton von:

$$\sigma_{c,Ed,o} = -\frac{1624,12}{0,997 * 18,26 * 50} = -1,784 \text{ kN/cm} = -17,84 \text{ N/mm}^2$$

In Summe mit der Betonspannung aus Vorspannung zum Zeitpunkt  $t_\infty$  ergibt dies:

$$\sigma_{c,o} = -17,84 + 3,454 = \underline{\underline{-14,386 \text{ N/mm}^2}}$$

Die Betondruckspannung von 14,386 N/mm<sup>2</sup> übersteigt den in 3.5.3 genannten Grenzwert von 48 N/mm<sup>2</sup> nicht. Der Nachweis ist erfüllt. Aufgrund der höheren Betondruckfestigkeit ist die Auslastung niedriger als in C 50/60. Die Betondruckzone könnte verkleinert werden.

Für die quasi-ständige Einwirkungskombination:

Es wirkt das folgende Moment:

$$M_{Ed,perm} = 434,043 + 807,149 + 0,2 * 354,586 + 0 * 47,239 = 1312,109 \text{ kNm}$$

Die Spannungen im Beton betragen:

$$\sigma_{c,Ed,o} = -\frac{1312,109}{0,997 * 18,26 * 50} = -1,441 \text{ kN/cm} = -14,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o} = -14,41 + 3,454 = \underline{\underline{-10,956 \text{ N/mm}^2}}$$

Die Betondruckspannung von 10,965 N/mm<sup>2</sup> übersteigt den Grenzwert von 36,00 N/mm<sup>2</sup> nicht. Die Auslastung ist auch hier gering, die Tragfähigkeit des Betons wird wenig genutzt.

#### Begrenzung der Spannung im Betonstahl:

Für den Betonstahl muss die maximale Stahlspannung in der seltenen Einwirkungskombination geprüft werden. Das Moment aus äußeren Einwirkungen beträgt 1624,12 kNm. Die Wirkung der Vorspannung wird wie in Punkt 3.6.1 auf die Schwerachse der Zugbewehrung bezogen:

$$M_{Eds} = 1624,12 + (-1077,464 * (0,1421 - 0,131)) = \mathbf{1612,16kNm}$$

$$\sigma_s \approx \Delta\sigma_p \approx \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed}}{A_{s,1} + A_p} \quad \text{Formel 32 Betonstahlspannung im Zustand II}$$

$\Delta\sigma_p$  = Änderung der Spannstahlspannung [kN/cm<sup>2</sup>]

$M_{Eds}$  = Moment [kNm]

$z$  = innerer Hebelarm [m]

$N_{Ed}$  = Normalkraft [kN]

$A_{s,1}$  = Betonstahlfläche in der Zugzone [cm<sup>2</sup>]

$A_p$  = Spannstahlfläche [cm<sup>2</sup>]

Für den inneren Hebelarm  $z$  wird der in 3.6.1 bestimmte Wert von 0,943\*d verwendet. Damit ergibt sich folgende Betonstahlspannung:

$$\sigma_s \approx \Delta\sigma_p \approx \frac{\frac{1612,16}{0,943 * 1,0579} - 1077,464}{7,1 + 14,01} = 25,513kN/cm^2 = \underline{\underline{255,13N/mm^2}}$$

Auch hier wird der Grenzwert der Spannung von 400 N/mm<sup>2</sup> nicht erreicht. Der Nachweis ist erfüllt.

#### Begrenzung der Spannung im Spannstahl:

Die Spannstahlspannung muss in der quasi-ständigen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t_\infty$  und in der seltenen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t_0$  überprüft werden. Die Berechnung erfolgt wie die des Betonstahls. Zum Zeitpunkt  $t_0$  tritt nur die Eigenlast des Binders als Last auf. Kriechen und Schwinden hat keine Auswirkung.

$$M_{Eds,perm} = 1312,109 + (-1077,464 * (0,1421 - 0,131)) = \mathbf{1300,149kNm}$$

$$M_{Eds,rare} = 434,043 + (-91,71939 * 14,01 * (0,1421 - 0,131)) = \mathbf{419,78kNm}$$

Daraus ergeben sich nach Formel 32 folgende Spannungen:

In der quasi-ständigen Kombination:

$$\Delta\sigma_{p,perm} \approx \frac{\frac{1300,149}{0,943 * 1,0579} - 1077,464}{7,1 + 14,01} = 10,697 \text{ kN/cm}^2 = \underline{\underline{106,97 \text{ N/mm}^2}}$$

In der seltenen Kombination:

$$\Delta\sigma_{p,rare} \approx \frac{\frac{419,780}{0,943 * 1,0579} - 91,71939 * 14,01}{7,1 + 14,01} = -40,94 \text{ kN/cm}^2 = \underline{\underline{-409,4 \text{ N/mm}^2}}$$

In der seltenen Kombination zum Zeitpunkt  $t_0$  ist die maximale Spannung eingehalten. In der quasi-ständigen Kombination im Endzustand ergibt sich die Spannstahlspannung zu:

$$\sigma_{p,perm} = 769,068 + 106,97 = \underline{\underline{876,04 \text{ N/mm}^2}}$$

Auch hier wird der Grenzwert nicht erreicht. Zusätzlich soll noch eine Betrachtung in der seltenen Kombination für den Zeitpunkt  $t_\infty$  durchgeführt werden. Die Änderung der Spannstahlspannung wird aus der Spannungsberechnung des Betonstahls übernommen.

$$\sigma_{p,rare} = 769,068 + 255,13 = \underline{\underline{1024,20 \text{ N/mm}^2}}$$

Auch dieser Wert übertrifft den Grenzwert von  $1350 \text{ N/mm}^2$  nicht. Alle Spannungsnachweise werden erfüllt. Die Auslastung ist gering.

### 3.7.3 Begrenzung der Verformungen

Ein Nachweis mit Hilfe der Begrenzung der Biegeschlankheit ist bei vorgespannten Bauteilen nicht möglich.<sup>25</sup> Die Verformung muss berechnet werden. Als Grenzwert wird dabei der empfohlene Wert von  $l/250$  in der quasi-ständigen Einwirkungskombination angenommen, mit  $l$  als der Stützweite des Trägers. Die Berechnung erfolgt unter der Berücksichtigung der Vorspannung als äußere Einwirkung. Dafür wird das für den Mittelwert der Vorspannung auftretende Moment berücksichtigt. Die Berechnung der Querschnittswerte wird nach LITZNER durchgeführt.<sup>26</sup> Sie ist in Anhang 5 dargestellt. Dabei wird mit einem E-Modul für den Beton unter Berücksichtigung des Kriechens gerechnet.<sup>27</sup>

<sup>25</sup> vgl. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2011, S. 8-38

<sup>26</sup> vgl. LITZNER, Hans-Ulrich, 1995, S. 665

<sup>27</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011, 7.4.3 (5)

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

**Formel 33 Effektiver E-Modul**

$E_{cm}$  = E-Modul des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

$\varphi(\infty, t_0)$  = Endkriechzahl

Mit der in Punkt 3.5.2.2 ermittelten Endkriechzahl  $\varphi=1,96$  wird der effektive E-Modul berechnet:

$$E_{c,eff} = \frac{42000}{1 + 1,96} = 14189,189 \text{ N/mm}^2$$

Die Berechnung im Zustand II ergab ein Flächenträgheitsmoment 2. Grades von 0,027609 m<sup>4</sup>. Die Terme für die Berechnung der Durchbiegung in Formel 34 werden „Bautabellen für Ingenieure“ entnommen<sup>28</sup>.

$$f = \frac{q_{perm} * l^4}{76,8 * E_{c,eff} * I_{II}} + \frac{2 * M_p * l^2}{16 * E_{c,eff} * I_{II}}$$

**Formel 34 Durchbiegung in Feldmitte**

$q_{perm}$  = Linienlast in der quasi-ständigen Einwirkungskombination [MN/m]

$l$  = Stützweite [m]

$E_{c,eff}$  = effektiver E-Modul [MN/m<sup>2</sup>]

$I_{II}$  = Flächenträgheitsmoment 2. Grades im Zustand II [m<sup>4</sup>]

$M_p$  = Momentenwirkung der Vorspannung [MNm]

Für  $q_{perm}$  werden die Aussparungen im Binder nicht berücksichtigt. Da Formel 34 auf einer Integration über die Trägerlänge beruht und die Öffnungen nur eine kurze Länge umfassen, ist die Abweichung minimal und damit vernachlässigbar. Das Vorspannmoment  $M_p$  wird für  $t_\infty$  Punkt 3.5.2.3 entnommen. Folgende Werte können so berechnet werden:

$$q_{perm} = 7,5 + 13,84 + 0,2 * 6,08 + 0 * 0,81 = 22,56 \text{ kN/m} = 0,02256 \text{ MN/m}$$

$$f = \frac{0,02256 * 21,6^4}{76,8 * 14189,189 * 0,027609} + \frac{2 * (-0,628916) * 21,6^2}{16 * 14189,189 * 0,027609} = 0,1632 - 0,09363$$

$$f = 0,0696 \text{ m} = 6,96 \text{ cm}$$

Der Grenzwert beträgt  $l/250 = 21,6 \text{ m}/250 = 0,0864 \text{ m}$ , dieser Wert wird nicht erreicht. Trotz des höheren E-Moduls des Betons C 80/95 wird rechnerisch eine wesentlich größere Durchbiegung als in C 50/60 bestimmt. Ein Grund dafür ist, dass der Binder über die gesamte Länge im Zustand II einbezogen wurde, dies ist aber nicht der Fall. Nur ein kleiner Bereich in Feldmitte ist tatsächlich gerissen, ein Großteil des Bauteils weist die sehr viel höhere Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts auf. Es wird eine

<sup>28</sup> RUBIN; SCHNEIDER, 2012, S. 4.2



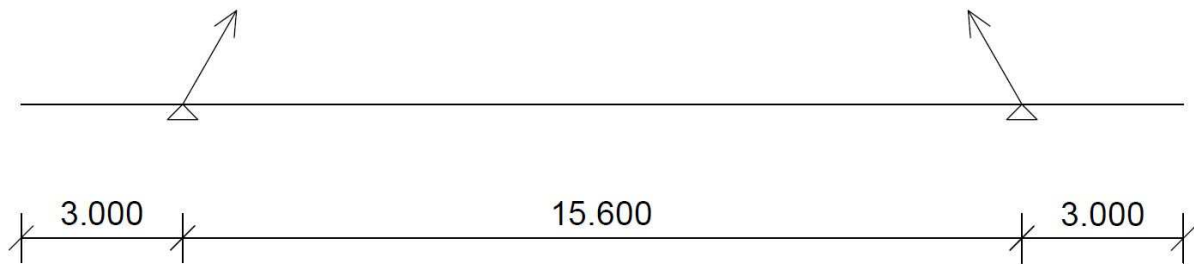
Neuberechnung der Durchbiegung im Zustand I mit den ideellen Querschnittswerten durchgeführt:

$$f = \frac{0,02256 * 21,6^4}{76,8 * 42000 * 0,0447286} + \frac{2 * (-0,62891) * 21,6^2}{16 * 42000 * 0,0447286} = 0,0145m$$

Die im ungerissenen Zustand berechnete Durchbiegung ist wesentlich geringer. Der Durchbiegungsnachweis ist in jedem Fall erfüllt.

### 3.8 Transportnachweis und seitliches Ausweichen

Für den Transportnachweis ergibt sich ein verändertes statisches System. Es stellt nun einen Einfeldträger mit 2 Kragarmen dar. Die Lager sind die Montagehalterungen mit den daran befestigten Gehängen. Zum Zeitpunkt  $t_0$  ist die Vorspannung maximal und der Transport kann jederzeit erfolgen. Als Einwirkung tritt nur die Eigenlast des Binders ( $g_1$ ) auf.



**Abbildung 5** Statisches System Transport

Da aufgrund dieses Systems die Spannungen an der Oberseite des Trägers im Bereich der Montagehalterungen maximal werden und sowohl Eigengewicht und Vorspannung Zug erzeugen, muss ein Spannungsnachweis erfolgen. Dieser wird wie in Punkt 3.6.1 durchgeführt.

Das Moment wird nach Formel 10 nur für die Eigenlast des Binders berechnet:

$$M_{Ed} = 1,5 * 3m * \frac{3m}{2} * 7,5kN/m = 50,625kNm$$

Hinzu kommt das Moment aus Vorspannung zum Zeitpunkt  $t_0$  (siehe 3.5.2.1) mit der Kraft  $P_{m0}$  und dem Hebelarm  $a=z_{co}=0,4853$  m:

$$M_{Eds} = 50,625kNm - 91,71939kN/cm^2 * 14,01cm^2 * (-0,4853m) = 674,23kNm$$

Die Druckzone liegt im Steg. Sie hat somit eine Breite von 19 cm, die statische Nutzhöhe  $d$  beträgt nun  $1,20 - 0,11 = 1,09$  m (siehe Seite 32).

Mit Formel 24 ergibt der Richtwert für die Tafel mit dimensionslosen Beiwerten:

$$\mu_{Eds} = \frac{674,23}{0,19 * 109^2 * 4,533} = 0,06589$$

Auch hier wird die Bewehrung in der Druckzone vernachlässigt. Da die Druckzone im Steg liegt, ist ein Rechteckquerschnitt vorhanden. Folgende Werte werden für  $\mu_{Eds}=0,07$  abgelesen:<sup>29</sup>

$$\omega = 0,0732$$

$$\xi = 0,122$$

$$\zeta = 0,957$$

$$\varepsilon_{c2} = -2,60\text{‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = 18,66\text{‰}$$

$$\sigma_{sd} = 447,84 \text{ N/mm}^2$$

Mit diesen Werten wird die benötigte Bewehrung in der Zugzone mit Formel 25 berechnet, hierbei wird die Nachverfestigung des Betonstahls berücksichtigt:

$$A_{s1} = \frac{1}{44,784} * (0,0732 * 19 * 109 * 4,533 - 91,71939 * 14,01) = -13,35 \text{ cm}^2$$

Es wird keine Bewehrung benötigt. Selbst ohne Berücksichtigung der Normalkraft aus Vorspannung wären nur 15,35 cm<sup>2</sup> nötig, die vorhandene Bewehrungsmenge von 4 Ø28 mm ist in jedem Fall ausreichen. Weiterhin können für den Transportzustand andere Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden, da die Bemessungssituation vorübergehend ist.

Ein Nachweis gegen das Ausweichen schlanker Träger, auch Kippsicherheitsnachweis (KSNW) genannt, muss durchgeführt werden, wenn die folgenden Bedingungen nicht erfüllt werden:

$$b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{l_{ot}}{50}\right)^3 * h} \text{ und } b \geq \frac{h}{2,5}$$

**Formel 35 Bedingungen des Kippsicherheitsnachweises in der ständigen Bemessungssituation**

$l_{ot}$  = Länge des Druckgurts zwischen den seitlichen Abstützungen [m]

$h$  = wirksame Bauteilhöhe [m]

Für den Einbauzustand:

$$b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{21,6 - 2 * 0,25}{50}\right)^3 * 1,2} = 0,548 \text{ m}$$

$$\text{und: } b \geq \frac{1,2}{2,5} = 0,48 \text{ m}$$

<sup>29</sup> MÜLLER, HOLSCHEMACHER, LOBISCH, 2012, S. 293

Nur eine der beiden Bedingungen ist mit einer Bauteilbreite von 0,50 m erfüllt, es muss also ein KSNW für den Einbauzustand geführt werden.

Für die vorübergehende Bemessungssituation erhöhen sich die Divisoren in Formel 35 auf 70 bzw. 3,5. Dies ergibt für den Transportzustand, in welchem keine seitlichen Halterungen vorhanden sind:

$$b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{21,6}{70}\right)^3} * 1,2 = 0,433m$$

$$\text{und: } b \geq \frac{1,2}{3,5} = 0,343m$$

Für den Transportzustand muss kein KSNW geführt werden.

Auf die Durchführung des KSNW für den Einbauzustand wird verzichtet. Die Auslastung wird geringer ausfallen als in C 50/60, da der Beton C 80/95 einen höheren E-Modul hat und somit die Steifigkeit des Bauteils zugenommen hat.

### 3.9 Brandschutznachweis

Die Software abacus FETT führt diesen nicht durch, verbunden mit dem Hinweis, dass der Brandschutznachweis für Betone mit einer Druckfestigkeit, welche über C 60/75 liegt, nicht geregelt ist.

Im Abschnitt 6 (hochfester Beton) des EC2 (Teil 1-2) lautet Punkt 6.4.3 (Anwendung tabellarischer Daten): „Die in Abschnitt 5 angegebene Bemessungsmethode mit Tabellen kann auch für Bauteile aus hochfestem Beton angewandt werden, wenn die Mindestquerschnittsabmessung folgendermaßen erhöht wird: [...]  $2(k-1)a$  für alle anderen tragenden Bauteile und der Achsabstand mit  $k$  multipliziert wird.“<sup>30</sup> Dafür wird für  $k$  auf den Punkt 6.4.2.1 (3) („Stützen und Wände“) verwiesen. Dort wird eine Empfehlung für  $k$  ausgesprochen. Im Nationalen Anhang findet sich dazu folgende Aussage: „Der Faktor  $k$  darf aber zur Vergrößerung der Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände gegenüber der Tabelle in Abschnitt 5 angewendet werden.“<sup>31</sup> Die Empfehlungen für  $k$  werden aber nicht bestätigt. Damit sind die Werte für Deutschland nicht festgelegt und der Nachweis ist nicht durchführbar.

Unter der Annahme, dass die empfohlenen Werte auch in Deutschland eingeführt sind und dem Verständnis des Autors folgend, sollen nun aufgrund der Tabelle 5<sup>32</sup> Mindestwerte für Querschnittsabmessungen und Achsmaße erarbeitet werden.

Mit dem verwendeten Beton C 80/95, der in die Klasse 2 eingeordnet wird, ergibt sich ein  $k$  von 1,3. Für Spannlitzen müssen Achsmaße um 15 mm erhöht werden. Die dar-

<sup>30</sup> DIN Deutsches Institut für Normung, 2010b 6.4.3 (1)

<sup>31</sup> DIN Deutsches Institut für Normung, 2010c NDP zu „6.4.2.1 (3) Stützen und Wände“

<sup>32</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2010b 5.5

aus resultierenden Werte sind für C 50/60 und C 80/95 in der folgenden Tabelle dargestellt. Dabei wird für die Stegdicke gemäß Nationalem Anhang die Querschnitts-klasse WC gewählt.<sup>33</sup> Für C 80/95 ist nicht klar, welches  $a$  zur Erhöhung von  $b_w$  verwendet werden soll. Eine der 4 Varianten kann gewählt werden,  $b_{\min}$  ist die Mindestbalkendicke, im Falle von I-Trägern gilt zusätzlich die Mindeststegdicke  $b_w$ .

	Variante	1	2	3	4		Stegdicke $b_w$ [mm]
C 50/60	$b_{\min}$ [mm]	80	120	160	200		80
	$a_s$ [mm]	25	20	15	15		
	$a_p$ [mm]	40	35	30	30		
C 80/95	$b_{\min}$ [mm]	104	141	178	218		
	$a_s$ [mm]	32,5	26	19,5	19,5		
	$a_p$ [mm]	52	45,5	39	39		

**Tabelle 3** Mindestmaße aus Brandschutzanforderungen

Die kleinste Breite des Binders beträgt 190 mm und erfüllt damit die Anforderungen bis Spalte 3. Der mittlere Achsabstand  $a_m$  für den Betonstahl beträgt:

$$a_{m,s} = \frac{2 * 1,54 * 4,5 + 2 * 2,01 * 4,6}{2 * 1,54 + 2 * 2,01} = \mathbf{4,56cm} > a_s = 3,25cm$$

Dabei wurden die Bewehrung in der Druckzone und jene mit Ø8 im Steg nicht berücksichtigt.

Für die Spannstähle ergibt sich der mittlere Achsabstand zu:

$$a_{m,p} = \frac{8 * 0,934 * 5,7 + 3 * 0,934 * 5,5}{11 * 0,934} = \mathbf{5,65cm} > a_p = 5,2cm$$

Beide Nachweise sind erfüllt. Auf eine genauere Berechnung, wie sie das Programm für C 50/60 durchgeführt hat, wird verzichtet.

### 3.10 Bauliche Durchbildung

#### 3.10.1 Eintragungslänge der Spannglieder

Die Eintragungslänge  $l_{\text{disp}}$  ist die Länge, über welche die Betonspannungen in einen linearen Verlauf im Querschnitt übergehen. Die Übertragungslänge  $l_{\text{pt}}$  hingegen beschreibt das vollständige Eintragen der Vorspannkraft in den Beton.

<sup>33</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2010c NDP zu „5.6.1 (1) Balken — Allgemeines“

Der Grundwert der Übertragungslänge kann mit Formel 36 berechnet werden:

$$l_{pt} = \alpha_1 * \alpha_2 * d_p * \frac{\sigma_{pm,0}}{f_{bpt}} \quad \text{Formel 36 Grundwert der Übertragungslänge}$$

$\alpha_1$  = Beiwert;  $\alpha_1=1,25$  für das plötzliche Absetzen der Spannkraft

$\alpha_2$  = Beiwert;  $\alpha_2=0,19$  für Litzen mit 7 Drähten

$d_p$  = Nenndurchmesser des Spannstahls [mm]

$\sigma_{pm,0}$  = Spannstahlspannung unter Berücksichtigung der elastischen Verluste [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{bpt}$  = Verbundspannung [N/mm<sup>2</sup>]

Die Verbundspannung zum Zeitpunkt  $t_0$  lässt sich mit nachfolgender Gleichung berechnen:

$$f_{bpt}(t) = \eta_{p1} * \eta_1 * f_{ctd}(t) \quad \text{Formel 37 Verbundspannung zum Zeitpunkt t}$$

$\eta_{p1}$  = Beiwert; für Litzen mit 7 Drähten ist  $\eta_{p1}=3,2$

$\eta_1$  = Beiwert;  $\eta_1=1,0$  für guten Verbund

$f_{ctd}$  = Bemessungswert der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt t [N/mm<sup>2</sup>]

Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt t lässt sich mit Formel 38 berechnen:

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} * 0,7 * \left[ \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^\alpha * \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} \quad \text{Formel 38 Bemessungswert der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt t}$$

$\alpha_{ct}$  = Beiwert;  $\alpha_{ct}=1,0$  bei Ermittlung der Verbundspannung<sup>34</sup>

$f_{cm}(t)$  = mittlere Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt t [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{cm}$  = mittlere Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$\alpha$  = Beiwert;  $\alpha=1$  für t kleiner 28 Tage

$f_{ctm}$  = Bemessungswert der Betonzugfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$\gamma_c$  = Teilsicherheitsbeiwert für Beton,  $\gamma_c=1,5$

Für den Zeitpunkt  $t_0=1$  d und die mittlere Betondruckfestigkeit zu diesem Zeitpunkt von  $f_{cm}=50$  N/mm<sup>2</sup> ergibt sich der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit folgendermaßen:

$$f_{ctd}(t_0) = 1,0 * 0,7 * \left[ \frac{50}{88} \right]^1 * \frac{4,8}{1,5} = 1,2727 \text{ N/mm}^2$$

<sup>34</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2013, NCI Zu 3.1.6 (2)P

Damit beträgt die Verbundspannung zum Zeitpunkt  $t_0$ :

$$f_{bpt}(t_0) = 3,2 * 1,0 * 1,2727 = 4,0726 \text{ N/mm}^2$$

Und der Grundwert der Übertragungslänge beträgt mit einer Vorspannung von  $\sigma_{pm,0} = 917,1939 \text{ N/mm}^2$ :

$$l_{pt} = 1,25 * 0,19 * 12,5 * \frac{917,1939}{4,0726} = 668,59 \text{ mm} = 0,669 \text{ m}$$

Der Bemessungswert der Übertragungslänge beträgt entweder das 0,8-fache  $l_{pt,inf}$  (für den Nachweis der örtlichen Spannungen) oder das 1,2-fache  $l_{pt,sup}$  (für Nachweise im GZT). Die Bemessungswerte ergeben somit:

$$l_{pt,inf} = 0,8 * 0,669 = 0,535 \text{ m}$$

$$l_{pt,sup} = 1,2 * 0,787 = 0,803 \text{ m}$$

Die Eintragungslänge kann nun mit der folgenden Formel 39 berechnet werden, dabei wird  $l_{pt,inf}$  verwendet.

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2}$$

#### Formel 39 Eintragungslänge

$l_{pt}$  = Grundwert der Übertragungslänge [m]

$d$  = statische Nutzhöhe [m]

Mit einer statischen Nutzhöhe  $d = 1,0579 \text{ m}$  (siehe Punkt 3.7.1) ergibt sich folgender Wert:

$$l_{disp} = \sqrt{0,803^2 + 1,0579^2} = \underline{\underline{1,328 \text{ m}}}$$

### 3.10.2 Robustheitsbewehrung

Bei biegebeanspruchten Bauteilen ist eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens einzubauen (Robustheitsbewehrung). Die Vorspannkraft darf dabei nicht angerechnet werden.

Diese Mindestbewehrung errechnet sich nach folgender Formel:

$$A_{s,min} = \frac{M_{cr}}{f_{yk} * z}$$

#### Formel 40 Robustheitsbewehrung

$M_{cr}$  = kritisches Rissmoment im Zustand I [kNcm]

$f_{yk}$  = Streckgrenze des Betonstahls [kN/cm<sup>2</sup>]

$z$  = innerer Hebelarm [cm]

Das kritische Rissmoment im Zustand I lässt sich mit Formel 41 berechnen:

$$M_{cr} = f_{ctm} * \frac{I_c}{z_{c,u}}$$

#### Formel 41 kritisches Rissmoment im Zustand I

$f_{ctm}$  = Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [kN/cm<sup>2</sup>]

$I_c$  = Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Betonbruttofläche [cm<sup>4</sup>]

$z_{c,u}$  = Schwerpunktabstand der Betonbruttofläche vom unteren Rand [cm]

Lösung mit  $f_{yk}=50$  kN/cm<sup>2</sup>,  $z=0,9*d$  und  $f_{ctm}=0,48$  kN/cm<sup>2</sup>:

$$M_{cr} = 0,48 * \frac{4047260}{71,6} = 27132,47 \text{ kNcm}$$

$$A_{s,min} = \frac{27132,47}{50 * 0,9 * 105,79} = \underline{\underline{5,70 \text{ cm}^2}}$$

Die erforderliche Mindestbewehrung liegt mit 5,70 cm<sup>2</sup> unter der vorhandenen ( $A_s=7,10$  cm<sup>2</sup> in der Zugzone). Die vorgesehene Bewehrung in der Zugzone ist ausreichend und kann wie geplant ausgeführt werden. Zusätzlich dürfte 1/3 der Fläche der Spannglieder angerechnet werden, da sie weniger als 24 cm von der Zugbewehrung entfernt liegen und min. 2 vorhanden sind.<sup>35</sup>

### 3.10.3 Querkraftmindestbewehrung

Es ist eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. Diese lässt sich mit der folgenden Formel berechnen:

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} * b_w * \sin \alpha * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

#### Formel 42 Mindestquerkraftbewehrung

$\rho_{w,min}$  = Mindestquerkraftbewehrungsgrad

$b_w$  = Stegbreite [cm]

$\alpha$  = Neigung der Querkraftbewehrung

Der Mindestquerkraftbewehrungsgrad ergibt sich wie folgt:

$$\rho_{w,min} = 0,16 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

#### Formel 43 Mindestquerkraftbewehrungsgrad

$f_{ctm}$  = Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{yk}$  = Streckgrenze des Betonstahls [N/mm<sup>2</sup>]

<sup>35</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2010c NDP zu 9.2.1.1 (1)

Hierbei wird von einem nichtgegliederten Querschnitt ausgegangen.<sup>36</sup>

Lösung mit  $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ctm}=4,8 \text{ N/mm}^2$  und senkrechter Querkraftbewehrung:

$$\rho_{w,min} = 0,16 * \frac{4,8}{500} = 0,001536$$

$$a_{sw,min} = 0,001536 * 19 * 1,0 * 100 \frac{cm}{m} = \underline{\underline{2,92cm^2}}$$

Die Mindestquerkraftbewehrung ist niedriger als die in 3.6.2 errechnete mit 4,55 cm<sup>2</sup>/m; sie wird demzufolge nicht maßgebend. Der Bügelmaximalabstand wird nach Nationalem Anhang zum EC2 mit 20 cm festgesetzt.

Die gewählten Bügel Ø8 mm mit einem Abstand von 20 cm ergeben eine Bewehrungsfläche von 5,02 cm<sup>2</sup>/m. Dies ist ausreichend.

In der Softwareberechnung wurde mit einem gegliederten Querschnitt gerechnet, der Faktor in Formel 43 ändert sich von 0,16 auf 0,256. So ergibt sich eine Mindestquerkraftbewehrung von:

$$a_{sw,min} = 0,256 * \frac{4,8}{500} * 19 * 1,0 * 100 \frac{cm}{m} = \underline{\underline{4,67cm^2}}$$

Diese erhöhte Mindestquerkraftbewehrung wird maßgebend. Auch sie wird erfüllt. Aufgrund der höheren mittleren Zugfestigkeit von Beton C 80/95 ist die Mindestquerkraftbewehrung etwas höher als in C 50/60. Auch der Mindestbügelabstand ist geringer.

### 3.10.4 Oberflächenbewehrung

Bei vorgespannten Bauteilen muss eine Oberflächenbewehrung angeordnet werden. Dabei dürfen bei dem vorliegenden Querschnitt die außen liegenden Spannglieder angerechnet werden. Da die Stegbreite  $b_w=0,19 \text{ m}$  kleiner ist als die Höhe von 1,20 m ist und die Expositionsklasse XC1 vorliegt, ergibt sich die Mindestoberflächenbewehrung aus folgender Formel:<sup>37</sup>

$$A_{s,surfmin} = 0,5 * \rho * b_w$$

**Formel 44 Mindestoberflächenbewehrung**

$\rho$  = Grundwert der Oberflächenbewehrung

$b_w$  = Stegbreite [cm]

Der Grundwert der Oberflächenbewehrung entspricht dem Mindestquerkraftbewehrungsgrad und wurde in Punkt 3.10.3 bereits berechnet. Er beträgt 0,001536.

<sup>36</sup> vgl. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2011, S. 8-22

<sup>37</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2013, NCI NA.J.4



Mit diesem Grundwert ergibt sich die folgende Mindestoberflächenbewehrung:

$$A_{s,surfmin} = 0,5 * 0,001536 * 19cm * \frac{100cm}{m} = 1,4592cm^2/m$$

Diese Mindestoberflächenbewehrung entspricht einem Stab Ø8 mm alle 25 cm (ergibt eine Bewehrungsfläche von 2,01 cm²/m). Diese ist an allen Seiten gegeben, da der Höchstabstand der Bewehrungsstäbe 20 cm nicht übersteigt und der Durchmesser 8 mm nicht unterschreitet. Der Nachweis der Mindestoberflächenbewehrung ist erfüllt.

Die Nachweise zur Verankerungs- und Übergreifungslänge werden nicht geführt. Sie entsprechen nahezu den Berechnungen im Stahlbetonbau; für den Beton C 80/95 sind in üblichen Nachschlagewerken aber keine tabellierten Werte zu finden. Auch der Nachweis der Zugkraftdeckung im Verankerungsbereich der Spannglieder sowie die einzulegende Spaltzugbewehrung erfolgt nicht. Eine gesonderte Betrachtung der Aussparungen und ihrer Verbügelung wird nicht durchgeführt, da diese den Umfang dieser Arbeit übersteigen würde.

## 4 Optimierung

### 4.1 Randbedingungen

Für den bereits berechneten Querschnitt soll nun eine Optimierung der Abmessungen durchgeführt werden. Dadurch soll ein Bauteil mit höherer Auslastung und weniger Materialverbrauch gefunden werden. Ziel ist dabei den Materialaufwand an Beton so gering wie möglich zu halten. Die Berechnung der verschiedenen Varianten wird mit der Software abacus FETT von RIB durchgeführt.

Für die Optimierung des Spannbetonbinders gibt es verschiedene Randbedingungen, welche eingehalten werden müssen. Zum einen müssen natürlich alle Nachweise erfüllt werden. Das Bauteil muss weiterhin alle Anforderungen aus Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllen. Andererseits gibt es einige Einschränkungen bei der Anpassung der Geometrie des Bauteils. Die Höhe des Trägers muss unverändert bleiben, Ober- und Unterkante des Trägers dürfen nicht verändert werden. Auch der Abstand der Transport- und Montageanker kann nicht verändert werden.

Eine weitere wichtige Randbedingung stellt der Brandschutznachweis dar. Hier werden die Mindestmaße aus Punkt 3.9 (Variante 1) zugrunde gelegt. Werden die Betondeckungen beibehalten, sind die Achsmaße in jedem Fall erfüllt. Damit beträgt die minimale Balkenbreite rund 11 cm. Für die minimale Stegbreite wird 11 cm festgelegt (berechnet mit max. a).

Aus konstruktiven Gründen (Befestigung der Koppelpfetten) wird eine Mindestbreite für den Obergurt von 35 cm festgesetzt; die Befestigungsmittel haben einen Abstand von 25 cm (Anhang 6 Schnitt 3-3).

Für die vertikale Durchbiegung gilt der empfohlene Grenzwert von

$$\frac{l}{250} = \frac{21,6}{250} = 0,0864m = 8,64cm$$

Auch der KSNW wird geführt; das Moment um die z-Achse muss vom Querschnitt im Einbau- und Transportzustand aufgenommen werden können.

Folgende Ergebnisse der Softwareberechnung werden dargestellt:

$\sigma_{c,o,perm}$	Maximale Betondruckspannung in der quasi-ständigen Kombination an der Bauteiloberkante
$\sigma_{c,o,rare}$	Maximale Betondruckspannung in der seltenen Kombination an der Bauteiloberkante
$\sigma_{p,perm}$	Maximale Spannstahlspannung in der quasi-ständigen Kombination
$\sigma_{s,rare}$	Maximale Betonstahlspannung in der quasi-ständigen Kombination
$w_{perm}$	Durchbiegung in der quasi-ständigen Kombination zum Zeitpunkt $t_{\infty}$
$A_{su}$	Maximal benötigte Betonstahlbewehrung an der Unterseite
$IAB_{KN}$	Die maximale Auslastung des Interaktionsnachweises für schiefe Biegung (KSNW)
$IAB_{Tr}$	Die maximale Auslastung des Interaktionsnachweises für schiefe Biegung (Transportnachweis)
$M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$	Auslastung für Moment um z-Achse im KSNW für Transport- (TZ) und Einbauszustand (EZ)
$a_{sw}$	Maximal benötigte Querkraftbewehrung aus KSNW

**Tabelle 4** Übersicht zur Darstellung der Ergebnisse der Softwareberechnung

Treten weitere Besonderheiten auf, werden diese benannt.

Wenn die Optimierung eines Bereiches abgeschlossen ist, wird die Beton- und Gewichtersparnis angegeben. Dafür wird eine Wichte von 25 kN/m<sup>3</sup> für den Beton verwendet.

Für das Grundsystem in C 80/95 ergeben sich die nachfolgenden Werte:

$$\sigma_{c,o,perm} = -8,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -11,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 840,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 105,59 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 0,93 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,918$$

$$IAB_{Tr} = 0,114$$

$$\text{EZ: } M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 18,77 / 218,04 = 0,086$$

$$\text{TZ: } M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,67 / 391,58 = 0,030$$

$$a_{sw} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 4.2 Veränderung der Spannglieder

Im 1. Schritt soll eine Anpassung der vorab gesetzten Spannglieder durchgeführt werden. Diese sind nicht sehr stark ausgelastet; auch die Ausführungsplanung sieht eine verminderte Anzahl vor. Weiterhin soll eine höhere Spannbettvorspannung untersucht werden. Diese Maßnahmen betreffen den Beton nicht unmittelbar, könnten jedoch die Grenzen für die Bauteilabmessungen aufgrund von Betondeckungen verringern.

Dazu soll zuerst eine Reduzierung der Anzahl der Spannglieder auf 2 je Lage vorgenommen werden. Die Berechnung liefert die folgenden Ergebnisse:

$$\sigma_{c,o,perm} = -10,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -12,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 898,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 285,60 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 5,16 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 16,59 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,214$$

$$IAB_{Tr} = 0,150$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 19,19 / 0,09 = 213,22$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,74 / 377,90 = 0,031$$

$$a_{sw} = 4,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Anzahl der Spannglieder wurde um 5 Stück reduziert. Dafür muss zur Aufnahme der aus den äußeren Einwirkungen resultierenden Spannungen an der Unterseite mehr Bewehrung eingelegt werden. Eine Bewehrung von 16,59 cm<sup>2</sup> ist erforderlich, aber nur 7,10 cm<sup>2</sup> sind vorhanden. Die fehlenden 9,49 cm<sup>2</sup> können nicht ohne größeren Aufwand (z. B. Verschiebung der Spannglieder nach oben) und den damit verbundenen negativen Auswirkungen eingebaut werden. Ohne eine Verringerung der einwirkenden Kräfte ist diese Variante nicht praktikabel. In Verbindung mit einer Reduzierung des Eigengewichts (z. B. durch eine gleichzeitige Verkleinerung des Stegs) könnte sie ausführbar werden. Der KSNW wird aufgrund der zusätzlich erforderlichen Bewehrung nicht erfüllt.

Nun soll eine Reduzierung der Anzahl der Spanngliedlagen untersucht werden. Dazu wird je eine Lage entfernt, dies erspart 3 Spannglieder je Lage.

Bei 4 verbleibenden Lagen ergibt sich folgendes:

$$\sigma_{c,o,perm} = -9,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -12,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 871,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 248,11 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 2,90 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 9,84 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,055$$

$$IAB_{Tr} = 0,131$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 19,70 / 0,12 = 164,17$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,71 / 382,45 = 0,031$$

$$a_{sw} = 4,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hier ist eine zusätzliche Betonstahlbewehrung von 2,74 cm<sup>2</sup> erforderlich. Der Einbau dieser geringen Menge sollte möglich sein. Auch hier ist der KSNW nicht erfüllt.

Eine Reduzierung auf 3 Lagen bringt folgende Ergebnisse:

$$\sigma_{c,o,perm} = -10,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -12,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 906,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 294,34 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 5,60 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 17,82 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,257$$

$$IAB_{Tr} = 0,155$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 18,66 / 0,06 = 311,00$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,74 / 373,03 = 0,031$$

$$a_{sw} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es muss eine zusätzliche Bewehrung von 10,72 cm<sup>2</sup> eingebaut werden, dies ist nur schwer möglich, da hierfür die Abmessungen vergrößert oder die Spannglieder nach oben verschoben werden müssen. Beides führt zu einer grundlegenden Änderung des Systems.

Werden nur 2 Lagen Spannglieder eingebaut, ist die maximale Spanngliedspannung überschritten. Außerdem sind zusätzlich 19,16 cm<sup>2</sup> an Bewehrung einzulegen, dies ist nicht möglich. 2 Lagen sind nicht ausführbar.

Zuletzt soll eine Erhöhung der Spannbettvorspannung geprüft werden.

Dazu wird die Spannbettvorspannung auf 1100 N/mm<sup>2</sup> erhöht.

$$\sigma_{c,o,perm} = -8,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -11,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 915,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 46,32 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 0,10 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,915$$

$$IAB_{Tr} = 0,114$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 18,44 / 226,48 = 0,081$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,68 / 390,08 = 0,030$$

$$a_{sw} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Erhöhung der Spannbettvorspannung führt zu keiner nennenswerten Änderung. Es wird minimal weniger ( $0,02 \text{ cm}^2$ ) Bewehrung benötigt. Nur die Durchbiegung im Endzustand wird wesentlich reduziert. Da diese aber weit vom Grenzwert entfernt liegt, ist eine Verringerung nicht erforderlich. Die Untersuchung wird nicht fortgeführt.

Eine einfache Verringerung der Spannlitzenanzahl ist nicht möglich. Zusätzliche Bewehrung muss eingebaut werden, teilweise in Größen, die so nicht ausführbar sind. Verbunden mit einer Verringerung des Eigengewichts können mehr Varianten auf ihre Ausführbarkeit geprüft werden.

### 4.3 Veränderung des Querschnitts

Die Betondruckzone ist aufgrund der höheren Betondruckfestigkeit nicht stark ausgelastet. Diese soll nun in einem 1. Schritt in der Breite verkleinert werden. Dazu wird in Schritten von 5 cm der Flansch verkleinert. Die Höhe bleibt dabei unverändert.

Für eine Breite von 45 cm ergibt sich folgendes:

$$\sigma_{c,o,perm} = -9,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -12,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 839,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 99,42 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 0,96 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,922$$

$$IAB_{Tr} = 0,112$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 19,79 / 182,83 = 0,11$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,25 / 351,05 = 0,032$$

$$a_{sw} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Durch den schmaleren Obergurt sinkt besonders das aufnehmbare Querbiegemoment stark, die Auslastung im KSNW steigt leicht. Es werden keine maßgebenden Spannungen überschritten und die eingebaute Betonstahlmenge reicht aus.

Wird die Breite weiter auf 40 cm reduziert, führt die Berechnung auf folgende Ergebnisse:

$$\sigma_{c,o,perm} = -9,93 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -12,97 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 838,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 92,66 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 1,00 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 2,87 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,929$$

$$IAB_{Tr} = 0,11$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 21,49 / 147,12 = 0,15$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,85 / 311,78 = 0,035$$

$$a_{sw} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Auch hier werden alle Nachweise erfüllt, die Auslastung im KSNW steigt auf 15%, etwas mehr Längsbewehrung wird benötigt, die eingebaute Bewehrung ist aber ausreichend.

Mit der kleinstmöglichen Breite von 35 cm ergibt sich folgendes:

$$\sigma_{c,o,perm} = -10,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -13,83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 837,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 86,37 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 1,07 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,938$$

$$IAB_{Tr} = 0,108$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 24,58 / 112,37 = 0,22$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,51 / 276,25 = 0,038$$

$$a_{sw} = 5,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Wiederum sind die Betonspannungen etwas gestiegen, die Auslastung im KSNW hat sich auf 22% erhöht. In der Nähe der Auflager ist eine verstärkte Bügelbewehrung vorzusehen.

Bei einer Breite von 35 cm verringert sich die Bruttobetonfläche auf 0,2652 m<sup>2</sup>. Dies ergibt auf die Trägerlänge eine Ersparnis von:

$$\text{Beton:} \quad (0,300075 \text{ m}^2 - 0,2652 \text{ m}^2) * 21,60 \text{ m} = 0,7533 \text{ m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft:} \quad 0,7533 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 18,83 \text{ kN} \triangleq 1,83 \text{ t}$$

Im 2. Schritt soll eine Verkleinerung der Flanschhöhe geprüft werden. Dazu wird eine Mindesthöhe von 10 cm vorgegeben und die Möglichkeit der Reduzierung auf einen Bewehrungsstab Ø28 mm je Ecke in Betracht gezogen. Die Mindesthöhe entspricht ca. dem doppelten Achsmaß des Bewehrungsstabes.

Mit einer Flanschhöhe von 15 cm ergibt die Berechnung folgendes:

$$\sigma_{c,o,perm} = -9,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -11,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 836,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 84,65 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 0,85 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,901$$

$$IAB_{Tr} = 0,108$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 21,54 / 238,29 = 0,090$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,98 / 377,68 = 0,029$$

$$a_{sw} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Der Querschnitt ist wenig ausgelastet. Die Breite des Obergurtes hat einen wesentlich höheren Einfluss als dessen Höhe.

Mit der minimalen Höhe von 10 cm führt die Berechnung zu den folgenden Ergebnissen; es wird nur noch mit 1 Betonstahlstab  $\varnothing 28$  mm je Ecke gerechnet:

$$\sigma_{c,o,perm} = -10,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -14,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 836,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 75,79 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 1,28 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 0,93 \text{ cm}^2 \text{ (Mindestbewehrung)}$$

$$IAB_{KN} = 0,904$$

$$IAB_{Tr} = 0,106$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 25,91 / 159,02 = 0,16$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,31 / 262,69 = 0,039$$

$$a_{sw} = 5,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Reduzierung der Flanschhöhe hat zu einer Erhöhung der Betondruckspannung an der Oberseite geführt, die Auslastung des Spann- und Betonstahls hat abgenommen. Bei einer Höhe des Flansches von 10 cm beträgt die Bruttobetonfläche nur noch 0,2690 m<sup>2</sup>. Dies führt zu einer Verringerung von:

$$\text{Beton:} \quad (0,300075 \text{ m}^2 - 0,269 \text{ m}^2) * 21,60 \text{ m} = 0,6712 \text{ m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft:} \quad 0,6712 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 16,78 \text{ kN} \triangleq 1,68 \text{ t}$$

Nun soll die Form eines I-Profils geprüft werden. Dazu muss aber der untere Flansch zusätzlich verbügelt werden. Die Mindestbreite des Stegs beträgt wie bereits beschrieben 11 cm. Die Mindesthöhe des unteren Flansches beträgt 4,5 + 21 + 4,5 = 30 cm. Dies setzt sich aus den erforderlichen Betondeckungen sowie dem Achsabstand der unteren beiden Betonstahllagen zusammen. Der Übergang zwischen Steg und Flansch wird zur Verminderung von Schmutzablagerungen unter einem Winkel von 45° geplant.

Für eine Stegbreite von 15 cm werden folgende Werte berechnet:

$$\sigma_{c,o,perm} = -8,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -11,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 830,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 84,65 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 0,58 \text{ cm}$$



$$A_{su} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,897$$

$$IAB_{Tr} = 0,104$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 19,02 / 273,95 = 0,069$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,74 / 379,37 = 0,028$$

$$a_{sw} = 2,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Während die Auslastung insgesamt abnimmt, ist im Bereich der Öffnungen ein vielfaches der Bewehrung notwendig. Die Öffnungen im Binder befinden sich in der Schräge zum Steg.

Zuletzt soll eine Stegbreite von 11 cm überprüft werden. Dazu werden die Öffnungen 5 cm nach oben verlegt. Ob es mit verhältnismäßigem Aufwand möglich ist, diese Öffnungen zu verschieben, wäre zusammen mit den Planern zu entscheiden. Es kommen diese Ergebnisse zustande:

$$\sigma_{c,o,perm} = -8,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -11,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 820,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 64,53 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 0,08 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 0,74 \text{ cm}^2 \text{ (Mindestbewehrung)}$$

$$IAB_{KN} = 0,878$$

$$IAB_{Tr} = 0,094$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 19,80 / 313,60 = 0,063$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 9,79 / 370,08 = 0,026$$

$$a_{sw} = 5,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Bewehrung im Bereich der Öffnungen ist etwas kleiner als die des Grundsystems, das Verschieben hat hier einen wesentlichen Unterschied gemacht. Im Bereich der Auflager ist eine erhöhte Querkraftbewehrung vorzusehen. Außer dieser Schubbe-  
wehrung hat die Auslastung des Bauteils abgenommen.

Eine Stegbreite von 11 cm führt zu einer Fläche von 0,2482 m<sup>2</sup>. Dabei wurden aber die 4 Öffnungen in der Breite mit abgezogen. Um die Öffnungsbreiten reduziert, ergeben sich folgende Einsparungen:

Beton:

$$(0,300075\text{m}^2 - 0,2482\text{m}^2) * 21,60\text{m} - \left( \pi * \frac{(0,3\text{m})^2}{4} * 0,04\text{m} * 2 \right) * 4 = 1,0979\text{m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft: } 1,0979\text{m}^3 * 25\text{kN/m}^3 = 27,45\text{kN} \triangleq 2,75\text{t}$$

#### 4.4 Auflösung des Querschnitts

Im Mittelbereich des Steges ist das Material keinen hohen Spannungen ausgesetzt. Daher soll zur Reduzierung des Gewichtes und Materialverbrauchs der Steg ähnlich

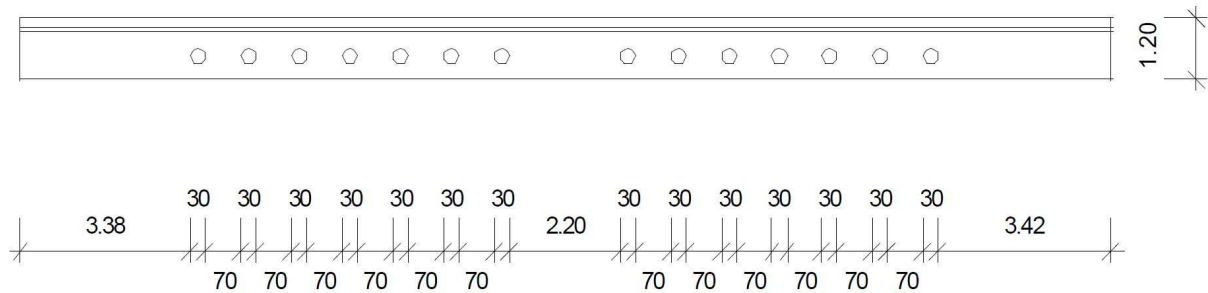
den schon vorhandenen Aussparungen geschwächt werden. Dies führt zu einer Mehrmenge an Bewehrung, da die Bereiche um und zwischen den Öffnungen zusätzlich bewehrt werden müssen.

Grundlage für die Betrachtung der Bewehrung ist ein Auszug aus dem Bewehrungsplan (siehe Anhang 7) sowie die Statik des Grundsystems (siehe Anhang 1). Daraus ergeben sich die folgenden Bewehrungsmengen für die bestehenden nebeneinanderliegenden Aussparungen:

- Ein einzelner Bügel  $\varnothing 8$  hat eine Länge von 2,79 m und ein Gewicht von 1,089 kg.
- Die Bügel  $\varnothing 10$  zwischen den Öffnungen haben eine Länge von 2,08 m und ein Gewicht von 1,290 kg.
- Die Bügelbewehrung im gesamten Stegbereich des Binders ist mit  $\varnothing 8$  mm alle 20 cm (entspricht:  $5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) ausgeführt, gefordert waren  $3,99 \text{ cm}^2/\text{m}$ .
- In Richtung Auflager sind  $\varnothing 8$  mm alle 10 cm zu den  $\varnothing 8$  mm alle 20 cm als Bügel eingeplant, dies entspricht  $10,05 + 5,03 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ , erforderlich waren  $11,88 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Dies sind 5 zusätzliche Bügel (Gewicht: 5,445 kg) über eine Länge von 40 cm.
- Zwischen den Aussparungen sind Bügel  $\varnothing 10$  mm mit einem Abstand 7,5 cm horizontal eingebaut, welches  $20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$  entspricht (erforderlich:  $9,80 + 8,73 = 18,53 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Hier sind es 6 Bügel (Gewicht: 7,74 kg) über eine Höhe von 45 cm.
- In Richtung Balkenmitte sind zusätzlich Bügel  $\varnothing 8$  mm alle 20 cm vorgesehen, dies ergibt eine Bügelbewehrung von  $5,03 + 5,03 = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$  (erforderlich:  $9,66 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Diese 5 Bügel (Gewicht: 5,445 kg) sind über eine Länge von 80 cm verteilt.
- Unterhalb der Öffnungen liegen 2 Bewehrungsstäbe  $\varnothing 16$  mm mit einer Fläche von  $4,02 \text{ cm}^2$ .

Aufgrund der Optik sollen im 1. Schritt die vorhandenen Öffnungen mit gleicher Größe und gleichem Abstand fortgesetzt werden. In Richtung der Auflager erfolgt kein Einfügen zusätzlicher Öffnungen, da hier aufgrund der Querkraftbeanspruchung eine erhöhte Bügelanzahl notwendig wäre. Das würde zu einer stark erhöhten Stahlmenge führen.

Folgendes System ergibt sich daraus:



**Abbildung 6** Längsansicht mit Aussparungen Durchmesser 30 cm

Die Berechnung liefert folgende Ergebnisse:

$$\sigma_{c,o,perm} = -8,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -11,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 838,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 98,42 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 1,01 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,909$$

$$IAB_{Tr} = 0,108$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 18,41 / 240,72 = 0,076$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 11,04 / 389,34 = 0,028$$

$$a_{sw} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es wurden alle Nachweise erfüllt. Für das Grundsystem war eine zusätzliche Bügelbewehrung von  $5,445 + 7,74 + 5,445 = 18,63 \text{ kg}$  notwendig. Mit den zusätzlichen Aussparungen erhöht sich diese Menge auf  $42,051 \text{ kg}$  für die eine Hälfte der Aussparungen. Es entsteht ein Mehrbedarf von  $42,051 - 18,63 = 23,421 \text{ kg}$ . Da es sich aber um 2 Bereiche handelt, in denen diese Aussparungen liegen, beträgt dieser Bewehrungsbedarf insgesamt  $46,842 \text{ kg}$ .

Ab der 4. Aussparung wird unterhalb dieser zusätzlicher Betonstabstahl mit einer Verankerungslänge von  $1,10 \text{ m}$  und einer Fläche von bis zu  $4 \text{ cm}^2$  benötigt. Die Länge der Stäbe beträgt somit  $2 * 1,10 + 2 * 4 * 0,30 + 2 * 3 * 0,70 + 2,20 = 11,00 \text{ m}$ . Da 2 Bewehrungsstähle  $\varnothing 16 \text{ mm}$  nicht den geforderten Mindestabstand einhalten, muss ein Stab  $\varnothing 25 \text{ mm}$  eingebaut werden. Das zusätzliche Gewicht ergibt sich zu  $11 * 3,85 = 42,35 \text{ kg}$ .

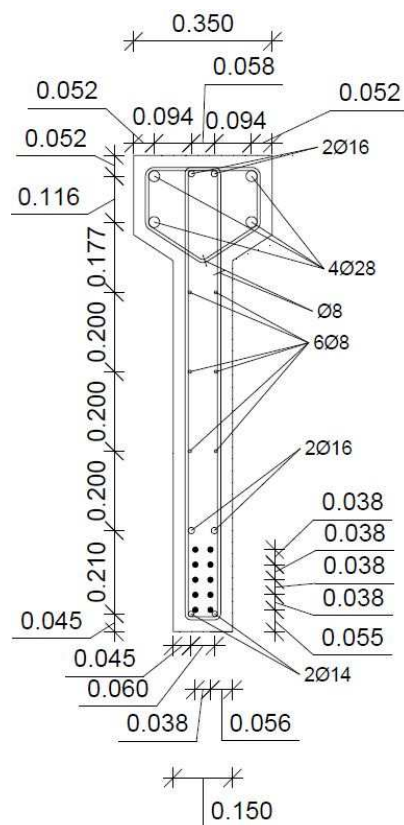
Es ergibt sich eine Betonersparnis von  $(14 - 4) * \pi * \frac{(0,3\text{m})^2}{4} * 0,19\text{m} = 0,134 \text{ m}^3$ . Dies führt zu einer Gewichtsersparnis von  $0,335 \text{ t}$ .

Im 2. Schritt führt eine Vergrößerung der Öffnungen zu einer Erhöhung der benötigten Bewehrungsmenge unterhalb der Öffnungen. Dies erfordert eine Erhöhung der Durchmesser der Stäbe, damit müssen Abstände und Einbaubarkeit neu geprüft werden. Im Durchschnitt bringt eine Mehrmenge von 1 kg Stahl eine Minderung von 3,8 kg Beton. Verbunden mit dem Aufwand für Herstellung, Ein- und Ausbau von Schalkkörpern für die Aussparungen erscheint diese Variante nicht zielführend. Sie wird nicht weiter verfolgt.

## 4.5 Kombinierte Veränderungen

### 4.5.1 Variante A

Variante A soll die Verbindung von der durch die Reduzierung der Spannglieder je Lage ermöglichten Verjüngung des Stegs mit dem schmalsten Flansch darstellen. Der sich dadurch ergebende Querschnitt ist in der folgenden Abbildung dargestellt.



**Abbildung 7** Variante A

Die Berechnung mit Variante A führt zu den folgenden Ergebnissen:

$$\sigma_{c,o,perm} = -12,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -15,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 891,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 266,20 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 4,72 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 15,31 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,203$$

$$IAB_{Tr} = 0,121$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 28,64 / 0,13 = 220,31$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 9,51 / 230,93 = 0,041$$

$$a_{sw} = 6,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Im Bereich der Öffnungen verteilt sich die Bewehrung etwas anders. Die Querkraftbewehrung aus dem Nachweis im GZT ist insgesamt etwas geringer, die aus dem KSNW bereichsweise höher. Aber es muss zusätzlich eine Längsbewehrung von  $8,21 \text{ cm}^2$  eingebaut werden. Bei einem Achsabstand von maximal 6 cm ist kein Platz, um einen weiteren Stab einzulegen. Der Mindeststababstand beträgt bis  $\varnothing 20 \text{ mm}$  2 cm, darüber wird der Stabdurchmesser benötigt. Es bleibt nur noch Platz für einen Stab mit  $\varnothing 6 \text{ mm}$ . Dies ist nicht ausreichend.

Nun soll die Verwendung von Stäben mit einem größeren Durchmesser geprüft werden. Zwischen dem Bügel verbleibt ein Abstand von  $15 - 3 - 0,8 - 0,8 - 3 = 7,4 \text{ cm}$ . Werden 2 Stäbe mit  $\varnothing 25 \text{ mm}$  verbaut, wird der dreifache Durchmesser als Platz benötigt, dies ergibt 7,5 cm. Dieser Abstand ist aber nicht vorhanden. Es können also maximal zweimal  $2\varnothing 20 \text{ mm}$  eingebaut werden. Das entspricht insgesamt einer Betonstahlfläche von  $12,56 \text{ cm}^2$  (entspricht 4  $\varnothing 20 \text{ mm}$ ). Die benötigten  $15,31 \text{ cm}^2$  können so nicht erreicht werden. Möglich wäre es zusätzliche Lagen Beton- oder Spannstahl einzubauen.

Um die Auslastung weiter zu reduzieren, soll der Obergurt zusätzlich auf die minimale Höhe reduziert werden. Dazu muss eine Lage  $\varnothing 28 \text{ mm}$  entfernt werden. Die Berechnung in Punkt 4.3 ergab, dass dieses den KSNW nicht sehr beeinflusst. Folgendes wird berechnet:

$$\sigma_{c,o,perm} = -14,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -18,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 889,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 248,11 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 5,04 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 14,43 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,262$$

$$IAB_{Tr} = 0,117$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 104,94 / 0,35 = 299,83$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 8,80 / 152,58 = 0,058$$

$$a_{sw} = 16,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Bewehrung im Bereich der Öffnungen hat sich verringert. Die benötigte Längsbewehrungsmenge hat sich reduziert, kann aber immer noch nicht ohne größeren Eingriff

in das System eingebaut werden. Weiterhin hat sich die benötigte Querkraftbewehrung stark erhöht. Die nötigen Bügel können aber noch eingebaut werden.

Da die einzubauende Bewehrungsmenge weiterhin nicht einbaubar ist, wird die Neigung der Unterkante des Obergurtes verringert. Sie wird auf den Winkel geändert, der am ursprünglichen Träger vorhanden war. Dabei wird nachfolgendes berechnet:

$$\sigma_{c,o,perm} = -14,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -19,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 889,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 248,11 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 5,06 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 14,38 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = -$$

$$IAB_{Tr} = -$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = -$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = -$$

$$a_{sw} = -$$

Im Nachweis auf Biegung mit Längskraft wird minimal weniger Bewehrung nötig. Dafür führt der KSNW zu keinem Ergebnis. Die Software ist nicht in der Lage diesen zu berechnen. Die letzte Veränderung wird verworfen.

Um die auftretenden Zugkräfte an der Bauteilunterkante aufnehmen zu können, muss die Bewehrungsfläche erhöht werden. Eine weitere Option ist aber, Spannstahl von einer höheren Stahlgüte einzusetzen, welcher mehr Zugkräfte aufnehmen kann. Es wird jetzt ein Spannstahl Y 1660/1860 eingesetzt; die Berechnung führt zu den folgenden Ergebnissen:

$$\sigma_{c,o,perm} = -14,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -18,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 888,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 263,54 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 5,11 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 12,91 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,371$$

$$IAB_{Tr} = 0,113$$

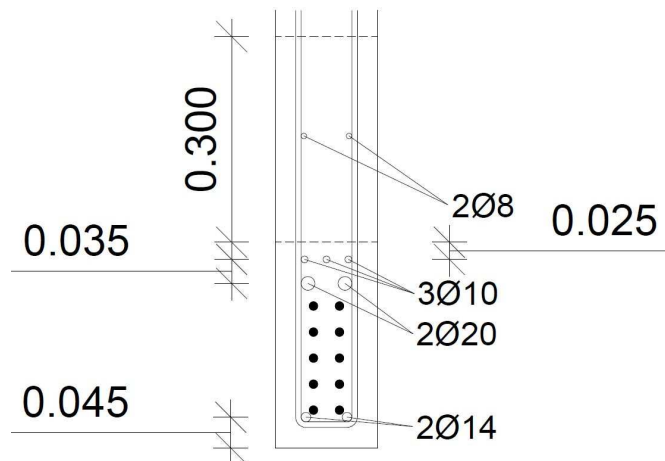
$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 215,70 / 0,68 = 317,21$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 8,80 / 152,6 = 0,058$$

$$a_{sw} = 30,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Während der Nachweis für Biegung mit Längskraft weniger Bewehrung als zuvor erfordert, liefert der KSNW wesentlich schlechtere Ergebnisse. Die Menge an Bügelbewehrung ist so nicht ausführbar. Auch eine Erhöhung der Vorspannkraft bringt keine weitere Verbesserung.

Es muss also die Längsbewehrung erhöht werden. Die nachfolgende Skizze verdeutlicht die Situation unter den Öffnungen. Dargestellt ist die maximal einzubauende Bewehrung.



**Abbildung 8** Bewehrung im Öffnungsbereich der Variante A

Die maximal einbaubare Betonstahlmenge beträgt:

$$2 * 1,54 + 2 * 3,14 + 3 * 0,79 = 11,73 \text{ cm}^2$$

Diese Bewehrung ist nicht ausreichend.

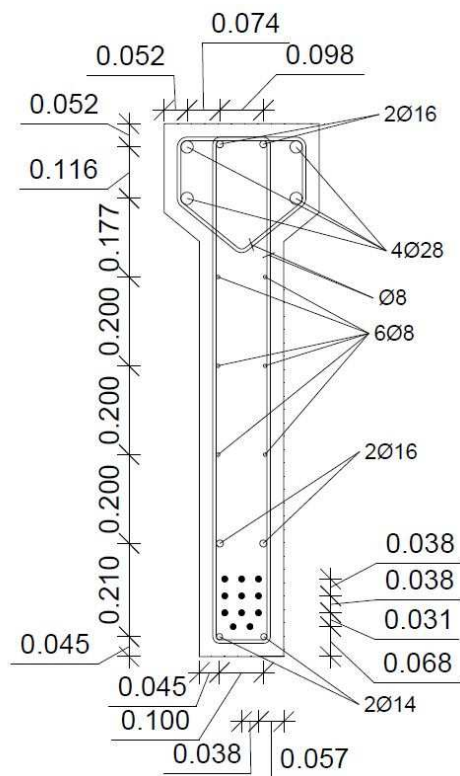
Die Bewehrung an der Unterseite wurde nicht verändert, da die Mindestabstände zwischen Beton- und Spannstahl unterschritten sind. Die weiter vorn in diesem Punkt getroffene Annahme von 2 Ø20 mm statt der 2 Ø14 mm am unteren Rand ist falsch. An der Anordnung der untersten Spannglieder müsste eine Veränderung vorgenommen werden, um den Mindestabstand von dem zweifachen Durchmesser für den Spannstahl (entspricht 25 mm) oder mindestens 20 mm bzw. Stabdurchmesser für Betonstahl einzuhalten. Aber je weiter sich der Schwerpunkt der Bewehrung aus Spann- und Betonstahl nach oben verschiebt, umso schlechter werden die Ergebnisse. Selbst die in Abbildung 8 dargestellte Ausführung würde schlechtere Ergebnisse liefern, wenn sie denn ausführbar wäre.

Die Untersuchung der Variante A hat ergeben, dass sie bei der vorhandenen Belastung nicht tragfähig ist. Die Betrachtung eines verjüngten Stegs mit nur 2 Spanngliedern je Lage wird eingestellt, sie brachte kein verwertbares Ergebnis.

#### 4.5.2 Variante B

In Variante B soll eine reduzierte Anzahl der Spanngliedlagen verbunden mit einem verkleinerten Obergurt überprüft werden. Dazu sollen die in 4.5.1 gewonnen Erkenntnisse einbezogen werden. Die Anordnung der Spannglieder wird angepasst und die Breite des Obergurtes auf das Minimum von 35 cm verkleinert. In der untersten Spanngliedlage wurde ein Spannglied entfernt, alle Spannglieder wurden etwas nach oben verschoben.

Mit 4 verbleibenden Spanngliedlagen ergibt sich der in Abbildung 9 dargestellte Querschnitt.



**Abbildung 9** Querschnitt Variante B

Für den oben dargestellten Querschnitt bringt die Berechnung folgende Ergebnisse:

$$\sigma_{c,o,perm} = -11,66 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -14,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 882,72 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 248,11 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 4,10 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 13,71 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,154$$

$$IAB_{Tr} = 0,131$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 26,77 / 0,13 = 205,92$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,55 / 271,12 = 0,039$$



$$a_{sw} = 5,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die vorgesehene Bewehrung ist nicht ausreichend. Bereichsweise ist eine erhöhte Bügelbewehrung vorzusehen. An den Öffnungen hat sich die Bewehrungsmenge leicht verringert.

Um die Eigenlast weiter zu verringern, wird die Flanschhöhe auf das Minimum von 10 cm verringert. Nun ergibt die Berechnung folgendes:

$$\sigma_{c,o,perm} = -13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -17,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 882,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 231,26 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 4,47 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 13,06 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,185$$

$$IAB_{Tr} = 0,130$$

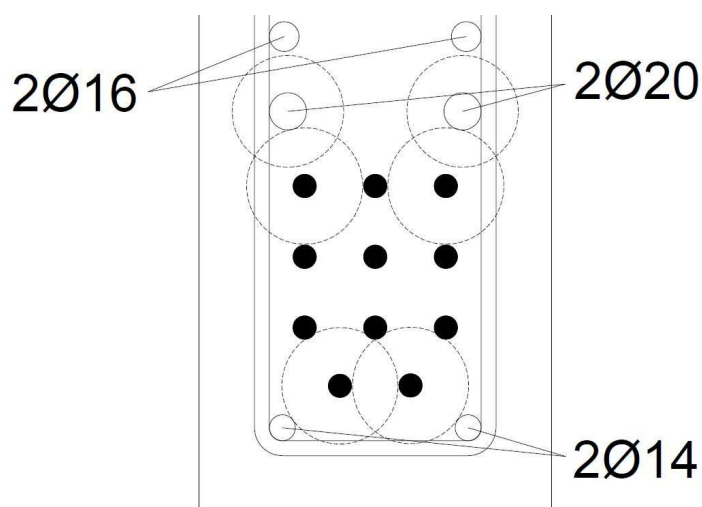
$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 53,89 / 0,27 = 199,59$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 9,94 / 197,13 = 0,050$$

$$a_{sw} = 8,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die benötigte Längsbewehrung hat sich leicht verringert. Die Nachweise wurden trotz der Verringerung des Eigengewichts nicht erfüllt; bis zu den Öffnungen ist eine erhöhte Bügelbewehrung einzubauen.

Nun soll versucht werden, die Bewehrungsmenge zu erhöhen. Die Vorgangsweise unter Berücksichtigung der Mindestabstände verdeutlicht Abbildung 10. Die gestrichelten Linien stehen darin für den Mindestabstand.



**Abbildung 10** Maximalbewehrung Variante B

Die 2 Ø16 mm sind nur jeweils im Bereich der Öffnungen vorgesehen. Ein weiterer Stab Ø20 mm wäre möglich, soll aber vorerst nicht eingesetzt werden.

Mit der oben dargestellten Bewehrung wird nachfolgendes berechnet:

$$\sigma_{c,o,perm} = -13,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -17,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 882,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 231,26 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 4,48 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 13,22 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,187$$

$$IAB_{Tr} = 0,124$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 97,62 / 0,50 = 195,24$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 9,92 / 200,22 = 0,050$$

$$a_{sw} = 12,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Zwischen den Öffnungen ist mehr Bewehrung einzubauen. Die Längsbewehrung muss erhöht werden. Auch die Bügelbewehrung hat sich für einen Großteil des Trägers stark erhöht.

Wird ein dritter Stab mit Ø20 mm eingebaut, ergibt sich nachfolgendes:

$$\sigma_{c,o,perm} = -13,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -17,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 882,83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 228,95 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 4,51 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 13,44 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 1,094$$

$$IAB_{Tr} = 0,119$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 66,81 / 0,39 = 171,31$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 9,89 / 200,59 = 0,49$$

$$a_{sw} = 9,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Betonstahlmenge ist mit 12,5 cm<sup>2</sup> nahezu ausreichend für die Bemessung auf Biegung mit Längskraft. Aber im KSNW versagt das Bauteil. Auch Variante B ist so nicht ausführbar. Die Berechnung wird eingestellt.

#### 4.5.3 Variante C

In Variante C soll ein I-Träger mit verkleinertem Druckflansch geprüft werden. Es wird eine Stegbreite von 11 cm und eine Obergurtbreite von 35 cm gewählt. Die Spannglieder werden außer der Änderung der untersten Lage aus konstruktiven Gründen unverändert belassen. Dafür liefert die Software folgende Ergebnisse:

$$\sigma_{c,o,perm} = -10,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -14,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 827,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 94,54 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 3,85 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,948$$

$$IAB_{Tr} = 0,092$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 29,65 / 100,11 = 0,30$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 8,57 / 249,84 = 0,034$$

$$a_{sw} = 7,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Berechnung ergibt folgendes: Etwas mehr Bügelbewehrung ist im Bereich der Auflager einzubauen. Auch aufgrund des KSNW ist im Bereich der Auflager etwas mehr Querkraftbewehrung vorzusehen. Alle Nachweise werden erfüllt, der Träger weist noch Reserven auf.

Der berechnete Querschnitt hat eine Fläche von  $0,2134 \text{ m}^2$ . Um die Öffnungsbreiten reduziert ergeben sich folgende Einsparungen:

Beton:

$$(0,300075 \text{ m}^2 - 0,2134 \text{ m}^2) * 21,60 \text{ m} - \left( \pi * \frac{(0,3 \text{ m})^2}{4} * 0,04 \text{ m} * 2 \right) * 4 = 1,8486 \text{ m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft: } 1,8496 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 46,74 \text{ kN} \triangleq 4,67 \text{ t}$$

Die Änderung des Querschnitts in einen I-förmigen Binder bringt eine sehr gute Betonersparnis von ca. 29%.

Wie schon in Punkt 4.3 beschrieben, müssen, um diesen Träger ausführen zu können, die Öffnungen nach oben verschoben werden. Dies bringt einen Eingriff in die Planung anderer Gewerke (z.B. Lüftungsbau) mit sich. Solche Eingriffe sollen vermieden werden. Weiterhin bedeutet dieser Trägerquerschnitt einen erheblichen Mehraufwand beim Herstellen der Schalung. Bei einer Stückzahl von 4 ist dieser Mehraufwand an Zeit nicht vertretbar. Die Berechnung für diesen Querschnitt wird eingestellt.

#### 4.5.4 Variante D

Variante D soll nur eine Änderung der Ausführung des Druckflansches umfassen. Spann- und Betonstahl bleiben im Rahmen der Ausführbarkeit unverändert.

Für eine Breite des Druckflansches von 40 cm und eine Höhe von 10 cm ergeben sich nachfolgende Werte:

$$\sigma_{c,o,perm} = -12,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -16,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 847,76 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 153,16 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{\text{perm}} = 2,30 \text{ cm}$$

$$A_{\text{su}} = 5,09 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{\text{KN}} = 0,987$$

$$IAB_{\text{Tr}} = 0,112$$

$$\text{EZ: } M_{z,\text{Ed}}/M_{z,\text{Rd}} = 34,33 / 44,68 = 0,77$$

$$\text{TZ: } M_{z,\text{Ed}}/M_{z,\text{Rd}} = 10,02 / 221,45 = 0,045$$

$$a_{\text{sw}} = 6,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Der KSNW ergibt eine hohe Auslastung. Etwas mehr Querkraftbewehrung ist im Bereich der Auflager einzubauen. Auf Biegung ist der Träger wenig ausgelastet.

Wird der Druckflansch weiter auf nur 35 cm verkleinert, ergibt die Berechnung folgendes:

$$\sigma_{c,o,\text{perm}} = -12,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,\text{rare}} = -16,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,\text{perm}} = 848,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,\text{rare}} = 151,63 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{\text{perm}} = 2,43 \text{ cm}$$

$$A_{\text{su}} = 5,69 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{\text{KN}} = 1,016$$

$$IAB_{\text{Tr}} = 0,114$$

$$\text{EZ: } M_{z,\text{Ed}}/M_{z,\text{Rd}} = 43,29 / 37,77 = 1,15$$

$$\text{TZ: } M_{z,\text{Ed}}/M_{z,\text{Rd}} = 9,92 / 201,79 = 0,049$$

$$a_{\text{sw}} = 7,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Im Bereich der Aussparungen ist wesentlich weniger Bewehrung einzubauen. Die Längsbewehrung ist ausreichend. Jedoch versagt das Bauteil im KSNW. Es ist auch mehr Bügelbewehrung nötig.

In einem weiteren Schritt soll nun ein Obergurt mit der Breite von 35 cm und der Höhe von 15 cm geprüft werden. Mit dieser Höhe sind wieder 4 Stäbe mit  $\varnothing 28 \text{ mm}$  im Druckflansch verbaut. Folgende Ergebnisse werden von der Software ausgegeben:

$$\sigma_{c,o,\text{perm}} = -11,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,\text{rare}} = -14,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,\text{perm}} = 845,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,\text{rare}} = 845,65 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{\text{perm}} = 1,85 \text{ cm}$$

$$A_{\text{su}} = 5,68 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{\text{KN}} = 0,982$$

$$IAB_{\text{Tr}} = 0,110$$

$$\text{EZ: } M_{z,\text{Ed}}/M_{z,\text{Rd}} = 31,40 / 50,93 = 0,62$$

$$\text{TZ: } M_{z,\text{Ed}}/M_{z,\text{Rd}} = 10,21 / 272,14 = 0,038$$

$$a_{sw} = 6,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Auch hier ist im Bereich der Aussparungen weniger Bewehrung einzubauen. Alle Nachweise werden erfüllt.

Wird die Anzahl der Bewehrungsstäbe im Obergurt auf 2 verringert, führt dies zu den nachfolgenden Ergebnissen:

$$\sigma_{c,o,perm} = -12,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,o,rare} = -16,24 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,perm} = 849,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,rare} = 159,44 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{perm} = 2,35 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$IAB_{KN} = 0,999$$

$$IAB_{Tr} = 0,114$$

$$EZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 32,70 / 33,22 = 0,98$$

$$TZ: M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 10,22 / 206,95 = 0,049$$

$$a_{sw} = 6,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Auslastung ist angestiegen, sie beträgt nahezu 100%. Etwas mehr Bügelbewehrung ist sowohl bei den Öffnungen als auch im Bereich der Auflager einzubauen.

Es wurden 2 gültige Varianten gefunden. Der Querschnitt mit einer Obergurtbreite von 40 cm und –höhe von 10 cm wird als Variante D1 und der mit einer Breite von 35 cm und einer Höhe von 15 cm mit nur 2 Stäben im Druckflansch als Variante D4 bezeichnet.

In der Variante D1 verbleibt eine Querschnittsfläche von  $0,2558 \text{ m}^2$ . Für die Gesamtlänge des Trägers ergibt dies eine Ersparnis von:

$$\text{Beton: } (0,300075 \text{ m}^2 - 0,2558 \text{ m}^2) * 21,60 \text{ m} = 0,9563 \text{ m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft: } 0,9563 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 23,90 \text{ kN} \triangleq 2,39 \text{ t}$$

Variante D4 hat eine Fläche von  $0,2572 \text{ m}^2$ . Dies ergibt eine Änderung für das gesamte Bauteil von:

$$\text{Beton: } (0,300075 \text{ m}^2 - 0,2572 \text{ m}^2) * 21,60 \text{ m} = 0,9261 \text{ m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft: } 0,9261 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 23,15 \text{ kN} \triangleq 2,32 \text{ t}$$

Da kein großer Unterschied in der Bewehrung von den Varianten D1 und D4 vorliegt, wird nur Variante D1 weiter untersucht. Der Ausdruck für die Softwareberechnung dieses Querschnitts befindet sich in Anhang 8.

#### 4.5.5 Weitere Überlegungen

In Punkt 4.5.4 wurde ein Querschnitt ausgeschlossen, weil er den KSNW nicht erfüllt hat. Unter der Annahme, dass der Obergurt nicht ausweichen kann, weil er durch die

Koppelfetten des Daches oder die Trapezblecheindeckung als Scheibe seitlich gehalten ist, muss kein KSNW geführt werden.<sup>38</sup> In diesem Fall kann folgende Betonmenge eingespart werden:

$$\text{Beton:} \quad (0,300075\text{m}^2 - 0,2492\text{m}^2) * 21,60\text{m}^3 = 1,0989\text{m}^3$$

$$\text{Gewichtskraft:} \quad 1,0989\text{m}^3 * 25\text{kN/m}^3 = 27,47\text{kN} \triangleq 2,75\text{t}$$

Wird darüber hinaus vorausgesetzt, dass die Befestigung der Koppelfetten bzw. des Trapezbleches abgeändert werden kann, um einem schmaleren Obergurt zu entsprechen, kann die Mindestbreite von 35 cm unterschritten werden. Ein Binder mit einer Obergurtbreite von 30 cm erfüllt alle Nachweise außer dem KSNW. Ab einer Breite von nur noch 25 cm ist das Programm nicht mehr in der Lage, den KSNW für den Endzustand zu führen. Eine weitere Verkleinerung wird nicht durchgeführt.

## 4.6 Kostenbetrachtung

### 4.6.1 Vorbemerkung

Zielsetzung war, einen wirtschaftlicheren Spannbetonbinder zu finden, welcher die ursprünglichen Vorgaben genauso erfüllt wie das Grundsystem. Die Kostenbetrachtung soll daher dem Vergleichen von der Ausführung in C 50/60 und der unter Punkt 4.5 untersuchten Varianten in C 80/95 dienen. Kosten, die für die jeweils betrachteten Binder gleich sind, werden nicht berücksichtigt. Es findet keine Gesamtberechnung für das jeweilige Bauteil statt. Vielmehr wird die Einsparung an Material o. Ä. mit einer Kostenersparnis belegt, Materialmehraufwand mit einem Kostenmehraufwand. Es werden die Kalkulationspreise für die internen Kosten zugrunde gelegt. Es wird gemäß Leistungsbeschreibung von der Herstellung von 4 Bindern ausgegangen.

Für einen Beton mit einer höheren Qualität sind auch die Materialkosten höher. Es soll versucht werden, dies durch eine Minderung des Materialeinsatzes auszugleichen. Auch kann ein verringertes Gewicht des Bauteils zu niedrigeren Transport- und Montagekosten führen.

Einen wesentlichen Unterschied stellt die Erhöhung der Überwachungsklasse für Beton dar. C 50/60 fällt in die Überwachungsklasse 2, C 80/95 hingegen in die 3. Damit werden höhere Anforderungen an die Überwachung der Betonqualität gestellt. Nun sind 3 Proben je Betoniertag bzw. je 50 m<sup>3</sup> eingebautem Beton herzustellen. Die Überwachungsklasse 2 hingegen fordert nur 3 Proben je 300 m<sup>3</sup> bzw. je 3 Betoniertage. Eine erhöhte Überwachung ist natürlich mit Mehrkosten verbunden.

Eine Rücksprache mit dem Produktionsleiter ergab allerdings, dass in jedem Fall für jeden Binder 4 Probewürfel angefertigt werden. Da an jedem Betoniertag 2 Binder hergestellt werden können und die Gesamtmenge an Beton mit maximal  $4 * 6,32 = 25,28 \text{ m}^3$  die Grenze von 50 m<sup>3</sup> nicht erreicht, müssten nur 6 Probewürfel angefertigt

<sup>38</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011, 5.9 (1)

werden. Die ausgeführte Anzahl beträgt aber 16. Die Erhöhung der Überwachungsklasse hat also keine Auswirkungen auf die Kosten des Betons und damit des Binders.

#### 4.6.2 Kostenansätze

Die Fahrtkosten für die ca. 60 km lange Strecke von Bautzen nach Dresden betragen 470,00 € je Spannbetonbinder. Ein Lastzug kann 2 Binder transportieren. Die Grenze stellt weniger das Gewicht, sondern eher die Länge der Bauteile dar. Eine Optimierung der Transportkosten ist also nicht möglich und wird nicht weiter betrachtet.

Aus Sicht der Montagekosten ist die Größe des benötigten Krans von großer Bedeutung. Die folgenden Annahmen werden zur Auswahl des Krans getroffen. Die Hubhöhe ergibt sich folgendermaßen: Das Kettengehänge überbrückt ab einer Höhe von ca. 0,5 m über der Oberkante des Trägers, die Länge von  $(21,60 - 2 * 3,00)/2 = 7,80 \text{ m}$  unter einem Winkel von min.  $60^\circ$ . Dies ergibt eine Höhe von 13,5 m. Dazu wird noch 1 m bis zur Umlenkrolle gerechnet. Die zu überwindende Höhe wird mit ca. 7,5 m zzgl. 0,5 m Sicherheitsabstand angenommen. Es ergibt sich also eine Hubhöhe von mindestens  $13,5 + 1 + 7,5 + 0,5 + 1,2 = 23,7 \text{ m}$ . Das Gewicht des Originalquerschnitts beträgt 16,03 t. Für Montagehilfen, Flasche etc. wird ein Zuschlag von 1 t eingerechnet. Es müssen also 17 t gehoben werden. Die Mindestausladung ergibt sich aus der halben Trägerlänge (ca. 11 m), der Restlänge des Mobilkrans von Auslegerfußpunkt bis Fahrgestellende laut technischem Handbuch<sup>39</sup> und einem Zuschlag von 2 m für den Sicherheits- und Rangierabstand. Für den 130 t Kran beträgt die Ausladung somit  $11 + 4 + 2 = 17,0 \text{ m}$ . Für eine Ausladung von 17,0 m gibt es keine Angabe im Handbuch. Bei 18,0 m Ausladung kann jedoch der 130 t Kran eine Last von 20 t über eine Höhe von 25,7 m heben. Ein 100 t Kran erreicht nur eine Last von 14,6 t auf eine Höhe von 26,4 m. Gerechnet wird mit dem internen Verrechnungssatz für einen Tag der Firma Hentschke Bau GmbH, welcher 1125,00 € für den 130 t Kran und 981,00 € für den 100 t Kran beträgt (siehe Anhang 9).

Die Kalkulation für die Herstellung der Binder kann der Anlage entnommen werden (siehe Anhang 10 und Anhang 11). Folgende Kosten werden dieser Kalkulation entnommen:

Beton C 80/95: 100,00 €/m<sup>3</sup>

Bewehrungsstahl: 0,86 €/kg

Spannstahl: 1,15 €/kg

Aussparungskörper Ø30 cm: 25,00 €/Stück

Eine Kostenunterscheidung zwischen Spannstählen unterschiedlicher Zugfestigkeit erfolgt genauso wenig wie eine Abstufung der Stahlpreise nach Durchmessern. Laut

<sup>39</sup> vgl. Maxikraft, 2014, S. 139

Aussage des Kalkulators bewirkt die Änderung der Abmessungen keine nennenswerten Unterschiede in der Produktionszeit. Demzufolge werden nur Materialpreise betrachtet, die Untersuchung einer eventuell vorkommenden Zeitersparnis erfolgt nicht.

#### 4.6.3 Kostenvergleichsrechnung zum Grundsystem

Als Grundlage dienen die Kalkulationen im Anhang. Sie wurden auf der Grundlage des Grundsystems für 4 Bauteile erstellt. Die Gesamtkosten betragen 14392,00 € für die Ausführung in C 50/60. Für den hochfesten Beton C 80/95 ergibt die Kalkulation Kosten von 15014,00 €. Es ergibt sich eine Differenz von 622,00 €. Somit ergeben sich die Mehrkosten je Binder von 155,50 €. Werden die Kosten je Binder aus hochfestem Beton um 155,50 € verringert, ist dieser kostengünstiger als die Ausführung in normalfestem Beton C 50/60.

Verglichen zum Grundsystem weist der Querschnitt D1 folgende Unterschiede auf:

- Die Betonmenge wurde um  $0,9563 \text{ m}^3$  reduziert
- Das Bindergewicht verringert sich um 2,39 t
- Wegfall von 2 Betonstahlstäben  $\varnothing 28 \text{ mm}$  im Obergurt
- Hinzufügen von 2  $\varnothing 8 \text{ mm}$  aus konstruktiven Gründen in 1 m Höhe
- Weiterhin entfällt ein Spannglied

Diese Unterschiede bewirken eine Kostenersparnis von:

- Beton:  $0,9563 \text{ m}^3 * 100 \text{ €/m}^3 = 95,63 \text{ €}$
- Betonstahl:  
 $(2 * 21,6 \text{ m} * 4,83 \text{ kg/m} - 2 * 21,6 \text{ m} * 0,39 \text{ kg/m}) * 0,86 \text{ €/kg} = 164,95 \text{ €}$
- Spannstahl:  $21,6 \text{ m} * 0,726 \text{ kg/m} * 1,15 \text{ €/kg} = 18,03 \text{ €}$
- Der Mobilkran muss nun eine Masse von  $16,03 - 2,39 + 1 = 14,64 \text{ t}$  über eine Höhe von min. 23,7 m und eine Entfernung von 17,0 m heben. Diese 14,64 t entsprechen annähernd der Grenze des 100 t Kranes für 18 m.<sup>40</sup> Es kann also der 100 t Kran eingesetzt werden, dies bringt eine Kostenersparnis gegenüber dem 130 t Kran von insgesamt  $1125,00 - 981,00 = 144,00 \text{ €}$ . Pro Binder ergibt sich somit 36,00 €.

An den Kosten für Transport und Montagemitteln gibt es keine Veränderung. Es werden die gleichen Drahtseilabhebeschlaufen benötigt. Eine etwaige Veränderung der Zulagebewehrung für die Transportanker wurde nicht untersucht; dies gilt genauso für die Änderung der Bügelbewehrung. Auch ein erhöhter Aufwand für Transport- und Montagesicherung des Trägers, besonders der seitlichen Verformung, ist nicht in die Betrachtung eingeflossen.

Insgesamt ergeben sich somit Minderkosten in Höhe von:

$$95,63 + 164,95 + 18,03 + 36 = 314,61 \text{ €}$$

<sup>40</sup> vgl. Maxikraft, 2014, S. 119



Abzüglich der Mehrkosten durch den Beton C 80/95 ergibt sich eine Differenz von:  
 $314,61 - 155,50 = 159,11\text{€}$

Folgende Tabelle fasst die Ergebnisse der Kostenberechnung zusammen:

Posten	Mehrkosten	Minderkosten	Summe
Beton	155,50 €	95,63 €	59,87 €
Betonstahl	14,49 €	179,44 €	-164,95 €
Spannstahl	0,00 €	18,03 €	-18,03 €
Montage	0,00 €	36,00 €	-36,00 €

**Tabelle 5** Übersicht zur Kostenvergleichsrechnung

#### 4.7 Fazit

Es wurde nur ein Querschnitt gefunden, der den Randbedingungen entspricht und eine signifikante Verringerung des eingesetzten Material bringt. Für diesen Querschnitt entsteht trotz des höheren Materialpreises für den Beton eine Kostenersparnis von 159,11 €. An dem Minderaufwand hat aber der Beton nur einen Anteil von ca. 30%. Die Haupteinsparnis entsteht durch die Änderung im Bewehrungsstahl.

Angesichts der Gesamtkosten von 14392,00 € für die Ausführung in C 50/60 macht die Differenz von insgesamt 636,44 € nur einen geringen Anteil aus. Sie beträgt nur 4,4%. Den Großteil der Kosten der Produktion stellen die Lohnkosten mit 6601,00 € und der Betonstahl mit 3182,00 € dar. Veränderungen an diesen beiden Posten vorzunehmen und zu untersuchen war nicht Ziel dieser Arbeit.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Untersuchung im 1. Teil der Diplomarbeit ergab, dass der Binder in C 80/95 alle durchgeführten Nachweise erfüllte. Der Brandschutznachweis von hochfestem Beton muss jedoch genauer betrachtet werden, um sicherzustellen, dass die in dieser Arbeit getroffenen Annahmen richtig sind und das Bauteil den brandschutztechnischen Ansprüchen genügt. Besonders die Frage, wie diese Bestimmungen des EC2 auszulegen sind und welche Mindestmaße daraus folgen, wäre in einer weiterführenden Arbeit zu klären.

Die im 2. Teil dieser Diplomarbeit durchgeführte Berechnung brachte einen leicht veränderten Querschnitt hervor. Abzüglich der Mehrkosten durch den erhöhten Materialpreis für Beton C 80/95 entsteht eine sehr geringe Kostenersparnis von 4,4% der Gesamtkosten für 4 Binder aus C 50/60. Eine Ursache dafür ist, dass der Beton nur 13,7% der Kosten ausmacht. Durch die Querschnittsveränderung entfiel ein Teil der Betonstahlmenge aus Platzgründen. Nur die Änderung der Betonmenge und des Transportgewichts allein hätte kein positives Ergebnis gebracht. Der Beton ist an keiner Stelle stark ausgelastet. Weiterhin scheint der Aufwand für die Umplanung durch Architekten, Statiker, Prüfstatiker und Absprachen mit dem Bauherrn bzw. die Einholung der benötigten Freigaben etc. zu hoch für eine so geringe Kostenersparnis. Auch ergab eine Gegenrechnung, dass der gefundene Querschnitt bei einer Ausführung in normalfestem Beton C 50/60 alle Nachweise bis auf den KSNW erfüllt.

Fraglich bleibt auch hier der Brandschutznachweis. Da aber der Steg und die Achsmaße der Bewehrung nicht verändert wurden, ändert sich die Problemstellung zu dem vorgenannten Umstand nicht. Weiterhin ist mit den Planern und Statikern des Gesamtbauwerks festzulegen, ob die Binder an ihrer Oberseite seitlich ausweichen können oder nicht. Der daraufhin eventuell zu führende KSNW ist eine entscheidende Einschränkung für die Optimierung, zumal diese Berechnung zusätzlich zu einer hohen Menge an Querkraftbewehrung aus Torsion im Bauteil führen kann. Auch kann die Wirkung dieser Torsion auf unterstützende Bauteile deren Neubemessung erforderlich machen. Eine andere Einschränkung, welche genauer abzuklären wäre, bildete die Frage, welchen Platzbedarf die Befestigung der Dacheindeckung und ihrer Unterkonstruktion hat.

Der Binderquerschnitt mit dem größten Einsparpotential, ein I-Träger, wurde aufgrund der geringen Stückzahl wegen des sehr hohen Aufwands beim Formenbau verworfen. Bei einer höheren Stückzahl würde dieser Effekt in den Hintergrund treten.

Sämtliche Berechnungen dieser Arbeit wurden mit einem Teilsicherheitsbeiwert für Beton von  $\gamma_c=1,50$  durchgeführt. Die Norm erlaubt aber bei einer Sicherstellung und

Überwachung der vorhandenen Betonfestigkeit für Fertigteile einen reduzierten Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_{c,red4}=1,35$ .<sup>41</sup> Besonders bei einer hohen Stückzahl würde sich die Wahrnehmung dieser Erleichterung empfehlen.

Schlussendlich ergab die Untersuchung dieser Arbeit, dass im Rahmen der vorgegebenen Randbedingungen keine nennenswerten Vorteile für eine Ausführung in höherwertigem Beton festgestellt werden konnten. Weiterhin wurde kein System gefunden, in welchem die höhere Druckfestigkeit des Betons ausgenutzt werden konnte.

---

<sup>41</sup> vgl. DIN Deutsches Institut für Normung, 2013, NDP Zu A.2.3 (1)

## Quellenverzeichnis

ALBERT, Andrej; DENK, Heiko; LUBASCH, Peer; NITSCH, Andreas: Spannbeton. 2. Auflage Köln, 2013

AVAK, Ralf; GLASER, Ronny: Spannbetonbau. Berlin, 2005

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. [Hrsg.]: Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2. Band 1: Hochbau. 1. korrigierter Nachdruck Berlin, 2011

DIN Deutsches Institut für Normung [Hrsg.]: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin, 2011

DIN Deutsches Institut für Normung [Hrsg.]: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Berlin, 2010b

DIN Deutsches Institut für Normung [Hrsg.]: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Berlin, 2010a

DIN Deutsches Institut für Normung [Hrsg.]: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin, 2010c

DIN Deutsches Institut für Normung [Hrsg.]: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, 2013

KRÜGER, Wolfgang; MERTZSCH, Olaf: Spannbetonbau-Praxis nach Eurocode 2. 3., vollständig überarbeitete Auflage Berlin, 2012

LITZNER, Hans-Ulrich: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 - Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. In: Beton-Kalender. Band 1 Abschnitt M Berlin, 1995, S. 519-725

Maxikraft: technisches Handbuch. Herzberg, 2014

MÜLLER, Torsten; HOLSCHEMACHER, Klaus; LOBISCH, Frank: Bemessungshilfsmittel für Betonbauteile nach Eurocode 2. Berlin, 2012

ROMBACH, Günther: Spannbetonbau. 2., aktualisierte Auflage Berlin, 2010

RUBIN, Helmut; SCHNEIDER, Klaus-Jürgen: Baustatik. In: GORIS, Alfons [Hrsg.]: Bautabellen für Ingenieure. 20. Auflage Köln, 2012, S. 4.2-4.65

## **Anhangverzeichnis**

Anhang 1	Bemessung C 50/60
Anhang 2	Nebenrechnung ideelles Flächenmoment
Anhang 3	Nebenrechnung Momente in Feldmitte
Anhang 4	Berechnung der Druckzonenhöhe im Zustand II
Anhang 5	Berechnung des Flächenträgheitsmoment 2. Grades im Zustand II
Anhang 6	Auszug aus dem Schalplan für die Dachbinder
Anhang 7	Auszug aus dem Bewehrungsplan für die Dachbinder
Anhang 8	Bemessung der Variante D1
Anhang 9	Gerätepreisliste Fa. Hentschke Bau GmbH, Fertigteilwerk
Anhang 10	Kalkulation C 50/60
Anhang 11	C 80/95

## STATISCHE BERECHNUNG

Bauvorhaben: Landespolizei Sachsen  
Polizeiverwaltungsamt  
Service- und Logistikzentrum  
Behördenareal Stauffenbergallee  
Stauffenbergallee 16  
01099 Dresden

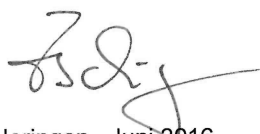
Bauherr: Staatsbetrieb Sächsisches Immobilien- und  
Baumanagement  
Niederlassung Dresden I.  
Königsbrücker Straße 80  
01099 Dresden

Auftraggeber: Hentschke Bau GmbH  
Zeppelinstraße 15  
02625 Bautzen

Nachfolgend werden die Spannbetondachbinder Pos. 4.3 und 4.4.1 aus der Statik der Ingenieurgesellschaft Hochbau GbR bemessen. Die Geometrie und die Lastvorgaben werden aus dieser Statik übernommen und als richtig vorausgesetzt. Die Positionen werden mit dem Kürzel H versehen, als Hinweis darauf, dass es im Auftrag der Firma Hentschke erfolgt und zur besseren Übersicht.

Diese Statik umfasst 59 Seiten.

aufgestellt:

  
Heringen, Juni 2016

ingenieurgesellschaft  
zschernig mbh  
schlossplatz 2  
99765 heringen

fon: 036333-6 26 84  
fax: 036333-7 76 31  
mobil: 0172-3 42 34 20

info@zschernig.de  
www.zschernig.de

geschäftsführer:  
(dipl.-ing.) rené zschernig

Amtsgericht Mühlhausen  
hrb: 6142

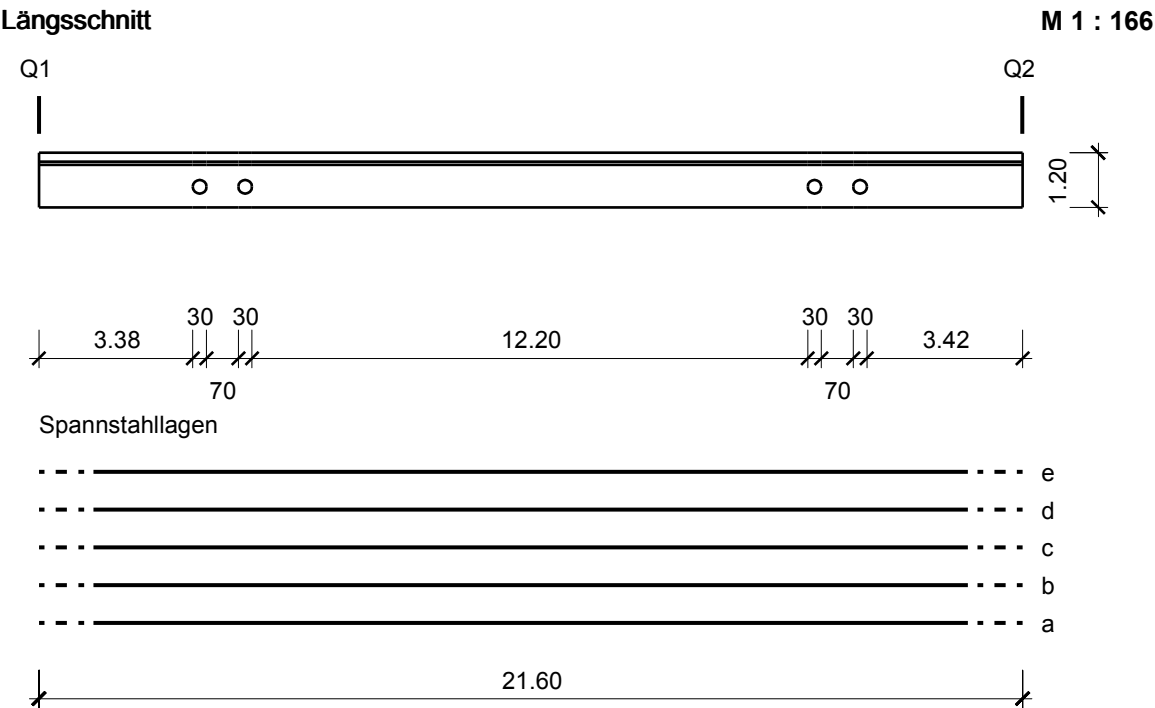
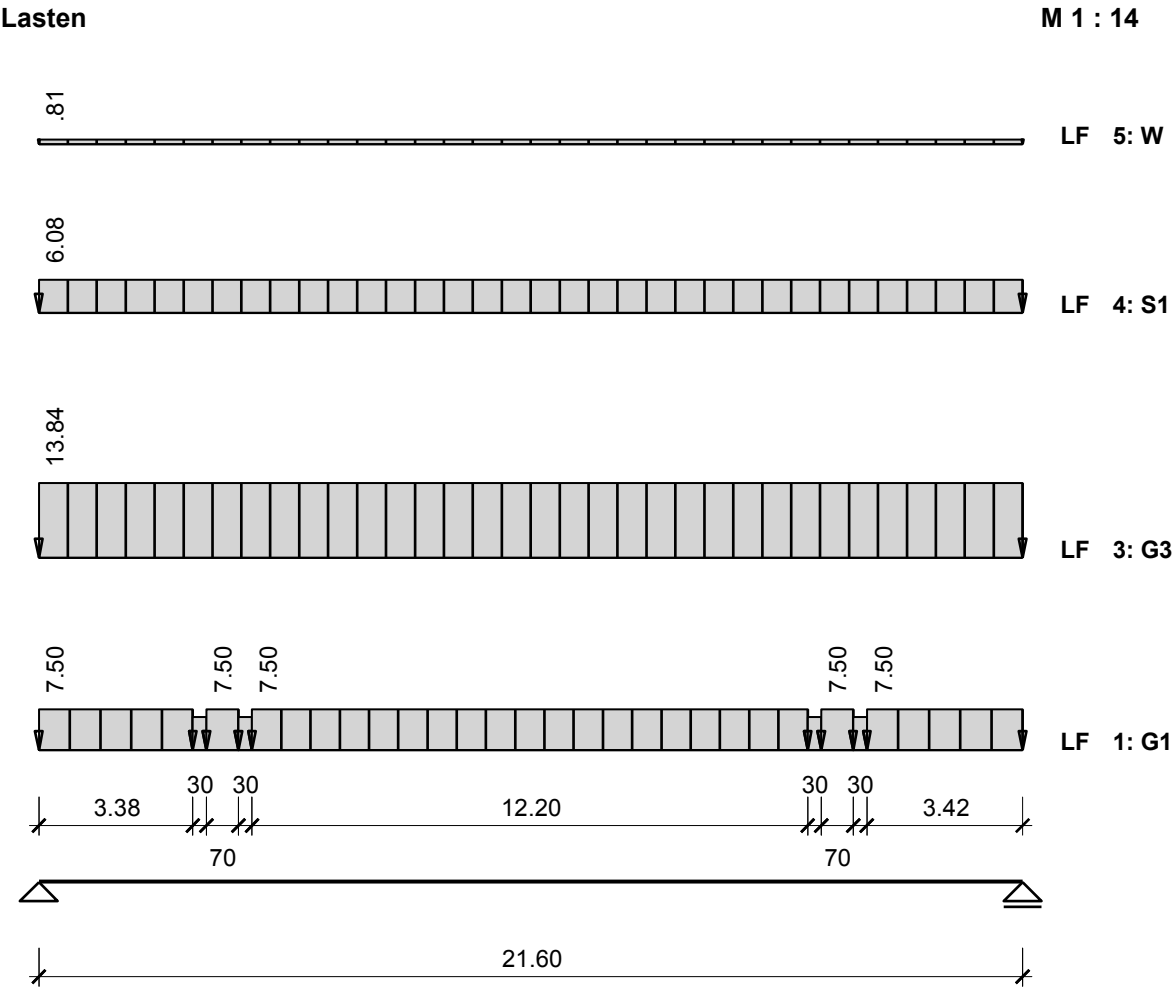
st.-nr.: 159/111/01472

kreissparkasse  
nordhausen  
blz: 820 540 52  
konto: 300 165 04

## Inhaltsverzeichnis

<u>Position</u>	<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
4.3-H	Spannbetondachbinder l=21,6m	3
4.3K-H	Kippnachweis Spannbetondachbinder l=21,6m	18
4.3T-H	Transportnachweis Spannbetondachbinder l=21,6m	26
4.4.1-H	Spannbetondachbinder l=11,86m	35
4.4.1K-H	Kippnachweis Spannbetondachbinder l=11,86m	45
4.4.1T-H	Transportnachweis Spannbetondachbinder l=11,86m	52

**Pos. 4.3-H    Spannbetondachbinder l=21.6m**



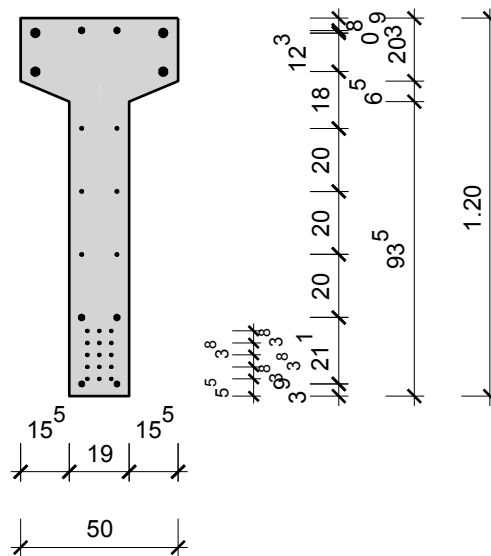
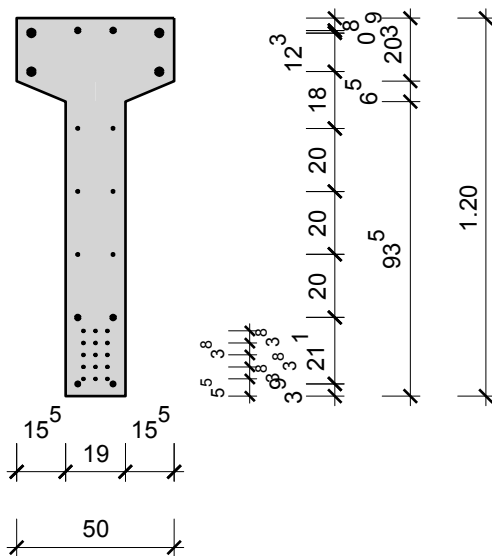


## Querschnitte

**M 1 : 24**

Q1  $x = 0.00$

Q2  $x = 21.59$



**MATERIALKENNWERTE:**

**Maßg. Norm: DIN EN 1992-1-1/N/A**

(Bemessungssituationen: Bs)

Beton Fertigteil:	C50/60	Ecm	(N/mm2):	37000.0	eps.c2	:	-2.00
		Ec(To)	(N/mm2):	31797.6	eps.c2u	:	-3.50
Bs: Std.+vorüberg.		fcd	(N/mm2):	28.3	gamma.c	:	1.50
		fctm	(N/mm2):	4.1			
		fctk005	(N/mm2):	2.9			
Bs: Ermüdung		fcd	(N/mm2):	28.3	gamma.c	:	1.50
Spannstahl:	St1570/1770	Ep	(N/mm2):	195000.0	eps.01	:	6.78
Bs: Std.+vorüberg.		fpd	(N/mm2):	1321.7	gamma.s	:	1.15
Bs: Ermüdung		fpd	(N/mm2):	1321.7	gamma.s	:	1.15
		sig.0o	(N/mm2):	0.0	eps.u	:	25.00
		sig.0u	(N/mm2):	1000.0			
Betonstahl:	S500	Es	(N/mm2):	200000.0	eps.sy	:	2.17
Bs: Std.+vorüberg.		fyd	(N/mm2):	434.8	gamma.s	:	1.15
					eps.su	:	25.00
Bs: Ermüdung		fyd	(N/mm2):	434.8	gamma.s	:	1.15

## Vorwerte für Kriechen und Schwinden:

Zeitpunkt	Temperatur(G)	Feuchte(%)	
bis To 1 Tage :	25		
To bis T1 30 Tage :	15	80	
T1 bis Too :		50	
Beton Fertigteil :	Konsistenz S2	Zement N (s=0.25)	1 Steg(e)
Relaxationsbeiwert Beton :			0.80
Relaxationsverluste Spannstahl :	im Spannbett		0.00 (%)
	To bis T1 :		3.00 (%)
	T1 bis Too :		6.00 (%)

Spannstahlsorte:                      Profiliert                      Verbundbeiwert                      xi                      :                      0.7

### SYSTEMWERTE:

<b><u>SYSTEMWERTE:</u></b>		Kragarm	Feld	Kragarm
Stützweiten	L(m):	0.00	21.60	0.00
Auflagerbreiten	B(m):		0.25	0.25

**Spannstahllagen:**

(neg. Z: ab OK Fertigteil)

Lage	Anzahl	Ap(cm2)	Apl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
a	3	0.93	2.79	3.8	5.5	0.000	21.600
b	3	0.93	2.79	3.8	9.3	0.000	21.600
c	3	0.93	2.79	3.8	13.1	0.000	21.600
d	3	0.93	2.79	3.8	16.9	0.000	21.600
e	3	0.93	2.79	3.8	20.7	0.000	21.600

**Betonstahllagen:**

(neg. Z: ab OK Fertigteil)

Lage	Anzahl	As(cm2)	Asl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
1	2	D28	12.32	40.6	-4.7	0.000	21.600
2	2	D28	12.32	40.6	-17.0	0.000	21.600
3	2	D14	3.08	11.2	3.9	0.000	21.600
4	2	D16	4.02	11.2	25.0	0.000	21.600
5	2	D16	4.02	11.2	-3.9	0.000	21.600
6	2	D 8	1.01	11.2	45.0	0.000	21.600
7	2	D 8	1.01	11.2	65.0	0.000	21.600
8	2	D 8	1.01	11.2	85.0	0.000	21.600

**Querschnittsverlauf:**

Schicht	Ba(cm)	Xa(m)	Za(cm)	Be(cm)	Xe(m)	Ze(cm)
1	50.0	0.000	120.0	50.0	21.600	120.0
2	50.0	0.000	100.0	50.0	21.600	100.0
3	19.0	0.000	93.5	19.0	21.600	93.5
4	19.0	0.000	0.0	19.0	21.600	0.0

**Stegaussparungen:**

Aussp.	Xa(m)	Zu(cm)	Ba(cm)	Ha(cm)	Da(cm)	
1	3.38	30.0			30.0	Kreis
2	4.38	30.0			30.0	Kreis
3	16.88	30.0			30.0	Kreis
4	17.88	30.0			30.0	Kreis

**BELASTUNG:**

LF	Einwirkung	Alt.	LF-Bezeichnung
1	G1		Eigenlast
3	G3		Belag
4	S1		Schnee
5	W		Wind

STR:Streckenlast Q1,Q2(kN/m),

EIN:Einzellast Q1(kN),

MOM:Moment Q1(kNm)

Eigenlast G1 generiert für gamma = 25.00 kN/m3

LF	Einwirkung	Art	A(m)	Q1	B(m)	Q2	Ey(cm)
1	G1	STR	0.000	7.502	3.380	7.502	0.0
1	G1	STR	3.380	6.077	0.300	6.077	0.0
1	G1	STR	3.680	7.502	0.700	7.502	0.0
1	G1	STR	4.380	6.077	0.300	6.077	0.0
1	G1	STR	4.680	7.502	12.200	7.502	0.0
1	G1	STR	16.880	6.077	0.300	6.077	0.0
1	G1	STR	17.180	7.502	0.700	7.502	0.0
1	G1	STR	17.880	6.077	0.300	6.077	0.0
1	G1	STR	18.180	7.502	3.420	7.502	0.0
3	G3	STR	0.000	13.840	21.600	13.840	0.0
4	S1	STR	0.000	6.080	21.600	6.080	0.0
5	W	STR	0.000	0.810	21.600	0.810	0.0

**Automatische Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1991**

P/T: Ständige, vorüberg. Bs, A: außergewöhn. Bs

Ls: Lagesicherheit

Einwirkung	inf.gamma	(P/T)	.sup	(A).sup	psi0	psi1	psi2	r.inf	r.sup
P	1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95	1.05
G1	1.00		1.35	1.00	1.00	1.00	1.00		
G3	1.00		1.35	1.00	1.00	1.00	1.00		
S1	0.00		1.50	1.00	0.50	0.20	0.00		
W	0.00		1.50	1.00	0.60	0.20	0.00		

**AUFLAGERKRÄFTE Az, Bz + - MOMENTE Ta, Tb:**

LF	Einwirkung	Az(kN)	Ta(kNm)	Bz(kN)	Tb(kNm)
1	G1	80.164	0.000	80.167	0.000
3	G3	149.472	0.000	149.472	0.000
4	S1	65.664	0.000	65.664	0.000
5	W	8.748	0.000	8.748	0.000
max.Ad	(P/T)	416.378	0.000	416.381	0.000

**Nachweise für Schnitt: 5****X(m): 1.375****KRAFTEINLEITUNG:**

Schubkraft F = 686.36 kN

Spaltzugbewehrung Asw = 7.76 cm<sup>2</sup>**Ermittlung der Eintragungslänge:**\* Aus Vorgabewert f<sub>cm</sub>(t) ermittelt

Nenn Durchmesser	dp	=	12.5 mm
Zeitabh. Beiwert	beta.cc*	=	0.60 -
Betondruckfestigkeit (T0)	f <sub>cm</sub> (t)	=	35.00 N/mm <sup>2</sup>
Betonzugfestigkeit (T0)	f <sub>ctm</sub> (t)*	=	2.70 N/mm <sup>2</sup>
Bemessungswert d. Betonzugfestigkeit (T0)	f <sub>ctd</sub> (t)	=	1.07 N/mm <sup>2</sup>
Verbundspannung	fbpt	=	3.05 N/mm <sup>2</sup>
Spannstahlspannung (T0)	sig.pm0	=	916.6 N/mm <sup>2</sup>
Übertragungslänge	l <sub>pt</sub>	=	0.94 m
Eintragungslänge	l <sub>disp</sub>	=	1.38 m

**Nachweise für Aussparung 1:****Xa(m): 3.380**Hebelarm der Normalkr. z<sub>l</sub> = 103.2 cm

(Lage des Momentennullpunkts: X0)

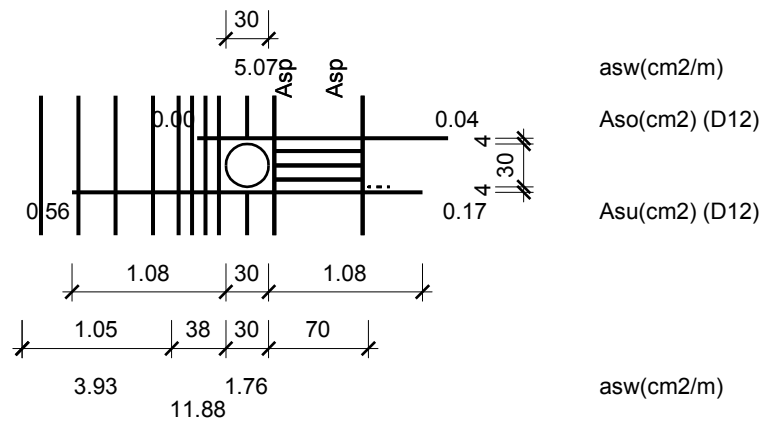
Komb.	MI(kNm)	NI(kN)	VI(kN)	Mr(kNm)	Nr(kN)	Vr(kN)	X0(m)
max.M	500.34	-1082.36	285.70	560.12	-1082.36	277.91	3.2
min.V	-31.92	-1082.36	157.50	1.05	-1082.36	153.28	3.5
Gurte:							VRdmax
max.M o	25.61	-1116.74	264.14	80.88	-1116.74	256.93	987.99
u	2.09	34.38	21.57	6.60	34.38	20.98	545.06
min.V o	-16.88	-645.64	145.61	13.60	-645.64	141.71	987.99
u	-1.38	-436.71	11.89	1.11	-436.71	11.57	545.06

Abstand zur folgenden Aussparung

b = 70.0 cm

Bemessung als "Pfosten"

Md =	256.93 kNm	h' =	3.0 cm	beidseitig je	Asp =	9.80 cm <sup>2</sup>
Vd =	269.22 kN	VRdmax =	996.30 kN	cot.t =	asw =	5.34 cm <sup>2</sup> /m



### Nachweise für Aussparung 2:

**Xa(m): 4.380**

Hebelarm der Normalkr.  $z_l = 102.8$  cm

(Lage des Momentennullpunkts: X0)

Komb.		MI(kNm)	NI(kN)	VI(kN)	Mr(kNm)	Nr(kN)	Vr(kN)	X0(m)
max.M		750.44	-1108.26	247.62	802.14	-1108.26	239.83	4.1
min.V		98.50	-1108.26	136.59	127.03	-1108.26	132.36	4.3
	Gurte:							VRdmax
max.M	o	54.57	-1349.51	228.93	102.37	-1349.51	221.73	987.99
	u	4.46	241.25	18.69	8.36	241.25	18.10	545.06
min.V	o	-1.80	-774.87	126.28	24.57	-774.87	122.37	987.99
	u	-0.15	-333.39	10.31	2.01	-333.39	9.99	545.06

Abstand zur vorigen Aussparung

$b = 70.0$  cm

Bemessung als "Pfosten"

$M_d = 228.93$  kNm  $h' = 3.0$  cm

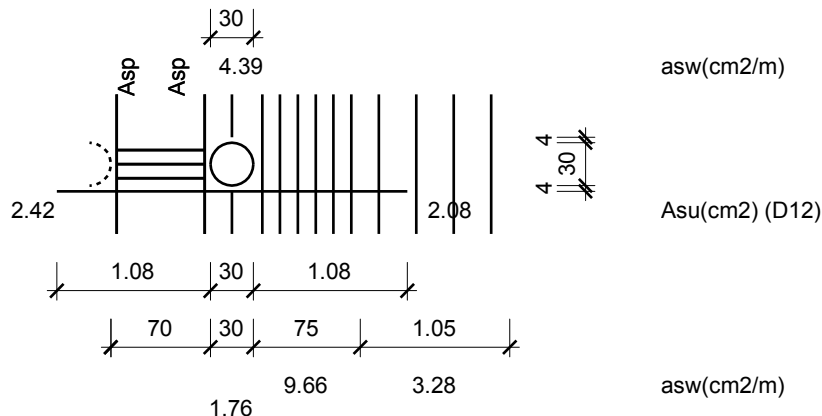
beidseitig je

$A_{sp} = 8.73$  cm<sup>2</sup>

$V_d = 240.78$  kN  $VR_{dmax} = 953.18$  kN

$\cot.t = 2.07$

$a_{sw} = 4.43$  cm<sup>2</sup>/m



### Nachweise für Aussparung 3:

**Xa(m): 16.880**

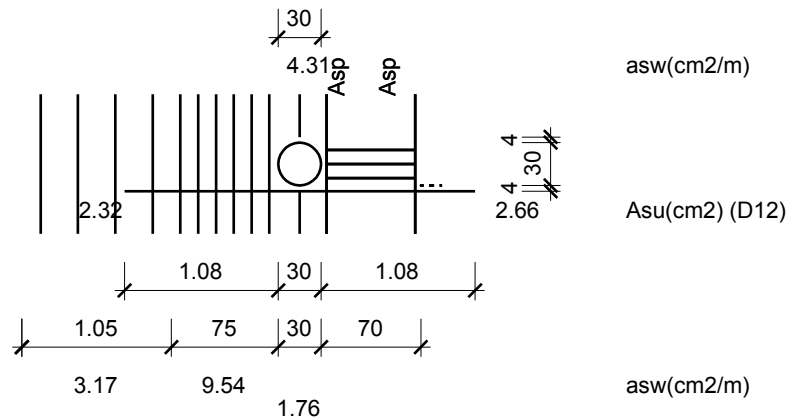
Hebelarm der Normalkr.  $z_l = 102.8$  cm

(Lage des Momentennullpunkts: X0)

Komb.		MI(kNm)	NI(kN)	VI(kN)	Mr(kNm)	Nr(kN)	Vr(kN)	X0(m)
max.M		831.84	-1109.25	-235.06	781.15	-1109.25	-242.85	17.3
max.V		143.13	-1109.25	-129.76	115.16	-1109.25	-133.99	17.0
	Gurte:							VRdmax
max.M	o	104.98	-1376.44	-217.32	58.11	-1376.44	-224.52	987.99
	u	8.57	267.20	-17.74	4.74	267.20	-18.33	545.06
max.V	o	26.00	-789.74	-119.97	0.13	-789.74	-123.87	987.99
	u	2.12	-319.51	-9.79	0.01	-319.51	-10.11	545.06

Abstand zur folgenden Aussparung

$M_d = 224.52 \text{ kNm}$   $h' = 3.0 \text{ cm}$   $b = 70.0 \text{ cm}$  Bemessung als "Pfosten"  
 $V_d = 236.18 \text{ kN}$   $VR_{dmax} = 944.70 \text{ kN}$  beidseitig je  $As_p = 8.56 \text{ cm}^2$   
 $cot.t = 2.10$   $as_w = 4.29 \text{ cm}^2/\text{m}$



### Nachweise für Aussparung 4:

**Xa(m): 17.880**

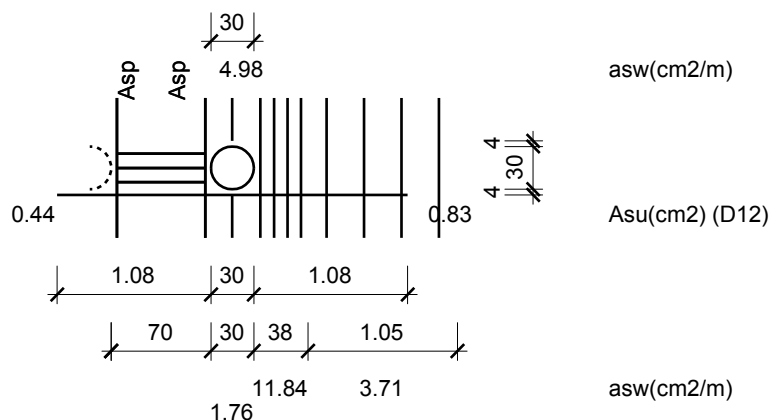
Hebelarm der Normalkr.  $z_l = 103.2 \text{ cm}$

(Lage des Momentennullpunkts: X0)

Komb.	MI(kNm)	NI(kN)	VI(kN)	Mr(kNm)	Nr(kN)	Vr(kN)	X0(m)
max.M	594.55	-1083.60	-273.14	535.78	-1083.60	-280.93	18.2
max.V	19.67	-1083.60	-150.67	-12.74	-1083.60	-154.90	17.9
Gurte:							
max.M o	83.94	-1147.82	-252.52	29.60	-1147.82	-259.73	VR <sub>dmax</sub> 987.99
u	6.85	64.22	-20.62	2.42	64.22	-21.21	545.06
max.V o	15.24	-662.83	-139.30	-14.73	-662.83	-143.21	987.99
u	1.24	-420.77	-11.37	-1.20	-420.77	-11.69	545.06

Abstand zur vorigen Aussparung

$M_d = 252.52 \text{ kNm}$   $h' = 3.0 \text{ cm}$   $b = 70.0 \text{ cm}$  Bemessung als "Pfosten"  
 $V_d = 264.64 \text{ kN}$   $VR_{dmax} = 990.27 \text{ kN}$  beidseitig je  $As_p = 9.63 \text{ cm}^2$   
 $cot.t = 1.94$   $as_w = 5.19 \text{ cm}^2/\text{m}$



### Nachweise für Schnitt: 35

**X(m): 20.225**

### KRAFTEINLEITUNG:

Schubkraft  $F = 686.36 \text{ kN}$

Spaltzugbewehrung  $As_w = 7.76 \text{ cm}^2$

### Nachweis des Brandschutzes:

**DIN EN 1992-1-2**

Feuerwiderstandsklasse

Vorgabe:

R 30

**X(m): 10.800**

Anpassung der Achsabstände a für die kritischen Temperaturen crit.T:

$ME_{dfi} = 1312.11 \text{ kNm}$   $erf.Z = 2212.35 \text{ kN}$   $crit.T_s = 563.3$   $del.as = -0.6 \text{ cm}$   
 $ME_d = 2250.01 \text{ kNm}$   $vorh.Z = 2483.22 \text{ kN}$   $crit.T_p = 393.7$   $del.ap = -0.4 \text{ cm}$   
 Vorgespannte Drähte/Litzen: Korrekturmaß  $del.ap = 1.5 \text{ cm}$

## Mindestabmessungen

Steg Tabelle 5.5:

Stegdick	bw	:	8.0	cm	<	19.0
Balkenbreite	bmin	:	19.0	cm		19.0 in Höhe Bewehrung
Achsabstand	am	:	1.5	cm	<	5.4 gesamte Zugbew.
Achsabstand	am/2	:	0.8	cm	<	4.5 Einzelstab

**Nachweis der Verankerung:**(Zul. Betonzugspannung  $f_{ctk005} = 2.87 \text{ N/mm}^2$ )

Lage	X(m)	lr(m)	lpt2(m) lbpd (m)	sig.cu(N/mm2)	erf.Z(kN)	vorh.Z(kN)
a	0.00	lr	> 1.13 1.86	0.00 -2.06	609.90 0.00	2269.71 0.00
	21.60	lr	> 1.13 1.86	-2.05 0.00	609.90 0.00	2269.71 0.00

**Maßgebende Längsspannungen im Gebrauchszustand  $\sigma(N/mm^2)$ :****Grenzwerte Spannstahl St1570/1770**

Spannbett	0.80 * $f_{pk}$	0.80 * 1770	sig.pmax	<	1416.00
Spannbett	0.90 * $f_{p01k}$	0.90 * 1520	sig.pmax	<	1368.00
T = T0	0.75 * $f_{pk}$	0.75 * 1770	sig.pm0	<	1327.50
T = T0	0.85 * $f_{p01k}$	0.85 * 1520	sig.pm0	<	1292.00
Quasi-ständige Kombinat.	0.65 * $f_{pk}$	0.65 * 1770	sig.pm	<	1150.50

**Grenzwerte Betonstahl S500**

Seltene Kombination	0.80 * $f_{yk}$	0.80 * 500.0	sig.s	<	400.00
---------------------	-----------------	--------------	-------	---	--------

**Grenzwerte Beton C50/60**

Zeitpunkt T0 (P0+G1)	0.70 * $f_{ck}(T0)$	0.70 * 27.0	sig.cT0	<	-18.90
Zeitpunkt T0 (P0+G1)	0.45 * $f_{ck}(T0)$	0.45 * 27.0	sig.cT0	<	-12.15
Seltene Kombination	0.60 * $f_{ck}$	0.60 * 50.0	sig.cToo	<	-30.00
Quasi-ständige Kombinat.	0.45 * $f_{ck}$	0.45 * 50.0	sig.cToo	<	-22.50

Schnitt	X(m)	quasi-ständig		seltene Kombination			
		sig.co sig.cu	sig.p IAB.cToo	sig.co sig.cu	sig.ao sig.au	sig.p IAB.cT0	sig.s IAB.cToo
1	0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00		0.00 0.00	0.00 0.00
2	0.13	0.31 -1.38	75.26 0.03	0.31 -1.38		90.27 0.07	8.18 0.02
3	0.71	0.61 -7.70	392.70 0.15	0.61 -7.70		493.23 0.41	6.98 0.12
4	1.29	0.76 -14.09	656.82 0.27	0.16 -14.09		869.27 0.75	12.87 0.20
5	1.38	0.76 -15.07	691.36 0.28	0.05 -15.07		924.69 0.80	13.78 0.21
6	2.16	-0.76 -14.25	716.29 0.20	-1.69 -14.25		927.77 0.75	10.99 0.15
7	3.38	-2.89 -13.11	750.35 0.09	-4.09 -13.11		932.02 0.69	7.14 0.14
8	3.38	-3.06 <b>-17.33</b>	711.98 0.09	-4.24 <b>-17.33</b>		909.71 <b>0.92</b>	9.71 0.14
9	3.53	-3.30 -17.17	717.08 0.10	-4.51 -17.17		910.31 0.91	11.98 0.15
10	3.68	-3.53 -17.02	722.21 0.11	-4.77 -17.02		910.90 0.90	14.26 0.16
11	3.68	-3.36 -12.86	758.43 0.10	-4.63 -12.86		932.97 0.68	9.16 0.15
12	4.32	-4.31 -12.35	774.76 0.14	-5.71 -12.35		934.86 0.65	17.12 0.19
13	4.38	-4.39 -12.31	776.18 0.14	-5.80 -12.31		935.03 0.65	17.81 0.19
14	4.38	-4.54 -16.34	744.32 0.15	-5.92 -16.34		913.50 0.86	24.16 0.20

Schnitt	X(m)	quasi-ständig		seltene Kombination		sig.p IAB.cT0	sig.s IAB.cToo
		sig.co sig.cu	sig.p IAB.cToo	sig.co sig.cu	sig.ao sig.au		
15	4.53	-4.75 -16.21	748.73 0.15	-6.15 -16.21		914.02 0.86	26.14 0.21
16	4.68	-4.95 -16.08	753.08 0.16	-6.38 -16.08		914.53 0.85	28.10 0.21
17	4.68	-4.80 -12.09	783.01 0.15	-6.27 -12.09		941.51 0.64	21.22 0.21
18	6.48	-6.88 -10.98	816.52 0.23	-8.60 -10.98		945.71 0.58	38.67 0.29
19	8.64	-8.42 -10.16	841.39 0.28	-10.34 -10.16		1023.64 0.54	75.03 0.34
21	12.96	-8.42 -10.16	841.43 0.28	-10.34 -10.16		1023.64 0.54	75.03 0.34
22	15.12	-6.88 -10.98	816.53 0.23	-8.60 -10.98		945.71 0.58	38.69 0.29
23	16.88	-4.86 -12.06	783.96 0.16	-6.33 -12.06		941.62 0.64	21.72 0.21
24	16.88	-5.00 -16.04	754.21 0.16	-6.43 -16.04		914.67 0.85	28.61 0.21
25	17.03	-4.80 -16.17	749.92 0.15	-6.21 -16.17		914.16 0.86	26.67 0.21
26	17.18	-4.60 -16.31	745.48 0.15	-5.98 -16.31		913.64 0.86	24.68 0.20
27	17.18	-4.45 -12.28	777.14 0.14	-5.86 -12.28		935.14 0.65	18.28 0.20
28	17.28	-4.31 -12.35	774.73 0.14	-5.71 -12.35		934.86 0.65	17.10 0.19
29	17.88	-3.42 -12.83	759.57 0.11	-4.70 -12.83		933.09 0.68	9.71 0.16
30	17.88	-3.59 -16.98	723.48 0.11	-4.84 -16.98		911.06 0.90	14.83 0.16
31	18.03	-3.36 -17.13	718.53 0.10	-4.58 -17.13		910.47 0.91	12.62 0.15
32	18.18	-3.13 -17.29	713.29 0.09	-4.32 -17.29		909.87 0.91	10.29 0.14
33	18.18	-2.95 -13.08	751.40 0.09	-4.17 -13.08		932.15 0.69	7.02 0.14
34	19.44	-0.76 -14.25	716.31 0.20	-1.69 -14.25		927.77 0.75	10.99 0.15
35	20.22	0.76 -15.07	691.37 0.28	0.05 -15.07		924.69 0.80	13.78 0.21
36	20.31	0.76 -14.09	656.83 0.27	0.16 -14.09		869.27 0.75	12.87 0.20
37	20.89	0.61 -7.70	392.71 0.15	0.61 -7.70		493.23 0.41	6.98 0.12
38	21.48	0.31 -1.38	75.26 0.03	0.31 -1.38		90.27 0.07	8.18 0.02
39	21.60	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00		0.00 0.00	0.00 0.00

**Maßgebende Durchbiegungen:**

k.I, k.II(1/km): Krümmungen im Zustand I und II

eff.k (1/km): effektive Krümmung für beta.1 =1.0, beta.2 =0.5

Durchbiegungen zum Zeitpunkt To unter P0 + G1 :

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
1	0.00	0.00	136.02	0.0000			0.0
2	0.13	-58.82	-243.02	-0.0442			0.0
3	0.71	-361.57	-465.04	-0.2437			-0.2
4	1.29	-661.88	-640.05	-0.4461	-0.5270	-0.4892	-0.4
5	1.38	-708.28	-666.96	-0.4774	-0.5605	-0.5236	-0.5

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
6	2.16	-655.78	-666.96	-0.4411			-0.7
7	3.38	-583.33	-666.96	-0.3910			-1.0
8	3.38	-660.48	-752.95	-0.4989			-1.0
9	3.53	-652.33	-752.95	-0.4926			-1.0
10	3.68	-644.31	-752.95	-0.4863			-1.1
11	3.68	-567.16	-666.96	-0.3798			-1.1
12	4.32	-534.79	-666.96	-0.3575			-1.2
13	4.38	-531.91	-666.96	-0.3555			-1.2
14	4.38	-609.06	-752.95	-0.4587			-1.2
15	4.53	-601.97	-752.95	-0.4532			-1.2
16	4.68	-595.01	-752.95	-0.4478			-1.3
17	4.68	-517.87	-666.96	-0.3458			-1.3
18	6.48	-447.38	-666.96	-0.2970			-1.5
19	8.64	-394.88	-666.96	-0.2608			-1.7
20	10.80	-377.39	-666.96	-0.2487			<b>-1.8</b>
21	12.96	-394.89	-666.96	-0.2608			-1.7
22	15.12	-447.40	-666.96	-0.2971			-1.5
23	16.88	-516.06	-666.96	-0.3445			-1.3
24	16.88	-593.20	-752.95	-0.4463			-1.3
25	17.03	-600.11	-752.95	-0.4517			-1.2
26	17.18	-607.16	-752.95	-0.4573			-1.2
27	17.18	-530.01	-666.96	-0.3542			-1.2
28	17.28	-534.79	-666.96	-0.3575			-1.2
29	17.88	-565.06	-666.96	-0.3784			-1.1
30	17.88	-642.20	-752.95	-0.4847			-1.1
31	18.03	-650.17	-752.95	-0.4909			-1.0
32	18.18	-658.28	-752.95	-0.4972			-1.0
33	18.18	-581.14	-666.96	-0.3895			-1.0
34	19.44	-655.77	-666.96	-0.4411			-0.7
35	20.22	-708.28	-666.96	-0.4774	-0.5605	-0.5236	-0.5
36	20.31	-661.88	-640.05	-0.4461	-0.5270	-0.4892	-0.4
37	20.89	-361.57	-465.04	-0.2437			-0.2
38	21.48	-58.82	-243.02	-0.0442			0.0
39	21.60	0.00	136.02	0.0000			0.0

Auflagerverdrehungen alpha(arc)

links: -0.00350

rechts:

0.00350

Durchbiegungen zum Zeitpunkt T11 unter P0 + G1 + (K+S).1 :

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
1	0.00	0.00	191.00	0.0000			0.0
2	0.13	-18.00	-327.21	-0.0871			-0.1
3	0.71	-303.98	-567.02	-0.3878			-0.4
4	1.29	-588.06	-742.04	-0.7148			-0.7
5	1.38	-630.29	-768.95	-0.7776			-0.7
6	2.16	-581.56	-768.95	-0.7049			-1.1
7	3.38	-513.93	-768.95	-0.6086			-1.5
8	3.38	-557.75	-854.92	-0.8476			-1.5
9	3.53	-550.57	-854.92	-0.8336			-1.6
10	3.68	-543.54	-854.92	-0.8195			-1.6
11	3.68	-498.77	-768.95	-0.5878			-1.6
12	4.32	-468.36	-768.95	-0.5466			-1.8
13	4.38	-465.67	-768.95	-0.5429			-1.9
14	4.38	-512.42	-854.92	-0.7595			-1.9
15	4.53	-506.11	-854.92	-0.7477			-1.9
16	4.68	-499.95	-854.92	-0.7361			-1.9
17	4.68	-452.33	-768.95	-0.5261			-1.9
18	6.48	-384.24	-768.95	-0.4494			-2.3
19	8.64	-333.53	-768.95	-0.3922			-2.6
20	10.80	-316.63	-768.95	-0.3731			<b>-2.7</b>
21	12.96	-333.54	-768.95	-0.3922			-2.6
22	15.12	-384.25	-768.95	-0.4494			-2.3
23	16.88	-450.57	-768.95	-0.5242			-2.0



Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
24	16.88	-498.34	-854.92	-0.7332			-2.0
25	17.03	-504.48	-854.92	-0.7446			-1.9
26	17.18	-510.71	-854.92	-0.7565			-1.9
27	17.18	-463.87	-768.95	-0.5405			-1.9
28	17.28	-468.37	-768.95	-0.5465			-1.8
29	17.88	-496.80	-768.95	-0.5849			-1.7
30	17.88	-541.67	-854.92	-0.8160			-1.7
31	18.03	-548.71	-854.92	-0.8296			-1.6
32	18.18	-555.81	-854.92	-0.8439			-1.6
33	18.18	-511.86	-768.95	-0.6059			-1.6
34	19.44	-581.55	-768.95	-0.7050			-1.1
35	20.22	-630.29	-768.95	-0.7775			-0.7
36	20.31	-588.06	-742.04	-0.7148			-0.7
37	20.89	-303.97	-567.02	-0.3878			-0.4
38	21.48	-17.99	-327.21	-0.0871			-0.1
39	21.60	0.00	191.00	0.0000			0.0

Auflagerverdrehungen alpha(arc)

links: -0.00540

rechts: 0.00540

Durchbiegungen zum Zeitpunkt Too unter P0 + G1-3 + (K+S) + psi2\*max.Q :

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
1	0.00	0.00	206.55	0.0000			0.0
2	0.13	85.73	370.55	-0.1745			0.0
3	0.71	-95.28	-363.21	-0.5136			0.0
4	1.29	-288.46	-571.09	-0.8744			0.1
5	1.38	-317.77	-604.90	-0.9381			0.1
6	2.16	-180.04	-582.95	-0.6938			0.2
7	3.38	10.50	402.17	-0.3594			0.5
8	3.38	-29.23	282.76	-0.5464			0.5
9	3.53	-8.52	287.55	-0.5035			0.5
10	3.68	11.69	291.64	-0.4606			0.5
11	3.68	53.01	409.44	-0.2854			0.5
12	4.32	137.89	423.41	-0.1375			0.7
13	4.38	145.47	424.95	-0.1246			0.7
14	4.38	100.82	310.92	-0.2753			0.7
15	4.53	118.77	314.88	-0.2384			0.8
16	4.68	136.28	318.53	-0.2021			0.8
17	4.68	182.40	431.64	-0.0620			0.8
18	6.48	367.74	460.81	0.2474			1.3
19	8.64	505.85	482.94	0.4774	0.8724	0.6924	1.8
20	10.80	551.88	490.40	0.5541	0.8955	0.7607	<b>1.9</b>
21	12.96	505.81	482.70	0.4776	0.8724	0.6926	1.8
22	15.12	367.72	460.50	0.2474			1.3
23	16.88	187.13	431.75	-0.0537			0.8
24	16.88	140.88	319.47	-0.1926			0.8
25	17.03	123.45	315.78	-0.2285			0.8
26	17.18	105.67	312.12	-0.2656			0.7
27	17.18	150.46	425.72	-0.1159			0.7
28	17.28	137.92	423.71	-0.1377			0.7
29	17.88	58.48	409.94	-0.2753			0.5
30	17.88	17.07	293.06	-0.4499			0.5
31	18.03	-3.15	288.32	-0.4915			0.5
32	18.18	-23.60	284.44	-0.5351			0.5
33	18.18	16.26	402.91	-0.3493			0.5
34	19.44	-180.05	-582.91	-0.6937			0.2
35	20.22	-317.77	-604.96	-0.9380			0.1
36	20.31	-288.47	-571.24	-0.8743			0.1
37	20.89	-95.29	-363.22	-0.5135			0.0
38	21.48	85.75	370.60	-0.1746			0.0
39	21.60	0.00	206.55	0.0000			0.0

Auflagerverdrehungen alpha(arc)

links: 0.00041

rechts: -0.00041

**Erforderliche Längsbewehrung:**

(Spannstahl Ap + Betonstahl Asu, Aso)

Schnitt	X(m)	MSd(kNm)	eps.c	eps.s	Z(kN)	Ap(cm2)	Asu(cm2)	Aso
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.13	51.75	-0.47	22.98	48.74	0.32	0.00	0.00
3	0.71	284.13	-0.99	22.94	269.92	1.78	0.32m	0.00
4	1.29	503.49	-1.27	22.92	481.86	3.17	0.36m	0.00
5	1.38	536.07	-1.31	22.92	513.43	3.38	0.36m	0.00
6	2.16	809.19	-1.61	22.89	779.01	5.13	0.36m	0.00
7	3.38	1186.52	-2.03	22.86	1148.72	7.57	0.36m	0.00
8	3.38	1186.52	-2.03	22.86	1148.72	7.57	0.00	0.00
9	3.53	1228.96	-2.08	22.85	1190.54	7.85	0.00	0.00
10	3.68	1270.58	-2.12	22.85	1231.59	8.12	0.00	0.00
11	3.68	1270.58	-2.12	22.85	1231.59	8.12	0.36m	0.00
12	4.32	1438.46	-2.31	22.84	1397.70	9.21	0.36m	0.00
13	4.38	1453.38	-2.33	22.83	1412.51	9.31	0.36m	0.00
14	4.38	1453.38	-2.33	22.83	1412.51	9.31	0.00	0.00
15	4.53	1490.11	-2.37	22.83	1448.97	9.55	0.00	0.00
16	4.68	1526.02	-2.41	22.83	1484.65	9.79	0.00	0.00
17	4.68	1526.02	-2.41	22.83	1484.65	9.78	0.36m	0.00
18	6.48	1889.27	-2.83	22.80	1847.65	12.18	0.36m	0.00
19	8.64	2159.82	-3.15	22.77	2120.55	13.95	0.82	0.00
20	10.80	2250.01	-3.27	22.76	<b>2212.35</b>	13.95	2.66	0.00
21	12.96	2159.82	-3.15	22.77	2120.54	13.95	0.82	0.00
22	15.12	1889.25	-2.83	22.80	1847.63	12.18	0.36m	0.00
23	16.88	1535.42	-2.42	22.83	1494.01	9.85	0.36m	0.00
24	16.88	1535.42	-2.42	22.83	1494.01	9.85	0.00	0.00
25	17.03	1499.75	-2.38	22.83	1458.55	9.61	0.00	0.00
26	17.18	1463.25	-2.34	22.83	1422.30	9.37	0.00	0.00
27	17.18	1463.25	-2.34	22.83	1422.30	9.37	0.36m	0.00
28	17.28	1438.45	-2.31	22.84	1397.70	9.21	0.36m	0.00
29	17.88	1281.53	-2.13	22.85	1242.40	8.19	0.36m	0.00
30	17.88	1281.53	-2.13	22.85	1242.40	8.19	0.00	0.00
31	18.03	1240.14	-2.09	22.85	1201.56	7.92	0.00	0.00
32	18.18	1197.93	-2.04	22.86	1159.96	7.64	0.00	0.00
33	18.18	1197.93	-2.04	22.86	1159.96	7.64	0.36m	0.00
34	19.44	809.20	-1.61	22.89	779.02	5.13	0.36m	0.00
35	20.22	536.07	-1.31	22.92	513.44	3.38	0.36m	0.00
36	20.31	503.50	-1.27	22.92	481.87	3.17	0.36m	0.00
37	20.89	284.14	-0.99	22.94	269.93	1.78	0.32m	0.00
38	21.48	51.75	-0.47	22.98	48.74	0.32	0.00	0.00
39	21.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Erf. Schubbewehrung asw für Balken :**

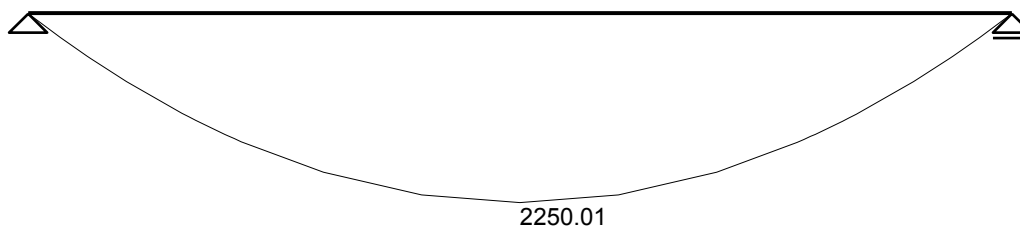
m: Mindestbewehrung, i: n.NCI Zu 9.3.2 (2), p: b/h &gt;= 5 Platte

Schnitt	X(m)	V0d(kN)	VEd(kN)	z(cm)	cot(V)	VRdmax	VRdc	Z.	asw
1	0.00	416.38	416.38						
2	0.13	411.54	411.54	106.2	1.00	2143.20			
3	0.71	389.10	389.10	105.3	1.00	2125.03	453.50	1	3.99m
4	1.29	366.66	366.66	104.5	1.00	2109.36	438.69	1	3.99m
5	1.38	363.21	363.21	104.4	1.00	2107.75	436.10	1	3.99m
6	2.16	332.87	332.87	103.9	1.00	2096.96	439.41	1	3.99m
7	3.38	285.70	285.70	94.5 *	1.74	1647.60	178.24	2	3.99m
8	3.38	285.70	285.70	Stegaussparung					
9	3.53	280.19	280.19	Stegaussparung					
10	3.68	274.68	274.68	Stegaussparung					
11	3.68	274.68	274.68	94.5 *	1.68	1679.65	178.72	2	3.99m
12	4.32	249.94	249.94	94.5 *	1.52	1750.40	179.68	2	3.99m
13	4.38	247.62	247.62	94.5 *	1.51	1756.85	179.76	2	3.99m
14	4.38	247.62	247.62	Stegaussparung					
15	4.53	242.11	242.11	Stegaussparung					
16	4.68	236.60	236.60	Stegaussparung					

Schnitt	X(m)	V0d(kN)	VEd(kN)	z(cm)	cot(V)	VRdmax	VRdc	Z.	asw
17	4.68	236.60	236.60	94.5 *	1.44	1786.78	180.15	2	3.99m
18	6.48	167.01	167.01	102.3	1.00	2064.22	182.03	2	3.99m
19	8.64	83.50	83.50	101.9	1.00	2056.14	183.43	2	3.99m
20	10.80	0.00	0.00						
21	12.96	-83.51	-83.51	101.9	1.00	2056.14	183.43	2	3.99m
22	15.12	-167.02	-167.02	102.3	1.00	2064.22	182.03	2	3.99m
23	16.88	-235.06	-235.06	94.5 *	1.43	1790.86	180.21	2	3.99m
24	16.88	-235.06	-235.06	Stegaussparung					
25	17.03	-240.57	-240.57	Stegaussparung					
26	17.18	-246.08	-246.08	Stegaussparung					
27	17.18	-246.08	-246.08	94.5 *	1.50	1761.11	179.81	2	3.99m
28	17.28	-249.95	-249.95	94.5 *	1.52	1750.39	179.67	2	3.99m
29	17.88	-273.14	-273.14	94.5 *	1.67	1684.12	178.79	2	3.99m
30	17.88	-273.14	-273.14	Stegaussparung					
31	18.03	-278.65	-278.65	Stegaussparung					
32	18.18	-284.16	-284.16	Stegaussparung					
33	18.18	-284.16	-284.16	94.5 *	1.73	1652.09	178.31	2	3.99m
34	19.44	-332.87	-332.87	103.9	1.00	2096.96	439.41	1	3.99m
35	20.22	-363.21	-363.21	104.4	1.00	2107.75	436.11	1	3.99m
36	20.31	-366.66	-366.66	104.5	1.00	2109.36	438.69	1	3.99m
37	20.89	-389.11	-389.11	105.3	1.00	2125.03	453.50	1	3.99m
38	21.48	-411.55	-411.55	106.2	1.00	2143.20			
39	21.60	-416.38	-416.38						

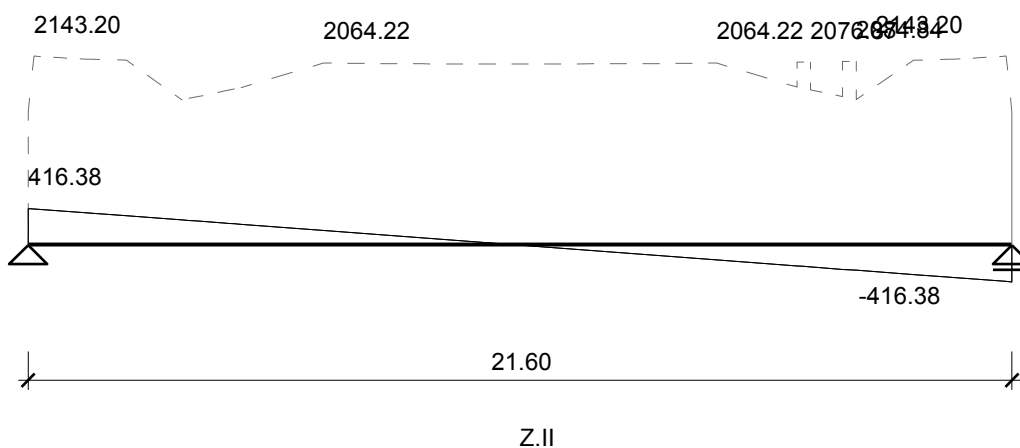
Maßg. Momente MEd (kNm)

M 1 : 900



Maßg. Querkräfte VEd (kN)

M 1 : 857



VRdmax

VEd

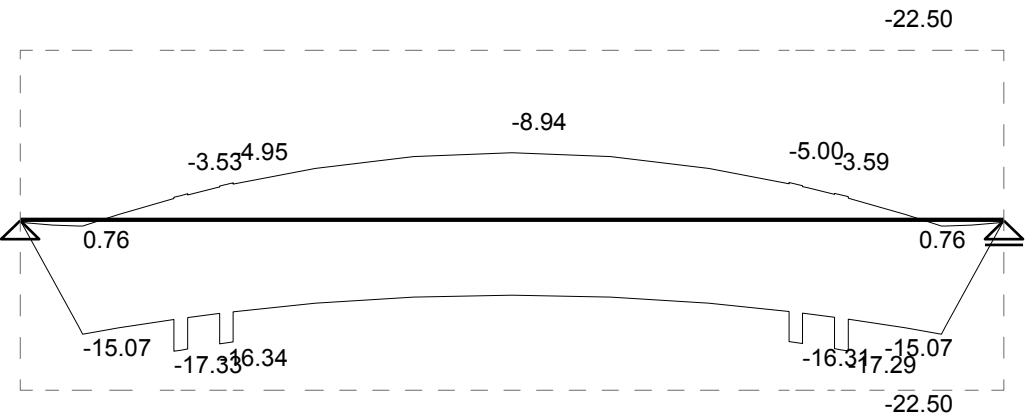
Maßg. Torsionsmomente    TEd(kNm)

M 1 : 33



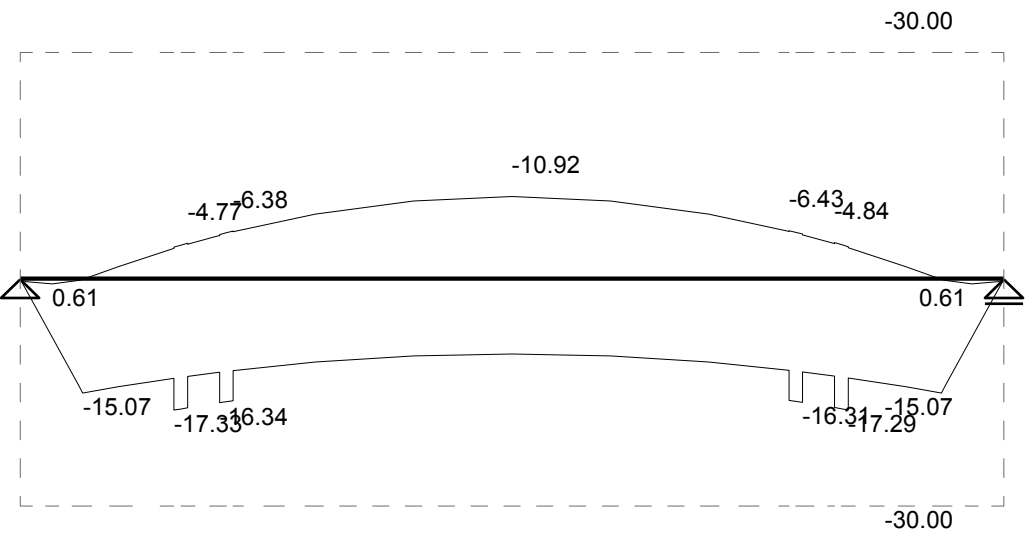
Spannungen sig.c (N/mm2) quasi-st. Kombination

M 1 : 10



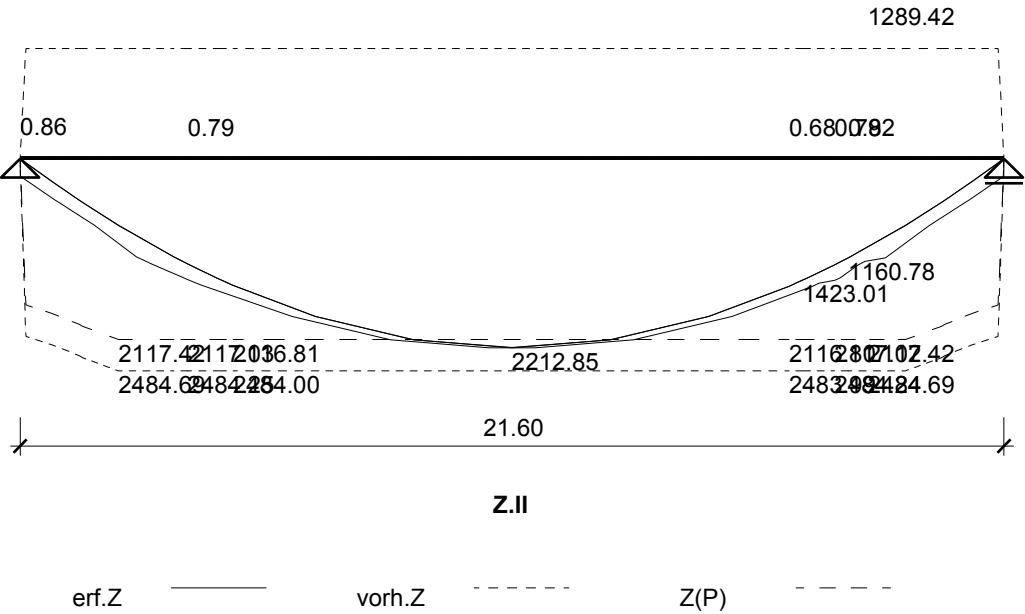
Spannungen sig.c (N/mm2) seltene Kombination

M 1 : 10



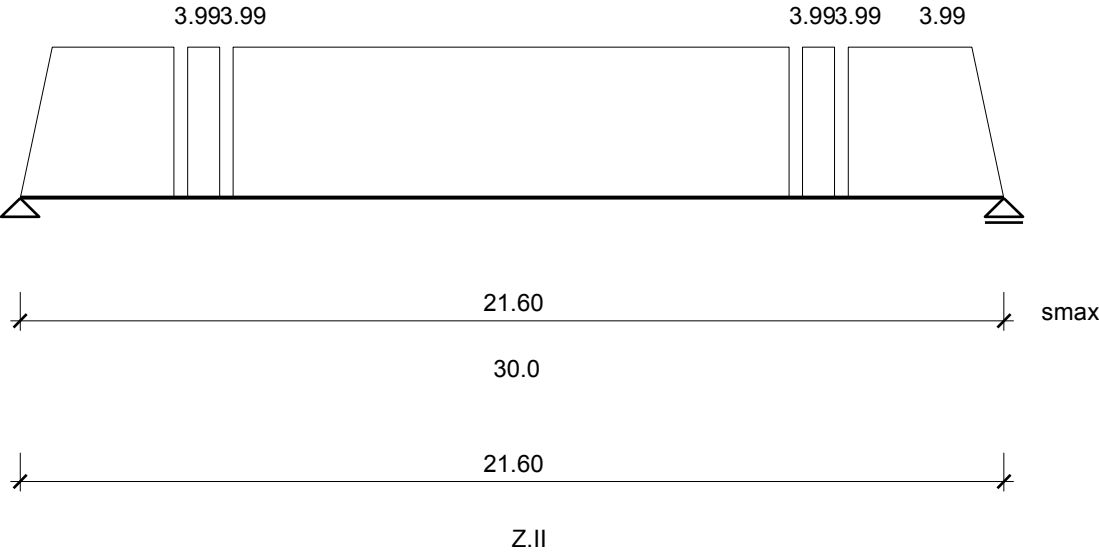
**Zugkraftdeckung Z (kN)**

**M 1 : 885**



**Schubbewehrung asw (cm<sup>2</sup>/m)    S 500**

**M 1 : 2**



**Rissbreiten wk(mm)**

**M 1 : 33**



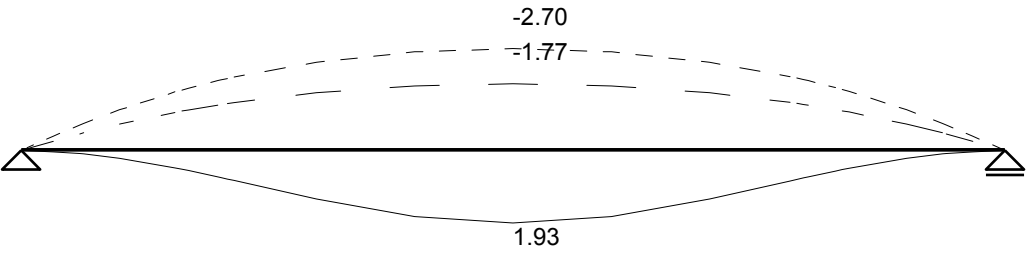
**Dekompression sigu (N/mm<sup>2</sup>)**

**M 1 : 9**



Durchbiegungen W (cm)

M 1 : 2

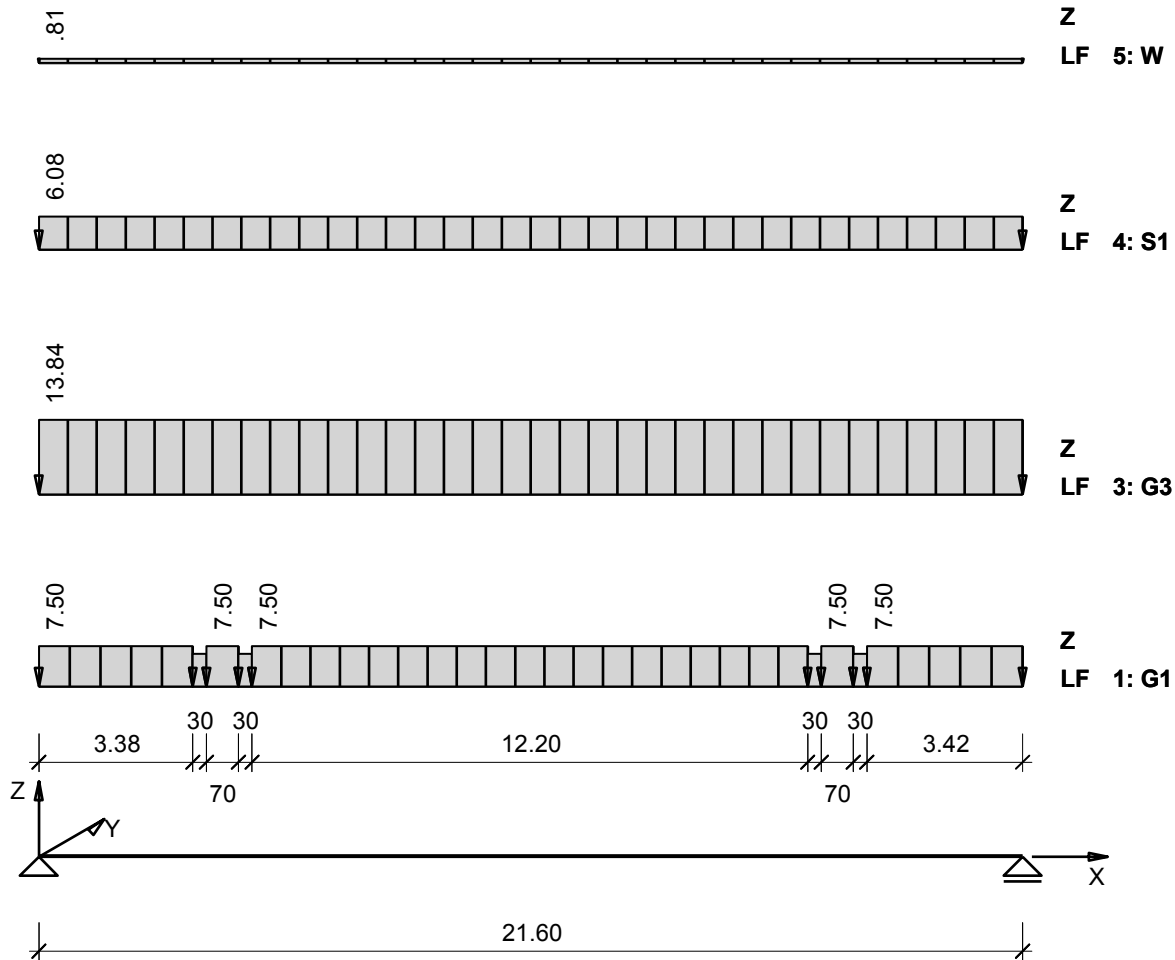


$w(T_0)$     —    —     $w(T_{11})$     - - - -     $w(T_{00})$     ————

**Pos. 4.3K-H Kippnachweis für Spannbetondachbinder l=21.6m**

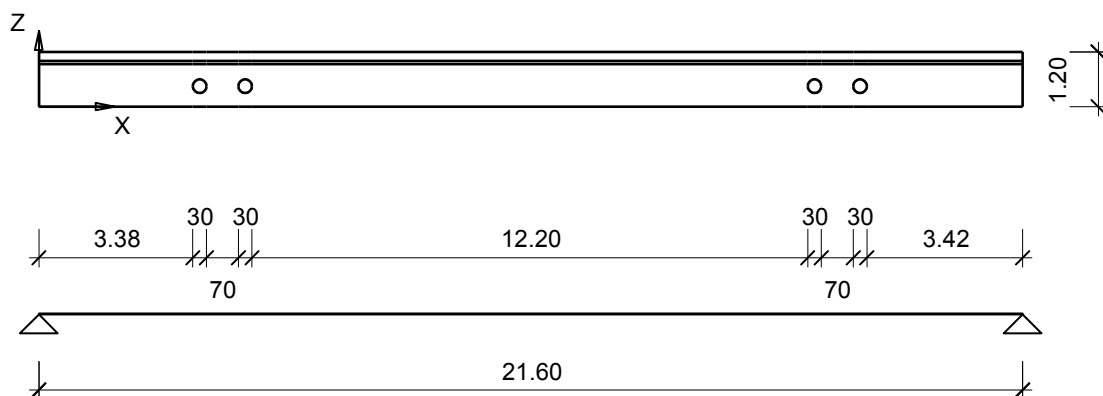
Lasten

M 1 : 14



Längsschnitt

M 1 : 166



**MATERIALKENNWERTE**

nach DIN EN 1992-1-1/NA

Beton: C50/60

Betonstahl: S500

Spannstahl: St1570/1770

**SYSTEMWERTE:**

		Kragarm	A	Feld	B	Kragarm
Stützweiten	L(m):	0.00	*	21.60	*	0.00
Auflagerbreiten	B(m):		0.25		0.25	
Aufl.drehfedern	(kNm):		0.100000E+11		0.100000E+11	

## SPANNSTAHLLAGEN:

(neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	Ap(cm2)	Apl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
1	3	0.93	2.79	3.8	5.5	0.000	21.600
2	3	0.93	2.79	3.8	9.3	0.000	21.600
3	3	0.93	2.79	3.8	13.1	0.000	21.600
4	3	0.93	2.79	3.8	16.9	0.000	21.600
5	3	0.93	2.79	3.8	20.7	0.000	21.600

## BETONSTAHLLAGEN:

(neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	As(cm2)	Asl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
1	2	D28	12.32	40.6	-4.7	0.000	21.600
2	2	D28	12.32	40.6	-17.0	0.000	21.600
3	2	D14	3.08	11.2	3.9	0.000	21.600
4	2	D16	4.02	11.2	25.0	0.000	21.600
5	2	D16	4.02	11.2	-3.9	0.000	21.600
6	2	D 8	1.01	11.2	45.0	0.000	21.600
7	2	D 8	1.01	11.2	65.0	0.000	21.600
8	2	D 8	1.01	11.2	85.0	0.000	21.600

## QUERSCHNITTsverlauf:

Schicht	Ba(cm)	Xa(m)	Za(cm)	Be(cm)	Xe(m)	Ze(cm)
1	50.0	0.000	120.0	50.0	21.600	120.0
2	50.0	0.000	100.0	50.0	21.600	100.0
3	19.0	0.000	93.5	19.0	21.600	93.5
4	19.0	0.000	0.0	19.0	21.600	0.0

## AUSSPARUNGEN:

Aussp.	Xa(m)	Ba(cm)	Zu(cm)	Ha(cm)	
1	3.38	30.0	30.0	0.0	Kreis
2	4.38	30.0	30.0	0.0	Kreis
3	16.88	30.0	30.0	0.0	Kreis
4	17.88	30.0	30.0	0.0	Kreis

**BELASTUNG:**

Str: Streckenlast Q1,Q2(kN/m), Ein: Einzellast Q1(kN)  
 N: Normalkraft Q1,Q2(kN), Mom: Moment Q1(kNm)  
 Lastangriff Z: OK: Oberkante, SP: Schwerpunkt  
 Eigenlast G1 generiert für gamma = 25.00 kN/m3

Einwirkung	LF	Art	LR	A(m)	Q1	B(m)	Q2	Ey(cm)	Z(cm)
G1	1	Str	Z	0.000	7.502	3.38	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.380	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.680	7.502	0.70	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.380	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.680	7.502	12.20	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	16.880	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.180	7.502	0.70	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.880	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	18.180	7.502	3.42	7.502	0.00	SP
G3	3	Str	Z	0.000	13.840	21.60	13.840	0.00	OK
S1	4	Str	Z	0.000	6.080	21.60	6.080	0.00	OK
W	5	Str	Z	0.000	0.810	21.60	0.810	0.00	OK

**Lastfallfaktoren für Summenlastfall SLF:****(Grundkombination)**

LF 1- 5: 1.35 1.35 1.35 1.50 1.50

## Imperfektionen:

Verschiebung: Stich L/ 500 = 4.3 cm -> Krümmung kappa0(1/km)= 0.741  
 Verdrehungen theta0 am Auflager = 0 in Feldmitte = 1/ 200



**BERECHNUNG NACH THEORIE II.ORDNUNG:**

Gleichgewicht nach 6 Iterationen

(del.v/max.v= 0.0015)

**Auflagerreaktionen pro LF und SLF**

	LF	Az(kN)	Ay(kN)	Ax(kN)	Ta(kNm)	Bz(kN)	By(kN)	Bx(kN)	Tb(kNm)
G1	1	80.16	0.00			80.17	0.00		
G3	3	149.47	0.00			149.47	0.00		
S1	4	65.66	0.00			65.66	0.00		
W	5	8.75	0.00			8.75	0.00		
SLF		421.63	0.00	0.00	15.75	421.63	0.00	0.00	15.68

**Schnittgrößen + Verformungen:**

Beton Fertigteil:	C50/60	fcd	(N/mm2):	38.7	gamma.c	:	1.50
		Ecm	(N/mm2):	37000.0	eps.c1	:	-2.45
		fctm	(N/mm2):	4.1	eps.c1u	:	-3.50
Betonstahl:	S500	fyd	(N/mm2):	500.0	gamma.s	:	1.00
		Es	(N/mm2):	200000.0	eps.sy	:	2.50
					eps.su	:	25.00
Spannstahl:	St1570/1770	fpd	(N/mm2):	1520.0	gamma.p	:	1.00
		Ep	(N/mm2):	195000.0	eps.01	:	7.79
		sig.o	(N/mm2):	0.0	eps.u	:	25.00
		sig.u	(N/mm2):	1000.0			
		lp.eff	(m):	0.00			

Verformungen:

theta (1/1000) :  
v (m) :effektive Verdrehungen incl. theta0  
seitliche Verformungen incl. v0

Schnitt	X(m)	EJy(MNm2) EJz(MNm2)	GJt(MNm2) Zustand	theta v(m)	Td(kNm) Nd(kN)	Myd(kNm) Mzd(kNm)	Vzd(kN) Vyd(kN)
1	0.00	1087.128	33.818	0.100	<b>15.75</b>	0.00	421.63
		85.290	I	0.000	0.00	0.00	0.04
2	1.08	1150.750	33.818	1.532	15.54	432.53	379.35
		85.464	I	0.010	0.00	0.66	0.58
4	1.29	1150.750	33.818	1.804	15.44	513.18	370.93
		85.464	I	0.012	0.00	0.93	0.67
6	2.16	1150.750	33.818	2.852	14.90	819.39	337.07
		85.464	I	0.019	0.00	2.34	0.96
8	3.24	1150.750	33.818	4.048	13.90	1160.60	294.79
		85.464	I	0.027	0.00	4.70	1.19
10	3.38	1150.750	33.818	4.193	13.74	1201.48	289.31
		85.464	I	0.028	0.00	5.04	1.21
11	3.38	1021.419	26.770	4.193	13.74	1201.48	289.31
		81.235	I	0.028	0.00	5.04	1.21
12	3.68	1021.419	26.770	4.528	13.40	1286.60	278.14
		81.235	I	0.030	0.00	5.83	1.26
13	3.68	1150.750	33.818	4.528	13.40	1286.60	278.14
		85.464	I	0.030	0.00	5.83	1.26
14	4.32	414.140	25.510	5.174	12.57	1456.60	253.09
		82.260	II	0.034	0.00	7.54	1.31
16	4.38	408.576	25.109	5.237	12.48	1471.71	250.74
		82.012	II	0.034	0.00	7.71	1.31
17	4.38	408.576	22.161	5.237	12.48	1471.71	250.74
		82.012	II	0.034	0.00	7.71	1.31
18	4.68	389.390	22.018	5.561	12.07	1545.26	239.57
		80.965	II	0.036	0.00	8.59	1.33
19	4.68	389.390	23.494	5.561	12.07	1545.26	239.57
		80.965	II	0.036	0.00	8.59	1.33
20	5.40	370.490	21.315	6.280	10.95	1707.61	211.39
		79.276	II	0.040	0.00	10.72	1.33

Schnitt	X(m)	EJy(MNm2) EJz(MNm2)	GJt(MNm2) Zustand	theta v(m)	Td(kNm) Nd(kN)	Myd(kNm) Mzd(kNm)	Vzd(kN) Vyd(kN)
22	6.48	361.984	19.814	7.248	9.06	1913.08	169.11
		77.775	II	0.045	0.00	13.87	1.23
24	7.56	358.910	19.087	8.037	6.97	2072.89	126.83
		76.839	II	0.049	0.00	16.66	1.02
26	8.64	357.446	18.692	8.617	4.73	2187.03	84.55
		76.238	II	0.052	0.00	18.85	0.73
28	9.72	356.398	18.483	8.971	2.38	2255.52	42.28
		75.890	II	<b>0.053</b>	0.00	20.23	0.38
30	10.80	354.658	18.405	9.089	-0.02	2278.35	0.00
		75.759	II	<b>0.054</b>	0.00	20.71	0.00
32	11.88	356.399	18.483	8.968	-2.42	2255.52	-42.28
		75.891	II	<b>0.053</b>	0.00	20.23	-0.38
34	12.96	357.446	18.692	8.612	-4.77	2187.03	-84.56
		76.238	II	0.052	0.00	18.84	-0.73
36	14.04	358.911	19.087	8.030	-7.00	2072.87	-126.84
		76.839	II	0.049	0.00	16.65	-1.02
38	15.12	361.984	19.814	7.240	-9.08	1913.06	-169.12
		77.775	II	0.045	0.00	13.85	-1.22
40	16.20	370.491	21.315	6.271	-10.96	1707.58	-211.39
		79.277	II	0.039	0.00	10.71	-1.33
42	16.88	387.609	23.321	5.593	-12.01	1554.79	-238.01
		80.845	II	0.036	0.00	8.70	-1.33
43	16.88	387.610	21.999	5.593	-12.01	1554.79	-238.01
		80.845	II	0.036	0.00	8.70	-1.33
44	17.18	405.263	22.141	5.270	-12.42	1481.71	-249.18
		81.855	II	0.034	0.00	7.81	-1.31
45	17.18	405.263	24.858	5.270	-12.42	1481.71	-249.18
		81.855	II	0.034	0.00	7.81	-1.31
46	17.28	414.142	25.510	5.166	-12.56	1456.59	-253.09
		82.260	II	0.033	0.00	7.53	-1.31
48	17.88	1150.750	33.818	4.562	-13.34	1297.69	-276.58
		85.464	I	0.029	0.00	5.92	-1.26
49	17.88	1021.419	26.770	4.562	-13.34	1297.69	-276.58
		81.235	I	0.029	0.00	5.92	-1.26
50	18.18	1021.419	26.770	4.229	-13.67	1213.04	-287.75
		81.235	I	0.027	0.00	5.13	-1.22
51	18.18	1150.750	33.818	4.229	-13.67	1213.04	-287.75
		85.464	I	0.027	0.00	5.13	-1.22
52	18.36	1150.750	33.818	4.043	-13.87	1160.61	-294.80
		85.464	I	0.026	0.00	4.69	-1.19
54	19.44	1150.750	33.818	2.848	-14.86	819.40	-337.07
		85.464	I	0.018	0.00	2.33	-0.96
56	20.31	1150.750	33.818	1.801	-15.38	513.19	-370.94
		85.464	I	0.011	0.00	0.92	-0.67
58	20.52	1150.750	33.818	1.529	-15.47	432.53	-379.35
		85.464	I	0.009	0.00	0.66	-0.58
60	21.60	1087.128	33.818	0.100	-15.68	0.00	-421.63
		85.290	I	0.000	0.00	0.00	-0.04

Nach EC2-DE 5.9 (4):  
(zum Vergleich)

Auflager A:  
Auflager B:

mind.T = 30.36 kNm  
mind.T = 30.36 kNm

#### **Grenzzustand der Tragfähigkeit für schiefe Biegung mit Normalkraft**

Beton Fertigteil:	C50/60	fcd* fctk005	(N/mm2) : (N/mm2) :	28.3 2.9	gamma.c : eps.c2 : eps.c2u :	1.50 -2.00 -3.50
Betonstahl:	S500	fyd	(N/mm2) :	434.8	gamma.s : eps.sy : eps.su :	1.15 2.17 25.00
Spannstahl:	St1570/1770	fpd sig.o	(N/mm2) : (N/mm2) :	1321.7 0.0	gamma.p : eps.01 :	1.15 6.78

			sig.u lp.eff	(N/mm2) : (m) :	1000.0 0.00	eps.u :	25.00	
Schnitt	X(m)	Myd(kNm)	Mzd(kNm)	Nd(kN)	eps.c	eps.s	gamma	IAB
1	0.00	0.00	0.00	0.00				
2	1.08	432.53	0.66	0.00	-3.50	20.85	5.84	0.171
4	1.29	513.18	0.93	0.00	-3.50	20.80	4.92	0.203
6	2.16	819.39	2.34	0.00	-3.50	20.64	3.08	0.325
8	3.24	1160.60	4.70	0.00	-3.50	20.46	2.17	0.460
10	3.38	1201.48	5.04	0.00	-3.50	20.44	2.10	0.477
12	3.68	1286.60	5.83	0.00	-3.50	20.39	1.96	0.511
14	4.32	1456.60	7.54	0.00	-3.50	20.28	1.73	0.578
16	4.38	1471.71	7.71	0.00	-3.50	20.27	1.71	0.584
18	4.68	1545.26	8.59	0.00	-3.50	20.23	1.63	0.614
20	5.40	1707.61	10.72	0.00	-3.50	20.13	1.47	0.679
22	6.48	1913.08	13.87	0.00	-3.50	19.99	1.31	0.761
24	7.56	2072.89	16.66	0.00	-3.50	19.87	1.21	0.825
26	8.64	2187.03	18.85	0.00	-3.50	19.79	1.15	0.871
28	9.72	2255.52	20.23	0.00	-3.50	19.73	1.11	0.899
30	10.80	2278.35	<b>20.71</b>	0.00	-3.50	19.72	<b>1.10</b>	<b>0.908</b>
32	11.88	2255.52	20.23	0.00	-3.50	19.73	1.11	0.899
34	12.96	2187.03	18.84	0.00	-3.50	19.79	1.15	0.871
36	14.04	2072.87	16.65	0.00	-3.50	19.87	1.21	0.825
38	15.12	1913.06	13.85	0.00	-3.50	19.99	1.31	0.761
40	16.20	1707.58	10.71	0.00	-3.50	20.13	1.47	0.679
42	16.88	1554.79	8.70	0.00	-3.50	20.22	1.62	0.618
44	17.18	1481.71	7.81	0.00	-3.50	20.27	1.70	0.588
46	17.28	1456.59	7.53	0.00	-3.50	20.28	1.73	0.578
48	17.88	1297.69	5.92	0.00	-3.50	20.38	1.94	0.515
50	18.18	1213.04	5.13	0.00	-3.50	20.43	2.08	0.481
52	18.36	1160.61	4.69	0.00	-3.50	20.46	2.17	0.460
54	19.44	819.40	2.33	0.00	-3.50	20.64	3.08	0.325
56	20.31	513.19	0.92	0.00	-3.50	20.80	4.92	0.203
58	20.52	432.53	0.66	0.00	-3.50	20.85	5.84	0.171
60	21.60	0.00	0.00	0.00				

Aufnehmbares Querbiegemoment max.Mzd:

30 10.80 2278.35 **245.62**

erf.gamma =

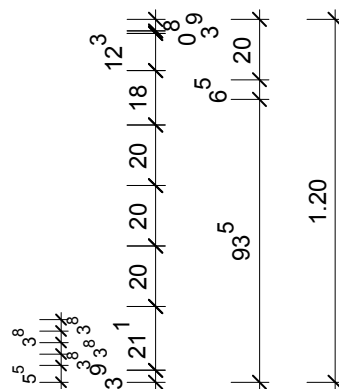
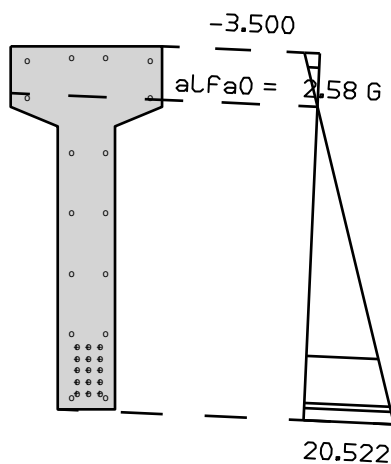
-3.50 9.82

1.00

1.00 1.000

Maßgebender Schnitt x = 10.80 m

M 1 : 25



Myd = 2278.35 kNm

Mzd = 20.71 kNm

gamma = 1.10

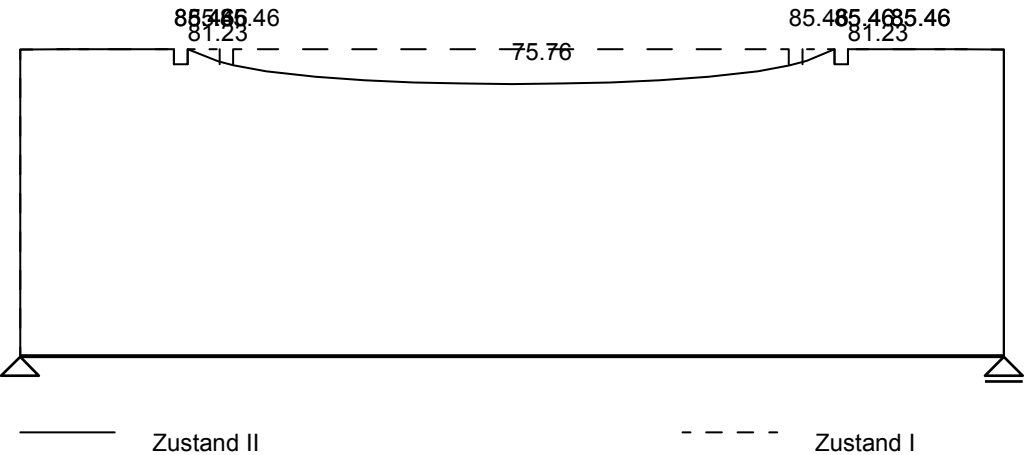
eps.c = -3.500 o/oo

eps.s = 19.717 o/oo

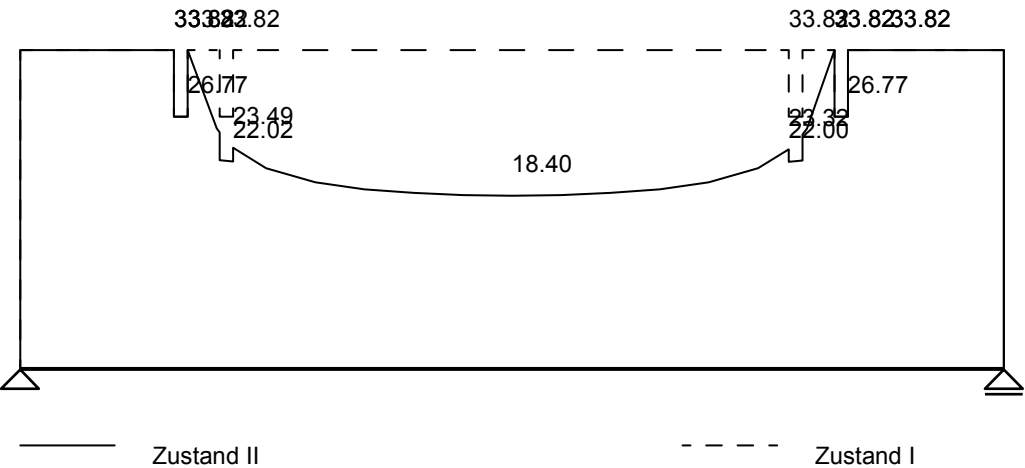
Aufnehmbar:

Mzd = 245.62 kNm

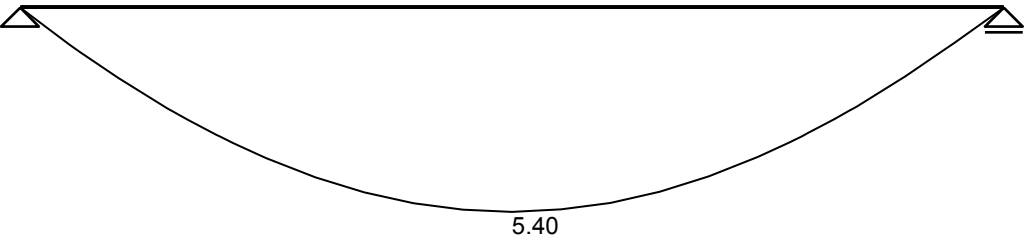
Steifigkeiten     $EJ_z$  (MNm<sup>2</sup>)    M 1 : 21



Steifigkeiten     $GJ_t$  (MNm<sup>2</sup>)    M 1 : 8

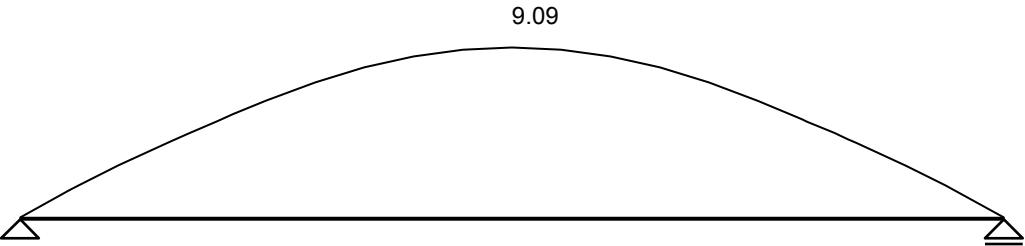


Durchbiegungen     $V$  (cm)    M 1 : 2



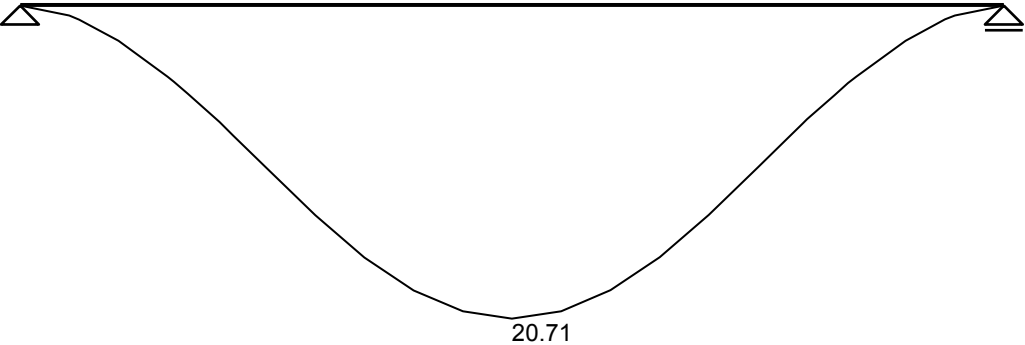
Verdrehungen    theta (1/1000)

M 1 : 4



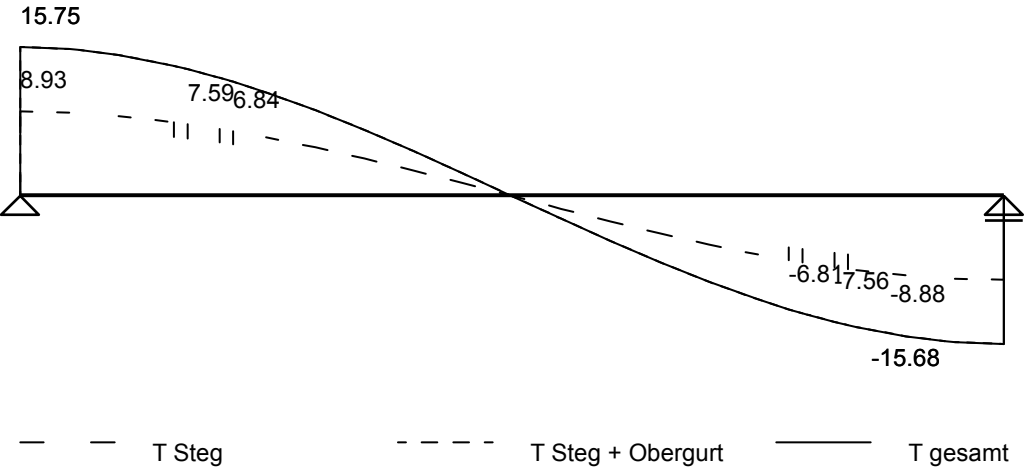
Biegemomente    Mzd (kNm)

M 1 : 5



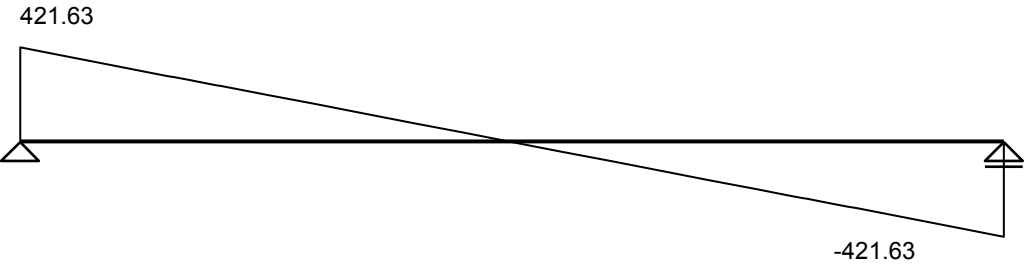
Torsionsmomente    Td (kNm)

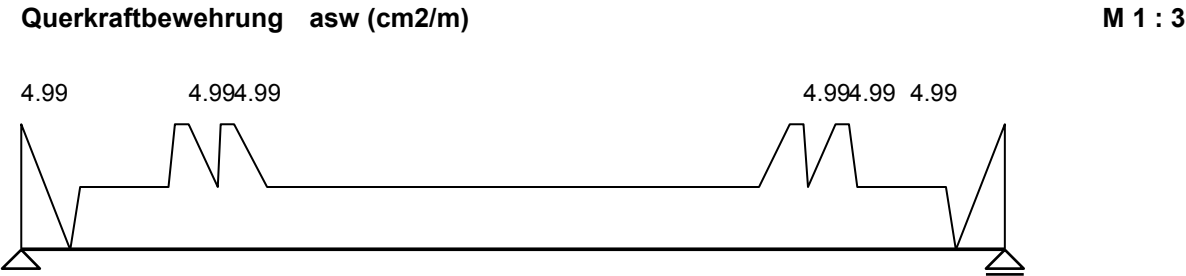
M 1 : 8



Querkräfte    Vzd (kNm)

M 1 : 337

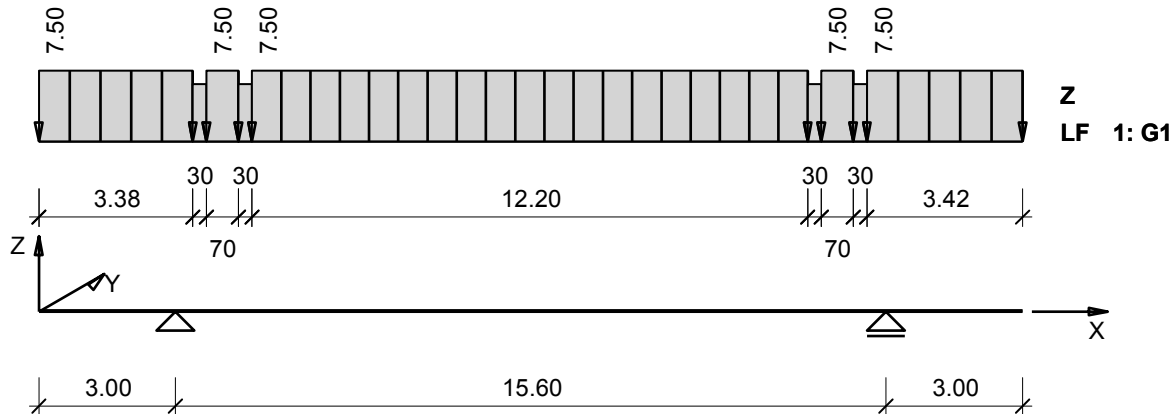




**Pos. 4.3T-H Transportnachweis Spannbetondachbinder l=21,6m**

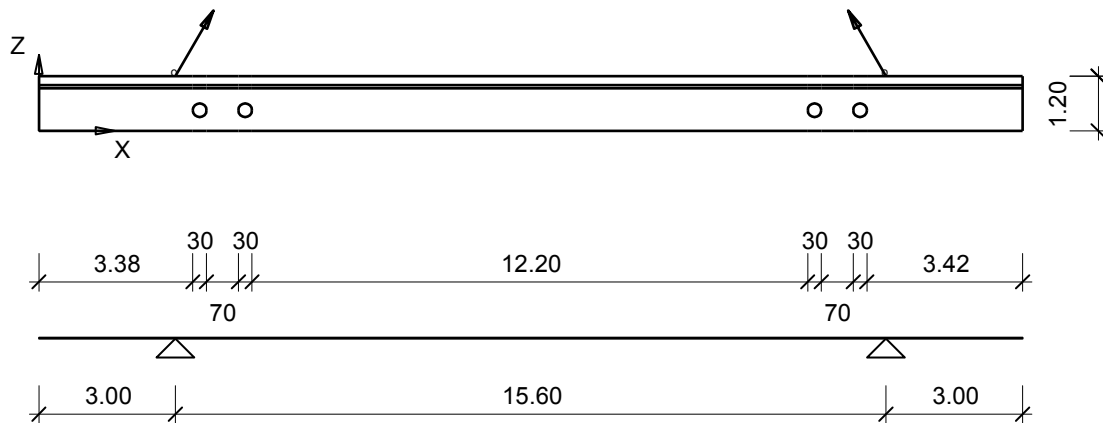
**Lasten**

**M 1 : 8**



**Längsschnitt**

**M 1 : 166**



**MATERIALKENNWERTE**

nach DIN EN 1992-1-1/NA

Beton: C50/60

Betonstahl: S500

Spannstahl: St1570/1770

**SYSTEMWERTE:**

		Kragarm	A	Feld	B	Kragarm
Stützweiten	L(m):	3.00	*	15.60	*	3.00
Auflagerbreiten	B(m):		0.10		0.10	
Aufhängung:						
Höhe ab UK Träger	(cm):		120.00		120.00	
Winkel	(Grad):		60.00		60.00	

**SPANNSTAHLLAGEN:**

(neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	Ap(cm2)	Apl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
1	3	0.93	2.79	3.8	5.5	0.000	21.600
2	3	0.93	2.79	3.8	9.3	0.000	21.600
3	3	0.93	2.79	3.8	13.1	0.000	21.600
4	3	0.93	2.79	3.8	16.9	0.000	21.600
5	3	0.93	2.79	3.8	20.7	0.000	21.600

**BETONSTAHLLAGEN:**

(neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	As(cm2)	Asl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
1	2	D28	12.32	40.6	-4.7	0.000	21.600
2	2	D28	12.32	40.6	-17.0	0.000	21.600

Lage	Anzahl	As(cm2)	Asl(cm2)	E(cm)	Z(cm)	Xa(m)	Xe(m)
3	2	D14	3.08	11.2	3.9	0.000	21.600
4	2	D16	4.02	11.2	25.0	0.000	21.600
5	2	D16	4.02	11.2	-3.9	0.000	21.600
6	2	D 8	1.01	11.2	45.0	0.000	21.600
7	2	D 8	1.01	11.2	65.0	0.000	21.600
8	2	D 8	1.01	11.2	85.0	0.000	21.600

**QUERSCHNITTVERLAUF:**

Schicht	Ba(cm)	Xa(m)	Za(cm)	Be(cm)	Xe(m)	Ze(cm)
1	50.0	0.000	120.0	50.0	21.600	120.0
2	50.0	0.000	100.0	50.0	21.600	100.0
3	19.0	0.000	93.5	19.0	21.600	93.5
4	19.0	0.000	0.0	19.0	21.600	0.0

**AUSSPARUNGEN:**

Aussp.	Xa(m)	Ba(cm)	Zu(cm)	Ha(cm)	
1	3.38	30.0	30.0	0.0	Kreis
2	4.38	30.0	30.0	0.0	Kreis
3	16.88	30.0	30.0	0.0	Kreis
4	17.88	30.0	30.0	0.0	Kreis

**BELASTUNG:**

Str: Streckenlast Q1,Q2(kN/m), Ein: Einzellast Q1(kN)  
 N: Normalkraft Q1,Q2(kN), Mom: Moment Q1(kNm)  
 Lastangriff Z: OK: Oberkante, SP: Schwerpunkt  
 Eigenlast G1 generiert für gamma = 25.00 kN/m3

Einwirkung	LF	Art	LR	A(m)	Q1	B(m)	Q2	Ey(cm)	Z(cm)
G1	1	Str	Z	0.000	7.502	3.38	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.380	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.680	7.502	0.70	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.380	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.680	7.502	12.20	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	16.880	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.180	7.502	0.70	7.502	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.880	6.077	0.30	6.077	0.00	SP
G1	1	Str	Z	18.180	7.502	3.42	7.502	0.00	SP

**Lastfallfaktoren für Summenlastfall SLF:****(Grundkombination)**

LF 1- 3: 1.35 0.00 0.00

**Imperfektionen:**

Verschiebung: Stich L/ 500 = 3.1 cm -> Krümmung kappa0(1/km)= 1.026  
 Verdrehungen theta0 am Auflager = 0 in Feldmitte = 1/ 200

**BERECHNUNG NACH THEORIE II.ORDNUNG:**

Gleichgewicht nach 6 Iterationen

(del.v/max.v= 0.0024)

**Auflagerreaktionen pro LF und SLF**

	LF	Az(kN)	Ay(kN)	Ax(kN)	Ta(kNm)	Bz(kN)	By(kN)	Bx(kN)	Tb(kNm)
G1	1	80.16	0.00			80.17	0.00		
SLF		108.22	0.00	62.48	1.46	108.23	0.00	-62.48	1.46

**Schnittgrößen + Verformungen:**

Beton Fertigteil:	C50/60	fcd	(N/mm2):	38.7	gamma.c :	1.50
		Ecm	(N/mm2):	37000.0	eps.c1 :	-2.45
		fctm	(N/mm2):	4.1	eps.c1u :	-3.50
Betonstahl:	S500	fyd	(N/mm2):	500.0	gamma.s :	1.00



		Es	(N/mm2):	200000.0	eps.sy	:	2.50
					eps.su	:	25.00
Spannstahl:	St1570/1770	fpd	(N/mm2):	1520.0	gamma.p	:	1.00
		Ep	(N/mm2):	195000.0	eps.01	:	7.79
		sig.o	(N/mm2):	0.0	eps.u	:	25.00
		sig.u	(N/mm2):	1000.0			
		lp.eff	(m):	0.00			
Verformungen:		theta (1/1000) :	effektive Verdrehungen incl. theta0				
		v (m) :	seitliche Verformungen incl. v0				
Schnitt	X(m)	EJy(MNm2) EJz(MNm2)	GJt(MNm2) Zustand	theta v(m)	Td(kNm) Nd(kN)	Myd(kNm) Mzd(kNm)	Vzd(kN) Vydz(kN)
1	0.00	1087.128	33.818	23.302	0.00	0.00	0.00
		85.290	I	-0.021	0.00	0.00	0.00
2	0.30	457.216	21.652	23.817	0.06	-0.46	-3.04
		28.765	I	-0.020	0.00	-0.01	-0.07
4	0.60	456.787	21.673	24.318	0.12	-1.82	-6.08
		28.750	II	-0.018	0.00	-0.04	-0.15
6	0.90	456.078	21.707	24.806	0.17	-4.10	-9.11
		28.726	II	-0.016	0.00	-0.10	-0.23
8	1.20	455.102	21.755	25.280	0.21	-7.29	-12.15
		28.692	II	-0.014	0.00	-0.18	-0.31
10	1.50	453.877	21.816	25.740	0.25	-11.39	-15.19
		28.648	II	-0.012	0.00	-0.29	-0.39
12	1.78	452.524	21.885	26.156	0.28	-16.04	-18.03
		28.599	II	-0.010	0.00	-0.42	-0.47
14	1.80	452.421	21.890	26.186	0.29	-16.41	-18.23
		28.595	II	-0.010	0.00	-0.43	-0.48
16	2.10	450.758	21.978	26.617	0.31	-22.33	-21.27
		28.534	II	-0.007	0.00	-0.59	-0.57
18	2.40	448.913	22.078	27.035	0.33	-29.17	-24.31
		28.465	II	-0.005	0.00	-0.79	-0.66
20	2.70	446.914	22.191	27.438	0.34	-36.91	-27.34
		28.388	II	-0.003	0.00	-1.01	-0.75
22	3.00	1150.750	33.818	27.826	0.35	-15.22	-30.38
		85.464	I	0.000	-62.48	-0.42	-0.85
23	3.00	1150.750	33.818	27.826	<b>1.80</b>	-15.22	77.84
		85.464	I	0.000	-62.48	-0.42	2.17
24	3.38	1150.750	33.818	28.312	<b>1.80</b>	13.62	73.99
		85.464	I	0.003	-62.48	0.59	2.09
25	3.38	1021.419	26.770	28.312	<b>1.80</b>	10.16	73.99
		81.235	I	0.003	-62.48	0.39	2.09
26	3.68	1021.419	26.770	28.683	1.78	31.98	71.53
		81.235	I	0.006	-62.48	1.17	2.05
27	3.68	1150.750	33.818	28.683	1.78	35.45	71.53
		85.464	I	0.006	-62.48	1.37	2.05
28	4.11	1150.750	33.818	29.189	1.75	65.56	67.13
		85.464	I	0.009	-62.48	2.48	1.96
30	4.22	1150.750	33.818	29.307	1.74	72.60	66.06
		85.464	I	0.010	-62.48	2.74	1.94
32	4.38	1150.750	33.818	29.483	1.72	83.04	64.44
		85.464	I	0.011	-62.48	3.14	1.90
33	4.38	1021.419	26.770	29.483	1.72	79.57	64.44
		81.235	I	0.011	-62.48	2.93	1.90
34	4.56	1021.419	26.770	29.678	1.70	91.04	62.96
		81.235	I	0.012	-62.48	3.37	1.87
36	4.68	1021.419	26.770	29.805	1.69	98.53	61.98
		81.235	I	0.013	-62.48	3.65	1.85
37	4.68	1150.750	33.818	29.805	1.69	102.00	61.98
		85.464	I	0.013	-62.48	3.86	1.85
38	5.23	1150.750	33.818	30.349	1.61	134.48	56.42
		85.464	I	0.017	-62.48	5.13	1.71

Schnitt	X(m)	EJy(MNm2) EJz(MNm2)	GJt(MNm2) Zustand	theta v(m)	Td(kNm) Nd(kN)	Myd(kNm) Mzd(kNm)	Vzd(kN) Vyd(kN)
40	6.12	1150.750 85.464	33.818 I	31.125 0.022	1.43 -62.48	180.75 7.00	47.39 1.48
42	6.34	1150.750 85.464	33.818 I	31.298 0.023	1.38 -62.48	191.06 7.43	45.14 1.41
44	7.46	1150.750 85.464	33.818 I	32.039 0.028	1.09 -62.48	235.07 9.29	33.85 1.08
46	7.68	1150.750 85.464	33.818 I	32.162 0.029	1.03 -62.48	242.36 9.60	31.59 1.02
48	8.57	1150.750 85.464	33.818 I	32.570 0.032	0.76 -62.48	266.50 10.66	22.57 0.73
50	9.24	1150.750 85.464	33.818 I	32.786 0.033	0.54 -62.48	279.33 11.23	15.80 0.52
52	9.69	1150.750 85.464	33.818 I	32.888 <b>0.034</b>	0.39 -62.48	285.36 11.50	11.28 0.37
54	10.02	1150.750 85.464	33.818 I	32.943 <b>0.034</b>	0.27 -62.48	288.57 11.65	7.90 0.26
56	10.80	1150.750 85.464	33.818 I	32.995 <b>0.035</b>	0.00 -62.48	291.64 11.78	0.00 0.00
58	11.58	1150.750 85.464	33.818 I	32.943 <b>0.034</b>	-0.27 -62.48	288.56 11.65	-7.90 -0.26
60	11.91	1150.750 85.464	33.818 I	32.888 <b>0.034</b>	-0.39 -62.48	285.35 11.50	-11.29 -0.37
62	12.36	1150.750 85.464	33.818 I	32.786 0.033	-0.54 -62.48	279.32 11.23	-15.80 -0.52
64	13.03	1150.750 85.464	33.818 I	32.570 0.032	-0.76 -62.48	266.49 10.66	-22.57 -0.74
66	13.92	1150.750 85.464	33.818 I	32.162 0.029	-1.03 -62.48	242.34 9.60	-31.60 -1.02
68	14.14	1150.750 85.464	33.818 I	32.039 0.028	-1.09 -62.48	235.05 9.29	-33.86 -1.08
70	15.26	1150.750 85.464	33.818 I	31.298 0.023	-1.38 -62.48	191.03 7.42	-45.14 -1.41
72	15.48	1150.750 85.464	33.818 I	31.125 0.022	-1.43 -62.48	180.72 7.00	-47.40 -1.48
74	16.37	1150.750 85.464	33.818 I	30.348 0.017	-1.61 -62.48	134.44 5.13	-56.43 -1.71
76	16.88	1150.750 85.464	33.818 I	29.846 0.013	-1.69 -62.48	104.44 3.95	-61.58 -1.84
77	16.88	1021.419 81.235	26.770 I	29.846 0.013	-1.69 -62.48	100.97 3.75	-61.58 -1.84
78	17.04	1021.419 81.235	26.770 I	29.678 0.012	-1.70 -62.48	91.01 3.37	-62.89 -1.87
80	17.18	1021.419 81.235	26.770 I	29.526 0.011	-1.72 -62.48	82.13 3.03	-64.04 -1.89
81	17.18	1150.750 85.464	33.818 I	29.526 0.011	-1.72 -62.48	85.59 3.23	-64.04 -1.89
82	17.38	1150.750 85.464	33.818 I	29.307 0.010	-1.74 -62.48	72.58 2.74	-66.07 -1.94
84	17.49	1150.750 85.464	33.818 I	29.189 0.009	-1.75 -62.48	65.54 2.48	-67.14 -1.96
86	17.88	1150.750 85.464	33.818 I	28.731 0.006	-1.78 -62.48	38.29 1.47	-71.13 -2.04
87	17.88	1021.419 81.235	26.770 I	28.731 0.006	-1.78 -62.48	34.82 1.27	-71.13 -2.04
88	18.18	1021.419 81.235	26.770 I	28.362 0.004	<b>-1.80</b> -62.48	13.11 0.50	-73.59 -2.09
89	18.18	1150.750 85.464	33.818 I	28.362 0.004	<b>-1.80</b> -62.48	16.58 0.69	-73.59 -2.09
90	18.60	1150.750 85.464	33.818 I	27.826 0.000	<b>-1.80</b> -62.48	-15.22 -0.42	-77.84 -2.17
91	18.60	1150.750 85.464	33.818 I	27.826 0.000	-0.35 -62.48	-15.22 -0.42	30.38 0.85

Schnitt	X(m)	EJy(MNm2) EJz(MNm2)	GJt(MNm2) Zustand	theta v(m)	Td(kNm) Nd(kN)	Myd(kNm) Mzd(kNm)	Vzd(kN) Vyd(kN)
92	18.90	446.914 28.388	22.191 II	27.438 -0.003	-0.34 0.00	-36.91 -1.01	27.34 0.75
94	19.20	448.913 28.465	22.078 II	27.035 -0.005	-0.33 0.00	-29.17 -0.79	24.31 0.66
96	19.50	450.758 28.534	21.978 II	26.617 -0.007	-0.31 0.00	-22.33 -0.59	21.27 0.57
98	19.80	452.421 28.595	21.890 II	26.185 -0.010	-0.29 0.00	-16.41 -0.43	18.23 0.48
100	19.82	452.524 28.599	21.885 II	26.156 -0.010	-0.28 0.00	-16.04 -0.42	18.03 0.47
102	20.10	453.877 28.648	21.816 II	25.740 -0.012	-0.25 0.00	-11.39 -0.29	15.19 0.39
104	20.40	455.102 28.692	21.755 II	25.280 -0.014	-0.22 0.00	-7.29 -0.18	12.15 0.31
106	20.70	456.078 28.726	21.707 II	24.806 -0.016	-0.17 0.00	-4.10 -0.10	9.11 0.23
108	21.00	456.786 28.750	21.673 II	24.318 -0.018	-0.12 0.00	-1.82 -0.04	6.08 0.15
110	21.30	457.216 28.765	21.652 I	23.817 -0.020	-0.06 0.00	-0.46 -0.01	3.04 0.07
112	21.60	1087.128 85.290	33.818 I	23.302 -0.022	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00

Nach EC2-DE 5.9 (4):  
(zum Vergleich)

Auflager A:  
Auflager B:

mind.T = 5.63 kNm  
mind.T = 5.63 kNm

#### Grenzzustand der Tragfähigkeit für schiefe Biegung mit Normalkraft

Beton Fertigteil:	C50/60	fcd* fctk005	(N/mm2) : (N/mm2) :	28.3 2.9	gamma.c : eps.c2 :	1.50 -2.00
Betonstahl:	S500	fyd	(N/mm2) :	434.8	eps.c2u : gamma.s :	-3.50 1.15
Spannstahl:	St1570/1770	fpd sig.o sig.u lp.eff	(N/mm2) : (N/mm2) : (N/mm2) : (m) :	1321.7 0.0 1000.0 0.00	eps.sy : eps.su : gamma.p : eps.01 : eps.u :	2.17 25.00 1.15 6.78 25.00

Schnitt	X(m)	Myd(kNm)	Mzd(kNm)	Nd(kN)	eps.c	eps.s	gamma	IAB
1	0.00	0.00	0.00	0.00				
2	0.30	-0.46	-0.01	0.00				
4	0.60	-1.82	-0.04	0.00	-3.50	5.66	620.51	0.002
6	0.90	-4.10	-0.10	0.00	-3.50	5.67	275.37	0.004
8	1.20	-7.29	-0.18	0.00	-3.50	5.67	154.67	0.006
10	1.50	-11.39	-0.29	0.00	-3.50	5.67	98.86	0.010
12	1.78	-16.04	-0.42	0.00	-3.50	5.67	70.12	0.014
14	1.80	-16.41	-0.43	0.00	-3.50	5.67	68.56	0.015
16	2.10	-22.33	-0.59	0.00	-3.50	5.67	50.31	0.020
18	2.40	-29.17	-0.79	0.00	-3.50	5.67	38.47	0.026
20	2.70	-36.91	-1.01	0.00	-3.50	5.68	30.36	0.033
22	3.00	-15.22	-0.42	-62.48	-3.50	0.40	72.68	0.014
24	3.38	13.62	0.59	-62.48	-3.49	-0.24	118.46	0.008
25	3.38	10.16	0.39	-62.48	-2.91	-0.93	109.89	0.009
26	3.68	31.98	1.17	-62.48	-3.50	0.82	71.94	0.014
27	3.68	35.45	1.37	-62.48	-3.50	1.20	73.12	0.014
28	4.11	65.56	2.48	-62.48	-3.50	3.11	44.16	0.023
30	4.22	72.60	2.74	-62.48	-3.50	3.74	39.84	0.025
32	4.38	83.04	3.14	-62.48	-3.50	4.86	34.55	0.029
33	4.38	79.57	2.93	-62.48	-3.50	5.10	34.51	0.029
34	4.56	91.04	3.37	-62.48	-3.50	6.29	29.94	0.033
36	4.68	98.53	3.65	-62.48	-3.50	6.97	27.51	0.036

Schnitt	X(m)	Myd(kNm)	Mzd(kNm)	Nd(kN)	eps.c	eps.s	gamma	IAB
37	4.68	102.00	3.86	-62.48	-3.50	6.74	27.57	0.036
38	5.23	134.48	5.13	-62.48	-3.50	9.07	20.31	0.049
40	6.12	180.75	7.00	-62.48	-3.50	10.96	14.70	0.068
42	6.34	191.06	7.43	-62.48	-3.50	11.24	13.84	0.072
44	7.46	235.07	9.29	-62.48	-3.50	12.13	11.08	0.090
46	7.68	242.36	9.60	-62.48	-3.50	12.24	10.73	0.093
48	8.57	266.50	10.66	-62.48	-3.50	12.55	9.70	0.103
50	9.24	279.33	11.23	-62.48	-3.50	12.70	9.22	0.108
52	9.69	285.36	11.50	-62.48	-3.50	12.76	9.02	0.111
54	10.02	288.57	11.65	-62.48	-3.50	12.79	8.91	0.112
56	10.80	291.64	<b>11.78</b>	-62.48	-3.50	12.82	<b>8.81</b>	<b>0.113</b>
58	11.58	288.56	11.65	-62.48	-3.50	12.79	8.91	0.112
60	11.91	285.35	11.50	-62.48	-3.50	12.76	9.02	0.111
62	12.36	279.32	11.23	-62.48	-3.50	12.70	9.22	0.108
64	13.03	266.49	10.66	-62.48	-3.50	12.55	9.70	0.103
66	13.92	242.34	9.60	-62.48	-3.50	12.24	10.73	0.093
68	14.14	235.05	9.29	-62.48	-3.50	12.13	11.08	0.090
70	15.26	191.03	7.42	-62.48	-3.50	11.24	13.85	0.072
72	15.48	180.72	7.00	-62.48	-3.50	10.96	14.70	0.068
74	16.37	134.44	5.13	-62.48	-3.50	9.07	20.31	0.049
76	16.88	104.44	3.95	-62.48	-3.50	6.95	26.86	0.037
77	16.88	100.97	3.75	-62.48	-3.50	7.17	26.80	0.037
78	17.04	91.01	3.37	-62.48	-3.50	6.29	29.95	0.033
80	17.18	82.13	3.03	-62.48	-3.50	5.39	33.41	0.030
81	17.18	85.59	3.23	-62.48	-3.50	5.14	33.45	0.030
82	17.38	72.58	2.74	-62.48	-3.50	3.73	39.84	0.025
84	17.49	65.54	2.48	-62.48	-3.50	3.11	44.17	0.023
86	17.88	38.29	1.47	-62.48	-3.50	1.37	69.20	0.014
87	17.88	34.82	1.27	-62.48	-3.50	1.06	68.30	0.015
88	18.18	13.11	0.50	-62.48	-3.23	-0.54	103.53	0.010
89	18.18	16.58	0.69	-62.48	-3.50	0.00	110.58	0.009
90	18.60	-15.22	-0.42	-62.48	-3.50	0.40	72.68	0.014
92	18.90	-36.91	-1.01	0.00	-3.50	5.68	30.36	0.033
94	19.20	-29.17	-0.79	0.00	-3.50	5.67	38.47	0.026
96	19.50	-22.33	-0.59	0.00	-3.50	5.67	50.31	0.020
98	19.80	-16.41	-0.43	0.00	-3.50	5.67	68.56	0.015
100	19.82	-16.04	-0.42	0.00	-3.50	5.67	70.12	0.014
102	20.10	-11.39	-0.29	0.00	-3.50	5.67	98.86	0.010
104	20.40	-7.29	-0.18	0.00	-3.50	5.67	154.67	0.006
106	20.70	-4.10	-0.10	0.00	-3.50	5.67	275.39	0.004
108	21.00	-1.82	-0.04	0.00	-3.50	5.66	620.51	0.002
110	21.30	-0.46	-0.01	0.00				
112	21.60	0.00	0.00	0.00				

Aufnehmbares Querbiegemoment max.Mzd:

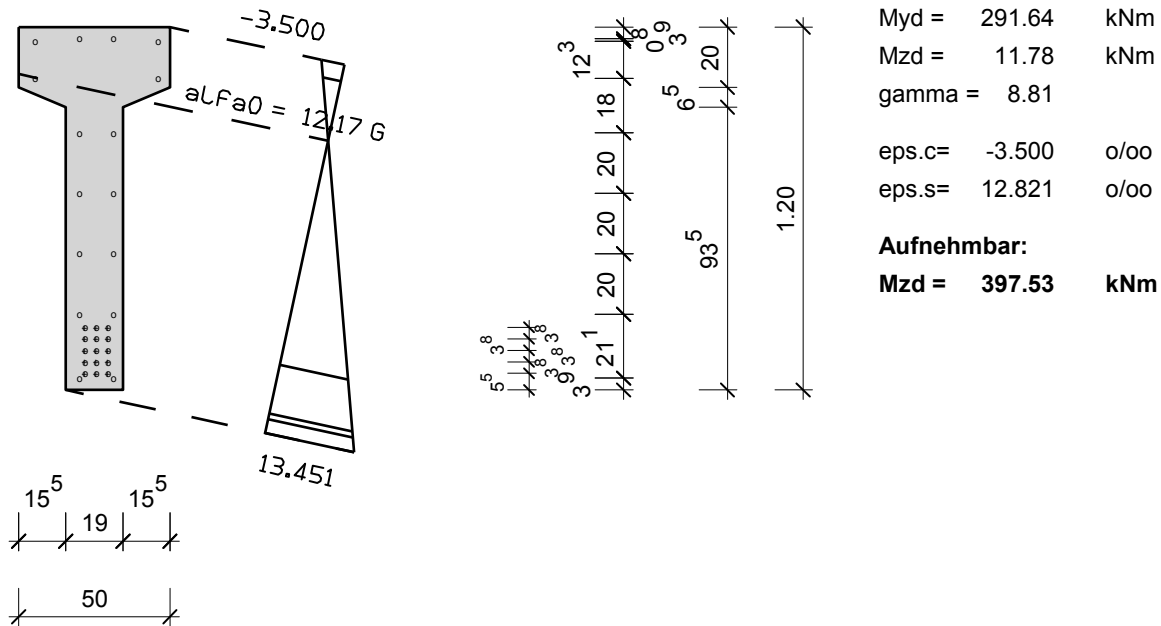
56	10.80	291.64	<b>397.53</b>	-62.48	-3.50	9.13	1.00	1.000
----	-------	--------	---------------	--------	-------	------	------	-------

erf.gamma =

1.00

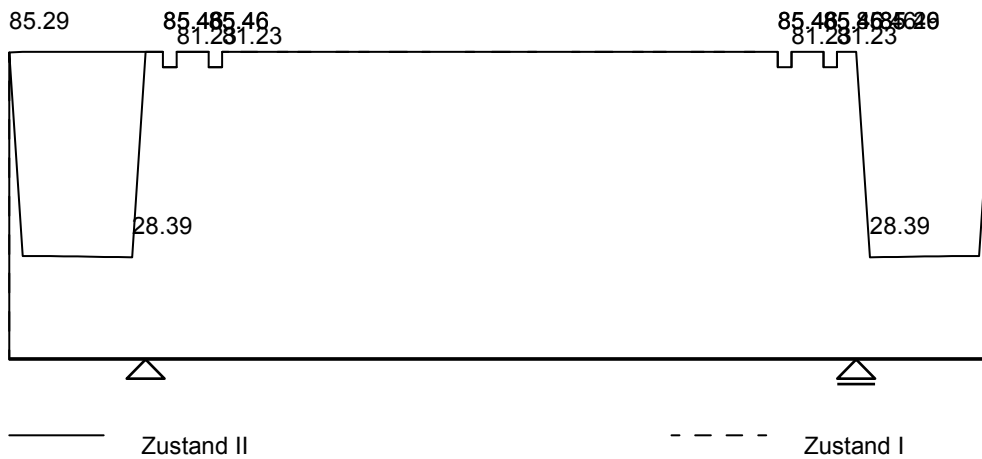
**Maßgebender Schnitt  $x = 10.80 \text{ m}$**

**M 1 : 25**



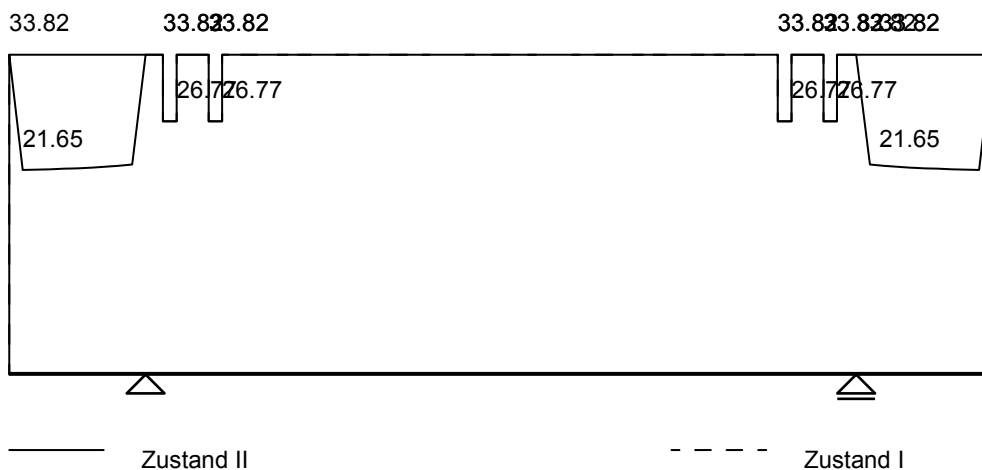
Steifigkeiten	EJz (MNm2)
---------------	------------

**M 1 : 21**



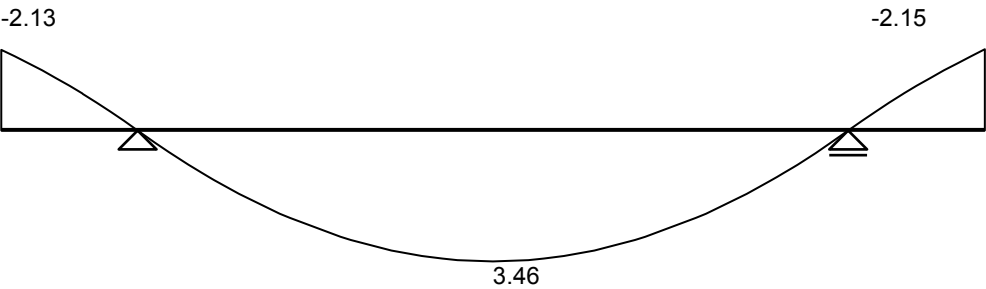
Steifigkeiten	GJt (MNm2)
---------------	------------

**M 1 : 8**



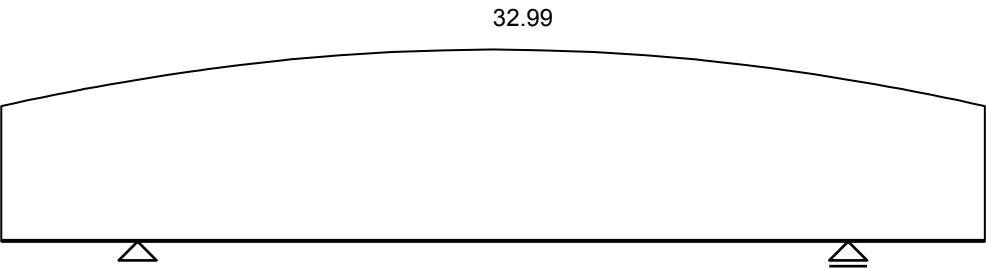
Durchbiegungen    V (cm)

M 1 : 2



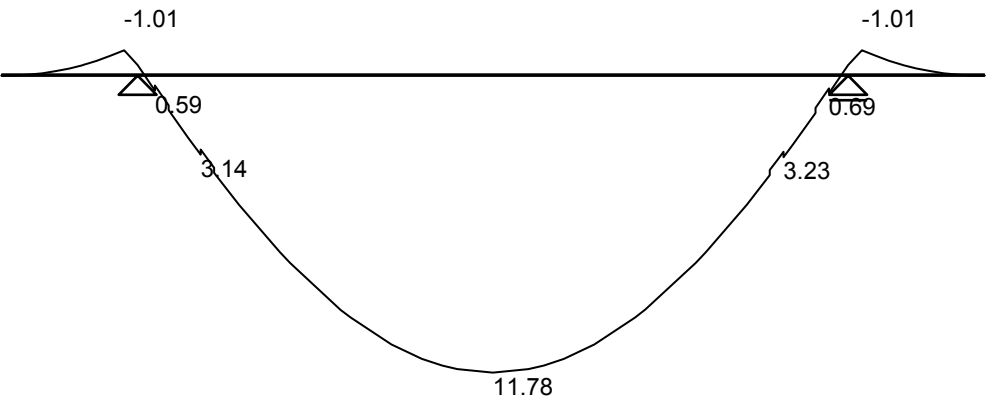
Verdrehungen    theta (1/1000)

M 1 : 13



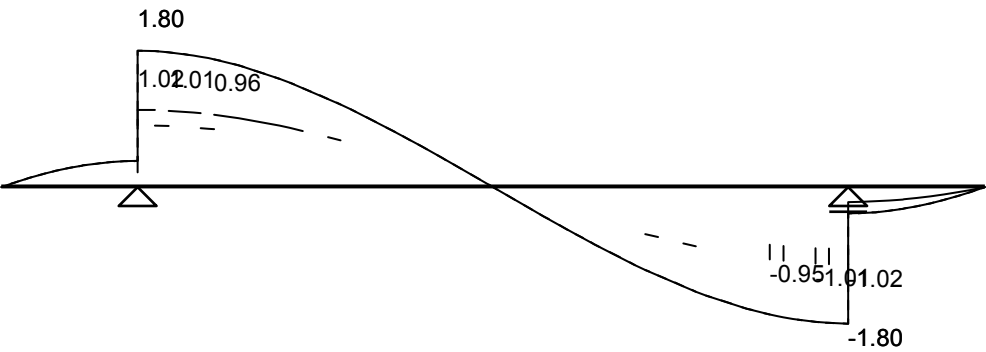
Biegemomente    Mzd (kNm)

M 1 : 3



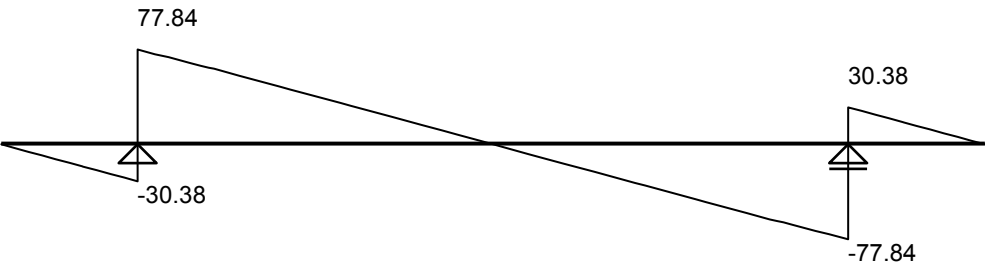
Torsionsmomente    Td (kNm)

M 1 : 1

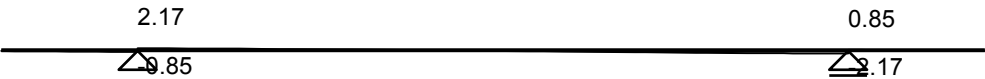


— — T Steg      - - - - T Steg + Obergurt      ——— T gesamt

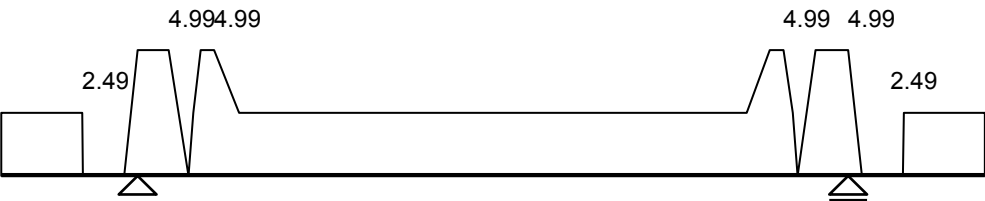
Querkräfte                      Vzd (kNm)                      M 1 : 62



Querkräfte                      Vyd (kNm)                      M 1 : 62



Querkraftbewehrung    asw (cm<sup>2</sup>/m)                      M 1 : 3



## Anhang 2

Nebenrechnung zu 3.3 ideelles Flächenmoment:

Es erfolgt die Berechnung der Terme  $\sum(A_{s,i} * z_{cs,i} * z_{is,i})$  und  $\sum(A_{p,j} * z_{cp,j} * z_{ip,j})$ . Alle Abstände sind ab Bauteiloberkante positiv angegeben. Die Einheiten sind zur besseren Lesbarkeit in cm bzw. cm<sup>2</sup> angegeben. Die Nummerierung erfolgt ab Bauteiloberkante.

Formeln für  $\sum(A_{s,i} * z_{cs,i} * z_{is,i})$ :

$$z_{cs,i} = e_c - e_{ss,i} \text{ und } z_{is,i} = e_i - e_{ss,i}$$

$z_{cs,i}$  = Abstand der Schwerpunkte Bruttobetonfläche und Einzelfläche Bewehrungsstahl [cm] bzw.

$z_{is,i}$  = Abstand der Schwerpunkte ideale Fläche und Einzelfläche Bewehrungsstahl [cm]

$e_c$  = Randabstand des Schwerpunkts der Betonbruttofläche [cm] bzw.

$e_i$  = Randabstand des Schwerpunkts der idealen Fläche [cm]

$e_{ss,i}$  = Randabstand der Einzelfläche Bewehrungsstahl [cm]

Gegeben:

$$e_c = 48,40\text{cm}; e_i = 120 - 71,47 = 48,53\text{cm}$$

$$A_{s,1} = 12,32\text{cm}^2; e_{ss,1} = 5,2\text{cm}$$

$$A_{s,2} = 4,02\text{cm}^2; e_{ss,2} = 4,6\text{cm}$$

$$A_{s,3} = 12,32\text{cm}^2; e_{ss,3} = 16,8\text{cm}$$

$$A_{s,4} = 1\text{cm}^2; e_{ss,4} = 34,5\text{cm}$$

$$A_{s,5} = 1\text{cm}^2; e_{ss,5} = 54,5\text{cm}$$

$$A_{s,6} = 1\text{cm}^2; e_{ss,6} = 74,5\text{cm}$$

$$A_{s,7} = 4,02\text{cm}^2; e_{ss,7} = 94,5\text{cm}$$

$$A_{s,8} = 3,08\text{cm}^2; e_{ss,8} = 115,5\text{cm}$$

Lösung:

$$z_{cs,1} = 48,4 - 5,2 = 43,2\text{cm}$$

$$z_{is,1} = 48,53 - 5,2 = 43,33\text{cm}$$

$$z_{cs,2} = 48,4 - 4,6 = 43,8\text{cm}$$

$$z_{is,2} = 48,53 - 4,6 = 43,93\text{cm}$$

$$z_{cs,3} = 48,4 - 16,8 = 31,6\text{cm}$$

$$z_{is,3} = 48,53 - 16,8 = 31,73\text{cm}$$

$$z_{cs,4} = 48,4 - 34,5 = 13,9\text{cm}$$

$$z_{is,4} = 48,53 - 34,5 = 14,03\text{cm}$$

$$z_{cs,5} = 48,4 - 54,5 = -6,1\text{cm}$$

$$z_{is,5} = 48,53 - 54,5 = -5,97\text{cm}$$

$$z_{cs,6} = 48,4 - 74,5 = -26,1\text{cm}$$



$$z_{is,6} = 48,53 - 74,5 = -25,97cm$$

$$z_{cs,7} = 48,4 - 94,5 = -46,1cm$$

$$z_{is,7} = 48,53 - 94,5 = -45,97cm$$

$$z_{cs,8} = 48,4 - 115,5 = -67,1cm$$

$$z_{is,8} = 48,53 - 115,5 = -66,97cm$$

$$\sum (A_{s,i} * z_{cs,i} * z_{is,i})$$

$$= 12,32 * 43,2 * 43,33 + 4,02 * 43,8 * 43,93 + 12,32 * 31,6 * 31,73 + 1 * 13,9 * 14,03 \\ + 1 * (-6,1) * (-5,97) + 1 * (-26,1) * (-25,97) + 4,02 * (-46,1) * (-45,97) \\ + 3,08 * (-67,1) * (-66,97) \\ = 66418cm^4 = \underline{\underline{0,00066418m^4}}$$

Formeln für  $\sum (A_{p,j} * z_{cp,j} * z_{ip,j})$ :

$$z_{cp,j} = e_c - e_{sp,j} \text{ und } z_{ip,j} = e_i - e_{sp,j}$$

$z_{cp,j}$  = Abstand der Schwerpunkte Bruttobetonfläche und Einzelfläche Spannstahl [cm] bzw.

$z_{ip,j}$  = Abstand der Schwerpunkte ideale Fläche und Einzelfläche Spannstahl [cm]

$e_c$  = Randabstand des Schwerpunkts der Betonbruttofläche [cm] bzw.

$e_i$  = Randabstand des Schwerpunkts der idealen Fläche [cm]

$e_{sp,j}$  = Randabstand der Einzelfläche Spannstahl [cm]

Gegeben:

$$e_c = 48,40cm; e_i = 120 - 71,47 = 48,53cm$$

$$A_{p,1} = 2,802cm^2; e_{sp,1} = 99,3cm$$

$$A_{p,2} = 2,802cm^2; e_{sp,2} = 103,1cm$$

$$A_{p,3} = 2,802cm^2; e_{sp,3} = 106,9cm$$

$$A_{p,4} = 2,802cm^2; e_{sp,4} = 110,7cm$$

$$A_{p,5} = 2,802cm^2; e_{sp,5} = 114,5cm$$

Lösung:

$$z_{cp,1} = 48,4 - 99,3 = -50,9cm$$

$$z_{ip,1} = 48,53 - 99,3 = -50,77cm$$

$$z_{cp,2} = 48,4 - 103,1 = -54,7cm$$

$$z_{ip,2} = 48,53 - 103,1 = -54,57cm$$

$$z_{cp,3} = 48,4 - 106,9 = -58,5cm$$

$$z_{ip,3} = 48,53 - 106,9 = -58,37cm$$

$$z_{cp,4} = 48,4 - 110,7 = -62,3cm$$

$$z_{ip,4} = 48,53 - 110,7 = -62,17cm$$

$$z_{cp,5} = 48,4 - 114,5 = -66,1cm$$

$$z_{ip,5} = 48,53 - 114,5 = -65,97cm$$

$$\begin{aligned} & \sum (A_{p,j} * z_{cp,j} * z_{ip,j}) \\ &= 2,802 * [(-50,9) * (-50,77) + (-54,7) * (-54,57) + (-58,5) * (-58,37) \\ & \quad + (-62,3) * (-62,17) + (-66,1) * (-65,97)] \\ &= 48244cm^4 = \underline{\underline{0,00048244m^4}} \end{aligned}$$

## Anhang 3

Nebenrechnung zu 3.4 Momente in Feldmitte:

Es erfolgt die Berechnung der Momente aus den äußeren Einwirkungen in Feldmitte bei  $x=10,80$  m. Die Auflagerreaktionen und Einwirkungen werden aus der Statik übernommen.

Formeln:

$$M = \sum F * a \text{ mit } F = f * l_f$$

$M$  = Moment [kNm]

$a$  = Randabstand der Einzelfläche Bewehrungsstahl [cm]

$F$  = Kraft (als Auflagerkraft oder Wirkung der Linienlast) [kN]

$f$  = Linienlast [kN/m]

$l_f$  = Länge über welche die Linienlast wirkt [m]

Gegeben:

$$A_{v,g1} = 80,164kN; g_1 = 7,502kN/m; g_{1,red} = 6,077kN/m$$

$$A_{v,g3} = 149,472kN; g_1 = 13,84kN/m$$

$$A_{v,w} = 8,748kN; w = 0,81kN/m$$

$$A_{v,s} = 65,664kN; s = 6,08kN/m$$

Lösung:

$$M_{k,g1} = 80,164kN * 10,8m$$

$$-7,502 \frac{kN}{m} * 3,38m * \left(10,8m - \frac{3,38m}{2}\right)$$

$$-6,077 \frac{kN}{m} * 0,3m * \left(10,8m - 3,38m - \frac{0,3m}{2}\right)$$

$$-7,502 \frac{kN}{m} * 0,7m * \left(10,8m - 3,38m - 0,3m - \frac{0,7m}{2}\right)$$

$$-6,077 \frac{kN}{m} * 0,3m * \left(10,8m - 3,38m - 0,3m - 0,7m - \frac{0,3m}{2}\right)$$

$$-7,502 \frac{kN}{m} * (10,8m - 3,38m - 1,3m)^2$$

$$M_{k,g1} = \underline{\underline{434,043kNm}}$$

$$M_{k,g3} = 149,472kN * 10,8m - 13,84 \frac{kN}{m} * \frac{(10,38m)^2}{2} = \underline{\underline{807,1488kNm}}$$

$$M_{k,w} = 8,748kN * 10,8m - 0,81 \frac{kN}{m} * \frac{(10,8m)^2}{2} = \underline{\underline{47,2392kNm}}$$

$$M_{k,s} = 65,664kN * 10,8m - 6,08 \frac{kN}{m} * \frac{(10,8m)^2}{2} = \underline{\underline{354,5856kNm}}$$

## Anhang 4

Berechnung der Druckzonenhöhe im Zustand II mit SMATH Studio

Formeln im Zustand II für Plattenbalken:

$$A_{II} := \alpha_e \cdot \rho_{lII} \cdot \left( 1 + \frac{A_{s2} \cdot d_2}{A_{s1} \cdot d} \right)$$

$$B_{II} := \alpha_e \cdot \rho_{lII} \cdot \left( 1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \right)$$

$$\rho_{lII} := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$C_{II} := \frac{h_f}{d} \cdot \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_{II}$$

$$D_{II} := \left( \frac{h_f}{d} \right)^2 \cdot \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2 \cdot A_{II}$$

$$k_{xII} := -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}}$$

$$x_{II} := k_{xII} \cdot d$$

Eingangswerte des Grundsystems C 80/95

$$d := 105,79 \text{ cm}$$

statische Nutzhöhe

$$d_2 := \left( 5,2 + \frac{11,6}{2} \right) \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

Achsabstand der Druckbewehrung

$$b_w := 19 \text{ cm}$$

Stegbreite

$$b_{eff} := 50 \text{ cm}$$

Flanschbreite

$$h_f := \left( 20 + \frac{6,5}{2} \right) \text{ cm} = 23,25 \text{ cm}$$

Flanshhöhe

$$A_{s1} := (2 \cdot 1,54 + 2 \cdot 2,01 + 14,01) \text{ cm}^2 = 21,11 \text{ cm}^2$$

Zugbewehrung

$$A_{s2} := (4 \cdot 6,16) \text{ cm}^2 = 24,64 \text{ cm}^2$$

Druckbewehrung

$$\alpha_e := \frac{200000 \frac{N}{mm^2}}{42000 \frac{N}{mm^2}} = 4,7619$$

Verhältniswert E-Module Beton und Betonstahl  
Da die E-Module von Beton- und Spannstahl  
nahezu gleich sind, wird nur der Betonstahl  
berücksichtigt.

Ergebnisse:

$$\rho_{lII} = 0,0105$$

Bewehrungsgrad

$$k_{xII} = 0,1726$$

Verhältniswert Druckzonenhöhe zu statischer  
Nutzhöhe

$$x_{II} = 0,1826 \text{ m}$$

Betondruckzonenhöhe im Zustand II

## Anhang 5

Berechnung des Flächenmoments 2. Grades im Zustand II mit SMATH Studio

Formeln im Zustand II für Plattenbalken:

$$A_{II} := \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot \left( 1 + \frac{A_{s2} \cdot d_2}{A_{s1} \cdot d} \right)$$

$$B_{II} := \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot \left( 1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \right)$$

$$\rho_{III} := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$C_{II} := \frac{h_f}{d} \cdot \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_{II}$$

$$D_{II} := \left( \frac{h_f}{d} \right)^2 \cdot \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2 \cdot A_{II}$$

$$k_{xII} := -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}}$$

$$k_{II} := 4 \cdot \left( \frac{b_{eff}}{b_w} \cdot k_{xII}^3 - \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) \cdot \left( k_{xII} - \frac{h_f}{d} \right)^3 \right) + 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2 + 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left( k_{xII} - \frac{d_2}{d} \right)$$

$$I_{II} := k_{II} \cdot b_w \cdot \frac{d^3}{12}$$

Eingangswerte des Grundsystems C 80/95

d := 105,79 cm

statische Nutzhöhe

d<sub>2</sub> :=  $\left( 5,2 + \frac{11,6}{2} \right)$  cm = 11 cm

Achsabstand der Druckbewehrung

b<sub>w</sub> := 19 cm

Stegbreite

b<sub>eff</sub> := 50 cm

Flanschbreite

h<sub>f</sub> :=  $\left( 20 + \frac{6,5}{2} \right)$  cm = 23,25 cm

Flanschhöhe

A<sub>s1</sub> := (2 · 1,54 + 2 · 2,01 + 14,01) cm<sup>2</sup> = 21,11 cm<sup>2</sup>

Zugbewehrung

A<sub>s2</sub> := (4 · 6,16) cm<sup>2</sup> = 24,64 cm<sup>2</sup>

Druckbewehrung

$$\alpha_e := \frac{200000 \frac{N}{mm^2}}{14189,189 \frac{N}{mm^2}} = 14,0952$$

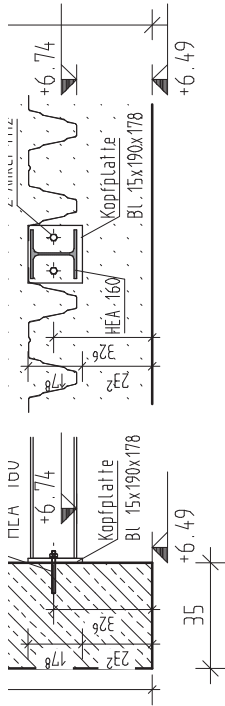
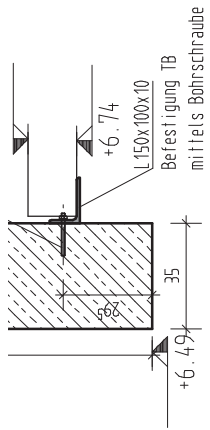
Verhältniswert E-Module Beton und Betonstahl  
Da die E-Module von Beton- und Spannstahl nahezu gleich sind, wird nur der Betonstahl berücksichtigt.

Ergebnisse:

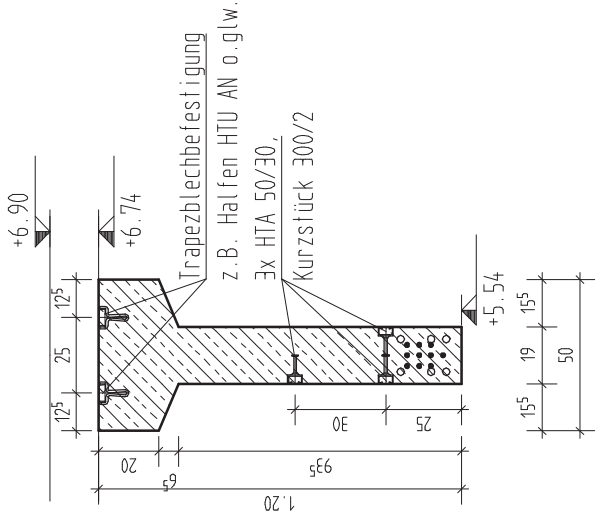
I<sub>II</sub> = 2,7609 · 10<sup>6</sup> cm<sup>4</sup>

Flächenträgheitsmoment 2. Grades für den  
gerissenen Betonquerschnitt

I<sub>II</sub> = 0,0276 m<sup>4</sup>

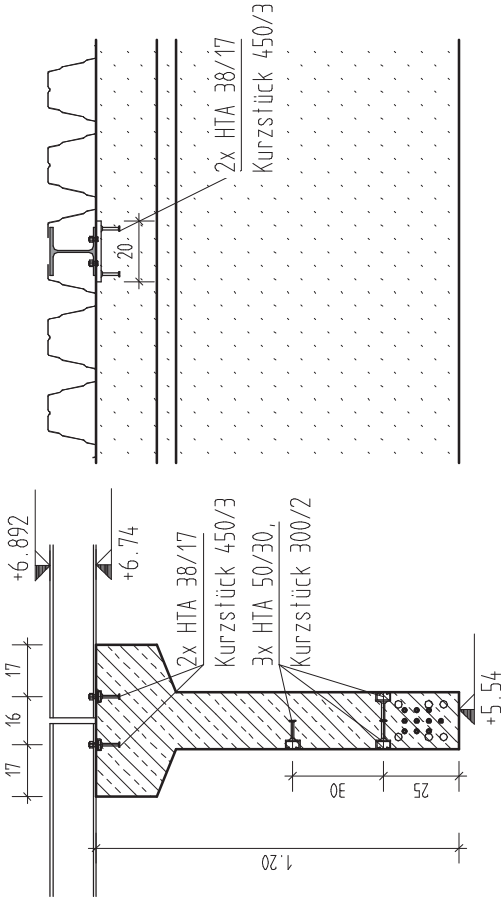


Schnitt 3-3 M 1:25



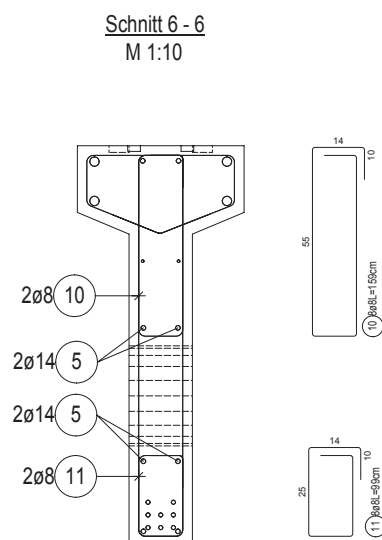
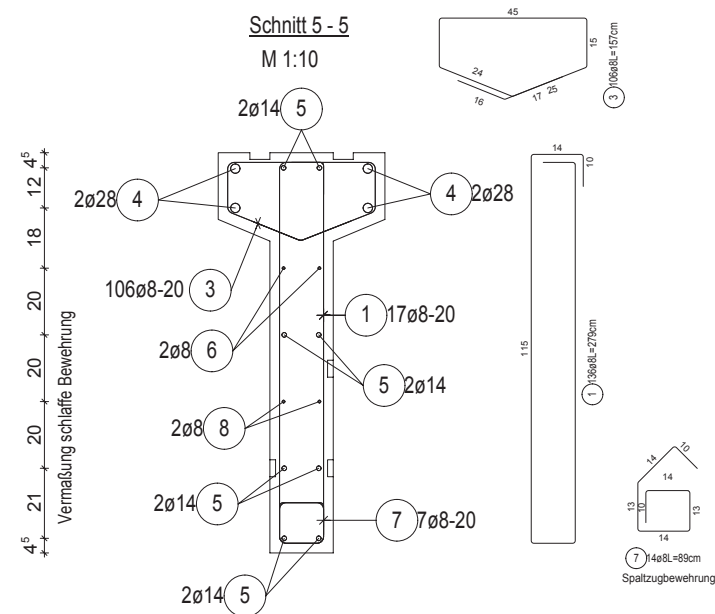
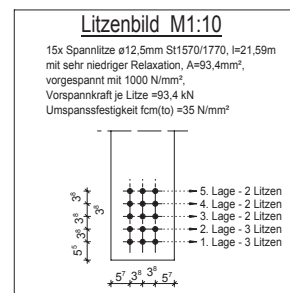
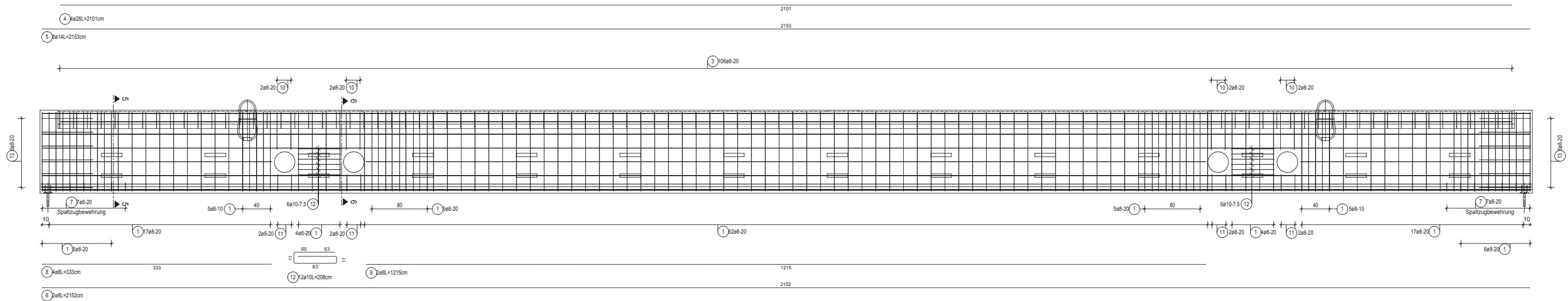
Schnitt 4-4 M 1:25

Detail "D" M 1:25



Detail "E" M 1:25





## Stablite

Pos.	Stk	ø [mm]	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
1	136	8	2.79	379.44	149.88
2	1	12.5	Lfdm	0.00	0.00
3	106	8	1.57	166.42	65.74
4	4	28	21.01	84.04	405.91
5	8	14	21.53	172.24	208.41
6	2	8	21.52	43.04	17.00
7	14	8	0.89	12.46	4.92
8	4	8	3.33	13.32	5.26
9	2	8	12.15	24.30	9.60
10	8	8	1.59	12.72	5.02
11	8	8	0.99	7.92	3.13
12	12	10	2.08	24.96	15.40
13	12	8	1.61	19.32	7.63

Gesamtmasse [kg] : 897.90

8	
0	Spannlitzen 1570/1770 ø12,5mm

## Anhang 8

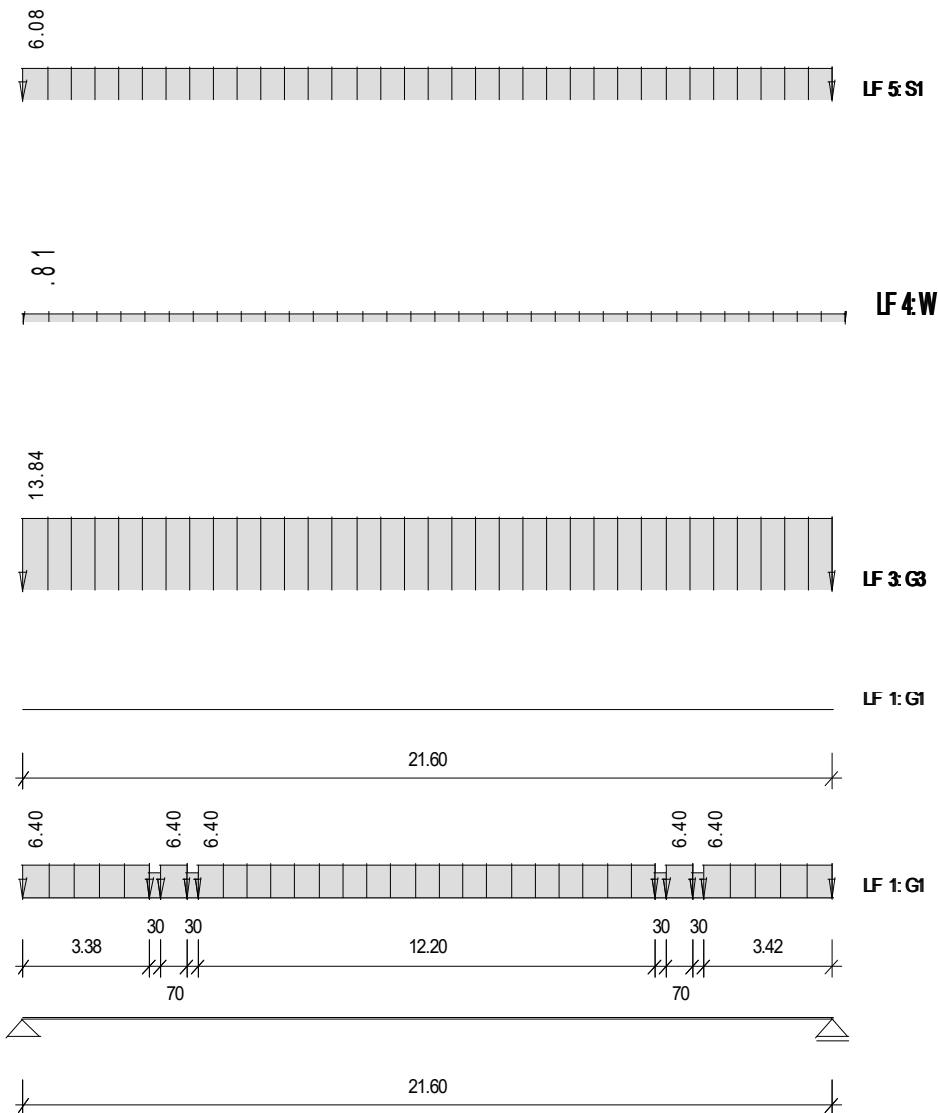
abacus-PROGRAMM	F E T T V16.0	ABARIB/17. 8.2016
Nachweise nach DIN/EC2	Fertigteilträger	EC2/SAU/SUP/HLK/FAT/DBS

Titel: Spannbetonbinder C 80/95 - Variante D1

Datei: ...ann\Desktop\Diplomarbeit\statik\Variante D\Abgabe\FETT-D1.dat

**Lasten**

M 1: 14

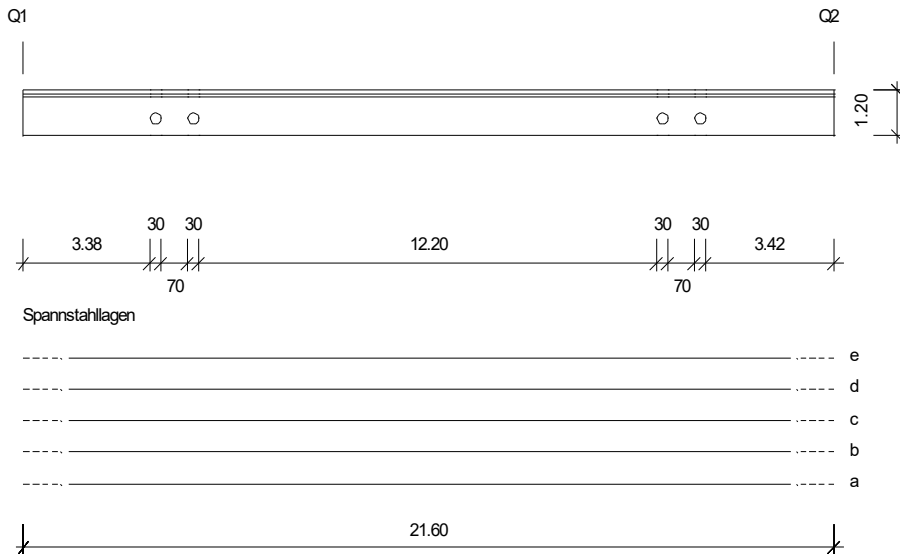




## Anhang 8

Längsschnitt

M 1 : 166

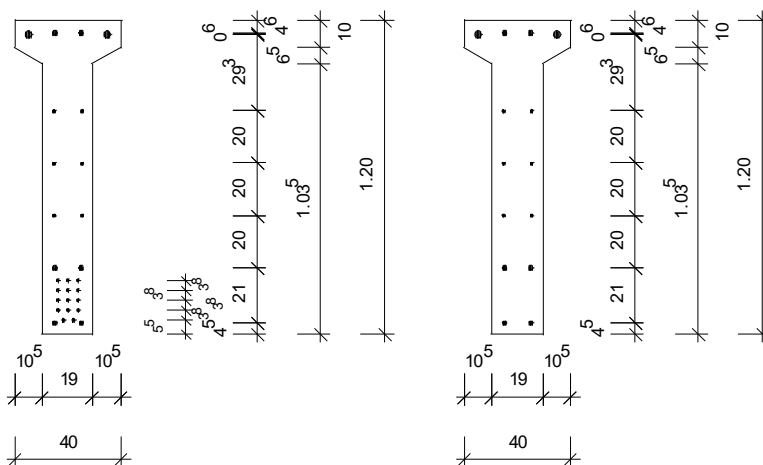


Querschnitte

M 1 : 24

Q1 x = 0.00

Q2 x = 21.60



### MATERIALKENNWERTE : Maßg. Norm: DIN EN 1992-1-1/N/A

\* ansteigender Ast der SDL wird berücksichtigt

Bs = Bemessungssituationen

Beton Fertigteil: C80/95

$E_{cm}$  (N/mm<sup>2</sup>): 42000.0

eps.c2 : -2.50

Bs: Std.+vorüberg.

$E_c$  (To) (N/mm<sup>2</sup>): 35448.3

eps.c2u: -2.60

$f_{cd}$  (N/mm<sup>2</sup>): 45.3

gamma.c: 1.50

$f_{ctm}$  (N/mm<sup>2</sup>): 4.8

$f_{ctk005}$  (N/mm<sup>2</sup>): 3.4

$f_{cd}$  (N/mm<sup>2</sup>): 45.3

gamma.c: 1.50

Bs: Ermüdung

Spannstahl:

St1500/1770 Ep

(N/mm<sup>2</sup>): 195000.0

eps.01 : 6.69

## Anhang 8

Bs: Std.+vorüberg.	fpd*	(N/mm <sup>2</sup> ):	1304.3	gamma.s: 1.15
Bs: Ermüdung	fpd*	(N/mm <sup>2</sup> ):	1304.3	gamma.s: 1.15
	sig.0o	(N/mm <sup>2</sup> ):	0.0	eps.u :25.00
	sig.0u	(N/mm <sup>2</sup> ):	1000.0	

Betonstahl: S500	Es	(N/mm <sup>2</sup> ):	200000.0	eps.sy : 2.17
Bs: Std.+vorüberg.	f <sub>yd</sub> *	(N/mm <sup>2</sup> ):	434.8	gamma.s: 1.15
				eps.su :25.00
Bs: Ermüdung	f <sub>yd</sub> *	(N/mm <sup>2</sup> ):	434.8	gamma.s: 1.15

Vorwerte für Kriechen und Schwinden:

Zeitpunkt	Temperatur(G)	Feuchte(%)	
bis To	1 Tage :	25	
To bis T1	30 Tage :	15	50
T1 bis Too	:		50
Beton Fertigteil :	Konsistenz S2	Zement N (s=0.25)	1 Steg(e)
Relaxationsbeiwert	Beton :		0.80
Relaxationsverluste	Spannstahl :	im Spannbett:	0.00 (%)
		To bis T1 :	3.00 (%)
		T1 bis Too :	6.00 (%)

Spannstahlsorte: Profiliert Verbundbeiwert xi : 0.7

### SYSTEMWERTE: Kragarm

### Feld

### Kragarm

Stützweiten	L(m):	0.00	21.60	0.00
Auflagerbreiten	B(m):		0.25	0.25

Spannstahllagen: (neg. Z: ab OK Fertigteil)

Lage	Anzahl	Ap (cm <sup>2</sup> )	Apl (cm <sup>2</sup> )	E (cm)	Z (cm)	Xa (m)	Xe (m)
a	2	0.93	1.87	3.8	5.5	0.000	21.600
b	3	0.93	2.80	3.8	9.3	0.000	21.600
c	3	0.93	2.80	3.8	13.1	0.000	21.600
d	3	0.93	2.80	3.8	16.9	0.000	21.600
e	3	0.93	2.80	3.8	20.7	0.000	21.600

Betonstahllagen: (neg. Z: ab OK Fertigteil)

Lage	Anzahl	As (cm <sup>2</sup> )	Asl (cm <sup>2</sup> )	E (cm)	Z (cm)	Xa (m)	Xe (m)
1	2	D14	3.08	10.0	4.5	0.000	21.600
2	2	D16	4.02	9.8	25.5	0.000	21.600
3	2	D 8	1.01	10.6	45.5	0.000	21.600
4	2	D 8	1.01	10.6	65.5	0.000	21.600
5	2	D 8	1.01	10.6	85.5	0.000	21.600
6	2	D28	12.32	29.6	-5.2	0.000	21.600
7	2	D16	4.02	9.8	-4.6	0.000	21.600

Querschnittsverlauf:

Schicht	Ba (cm)	Xa (m)	Za (cm)	Be (cm)	Xe (m)	Ze (cm)
1	19.0	0.000	0.0	19.0	21.600	0.0
2	19.0	0.000	103.5	19.0	21.600	103.5
3	40.0	0.000	110.0	40.0	21.600	110.0
4	40.0	0.000	120.0	40.0	21.600	120.0

Stegaussparungen:

Aussp.	Xa (m)	Zu (cm)	Ba (cm)	Ha (cm)	Da (cm)	
1	3.38	30.0			30.0	Kreis
2	4.38	30.0			30.0	Kreis
3	16.88	30.0			30.0	Kreis
4	17.88	30.0			30.0	Kreis

### BELASTUNG:

LF	Einwirkung Alt.	LF-Bezeichnung
1	G1	Eigenlast

## Anhang 8

3	G3	Belag
4	W	Wind
5	S1	Schnee

STR:Streckenlast Q1,Q2 (kN/m), EIN:Einzellast Q1 (kN), MOM:Moment Q1 (kNm)  
Eigenlast G1 generiert für gamma = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

LF	Einwirkung	Art	A(m)	Q1	B(m)	Q2	Ey (cm)
LF	Einwirkung	Art	A(m)	Q1	B(m)	Q2	Ey (cm)
1	G1	STR	0.000	6.396	3.380	6.396	0.0
1	G1	STR	3.380	4.971	0.300	4.971	0.0
1	G1	STR	3.680	6.396	0.700	6.396	0.0
1	G1	STR	4.380	4.971	0.300	4.971	0.0
1	G1	STR	4.680	6.396	12.200	6.396	0.0
1	G1	STR	16.880	4.971	0.300	4.971	0.0
1	G1	STR	17.180	6.396	0.700	6.396	0.0
1	G1	STR	17.880	4.971	0.300	4.971	0.0
1	G1	STR	18.180	6.396	3.420	6.396	0.0
3	G3	STR	0.000	13.840	21.600	13.840	0.0
4	W	STR	0.000	0.810	21.600	0.810	0.0
5	S1	STR	0.000	6.080	21.600	6.080	0.0

Automatische Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1991  
P/T: Ständige, vorüberg. Bs, A: außergewöhn. Bs Ls: Lagesicherheit  
Einwirkung inf.gamma(P/T).sup (A).sup psi0 psi1 psi2 r.inf r.sup  
P 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 0.95 1.05  
G1 1.00 1.35 1.00 1.00 1.00 1.00  
G3 1.00 1.35 1.00 1.00 1.00 1.00  
W 0.00 1.50 1.00 0.60 0.20 0.00  
S1 0.00 1.50 1.00 0.50 0.20 0.00

### AUFLAGERKRÄFTE Az, Bz + - MOMENTE Ta, Tb:

LF	Einwirkung	Az (kN)	Ta (kNm)	Bz (kN)	Tb (kNm)
1	G1	68.216	0.000	68.219	0.000
3	G3	149.472	0.000	149.472	0.000
4	W	8.748	0.000	8.748	0.000
5	S1	65.664	0.000	65.664	0.000

-----  
max.Ad (P/T) 400.249 0.000 400.252 0.000

Nachweise für Schnitt: 5 X(m): 1.280  
-----

### KRAFTEINLEITUNG:

Schubkraft F = 643.79 kN Spaltzugbewehrung Asw = 7.36 cm<sup>2</sup>

### Ermittlung der Eintragungslänge:

\* Aus Vorgabewert fcm(t) ermittelt

Nenndurchmesser	dp	= 12.5 mm
Zeitabh. Beiwert	beta.cc*	= 0.57 -
Betondruckfestigkeit (T0)	fcm(t)	= 50.00 N/mm <sup>2</sup>
Betonzugfestigkeit (T0)	fctm(t)*	= 3.62 N/mm <sup>2</sup>
Bemessungswert d. Betonzugfestigkeit (T0)	fctd(t)	= 1.44 N/mm <sup>2</sup>
Verbundspannung	fbpt	= 4.10 N/mm <sup>2</sup>
Spannstahlspannung (T0)	sig.pm0	= 922.1 N/mm <sup>2</sup>
Übertragungslänge	lpt	= 0.70 m
Eintragungslänge	ldisp	= 1.28 m

Nachweise für Aussparung 1 : Xa(m): 3.380

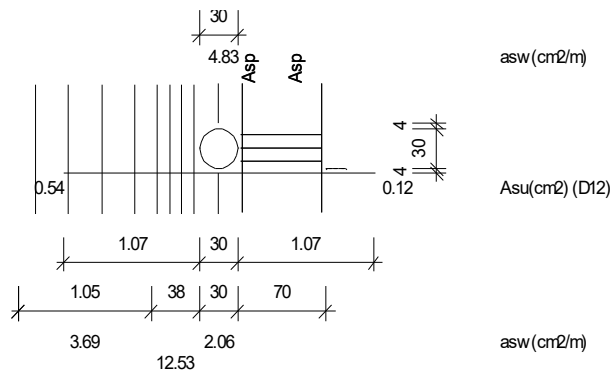
Hebelarm der Normalkr. z1 = 102.8 cm (Lage des Momentennullpunkts: X0)

Komb.	Ml (kNm)	Nl (kN)	Vl (kN)	Mr (kNm)	Nr (kN)	Vr (kN)	X0 (m)
max.M	548.93	-1042.63	274.62	606.39	-1042.63	267.15	3.26
min.V	28.59	-1042.63	149.29	59.84	-1042.63	145.30	3.45

## Anhang 8

Gurte:								VRdmax
max.M	o	29.81	-1077.40	251.61	82.46	-1077.40	244.76	1485.94
	u	2.73	34.77	23.01	7.54	34.77	22.39	819.77
min.V	o	-10.10	-613.83	136.78	18.53	-613.83	133.12	1485.94
	u	-0.92	-428.80	12.51	1.70	-428.80	12.18	819.77

Abstand zur folgenden Aussparung  $b = 70.0$  cm Bemessung als "Pfosten":  
 $M_d = 244.76$  kNm  $h' = 3.0$  cm beidseitig je  $As_p = 9.34$  cm<sup>2</sup>  
 $V_d = 259.75$  kN  $VR_{dmax} = 1376.75$  kN  $\cot.t = 2.21$   $as_w = 4.49$  cm<sup>2</sup>/m

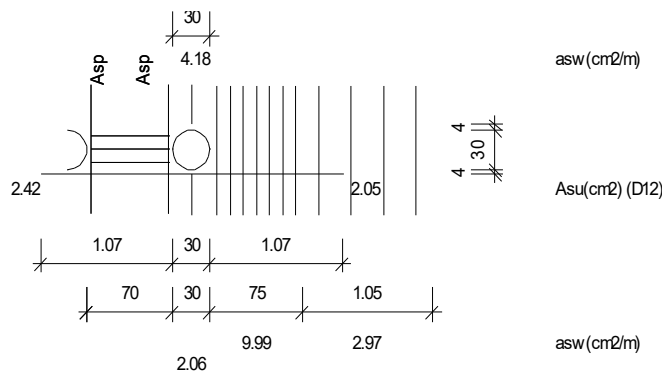


Nachweise für Aussparung 2 :  $X_a(m) : 4.380$

Hebelarm der Normalkr.  $z_l = 102.5$  cm (Lage des Momentennullpunkts: X0)

Komb.	Ml (kNm)	Nl (kN)	Vl (kN)	Mr (kNm)	Nr (kN)	Vr (kN)	X0 (m)	
max.M	797.69	-1056.00	238.03	847.39	-1056.00	230.56	4.11	
min.V	160.36	-1056.00	129.48	187.41	-1056.00	125.49	4.34	
Gurte:							VRdmax	
max.M	o	57.62	-1301.30	218.09	103.15	-1301.30	211.24	1485.94
	u	5.27	245.30	19.95	9.44	245.30	19.32	819.77
min.V	o	4.61	-736.07	118.63	29.39	-736.07	114.98	1485.94
	u	0.42	-319.93	10.85	2.69	-319.93	10.52	819.77

Abstand zur vorigen Aussparung  $b = 70.0$  cm Bemessung als "Pfosten":  
 $M_d = 218.09$  kNm  $h' = 3.0$  cm beidseitig je  $As_p = 8.32$  cm<sup>2</sup>  
 $V_d = 232.18$  kN  $VR_{dmax} = 1280.97$  kN  $\cot.t = 2.45$   $as_w = 3.61$  cm<sup>2</sup>/m



Nachweise für Schnitt: 20

$X(m) : 10.800$

## Anhang 8

	Beton		Betonstahl		Spannstahl	
	B (cm)	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	Ap (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)
1	40.00	120.00	4.02	115.40	2.80	20.70
2	40.00	110.00	12.32	114.80	2.80	16.90
3	19.00	103.50	1.01	85.50	2.80	13.10
4	19.00	0.00	1.01	65.50	2.80	9.30
5			1.01	45.50	1.87	5.50
6			4.02	25.50		
7			3.08	4.50		

Kriechen und Schwinden		u (cm)	h0 (mm)	phi	eps
Fertigteil	T0 bis T1 :	310.7	164.7	0.79	-17.75E-5
Fertigteil	T1 bis TOO:	310.7	164.7	1.12	-23.57E-5

Ac =	2558 cm <sup>2</sup>	Querschnittswerte ohne Aufbeton		
Ai =	2705 cm <sup>2</sup>	Zio=	-54.60 cm	Wio= -69487.3 cm <sup>3</sup>
Ji =	3793722 cm <sup>4</sup>	Ziu=	65.40 cm	Wiu= 58004.4 cm <sup>3</sup>

### SPANNUNGEN sig(N/mm<sup>2</sup>) im Zustand (I) bzw. (II):

LF	N (kN)	M (kNm)	sig.cu	sig.co	sig.p	sig.s
Po	-1307.6	-675.8	-16.16	4.76	916.4a	22.3
1 G1	0.0	369.5	6.37	-5.32	27.1a	28.2
KS :To-1	109.2	57.0	1.78	0.14	-83.0a	8.2
3 G3	0.0	807.1	13.92	-11.62	59.2a	61.7
KS :T1-oo	95.3	49.7	0.72	1.45	-73.1a	6.8
4 W	0.0	47.2	0.81	-0.68	3.5a	3.6
5 S1	0.0	354.6	6.11	-5.10	26.0a	27.1
Po+G1			-9.79	-0.56	950.1e	-4.3
P1+G1-3			5.90	-12.03	920.8a	24.9
qu.-ständig	min (I)		6.62	-10.58	847.8a	28.5
qu.-ständig	max (I)		6.62	-10.58	847.8a	28.5
häufig	min (I)		6.62	-10.58	847.8a	28.5
häufig	max (I)		7.85	-11.60	853.0a	33.9
selten	min (I)		6.62	-10.58	847.8a	28.5
selten	max (I)		13.23	-16.09	875.8a	57.7
	max(II)		0.00	-15.64	1130.7a	153.2

### Nachweise der Betondruckspannungen

im Fertigteil

T0 (Po+G1)	: sig.c <= 0.7*fck(T0)	-9.79 <= -29.40 (0.33)
Too (qu.-st)	: sig.c <= 0.45*fck	-10.58 <= -36.00 (0.29)
Too (selten)	: sig.c <= 0.6*fck	-16.09 <= -48.00 (0.34)

### Kriterium zur Berücksichtigung von Nichtlinearem Kriechen:

T0 (Po+G1)	: sig.c <= 0.45*fck(T0)	-9.79 <= -18.90
=> Kein Nichtlineares Kriechen		

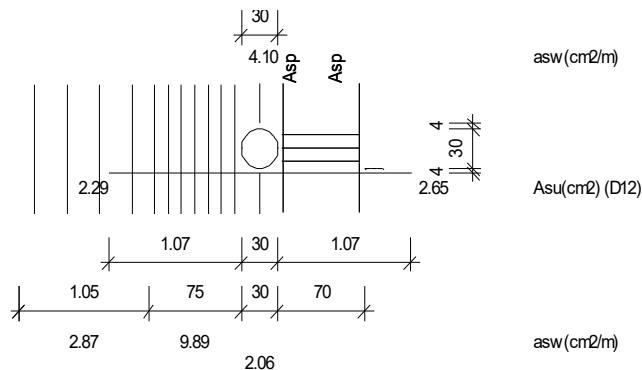
Nachweise für Ausparung 3 : Xa(m): 16.880

Hebelarm der Normalkr. z1 = 102.5 cm (Lage des Momentennullpunkts: X0)

Komb.	Ml (kNm)	Nl (kN)	Vl (kN)	Mr (kNm)	Nr (kN)	Vr (kN)	X0 (m)
max.M	876.28	-1056.48	-225.98	827.55	-1056.48	-233.45	17.38
max.V	203.00	-1056.48	-123.03	176.48	-1056.48	-127.02	17.15
Gurte:							VRdmax
max.M o	105.59	-1327.29	-207.04	60.95	-1327.29	-213.89	1485.94
u	9.66	270.81	-18.94	5.57	270.81	-19.56	819.77
max.V o	30.70	-750.23	-112.72	6.40	-750.23	-116.38	1485.94
u	2.81	-306.25	-10.31	0.59	-306.25	-10.65	819.77

## Anhang 8

Abstand zur folgenden Aussparung  $b = 70.0$  cm Bemessung als "Pfosten":  
 $M_d = 213.89$  kNm  $h' = 3.0$  cm beidseitig je  $As_p = 8.16$  cm<sup>2</sup>  
 $V_d = 227.74$  kN  $VR_{dmax} = 1262.19$  kN  $\cot.t = 2.50$   $as_w = 3.47$  cm<sup>2</sup>/m

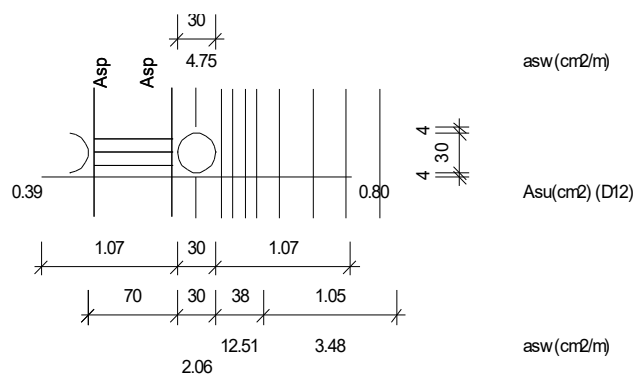


Nachweise für Aussparung 4 :  $X_a(m) : 17.880$

Hebelarm der Normalkr.  $z_l = 102.8$  cm (Lage des Momentennullpunkts:  $X_0$ )

Komb.	$M_l$ (kNm)	$N_l$ (kN)	$V_l$ (kN)	$M_r$ (kNm)	$N_r$ (kN)	$V_r$ (kN)	$X_0$ (m)
max.M	639.92	-1043.21	-262.57	583.43	-1043.21	-270.04	18.23
max.V	77.92	-1043.21	-142.84	47.20	-1043.21	-146.83	18.03
Gurte:							$VR_{dmax}$
max.M o	85.34	-1107.43	-240.56	33.58	-1107.43	-247.41	1485.94
u	7.81	64.21	-22.00	3.07	64.21	-22.63	819.77
max.V o	20.09	-630.17	-130.87	-8.06	-630.17	-134.53	1485.94
u	1.84	-413.04	-11.97	-0.74	-413.04	-12.30	819.77

Abstand zur vorigen Aussparung  $b = 70.0$  cm Bemessung als "Pfosten":  
 $M_d = 240.56$  kNm  $h' = 3.0$  cm beidseitig je  $As_p = 9.18$  cm<sup>2</sup>  
 $V_d = 255.33$  kN  $VR_{dmax} = 1363.47$  kN  $\cot.t = 2.24$   $as_w = 4.35$  cm<sup>2</sup>/m



Nachweise für Schnitt: 35

$X(m) : 20.320$

### KRAFTEINLEITUNG:

Schubkraft  $F = 643.79$  kN Spaltzugbewehrung  $As_w = 7.36$  cm<sup>2</sup>

Nachweis des Brandschutzes:

DIN EN 1992-1-2

## Anhang 8

Brandchutznachweis für Beton > C60 nicht geregelt!  
Geltungsbereich Normalbeton bis C60/75

### Nachweis der Verankerung: (Zul. Betonzugspannung $f_{ctk005} = 3.08 \text{ N/mm}^2$ )

Lage	X(m)	lr(m)	lpt2(m) lbpD (m)	sig.cu (N/mm <sup>2</sup> )		erf.Z (kN)	vorh.Z (kN)
a	0.00	lr >	0.84	0.00	-2.05	629.32	2209.79
			1.47			0.00	0.00
	21.60	lr >	0.84	-2.05	0.00	629.32	2209.79
			1.47			0.00	0.00

### Maßgebende Längsspannungen im Gebrauchszustand sig(N/mm<sup>2</sup>):

Grenzwerte Spannstahl St1500/1770

Spannbett	0.80 * fpk	0.80 * 1770	sig.pmax	<1416.00
Spannbett	0.90 * fp01k	0.90 * 1500	sig.pmax	<1350.00
T = T0	0.75 * fpk	0.75 * 1770	sig.pm0	<1327.50
T = T0	0.85 * fp01k	0.85 * 1500	sig.pm0	<1275.00
Quasi-ständige Kombinat.	0.65 * fpk	0.65 * 1770	sig.pm	<1150.50
Grenzwerte Betonstahl S500				
Seltene Kombination	0.80 * fyk	0.80 * 500.0	sig.s	< 400.00
Grenzwerte Beton C80/95				
Zeitpunkt T0 (P0+G1)	0.70 * fck(T0)	0.70 * 42.0	sig.cT0	< -29.40
Zeitpunkt T0 (P0+G1)	0.45 * fck(T0)	0.45 * 42.0	sig.cT0	< -18.90
Seltene Kombination	0.60 * fck	0.60 * 80.0	sig.cToo	< -48.00
Quasi-ständige Kombinat.	0.45 * fck	0.45 * 80.0	sig.cToo	< -36.00

Schnitt	X(m)	quasi-ständig		seltene Kombination			
		sig.co	sig.p	sig.co	sig.ao	sig.p	sig.s
		sig.cu	IAB.cToo	sig.cu	sig.au	IAB.cT0	IAB.cToo
1	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
		0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
		0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
3	0.13	0.36	81.22	0.36		97.41	5.58
		-1.44	0.02	-1.44		0.05	0.01
4	0.70	0.67	428.31	0.32		531.08	7.48
		-8.11	0.11	-8.11		0.28	0.08
5	1.28	0.80	728.50	-0.40		934.38	13.70
		-14.75	0.19	-14.75		0.50	0.14
6	2.16	-1.46	747.69	-3.17		937.13	10.54
		-13.88	0.13	-13.88		0.47	0.09
7	3.38	-4.23	772.42	-6.55		940.50	7.48
		-12.82	0.10	-12.82		0.44	0.14
8	3.38	-4.44	744.68	-6.69		920.66	8.09
		-16.95	0.11	-16.95		0.58	0.14
9	3.53	-4.75	748.23	-7.07		921.13	10.42
		-16.81	0.11	-16.81		0.57	0.15
10	3.68	-5.05	751.76	-7.44		921.59	12.74
		-16.67	0.12	-16.67		0.57	0.15
11	3.68	-4.84	778.35	-7.31		941.25	11.45
		-12.58	0.12	-12.58		0.43	0.15
12	4.32	-6.07	790.25	-8.81		942.76	19.39
		-12.10	0.15	-12.10		0.41	0.18
13	4.38	-6.18	791.32	-8.95		942.90	20.10
		-12.06	0.15	-12.06		0.41	0.19
14	4.38	-6.37	767.16	-9.06		929.45	22.86
		-16.05	0.15	-16.05		0.55	0.19
15	4.53	-6.64	770.24	-9.38		929.83	24.89
		-15.93	0.16	-15.93		0.54	0.20
16	4.68	-6.90	773.25	-9.70		930.37	26.86
		-15.81	0.17	-15.81		0.54	0.20
17	4.68	-6.72	796.44	-9.60		956.57	23.53
		-11.86	0.16	-11.86		0.40	0.20

## Anhang 8

18	6.48	-9.38	822.17	-12.86	969.36	40.68
		-10.82	0.23	-10.82	0.37	0.27
19	8.64	-11.37	841.33	-15.29	1090.80	119.13
		-10.05	0.28	-10.05	0.34	0.32
20	10.80	-12.03	847.76	-16.09	1130.69	153.16
		-9.79	0.29	-9.79	0.33	0.34
21	12.96	-11.37	841.35	-15.29	1090.80	119.13
		-10.05	0.28	-10.05	0.34	0.32
22	15.12	-9.38	822.18	-12.86	969.36	40.69
		-10.82	0.23	-10.82	0.37	0.27
23	16.88	-6.79	797.05	-9.68	956.69	23.93
		-11.83	0.16	-11.83	0.40	0.20
24	16.88	-6.97	774.04	-9.78	930.49	27.38
		-15.78	0.17	-15.78	0.54	0.20
25	17.03	-6.71	771.04	-9.47	930.13	25.41
		-15.90	0.16	-15.90	0.54	0.20
26	17.18	-6.44	767.97	-9.14	929.57	23.40
		-16.02	0.16	-16.02	0.54	0.19
27	17.18	-6.26	791.99	-9.03	942.98	20.56
		-12.03	0.15	-12.03	0.41	0.19
28	17.28	-6.07	790.24	-8.81	942.76	19.39
		-12.10	0.15	-12.10	0.41	0.18
29	17.88	-4.92	779.13	-7.40	941.35	11.97
		-12.55	0.12	-12.55	0.43	0.15
30	17.88	-5.13	752.64	-7.54	921.71	13.32
		-16.63	0.12	-16.63	0.57	0.16
31	18.03	-4.83	749.18	-7.17	921.26	11.05
		-16.77	0.12	-16.77	0.57	0.15
32	18.18	-4.52	745.61	-6.80	920.79	8.70
		-16.91	0.11	-16.91	0.58	0.14
33	18.18	-4.31	773.25	-6.65	940.60	8.04
		-12.78	0.10	-12.78	0.43	0.14
34	19.44	-1.46	747.73	-3.17	937.13	10.54
		-13.88	0.13	-13.88	0.47	0.09
35	20.32	0.80	728.52	-0.40	934.38	13.70
		-14.75	0.19	-14.75	0.50	0.14
36	20.90	0.67	428.31	0.32	531.08	7.48
		-8.11	0.11	-8.11	0.28	0.08
37	21.48	0.36	81.22	0.36	97.41	5.58
		-1.44	0.02	-1.44	0.05	0.01
38	21.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Maßgebende Durchbiegungen:

k.I, k.II(1/km): Krümmungen im Zustand I und II

eff.k (1/km): effektive Krümmung für  $\beta_{0.1} = 1.0$ ,  $\beta_{0.2} = 0.5$

Durchbiegungen zum Zeitpunkt  $T_0$  unter  $P_0 + G_1$  :

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
1	0.00	0.00	186.46	0.0000			0.0
2	0.00	0.00	186.46	0.0000			0.0
3	0.13	-56.72	-273.99	-0.0423			0.0
4	0.70	-325.99	-441.94	-0.2365			-0.2
5	1.28	-593.69	-596.83	-0.4308			-0.4
6	2.16	-543.34	-596.83	-0.3934			-0.6
7	3.38	-481.73	-596.83	-0.3476			-0.9
8	3.38	-551.54	-692.09	-0.4366			-0.9
9	3.53	-544.60	-692.09	-0.4310			-0.9
10	3.68	-537.78	-692.09	-0.4254			-0.9
11	3.68	-467.97	-596.83	-0.3373			-0.9
12	4.32	-440.41	-596.83	-0.3168			-1.1
13	4.38	-437.96	-596.83	-0.3150			-1.1
14	4.38	-507.77	-692.09	-0.4008			-1.1
15	4.53	-501.73	-692.09	-0.3959			-1.1
16	4.68	-495.80	-692.09	-0.3910			-1.1
17	4.68	-426.00	-596.83	-0.3061			-1.1



## Anhang 8

18	6.48	-365.91	-596.83	-0.2614	-1.3
19	8.64	-321.15	-596.83	-0.2282	-1.5
20	10.80	-306.24	-596.83	-0.2171	-1.6
21	12.96	-321.16	-596.83	-0.2282	-1.5
22	15.12	-365.92	-596.83	-0.2615	-1.3
23	16.88	-424.46	-596.83	-0.3050	-1.1
24	16.88	-494.26	-692.09	-0.3898	-1.1
25	17.03	-500.15	-692.09	-0.3946	-1.1
26	17.18	-506.15	-692.09	-0.3995	-1.1
27	17.18	-436.35	-596.83	-0.3138	-1.1
28	17.28	-440.42	-596.83	-0.3169	-1.1
29	17.88	-466.18	-596.83	-0.3360	-1.0
30	17.88	-535.99	-692.09	-0.4239	-1.0
31	18.03	-542.77	-692.09	-0.4295	-0.9
32	18.18	-549.67	-692.09	-0.4351	-0.9
33	18.18	-479.86	-596.83	-0.3462	-0.9
34	19.44	-543.33	-596.83	-0.3934	-0.6
35	20.32	-593.68	-596.83	-0.4308	-0.4
36	20.90	-325.98	-441.94	-0.2365	-0.2
37	21.48	-56.72	-273.99	-0.0423	0.0
38	21.60	0.00	186.46	0.0000	0.0

Auflagerverdrehungen alpha(arc)      links:-0.00309      rechts: 0.00309

Durchbiegungen zum Zeitpunkt T11 unter P0 + G1 + (K+S).1 :

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
1	0.00	0.00	271.48	0.1488			0.0
2	0.00	0.00	271.48	0.1488			0.0
3	0.13	-12.25	-383.87	-0.0817			-0.1
4	0.70	-270.61	-556.78	-0.3723			-0.3
5	1.28	-528.94	-711.68	-0.6567			-0.6
6	2.16	-479.95	-711.68	-0.5977			-0.9
7	3.38	-420.02	-711.68	-0.5254			-1.3
8	3.38	-470.27	-808.01	-0.6644			-1.3
9	3.53	-463.62	-808.01	-0.6552			-1.4
10	3.68	-457.06	-808.01	-0.6461			-1.4
11	3.68	-406.63	-711.68	-0.5093			-1.4
12	4.32	-379.82	-711.68	-0.4770			-1.6
13	4.38	-377.44	-711.68	-0.4741			-1.6
14	4.38	-428.22	-808.01	-0.6064			-1.6
15	4.53	-422.42	-808.01	-0.5984			-1.6
16	4.68	-416.72	-808.01	-0.5906			-1.7
17	4.68	-365.79	-711.68	-0.4601			-1.7
18	6.48	-307.33	-711.68	-0.3897			-2.0
19	8.64	-263.79	-711.68	-0.3372			-2.2
20	10.80	-249.28	-711.68	-0.3197			-2.3
21	12.96	-263.80	-711.68	-0.3372			-2.2
22	15.12	-307.36	-711.68	-0.3896			-2.0
23	16.88	-364.30	-711.68	-0.4583			-1.7
24	16.88	-415.24	-808.01	-0.5885			-1.7
25	17.03	-420.91	-808.01	-0.5963			-1.6
26	17.18	-426.67	-808.01	-0.6042			-1.6
27	17.18	-375.86	-711.68	-0.4722			-1.6
28	17.28	-379.83	-711.68	-0.4770			-1.6
29	17.88	-404.89	-711.68	-0.5072			-1.4
30	17.88	-455.33	-808.01	-0.6438			-1.4
31	18.03	-461.86	-808.01	-0.6528			-1.4
32	18.18	-468.48	-808.01	-0.6619			-1.3
33	18.18	-418.20	-711.68	-0.5232			-1.3
34	19.44	-479.96	-711.68	-0.5976			-0.9
35	20.32	-528.94	-711.68	-0.6566			-0.6
36	20.90	-270.61	-556.78	-0.3723			-0.3
37	21.48	-12.25	-383.87	-0.0817			-0.1
38	21.60	0.00	271.48	0.1488			0.0

Auflagerverdrehungen alpha(arc)      links:-0.00464      rechts: 0.00464

## Anhang 8

Durchbiegungen zum Zeitpunkt Too unter  $P_0 + G_{1-3} + (K+S) + \psi_{i2} \cdot \max.Q$  :

Schnitt	X(m)	M(kNm)	Mr(kNm)	k.I	k.II	eff.k	w(cm)
1	0.00	0.00	246.91	0.4465			0.0
2	0.00	0.00	246.91	0.4465			0.0
3	0.13	73.37	379.90	-0.1233			0.0
4	0.70	-93.78	-356.90	-0.4175			0.1
5	1.28	-267.52	-543.62	-0.7024			0.2
6	2.16	-113.53	426.62	-0.4797			0.4
7	3.38	75.14	446.24	-0.2067			0.7
8	3.38	29.84	367.01	-0.3192			0.7
9	3.53	50.77	369.67	-0.2856			0.8
10	3.68	71.28	371.95	-0.2526			0.8
11	3.68	117.19	450.74	-0.1459			0.8
12	4.32	201.17	459.35	-0.0243			1.0
13	4.38	208.63	460.09	-0.0134			1.0
14	4.38	161.45	382.79	-0.1078			1.0
15	4.53	179.57	384.98	-0.0787			1.1
16	4.68	197.31	387.28	-0.0503			1.1
17	4.68	245.00	463.96	0.0391			1.1
18	6.48	426.92	483.13	0.3025			1.6
19	8.64	562.41	497.35	0.4987	0.8646	0.7215	2.1
20	10.80	607.54	501.78	0.5643	0.8873	0.7771	2.3
21	12.96	562.39	497.16	0.4988	0.8645	0.7216	2.1
22	15.12	426.89	483.02	0.3026			1.6
23	16.88	249.74	465.01	0.0457			1.1
24	16.88	201.95	387.86	-0.0429			1.1
25	17.03	184.33	385.67	-0.0711			1.1
26	17.18	166.32	383.45	-0.1000			1.0
27	17.18	213.59	460.73	-0.0064			1.0
28	17.28	201.17	459.41	-0.0243			1.0
29	17.88	122.66	451.26	-0.1380			0.8
30	17.88	76.71	372.93	-0.2441			0.8
31	18.03	56.28	370.28	-0.2768			0.8
32	18.18	35.49	367.92	-0.3103			0.7
33	18.18	80.83	446.63	-0.1983			0.7
34	19.44	-113.55	426.37	-0.4795			0.4
35	20.32	-267.53	-543.63	-0.7023			0.2
36	20.90	-93.78	-356.90	-0.4175			0.1
37	21.48	73.37	379.88	-0.1232			0.0
38	21.60	0.00	246.91	0.4465			0.0

Auflagerverdrehungen  $\alpha(\text{arc})$  links: 0.00147 rechts: -0.00147

### Erforderliche Längsbewehrung: (Spannstahl $A_p$ + Betonstahl $A_{su}$ , $A_{so}$ )

Schnitt	X(m)	MSd(kNm)	eps.c	eps.s	Z(kN)	$A_p(\text{cm}^2)$	$A_{su}(\text{cm}^2)$	$A_{so}$
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.13	49.74	-0.41	22.99	47.04	0.31	0.82m	0.00
4	0.70	272.00	-0.96	22.95	259.34	1.71	0.95m	0.00
5	1.28	481.87	-1.27	22.92	462.61	3.05	0.99m	0.00
6	2.16	777.83	-1.57	22.90	751.80	4.96	1.00m	0.00
7	3.38	1140.53	-1.93	22.87	1108.34	7.31	1.00m	0.00
8	3.38	1140.53	-1.93	22.87	1108.34	7.31	0.00	0.00
9	3.53	1181.33	-1.97	22.86	1148.61	7.58	0.00	0.00
10	3.68	1221.33	-2.01	22.86	1188.12	7.84	0.00	0.00
11	3.68	1221.33	-2.01	22.86	1188.12	7.84	1.00m	0.00
12	4.32	1382.71	-2.17	22.85	1347.88	8.89	1.00m	0.00
13	4.38	1397.06	-2.18	22.85	1362.11	8.98	1.00m	0.00
14	4.38	1397.06	-2.18	22.85	1362.11	8.99	0.00	0.00
15	4.53	1432.37	-2.21	22.85	1397.15	9.22	0.00	0.00
16	4.68	1466.89	-2.25	22.84	1431.43	9.44	0.00	0.00
17	4.68	1466.89	-2.25	22.84	1431.43	9.44	1.00m	0.00
18	6.48	1816.11	-2.59	22.82	1779.81	11.74	1.00m	0.00
19	8.64	2076.21	-2.60	19.28	2043.64	13.08	2.96	0.00

## Anhang 8

20	10.80	2162.91	-2.60	18.14	2132.43	13.08	5.09	0.00
21	12.96	2076.20	-2.60	19.28	2043.63	13.08	2.96	0.00
22	15.12	1816.09	-2.59	22.82	1779.79	11.74	1.00m	0.00
23	16.88	1475.93	-2.26	22.84	1440.42	9.50	1.00m	0.00
24	16.88	1475.93	-2.26	22.84	1440.42	9.50	0.00	0.00
25	17.03	1441.64	-2.22	22.85	1406.35	9.28	0.00	0.00
26	17.18	1406.55	-2.19	22.85	1371.52	9.05	0.00	0.00
27	17.18	1406.55	-2.19	22.85	1371.52	9.05	1.00m	0.00
28	17.28	1382.71	-2.17	22.85	1347.87	8.89	1.00m	0.00
29	17.88	1231.86	-2.02	22.86	1198.52	7.90	1.00m	0.00
30	17.88	1231.86	-2.02	22.86	1198.52	7.91	0.00	0.00
31	18.03	1192.08	-1.98	22.86	1159.22	7.65	0.00	0.00
32	18.18	1151.50	-1.94	22.87	1119.17	7.38	0.00	0.00
33	18.18	1151.50	-1.94	22.87	1119.17	7.38	1.00m	0.00
34	19.44	777.84	-1.57	22.90	751.81	4.96	1.00m	0.00
35	20.32	481.88	-1.27	22.92	462.61	3.05	0.99m	0.00
36	20.90	272.01	-0.96	22.95	259.35	1.71	0.95m	0.00
37	21.48	49.74	-0.41	22.99	47.04	0.31	0.82m	0.00
38	21.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Erf. Schubbewehrung asw für Balken :

m: Mindestbewehrung, i: n.NCI Zu 9.3.2 (2), p: b/h >= 5 Platte

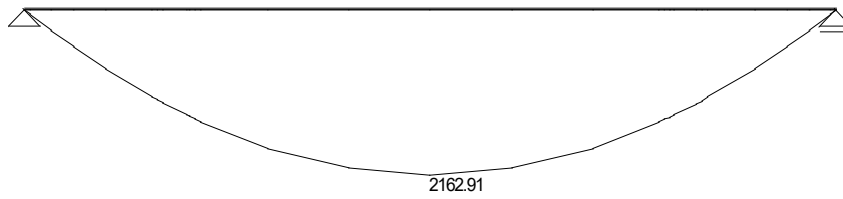
VEd\*: red. Querkraft inf. auflagnaher Einzellast, z\*: red. Hebelarm

Schnitt	X(m)	V0d(kN)	VEd(kN)	z(cm)	cot(V)	VRdmax	VRdc	Z.	asw
1	0.00	400.25	400.25						
2	0.00	400.25	400.25						
3	0.13	395.60	395.60	105.7	1.84	2691.38			
4	0.70	374.14	374.14	104.9	1.76	2737.83	528.10	1	4.67m
5	1.28	352.67	352.67	104.2	1.67	2789.72	514.98	1	4.67m
6	2.16	319.97	319.97	103.5	1.52	2882.27	517.35	1	4.67m
7	3.38	274.62	274.62	94.0*	1.44	2674.73	203.94	2	4.67m
8	3.38	274.62	274.62	Stegaussparung					
9	3.53	269.34	269.34	Stegaussparung					
10	3.68	264.05	264.05	Stegaussparung					
11	3.68	264.05	264.05	94.0*	1.38	2709.76	204.25	2	4.67m
12	4.32	240.26	240.26	94.0*	1.26	2779.83	204.86	2	4.67m
13	4.38	238.03	238.03	94.0*	1.25	2785.59	204.92	2	4.67m
14	4.38	238.03	238.03	Stegaussparung					
15	4.53	232.75	232.75	Stegaussparung					
16	4.68	227.46	227.46	Stegaussparung					
17	4.68	227.46	227.46	94.0*	1.19	2810.47	205.19	2	4.67m
18	6.48	160.56	160.56	102.0	1.00	3098.12	206.52	2	4.67m
19	8.64	80.28	80.28	101.6	1.00	3084.59	207.51	2	4.67m
20	10.80	0.00	0.00						
21	12.96	-80.28	-80.28	101.6	1.00	3084.59	207.52	2	4.67m
22	15.12	-160.56	-160.56	102.0	1.00	3098.12	206.52	2	4.67m
23	16.88	-225.98	-225.98	94.0*	1.18	2813.61	205.21	2	4.67m
24	16.88	-225.98	-225.98	Stegaussparung					
25	17.03	-231.26	-231.26	Stegaussparung					
26	17.18	-236.55	-236.55	Stegaussparung					
27	17.18	-236.55	-236.55	94.0*	1.24	2789.33	204.95	2	4.67m
28	17.28	-240.27	-240.27	94.0*	1.26	2779.82	204.86	2	4.67m
29	17.88	-262.57	-262.57	94.0*	1.38	2714.51	204.29	2	4.67m
30	17.88	-262.57	-262.57	Stegaussparung					
31	18.03	-267.85	-267.85	Stegaussparung					
32	18.18	-273.14	-273.14	Stegaussparung					
33	18.18	-273.14	-273.14	94.0*	1.43	2679.75	203.98	2	4.67m
34	19.44	-319.97	-319.97	103.5	1.52	2882.26	517.36	1	4.67m
35	20.32	-352.68	-352.68	104.2	1.67	2789.71	514.98	1	4.67m
36	20.90	-374.14	-352.68	104.9	1.76	2737.81	528.10	1	4.67m
37	21.48	-395.61	-352.68	105.7	1.84	2691.37			
38	21.60	-400.25	-352.68						

## Anhang 8

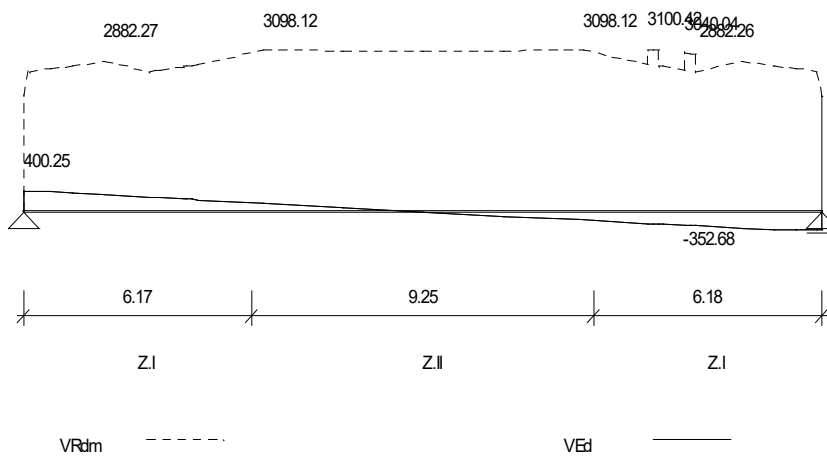
Maßg. Momente  $M_{Ed}$  (kNm)

M 1 : 865



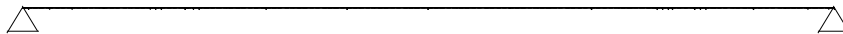
Maßg. Querkräfte  $V_{Ed}$  (kN)

M 1 : 1262



Maßg. Torsionsmomente  $T_{Ed}$  (kNm)

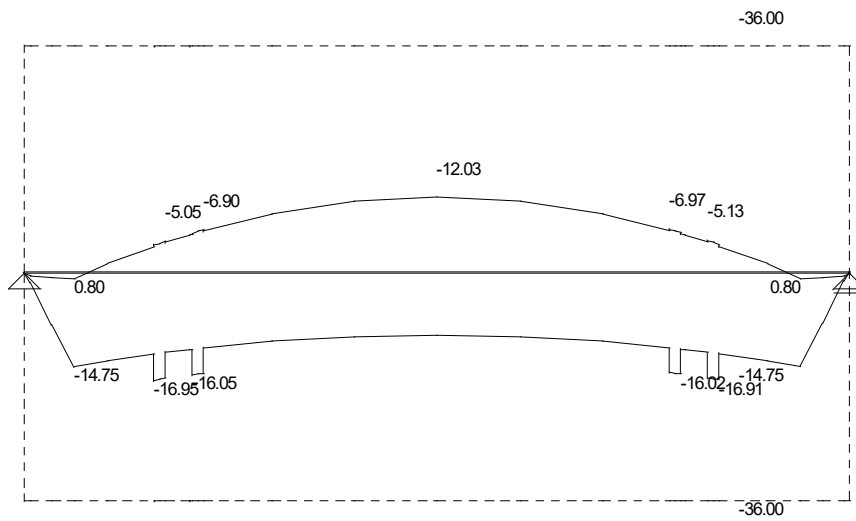
M 1 : 225



## Anhang 8

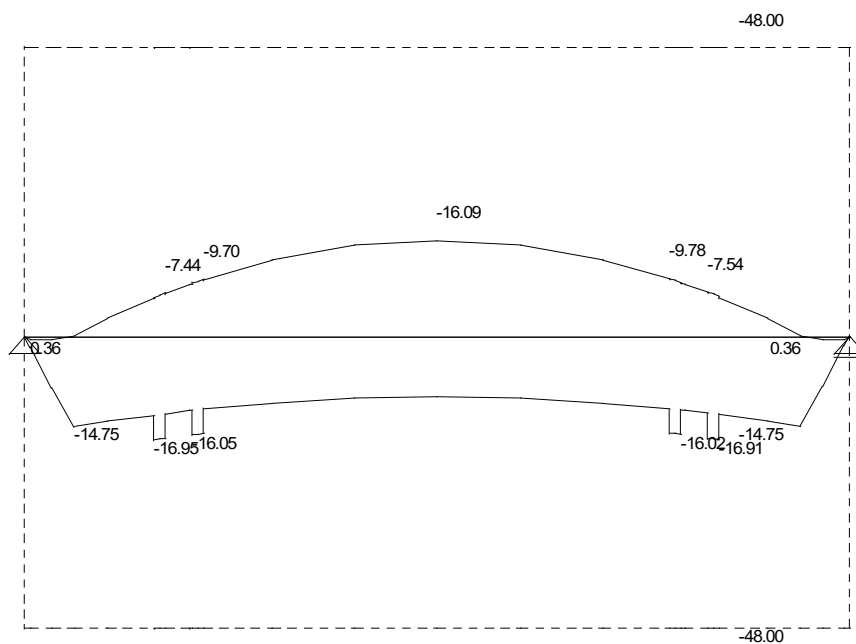
Spannungen  $\sigma_{c.c}$  (N/mm<sup>2</sup>) quasi-st. Kombination, T<sub>00</sub>

M 1 : 10



Spannungen  $\sigma_{c.c}$  (N/mm<sup>2</sup>) seltene Kombination, T<sub>00</sub>

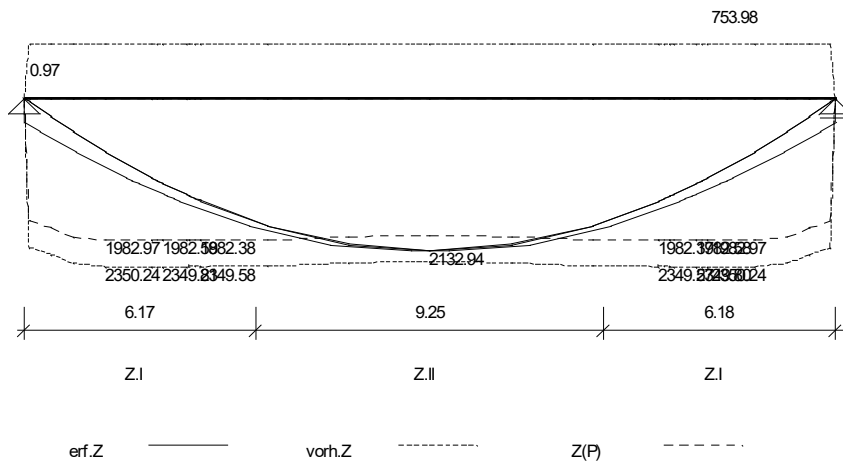
M 1 : 10



## Anhang 8

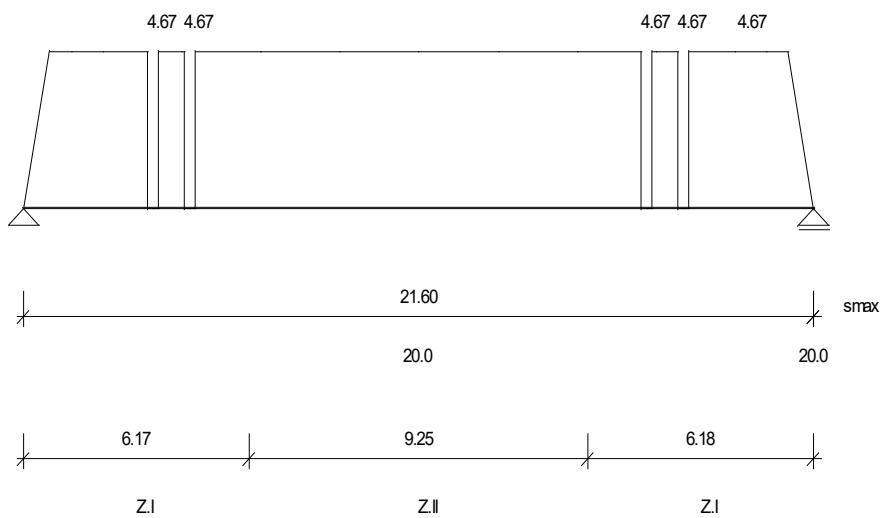
Zugkraftdeckung  $Z$  (kN)

M 1 : 853



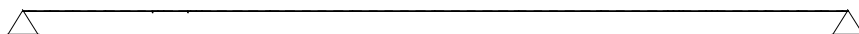
Schubbewehrung  $a_{sw}$  (cm<sup>2</sup>/m) S 500

M 1 : 2



Rissbreiten  $w_k$  (mm)

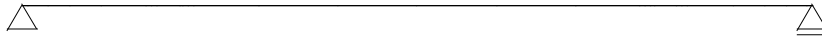
M 1 : 33



## Anhang 8

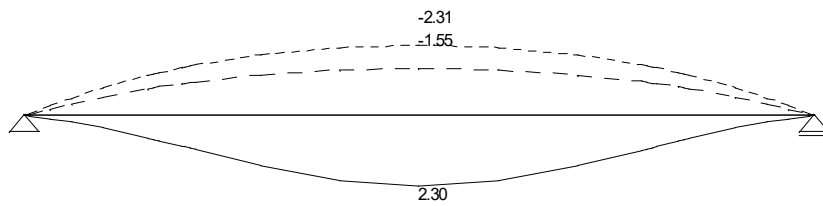
Dekompression  $\sigma_{gu}$  (N/mm<sup>2</sup>)

M 1 : 9



Durchbiegungen  $w$  (cm)

M 1 : 2



$w(T_0)$     - - - -

$w(T_{11})$     - . - . - .

$w(T_{00})$     ————

## Anhang 8

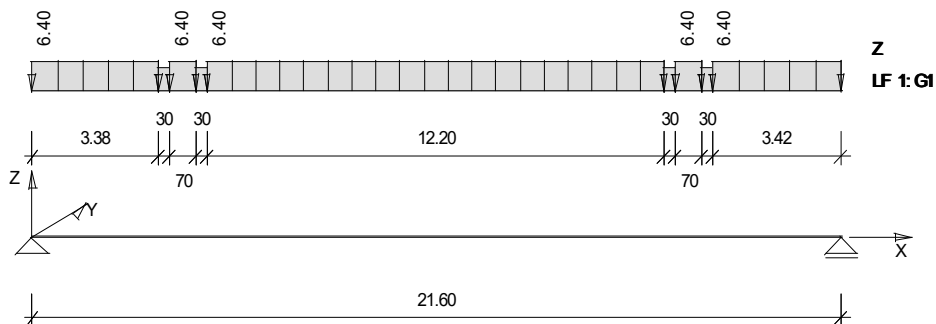
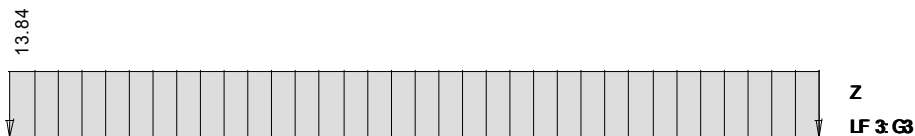
abacus-PROGRAMM	F E T T - K I N V16.0	ABARIB/18. 8.2016
Nachweise DIN/EC2	Fertigteilträger	Kippnachweis

Titel: Spannbetonbinder C 80/95 - Variante D1

Datei: ...\\Desktop\\Diplomarbeit\\statik\\Variante D\\Abgabe\\FEKI-D1-KN.dat

Lasten

M 1: 14

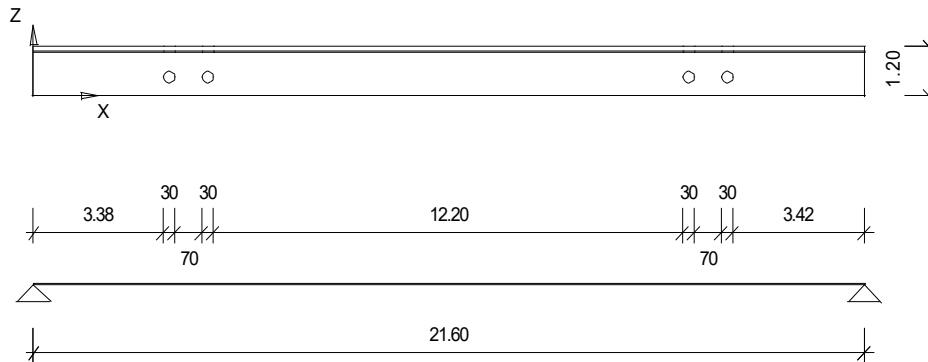




## Anhang 8

Längsschnitt

M 1 : 166



M A T E R I A L K E N N W E R T E nach DIN EN 1992-1-1/NA

Beton: C80/95

Betonstahl: S500

Spannstahl: St1500/1770

### SYSTEMWERTE: Kragarm A Feld B Kragarm

Stützweiten	L (m):	0.00	*	21.60	*	0.00
Auflagerbreiten	B (m):		0.25		0.25	
Aufl.drehfedern	(kNm):		0.100000E+11		0.100000E+11	

S P A N N S T A H L L A G E N : (neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	Ap (cm <sup>2</sup> )	Apl (cm <sup>2</sup> )	E (cm)	Z (cm)	Xa (m)	Xe (m)
1	2	0.93	1.87	3.8	5.5	0.000	21.600
2	3	0.93	2.80	3.8	9.3	0.000	21.600
3	3	0.93	2.80	3.8	13.1	0.000	21.600
4	3	0.93	2.80	3.8	16.9	0.000	21.600
5	3	0.93	2.80	3.8	20.7	0.000	21.600

B E T O N S T A H L L A G E N : (neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	As (cm <sup>2</sup> )	Asl (cm <sup>2</sup> )	E (cm)	Z (cm)	Xa (m)	Xe (m)
1	2	D14	3.08	10.0	4.5	0.000	21.600
2	2	D16	4.02	9.8	25.5	0.000	21.600
3	2	D 8	1.01	10.6	45.5	0.000	21.600
4	2	D 8	1.01	10.6	65.5	0.000	21.600
5	2	D 8	1.01	10.6	85.5	0.000	21.600
6	2	D28	12.32	29.6	-5.2	0.000	21.600
7	2	D16	4.02	9.8	-4.6	0.000	21.600

Q U E R S C H N I T T S V E R L A U F :

Schicht	Ba (cm)	Xa (m)	Za (cm)	Be (cm)	Xe (m)	Ze (cm)
1	19.0	0.000	0.0	19.0	21.600	0.0
2	19.0	0.000	103.5	19.0	21.600	103.5
3	40.0	0.000	110.0	40.0	21.600	110.0
4	40.0	0.000	120.0	40.0	21.600	120.0

A U S S P A R U N G E N :

Aussp.	Xa (m)	Ba (cm)	Zu (cm)	Ha (cm)
1	3.38	30.0	30.0	0.0 Kreis
2	4.38	30.0	30.0	0.0 Kreis
3	16.88	30.0	30.0	0.0 Kreis
4	17.88	30.0	30.0	0.0 Kreis

## Anhang 8

### BELASTUNG: Str:Streckenlast Q1,Q2(kN/m), Ein:Einzellast Q1(kN) N: Normalkraft Q1,Q2(kN), Mom: Moment Q1(kNm)

Lastangriff Z: OK: Oberkante, SP: Schwerpunkt  
Eigenlast G1 generiert für  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Einwirkung	LF	Art	LR	A(m)	Q1	B(m)	Q2	Ey(cm)	Z(cm)
G1	1	Str	Z	0.000	6.396	3.38	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.380	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.680	6.396	0.70	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.380	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.680	6.396	12.20	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	16.880	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.180	6.396	0.70	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.880	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	18.180	6.396	3.42	6.396	0.00	SP
G3	3	Str	Z	0.000	13.840	21.60	13.840	0.00	SP
W	4	Str	Z	0.000	0.810	21.60	0.810	0.00	SP
S1	5	Str	Z	0.000	6.080	21.60	6.080	0.00	SP

Lastfallfaktoren für Summenlastfall SLF: (Grundkombination)  
LF 1- 5: 1.35 1.35 1.35 1.50 1.50

Imperfektionen:

Verschiebung: Stich L/ 500 = 4.3 cm -> Krümmung  $\kappa_0(1/\text{km}) = 0.741$   
Verdrehungen  $\theta_0$  am Auflager = 0 in Feldmitte = 1/ 200

### BERECHNUNG NACH THEORIE II.ORDNUNG:

Gleichgewicht nach 11 Iterationen ( $\Delta v/\max.v = 0.0006$ )

### Auflagerreaktionen pro LF und SLF

	LF	Az(kN)	Ay(kN)	Ax(kN)	Ta(kNm)	Bz(kN)	By(kN)	Bx(kN)	Tb(kNm)
G1	1	68.22	0.00			68.22	0.00		
G3	3	149.47	0.00			149.47	0.00		
W	4	8.75	0.00			8.75	0.00		
S1	5	65.66	0.00			65.66	0.00		
-----									
SLF		405.50	0.00	0.00	23.16	405.50	0.00	0.00	23.08

### Schnittgrößen + Verformungen:

Beton Fertigteil: C80/95  $f_{cd}$  (N/mm<sup>2</sup>): 58.7  $\gamma_{c.c}$ : 1.50  
 $E_{cm}$  (N/mm<sup>2</sup>): 42000.0  $\epsilon_{s.c1}$ : -2.80  
 $f_{ctm}$  (N/mm<sup>2</sup>): 4.8  $\epsilon_{s.c1u}$ : -2.80

Betonstahl: S500  $f_{yd}$  (N/mm<sup>2</sup>): 500.0  $\gamma_{s.s}$ : 1.00  
 $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>): 200000.0  $\epsilon_{s.sy}$ : 2.50  
 $\epsilon_{s.su}$ : 25.00

Spannstahl: St1500/1770  $f_{pd}$  (N/mm<sup>2</sup>): 1500.0  $\gamma_{p.p}$ : 1.00  
 $E_p$  (N/mm<sup>2</sup>): 195000.0  $\epsilon_{p.01}$ : 7.69  
 $\sigma_{p.o}$  (N/mm<sup>2</sup>): 0.0  $\epsilon_{p.u}$ : 25.00  
 $\sigma_{p.u}$  (N/mm<sup>2</sup>): 1000.0  
 $l_{p.eff}$  (m): 0.00

Verformungen:  $\theta$  (1/1000) : effektive Verdrehungen incl.  $\theta_0$   
 $v$  (m) : seitliche Verformungen incl.  $v_0$

Schnitt	X(m)	EJy (MNm <sup>2</sup> )	GJt (MNm <sup>2</sup> )	$\theta$	Td(kNm)	Myd(kNm)	Vzd(kN)
		EJz (MNm <sup>2</sup> )	Zustand	$v$ (m)	Nd(kN)	Mzd(kNm)	Vyd(kN)
1	0.00	1041.539	27.933	0.100	23.16	0.00	405.50
		39.954	I	0.000	0.00	0.00	0.04
2	1.08	1088.593	27.933	1.923	22.86	415.98	364.83
		40.103	I	0.015	0.00	0.80	0.70
4	1.29	1088.593	27.933	2.272	22.73	493.55	356.74

## Anhang 8

		40.103	I	0.017	0.00	1.12	0.81
6	2.16	1088.593	27.933	3.625	21.99	788.04	324.17
		40.103	I	0.028	0.00	2.86	1.17
8	3.24	1088.593	27.933	5.184	20.58	1116.18	283.50
		40.103	I	0.041	0.00	5.79	1.47
10	3.38	1088.593	27.933	5.375	20.36	1155.50	278.23
		40.103	I	0.043	0.00	6.21	1.50
11	3.38	992.628	19.931	5.375	20.36	1155.50	278.23
		35.302	I	0.043	0.00	6.21	1.50
12	3.68	992.628	19.931	5.861	19.88	1237.36	267.51
		35.302	I	0.046	0.00	7.25	1.57
13	3.68	1088.593	27.933	5.861	19.88	1237.36	267.51
		40.103	I	0.046	0.00	7.25	1.57
14	4.32	382.861	14.561	6.808	18.69	1400.85	243.41
		32.123	II	0.053	0.00	9.54	1.66
16	4.38	379.094	14.229	6.918	18.57	1415.39	241.15
		31.943	II	0.054	0.00	9.79	1.67
17	4.38	379.095	8.877	6.918	18.57	1415.39	241.15
		31.943	II	0.054	0.00	9.79	1.67
18	4.68	365.187	8.856	7.694	17.97	1486.13	230.43
		31.179	II	0.057	0.00	11.43	1.77
19	4.68	365.188	12.835	7.694	17.97	1486.13	230.43
		31.179	II	0.057	0.00	11.43	1.77
20	5.40	349.355	10.696	9.094	16.35	1642.28	203.32
		29.949	II	0.063	0.00	14.93	1.85
22	6.48	341.012	9.062	11.174	13.59	1839.91	162.66
		28.910	II	0.073	0.00	20.56	1.82
24	7.56	337.764	8.247	13.023	10.49	1993.63	121.99
		28.315	II	0.080	0.00	25.96	1.59
26	8.64	336.200	7.816	14.456	7.14	2103.42	81.33
		27.959	II	0.085	0.00	30.41	1.18
28	9.72	332.189	7.551	15.360	3.60	2169.30	40.66
		27.722	II	0.089	0.00	33.32	0.62
30	10.80	329.367	7.445	15.667	-0.02	2191.25	0.00
		27.627	II	0.090	0.00	34.33	0.00
32	11.88	332.190	7.551	15.354	-3.64	2169.29	-40.67
		27.722	II	0.089	0.00	33.31	-0.62
34	12.96	336.201	7.816	14.445	-7.17	2103.41	-81.33
		27.959	II	0.085	0.00	30.38	-1.17
36	14.04	337.765	8.247	13.007	-10.52	1993.61	-122.00
		28.315	II	0.080	0.00	25.93	-1.59
38	15.12	341.013	9.062	11.155	-13.61	1839.90	-162.66
		28.910	II	0.072	0.00	20.52	-1.81
40	16.20	349.358	10.696	9.073	-16.36	1642.26	-203.33
		29.949	II	0.063	0.00	14.90	-1.84
42	16.88	363.810	12.678	7.748	-17.89	1495.29	-228.93
		31.091	II	0.057	0.00	11.59	-1.77
43	16.88	363.810	8.853	7.748	-17.89	1495.29	-228.93
		31.091	II	0.057	0.00	11.59	-1.77
44	17.18	376.803	8.875	6.976	-18.48	1425.00	-239.65
		31.829	II	0.054	0.00	9.94	-1.67
45	17.18	376.804	14.019	6.976	-18.48	1425.00	-239.65
		31.829	II	0.054	0.00	9.94	-1.67
46	17.28	382.863	14.561	6.791	-18.68	1400.85	-243.42
		32.123	II	0.053	0.00	9.51	-1.65
48	17.88	1088.593	27.933	5.906	-19.79	1248.02	-266.01
		40.103	I	0.046	0.00	7.37	-1.57
49	17.88	992.628	19.931	5.906	-19.79	1248.02	-266.01
		35.302	I	0.046	0.00	7.37	-1.57
50	18.18	992.628	19.931	5.422	-20.27	1166.61	-276.73
		35.302	I	0.043	0.00	6.33	-1.50
51	18.18	1088.593	27.933	5.422	-20.27	1166.61	-276.73
		40.103	I	0.043	0.00	6.33	-1.50
52	18.36	1088.593	27.933	5.178	-20.55	1116.19	-283.51
		40.103	I	0.041	0.00	5.78	-1.47
54	19.44	1088.593	27.933	3.620	-21.94	788.05	-324.17
		40.103	I	0.028	0.00	2.85	-1.17

## Anhang 8

56	20.31	1088.593	27.933	2.268	-22.67	493.55	-356.74
		40.103	I	0.017	0.00	1.12	-0.81
58	20.52	1088.593	27.933	1.920	-22.80	415.98	-364.84
		40.103	I	0.014	0.00	0.80	-0.70
60	21.60	1041.539	27.933	0.100	-23.08	0.00	-405.50
		39.954	I	0.000	0.00	0.00	-0.04

Nach EC2-DE 5.9 (4): Auflager A: mind.T = 29.20 kNm  
(zum Vergleich) Auflager B: mind.T = 29.20 kNm

### Grenzzustand der Tragfähigkeit für schiefe Biegung mit Normalkraft

Beton Fertigteil: C80/95	fcd* (N/mm2):	45.3	gamma.c: 1.50
	fctk005 (N/mm2):	3.4	eps.c2 : -2.50
			eps.c2u: -2.60
Betonstahl: S500	fyd (N/mm2):	434.8	gamma.s: 1.15
			eps.sy : 2.17
			eps.su : 25.00
Spannstahl: St1500/1770	fpd (N/mm2):	1304.3	gamma.p: 1.15
	sig.o (N/mm2):	0.0	eps.o1 : 6.69
	sig.u (N/mm2):	1000.0	eps.u : 25.00
	lp.eff (m):	0.00	

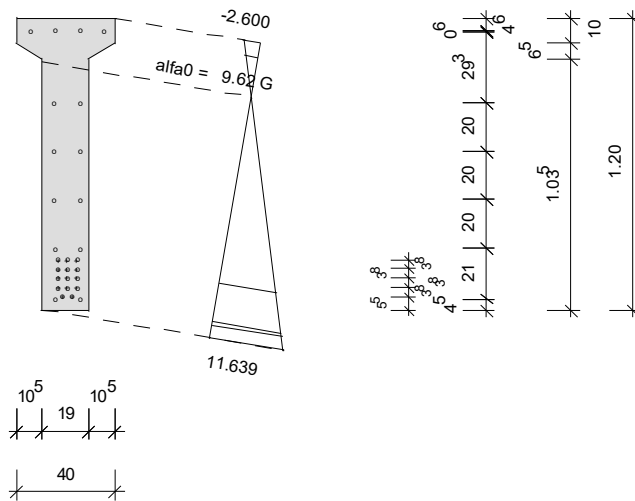
Schnitt	X(m)	Myd(kNm)	Mzd(kNm)	Nd(kN)	eps.c	eps.s	gamma	IAB
1	0.00	0.00	0.00	0.00				
2	1.08	415.98	0.80	0.00	-2.60	14.66	5.51	0.181
4	1.29	493.55	1.12	0.00	-2.60	14.56	4.64	0.215
6	2.16	788.04	2.86	0.00	-2.60	14.16	2.90	0.345
8	3.24	1116.18	5.79	0.00	-2.60	13.71	2.04	0.491
10	3.38	1155.50	6.21	0.00	-2.60	13.66	1.97	0.508
12	3.68	1237.36	7.25	0.00	-2.60	13.52	1.84	0.545
14	4.32	1400.85	9.54	0.00	-2.60	13.26	1.62	0.618
16	4.38	1415.39	9.79	0.00	-2.60	13.23	1.60	0.625
18	4.68	1486.13	11.43	0.00	-2.60	13.02	1.52	0.657
20	5.40	1642.28	14.93	0.00	-2.60	12.66	1.37	0.729
22	6.48	1839.91	20.56	0.00	-2.60	12.13	1.22	0.820
24	7.56	1993.63	25.96	0.00	-2.60	11.67	1.12	0.892
26	8.64	2103.42	30.41	0.00	-2.60	11.33	1.06	0.945
28	9.72	2169.30	33.32	0.00	-2.60	11.11	1.02	0.976
30	10.80	2191.25	34.33	0.00	-2.60	11.04	1.01	0.987
32	11.88	2169.29	33.31	0.00	-2.60	11.11	1.02	0.976
34	12.96	2103.41	30.38	0.00	-2.60	11.33	1.06	0.945
36	14.04	1993.61	25.93	0.00	-2.60	11.68	1.12	0.892
38	15.12	1839.90	20.52	0.00	-2.60	12.13	1.22	0.820
40	16.20	1642.26	14.90	0.00	-2.60	12.66	1.37	0.728
42	16.88	1495.29	11.59	0.00	-2.60	13.01	1.51	0.661
44	17.18	1425.00	9.94	0.00	-2.60	13.21	1.59	0.629
46	17.28	1400.85	9.51	0.00	-2.60	13.26	1.62	0.618
48	17.88	1248.02	7.37	0.00	-2.60	13.51	1.82	0.550
50	18.18	1166.61	6.33	0.00	-2.60	13.65	1.95	0.513
52	18.36	1116.19	5.78	0.00	-2.60	13.72	2.04	0.491
54	19.44	788.05	2.85	0.00	-2.60	14.16	2.90	0.345
56	20.31	493.55	1.12	0.00	-2.60	14.56	4.64	0.215
58	20.52	415.98	0.80	0.00	-2.60	14.66	5.51	0.181
60	21.60	0.00	0.00	0.00				

Aufnehmbares Querbiegemoment max.Mzd:	erf.gamma =	1.00
30 10.80 2191.25 44.68 0.00	-2.60 9.98	1.00 1.000

## Anhang 8

Maßgebender Schnitt  $x = 10.80 \text{ m}$

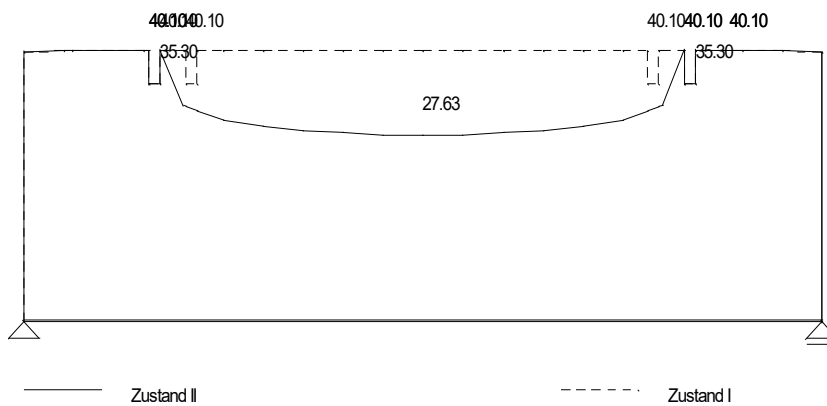
M 1 : 25



$M_{yd} =$	2191.25	kNm
$M_{zd} =$	34.33	kNm
$\gamma =$	1.01	
$\epsilon_{s,c} =$	-2.600	o/o
$\epsilon_{s,s} =$	11.039	o/o
<b>Aufnehmbar:</b>		
$M_{zd} =$	44.68	kNm

Steifigkeiten  $EJ_z$  (MNm<sup>2</sup>)

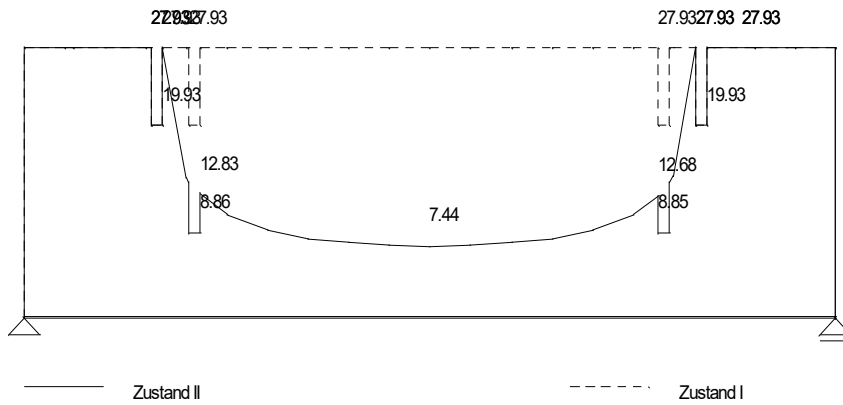
M 1 : 10



## Anhang 8

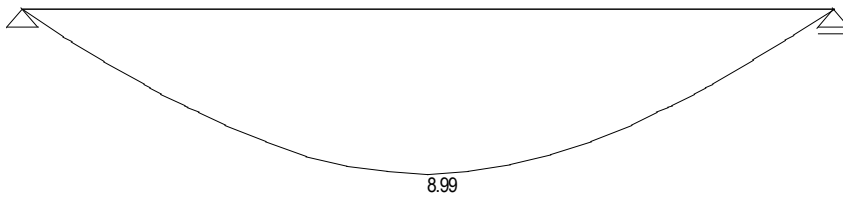
Steifigkeiten  $GJ_t$  (MNm<sup>2</sup>)

M 1 : 7



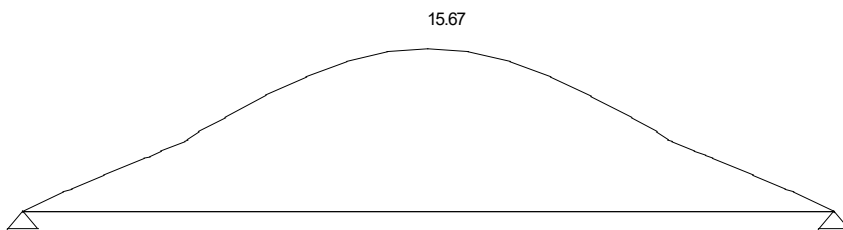
Durchbiegungen  $V$  (cm)

M 1 : 4



Verdrehungen  $\theta$  (1/1000)

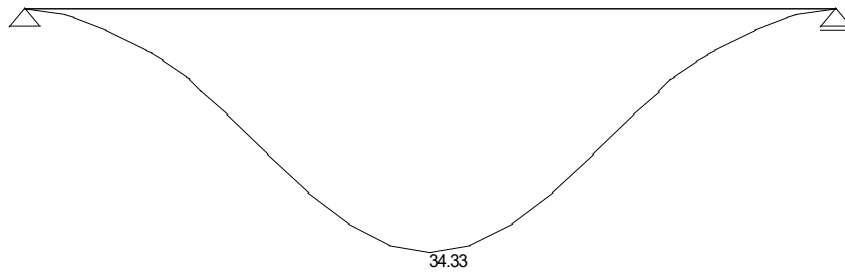
M 1 : 6



## Anhang 8

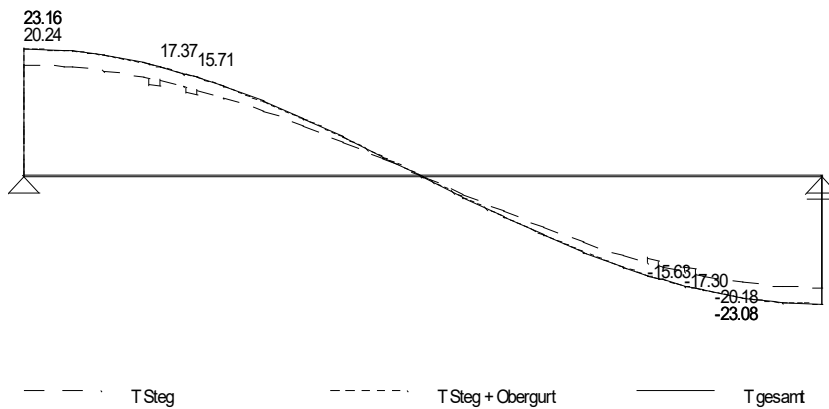
Biegemomente  $M_{zd}$  (kNm)

M 1 : 9



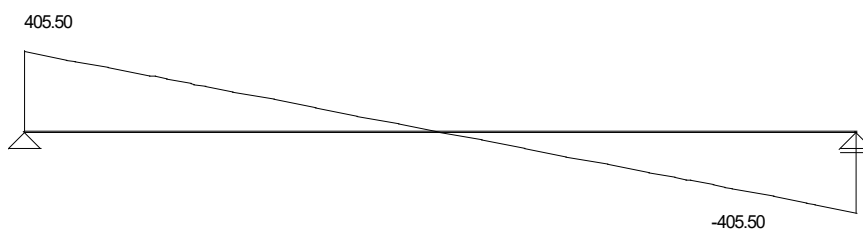
Torsionsmomente  $T_d$  (kNm)

M 1 : 12



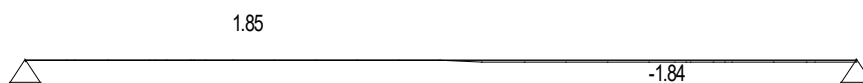
Querkräfte  $V_{zd}$  (kNm)

M 1 : 324



Querkräfte  $V_{yd}$  (kNm)

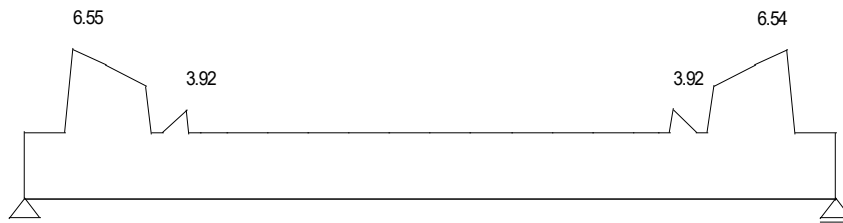
M 1 : 324



## Anhang 8

Querkraftbewehrung  $a_{sw}$  (cm<sup>2</sup>/m)

M 1:3





## Anhang 8

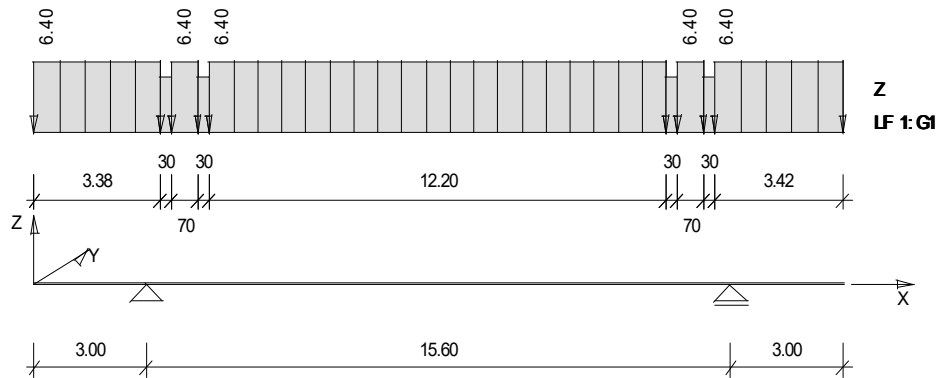
abacus-PROGRAMM	F E T T - K I N V16.0	ABARIB/18. 8.2016
Nachweise DIN/EC2	Fertigteilträger	Kippnachweis

Titel: Spannbetonbinder C 80/95 - Variante D1

Datei: ...p\Diplomarbeit\statik\Variante D\Abgabe\FEKI-D1-Transport.dat

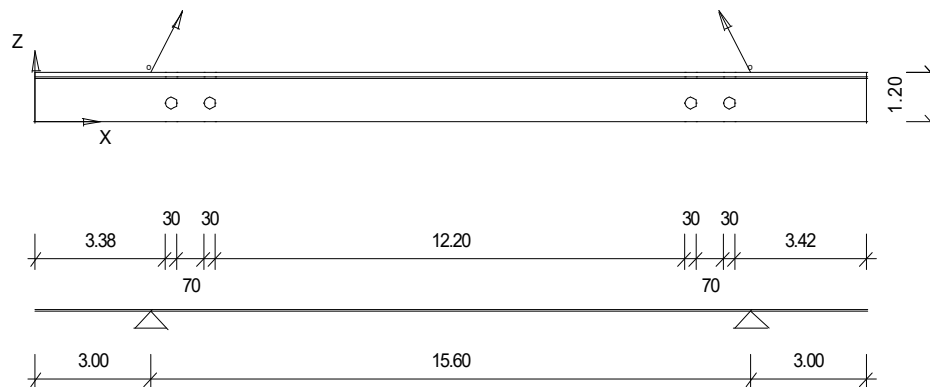
Lasten

M 1:6



Längsschnitt

M 1:166



M A T E R I A L K E N N W E R T E nach DIN EN 1992-1-1/NA

Beton: C80/95

Betonstahl: S500

Spannstahl: St1500/1770

**SYSTEMWERTE: Kragarm**

**A Feld**

**B**

**Kragarm**

Stützweiten L(m): 3.00

\*

15.60

\*

3.00

Auflagerbreiten B(m):

0.10

0.10

Aufhängung:

Höhe ab UK Träger (cm):

120.00

120.00

Winkel (Grad):

60.00

60.00

S P A N N S T A H L L A G E N :

(neg. Z: ab OK Träger)

## Anhang 8

Lage	Anzahl	Ap (cm2)	Ap1 (cm2)	E (cm)	Z (cm)	Xa (m)	Xe (m)
1	2	0.93	1.87	3.8	5.5	0.000	21.600
2	3	0.93	2.80	3.8	9.3	0.000	21.600
3	3	0.93	2.80	3.8	13.1	0.000	21.600
4	3	0.93	2.80	3.8	16.9	0.000	21.600
5	3	0.93	2.80	3.8	20.7	0.000	21.600

B E T O N S T A H L L A G E N : (neg. Z: ab OK Träger)

Lage	Anzahl	As (cm2)	As1 (cm2)	E (cm)	Z (cm)	Xa (m)	Xe (m)
1	2	D14	3.08	10.0	4.5	0.000	21.600
2	2	D16	4.02	9.8	25.5	0.000	21.600
3	2	D 8	1.01	10.6	45.5	0.000	21.600
4	2	D 8	1.01	10.6	65.5	0.000	21.600
5	2	D 8	1.01	10.6	85.5	0.000	21.600
6	2	D28	12.32	29.6	-5.2	0.000	21.600
7	2	D16	4.02	9.8	-4.6	0.000	21.600

Q U E R S C H N I T T S V E R L A U F :

Schicht	Ba (cm)	Xa (m)	Za (cm)	Be (cm)	Xe (m)	Ze (cm)
1	19.0	0.000	0.0	19.0	21.600	0.0
2	19.0	0.000	103.5	19.0	21.600	103.5
3	40.0	0.000	110.0	40.0	21.600	110.0
4	40.0	0.000	120.0	40.0	21.600	120.0

A U S S P A R U N G E N :

Aussp.	Xa (m)	Ba (cm)	Zu (cm)	Ha (cm)	
1	3.38	30.0	30.0	0.0	Kreis
2	4.38	30.0	30.0	0.0	Kreis
3	16.88	30.0	30.0	0.0	Kreis
4	17.88	30.0	30.0	0.0	Kreis

**B E L A S T U N G: Str:Streckenlast Q1,Q2(kN/m), Ein:Einzellast Q1(kN)**  
**N: Normalkraft Q1,Q2(kN), Mom: Moment Q1(kNm)**

Lastangriff Z: OK: Oberkante, SP: Schwerpunkt  
Eigenlast G1 generiert für gamma = 25.00 kN/m3

Einwirkung	LF	Art	LR	A (m)	Q1	B (m)	Q2	Ey (cm)	Z (cm)
G1	1	Str	Z	0.000	6.396	3.38	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.380	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	3.680	6.396	0.70	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.380	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	4.680	6.396	12.20	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	16.880	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.180	6.396	0.70	6.396	0.00	SP
G1	1	Str	Z	17.880	4.971	0.30	4.971	0.00	SP
G1	1	Str	Z	18.180	6.396	3.42	6.396	0.00	SP

Lastfallfaktoren für Summenlastfall SLF: (Grundkombination)  
LF 1- 3: 1.35 0.00 0.00

Imperfektionen:

Verschiebung: Stich L/ 500 = 3.1 cm -> Krümmung kappa0(1/km)= 1.026  
Verdrehungen theta0 am Auflager = 0 in Feldmitte = 1/ 200

## BERECHNUNG NACH THEORIE II.ORDNUNG:

Gleichgewicht nach 7 Iterationen (del.v/max.v= 0.0003)

### Auflagerreaktionen pro LF und SLF

	LF	Az (kN)	Ay (kN)	Ax (kN)	Ta (kNm)	Bz (kN)	By (kN)	Bx (kN)	Tb (kNm)
G1	1	68.22	0.00			68.22	0.00		

## Anhang 8

-----  
SLF 92.09 0.00 53.17 1.34 92.10 0.00 -53.17 1.34

### Schnittgrößen + Verformungen:

Beton Fertigteil: C80/95      fcd (N/mm<sup>2</sup>): 58.7      gamma.c: 1.50  
    Ecm (N/mm<sup>2</sup>): 42000.0      eps.c1 :-2.80  
    fctm (N/mm<sup>2</sup>): 4.8      eps.c1u:-2.80

Betonstahl: S500      fyd (N/mm<sup>2</sup>): 500.0      gamma.s: 1.00  
    Es (N/mm<sup>2</sup>): 200000.0      eps.sy : 2.50  
                                  eps.su :25.00

Spannstahl: St1500/1770      fpd (N/mm<sup>2</sup>): 1500.0      gamma.p: 1.00  
    Ep (N/mm<sup>2</sup>): 195000.0      eps.01 : 7.69  
    sig.o (N/mm<sup>2</sup>): 0.0      eps.u :25.00  
    sig.u (N/mm<sup>2</sup>): 1000.0  
    lp.eff (m): 0.00

Verformungen:      theta (1/1000) : effektive Verdrehungen incl. theta0  
    v (m) : seitliche Verformungen incl. v0

Schnitt	X(m)	EJy (MNm <sup>2</sup> )	GJt (MNm <sup>2</sup> )	theta	Td (kNm)	Myd (kNm)	Vzd (kN)
		EJz (MNm <sup>2</sup> )	Zustand	v (m)	Nd (kN)	Mzd (kNm)	Vyd (kN)
1	0.00	1041.539	27.933	22.211	0.00	0.00	0.00
		39.954	I	-0.023	0.00	0.00	0.00
2	0.30	1088.593	27.933	22.726	0.06	-0.39	-2.59
		40.103	I	-0.021	0.00	-0.01	-0.06
4	0.60	1088.593	27.933	23.227	0.11	-1.55	-5.18
		40.103	I	-0.019	0.00	-0.04	-0.12
6	0.90	1088.593	27.933	23.714	0.16	-3.50	-7.77
		40.103	I	-0.017	0.00	-0.08	-0.18
8	1.20	1088.593	27.933	24.187	0.20	-6.22	-10.36
		40.103	I	-0.015	0.00	-0.15	-0.25
10	1.50	1088.593	27.933	24.646	0.23	-9.71	-12.95
		40.103	I	-0.013	0.00	-0.24	-0.32
12	1.78	1088.593	27.933	25.061	0.26	-13.68	-15.37
		40.103	I	-0.010	0.00	-0.34	-0.39
14	1.80	1088.593	27.933	25.091	0.26	-13.99	-15.54
		40.103	I	-0.010	0.00	-0.35	-0.39
16	2.10	362.939	12.686	25.522	0.29	-19.04	-18.13
		16.864	II	-0.008	0.00	-0.49	-0.46
18	2.40	360.490	12.854	25.942	0.30	-24.87	-20.72
		16.776	II	-0.005	0.00	-0.65	-0.54
20	2.70	357.838	13.039	26.348	0.31	-31.47	-23.31
		16.679	II	-0.003	0.00	-0.83	-0.61
22	3.00	1088.593	27.933	26.737	0.32	-9.83	-25.90
		40.103	I	0.000	-53.17	-0.26	-0.69
23	3.00	1088.593	27.933	26.737	1.66	-9.83	66.19
		40.103	I	0.000	-53.17	-0.26	1.77
24	3.38	1088.593	27.933	27.225	1.65	14.69	62.91
		40.103	I	0.003	-53.17	0.58	1.71
25	3.38	992.628	19.931	27.225	1.65	11.85	62.91
		35.302	I	0.003	-53.17	0.43	1.71
26	3.68	992.628	19.931	27.601	1.64	30.42	60.89
		35.302	I	0.006	-53.17	1.08	1.68
27	3.68	1088.593	27.933	27.601	1.64	33.26	60.89
		40.103	I	0.006	-53.17	1.24	1.68
28	4.11	1088.593	27.933	28.110	1.61	58.90	57.15
		40.103	I	0.010	-53.17	2.17	1.61
30	4.22	1088.593	27.933	28.229	1.60	64.89	56.23
		40.103	I	0.010	-53.17	2.39	1.59
32	4.38	1088.593	27.933	28.405	1.58	73.78	54.85
		40.103	I	0.012	-53.17	2.72	1.56
33	4.38	992.628	19.931	28.405	1.58	70.93	54.85
		35.302	I	0.012	-53.17	2.56	1.56
34	4.56	992.628	19.931	28.603	1.57	80.69	53.64
		35.302	I	0.013	-53.17	2.93	1.53

## Anhang 8

36	4.68	992.628	19.931	28.732	1.56	87.08	52.84
		35.302	I	0.014	-53.17	3.17	1.52
37	4.68	1088.593	27.933	28.732	1.56	89.93	52.84
		40.103	I	0.014	-53.17	3.33	1.52
38	5.23	1088.593	27.933	29.278	1.48	117.61	48.10
		40.103	I	0.018	-53.17	4.40	1.41
40	6.12	1088.593	27.933	30.059	1.32	157.06	40.40
		40.103	I	0.024	-53.17	5.98	1.21
42	6.34	1088.593	27.933	30.233	1.27	165.85	38.48
		40.103	I	0.025	-53.17	6.34	1.16
44	7.46	1088.593	27.933	30.979	1.01	203.37	28.86
		40.103	I	0.030	-53.17	7.91	0.89
46	7.68	1088.593	27.933	31.103	0.95	209.59	26.94
		40.103	I	0.031	-53.17	8.18	0.84
48	8.57	1088.593	27.933	31.513	0.70	230.17	19.24
		40.103	I	0.034	-53.17	9.07	0.61
50	9.24	1088.593	27.933	31.731	0.50	241.10	13.47
		40.103	I	0.036	-53.17	9.55	0.43
52	9.69	1088.593	27.933	31.834	0.36	246.25	9.62
		40.103	I	0.037	-53.17	9.78	0.31
54	10.02	1088.593	27.933	31.889	0.25	248.98	6.73
		40.103	I	0.037	-53.17	9.91	0.21
56	10.80	1088.593	27.933	31.941	0.00	251.60	0.00
		40.103	I	0.037	-53.17	10.02	0.00
58	11.58	1088.593	27.933	31.889	-0.25	248.97	-6.74
		40.103	I	0.037	-53.17	9.91	-0.21
60	11.91	1088.593	27.933	31.834	-0.36	246.24	-9.62
		40.103	I	0.037	-53.17	9.78	-0.31
62	12.36	1088.593	27.933	31.731	-0.50	241.09	-13.47
		40.103	I	0.036	-53.17	9.55	-0.43
64	13.03	1088.593	27.933	31.513	-0.70	230.16	-19.24
		40.103	I	0.034	-53.17	9.07	-0.61
66	13.92	1088.593	27.933	31.103	-0.95	209.57	-26.94
		40.103	I	0.031	-53.17	8.18	-0.84
68	14.14	1088.593	27.933	30.979	-1.01	203.35	-28.87
		40.103	I	0.030	-53.17	7.91	-0.89
70	15.26	1088.593	27.933	30.233	-1.27	165.83	-38.49
		40.103	I	0.025	-53.17	6.33	-1.16
72	15.48	1088.593	27.933	30.059	-1.32	157.04	-40.41
		40.103	I	0.024	-53.17	5.97	-1.21
74	16.37	1088.593	27.933	29.278	-1.48	117.58	-48.11
		40.103	I	0.018	-53.17	4.40	-1.41
76	16.88	1088.593	27.933	28.773	-1.55	92.00	-52.50
		40.103	I	0.014	-53.17	3.41	-1.51
77	16.88	992.628	19.931	28.773	-1.55	89.15	-52.50
		35.302	I	0.014	-53.17	3.25	-1.51
78	17.04	992.628	19.931	28.602	-1.57	80.67	-53.57
		35.302	I	0.013	-53.17	2.92	-1.53
80	17.18	992.628	19.931	28.449	-1.58	73.10	-54.51
		35.302	I	0.012	-53.17	2.64	-1.55
81	17.18	1088.593	27.933	28.449	-1.58	75.95	-54.51
		40.103	I	0.012	-53.17	2.80	-1.55
82	17.38	1088.593	27.933	28.228	-1.60	64.87	-56.24
		40.103	I	0.010	-53.17	2.39	-1.59
84	17.49	1088.593	27.933	28.109	-1.61	58.88	-57.15
		40.103	I	0.010	-53.17	2.17	-1.61
86	17.88	1088.593	27.933	27.649	-1.64	35.67	-60.56
		40.103	I	0.006	-53.17	1.33	-1.67
87	17.88	992.628	19.931	27.649	-1.64	32.83	-60.56
		35.302	I	0.006	-53.17	1.17	-1.67
88	18.18	992.628	19.931	27.275	-1.65	14.36	-62.57
		35.302	I	0.004	-53.17	0.52	-1.71
89	18.18	1088.593	27.933	27.275	-1.65	17.21	-62.57
		40.103	I	0.004	-53.17	0.67	-1.71
90	18.60	1088.593	27.933	26.737	-1.66	-9.83	-66.19
		40.103	I	0.000	-53.17	-0.26	-1.77
91	18.60	1088.593	27.933	26.737	-0.32	-9.83	25.90

## Anhang 8

		40.103	I	0.000	-53.17	-0.26	0.69
92	18.90	357.838	13.039	26.348	-0.31	-31.47	23.31
		16.679	II	-0.003	0.00	-0.83	0.61
94	19.20	360.490	12.854	25.942	-0.30	-24.87	20.72
		16.776	II	-0.005	0.00	-0.65	0.54
96	19.50	362.940	12.686	25.522	-0.29	-19.04	18.13
		16.864	II	-0.008	0.00	-0.49	0.46
98	19.80	1088.593	27.933	25.090	-0.26	-13.99	15.54
		40.103	I	-0.010	0.00	-0.35	0.39
100	19.82	1088.593	27.933	25.061	-0.26	-13.68	15.37
		40.103	I	-0.010	0.00	-0.34	0.39
102	20.10	1088.593	27.933	24.646	-0.23	-9.71	12.95
		40.103	I	-0.013	0.00	-0.24	0.32
104	20.40	1088.593	27.933	24.187	-0.20	-6.22	10.36
		40.103	I	-0.015	0.00	-0.15	0.25
106	20.70	1088.593	27.933	23.713	-0.16	-3.50	7.77
		40.103	I	-0.017	0.00	-0.08	0.18
108	21.00	1088.593	27.933	23.226	-0.11	-1.55	5.18
		40.103	I	-0.019	0.00	-0.04	0.12
110	21.30	1088.593	27.933	22.725	-0.06	-0.39	2.59
		40.103	I	-0.021	0.00	-0.01	0.06
112	21.60	1041.539	27.933	22.210	0.00	0.00	0.00
		39.954	I	-0.023	0.00	0.00	0.00

Nach EC2-DE 5.9 (4): Auflager A: mind.T = 4.79 kNm  
(zum Vergleich) Auflager B: mind.T = 4.79 kNm

### Grenzzustand der Tragfähigkeit für schiefe Biegung mit Normalkraft

Beton Fertigteil: C80/95	fcd* (N/mm2):	45.3	gamma.c: 1.50
	fctk005 (N/mm2):	3.4	eps.c2 :-2.50
			eps.c2u:-2.60
Betonstahl: S500	fyd (N/mm2):	434.8	gamma.s: 1.15
			eps.sy : 2.17
			eps.su :25.00
Spannstahl: St1500/1770	fpd (N/mm2):	1304.3	gamma.p: 1.15
	sig.o (N/mm2):	0.0	eps.01 : 6.69
	sig.u (N/mm2):	1000.0	eps.u :25.00
	lp.eff (m):	0.00	

Schnitt	X(m)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	Nd (kN)	eps.c	eps.s	gamma	IAB
1	0.00	0.00	0.00	0.00				
2	0.30	-0.39	-0.01	0.00				
4	0.60	-1.55	-0.04	0.00	-2.60	5.64	520.68	0.002
6	0.90	-3.50	-0.08	0.00	-2.60	5.62	231.14	0.004
8	1.20	-6.22	-0.15	0.00	-2.60	5.60	129.87	0.008
10	1.50	-9.71	-0.24	0.00	-2.60	5.58	83.02	0.012
12	1.78	-13.68	-0.34	0.00	-2.60	5.57	58.90	0.017
14	1.80	-13.99	-0.35	0.00	-2.60	5.57	57.59	0.017
16	2.10	-19.04	-0.49	0.00	-2.60	5.55	42.27	0.024
18	2.40	-24.87	-0.65	0.00	-2.60	5.53	32.33	0.031
20	2.70	-31.47	-0.83	0.00	-2.60	5.52	25.52	0.039
22	3.00	-9.83	-0.26	-53.17	-2.60	0.00	111.00	0.009
24	3.38	14.69	0.58	-53.17	-2.60	-0.24	124.08	0.008
25	3.38	11.85	0.43	-53.17	-2.58	-0.70	119.57	0.008
26	3.68	30.42	1.08	-53.17	-2.60	1.97	97.26	0.010
27	3.68	33.26	1.24	-53.17	-2.60	0.76	70.61	0.014
28	4.11	58.90	2.17	-53.17	-2.60	1.69	41.46	0.024
30	4.22	64.89	2.39	-53.17	-2.60	1.85	37.70	0.027
32	4.38	73.78	2.72	-53.17	-2.60	2.06	33.15	0.030
33	4.38	70.93	2.56	-53.17	-2.60	2.12	33.37	0.030
34	4.56	80.69	2.93	-53.17	-2.60	2.37	29.28	0.034
36	4.68	87.08	3.17	-53.17	-2.60	2.52	27.07	0.037
37	4.68	89.93	3.33	-53.17	-2.60	2.43	26.97	0.037
38	5.23	117.61	4.40	-53.17	-2.60	3.00	20.23	0.049
40	6.12	157.06	5.98	-53.17	-2.60	3.57	14.77	0.068
42	6.34	165.85	6.34	-53.17	-2.60	3.68	13.92	0.072

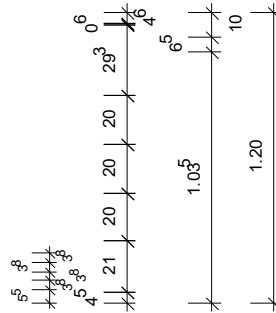
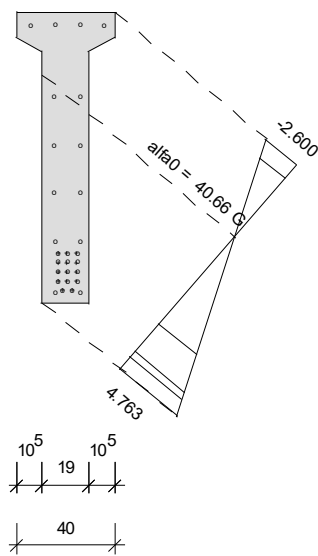
## Anhang 8

44	7.46	203.37	7.91	-53.17	-2.60	4.04	11.17	0.090
46	7.68	209.59	8.18	-53.17	-2.60	4.09	10.81	0.092
48	8.57	230.17	9.07	-53.17	-2.60	4.22	9.78	0.102
50	9.24	241.10	9.55	-53.17	-2.60	4.29	9.31	0.107
52	9.69	246.25	9.78	-53.17	-2.60	4.31	9.10	0.110
54	10.02	248.98	9.91	-53.17	-2.60	4.32	8.99	0.111
56	10.80	251.60	10.02	-53.17	-2.60	4.34	8.89	0.112
58	11.58	248.97	9.91	-53.17	-2.60	4.32	8.99	0.111
60	11.91	246.24	9.78	-53.17	-2.60	4.31	9.10	0.110
62	12.36	241.09	9.55	-53.17	-2.60	4.29	9.31	0.107
64	13.03	230.16	9.07	-53.17	-2.60	4.22	9.78	0.102
66	13.92	209.57	8.18	-53.17	-2.60	4.09	10.81	0.092
68	14.14	203.35	7.91	-53.17	-2.60	4.04	11.17	0.090
70	15.26	165.83	6.33	-53.17	-2.60	3.68	13.92	0.072
72	15.48	157.04	5.97	-53.17	-2.60	3.57	14.77	0.068
74	16.37	117.58	4.40	-53.17	-2.60	3.00	20.23	0.049
76	16.88	92.00	3.41	-53.17	-2.60	2.48	26.32	0.038
77	16.88	89.15	3.25	-53.17	-2.60	2.56	26.42	0.038
78	17.04	80.67	2.92	-53.17	-2.60	2.37	29.29	0.034
80	17.18	73.10	2.64	-53.17	-2.60	2.18	32.39	0.031
81	17.18	75.95	2.80	-53.17	-2.60	2.11	32.19	0.031
82	17.38	64.87	2.39	-53.17	-2.60	1.85	37.71	0.027
84	17.49	58.88	2.17	-53.17	-2.60	1.69	41.47	0.024
86	17.88	35.67	1.33	-53.17	-2.60	0.59	64.72	0.015
87	17.88	32.83	1.17	-53.17	-2.60	0.59	66.18	0.015
88	18.18	14.36	0.52	-53.17	-2.59	-0.47	110.16	0.009
89	18.18	17.21	0.67	-53.17	-2.60	-0.07	113.99	0.009
90	18.60	-9.83	-0.26	-53.17	-2.60	0.00	111.00	0.009
92	18.90	-31.47	-0.83	0.00	-2.60	5.52	25.52	0.039
94	19.20	-24.87	-0.65	0.00	-2.60	5.53	32.33	0.031
96	19.50	-19.04	-0.49	0.00	-2.60	5.55	42.27	0.024
98	19.80	-13.99	-0.35	0.00	-2.60	5.57	57.59	0.017
100	19.82	-13.68	-0.34	0.00	-2.60	5.57	58.90	0.017
102	20.10	-9.71	-0.24	0.00	-2.60	5.58	83.02	0.012
104	20.40	-6.22	-0.15	0.00	-2.60	5.60	129.87	0.008
106	20.70	-3.50	-0.08	0.00	-2.60	5.62	231.14	0.004
108	21.00	-1.55	-0.04	0.00	-2.60	5.64	520.68	0.002
110	21.30	-0.39	-0.01	0.00				
112	21.60	0.00	0.00	0.00				
Aufnehmbares Querbiegemoment max.Mzd:					erf.gamma =	1.00		
56	10.80	251.60	221.45	-53.17	-2.60	5.56	1.00	1.000

## Anhang 8

Maßgebender Schnitt  $x = 10.80 \text{ m}$

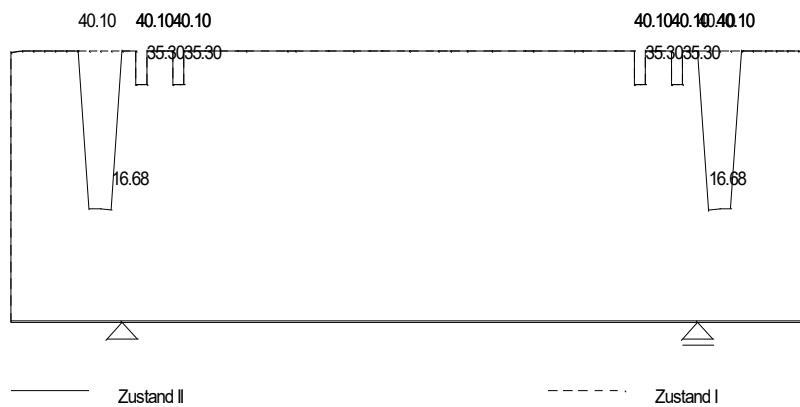
M 1 : 25



Myd =	251.60	kNm
Mzd =	10.02	kNm
gamma =	8.89	
eps.c =	-2.600	o/oo
eps.s =	4.340	o/oo
<b>Aufnehmbar:</b>		
Mzd =	221.45	kNm

Steifigkeiten E.Iz (MNm<sup>2</sup>)

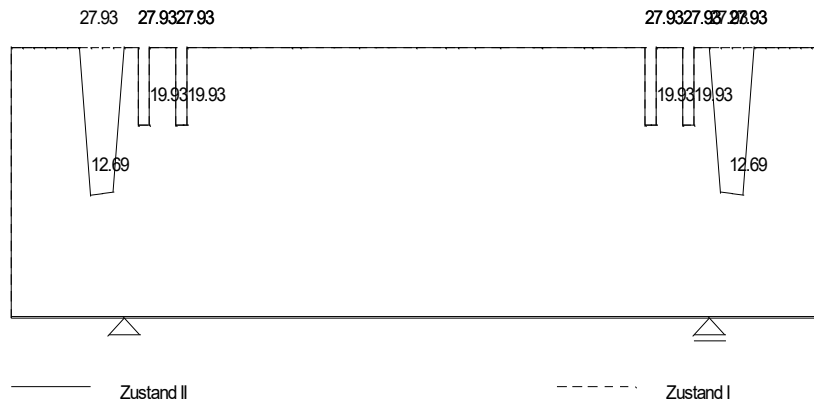
M 1 : 10



## Anhang 8

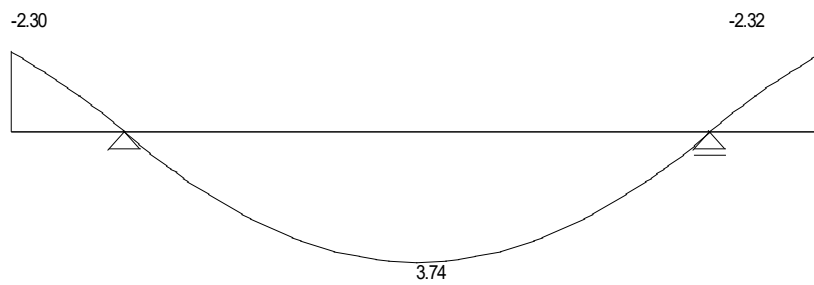
Steifigkeiten  $GJ_t$  (MNm<sup>2</sup>)

M 1 : 7



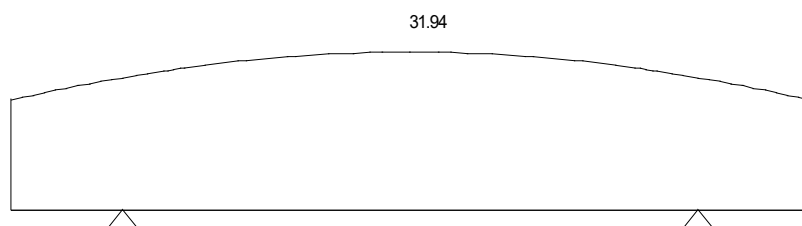
Durchbiegungen  $V$  (cm)

M 1 : 2



Verdreungen  $\theta$  (1/1000)

M 1 : 13

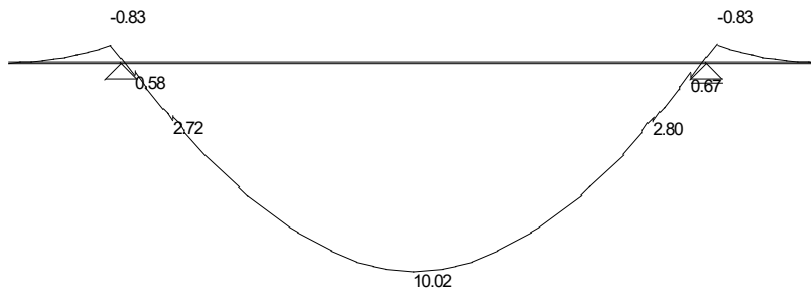




## Anhang 8

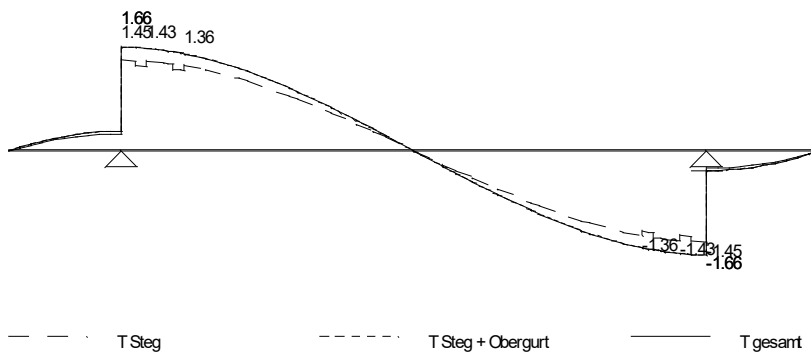
Biegemomente  $M_{zd}$  (kNm)

M 1 : 3



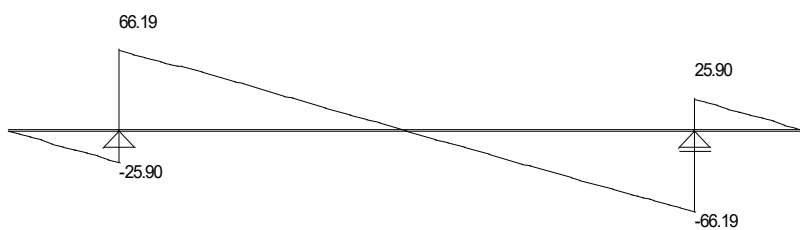
Torsionsmomente  $T_d$  (kNm)

M 1 : 1



Querkräfte  $V_{zd}$  (kNm)

M 1 : 53



Querkräfte  $V_{yd}$  (kNm)

M 1 : 53

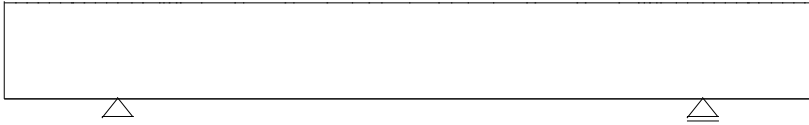


## Anhang 8

Querkraftbewehrung  $a_{sw}$  (cm<sup>2</sup>/m)

M 1:2

2.92



## Anhang 9

Gerätepreisliste						
Krantyp / -größe	Stundensatz	Tagessatz	Zulage-Ballast bzw. 4 x A bis 100 km	9 h Tag	10 h Tag	jede weitere Stunde
Mobilkran 30 t	54,00 €/h			486,00 €	540,00 €	
Mobilkran 40 t	62,00 €/h			558,00 €	620,00 €	
Mobilkran 50 t	73,00 €/h			657,00 €	730,00 €	
Mobilkran 70 t	85,00 €/h			765,00 €	850,00 €	
Mobilkran 80 t	95,00 €/h		350,00 €	855,00 €	950,00 €	
Mobilkran 90 t	100,00 €/h		380,00 €	900,00 €	1000,00 €	
Mobilkran 90 t mit Gittermast	100,00 €/h		390,00 €	900,00 €	1000,00 €	
Mobilkran 100 t	109,00 €/h		400,00 €	981,00 €	1090,00 €	
Mobilkran 120 t	117,00 €/h		450,00 €	1053,00 €	1170,00 €	
Mobilkran 130 t	125,00 €/h		570,00 €	1125,00 €	1250,00 €	
Mobilkran 150 t	142,00 €/h		590,00 €	1278,00 €	1420,00 €	
Mobilkran 160 t		1700,00 €	1200,00 €		1700,00 €	165,00 €/h
Mobilkran 200 t		2100,00 €	2200,00 €		2100,00 €	190,00 €/h
Mobilkran 250 t		2650,00 €	3800,00 €		2650,00 €	240,00 €/h
Mobilkran 300 t		3100,00 €	5800,00 €		3100,00 €	305,00 €/h
Mobilkran 400 t		3400,00 €	8500,00 €		3400,00 €	335,00 €/h
Mobilkran 500 t		3900,00 €	15500,00 €		3900,00 €	380,00 €/h
Mobilkran 600 t		5000,00 €	2500,00 €		5000,00 €	
Raupenkran 110 t		1100,00 €	7900,00 €		1100,00 €	100,00 €/h
S 683 R-HD Raupe/Mobil 80 t (Hent)		<i>TU Chemnitz</i>	3500,00 €			10,0T€/Mon
S 3300 Gittermastraupe 110 t	105,00 €/h	<i>Selgroß</i>	4,5 - 6,5 T€	945,00 €	1050,00 €	
LR 1200 Gittermastraupe 200 t			12,5 - 14,5 T€	0,00 €	0,00 €	
CC 1500 Gittermastraupe 300 t			17,5 - 20,5 T€	0,00 €	0,00 €	
Radlader Volvo L30 (Hent)	ca. 1600/20 Tage			80,00 €	80,00 €	1600,00 €/Mon
Merlo Roto	ca.3200/20 Tage			160,00 €	160,00 €	3200 €/Mon

## Anhang 10

					Gesamtergebnis						
1	2	3	4	MatCode	Soll	Menge	Satz	Kosten (var)	Fixk.	Erlöse	DB
<b>0 Kennzahlen</b>											
	01	St	Produziert			4,0	St				
	02	St	Formen			1,0	Fo				
	03	m3	produziert			25,9	m3				
	06	to	verladen			64,8	to				
	07	St	verladen			4,0	St				
<b>1 Werk</b>								14.248			
	11	Lohnkosten Werk				314,3	h	6.601			
		110	Formenbau			206,0	h	21,00	4.325		
		112	Bewehrung			3,2	h	21,00	68		
		113	Produktion			97,1	h	21,00	2.039		
		115	Glätten			4,0	h	21,00	84		
		117	Verladen			4,0	h	21,00	84		
	12	Material Werk						7.648			
	121	Beton				25,9	m3	76,00	1.970		
		1211	Beton grau			25,9	m3	76,00	1.970		
			C50/60 01 720.0 C50/60 F4 CEM I 52,5 16 XC4 X			25,9	m3	76,00	1.970		
	122	Stahl				9.272,8	kg	0,46	4.300		
		1221	Rundstahl			7.328,8	kg	0,43	3.182		
			Bst BST 500 S			3.700,0	kg	0,86	3.182		
			STBET Rundstahl			3.628,8	kg				
		1224	Spannstahl			1.944,0	kg	0,58	1.118		
			Spann spann			972,0	kg	1,15	1.118		
			STSPA Spannstahl			972,0	kg				
	123	Holz						709			
		+-	zulage Stunden			10,0	h				
		fallg	allg. Schalungsmaterial			27,9	m2	15,00	419		
		fsch	Formenbaumat. Schotten			22,3	m2	13,00	290		
	124	Einbauteile						669			
		aus05	Aussparung in UZ d=300mm			16,0	St	25,00	400		
		BewKorb	Bewehrungskorb einlegen			25,9	h				
		bu30	Bindersicherung BU 30			8,0	Stk	12,00	96		
		rhw8	D80 Hüllwellrohr			9,6	m	2,82	27		
		tp10	RD52 lg 12,5 t			8,0	Stk	18,25	146		
<b>2 Transport</b>											
	21	Transportkosten									
		TranspTo	Transportkosten								
<b>3 Montage</b>								144			
		lu13	250/200/10mm Neoprenelager unbewehrt			8,0	Stk	18,00	144		
<b>6 Sonstiges</b>									17		
		U66	Umlage Montagematerial			144,0			17		
<b>Gesamtergebnis</b>								14.392	17		

## Anhang 11

					Gesamtergebnis						
1	2	3	4	MatCode	Soll	Menge	Satz	Kosten (var)	Fixk.	Erlöse	DB
<b>0 Kennzahlen</b>											
	01	St	Produziert			4,0	St				
	02	St	Formen			1,0	Fo				
	03	m3	produziert			25,9	m3				
	06	to	verladen			64,8	to				
	07	St	verladen			4,0	St				
<b>1 Werk</b>								14.870			
	11	Lohnkosten Werk				314,3	h	6.601			
		110	Formenbau			206,0	h	21,00	4.325		
		112	Bewehrung			3,2	h	21,00	68		
		113	Produktion			97,1	h	21,00	2.039		
		115	Glätten			4,0	h	21,00	84		
		117	Verladen			4,0	h	21,00	84		
	12	Material Werk						8.270			
	121	Beton				51,8	m3	50,00	2.592		
		1211	Beton grau			25,9	m3	70,00	1.814		
			C35/45 01 400.0 C35/45 F4 CEM I 52,5 16 XC4 X			25,9	m3	70,00	1.814		
		1219	Beton Sonstiges						778		
		zu	Zulage C80/95			25,9	m3	30,00	778		
	122	Stahl				9.272,8	kg	0,46	4.300		
		1221	Rundstahl			7.328,8	kg	0,43	3.182		
		Bst	BSt 500 S			3.700,0	kg	0,86	3.182		
		STBET	Rundstahl			3.628,8	kg				
		1224	Spannstahl			1.944,0	kg	0,58	1.118		
		Spann	spann			972,0	kg	1,15	1.118		
		STSPA	Spannstahl			972,0	kg				
	123	Holz						709			
		+-	zulage Stunden			10,0	h				
		fallg	allg. Schalungsmaterial			27,9	m2	15,00	419		
		fsch	Formenbaumat. Schotten			22,3	m2	13,00	290		
	124	Einbauteile						669			
		aus05	Aussparung in UZ d=300mm			16,0	St	25,00	400		
		BewKorb	Bewehrungskorb einlegen			25,9	h				
		bu30	Bindersicherung BU 30			8,0	Stk	12,00	96		
		rhw8	D80 Hüllwellrohr			9,6	m	2,82	27		
		tp10	RD52 lg 12,5 t			8,0	Stk	18,25	146		
<b>2 Transport</b>											
	21	Transportkosten									
		TranspTo	Transportkosten								
<b>3 Montage</b>								144			
		lu13	250/200/10mm Neoprenelager unbewehrt			8,0	Stk	18,00	144		
<b>6 Sonstiges</b>									17		
		U66	Umlage Montagematerial			144,0			17		
<b>Gesamtergebnis</b>								15.014	17		

## **Ehrenwörtliche Erklärung**

"Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich",

1. dass ich meine Diplomarbeit mit dem Thema

Bemessung von Spannbetonbindern aus hochfestem Beton

ohne fremde Hilfe angefertigt habe,

2. dass ich die Übernahme wörtlicher Zitate aus der Literatur sowie die Verwendung der Gedanken anderer Autoren an den entsprechenden Stellen innerhalb der Arbeit gekennzeichnet habe und
3. dass ich meine Diplomarbeit bei keiner anderen Prüfung vorgelegt habe.

Ich bin mir bewusst, dass eine falsche Erklärung rechtliche Folgen haben wird.

---

Ort, Datum

---

Unterschrift

## Freigabeerklärung

Hiermit erklären wir uns einverstanden, dass die Diplomarbeit des Studenten

Name, Vorname: Bachmann, Samuel

SG: HB-13

Zur öffentlichen Einsichtnahme durch den Dokumentenserver der Bibliothek der Staatlichen Studienakademie Glauchau bereitgestellt wird.

Thema der Arbeit:

Bemessung von Spannbetonbindern aus hochfestem Beton

*Amt Wachsenburg, 18.08.2016*

Ort, Datum

**HENTSCHKE** Bau GmbH  
PF 1349 - 02603 Bautzen  
Zeppelinstr. 15 - 02625 Bautzen  
Tel. 03591 / 67 030 - Fax 2 31 00

*ppa* *[Signature]*

Stempel, Unterschrift des Praxispartners

Arbeit zur Veröffentlichung freigegeben:

ja

nein

.....  
Datum

.....  
Unterschrift Leiter/in d. Studiengangs

## Erklärung zur Prüfung wissenschaftlicher Arbeiten

Die Bewertung wissenschaftlicher Arbeiten erfordert die Prüfung auf Plagiate. Die hierzu von der Staatlichen Studienakademie Glauchau eingesetzte Prüfungskommission nutzt sowohl eigene Software als auch diesbezügliche Leistungen von Drittanbietern. Dies erfolgt gemäß § 7 des Gesetzes zum Schutz der informationellen Selbstbestimmung im Freistaat Sachsen (Sächsisches Datenschutzgesetz - SächsDSG) vom 25. August 2003 (rechtsbereinigt mit Stand vom 31. Juli 2011) im Sinne einer Datenverarbeitung im Auftrag.

Der Studierende bevollmächtigt die Mitglieder der Prüfungskommission hiermit zur Inanspruchnahme o. g. Dienste. In begründeten Ausnahmefällen kann der Datenschutzbeauftragte der Staatlichen Studienakademie Glauchau sowohl vom Verfasser der wissenschaftlichen Arbeit als auch von der Prüfungskommission in den Entscheidungsprozess einbezogen werden.

Name:	Bachmann
Vorname:	Samuel
Matrikelnummer:	4001570
Studiengang:	Bauingenieurwesen Hochbau
Titel der Arbeit:	Bemessung von Spannbetonbindern aus hochfestem Beton
Datum:	19.08.2016
Unterschrift:	