

Hochschule Osnabrück
University of Applied Sciences

Fakultät Agrarwissenschaften und Landschaftsarchitektur

Studiengang: Baubetriebswirtschaft Dual

Bachelorarbeit

Thema: „Bewertung unterschiedlicher Einflüsse auf die Zwangsbeanspruchung von wasserundurchlässigen Gründungsbauteilen“

Erstprüfer/in (Themensteller/in): Frau Prof. Dr. Uta Stewering

Zweitprüfer/in: Herr Dipl.-Ing. Dieter Feldhaus

Bearbeiter/in: Roman Behnken

Matrikelnummer: 504730

Ausgabedatum: 04.05.15

Abgabedatum: 27.07.15

Erklärung

Ich erkläre hiermit an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe; die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch noch nicht veröffentlicht.

Ort, Datum

Unterschrift

INHALTSVERZEICHNIS

Inhaltsverzeichnis	I
Abbildungsverzeichnis	IV
Tabellenverzeichnis	VI
0 Einführung	1
0.1 Einführung und Motivation	1
0.2 Zielsetzung der Arbeit	1
0.3 Aufbau der Arbeit	2
1 Entstehung von Zwangsbeanspruchungen	3
1.1 Zwangsbeanspruchungen aus Baustoffeigenschaften	3
1.1.1 Bestimmung der Kriechverformung	4
1.1.2 Bestimmung der Schwindverformung	9
1.1.3 Bestimmung der Temperaturdehnung	11
1.1.3.1 Temperaturdehnungen infolge der Hydratation	11
1.1.3.2 Temperaturdehnungen im fortgeschrittenen Betonalter	14
1.2 Der Einfluss der Konstruktion auf die Entstehung von Zwangsbeanspruchungen	15
1.2.1 Zwangskräfte in „ebenen“ Gründungsplatten	16
1.2.1.1 Zwangskraft infolge der Verschiebung in der Gleitfuge	16
1.2.1.2 Bodenverformung unter der Betonplatte	19
1.2.2 Zwangskräfte in „unebenen“ Gründungsplatten	19
1.2.3 Anordnung von Fugen	23
1.2.4 Entwurfsgrundsätze	25
1.2.4.1 Klasse der Beanspruchung	25
1.2.4.2 Klasse der Nutzungsart	26
1.2.4.3 Klasse des Entwurfsgrundsatzes	27
1.2.4.4 Klasse der Rissbreite	28
1.2.4.5 Klasse der Einwirkungen	29
1.3 aus der Nutzung	30
2 Rissbreitenbeschränkung	31
2.1 Dimensionierung der Bewehrung und Nachweis der Rissbreite	31
2.2 Anzusetzende effektive Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ im Nachweisverfahren	33
2.3 Maßgebende Zwangsschnittgröße für die Bemessung	35
2.3.1 Hervorgerufen aus „teilweisem“ Zwang	35
2.3.2 Hervorgerufen aus „vollem“ Zwang	36
2.4 Bemessung auf frühen oder späten Zwang	36
2.4.1 Welcher Lastfall wird maßgebend?	36
2.4.2 Unterschiede in der Bemessung	37
2.5 Abschätzung der Trennrissbildung	38

2.6	Ergebnisgenauigkeit	39
2.7	Mindestbewehrung	39
3	Bemessungswerkzeug	41
4	Untersuchung der Einflüsse auf die Zwangsbeanspruchung	42
4.1	Referenzobjekte	42
4.2	Einfluss des Stabdurchmessers auf die absolute Bewehrungsmenge	47
4.2.1	Ansatz der Untersuchung	47
4.2.2	Versuchsergebnisse	47
4.2.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	48
4.3	Ab welcher Zwangskraft wird der späte Zwang maßgebend	49
4.3.1	Ansatz der Untersuchung	49
4.3.2	Versuchsergebnisse	49
4.3.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	50
4.4	Zwangskraft resultierend aus der Verschiebung in der Gleitfuge oder der Nachgiebigkeit des Bodens	50
4.4.1	Ansatz der Untersuchung	50
4.4.2	Versuchsergebnisse	51
4.4.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	51
4.5	Einfluss der Hydratationswärme auf die Zwangsbeanspruchung	52
4.5.1	Ansatz der Untersuchung	52
4.5.2	Versuchsergebnisse	53
4.5.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	54
4.6	Einfluss des Kriechens und Schwindens auf die Zwangsschnittgröße	55
4.6.1	Bewertung verschiedener Betonfestigkeiten und Zementarten	55
4.6.1.1	Ansatz der Untersuchung	55
4.6.1.2	Versuchsergebnisse	56
4.6.1.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	57
4.6.2	Bewertung der Dauer der Nachbehandlung	59
4.6.2.1	Ansatz der Untersuchung	59
4.6.2.2	Versuchsergebnisse	59
4.6.2.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	60
4.7	Einfluss der effektiven Betonzugfestigkeit auf die Bewehrungsmenge	60
4.7.1	Ansatz der Untersuchung	60
4.7.2	Versuchsergebnisse	61
4.7.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	63
4.8	Einfluss der zulässigen rechnerischen Rissbreite auf die Bewehrungsmenge	64
4.8.1	Ansatz der Untersuchung	64
4.8.2	Versuchsergebnisse	65
4.8.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	65
4.9	Einfluss der Teilung von Gründungsplatten auf die Bewehrungsmenge	66
4.9.1	Ansatz der Untersuchung	66
4.9.2	Versuchsergebnisse	67

4.9.3	Bewertung der Versuchsergebnisse	67
4.10	Verbesserungspotenzial der Referenzobjekte	68
5	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	70
5.1	Möglichkeiten zur Reduzierung der Zwangsbeanspruchung	70
5.2	Möglichkeiten zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit	72
5.3	Möglichkeiten zur Reduzierung der Bewehrungsmenge	73
6	Zusammenfassung	74
7	Summary	75
8	Literaturverzeichnis	76
	Formelverzeichnis	78
	Anhang	

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1: Hydratationswärme verschiedener Zemente während der ersten 7 Tage unter adiabatischen Bedingungen in kJ/kg.	12
Abbildung 1.2: Ebene Gründungsplatte mit herabgesetzten Zwangsspannungen durch Verzahnung	20
Abbildung 1.3: Unebene Gründungsplattenuntersicht mit erhöhten Zwangsspannungen durch Verzahnung	20
Abbildung 1.4: Schematisierte Rissbildung zwischen Fixpunkten einer Stahlbetongründungsplatte	21
Abbildung 1.5: Vertikalschnitt durch eine Bauwerkssohle mit Schächten und Kanälen; a) geplante Bauwerkssohle mit verschiedenen Höhenlagen für Schächte, Kanäle, Streifenfundamente und Sohlplatte; b) bei der Ausführung müssen Betonierabschnitte in mindestens fünf zeitlich getrennte Arbeitsgänge zerlegt werden, wodurch viele Betonierfugen entstehen; c) einfachere und sichere Ausführung durch Herunterziehen der Bauwerkssohle auf die untere Ebene mit Einbauten für Kanäle und Schächte (Sohle und Wände können in einem Arbeitsgang hergestellt werden).	21
Abbildung 1.6: Querschnittsveränderungen erzeugen Zwangsspannungen an einspringenden Ecken: Kerbspannung = Risse; a) Sohlplatten- oder Wandversprung; b) Änderungen der Wanddicke; c) Nische in der Wand	23
Abbildung 1.7: Grundriss eines gegliederten Gebäudes; a) Die Herstellung des gesamten Bauwerks ohne Fugen ist problematisch; c) Aufteilung in rechteckige Teilflächen durch Bewegungsfugen, evtl. weitere Unterteilung zu großer Baukörper durch Betonierfugen bzw. Arbeitsfugen	24
Abbildung 2.1: Quantilwerte der Rissbreitenberechnung	39
Abbildung 4.1: Bemessungsergebnisse der Referenzobjekte	46
Abbildung 4.2: Anstieg der Bewehrungsmenge bei größer werdenden Bewehrungsquerschnitten	47
Abbildung 4.3: Differenzkraft, welche im späten Bauteilalter aufgenommen werden kann	49
Abbildung 4.4: Grenzwert des Reibungsbeiwerts μ	51
Abbildung 4.5: Zunahme der Bewehrungsmenge gegenüber B1	53
Abbildung 4.6a/b: Zunahme der Bewehrungsmenge bei ebenen/unebenen Platten	54
Abbildung 4.7: Änderung der Beanspruchung, ebene Sohlplatte	56
Abbildung 4.8: Änderung der Beanspruchung, unebene Sohlplatte	57
Abbildung 4.9: Untersuchung der Dauer der Nachbehandlung	59
Abbildung 4.10: Zusammenhang von $f_{ct,eff}$ zur Bewehrungsmenge FZ	61
Abbildung 4.11: Gesamtdifferenz der Ergebnisse FZ	62

Abbildung 4.12: Zusammenhang von $f_{ct,eff}$ zur Bewehrungsmenge SZ	62
Abbildung 4.13: Gesamtdifferenz der Ergebnisse SZ	63
Abbildung 4.14: Zunahme der Bewehrungsmenge in Bezug zur Rissklasse	65
Abbildung 4.15: Abnahme der Bewehrungsgehälter bei Plattenteilung	67

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1.1: Mögliche Begriffsdefinitionen für Zwangsbezeichnungen	3
Tabelle 1.2: Beiwerte zur Abschätzung des Relaxationsverhaltens	8
Tabelle 1.3: Beispiele für den Zeitpunkt der maximalen Temperatur nach Einbau des Betons	13
Tabelle 1.4: Temperaturdehnzahl des jungen Betons zum Zeitpunkt t (nach Tagen) [1/K]	13
Tabelle 1.5: Richtwerte für Temperaturdehnzahlen α_T von Beton	14
Tabelle 1.6: Verringerung $\Delta\alpha_T$ der Temperaturdehnzahlen bei alten Betonen (nach Jahren)	15
Tabelle 1.7: Rechengrößen für Reibungsbeiwerte μ_0	18
Tabelle 1.8: Klassen der Beanspruchungsart	25
Tabelle 1.9: Nutzungsklassen mit Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit und die Bauteiloberfläche sowie ggf. zusätzliche Maßnahmen	26
Tabelle 1.10: Klassen der Entwurfsgrundsätze	27
Tabelle 1.11: Klassen für Rissbreiten bei Weißen Wannern und Bedeutung für ihre Anwendung	28
Tabelle 1.12: Trennrissbreiten als Rechenwerte w_k zur Nutzung der Selbstheilung von Rissen im Beton	29
Tabelle 1.13: Einwirkungsklassen	29
Tabelle 2.1: Zugfestigkeits-Zeitbeiwerte $\beta_{ct(t)}$ für das Auftreten der Risse beim Abfließen der Hydratationswärme (früher Zwang)	34
Tabelle 2.2: Zugfestigkeits-Zeitbeiwerte $\beta_{ct(t)}$ für das Auftreten der Risse beim späten Zwang	35

0 EINFÜHRUNG

0.1 Einführung und Motivation

Heutzutage werden größere Hochbauten häufig mit Untergeschossen gebaut, welche als Tiefgarage, Kellerraum oder auch mit anderen hochwertigen Nutzungsansprüchen erschlossen werden. Befindet sich dieses Bauwerk in grundwasserführenden oder schlecht durchlässigen Bodenschichten, muss es abgedichtet werden. Eine Ausführungsvariante ist die Erstellung einer weißen Wanne, also eines wasserundurchlässigen Betonkörpers.

Neben der Abdichtung der Wände muss auch die Sohlplatte abgedichtet werden. Um dies zu garantieren, wird ein Beton eingebaut, welcher einen hohen Wassereindringwiderstand besitzt. Wird die Betonplatte nun aber durch verschiedene Einwirkungen auf Zwang beansprucht, kann es zur Rissbildung im Beton kommen. Wenn diese Risse durch den gesamten Betonquerschnitt verlaufen und eine gewisse Breite erreichen, ist es möglich, dass Wasser durch diese in das Innere des Bauwerks eintreten kann. Die Wasserundurchlässigkeit des Gesamtsystems ist gefährdet.

Um dieser Rissbildung, welche durch konstruktive Maßnahmen kaum zu vermeiden ist, entgegenzuwirken, wird eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingebaut. Die Bemessung dieser Bewehrung erweist sich als komplexe Berechnung, da sehr viele Faktoren Einfluss finden können. Teilweise sind Faktoren zu bewerten, welche eigentlich erst zum Zeitpunkt der Herstellung genau bewertet werden können.

Generell ist die Menge der Bewehrung von der Größe der Zwangsbeanspruchung abhängig. Somit sollte es das Ziel sein, die Größe der Zwangsbeanspruchung genau zu erfassen und darauf aufbauend die Größe der Bewehrung unter genauen Annahmen von Einflüssen zu bemessen.

In der Praxis ist zu beobachten, dass in der Qualität der Bemessung noch Verbesserungen möglich sind. Da die Kosten einer rissbreitenbeschränkenden Bewehrung nicht unerheblich sein können, ist eine genaue Bemessung im Sinne des Bauherren, des Bauunternehmers und auch des Tragwerksplaners notwendig.

0.2 Zielsetzung der Arbeit

In dieser Abschlussarbeit soll eine Bewertung der unterschiedlichen Einflüsse auf die Zwangsbeanspruchung von WU-Gründungsplatten erbracht werden. Dabei werden die einzelnen Einflüsse differenziert begutachtet, um den jeweiligen Einfluss auf das Gesamtsystem zu bewerten. Hierbei werden Maßnahmen zur Reduzierung der Zwangsbeanspruchung, sowie zur Erhöhung des Bauteilwiderstands bewertet. Es sollen Empfehlungen für die Ausführung von zwangsarmen Gründungsplatten gegeben werden, welche mit relativ geringen Bewehrungsmengen die Rissbreite beschränken können.

0.3 Aufbau der Arbeit

Bevor eine Bewertung der Einflüsse von Zwangsbeanspruchungen gegeben werden kann, müssen diese zunächst genau untersucht und deren Berechnungsmethoden dargelegt werden. Dazu gehört einerseits die Ermittlung der Zwangsbeanspruchung infolge der möglichen Einflüsse, andererseits das Bemessungsverfahren zur Ermittlung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung.

Darauf aufbauend wird ein Bemessungswerkzeug entwickelt, mit dem die rissbreitenbeschränkende Bewehrung unter Berücksichtigung der zuvor genannten Einflüsse bemessen werden kann.

Um die Auswirkung eines einzelnen Einflusses bewerten zu können, wird dieser isoliert betrachtet. Dazu wird bei gleichen Eingangsparametern nur der zu untersuchende Einfluss variiert, um die Auswirkung auf das Gesamtsystem zu erforschen. Teilweise werden noch Zweitparameter geändert, um eine Aussage über den Einfluss des untersuchten Parameters bei veränderlichen Einwirkungen, wie z.B. der Sohlstärke, zu beschreiben.

Ziel der Untersuchung eines Parameters ist, seine Auswirkung auf das Gesamtsystem allgemein verbindlich zu beschreiben, z.B. über die Aussage der Linearität des Einflusses. Wenn zahlenmäßige Aussagen getroffen werden können, werden solche formuliert.

Dieses Vorgehen geschieht mit verschiedenen ausgewählten Einwirkungen. Letztendlich wird mithilfe dieser Ergebnisse eine Ausführungsvariante vorgeschlagen, welche in Hinsicht auf die Größe der Zwangsbeanspruchung und der Bewehrungsmenge als günstig und sicher anzusehen ist.

1 ENTSTEHUNG VON ZWANGSBEANSPRUCHUNGEN

Zwang entsteht immer dann, wenn ein Bauteil eine Verformung erfährt, dieses sich aber nicht verformen kann, bzw. nur bedingt verformbar ist. Der Zwang ist generell als indirekte veränderliche Einwirkung zu betrachten. Dieser lässt sich in verschiedene Kategorien einordnen und definieren, welche in Tab. 1.1 dargestellt sind.¹

Tabelle 1.1: Mögliche Begriffsdefinitionen für Zwangsbezeichnungen²

Innerer Zwang	Zwang, der aus der Verformungsbehinderung von im Bauteil wirkenden indirekten Einwirkungen entsteht (z. B. Temperaturveränderungen, Schwinden, Kriechen)
Äußerer Zwang	Zwang, der aus der Verformungsbehinderung indirekter Einwirkungen entsteht, die von außen auf das Bauteil einwirken (z. B. Setzungen)
Direkter Zwang (nach Heft 400 DAfStb [6])	Ursache und Wirkung treten am selben Bauteil bzw. Querschnitt auf (z. B. die eingespannte Wand mit Schwind- bzw. Temperaturverkürzung)
Indirekter Zwang (nach Heft 400 DAfStb [6])	Ursache und Wirkung treten an verschiedenen Bauteilen bzw. Querschnitten auf (z. B. Stützensenkung)
Früher Zwang	Zwang, der in einem Zeitraum < 3–5 Tagen entsteht (z. B. während des Abfließens der Hydratationswärme)
Später Zwang	Zwang, der in einem Zeitraum nach dem Abfließen der Hydratationswärme (also bereits vor, mit Sicherheit aber ab Erreichen der Normfestigkeit) entsteht (z. B. durch Temperaturveränderungen, Schwinden, Kriechen, Setzungen)
Voller Zwang	Zwang aus einer starr gelagerten Verformungsbehinderung (z. B. bei steifen Wandscheibensystemen)
Teilweiser Zwang	Zwang aus einer elastisch gelagerten Verformungsbehinderung (z. B. bei biegeweichen Stützen)

Um diese Definitionen auf die Praxis anzuwenden, muss zunächst untersucht werden, aus welchen Einflüssen Zwang letztendlich entsteht.

1.1 Zwangsbeanspruchungen aus Baustoffeigenschaften

Der Baustoff Beton besitzt verschiedene Ursachen die eine Formänderung und somit Zwang verursachen können.

Im jungen Betonalter erfährt der Beton aufgrund der Hydratationswärme seine erste Verformung. Diese lässt sich vom Grundsatz her über die Hydratationswärme und der Wärmedehnzahl bestimmen. Eine genaue Berechnung wird unter 1.1.3 durchgeführt. Per Definition handelt es sich hierbei um frühen, inneren Zwang. Je nach Lagerung auch als voller oder teilweiser Zwang zu bezeichnen.³

Zeitgleich zur Formänderung durch die Hydratationswärme erfährt der Beton eine Verformung durch das Schrumpfen. Hierbei ist die Volumenverringerung des

¹ Vgl. MEIER (2012), S. 217 f..

² Tabelle entnommen aus MEIER (2012), S: 218.

³ Vgl. WEBER (2010), S. 42 f.; LOHMEYER/EBELING (2013), S. 230 ff..

Zementsteins gegenüber des Zementleims gemeint, welche aber im Zusammenhang von Zwangsbeanspruchungen keine Bedeutung hat und rechnerisch keinen Einfluss findet.⁴

Mit fortschreitendem Betonalter gewinnt die Schwindverformung an Größe, welche nicht reversibel ist. Das Schwinden ist ein fortlaufender Prozess der auch nach 50 Jahren nicht vollständig abgeschlossen ist. Hierbei nähert sich diese Größe einer Asymptote an. Im Allgemeinen entsteht die Schwindverformung durch das Austrocknen des Betons, die genauen Einflüsse und deren Berechnung werden unter 1.1.2 genauer erläutert. Der Festlegung nach ist diese Art der Zwangsbeanspruchung als innerer, später Zwang zu bezeichnen. Das Schwinden beginnt zwar schon in jungem Betonalter, ist zu diesem Zeitpunkt jedoch noch zu gering, um als früher Zwang definiert zu werden.⁵

Ab dem Belastungsbeginn des Betons entsteht eine Kriechverformung, welche zu einer dauerhaften Formänderung des Betons führt. Bei diesem Vorgang wird Wasser aus dem Zementstein in Kapillarporen gepresst und andere feste Bestandteile in ihrer Lage verändert. Dieser Prozess ist wie das Schwinden ein andauernder Prozess. Das Kriechen verringert die Beanspruchung aus der Schwindverformung, da Zugspannungen abgemindert werden. Die genauen Zusammenhänge werden unter 1.1.1 dargelegt, sowie die Berechnung der Kriechzahl. Parallel zum Schwinden ist das Kriechen als innerer später Zwang zu definieren.⁶

All diese Faktoren lassen sich durch eine geeignete Betonwahl beeinflussen, bleiben jedoch nicht vermeidbar.

Die folgenden Ansätze zur Berechnung der Baustoffeigenschaften und der daraus resultierenden Verformungen sind Abschätzungen. Die Zusammenhänge wurden unter Laborbedingungen untersucht und beschrieben. Durch die Formulierung geeigneter Formelapparate lassen sich diese unter Annahme von Korrekturen auf die Praxis übertragen. Baustellenbedingungen dürfen deshalb nicht mit den Laborbedingungen gleichgestellt werden.

1.1.1 Bestimmung der Kriechverformung

Eine genaue Ermittlung der Kriechverformung und den damit einhergehenden allmählichen zeitlichen Spannungsabbaus findet für gewöhnlich nur im Spannbetonbau Anwendung. Für die Bewertung von Zwangsbeanspruchungen ist dieser Einfluss ebenso zu betrachten, da diese Art der Verformung den Abbau der Spannungen, welche aus Schwindverformungen hervorgerufen worden, begünstigt.⁷

Die eigentliche Kriechverformung wird nicht direkt als Dehnung berechnet, sondern über eine dimensionslose Kriechzahl φ ausgedrückt. Diese beschreibt eine zeitabhängige Verformungszunahme unter gleichbleibender Belastung. Aufgrund der elastischen

⁴ Vgl. WEBER (2010), S. 42.

⁵ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 125 ff.; DAFSTB Heft 600 (2012), S. 24 f..

⁶ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 132 f.; WEBER (2010), S. 43 f..

⁷ Vgl. WEBER (2010), S. 44; LOHMEYER/EBELING (2013), S. 132 f..

Verformbarkeit des Betons erfährt dieser zu Beginn der Belastung eine Verformung, welche sich schnell einstellt. Über einen längeren Zeitraum betrachtet, nimmt diese Verformung weiter zu, bis eine bestimmte Grenzverformung erreicht wird, wobei die Spannung gleich bleibt. Beim Kriechvorgang wird das Wasser aus dem Zementstein gedrückt, wodurch eine Volumenänderung induziert wird. Diese Baustoffeigenschaft ist als rheologisch zu beschreiben, was bedeutet, dass diese nicht eindeutig der Strömungslehre, Elastizitäts- oder Plastizitätstheorie zugeordnet werden kann.⁸

Diese Größe der Verformung kann je nach Betonzusammensetzung unterschiedlich groß werden. Der Zement, vor allem sein Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn, hat hierauf großen Einfluss, ein hoher Grad weist eine Reduzierung der Kriechverformung auf. Die Betonzuschläge haben hierbei einen geringeren Einfluss, harte Gesteinskörnungen weisen geringere Kriechverformung auf als weiche Zuschläge. Auch eine hohe Luftfeuchtigkeit der Umgebung verringert die Verformung.⁹

Bei der Berücksichtigung von Kriechverformungen in der Bemessung ist ein Formelapparat entwickelt worden, welcher die Größe und den zeitlichen Verlauf des Kriechens beschreibt. Hierzu können nur Parameter in der Berechnung Eingang finden, welche bei der Planung des Tragwerks mit ausreichender Genauigkeit vorhergesagt werden können.¹⁰

Das im Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1) und im NA vorgestellte Formelwerk ähnelt weitestgehend den Ansätzen aus der DIN 1045-1 und berufen sich beide auf das im Model-Code 1990 verankerte Berechnungsverfahren.¹¹

Die Kriechzahl wird wie folgt ermittelt:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (1.1)$$

In Gl. 1.1 erfolgt die klare Differenzierung zwischen der Ermittlung der Größe und dem zeitlichen Verlauf des Kriechens. Während φ_0 die Grundzahl des Kriechens, also die Größe beschreibt, gibt $\beta_c(t, t_0)$ den zeitlichen Verlauf des Kriechens wieder.¹²

Die Grundzahl wird nach Gl. 1.2 bis Gl. 1.6c berechnet:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (1.2)$$

⁸ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 73 f.; LOHMEYER/EBELING (2013), S. 132 f..

⁹ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 74.

¹⁰ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 75.

¹¹ Vgl. ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 75 f..

¹² Vgl. ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 75.

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 \quad (1.3)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (1.4)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + \left(\frac{t_{0,eff}}{t_1}\right)^{0,2}} \quad (1.5)$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} \quad (1.6a) \quad \alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \leq 1,0 \quad (1.6b) \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \leq 1,0 \quad (1.6c)$$

Bei der Ermittlung von φ_0 beschreibt φ_{RH} den Beiwert zur Beachtung der Umgebungsfeuchte, $\beta(f_{cm})$ den Beiwert zur Beachtung der Betondruckfestigkeit und $\beta(t_0)$ den Beiwert zur Beachtung des Betonalters bei Belastungsbeginn.

Zur Ermittlung von φ_{RH} wird die relative Luftfeuchte RH und die wirksame Bauteildicke h_0 benötigt. Für Innenbauteile ist eine relative Luftfeuchte von 50%, für Außenbauteile von 80 % anzusetzen. Die wirksame Bauteildicke beschreibt das Verhältnis der Betonquerschnittsfläche zum Umfang des Querschnitts, für Platten darf $h_0 = h$ gesetzt werden. Um den Kriechprozess näher zu beschreiben, werden noch die Korrekturwerte α_1 und α_2 hinzugezogen. Diese beschreiben den Einfluss der Porosität des Betongefüges, welches mit steigender Betonfestigkeit abnimmt und so den Verdunstungsprozess beim Kriechen reduziert und somit auch die Kriechverformung an sich reduziert.¹³

Der allgemeine Einfluss der Betondruckfestigkeit wird über den Beiwert $\beta(f_{cm})$ beschrieben, wobei zur Berechnung nur die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} benötigt wird. Bei steigender Festigkeit wird die Kriechverformung reduziert.

Um den Einfluss des Belastungsbeginns richtig zu bewerten, ist dieser je nach Festigkeitsklasse/-entwicklung t_0 zu modifizieren, sodass mit $t_{0,eff}$ weiter gerechnet wird. Zudem kann eine Anpassung von t_0 durchgeführt werden, wenn der zum Einsatz kommende Beton eine Wärmebehandlung erfährt, um z.B. schneller auszuhärten. Der Anhang B zu DIN EN 1992-1-1 enthält hierzu Hinweise, welche hier nicht näher erläutert werden. Der modifizierte Belastungsbeginn wird wie folgt berechnet.¹⁴

¹³ Vgl. ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 76 f.; DAFSTB Heft 525 (2010), S. 60 f..

¹⁴ Vgl. ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 76 f.; DAFSTB Heft 525 (2010), S. 60 ff..

$$t_{0,eff} = t_0 * \left[\frac{9}{2 + \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \quad (1.7)$$

Ähnlich wie bei anderen Baustoffeigenschaften des Betons entwickelt sich die Kriechverformung erst mit fortschreitendem Betonalter. Dazu wird mit dem Faktor $\beta_c(t, t_0)$ die zeitliche Entwicklung der Kriechverformung beschrieben. Die Berechnung erfolgt nach den Gl. 1.8 bis Gl. 1.10.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{\frac{t - t_0}{t_1}}{\beta_H + \frac{t - t_0}{t_1}} \right]^{0,3} \quad (1.8)$$

$$\beta_H = 150 * \left[1 + \left(1,2 * \frac{RH}{100} \right)^{18} \right] * \frac{h_0}{h_1} + 250 * \alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3 \quad (1.9)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \leq 1,0 \quad (1.10)$$

Einfluss auf die Funktion des Zeitverlaufs $\beta_c(t, t_0)$ hat die relative Luftfeuchtigkeit RH , die wirksame Bauteildicke h_0 , die Betondruckfestigkeit f_{cm} , der Belastungsbeginn t_0 und der Betrachtungszeitpunkt t . Wenn der Betrachtungszeitpunkt t gegen unendlich geht, wird das Ergebnis $\beta_c(\infty, t_0) = 1$ sein und bedeutet in diesem Zusammenhang, dass die Verformungsänderung durch Kriechen abgeschlossen ist.¹⁵

Dieser Ermittlung der Kriechzahl hat Gültigkeit für einen Betrachtungszeitraum von 70 Jahren ab Herstellung, sowie üblichen Umweltbedingungen, Temperaturbereich von -40°C bis +40°C und einer Luftfeuchtigkeit zwischen 40 % und 100 %. Ab einem Betrachtungszeitraum von mehr als 70 Jahren kann die Kriechzahl nach Eurocode 2 als Endkriechzahl angenommen werden.¹⁶

Nachdem die dimensionslose Kriechzahl ermittelt wurde, kann eine Dehnung infolge Kriechens nach Gl. 1.11 berechnet werden.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) * \sigma_c / E_{c28} \quad (1.11)$$

Eine solche Dehnung wird bei der Betrachtung von Zwangsspannungen nicht beachtet und ist daher nur der Vollständigkeit halber aufgeführt.¹⁷

¹⁵ Vgl. ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 76 ff..

¹⁶ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 22.

¹⁷ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 73.

Einhergehend mit dem Kriechen des Betons findet die Relaxation statt. Diese beschreibt den Spannungsabfall unter gleichbleibender Dehnung. Spannungen aus langfristigen Belastungen, wie einer Schwindverformung, werden also abgebaut. Dies beschreibt die nachfolgend aufgeführte Gl. 1.12.

$$\frac{\sigma_c(t)}{\sigma_c(t_0)} = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0) * \varphi(t, t_0)} \quad (1.12)$$

Der Spannungsabfall wird beeinflusst durch die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ und der Relaxationszahl $\rho(t, t_0)$. Die Kriechzahl ist wie oben beschrieben zu ermitteln. Die Relaxationszahl kann mit 0,8 angesetzt werden.

Langfristige Einwirkungen wie Schwindverformungen, können mit Hilfe der Gl. 1.12 abgemindert werden. Hierbei ist es so zu verstehen, dass die berechnete Schwindverformung auch tatsächlich entsteht, jedoch nur ein Teil dieser Verformung eine Spannung erzeugen wird. Dieser spannungserzeugende Teil der Verformung wird für die weitergehende Berechnung von Zwangskräften verwendet.¹⁸

Lohmeyer/Ebeling sieht die rechnerische Ermittlung der Kriechverformung als zu aufwendig und im Zusammenhang mit Zwang in WU-Gründungsbauteilen nicht zweckmäßig an. Von daher wird empfohlen eine Abschätzung auf der sicheren Seite liegend durchzuführen. Dabei wird auch die Relaxation des Betons hinzugezogen. Es werden folgende Annahmen in Tab. 1.2 getroffen.¹⁹

Tabelle 1.2: Beiwerte zur Abschätzung des Relaxationsverhaltens²⁰

$(\varphi + \psi)_{\infty, t_0} \approx 0,55$	für dünne Bauteile ($h_b \leq 30$ cm) bei früh einsetzender Zwangeinwirkung
$(\varphi + \psi)_{\infty, t_0} \approx 0,65$	für dickere Bauteile ($h_b > 30$ cm) bei früh einsetzender Zwangeinwirkung
$(\varphi + \psi)_{\infty, t_0} \approx 0,80$	allgemein für Zwangeinwirkungen, die in der späteren Nutzungsphase beginnen

Auf dieser Grundlage wird für spätere Berechnungen die Gl. 1.12 gewählt. Als Grenzwert wird die Empfehlung in Tab. 1.2 gewählt, also wird die Gl. 1.12 immer $\geq 0,20$ sein. Für den Unterbeton wird die Gl. 1.12 pauschal mit 0,20 angesetzt.

¹⁸ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 74 f.; ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 82.

¹⁹ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 132 f..

²⁰ Tabelle entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013)

Weiterführende Untersuchungen über den Einfluss des Kriechens auf die Zwangsbeanspruchungen sind unter 4.6 zu finden. Generell ist zunächst zu sagen, dass das Kriechen auf die Zwangsbeanspruchung einen positiven Effekt darstellt, da die Spannungen aus Schwindverformungen abgemindert werden.

1.1.2 Bestimmung der Schwindverformung

Die Schwindverformung ist im Gegensatz zum Kriechen eine lastunabhängige Verformung. Diese wird im Grunde durch das Austrocknen des Betons verursacht, welche zu Schrumpfdehnungen führen. Hierbei sind zwei verschiedene Arten der Schrumpfdehnung zu differenzieren. Zunächst das chemische Schwinden, welches durch eine Volumendifferenz der Hydratationsprodukte zustande kommt. Die losen Bestandteile Wasser und Zement weisen ein größeres Volumen auf, als das nach der Hydratation entstandene Zementgel. Dieser Prozess ist auch unter dem Begriff des Schrumpfens bekannt. Hochfeste Betone besitzen generell große Schwindmaße. Den größeren Einfluss auf die Schwindverformung hat aber das Trocknungsschwinden, wobei der Beton Feuchtigkeit an die trockenere Umgebung abgibt und dabei an Volumen verliert. Dieser Prozess kann bei massigen Bauteilen über eine sehr lange Zeit andauern, wobei das chemische Schwinden noch im jungen Betonalter fast vollständig abschließt.²¹

Zur genauen Ermittlung wird im Eurocode 2 ein Formelapparat beschrieben, welcher die Berechnung der Endschwindmaße berücksichtigt. Davon abweichend wird in Gl. 1.13 dargelegt, wie eine Berechnung der Schwindmaße in Abhängigkeit zum Betrachtungszeitpunkt t erfolgt.

$$\varepsilon_{CS}(t, ts) = \varepsilon_{CAS}(t) + \varepsilon_{CDS}(t, ts) \quad (1.13)$$

Das Schwindmaß ε_{CS} folgt aus der Summe des chemischen Schwindens (Schrumpfdehnung) ε_{CAS} , was in Gl. 1.14 bis Gl. 1.16 dargestellt wird und des Trocknungsschwindens ε_{CDS} .

$$\varepsilon_{CAS}(t) = \varepsilon_{CAS0}(f_{cm}) * \beta_{AS}(t) \quad (1.14)$$

$$\varepsilon_{CAS0}(f_{cm}) = -\alpha_{AS} * \left(\frac{f_{cm}}{60 + f_{cm}} \right)^{2,5} * 10^{-6} \quad (1.15)$$

$$\beta_{AS}(t) = 1 - e^{\left(-0,2 * \sqrt{\frac{t}{t_1}} \right)} \quad (1.16)$$

Wie oben schon erwähnt, beeinflusst die Betonfestigkeit und der Zementtyp die Größe des chemischen Schwindens. In Gl. 1.15 finden diese Parameter Einzug, wobei die Berücksichtigung des Zementtyps über den Korrekturfaktor α_{AS} vorgenommen wird. Dieses Vorgehen weicht vom Eurocode 2 ab, da hier nur die Betonfestigkeit berücksichtigt

²¹ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 54 f..

wird. In Gl. 1.16 wird der zeitliche Verlauf ausgedrückt, welcher sich schon nach einem Jahr ($t=365$) dem Wert 1 annähert und somit auch hier die verhältnismäßig rasche Entwicklung der Schrumpfdehnung berücksichtigt wird.²²

$$\varepsilon_{cds}(t, ts) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t - ts) \quad (1.17)$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = 0,85 \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{10})} \right] * 10^{-6} \quad (1.18)$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1,55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right], & \text{für } 40\% \leq RH < 99\% * \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{für } RH \geq 99\% * \beta_{s1} \end{cases} \quad (1.19)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (1.20)$$

$$\beta_{ds}(t - ts) = \sqrt{\frac{(t - ts)/t_1}{350 * \left(\frac{h_0}{h_1} \right)^2 + (t - ts)/t_1}} \quad (1.21)$$

Die Größe der Schrumpfdehnung, Gl. 1.17 bis Gl. 1.21, ist rechnerisch von der Gesamtdehnung ε_{cds0} und zwei Korrekturwerten $\beta_{RH}(RH)$ und $\beta_{ds}(t-ts)$ abhängig. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit, sowie des Zementtyps wird in ε_{cds0} berücksichtigt. Einflüsse aus dem gewählten Zementtyp gehen mit den Korrekturbeiwerten α_{ds1} und α_{ds2} ein. Wie schon oben erwähnt, hat die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung einen Einfluss auf die Größe der Schwindverformung, welche mit $\beta_{RH}(RH)$ ausgedrückt wird. Dabei wird in der zweiten Zeile von Gl. 1.19 der Fall betrachtet, dass der Beton einer Wassersättigung ausgesetzt wird und somit quillt. Der Ansatz aus der Gl. 1.21 widerspricht dem Ansatz aus dem Eurocode 2. Diese Gleichung bildet den Korrekturwert zur Betrachtung des Zeitverlaufs. In dem Ansatz aus dem Eurocode 2 wird damit eine schnellere aber in ihrer Größe niedrigere Schwinddehnung berechnet. Dieser Ansatz wird bei Betrachtung von spätem Bauteilalter als nicht auf der sicheren Seite liegend betrachtet. Daher wird der Ansatz aus der DIN 1045-1 weiter verwendet und ist in Gl. 1.21 ausgedrückt.²³

Die Berechnung der Schwindverformung einer möglichen Unterbetonschicht wird analog durchgeführt.

²² Vgl. ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 77 & S: 84 ff.; MÜLLER/WIENS (2014), S. 56 f..

²³ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 24 f.; ZILCH/ZEHETMAIER (2010), S. 85 f.; MÜLLER/WIENS (2014), S. 57.

Den genauen Einfluss der Schwindverformung auf die Zwangsbeanspruchung wird unter 4.6 näher untersucht. Allgemein ist zu sagen, dass der Einfluss aus der Schwinddehnung bei Gründungsplatten für den Lastfall frühen Zwang vernachlässigt werden kann, für späten Zwang muss dies untersucht werden.

1.1.3 Bestimmung der Temperaturdehnung

1.1.3.1 Temperaturdehnungen infolge der Hydratation

Die Hydratation des Betons ist ein notwendiger Prozess zur Festigkeitsbildung. Hierbei findet eine chemische/physikalische Reaktion des Zements mit dem Wasser statt. Diese exotherme Reaktion gibt Wärme an die Umgebung ab. Bis zum Erreichen des Temperaturmaximums dehnt sich der Beton aus, aufgrund der leichten Verformbarkeit des jungen Betons bauen sich hierbei kaum Druckspannungen auf. Durch das Abkühlen nach dem Temperaturmaximum erfährt der Beton eine Verkürzung, es entstehen Zugspannungen. Die Größe dieser Zugspannungen hängen von der Temperaturdifferenz und dem zeitlichen Verlauf der Hydratation ab. Der Verlauf dieser Reaktion lässt sich bei Betrachtung des Zements unter Laborbedingungen relativ genau vorhersagen.²⁴

Um den Reaktionsverlauf der Hydratation auf ein Betonbauteil praxisnah zu beurteilen, reicht die Betrachtung des Hydratationsverlaufes des Zements nicht aus. Hierauf hat neben dem Zement auch die Bauteildicke und die Wärmeabgabe an der Außenfläche Einfluss. Die Folge der Wärmeabgabe an den Außenflächen ist eine ungleichmäßige Temperaturverteilung, welche vor allem bei massigen Bauteilen größer ausfällt. Diese ungleichmäßige Spannungsverteilung führt zu Druckspannungen im Kern und Zugspannungen im Außenbereich. Die Folge zu großer Zugspannungen können Schalenrisse in der Randzone sein, welche jedoch nicht die Wasserundurchlässigkeit gefährden und daher nicht weiter thematisiert werden.²⁵

Kühlt nun der gesamte Betonquerschnitt ab, werden sich Zugspannungen über den gesamten Querschnitt einstellen, welche Trennrisse verursachen können und somit die Wasserundurchlässigkeit gefährden. Die Größe dieser Zugspannungen richtet sich nach der Dehnung aus der Temperaturdifferenz der Hydratation, formelmäßig ist dies in Gl. 1.22 dargelegt.

$$\varepsilon_{cHT} = \alpha_c \cdot T(t) * \Delta T_{b,H} = \quad (1.22)$$

Die Temperaturdifferenz $\Delta T_{b,H}$ kann rechnerisch abgeschätzt werden, was in Gl. 1.23 wiedergegeben wird. Eine genaue Ermittlung ist aufgrund der vielen Einflüsse auf die Herstellung vor Ort nicht möglich. Die einzige Möglichkeit den Temperaturverlauf korrekt

²⁴ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 121 f..

²⁵ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S: 50 f..

wiederzugeben, ist der Einsatz von Temperaturlühlern im Beton während der Hydratation, was für Bemessungszwecke in der Praxis nicht zweckmäßig ist.²⁶

$$\Delta T_{b,H} = \beta_{TB} * \Delta T_{ad} \quad (1.23)$$

Zur Abschätzung der Temperaturdifferenz wird die adiabatische Temperaturerhöhung, welche die theoretische maximale Temperaturerhöhung darstellt, mit einem Korrekturwert abgemindert, um den Abfluss der Wärme durch das Bauteil zu beschreiben.²⁷

$$\Delta T_{ad} = \frac{z * Qh}{c_{c0}} \quad (1.24)$$

Die Art des Zements ist für die Größe des Temperaturmaximums von entscheidender Bedeutung. Hierzu wird die Zementmenge z und die spezifische Wärmemenge des Zements Qh benötigt. Verschiedene Zementarten mit verschiedenen Festigkeiten, sowie Festigkeitsentwicklungen entfalten auch andere Wärmemengen.

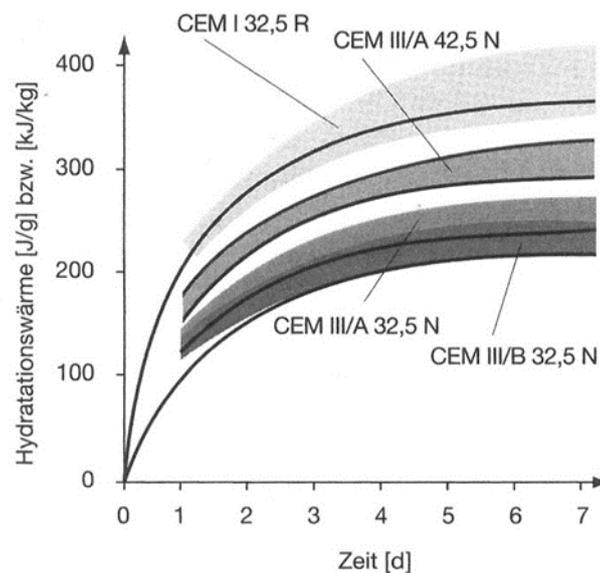


Abbildung 1.1: Hydratationswärme verschiedener Zemente während der ersten 7 Tage unter adiabatischen Bedingungen in kJ/kg.²⁸

Aus dem Verlauf in Abbildung 1.1 ist zum korrekten Ablesen der Wärmemenge Qh der Betrachtungszeitpunkt zu bestimmen. Für sehr dicke Bauteile gilt die Gl. 1.25:

$$h_b > 1,00 \rightarrow t_{maxT} = 0,8 * h_b + 1 \quad (1.25)$$

²⁶ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 146 ff..

²⁷ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 147 f..

²⁸ Abb. entnommen aus VINKELÖE/WEBER (1986) (zit. nach LOHMEYER/EBELING (2013), S. 122).

Für andere Bauteildicken gelten je nach Zementart die Richtwerte aus Tabelle 1.3.

Tabelle 1.3: Beispiele für den Zeitpunkt der maximalen Temperatur nach Einbau des Betons²⁹

Bauteildicke h_b [m]	Zeit [h] zum Erreichen des Temperaturmaximums t_{maxT}		
	CEM III/B 32,5 N-LH	CEM II/A 32,5 R	CEM I 32,5 R
≈ 0,30	≈ 28	≈ 23	≈ 20
≈ 0,40	≈ 30	≈ 25	≈ 22
≈ 0,60	≈ 34	≈ 30	≈ 26
≈ 0,80	≈ 38	≈ 33	≈ 29
≈ 1,00	≈ 42	≈ 36	≈ 32

Da nun die entstehende Wärmemenge zu berechnen ist, muss diese noch durch die spezifische Wärmekapazität des Betons geteilt werden, um die Temperaturerhöhung zu erhalten. In Gl. 1.24 kann C_{c0} mit $2500 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$ angenommen werden.³⁰

Somit ist die Temperaturdifferenz bestimmt und es kann die daraus resultierende Dehnung berechnet werden. Hierzu wird die Gl. 1.22 mit einer zeitabhängigen Wärmedehnzahl $\alpha_{c,T(t)}$ erweitert. Im Eurocode 2 wird vereinfachend die Wärmedehnzahl mit $10 \cdot 10^{-6} \text{ [m/m]}$ angenommen. Der junge Beton weist nachweislich andere Wärmedehnzahlen auf und sollte daher mit korrigierten Werten aus Tabelle 1.4 berechnet werden, um ein auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis zu erhalten.³¹

Tabelle 1.4: Temperaturdehnzahl des jungen Betons zum Zeitpunkt t (nach Tagen) $[1/\text{K}]$ ³²

$t \text{ [d]} =$	$\alpha_{c,T(t)}$
1	$15 \cdot 10^{-6}/\text{K}$
1,5	$14 \cdot 10^{-6}/\text{K}$
2	$13 \cdot 10^{-6}/\text{K}$
3	$12 \cdot 10^{-6}/\text{K}$
28	$10 \cdot 10^{-6}/\text{K}$

Dieser Einfluss der Temperaturdehnung infolge der Hydrationswärme findet bei der Herstellung jedes Betonbauteils statt. Bei rissempfindlichen Bauteilen, wie WU-Gründungsbauteilen, ist eine Rissbreitenbeschränkung für diesen Lastfall vorzusehen.³³

Weiterführende Untersuchungen über den Einfluss der Hydrationswärme auf die Zwangsbeanspruchungen sind unter 4.5 zu finden.

²⁹ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S 145.

³⁰ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 120.

³¹ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 124.

³² Tab. in Anlehnung an LOHMEYER/EBELING (2013), S. 164.

³³ Vgl. MEIER (2012), S. 220.

1.1.3.2 Temperaturdehnungen im fortgeschrittenen Betonalter

Durch die Witterung oder auch die Nutzung kann der Beton eine Erwärmung erfahren. Diese führt unweigerlich zu einer Wärmedehnung, welche zunächst Druckspannungen verursacht. Bei einer Abkühlung der Platte, z.B. im Winter, treten Zugspannungen im Beton auf, welche zur Rissbildung führen können.

Die Dehnung aus dieser Temperaturdifferenz lässt sich gemäß Gl. 1.26 ermitteln.

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_c * \Delta T \quad (1.26)$$

Die später im Endzustand vorliegende mögliche Temperaturdifferenz lässt sich nicht sicher ermitteln. Daher wird je nach Lage des Bauteils eine Abschätzung vorgenommen.

Für außenliegende Bauteile ist die maximal anzunehmende Temperaturdifferenz mit $\Delta T = -52 [K]$ anzunehmen. Für Innenbauteile ist diese deutlich zu reduzieren. In späteren Untersuchungen wird daher als Grundlage für Innenräume eines Kellergeschoss, sowie geschlossener Tiefgaragen mit $\Delta T = -25 [K]$ gerechnet.³⁴

Wenn keine nähere Information vorliegt, wird die Wärmedehnzahl nach dem Eurocode 2 pauschal mit $10 \cdot 10^{-6} [m/m]$ angenommen. Untersuchungen haben dargelegt, dass die Wärmedehnzahlen des Betons je nach Zuschlagsstoffe erheblich schwanken. Richtwerte für diese Temperaturdehnzahlen sind in Tabelle 1.5 angegeben.

Tabelle 1.5. Richtwerte für Temperaturdehnzahlen α_T von Beton³⁵

Gesteinskörnung	Feuchtezustand bei der Prüfung	Temperaturdehnzahlen $\alpha_T [10^{-6}/K]$ von Beton mit einem Zementgehalt von		
		200 kg/m ³	300 kg/m ³	400 kg/m ³
Quarzgestein	wassergesättigt	11,6	11,6	11,6
	lufttrocken	12,7	13,0	13,4
Quarzsand und -kies	wassergesättigt	11,1	11,1	11,2
	lufttrocken	12,2	12,6	13,0
Granit, Gneis, Liparit	wassergesättigt	7,9	8,1	8,3
	lufttrocken	9,1	9,7	10,2
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	wassergesättigt	7,2	7,4	7,6
	lufttrocken	8,5	9,1	9,6
dichter Kalkstein	wassergesättigt	5,4	5,7	6,0
	lufttrocken	6,6	7,2	7,9

Im Mittel schwanken diese Werte um den Normwert von $10 \cdot 10^{-6} [m/m]$, jedoch ist der größte Wert etwa 2,5-mal so groß wieder der kleinstmögliche Wert. Demzufolge sollte

³⁴ Vgl. DIN-FACHBERICHT 101 (2003), S. 133.

³⁵ Tab. entnommen aus WEIGLER/FISCHER/DETLING (1964) (zit. nach LOHMEYER/EBELING (2013), S. 124).

eine genaue Bestimmung der Wärmedehnzahl vorgenommen werden, da diese einen erheblichen Einfluss auf die Wärmedehnung im Endzustand haben kann.³⁶

Bei einem hohen Zementgehalt ($z > 400 \text{ kg/m}^3$) steigt die Wärmedehnzahl weiter an und weist im Mittel einen höheren Wert als $10 \cdot 10^{-6} [m/m]$ auf. Solche Zementgehälter sind für WU-Gründungsbauteile aber nicht geeignet und sollten von daher vermieden werden.³⁷

Die aufgeführten Wärmedehnzahlen beziehen sich auf ein Betonalter von einem Jahr. Für ältere Betone (nach 15 Jahren) können die Wärmedehnzahlen abgemindert werden, was in Tabelle 1.6 dargestellt ist.

Tabelle 1.6: Verringerung $\Delta\alpha_T$ der Temperaturdehnzahlen bei alten Betonen (nach 15 Jahren)³⁸

Zementgehalt [kg/m ³]	Verringerung $\Delta\alpha_T$ [10 ⁻⁶ /K]
200	0,5
300	0,7
400	0,9

Da der zeitliche Moment der Rissbildung nicht ohne weiteres vorhergesagt werden kann, bietet diese Annahme ein Risiko für den Rissbreitennachweis von WU-Gründungsbauteilen. Aus diesem Grund findet eine Minderung der Wärmedehnzahl zunächst nicht statt, solange der Risszeitpunkt nicht mit Sicherheit vorhergesagt werden kann.

1.2 Der Einfluss der Konstruktion auf die Entstehung von Zwangsbeanspruchungen

Die Wahl einer geeigneten Sohlkonstruktion ist bei der Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen von entscheidender Bedeutung. Es muss hierbei auch die Gesamtkonstruktion des Gebäudes berücksichtigt werden. Zunächst sollte es immer das Ziel sein, eine Sohlplatte mit einer möglichst ebenen Unterseite zu planen, damit sich die Betonplatte verformen kann und nicht durch feste Einspannungen, wie z.B. Fundamentbalken, Fahrstuhlunterfahrten o.ä., voll eingespannt wird. Des Weiteren sind planmäßige Setzungen von Stützen oder Einzelfundamenten zu vermeiden. Der allgemeinen Konstruktion der Betonplatte ist keine Zwangsbeanspruchung zuzuordnen, sie beeinflusst jedoch die Schnittgröße der Zwangsbeanspruchung von anderen Zwängen.³⁹

³⁶ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 124.

³⁷ Vgl. MÜLLER/WIENS (2014), S. 54.

³⁸ Tab. entnommen aus DBV (2007) (zit. nach LOHMEYER/EBELING (2013), S. 124).

³⁹ Vgl. MEIER (2012), S. 220 f.; LOHMEYER/EBELING (2013), S.241 ff..

1.2.1 Zwangskräfte in „ebenen“ Gründungsplatten

Ebene Gründungsplatten eignen sich vom Grundsatz her gut für die Herstellung von WU-Gründungsbauteilen, da sie zwangsarm sind und weniger Betonierfugen besitzen, was für WU-Bauteile generell von Vorteil ist.

Der Zwang in Sohlplatten resultiert daraus, dass sich diese Platte aufgrund verschiedener Einflüsse verkürzen will. Bei einer ebenen Unterseite ist diese Verformung unter relativ geringen Zwangsspannungen möglich, weil die Platte nicht mit dem Untergrund verhakt ist und somit ein Gleiten der Platte möglich ist. Dieser Effekt kann in zwei verschiedenen Formen vorkommen. Es bildet sich eine Gleitfuge unter der Bodenplatte oder der Boden unter der Platte erfährt eine Verformung und ermöglicht eine Bewegung. Eine genaue Betrachtung, welcher der beiden Fälle eintritt, wird unter 4.4 untersucht.⁴⁰

1.2.1.1 Zwangskraft infolge der Verschiebung in der Gleitfuge

Durch das Anordnen einer gleitfähigen Schicht unter einer Betonplatte ist die Zwangsbeanspruchung generell zu beeinflussen. Dieser Verformung wird der folgende Ansatz zugrunde gelegt.

Durch die Einwirkung von Zwangseinflüssen wird sich die Betonplatte verkürzen. Auf einer optimalen ebenen Gleitfläche ohne Reibungswiderstand ist dieses auch ohne Zwangsspannungen möglich. Eine derartige Lagerung ist in der Baupraxis nicht realistisch. Daher wird zwischen der Betonplatte und dem Untergrund ein gewisser Widerstand vorhanden sein, welcher überwunden werden muss, um eine Bewegung zu ermöglichen. Dieser Widerstand hängt von der Dicke der Betonplatte, also der Auflast und dem Reibungsbeiwert der Unterkonstruktion ab. Die Reibungsbeiwerte hängen wiederum von der Auflast, also der Bauteildicke ab. Generell wurde festgestellt, dass für dünnere Bodenplatten ($d < 30$ cm) teilweise erheblich größere Reibungsbeiwerte angesetzt werden müssen, als für dickere Bodenplatten ($d > 80$ cm).⁴¹

Darüber hinaus ist die Geometrie der Platte entscheidend. Aus größeren Platten folgt eine größere Zwangskraft. Bei der Gleitbewegung wird angenommen, dass sich die Platte zu ihrem Zentrum hinbewegt, also die halbe Plattenlänge Einfluss auf die Zwangskraft hat. Aus diesem Ansatz folgt, dass dieses Verfahren auf Platten mit einer Vertiefung im Zentrum, beispielsweise einer Fahrstuhlunterfahrt, angewendet werden kann.⁴²

Formelmäßig wird die Zwangskraft nach der Gl. 1.27 und Gl. 1.28 ermittelt.

$$n_{ZW} = \mu_d * (h_c * \gamma_c + q) * \frac{a}{2} \quad (1.27)$$

$$\mu_d = \gamma_R * \mu_0 \quad (1.28)$$

⁴⁰ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 242 f.

⁴¹ Vgl. DAFSTB Heft 555 (2006), S. 29 f..

⁴² Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 173 ff..

Der grundlegende Ansatz von *König/Viet-Tue (1996)* wurde von *Lohmeyer/Ebeling (2012)* um die Auflast aus Verkehrslasten q und einem Sicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert γ_R erweitert. Die Auflast q wurde herangezogen, um einen realitätsnahen Gebrauch der Betonplatte darzustellen und in der Berechnung zu berücksichtigen. Der Sicherheitsbeiwert ist dem Sicherheitskonzept nach Eurocode 1 geschuldet und wird daher zur Aktualisierung der Berechnung mit eingefügt.⁴³

Die zuvor behandelten Einflüsse aus Kriechen/Schwinden und Temperaturverformung haben keinen Einfluss auf die Berechnung der Zwangskraft nach diesem Verfahren. Daher variiert diese Zwangskraft nicht infolge der Einwirkungen oder in Abhängigkeit des Bauteilalters.

Als Gleitschicht wurden verschiedene Ausführungsvarianten getestet und Reibungsbeiwerte festgelegt. In Tabelle 1.7 sind Varianten mit vorgeschlagenen Reibungsbeiwerten hinterlegt. In Zeile 11 und 12 ist mit der vorgeschlagenen Variante eine Zwangskraft gleich null möglich. Es spricht vieles in der Ausführung gegen diese Variante. Aus den in der Abbildung dargestellten Reibungsbeiwerten wird deutlich, dass die Spanne der Reibungsbeiwerte je nach Ausführungsart stark variieren können. Schon der Unterschied einer flügelgeglätteten gegenüber einer makrorau abgezogenen Sauberkeitsschicht ist nicht unerheblich.⁴⁴

⁴³ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 175; KÖNIG/VIET-TUE (1996), S. 38 f..

⁴⁴ Vgl. DAFSTB Heft 555 (2006), S. 30.

Tabelle 1.7: Rechengrößen für Reibungsbeiwerte μ_0 ⁴⁵

Zeile	Unter- konstruktion ¹⁾	Gleitschicht/Trennlage	Reibungs- beiwert μ_0 für 1. Verschiebung
1	grobkörniger Baugrund ohne Sandbettung	keine	1,4 ... 2,1
2	Kies-Sand-Boden- austausch (nicht bindig)	- bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,20$ m - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,80$ m	> 1,4 $\approx 0,9$
3	sandiger Baugrund oder grobkörniger Baugrund mit Sandbettung unter der Sohlplatte	keine	0,9 ... 1,1
4		Noppenbahn ($d \approx 0,6$ mm)	0,8 ... 1,0
5		1 Lage PE-Folie ²⁾	0,5 ... 0,7
6	Sandbett (Dicke 6 bis 10 cm, mittlere Korn- größe 0,35 mm)	keine (Direktauflagerung auf nicht feinkörnigem, bindigem Boden)	0,7
7	Sauberkeits- schicht, abgezogen (makrorau)	dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel	$\approx 0,8$
		2 Lagen PE-Folie ²⁾ : - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,30$ m - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 1,50$ m	$\approx 2,0$ $\approx 1,3$
8	Sauberkeits- schicht mit Flügelglättung	1 Lage PE-Folie ²⁾	0,8 ... 1,4
9		2 Lagen PE-Folie ²⁾	0,6 ... 1,0
10		dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel	$\approx 0,3$
		PTFE-beschichtete Folie ²⁾	0,2 ... 0,5
11	Sauberkeits- schicht	1- bis 2-lagige Bitumen- schweißbahn, stumpf gestoßen: - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,30$ m - bei Dicke Bodenplatte $h_b > 1,00$ m	$\approx 0,45$ $\approx 0,2$
		Bitumenschweißbahn V60 S4 oder S5 ³⁾	0
12		Bitumen B45–B80 ³⁾	0
13	Sicherheitsbeiwert für Reibung		$\gamma_R = 1,35$
14	Bemessungswert der Reibung		$\mu_d = \gamma_R \cdot \mu_0$

In späteren Berechnungen finden nur Ausführungsvarianten der Tabelle 1.7 gemäß Zeile 2, 6, 7 und 10 Einfluss. Diese Ausführungsvarianten sind in den Bedingungen der horizontalen Lagerung von Gründungsplatten im Heft 555 des *DAfStb* angeführt. Und werden daher in Bezug auf WU-Gründungsbauteile als empfohlen angenommen, dadurch soll die Glaubwürdigkeit der anderen Werte nicht gemindert werden.⁴⁶

⁴⁵ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 174.

⁴⁶ Vgl. *DAfStb* Heft 555 (2006), S. 29 f..

1.2.1.2 Bodenverformung unter der Betonplatte

Die Nachgiebigkeit des Bodens kann auch eine Rolle spielen. Bei diesem Prozess gleitet die Bodenplatte nicht auf einer Gleitfuge, sondern kann sich aufgrund der Umlagerung von Bodenteilchen verformen. Dies kann vor allem bei sehr massiven Gründungsplatten von Bedeutung sein. Es ist generell bekannt, dass mit ansteigender Plattendicke, sowie auch größer werdendem Elastizitätsmodul, die Zwangskraft in der Betonplatte steigt. Diese Zwangskraft führt auch zu Verformungen im Boden, womit die eigentliche Zwangskraft aus der Betonplatte abgebaut wird, da sich diese bedingt verformen kann. Bei diesem Ansatz versagt der Baugrund in gewisser Hinsicht, weil die Bodenteilchen umgelagert werden und eine horizontale Verformung begünstigt wird.⁴⁷

Dieses Verfahren darf nur bei Betonplatten angewendet werden, die eine ebene Unterseite besitzen und sich demnach verformen können. Zur Berechnung der Zwangskraft nach diesem Ansatz werden die Verformungseigenschaften der einzelnen Systemkomponenten Betonplatte, Unterbeton und Boden herangezogen, was nach den Gl. 1.29 bis Gl. 1.30c im Formelapparat berücksichtigt wird.

$$n_{zw} = \frac{-C_u * b * (\varepsilon_{cb} - \varepsilon_{ccu}) - C_e * \varepsilon_{cb}}{1 + \frac{C_u}{C_b} + \frac{C_e}{C_b * b}} / b \quad (1.29)$$

$$C_b = h * E_{cm} \quad (1.30a)$$

$$C_u = h_u * E_{cmu} \quad (1.30b)$$

$$C_e = \left(0,5 * h_e * b + \frac{\pi}{6} * h_e^2 \right) * E_s / b \quad (1.30c)$$

In diesem Ansatz findet die Verformung des Betons aus den oben unter 1.1.1 bis 1.1.3 genannten Ursachen Einfluss. Über das Bauteilalter gesehen, finden je nach Betrachtungszeitpunkt unterschiedliche Einflüsse für diese Berechnung Einfluss. Daher ist diese Berechnung zum jeweiligen Betrachtungszeitpunkt durchzuführen.

1.2.2 Zwangskräfte in „unebenen“ Gründungsplatten

Als unebene Gründungsplatten gelten Betonplatten mit tieferliegenden Fundamentbalken oder auch mehreren Fahrstuhlunterfahrten, sowie Pumpensäpfe. Auch ebene Betonplatten mit angeschlossenen Pfählen einer Tiefengründung, welche nicht weich gelagert sind, werden als unebene Gründungsplatten definiert.

⁴⁷ Vgl. KÖNIG/VIET-TUE (1996), S. 39.

Der Abbau von Zwangsbeanspruchung durch eine Verformung des Bauteils ist bei diesen Plattenarten nicht rissfrei möglich. Durch ihre Einspannung an den Vertiefungen wirken diese wie Fixpunkte. Die Verkürzung des Bauteils kann somit nur durch die Bildung von Rissen ermöglicht werden, sobald der Widerstand der Betonzugfestigkeit überschritten ist.⁴⁸

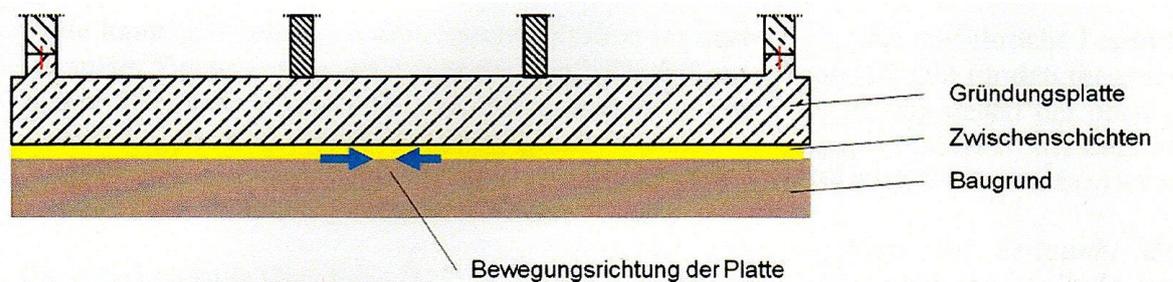


Abbildung 1.2: Ebene Gründungsplatte mit herabgesetzten Zwangsspannungen durch Verzahnung⁴⁹

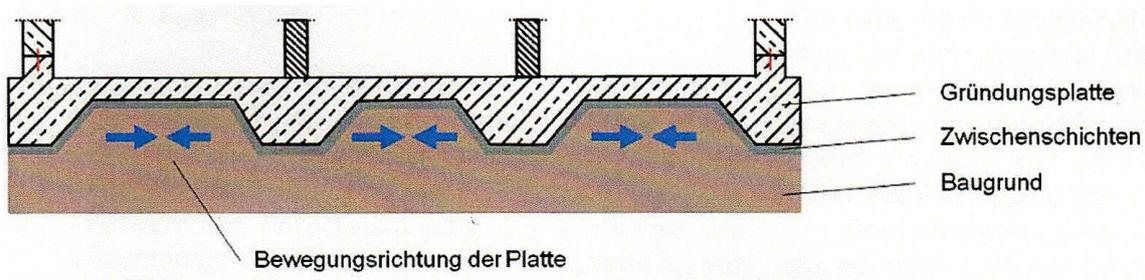


Abbildung 1.3: Unebene Gründungsplattenuntersicht mit erhöhten Zwangsspannungen durch Verzahnung⁵⁰

Oft werden in der Baupraxis schmale Sohlplatten mit angeformten Fundamentbalken aufgrund der Ersparnis von Beton hergestellt, um somit vermeintlich auch die Kosten für die Herstellung zu senken. Dieser Ansatz ist nicht richtig und bedarf der Kontrolle. Aufgrund dieser Konstruktion kann es von Nöten sein im Vergleich zur durchgehenden Platte mehr Bewehrung einzubauen, um die Rissbreiten auf ein erträgliches Maß zu reduzieren, was zu Mehrkosten führt. Die Abbildungen 1.2 & 1.3 zeigen die angesprochene Thematik, bei gleichem Grundriss ist die Verformbarkeit in Abbildung 1.2 besser gegeben. Ob dies auch die wirtschaftlichere Lösung ist, bedarf einer genauen Kontrolle. Sie bietet jedoch unter dem Gesichtspunkt der Zwangsreduzierung die bessere Lösung.⁵¹

Auch tiefergehende Bauteile, welche nicht aus statischen, sondern aus Gründen der Nutzung nötig sind, führen zur Einspannung der Gründungsplatte. Dabei wird es zwischen diesen Bauteilen zur Rissbildung kommen, sobald eine gewisse Dehnung erreicht wird,

⁴⁸ Vgl. MEIER (2012), S. 220 f.

⁴⁹ Abb. entnommen aus MEIER (2012), S. 221.

⁵⁰ Abb. entnommen aus MEIER (2012), S. 221.

⁵¹ Vgl. MEIER (2012), S. 221

weil sich diese nicht ausreichend verformen können. Schematisch wird dies in Abbildung 1.4 dargestellt.

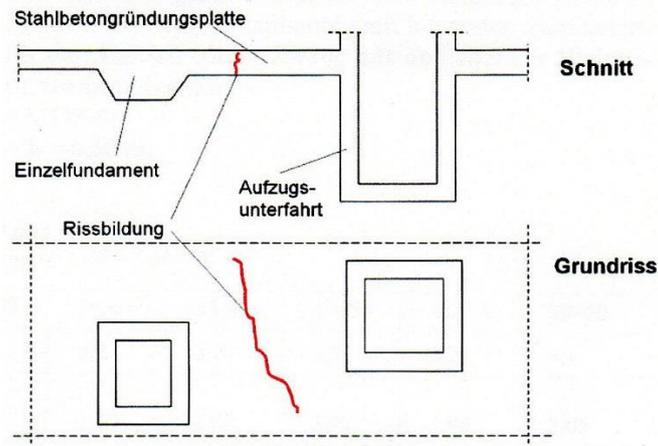


Abbildung 1.4: Schematisierte Rissbildung zwischen Fixpunkten einer Stahlbetongründungsplatte⁵²

Bei nur vereinzelt vorkommenden Vertiefungen scheint es nicht sinnvoll die Konstruktion zu ändern um eine solche Einspannung zu verhindern. Bei stark strukturierten Sohlplatten sollte überlegt werden, ob eine durchgehende Sohlplatte mit Auffüllungen (siehe Abb. 1.5 c) auch zum Erfolg führen kann.

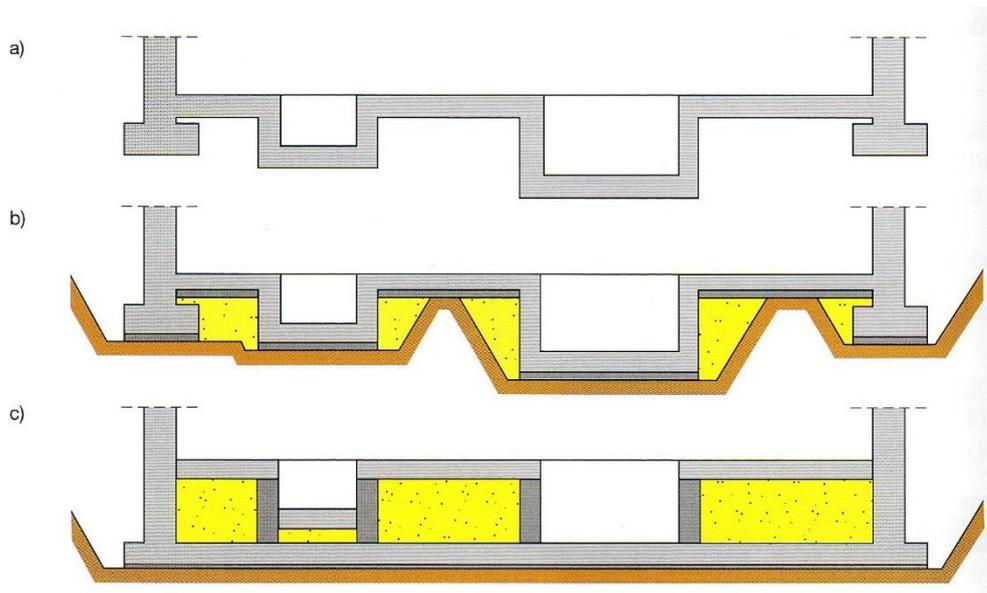


Abbildung 1.5: Vertikalschnitt durch eine Bauwerkssohle mit Schächten und Kanälen; a) geplante Bauwerkssohle mit verschiedenen Höhenlagen für Schächte, Kanäle, Streifenfundamente und Sohlplatte; b) bei der Ausführung müssen Betonierabschnitte in mindestens fünf zeitlich getrennte Arbeitsgänge zerlegt werden, wodurch viele Betonierfugen entstehen; c) einfachere und sichere

⁵² Abb. entnommen aus MEIER (2012), S. 221.

Ausführung durch Herunterziehen der Bauwerkssohle auf die untere Ebene mit Einbauten für Kanäle und Schächte (Sohle und Wände können in einem Arbeitsgang hergestellt werden).⁵³

Gesehen auf die Zwangsbeanspruchung ist die Konstruktion von unebenen Gründungsplatten als schlecht anzusehen, weil keine Zwangsspannungen durch die Verformbarkeit der Bauteile abgebaut werden können. Diese Konstruktionen bieten ein hohes Rissrisiko und benötigen daher eine, im Vergleich zur ebenen Bodenplatte bei gleichen Parametern, größere Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbeschränkung. Darüber hinaus bieten die aufgehenden Wände der Fahrstuhlunterfahrten und Schächte auf der Sohlplatte immer ein Risiko. Wie in Abb. 1.5 a dargestellt müssen auch diese als WU-Stahlbetonbauteile bemessen werden, daher wird hierzu eine Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite notwendig sein. Durch die Betonierabschnitte müssen auch die Fugen entsprechend abgedichtet werden. All diese Fugen und einzelnen Betonierabschnitte bergen ein gewisses Risiko in der Herstellung, was sich in den Herstellkosten widerspiegeln kann. Während bei der Bauweise in Abb. 1.5 c lediglich die Sohlplatte, sowie die aufgehenden Außenwände als WU-Betonbauteil bemessen werden müssen. Wenn keine gestalterischen Vorraussetzungen an die Fahrstuhlunterfahrt, sowie der Schächte zugrunde gelegt wird, kann bei diesen Bauteilen im Vergleich zur WU-Bauweise an Bewehrung gespart werden, da hier nun Risse in größeren Rissklassen hinnehmbar sind. Ob eine solche Ausführung immer die wirtschaftlichere Variante ist, kann und soll an dieser Stelle nicht beantwortet werden.⁵⁴

Des Weiteren sind Versprünge und Querschnittsänderungen stets zu vermeiden, da diese zu sogenannten Kerbspannungen führen, wenn sich die Bauteile verformen. Es sollte geprüft werden, ob diese Versprünge einerseits vermeidbar sind oder beweglich ausgeführt werden können, indem eine Dehnfuge angeordnet wird. Die mögliche Rissbildung solcher Konstruktionen ist in Abbildung 1.6 dargestellt.⁵⁵

⁵³ Abb. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 248.

⁵⁴ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 248 f.

⁵⁵ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 215 f.

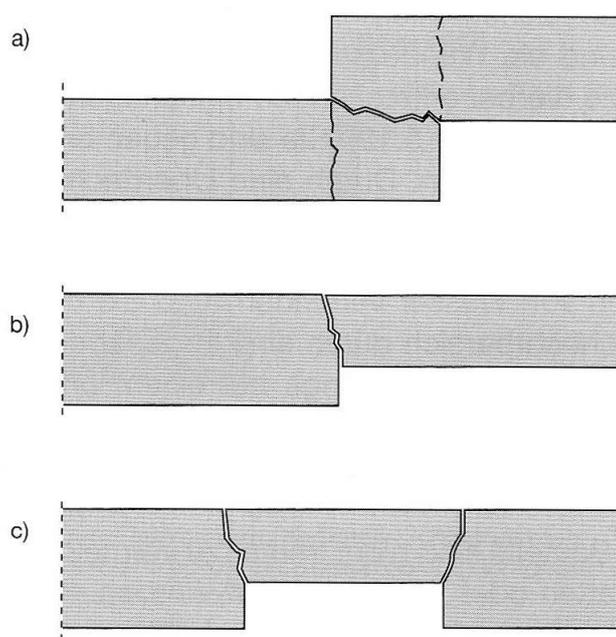


Abbildung 1.6: Querschnittsveränderungen erzeugen Zwangsspannungen an einspringenden Ecken: Kerbspannung = Risse; a) Sohlplatten- oder Wandversprung; b) Änderungen der Wanddicke; c) Nische in der Wand⁵⁶

Auf die Ermittlung der Zwangskraft hat die Dehnung, welcher der Beton aus verschiedenen Einflüssen erfährt, direkten Einfluss. Zur Bestimmung ist folgender Formelapparat, bestehend aus den Gl. 1.31 und Gl. 1.32, anzuwenden.

$$n_{ZW} = k * \varepsilon * E_{cm} * A_{ct} \quad (1.31)$$

$$k = \frac{1}{1 + E_{cm} * A_{ct} * \frac{1}{E_{cmu} * A_{cu} + 0,25 * a * E_s}} \quad (1.32)$$

Mit dem Korrekturfaktor k wird die elastische Verformbarkeit der Bodenplatte berücksichtigt. Diese Eigenschaft bleibt der Bodenplatte trotz Einspannung in einer gewissen Höhe erhalten.⁵⁷

1.2.3 Anordnung von Fugen

Bei sehr großen Sohlplatten, bzw. stark strukturierten Sohlplatten kann es durchaus sinnvoll sein Dehnfugen anzuordnen. Dadurch kann vor allem bei unebenen Gründungsplatten die Verformbarkeit erhalten bleiben. Ein Beispiel bietet die Abbildung 1.7. Unter dem Gesichtspunkt der Wasserundurchlässigkeit müssen diese

⁵⁶ Abb. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 215.

⁵⁷ Vgl. GUNKLER/BECKE (2002), S. 3 ff..

Dehnfugen richtig ausgeführt und dimensioniert sein. Der Tragwerksplaner hat die Auswirkungen aus der Anordnung von Dehnfugen auf die Gesamtkonstruktion des Bauwerks zu beachten.⁵⁸

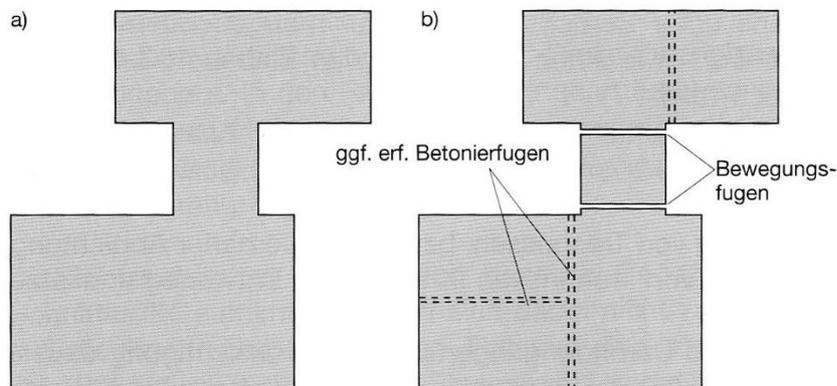


Abbildung 1.7: Grundriss eines gegliederten Gebäudes; a) Die Herstellung des gesamten Bauwerks ohne Fugen ist problematisch; c) Aufteilung in rechteckige Teilflächen durch Bewegungsfugen, evtl. weitere Unterteilung zu großer Baukörper durch Betonierfugen bzw. Arbeitsfugen⁵⁹

Es gibt verschiedene Möglichkeiten diese Dehnfugen auszubilden. Je nach Fabrikat und Art der Abdichtung ist hier zu beachten, welchen hydrostatischen Druck diese aufnehmen können. Also ob diese Abdichtung überhaupt ausreichend dimensioniert ist. Darüber hinaus ist die zu erwartende Verformung im Bereich der Dehnfuge zu ermitteln. Die aufzunehmende Verformung von Dehnfugen ist je Art der Abdichtung auf einen bestimmten Wert begrenzt. Diese Aufnahme von Verformungen ist unabhängig vom Bauteilalter.⁶⁰

Wie in Abbildung 1.7 gezeigt, können größere Platten in Betonierabschnitte unterteilt werden. Die so entstandenen Betonierfugen sind aufgrund ihres Verbundverhaltens aus statischer Sicht keine Schwachstelle im Sinne der Kraftübertragung direkten Einwirkungen. An diesen Stellen ist durch das gestörte Betongefüge eine Schwachstelle in Bezug auf das Rissrisiko vorhanden. Damit diese Fugen korrekt abgedichtet werden, sind geeignete Maßnahmen zur Fugenabdichtung zu wählen. Diese sind nicht als Dehnfuge anzusehen. Durch eine Schwächung des Querschnitts kann eine Rissbildung an solchen Fugen durch Sollrissquerschnitte gezielt hervorgerufen werden. Daraus ergibt sich der Vorteil, dass durch den Einbau eines Fugenbands o.ä. und der Schwächung des Querschnitts eine Rissbildung gezielt hervorzurufen ist. Durch das eingebaute Fugenband kann dieser Riss effektiv abgedichtet werden. Es ist an diesen Stellen keine zusätzliche Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung notwendig.⁶¹

⁵⁸ Vgl. HOHMANN (2009), S. 15 ff..

⁵⁹ Abb. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 207.

⁶⁰ Vgl. HOHMANN (2009), S. 37.

⁶¹ Vgl. HOHMANN (2009), S. 38 ff..

1.2.4 Entwurfsgrundsätze

WU-Bauwerke aus Stahlbeton sind technisch anspruchsvolle Bauwerke, welche auch sorgfältig und durchdacht geplant werden sollten. Hierzu ist es sinnvoll zunächst zu betrachten wie das Bauwerk beansprucht und auch später genutzt werden soll. Wenn diese Einflussgrößen festgelegt sind, muss ein Entwurfsgrundsatz gewählt werden, nach dem das Bauwerk geplant und auch realisiert wird. Für die Planung relevante Klassifizierungen werden nachfolgend dargestellt.

1.2.4.1 Klasse der Beanspruchung

Bei der Planung einer weißen Wanne, also einem wasserundurchlässigem Bauwerk aus Beton, ist es notwendig vorab die Art der Beanspruchung festzulegen. Hierzu ist die Kenntnis des Grundwasserstandes und der allgemeinen Bodenkennwerte erforderlich. Eine solche Untersuchung obliegt einem Geotechniker und muss einer solchen Genauigkeit entsprechen, dass er eine Klassifizierung mithilfe der Tabelle 1.8 vornehmen kann.⁶²

Tabelle 1.8: Klassen der Beanspruchungsart⁶³

Beanspruchungsklasse BK	Klassenbezeichnung	Art der Beanspruchung
BK1 ¹⁾ Druckwasser	BK1-dW	drückendes Grundwasser (dW) (Wasser übt hydrostatischen Druck auf das Bauteil aus)
	BK1-ndW	nichtdrückendes Wasser (ndW) (Wasser auf horizontalen Flächen)
	BK1-zaS	zeitweise aufstauendes Sickerwasser (zaS) (Einbindetiefe in wenig durchlässigem Boden ohne Dränung)
BK2 Feuchte	BK2-nsS	nichtstauendes Sickerwasser (nsS) (Voraussetzung: Wassereinsickerung bei sehr stark durchlässigem Boden [$k_f \geq 10^{-4}$ m/s] ohne Aufstau oder Wasserabführung durch Dränung bei wenig durchlässigem Boden)
	BK2-Bf	Bodenfeuchte (Bf) (kapillar im Boden gebundenes Wasser)
Bemessungswasserstand ²⁾	BWS	Angabe der Höhe des höchsten planmäßigen Wasserstands, der sich innerhalb der vorgesehenen Nutzungsdauer aus zu erwartendem Grundwasser, Schichtenwasser oder Hochwasser ergibt. ³⁾

¹⁾ Für die Beanspruchungsklasse BK1 ist vom Geotechniker stets eine chemische Analyse von Wasser/Baugrund nach DIN 4030 durchzuführen und anzugeben, ob eine aggressive chemische Umgebung vorliegt mit notwendiger Zuordnung in die Expositionsklasse XA nach Tafel 3.3.

²⁾ Die Feststellung soll unter Berücksichtigung langjähriger Beobachtungen und zu erwartender zukünftiger Gegebenheiten erfolgen.

³⁾ Entsprechend den Erläuterungen zur WU-Richtlinie [R7] sollte der Bemessungswasserstand je nach Genauigkeit der Informationen bereits einen angemessenen Sicherheitszuschlag enthalten. Die Autoren empfehlen, diesen Sicherheitszuschlag mit mindestens 30 cm anzunehmen.

⁶² Vgl. DAFSTB Heft 555 (2006), S. 9; LOHMEYER/EBELING (2013), S. 20 f.

⁶³ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 20.

1.2.4.2 Klasse der Nutzungsart

Im Hinblick auf die vielen verschiedenen Arten von Gebäuden und deren Nutzung gibt es auch verschiedene Ansprüche an die Nutzung von WU-Bauwerken. Für einen Wohnhaus-Keller gelten hier zum Beispiel höhere Ansprüche, als für ein Industriebecken. Die Nutzungsklassen und ihre Anforderungen sind in der Tabelle 1.9 aufgeführt.⁶⁴

Tabelle 1.9: Nutzungsklassen mit Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit und die Bauteiloberfläche sowie ggf. zusätzliche Maßnahmen⁶⁵

Nutzungsklasse (NK, Beispiel für Nutzungsart)	Klassenbezeichnung	Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit und die Bauteiloberfläche	Unterklasse für hochwertige Raumnutzungen ³⁾	Kurzerläuterung der Unterklasse mit hochwertiger Raumnutzung ³⁾	Zusätzliche Maßnahmen für trockenes Raumklima, keine Tauwasserbildung
Nutzungsklasse A (z.B. Wohnhauskeller)	NK-A	– Feuchtetransport in flüssiger Form unzulässig – Feuchtstellen als Folge von Wasserdurchtritt auf der Bauteiloberfläche unzulässig ¹⁾	NK-A _a	anspruchsvoll	– raumklimatische Maßnahmen (z.B. Heizung, Lüftung zur Abführung der Baufeuchte)
			NK-A _n	normal	
			NK-A _e	einfach	– bauphysikalische Maßnahmen (z.B. Wärmeschutz)
			NK-A _u	untergeordnet	
Nutzungsklasse B (z.B. Behälter)	NK-B	– Feuchtetransport in flüssiger Form im Bereich von Trennrissen, Sollrissquerschnitten, Fugen und Arbeitsfugen in begrenztem Maße zulässig ²⁾ – Entstehende Feuchtstellen mit Dunkelverfärbungen, ggf. auch Wasserperlenbildung zulässig			
„freie“ Klasse	NK-F	Von Nutzungsklasse NK-A bzw. NK-B abweichende Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit sind im Bauvertrag oder in den Entwurfsunterlagen zu regeln.			

¹⁾ Nachweismöglichkeit mit „Löschblatttest“: Ein lose auf die Betonoberfläche aufgelegtes Löschblatt oder auch saugfähiges Zeitungspapier darf keine Dunkelverfärbungen durch Feuchtigkeitsaufnahme zeigen.

²⁾ Für temporär durchfeuchtende Risse, die sich durch Selbstheilung selbsttätig abdichten sollen (Abschnitt 4.7), ist der Zeitpunkt für das Ende dieser Selbstheilung mit den Nutzungsanforderungen, die der Bauherr an das Bauwerk stellt, zu vereinbaren.

³⁾ Eine ausführliche Beschreibung der Unterklassen für hochwertige Raumnutzungen mit verschiedenen Nutzungsansprüchen enthält Tafel 5.1.

⁶⁴ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 21 f.

⁶⁵ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 21.

1.2.4.3 Klasse des Entwurfsgrundsatzes

Vom Ansatz her sind Risse in WU-Baukörpern generell zu vermeiden. Dies ist jedoch nicht immer möglich. Daher müssen Entwurfsgrundsätze gewählt werden, wie der Rissbildung entgegengewirkt wird und das Bauwerk trotzdem wasserundurchlässig ist. Die Tabelle 1.10 zeigt die verschiedenen Grundsätze und deren Anwendungsbereiche.⁶⁶

Tabelle 1.10: Klassen der Entwurfsgrundsätze⁶⁷

Entwurfsgrundsatz	Klassenbezeichnung	Aufgabe/Bauweise	Voraussetzungen/Anwendung
Rissvermeidung	E-RV	Rissvermeidung durch bautechnische Maßnahmen (Bauweise zur Vermeidung von Trennrissen)	geringe Last- und Zwangeinwirkungen, bei denen die Zugbeanspruchung unter der Zugfestigkeit des Betons bleibt (Abschnitt 5.5)
			geeignet für alle Beanspruchungs- und Nutzungsklassen
Rissbreitenbegrenzung ohne Selbstheilung	E-RB	Trennrisse mit Rissbreitenbegrenzung (Bauweise mit Trennrissen begrenzter Rissbreite)	Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite in Abhängigkeit von der Nutzungsklasse (Abschnitt 5.6)
			geeignet für Beanspruchungsklasse BK2
Rissbreitenbegrenzung mit Selbstheilung	E-RS	Trennrisse mit Selbstheilung (Bauweise mit Trennrissen begrenzter Breite für Druckgefälle nach Tafel 4.13)	Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite; die Selbstheilung des Betons kann genutzt werden, wobei vorübergehende Undichtheiten hinnehmbar sind (Abschnitt 5.6).
			geeignet für Beanspruchungsklasse BK1-dW
Trennrisse mit Abdichtung	E-RA	Risse mit Abdichtung (Bauweise mit zugelassenen Trennrissen in Kombination mit planerisch festgelegten Dichtmaßnahmen)	Für die Abdichtung der Risse müssen die Innenbereiche der Außenbauteile frei zugänglich bleiben (Abschnitt 5.7).
			geeignet für alle Beanspruchungs- und Nutzungsklassen

⁶⁶ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 22 f.

⁶⁷ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 22.

1.2.4.4 Klasse der Rissbreite

Nachdem eine Klassifizierung der vorgenannten Aspekte vorgenommen wurde, kann nun eine Rissklasse festgelegt werden. Diese beschreibt die Rissbreite, welche infolge von Zwangsbeanspruchungen zulässig ist und hat somit direkten Einfluss auf die Menge der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung. Auf die Größe der Zwangskraft hat diese keinen Einfluss. In Tabelle 1.11 sind die Rissklassen, sowie deren Zuordnung wiedergegeben.⁶⁸

Tabelle 1.11: Klassen für Rissbreiten bei Weißen Wannen und Bedeutung für ihre Anwendung⁶⁹

Rechnerische Rissbreite w_k [mm]	Klassenbezeichnung für Rissbreiten w Rissklasse RW	Maximal zulässige Überschreitungsmenge, die sich aus Rissformeln ergibt ÜM ¹⁾ [%]	Bedeutung und Anwendung für Weiße Wannen
0,0	RW0	–	– Entwurfsgrundsatz E-RV (Tafel 1.2)
0,10	RW10	30	– Anwendung für Entwurfsgrundsatz E-RS „Bauweise mit Trennrissen begrenzter Breite mit Selbstheilung für Druckgefälle nach WU-Richtlinie“ nach Abschnitt 5.3.1 bzw. 5.6 und Tafel 4.13
0,15	RW15	25	
0,20	RW20	20	– Anwendung für Entwurfsgrundsatz E-RB nur für Beanspruchungsklasse BK2 – RW20 zulässig als Rechenwert für Wände bei Beanspruchungsklasse BK2
0,25	RW25	15	– Diese beiden Rissklassen leisten nur Korrosionsschutz der Bewehrung. – keine Selbstheilung von Rissen im Beton möglich
0,30	RW30	10	– Anwendung bei Beanspruchungsklasse BK1 nur mit Entwurfsgrundsatz E-RA „Bauweise mit zugelassenen Trennrissen in Kombination mit planerisch festgelegten Dichtmaßnahmen“ nach Abschnitt 5.3.1 bzw. 5.7 und nur mit besonderer fachlicher Aufklärung und Zustimmung des Bauherrn – Anwendung bei BK2 mit E-RB nur für Sohlplatten mit RW30 als zulässigem Rechenwert – Rissklasse RW30 ungeeignet für direkt befahrene Sohlplatten oder Decken
0,35	RW35	7,5	nur geeignet in Sonderfällen mit Abdichtung der Risse nach Entwurfsgrundsatz E-RA
0,40	RW40	5	

¹⁾ Nach DBV-Merkblatt „Begrenzung der Rissbildung in Stahlbeton- und Spannbetonbau“ [M1]

Bei dem Ansatz der Selbstheilung des Betons ist die Rissklasse gesondert festzulegen. Diese hängt hierbei vor allem vom Druckgefälle ab. Die Zuordnung der Rissklasse ist in Tabelle 1.12 dargestellt. Die Auswirkungen auf die Bewehrungsmenge wird unter 4.8 untersucht.

⁶⁸ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 23 f.

⁶⁹ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 24.

Tabelle 1.12: Trennrissbreiten als Rechenwerte w_k zur Nutzung der Selbstheilung von Rissen im Beton⁷⁰

1	2	3	4
Druckgefälle $i = h_w / h_b$ ¹⁾			
nach Empfehlungen Lohmeyer [L46] für eine Abdichtung der Risse durch Selbstheilung [m/m]	nach WU-Richtlinie [R7] für eine Begrenzung des Wasserdurchtritts durch Selbstheilung [m/m]	Rissbreiten als Rechenwert w_k ²⁾ [mm]	Rissklasse nach Tafel 1.4
$\leq 2,5$ ≤ 5 ≤ 10 ³⁾	≤ 10 ≤ 15 ≤ 25	$\leq 0,20$ $\leq 0,15$ $\leq 0,10$	RW20 RW15 RW10

¹⁾ h_w = Druckhöhe des Wassers [m]; h_b = Bauteildicke [m]

²⁾ Angreifendes Wasser mit kalklösender Kohlensäure $\text{CO}_2 > 40 \text{ mg/l}$ und saures Wasser mit pH-Wert unter 5,5 kann keine Selbstheilung der Risse im Beton bewirken.

³⁾ Druckverhältnisse $h_w / h_b > 10$ erfordern noch kleinere Rissbreiten, die jedoch bewehrungsmäßig kaum ausführbar sind.

1.2.4.5 Klasse der Einwirkungen

Bei der Bemessung von WU-Bauteilen aus Stahlbeton bietet es sich an die Einwirkungen, welche berücksichtigt werden, in Einwirkungsklassen zu differenzieren. Damit wird sofort für alle Beteiligten deutlich, welche Zustände in der Bemessung berücksichtigt worden sind und welche nicht. Zudem bieten die Einwirkungsklassen in Tabelle 1.13 einen guten Überblick darüber, unter welchen Zuständen Zwangsspannungen im Bauteil entstehen können.⁷¹

Tabelle 1.13: Einwirkungsklassen⁷²

Einwirkung	Klassenbezeichnung	Beispiele für die Anwendung
Bauzustand (BZ)	EK-BZ	Belastungen durch Baubetrieb, Temperaturunterschiede, Sonneneinstrahlung
früher Zwang (FZ)	EK-FZ	Abfließen der Hydratationswärme in den ersten Tagen
später Zwang (SZ)	EK-SZ	Schwinden des Betons, z.B. bei von außen gedämmten Konstruktionen
Temperatur (T)	EK-T	Temperaturspannungen durch betriebsbedingte Wärme-, Hitze- oder Kältebeaufschlagung, z.B. bei belüfteten Tiefgaragen, Becken, Behältern
Auftrieb (A)	EK-A	Becken, Behälter oder Keller mit geringer Auflast im Druckwasser (BK1)
Flüssigkeitsdruck (F)	EK-F	Wasserdruck bei Kellern, Flüssigkeitsdruck bei Becken, Behältern
Setzungen (S)	EK-S	unterschiedlicher Baugrund, insbesondere bei großflächigen Wannen
Verkehr (V)	EK-V	Belastungen durch Fahrverkehr, z.B. Pkw, Lkw, Stapler, Sonderfahrzeuge

⁷⁰ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 193.

⁷¹ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 27.

⁷² Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 27.

1.3 aus der Nutzung

Jedes Bauwerk besitzt verschiedene Nutzungsansprüche. Somit können besondere Nutzungen auch besondere Belastungen für das Bauwerk hervorrufen. Bezogen auf die Zwangsbeanspruchungen ist die Temperatureinwirkung mit besonderer Aufmerksamkeit zu betrachten.

Für gewöhnliche Hochbauten wurde unter 1.1.3.2 eine Empfehlung gegeben, mit welchen Temperaturschwankungen zu rechnen ist. Bei Industriebauten ist die Nutzung der späteren Räumlichkeiten gesondert zu betrachten. Es ist mit teilweisen extremen Temperaturbelastungen zu rechnen. Kritisch anzusehen ist dabei auch der plötzliche Wechsel von Temperaturen. Solche Einwirkungen sollten gesondert betrachtet werden und in der Nachweisführung zur Rissbreitenbeschränkung Einfluss finden.

Darüber hinaus sind eventuell auftretende Bauzustände zu betrachten. Wird z.B. eine Betonplatte als späterer Kellerraum dienen, kann die spätere Temperaturschwankung als gering eingestuft werden. Wird die Betonplatte im Sommer hergestellt und erfährt aufgrund des noch nicht geschlossenen Baus einer Frosteinwirkung im Winter, ist der angesetzte Temperatureinfluss gegebenenfalls als zu gering angesetzt. Solche Zustände sind vor der Herstellung zu berücksichtigen oder mit geeigneten Maßnahmen zu verhindern.⁷³

⁷³ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 27.

2 RISSBREITENBESCHRÄNKUNG

Aus den vorigen Kapiteln ist bekannt, dass der Beton unter Zwangsbeanspruchungen ein nicht unerhebliches Rissrisiko erfährt. Bei WU-Gründungsbauteilen, welche hier untersucht werden, ist es notwendig, die zu erwartenden Risse auf ein gewisses Maß zu reduzieren, um die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion aufrecht zu erhalten. Damit dieses konstruktiv umgesetzt werden kann, wird eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingelegt. Der Ablauf der Bemessung dieser Bewehrung und der Nachweis der rechnerischen Rissbreite werden nachfolgend erläutert. Um eine Bewertung der Einflüsse von Zwangsbeanspruchungen durchzuführen muss auch die Rissbreitenbegrenzung betrachtet werden.

2.1 Dimensionierung der Bewehrung und Nachweis der Rissbreite

Im Eurocode 2 sind zwei Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Rissbreite wiedergegeben. Nachfolgend wird das Modell der direkten Berechnung der Rissbreite verwendet.

Der Ansatz der Berechnung zur Rissbreite liegt im Grunde darin, dass die Rissbreite w_k das Produkt aus dem Rissabstand s_r und der Dehnungsdifferenz zwischen dem Beton ε_c und der Bewehrung ε_s darstellt.⁷⁴

Dafür wird folgender Formelansatz, bestehend aus den Gl. 2.1 bis 2.3, zugrunde gelegt.

$$w_k = s_{r, \max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.1)$$

$$s_{r, \max} = \frac{\varnothing_s}{3,6 * \rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s * \varnothing_s}{3,6 * f_{ct, eff}} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - (k_t * f_{ct, eff} / \rho_{eff}) * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_s} \\ &\geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \end{aligned} \quad (2.3)$$

Der dargestellte Formelapparat entstammt dem Eurocode 2. Der Korrekturfaktor für die Dauer der Lasteinwirkung k_t in Gl 2.3 kann für Zwangsbeanspruchungen generell mit 0,4 angenommen werden, da es sich hierbei in der Regel um langfristige Lasteinwirkungen handelt und nur in nachgewiesenen Sonderfällen, wie z.B. der Lastfall Anprall, abgeändert

⁷⁴ Vgl. FINGERLOOS/HEGGER/ZILCH (2012), S. 298.

werden darf. Dieser Korrekturwert bewertet den Einfluss des Verbundkriechens der Bewehrung, was bei lang andauernden Belastungen nicht zu vernachlässigen ist.⁷⁵

$$\rho_{eff} = \frac{a_{s,vorh}}{a_{ct,eff}} \quad (2.4)$$

$$\alpha_e = \frac{E_{St}}{E_{cm}} \quad (2.5)$$

Zur Berechnung der Rissbreite wird des Weiteren das Verhältnis der vorhandenen Querschnittsfläche $a_{s,vorh}$ der Bewehrung zur effektiven Betonzugfläche $a_{ct,eff}$ benötigt, was in Gl. 2.4 gezeigt wird. Die Problematik ist, dass die Kenntnis eines Bewehrungsquerschnitts benötigt wird, welcher bis hierhin nicht berechnet wurde. Von daher können hier nur Querschnitte angenommen und dann kontrolliert werden.

In Gl. 2.5 wird das Verhältnis der Elastizitätsmodule des Bewehrungsstahls gegenüber dem Beton berechnet.

Demnach kann die Berechnung der Rissbreite nach zwei Varianten erfolgen, der Kontrolle einer bereits gewählten Bewehrung oder der iterativen Näherung des Ergebnisses, bei dem immer wieder eine Bewehrung gewählt und diese kontrolliert wird.

Diese Vorgehensweisen sind zeitaufwendig und führen nicht zu genauen Ergebnissen, daher entwickelte *Lohmeyer/Ebeling (2013)* den Formelapparat in Gl. 2.6.

$$a_s = \sqrt{\frac{\phi_s * a_{ct,eff}}{3,6 * w_k * E_s}} * (n_s - 0,4 * n_{cr}) \quad (2.6)$$

Bei dieser Berechnung wird direkt eine Bewehrungsmenge unter Berücksichtigung eines gewählten Stabdurchmessers berechnet. Die Gl. 2.6 resultiert aus der Herleitung von den Gl. 2.1 bis Gl. 2.3. Hierbei wird eine Ungenauigkeit in Kauf genommen. Der Term $1 + \alpha_e * \rho_{eff}$ aus Gl. 2.3 wird gleich 1 [-] gesetzt und somit eliminiert. Dieser Term berücksichtigt unter anderem auch den gewählten Bewehrungsquerschnitt. Das so berechnete Ergebnis und die daraus getroffene Bewehrungswahl muss aufgrund der Ungenauigkeit nochmals mit dem Formelapparat aus dem Eurocode 2 (Gl. 2.1 bis Gl. 2.3) überprüft werden und gegebenenfalls angepasst werden.⁷⁶

Anders als bei der Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung, welches im Eurocode 2 zu finden ist, ist kein Grenzdurchmesser, bzw. eine Grenzspannung in der

⁷⁵ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 129.

⁷⁶ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 283 f..

Bewehrung einzuhalten, da in Gl. 2.3 die elastische Verformung der Bewehrung bereits Einfluss findet. Weitere Formelbestandteile der Gl. 2.6 werden in den Gl. 2.7 bis 2.9 berechnet.

$$n_s = \frac{n_{zw}}{2} \quad (2.7)$$

$$n_{cr} = a_{ct,eff} * f_{ct,eff} \quad (2.8)$$

$$a_{ct,eff} = 2,5 * \left(c_{nom} + \frac{\phi_s}{2} \right) * b \leq 1/2 * h * b \quad (2.9)$$

Nach diesem Berechnungsverfahren und somit zur Ermittlung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung ist im Voraus nur der Stabdurchmesser zu definieren, welcher bei der späteren Bewehrungswahl berücksichtigt werden muss. Bei sehr geringen Zwangskräften wird der Fehler in Gl. 2.6 größer. Wenn die Gl. 2.7 kleiner als das 0,4-fache der Gl. 2.8 wird, werden keine realen Ergebnisse berechnet. Die Wurzel in Gl. 2.6 wird negativ, was zu nicht realen Ergebnissen führt.

Bis zu einer Dehnung aus Zwangsbeanspruchungen von 0,8 ‰ ist bei der Bemessung der Einfluss der Lastschnittgrößen zu vernachlässigen. Ab dieser Dehnung muss eine Überlagerung der Last- sowie der Zwangsschnittgröße vorgenommen werden. Bei gewöhnlichen Zwangsbeanspruchungen wird diese Überlagerung nicht nötig sein.⁷⁷

Zur Berücksichtigung des Sicherheitskonzeptes müssen Teilsicherheitsbeiwerte in der Berechnung Einfluss finden. Bei allen Einwirkungen handelt es sich um veränderliche Einwirkungen. Somit muss der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,0$ berücksichtigt werden. Da sich hieraus keine Änderungen ergeben, wird dieser Wert der Übersichtlichkeit halber nicht eingesetzt mit dem Wissen, dass dieser trotzdem berücksichtigt wurde.⁷⁸

2.2 Anzusetzende effektive Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ im Nachweisverfahren

In der Berechnung der Rissbreite w_k findet die effektive Betonzugfestigkeit Einfluss. Diese zeigt auf, welche Zugspannung der Beton aufnehmen kann, bis er reißt. Daraus folgt, dass die Bewehrung diese Zugkraft, welche den Beton zum Reißen bringt, aufnehmen muss. Eine kleinere Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt bedeutet auch eine geringere Bewehrungsmenge zur Aufnahme der Spannung unter Einhaltung der Rissbreite.⁷⁹

Der in 2.1 gewählte Ansatz der direkten Berechnung erlaubt es nach dem Eurocode 2 die effektive Betonzugfestigkeit in frühem Zeitraum (bis 5 Tage) mit $f_{ct,eff} = 0,50 f_{ctm}(28d)$ anzunehmen, ansonsten gilt $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. Dieser Ansatz wird von verschiedenen Autoren als nicht richtig angesehen und sollte daher bei der Rissbreitenbeschränkung keine Verwendung finden.

⁷⁷ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 129.

⁷⁸ Vgl. BRAUER/EHMKE (2012), S. 32.

⁷⁹ Vgl. DBV (2014), S. 22 f..

Es wird vom *DAfStb (2012)* angemerkt, dass bei der Rissbreitenberechnung nach Abschnitt 7.3.3 und 7.3.4 des Eurocodes die effektive Betonzugfestigkeit zum erwartenden Risszeitpunkt genau bestimmt werden muss.⁸⁰

Darüber hinaus ist aus Schadensfällen in der Praxis nachgewiesen, dass die Bildung von zu breiten Rissen Ursache einer falsch angenommenen Betonzugfestigkeit ist. Einerseits ist für den Lastfall früher Zwang eine zu geringe Betonzugfestigkeit angenommen worden, andererseits wurde eine Rissbildung zu einem späteren Zeitpunkt unbegründet ausgeschlossen, wodurch die angesetzte frühe Betonzugfestigkeit zu gering ist und die Rissbreite zu groß wird.⁸¹

Daher ist es notwendig den Zeitpunkt der Rissbildung zu untersuchen und darauf aufbauend eine effektive Betonzugfestigkeit zu wählen, welche zu diesem Zeitpunkt im Beton anzunehmen ist.

Tabelle 2.1: Zugfestigkeits-Zeitbeiwerte $\beta_{ct(t)}$ für das Auftreten der Risse beim Abfließen der Hydratationswärme (früher Zwang)⁸²

Zementart	Betonfestigkeitsklasse	Druckfestigkeits-Zeitbeiwert $\beta_{cc(t)} = f_{cm(2d)}/f_{cm(28d)}$ als r-Wert	Zugfestigkeits-Zeitbeiwert $\beta_{ct(t)} = f_{ct(t)}/f_{ct(28d)}$ bei frühem Zwang ¹⁾
CEM 32,5 L-LH langsam erhärtende Zemente mit niedriger Wärmeentwicklung	C25/30	$r < 0,15$	$\beta_{ct(t)} \approx 0,50$
CEM 32,5 N normal erhärtende Zemente	C30/37	$r < 0,30$	$\beta_{ct(t)} \approx 0,60$
CEM 32,5 R schnell erhärtende Zemente		$r < 0,50$	$\beta_{ct(t)} = 0,65$
CEM 42,5 N Zemente der höheren Festigkeitsklasse		$r \geq 0,50$	$\beta_{ct(t)} = 0,70$
CEM 42,5 N oder CEM 42,5 R Zemente der höheren Festigkeitsklasse	C35/45	$r \geq 0,50$	$\beta_{ct(t)} = 0,75$

¹⁾ Für Bauteildicken von $h_b \geq 800$ mm schlagen die Autoren vor, wegen des späteren Zeitpunkts der Rissentstehung und der dabei höheren effektiven Zugfestigkeit die 1,2-fachen Werte $\beta_{ct(t)}$ der Tafel 5.7 anzusetzen. Zu berücksichtigen ist hierbei, dass für dicke Bauteile nur langsam erhärtende Zemente mit $r < 0,15$ im Sommer bzw. $r < 0,30$ im Winter verwendet werden sollten.

Für Bauteildicken zwischen $h_b > 400$ mm und $h_b < 800$ mm kann die Erhöhung des Zugfestigkeits-Zeitbeiwerts $\beta_{ct(t)}$ zwischen 1,0 und 1,2 interpoliert werden.

⁸⁰ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 129.

⁸¹ Vgl. MEIER (2012), S. 220 ; MEIER (2015), S. 181 ; DBV (2014), S. 23 f..

⁸² Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 275.

Tabelle 2.2: Zugfestigkeits-Zeitbeiwerte $\beta_{ct(t)}$ für das Auftreten der Risse beim späten Zwang⁸³

Zementart	Betonfestigkeitsklasse	Alter des Betons in Tagen beim Auftreten der Risse			
		t = 28 d	t = 56 d	t = 90 d	t = 180 d
CEM 32,5 L-LH	C25/30	1,00	1,20	1,25	1,30
CEM 32,5 N	C30/37		1,15	1,20	1,25
CEM 32,5 R			1,10	1,15	1,20
CEM 42,5 N			1,05	1,10	1,15
CEM 42,5 N oder CEM 42,5 R	C35/45		1,00	1,05	1,10

Zu diesem Zweck wird die normative Betonzugfestigkeit f_{ctm} mit einem Korrekturfaktor $\beta_{ct(t)}$ aus der Tabelle 2.1 oder Tabelle 2.2 multipliziert, je nachdem in welchem Bauteilalter die Bemessung stattfindet. Dies ist in Gl. 2.10 formuliert.

$$f_{ct,eff} = \beta_{ct(t)} * f_{ctm} \quad (2.10)$$

Dieser Korrekturwert berücksichtigt die Betonzugfestigkeitsentwicklung heutiger Betone mit verschiedenen Zementtypen. Aufgrund der Qualität und der Überfestigkeit heutiger Betone ist der oben genannte Ansatz $f_{ct,eff} = 0,50 f_{ctm}(28d)$ nicht mehr zeitgemäß. Diese Überfestigkeiten haben zur Folge, dass die effektive Betonzugfestigkeit für späten Zwang gegenüber der mittleren Betonzugfestigkeit erhöht werden sollte, um ein realitätsnahes Ergebnis zu erhalten.⁸⁴

Hier ist klar zu nennen, dass der Tragwerksplaner die Annahme einer bestimmten effektiven Betonzugfestigkeit nachweisen muss und nicht pauschal ohne Untersuchung annehmen darf. Des Weiteren ist diese Information an das ausführende Bauunternehmen weiterzuleiten, damit dieser eine geeignete Betonwahl vornehmen kann.⁸⁵

2.3 Maßgebende Zwangsschnittgröße für die Bemessung

Zur Rissbreitenbeschränkung ist die Größe der rissauslösenden Zwangskraft erforderlich. Diese kann sich je nach Konstruktion und Art der Beanspruchung auch in der Art der Berechnung unterscheiden.

2.3.1 Hervorgerufen aus „teilweisem“ Zwang

Von Stahlbetonplatten unter teilweisem Zwang ist die Rede, wenn sich die Stahlbetonplatte verformen kann. Dem Sinn nach einer ebenen Gründungsplatte gemäß

⁸³ Tab. entnommen aus LOHMEYER/EBELING (2013), S. 275.

⁸⁴ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 274; MEIER (2015), S. 189.

⁸⁵ Vgl. MEIER (2015), S. 189.

1.2.1 entspricht. Der Zwang ist als „teilweise“ zu beschreiben, da erst eine gewisse Zwangskraft aufgewendet werden muss, um die Platte zu verschieben.

Tendenziell ist zu sagen, dass es bei dünneren Bodenplatten zur Bildung einer Gleitfuge kommt und eine Berechnung nach 1.2.1.1 durchgeführt wird. Bei dickeren Bodenplatten wird die Nachgiebigkeit des Bodens eine größere Rolle spielen und es muss eine Berechnung nach 1.2.1.2 durchgeführt werden. In jedem Falle sollte ein Vergleich dieser beiden Zwangskräfte durchgeführt werden, wobei die kleinere Zwangskraft für die spätere Verwendung maßgebend wird.⁸⁶

2.3.2 Hervorgerufen aus „vollem“ Zwang

Alle Bodenplatten die nach 1.2.2 als uneben einzustufen sind, gelten als eingespannt. Daraus folgt, dass sich das Bauteil unter einer Zwangsbeanspruchung nicht frei verformen kann und die Dehnung bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit eine Rissbildung zur Folge hat, um die Zwangsspannungen abzubauen. Da die Zwangsbeanspruchungen nicht durch Verformungen abgebaut werden können, wird dieser Fall als voller Zwang bezeichnet.

Eine Berechnung der Zwangskraft wird nach Gl. 1.31 durchgeführt.

2.4 Bemessung auf frühen oder späten Zwang

Die Größe der Zwangskraft, sowie die Größe der effektiven Betonzugfestigkeit sind Einflüsse, welche sich über das Bauteilalter hinweg verändern. Um eine genaue Berechnung durchführen zu können, ist es notwendig die Bemessung auf frühen und späten Zwang differenziert durchzuführen.

In der Praxis wird oft nur der frühe Zwang beachtet. Der frühe Zwang, resultierend aus dem Abfließen der Hydratationswärme, muss auf jeden Fall betrachtet werden, da dieser Lastfall immer auftritt. Die Größe der Zwangskraft ist variabel. Da der späte Zwang aus vielen Gründen herrühren kann, muss hier untersucht werden, aus welchen Einflüssen dieser entstehen könnte. Erst dann kann unter Berücksichtigung aller möglichen Lastfälle eine Berechnung durchgeführt werden. Eine einfache Annahme, dass später Zwang nicht maßgebend wird, ohne dies nachzuweisen, ist nicht ausreichend.⁸⁷

2.4.1 Welcher Lastfall wird maßgebend?

Um eine Aussage darüber zu treffen, welcher Lastfall nun maßgebend wird, reicht es nicht aus die Gesamtdehnung aus Zwangsbeanspruchungen oder die daraus resultierende Zwangskraft zu berechnen und die größere zwischen frühem und spätem Zwang als maßgebend zu bezeichnen. Es muss auch berücksichtigt werden, dass der Beton im

⁸⁶ Vgl. KÖNIG/VIET-TUE (1996), S. 39.

⁸⁷ Vgl. MEIER (2015), S. 180.

späten Bauteilalter einen höheren Bauteilwiderstand besitzt, also eine größere Zwangsschnittgröße rissfrei aufnehmen kann.⁸⁸

Für den Lastfall früher Zwang sollte wie in 2.1 beschrieben, die Bemessung durchgeführt und eine Bewehrungswahl getroffen werden.

Im nächsten Schritt müssen die Einflüsse aus denen ein später Zwang verursacht werden kann, bewertet werden. Wenn nachgewiesen werden kann, dass es keinen Grund zur Annahme gibt, dass später Zwang auftreten kann, ist die Bemessung als solche beendet. Sind Einflüsse für das Auftreten des späten Zwangs vorhanden, ist eine Berechnung wie in 2.1 beschrieben durchzuführen. Es bietet sich hierbei an, die schon gewählte Bewehrung aus frühem Zwang zunächst auf ihre Tragfähigkeit zu kontrollieren. Sollte diese nicht ausreichen, ist eine neue Bewehrungswahl zu treffen.

Eine allgemein gültige Definition, wann früher und wann später Zwang maßgebend ist, kann aufgrund der verschiedenen Einflüsse nicht gegeben werden und bleibt daher eine Einzelfallentscheidung.

Auch die Bewertung von Bauzuständen darf nicht vernachlässigt werden. Wenn z.B. eine im Sommer hergestellte Sohlplatte, welche im Endzustand als beheizter Keller dient, im ersten Winter aufgrund des nicht abgeschlossenen Bauwerks eine sehr starke Abkühlung erfährt, kann es sein, dass die gewählte Bewehrung nicht tragfähig ist und es zur Bildung von zu breiten Rissen kommt. Die Bewertung solcher Umstände erweist sich oft als schwierig, da für den Tragwerksplaner oft der eigentliche Herstellungstermin gar nicht bekannt ist. Um solche Schäden vorzubeugen, ist ein Mitdenken aller Beteiligten nötig, um solche Problematiken zu erkennen.⁸⁹

2.4.2 Unterschiede in der Bemessung

Bei der Betrachtung der Einflüsse für frühen Zwanges ist zu sagen, dass dort die Dehnung infolge der Temperaturdifferenz aus dem Abfließen der Hydratationswärme den größten Einfluss hat. Einwirkungen aus der Schwindverformung können aufgrund ihrer Größe in der ersten Lebenswoche des Betons vernachlässigt werden. Aufgrund der Nachbehandlung von Betonbauteilen ist ein extremer Einfluss aus ungünstiger Witterung zu vernachlässigen. Eine Rissbildung infolgedessen stellt keinen Fehler in der Tragwerksplanung, sondern einen Mangel in der Herstellung des Bauwerks dar. Ist die Einwirkung bestimmt, erfolgt die Bemessung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung gemäß 2.1.⁹⁰

Bei der Bemessung auf späten Zwang sind auch die Einwirkungen genau zu bestimmen, welche aus verschiedenen Gründen verursacht werden. Als geläufige Ursachen sind hier die Verformungen aus Kriechen/Schwinden, Temperaturverformungen und planmäßigen Setzungen zu nennen. Letzteres wird nicht weiter thematisiert. Es ist hierbei zu beachten,

⁸⁸ Vgl. MEIER (2012), S. 224.

⁸⁹ Vgl. MEIER (2012), S. 223.

⁹⁰ Vgl. MEIER (2012), S. 217.

dass nicht die größeren Einwirkungen aus Temperatur oder Kriechen/Schwinden Eingang in die Berechnung erhalten, sondern eine Überlagerung stattfinden muss, um die ungünstige Kombination dieser darzustellen. Nach der Festlegung der Einwirkung erfolgt der restliche Ablauf der Bemessung zur Rissbreitenbeschränken wie in 2.1 dargestellt ab.⁹¹

Bei frühem und spätem Zwang ist jeweils zu beachten, dass die Festigkeiten der Baustoffe, sowie derer Elastizitätsmodule zum Zeitpunkt der Betrachtung bestimmt werden müssen.

2.5 Abschätzung der Trennrissbildung

Zur Beurteilung der Rissgefahr von zwangsbeanspruchten Bauteilen kann eine Abschätzung zur Trennrissbildung durchgeführt werden. Es wird ein Formelapparat, bestehend aus der Gl. 2.11 und 2.12, zugrunde gelegt.

$$\frac{n_{ct,d}}{n_{ct,eff}} < 1 \quad (2.11)$$

$$n_{ct,eff} = kc * k * f_{ct,eff} * act \quad (2.12)$$

Hierbei wird überprüft, ob die auftretende Zwangskraft $n_{ct,d}$ kleiner ist als die Zugkraft $n_{ct,eff}$, welcher der Beton aufnehmen kann. Diese Berechnung dient nur der Abschätzung und stellt keinen Nachweis dar. Auch wenn als Ergebnis der Abschätzung zum Beispiel 0,3 herauskommt, ist nach dem Eurocode 2 trotzdem eine Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung vorzusehen. Diese Berechnung dient nur zur Beurteilung des Rissrisikos.⁹²

⁹¹ Vgl. DBV (2014), S. 23 f.; MEIER (2012), S. 219 f..

⁹² Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 177 ff..

2.6 Ergebnisgenauigkeit

Mit dem Nachweis, dass die rechnerische Rissbreite kleiner ist als die zulässige Rissbreite, ist nicht mit Sicherheit zu sagen, dass keine breiteren Risse auftreten werden. Die Parameter, welche in der Berechnung Einfluss erhalten, streuen in ihrer Größe zu sehr. Darüber hinaus hat die Ausführungsqualität in der späteren Erstellung des Werks einen Einfluss, der nicht direkt erfasst werden kann.

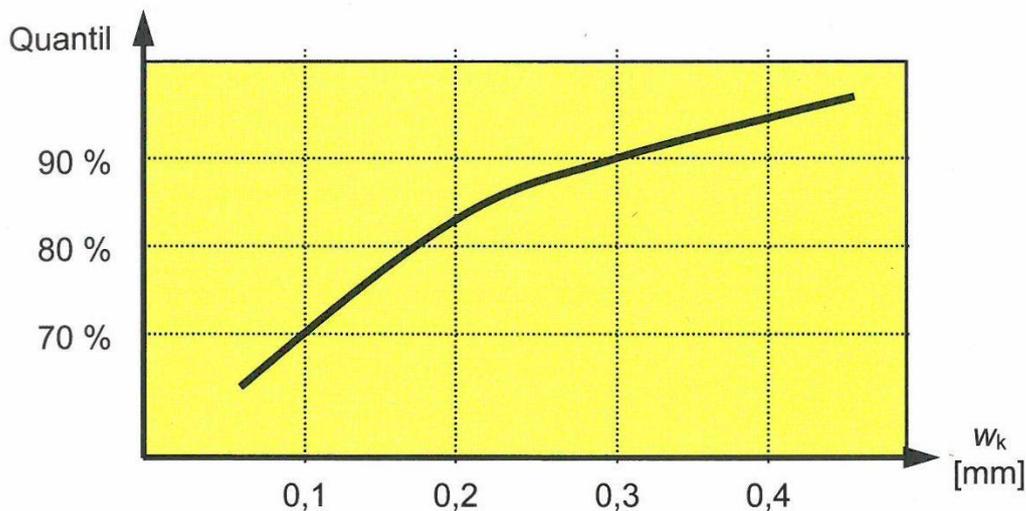


Abbildung 2.1: Quantilwerte der Rissbreitenberechnung⁹³

Aus Abbildung 2.1 wird deutlich, dass bei geringeren rechnerischen Rissbreiten mit einer nicht unerheblichen Anzahl an Rissen, welche die rechnerische Rissbreite überschreiten, zu rechnen ist. Es ist wiederum nicht zweckführend, die rechnerische Rissbreite kleiner anzunehmen, als es nach der Eingruppierung gemäß 1.2.4.4 notwendig ist, um zu breite Risse zu vermeiden.⁹⁴

2.7 Mindestbewehrung

Die unter 2.1 durchgeführte Bemessung bezieht sich auf eine bestimmte Zwangsschnittgröße und dem rechnerischen Nachweis der Rissbreite.

Der Eurocode 2 weist auch eine Berechnung einer Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung aus. Diese Mindestbewehrung ist nicht in dem Sinne zu verstehen, dass die berechnete Bewehrung mindestens eingelegt werden muss, um die Risse zu begrenzen. Hierbei handelt es sich um eine Rissbreitenbeschränkung ohne direkter Berechnung der Rissbreite. In diesem Ansatz wird die Stahlspannung je nach Durchmesser und einzuhaltender Rissklasse auf eine Grenzspannung reduziert. Die Bewehrung muss hier die effektive Betonzugkraft über eine effektive Betonzugzone unter

⁹³ Abb. entnommen aus FINGERLOOS/HEGGER/ZILCH (2012), S.291.

⁹⁴ Vgl. FINGERLOOS/HEGGER/ZILCH (2012), S. 291.

Einberechnung von Beiwerten aufnehmen. Formelmäßig ist die Bewehrung nach Gl. 2.13 zu dimensionieren.⁹⁵

$$A_{S, \min} * \sigma_S = kc * k * f_{ct, eff} * Act \quad (2.13)$$

Diese Berechnung wird informativ zur Vollständigkeit erwähnt. Alle Bemessungen werden mit dem Verfahren nach 2.1 durchgeführt, da sich dieses Verfahren auf die Bemessung einer Risschnittgröße bezieht, welche den ungünstigsten Fall darstellt. In Praxis findet die Berechnung der Mindestbewehrung häufig Anwendung.⁹⁶

⁹⁵ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 127 f..

⁹⁶ Vgl. DAFSTB Heft 600 (2012), S. 122.

3 BEMESSUNGSWERKZEUG

Aus den vorigen Kapiteln lässt sich ein Bemessungswerkzeug entwickeln, welches alle Zwischenschritte zur Bemessung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung bei zwangsbeanspruchten Gründungsplatten enthält. Dieses Werkzeug ist im Anhang Nr. 1 zu finden und stellt auch die Grundlage für weitere Berechnungen in der Bewertung von Zwangsbeanspruchungen dar. In der hinterlegten Berechnung wurde ein frei gewähltes Beispiel zur Nachvollziehbarkeit berechnet.

Die Bemessung wird in zwei Durchgänge geteilt, der Bemessung auf frühen und auf späten Zwang. Die Bemessung auf frühen Zwang wird immer zuerst durchgeführt, da auf diesen Lastfall immer bemessen werden muss.

Die Bemessung wird in vier aufeinanderfolgende Schritte geteilt.

Zunächst werden Randbedingungen definiert, welche zur weiteren Berechnung benötigt werden. Einige Randbedingungen aus frühem Zwang werden auch für den Lastfall späten Zwang wieder angesetzt, andere müssen neu definiert werden.

Anschließend wird die Größe der Verformung berechnet. Bei frühem Zwang wird der Einfluss der Hydratationswärme betrachtet. Für die Bemessung bei spätem Zwang wird hier das Kriechen, Schwinden und die Dehnung infolge Temperaturunterschiede berechnet.

Im dritten Schritt wird die Zwangskraft unter Differenzierung des vollen oder teilweisen Zwangs berechnet. Dieses geschieht in zwei Schritten, da sich aufgrund der meist nicht quadratischen Form der Platten, zwei verschiedene Zwangskräfte einstellen, je nachdem wie lang die Platte ist.

Als letzter Schritt erfolgt die Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung mit anschließendem Nachweis der rechnerischen Rissbreite. Dies wird für jede Plattenachse getrennt mit der jeweiligen Zwangskraft durchgeführt. Bei der Bemessung für den Lastfall später Zwang bietet es sich an, zunächst die konstruierte Bewehrung aus dem frühen Zwang auf ihre Tragfähigkeit zu prüfen.

Dem Bemessungswerkzeug ist ein Anhang beigelegt, in dem Tabellen hinterlegt sind, welche zur Bemessung benötigt werden. Aus diesen müssen einzelne Parameter abgelesen werden.

Zum besseren Verständnis ist im Anhang eine Bedienungsanleitung für das Bemessungswerkzeug hinterlegt.

4 UNTERSUCHUNG DER EINFLÜSSE AUF DIE ZWANGSBEANSPRUCHUNG

4.1 Referenzobjekte

Um eine genaue Aussage über die Auswirkungen eines Einflusses auf die Größe der Zwangsbeanspruchung formulieren zu können, muss die Platte als Ganzes betrachtet werden. Aufgrund der verschiedenen Bauaufgaben sind auch verschiedene Geometrien und Lagerungen der Bodenplatten möglich. Dafür werden sechs Referenzobjekte dargelegt und berechnet. Diese dienen teilweise für weitere Untersuchungen als Berechnungsgrundlage. Nach der Durchführung der Untersuchungen werden diese Objekte anhand der Versuchsergebnisse in einem Parameter vermeintlich verbessert, um zu betrachten welche Auswirkung dies auf das Objekt hat.

Wenn nicht anders in den Versuchen genannt, kommt ein WU-3 Beton zum Einsatz:⁹⁷

- Mindestfestigkeitsklasse: C25/30
- Zementtyp: CEM III 32,5 N
- Zementgehalt: $z \leq 320 \text{ kg/m}^3$
- Frischbetontemperatur: $T_{b0} \leq 15^\circ\text{C}$
- Wassergehalt: $w \leq 165 \text{ kg/m}^3$
- Wasserzementwert: $w/z \leq 0,55$
- Gesteinskörnung: A 32 / B 32
- Konsistenz: F3 oder weicher

Darüber hinaus werden als Nutzungsansprüche und die daraus resultierende Rissklasse folgende Bedingungen angenommen, wenn nicht anders genannt:⁹⁸

- Klasse der Beanspruchung: BK1-dW ($i \leq 2,5 \text{ [m/m]}$)
- Klasse der Nutzung: NK-A_e
- Klasse des Entwurfsgrundsatzes: E-RS
- Klasse der Rissbreite: RW20 ($w_k = 0,20 \text{ [mm]}$)

Des Weiteren werden folgende Randbedingungen gestellt:

- Beginn der Austrocknung/Belastung $t_s/t_0 = 5 \text{ Tage}/30 \text{ Tage}$
- Relative Luftfeuchte: 50 % (Innenraum)
- Betrachtungszeitpunkt: $t = 5745 \text{ Tage}$ (15 Jahre)
- Externe Temperaturschwankungen: $\Delta T = 25 \text{ K}$

⁹⁷ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 265 f..

⁹⁸ Vgl. 1.2.4

1. Referenzobjekt Nr. 1 (RO1)

Es wird von einer kleinen Platte ausgegangen, welche als Flächengründung konstruiert ist. Die Abmessungen sind im Vergleich als klein einzustufen. Die Stärke der Platte wird als mittelstark angenommen. Diese Platte soll als Referenz von schmalen Hochbauten dienen, welche flach gegründet werden.

Technische Daten:

- Länge $a = 30,00$ m
- Breite $b = 17,50$ m
- Sohlstärke $h = 0,55$ m
- Lagerung: flügelgeglätteter Unterbeton ($d = 10$ cm) mit PTFE-beschichteter Folie
- Unterseite der Platte: eben
- Steifemodul des anstehenden Baugrunds: $E_s = 95$ MN/m²
- Betondeckung $c_{nom} = 3,5$ cm
- Festigkeitsklasse des Zements: 32,5 N
- Zementgehalt: $z = 300$ kg

2. Referenzobjekt Nr. 2 (RO2)

Es wird von einer kleinen Platte ausgegangen, welche als Tiefgründung mit Bohrpfehlen und Streifenfundamenten konstruiert ist. Die Abmessungen sind im Vergleich als klein einzustufen. Die Stärke der Platte wird als dünn angenommen. Diese Platte soll als Referenz von kleinen kompakten Hochbauten dienen, welche als Tiefgründung ausgeführt werden.

Technische Daten:

- Länge $a = 27,50$ m
- Breite $b = 22,50$ m
- Sohlstärke $h = 0,35$ m
- Lagerung: auf Unterbeton ($d = 5$ cm)
- Unterseite: uneben
- Steifemodul des anstehenden Baugrunds: $E_s = 45$ [MN/m²]
- Betondeckung $c_{nom} = 5,5$ cm
- Betonfestigkeitsklasse: C30/37
- Festigkeitsklasse des Zements: 32,5 R
- Zementgehalt: $z = 320$ kg

3. Referenzobjekt Nr. 3 (RO3)

Es wird von einer mittelgroßen Platte ausgegangen, welche als Flachgründung konstruiert ist. Die Abmessungen sind im Vergleich als mittel einzustufen. Die Stärke der Platte wird als mittelstark angenommen. Die Platte wird aufgrund einer offenen Tiefgaragenkonstruktion der Witterung voll ausgesetzt. Diese Platte soll als Referenz von mittelgroßen Hochbauten dienen, welche flach gegründet werden.

Technische Daten:

- Länge $a = 45,00$ m
- Breite $b = 27,50$ m
- Sohlstärke $h = 0,65$ m
- Lagerung: auf Sandbett (6-10cm, mittlere Korngröße 0,35 mm), Unterbeton $d=5$ cm
- Unterseite: eben
- Steifemodul des anstehenden Baugrunds: $E_s = 110$ [MN/m²]
- Betondeckung $c_{nom} = 3,5$ cm
- Betonfestigkeitsklasse: C35/45
- Festigkeitsklasse des Zements: 42,5 N
- Zementgehalt: $z = 320$ kg
- Temperaturunterschied durch Witterungseinflüsse: $\Delta T = -52$ K

4. Referenzobjekt Nr. 4 (RO4)

Es wird von einer mittelgroßen Platte ausgegangen, welche als Platten-Balkengründung konstruiert ist. Die Abmessungen sind im Vergleich als mittel einzustufen. Die Stärke der Platte wird als dünn angenommen. Diese Platte soll als Referenz von mittelgroßen Hochbauten dienen, welche als Platten-Balkengründung gegründet werden.

Technische Daten:

- Länge $a = 40,00$ m
- Breite $b = 30,00$ m
- Sohlstärke $h = 0,35$ m
- Lagerung: auf Perimeterdämmung mit Folie
- Unterseite: uneben
- Steifemodul des anstehenden Baugrunds: $E_s = 85$ [MN/m²]
- Betondeckung $c_{nom} = 5,5$ cm
- Betonfestigkeitsklasse: C30/37
- Festigkeitsklasse des Zements: 42,5 N
- Zementgehalt: $z = 290$ kg

5. Referenzobjekt Nr. 5 (RO5)

Es wird von einer großen Platte ausgegangen, welche als Flachgründung konstruiert ist. Die Abmessungen sind im Vergleich als groß einzustufen. Die Stärke der Platte wird als stark angenommen. Diese Platte soll als Referenz von großen Hochbauten dienen, welche flach gegründet werden.

Technische Daten:

- Länge $a = 75,00$ m
- Breite $b = 42,50$ m
- Sohlstärke $h = 1,25$ m
- Lagerung: auf Sauberkeitsschicht ($d=5\text{cm}$) makrorau abgezogen mit 2-lagiger PE-Folie
- Unterseite: eben
- Steifemodul des anstehenden Baugrunds: $E_s = 110$ [MN/m²]
- Betondeckung $c_{\text{nom}} = 4,5$ cm
- Betonfestigkeitsklasse: C 30/37
- Festigkeitsklasse des Zements: 42,5 N
- Zementgehalt: $z = 290$ kg

6. Referenzobjekt Nr. 6 (RO6)

Es wird von einer großen Platte ausgegangen, welche als Platten-Balkengründung konstruiert ist. Die Abmessungen sind im Vergleich als groß einzustufen. Die Stärke der Platte wird als mittelstark angenommen. Diese Platte soll als Referenz von großen Hochbauten dienen, welche als Platten-Balkengründung gegründet werden. Die Platte wird aufgrund einer offenen Tiefgaragenkonstruktion der Witterung voll ausgesetzt.

Technische Daten:

- Länge $a = 67,50$ m
- Breite $b = 37,50$ m
- Sohlstärke $h = 0,75$ m
- Lagerung: auf Unterbeton ($d=5\text{cm}$)
- Unterseite: uneben
- Steifemodul des anstehenden Baugrunds: $E_s = 85$ [MN/m²]
- Betondeckung $c_{\text{nom}} = 4,5$ cm
- Betonfestigkeitsklasse: C30/37
- Festigkeitsklasse des Zements: 42,5 N
- Zementgehalt: $z = 310$ kg
- Temperaturunterschied durch Witterungseinflüsse: $\Delta T = -52$ K

7. Ergebnisse der Referenzobjekte

Im Anhang Nr.3 sind die genauen Bemessungsergebnisse, inklusive der Bewehrungswahl der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung aufgelistet. Des Weiteren sind die Bewehrungsmengen (x- und y-Achse) zur Rissbreitenbeschränkung für das jeweilige Referenzobjekt in der Abbildung 4.1 dargestellt. Es wird auch angegeben, welcher Lastfall maßgebend wird, früher Zwang (FZ) oder später Zwang (SZ).

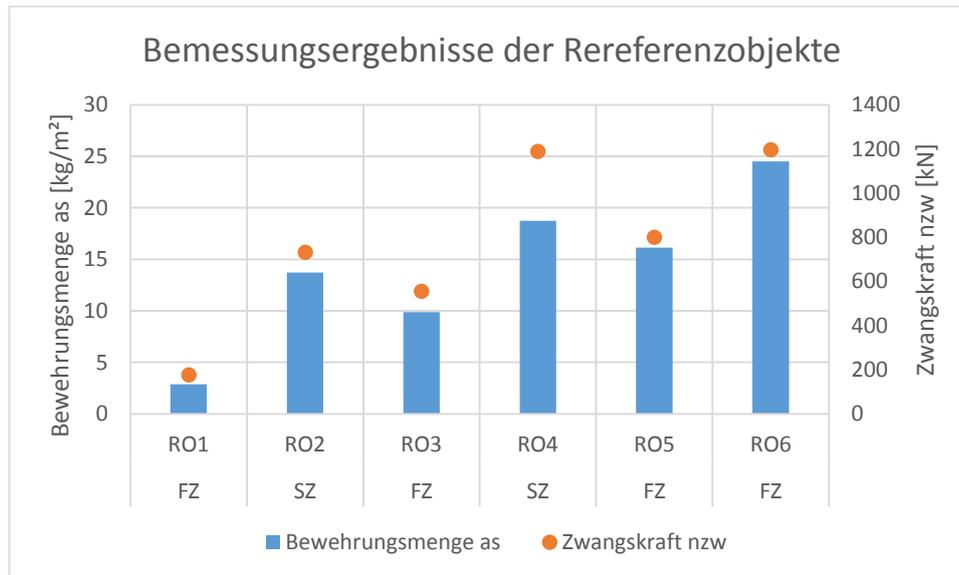


Abbildung 4.1: Bemessungsergebnisse der Referenzobjekte

- RO1: maßgebende Zwangskraft aus Verschiebung in der Gleitfuge = 111,38 kN
- RO2: maßgebende Zwangskraft aus vollem Zwang = 371,20 kN
- RO3: maßgebende Zwangskraft aus Nachgiebigkeit des Bodens = 344,39 kN
- RO4: maßgebende Zwangskraft aus vollem Zwang = 619,67 kN
- RO5: maßgebende Zwangskraft aus Nachgiebigkeit des Bodens = 404,93 kN
- RO6: maßgebende Zwangskraft aus vollem Zwang = 668,02 kN

Nachdem die folgenden Untersuchungen durchgeführt sind, wird eine Verbesserung der Referenzobjekte auf der Grundlage der Versuchsergebnisse durchgeführt um Verbesserungspotenziale aufzuzeigen, falls dies möglich ist. Diese Untersuchung wird unter 4.10 durchgeführt.

4.2 Einfluss des Stabdurchmessers auf die absolute Bewehrungsmenge

4.2.1 Ansatz der Untersuchung

In der Bemessung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung hat der Stabdurchmesser einen Einfluss. In der Berechnung des benötigten Querschnitts nach 3., ist zu sehen, dass bei verschiedenen Stabdurchmessern verschiedene Querschnitte benötigt werden.

Um dies nähergehend zu untersuchen, wird einmal für frühen und einmal für späten Zwang eine Bemessung mit einer Zwangskraft von 500 kN, 625 kN, 750 kN, 875 kN und 1000 kN durchgeführt. Dies geschieht zur Überprüfung, ob die Größe der Belastung einen nicht linearen Einflusses auf die Bewehrungsmenge ausübt. Es wird für verschiedene Stabdurchmesser die jeweilige erforderliche Querschnittsfläche pro Lage der Bewehrung bestimmt. Bezogen auf die absolute Bewehrungsmenge kann angenommen werden, dass pro cm² Querschnittsfläche 0,785 kg Bewehrungsmenge benötigt werden. Dieser Wert ist bei allen Stabdurchmessern annähernd gleich. Somit kann die Querschnittsfläche in direkten Bezug zur Bewehrungsmenge verglichen werden.

Das Ergebnis der Untersuchung soll darstellen, welchen Einfluss der Stabdurchmesser auf die benötigte Bewehrungsmenge ausübt. Des Weiteren soll kontrolliert werden, ob die Größe der Zwangskraft einen linearen Einfluss auf die Bewehrungsmenge haben.

4.2.2 Versuchsergebnisse

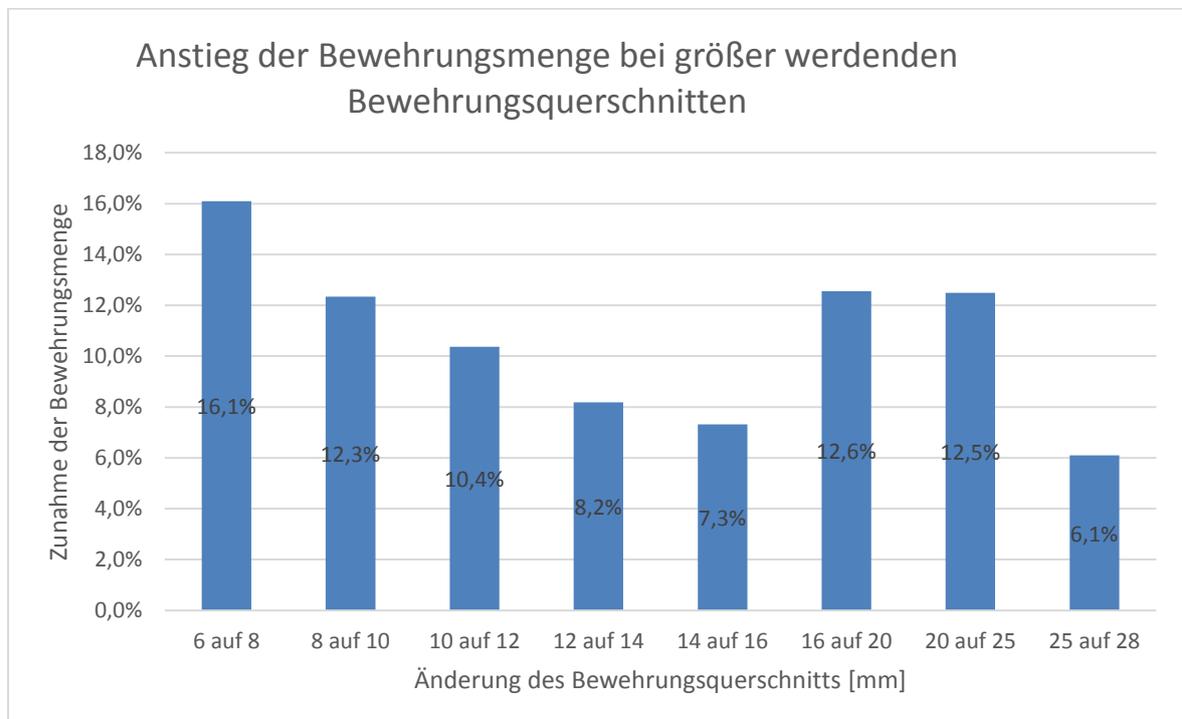


Abbildung 4.2: Anstieg der Bewehrungsmenge bei größer werdenden Bewehrungsquerschnitten

In Abbildung 4.2 ist dargestellt, um welchen Grad sich die Bewehrungsmenge erhöht, wenn der Stabdurchmesser erhöht wird.

4.2.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Es wird deutlich, dass die Wahl des Bewehrungsquerschnitts einen erheblichen Einfluss auf die Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbeschränkung ausübt. Die Zunahme der Bewehrungsmenge beträgt bezogen von 6 mm auf 28 mm Bewehrungsquerschnitt 137%. Dieses Verhältnis gilt für die üblichen Betongüten (C25/30, C30/37, C35/45) zur Herstellung weißer Wannens.

Demnach wäre eine vermeintlich günstige Lösung der Einbau eines Bewehrungsquerschnitts von 6mm. Es wird weniger Bewehrung benötigt, also Material gespart. Es ist hierbei jedoch zu beachten, dass geringere Bewehrungsquerschnitte einen höheren Materialpreis pro Tonne besitzen. Darüber hinaus sind die Verlegekosten pro Tonne höher als bei größeren Querschnitten. Aus konstruktiver Sicht ist ein zu eng gewähltes Raster der Bewehrung in Hinsicht auf die Betonierbarkeit und Ausführbarkeit bedenklich. Eine Aussage zur Wirtschaftlichkeit kann nicht ohne weiteres getroffen werden.

Als praktischer Ansatz ist zu sagen, dass die Wahl eines Bewehrungsquerschnitts von 12 mm als Basis für weitere Untersuchungen gewählt wird. Bei höheren, kaum ausführbaren Bewehrungsgehalten, sollte erst auf einen größeren Querschnitt zurückgegriffen werden.

Die Größe der Zwangskraft kann als linearer Einfluss bezeichnet werden. Der Anstieg m der Bewehrungsmenge kann für ein Bewehrungsquerschnitt von 6 mm bei frühem Zwang mit $m = 0,0101$ [cm²/kN] angegeben werden. Bei einem Bewehrungsquerschnitt von 12 mm kann dieser mit $m = 0,0149$ [cm²/kN] und einem Bewehrungsquerschnitt von 20 mm mit $m = 0,0204$ [cm²/kN] angenommen werden.

4.3 Ab welcher Zwangskraft wird der späte Zwang maßgebend

4.3.1 Ansatz der Untersuchung

Der Lastfall früher Zwang muss bei jeder Rissbreitenbeschränkung berücksichtigt werden. Ob nun der Lastfall später Zwang auch berücksichtigt werden muss, kann nicht ohne weiteres vorausgesagt werden.

Daher soll nachfolgend untersucht werden, ab welcher Zwangskraft die konstruierte Bewehrung aus dem Lastfall früher Zwang für die Zwangskraft aus dem späten Zwang nicht mehr ausreicht.

Hierzu wird die Bewehrung für frühen Zwang mit Zwangskräften von 300 kN bis 1200 kN, in Schritten von 50 kN, bemessen. Mit dieser Bewehrungsmenge wird berechnet, welche Zwangskraft im späten Bauteilalter aufgenommen werden kann. Dies wird mit drei verschiedenen Betonen durchgeführt.

1. C25/30, CEM III 32,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$
2. C30/37, CEM III 42,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$
3. C35/45, CEM III 42,5 N, $z = 330 \text{ kg/m}^3$

4.3.2 Versuchsergebnisse

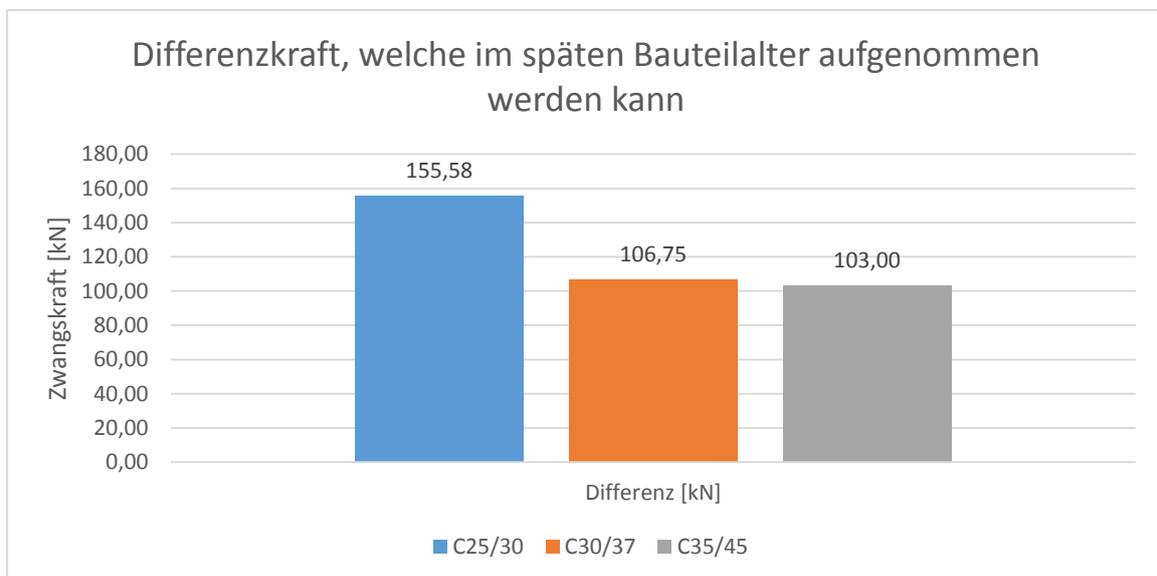


Abbildung 4.3: Differenzkraft, welche im späten Bauteilalter aufgenommen werden kann

In Abbildung 4.3 sind die Kräfte dargestellt, welche die Bewehrung im späten Bauteilalter über die bemessene Zwangskraft aus frühem Zwang aufnehmen kann, ohne dass die zulässige rechnerische Rissbreite überschritten wird.

Diese Differenzkraft ist bei den verschiedenen Zwangskräften, welche bemessen wurden, nahezu konstant.

Wurde also für den frühen Zwang ein Bauteil aus C25/30 Beton mit einer Zwangskraft von 1.000 kN bemessen, kann die Bewehrung im späten Bauteilalter eine Zwangskraft von 1.155,58 kN aufnehmen, ohne dass die Rissbreite überschritten wird.

4.3.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Diese Ergebnisse machen deutlich, dass die Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung im späten Bauteilalter nur dann gegenüber der konstruierten Bewehrung aus frühem Zwang angepasst werden muss, wenn sich die Zwangskraft um die oben genannte Differenzkraft erhöht.

Dies wird bei der maßgebenden Zwangskraft infolge einer Gleitfuge nach 1.2.1.1 praktisch nicht stattfinden, da sich hier die Zwangskraft unabhängig von allen zeitlichen Faktoren nur um eine Verkehrslast q erhöht, welche einen marginalen Einfluss auf die Gesamtgröße hat.

Hier sei als Vorschlag zu nennen, dass bei Bauteilen, welche durch spätem Zwang beansprucht werden und den untersuchten Betonzusammensetzungen entsprechen, der Nachweis der rechnerischen Rissbreite entfallen kann, wenn die Zwangskraft aus spätem Zwang $n_{ZW_{SZ}} < n_{ZW_{FZ}} + 100 \text{ kN}$ ist. In anderen Fällen muss die rechnerische Rissbreite nachgewiesen werden.

4.4 Zwangskraft resultierend aus der Verschiebung in der Gleitfuge oder der Nachgiebigkeit des Bodens

4.4.1 Ansatz der Untersuchung

Wie schon unter 1.2.1 angesprochen, kann die Zwangskraft bei ebenen Gründungsplatten unter zwei Ansätzen berechnet werden. Entweder es bildet sich eine Gleitfuge oder der Boden unter Sohlplatte erfährt eine Verformung.

Die Ausbildung der Gleitfuge als bestimmte Ausführungsvariante kann unter Umständen technische Schwierigkeiten mit sich bringen und auch kostenintensiver sein. Aus diesem Grund soll untersucht werden, ab welchem Reibungsbeiwert μ die Verformbarkeit des Bodens maßgebend wird, also die Anordnung einer aufwendigen Gleitfuge hinfällig ist.

Für unebene Platten ist dies ohne Bedeutung. Es wird eine Berechnung des erforderlichen Reibungsbeiwerts μ anhand des Referenzobjekts Nr. 1 durchgeführt.

Die Untersuchung erfolgt differenziert nach frühem und spätem Zwang.

Das Steifemodul E_s des anstehenden Bodens wird mit $80 \text{ [MN/m}^2\text{]}$ angenommen. Die Sauberkeitsschicht wird mit einer Stärke von 5 cm angenommen. Darüber hinaus ist folgende Betonzusammensetzung gewählt:

- C30/37: $z = 320 \text{ kg/m}^3$; CEM III 32,5 N

Die Plattenstärke h wird im Bereich von $0,30 \text{ m}$ bis $1,50 \text{ m}$ betrachtet, da diese einen Einfluss auf die Zwangskraft ausübt. Es wird nur die Zwangskraft in der y -Achse betrachtet.

Alle weiteren Parameter werden nach den Randbedingungen aus Abschnitt 4.1 gewählt.

4.4.2 Versuchsergebnisse

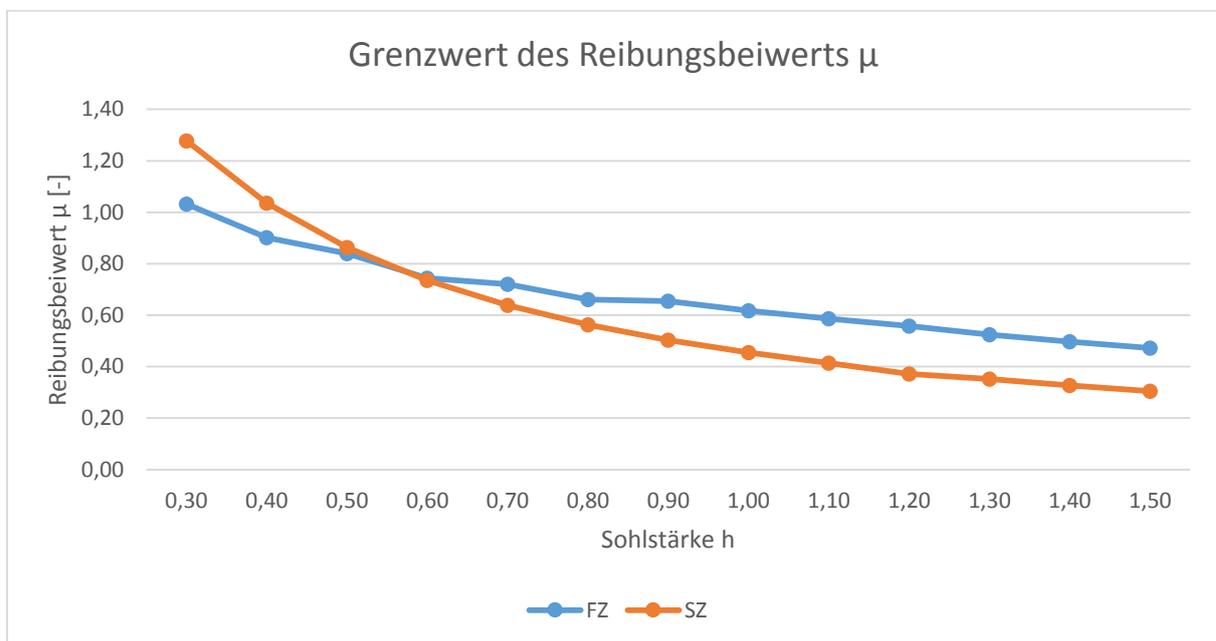


Abbildung 4.4: Grenzwert des Reibungsbeiwerts μ

In Abbildung 4.4 ist dargestellt, welcher Grenzwert des Reibungsbeiwerts μ eingehalten werden muss, damit die Zwangskraft aus der Bildung einer Gleitfuge maßgebend ist.

4.4.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Zur Ausbildung einer Gleitfuge sind bei geringeren Sohlstärken eher große Reibungsbeiwerte zulässig, für stärkere Sohlstärken niedrigere. Dies wird vor allem durch den Einfluss der Sohlstärke zur Berechnung der Gleitfuge ausgelöst.

Diese Ergebnisse sind nur unter den gewählten Randbedingungen gültig. Eine allgemeine Aussage, ab welchen geometrischen Randbedingungen welcher Reibungsbeiwert zu wählen ist, scheint unzweckmäßig. Da diese Aussage bei der Änderung einer Betoneigenschaft nicht mehr haltbar ist. Aus diesem Grund kann hier nur die Aussage

getroffen werden, dass nur eine Untersuchung im Einzelfall haltbare Ergebnisse hervorbringen kann.

Allgemein ist anzunehmen, dass bei großen Sohlplatten ein geringerer Reibungsbeiwert nötig ist als bei kleineren Platten. Der Einfluss der Dicke der Sauberkeitsschicht ist bezogen auf die Größe der Zwangskraft eher als schlecht anzusehen. Die Zwangskräfte resultierend aus der Bodenverformung sind im Mittel um 87 % größer, wenn die Sauberkeitssicht 10 cm anstatt 5 cm stark ist. Um also eine Ausführung auf einer 10 cm starken Sauberkeitssicht zu rechtfertigen, wie sie z.B. bei flügelgeglätteten Sauberkeitsschichten notwendig werden kann, ist ein insgesamt noch viel kleinerer Reibungsbeiwert zu realisieren um eine Zwangskraft zu erhalten, welche kleiner ist als die Zwangskraft infolge einer 5 cm starken Sauberkeitsschicht.

4.5 Einfluss der Hydratationswärme auf die Zwangsbeanspruchung

4.5.1 Ansatz der Untersuchung

Die Hydratationswärme ist der auslösende Impuls für Zwangsspannungen im frühen Bauteilalter, also dem frühen Zwang. Die Größe dieser Zwangsbeanspruchung wird direkt durch die Hydratationswärme beeinflusst.

Zur Herstellung von WU-Gründungsplatten wird wie in 4.1 erwähnt ein WU3-Beton empfohlen. Bei größeren Festigkeitsklassen muss von den dort gewählten Parametern für die Betonzusammensetzung abgewichen werden. Dadurch wird sich unweigerlich die Temperaturentwicklung während der Hydratation verändern. Zur Untersuchung werden hierfür fünf verschiedene Betonzusammensetzungen untersucht:

- Beton 1 (B1): C25/30, CEM III 32,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$
- Beton 2 (B2): C30/37, CEM III 32,5 N, $z = 320 \text{ kg/m}^3$
- Beton 3 (B3): C30/37, CEM I 32,5 R, $z = 300 \text{ kg/m}^3$
- Beton 4 (B4): C30/37, CEM III 42,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$
- Beton 5 (B5): C35/45, CEM III 42,5 N, $z = 320 \text{ kg/m}^3$

Für die Entwicklung der Hydratationswärme ist die Sohlstärke h ebenso von Bedeutung. Bei der Untersuchung wird daher die Sohlstärke h von 0,50 m bis 1,50 m variiert.

Als Ergebnis wird die benötigte Bewehrungsmenge verglichen. Ein Vergleich der reinen Hydratationswärme, bzw. der daraus resultierenden Dehnung ist als Vergleich nicht angebracht, da bei höheren Betonfestigkeiten auch höhere Widerstände zur Reduzierung der Bewehrungsmenge führen können.

Es wird darüber hinaus zwischen ebenen und unebenen Gründungsplatten unterschieden. Die resultierende Zwangskraft wird nicht durch die Verschiebung in der Gleitfuge ausgelöst

4.5.2 Versuchsergebnisse

Als Bezugsbasis für die Ergebnisse wird der Beton B1 gewählt. Dieser benötigt die geringsten Bewehrungsmengen im Vergleich zu anderen Betonen.

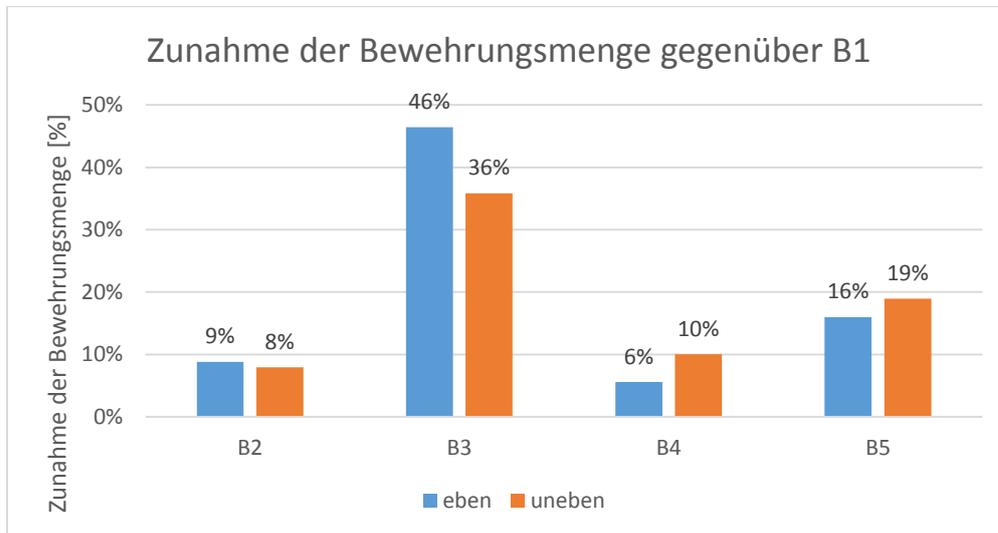


Abbildung 4.5: Zunahme der Bewehrungsmenge gegenüber B1

In Abbildung 4.5 ist dargestellt um welchen Prozentsatz sich die Bewehrungsmenge gegenüber der Nutzung des B1-Betons erhöht, wenn ein anderer Beton benutzt wird. Diese Zunahme kann über die veränderliche Sohlstärke h als konstant angesehen werden.

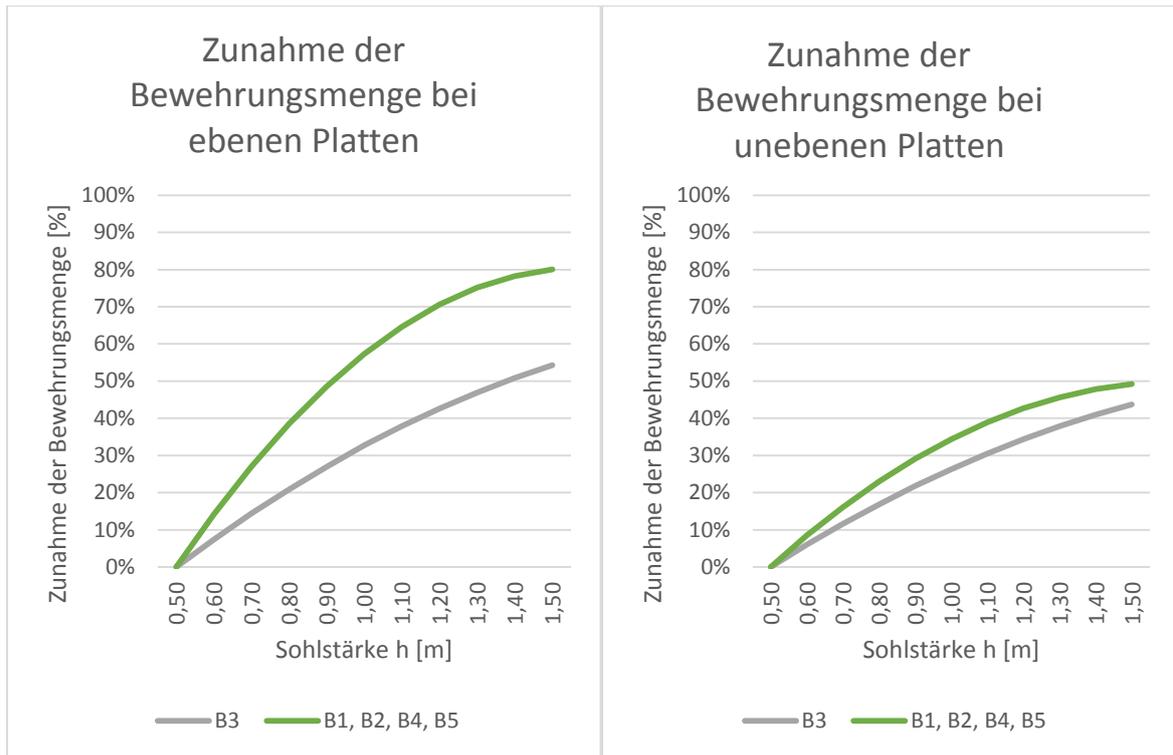


Abbildung 4.6a/b: Zunahme der Bewehrungsmenge bei ebenen/unebenen Platten

In den Abbildungen 4.6a und 4.6b wird dargestellt, wie stark sich die Sohlstärke h auf die Bewehrungsmenge auswirkt, wenn diese vergrößert wird, differenziert nach ebenen und unebenen Gründungsplatten. Die Ergebnisse für die Betone B1, B2, B4 und B5 können zusammengefasst werden, da diese kaum schwanken.

4.5.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Der Beton B1 wurde als Bezugsgröße gewählt, weil er den Ansprüchen eines WU3-Betons gerecht wird. In den Versuchsergebnissen hat sich gezeigt, dass dieser Beton eine niedrige Wärmeentwicklung besitzt und somit im Vergleich zu anderen untersuchten Betonen die geringsten Bewehrungsmengen zur Rissbreitenbeschränkung benötigt, also die geringste Zwangsbeanspruchung auslöst.

Die Zwangsbeanspruchungen durch den Beton B2 werden infolge des höheren Zementgehalts an CEM III 32,5 N steigen. Dies resultiert vor allem durch die höhere Hydratationswärme infolge des größeren Zementgehalts. Aufgrund der größeren Betonzugfestigkeit auf der Seite des Widerstands wird die Bewehrungsmenge zwar abgemindert, kann aber die Zunahme an notwendiger Bewehrung durch die nun größere Zwangskraft nicht verhindern. Die Bewehrungsmenge erhöht sich je nach Art der Lagerung um ca. 8 – 9 %. Ist also eine höhere Betongüte gegenüber C25/30 notwendig, ist die Verwendung dieses Betons noch hinzunehmen.

Sollte gegenüber der Betongüte C25/30 eine höhere Betongüte notwendig sein, ist von der Verwendung von CEM I 32,5 R Zement abzuraten. In Beton B3 wurde dieser

verwendet und verursacht deutlich größere Bewehrungsmengen. Die Zunahme gegenüber B1 liegt je nach Art der Lagerung bei 36 – 46 %. Dies wird durch die deutlich größere Energiemenge verursacht, welche bei der Hydratation freigesetzt wird. Gegenüber dem CEM III 32,5 N Zement verdoppelt sich diese. Die Verwendung eines solchen Betons ist generell zu vermeiden.

Der Beton B4 verhält sich ähnlich wie der Beton B2. Es werden gegenüber der Bezugsgröße B1 erhöhte Bewehrungsgehalte von 6 – 10 % erwartet. Die schnellere Festigkeitsentwicklung begünstigt den Widerstand, was zu ähnlichen Bewehrungsgehalten gegenüber B2 trotz größerer Hydratationswärme führt.

Ist aus statischen Gründen ein C35/45 notwendig, ist ein Beton wie Beton B5 einzubauen. Dieser erreicht durch größere Zementgehalte höhere Hydratationstemperaturen als der Beton B4. Trotz größerer Materialwiderstände sind Zunahmen der Bewehrungsgehalte gegenüber dem Beton B1 von 16 – 19 % je nach Art der Lagerung zu erwarten.

Neben der Zementart spielt auch die Sohlstärke h eine entscheidende Bedeutung. Durch stärkere Sohlplatten wird der Abbau der adiabatischen Temperaturerhöhung verringert, was zu größeren Hydratationstemperaturen im Bauteil führt. Somit ist eine größere Sohlstärke in Bezug auf die Zwangsbeanspruchung im frühen Zwang als schlecht anzusehen. In 4.5.2 sind Diagramme dargestellt, welche die Zunahme der Bewehrungsmengen in Bezug zur Sohlstärke h aufzeigen. Für die Betone B1, B2, B4 und B5 ist die Zunahme gleich und können zusammengefasst werden. B3 reagiert im Vergleich zu den anderen Betonen nicht so empfindlich auf die Größe der Sohlstärke. Diese Zunahme ist bei unebenen Gründungsplatten generell geringer.

Abschließend ist zu sagen, dass zur Verringerung der Zwangsbeanspruchung infolge der Hydratationswärme am besten ebene, flache Gründungsplatten gewählt werden sollen. Als Zementarten sollten nach Möglichkeit nur CEM III 32,5 N oder wenn es statisch notwendig ist 42,5 N, zur Anwendung herangezogen werden.

4.6 Einfluss des Kriechens und Schwindens auf die Zwangsschnittgröße

4.6.1 Bewertung verschiedener Betonfestigkeiten und Zementarten

4.6.1.1 Ansatz der Untersuchung

Für weiße Wannen wird generell ein schwindarmer Beton verlangt. Es soll untersucht werden, welche Auswirkungen Betone haben, die mit den Anforderungen eines WU-3 Betons nicht konform sind.

Hierzu werden folgende Betone untersucht:

- Beton 1 (B1): C25/30, CEM III 32,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$
- Beton 2 (B2): C30/37, CEM III 32,5 N, $z = 320 \text{ kg/m}^3$

- Beton 3 (B3): C30/37, CEM III 42,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$
- Beton 4 (B4): C35/45, CEM III 42,5 N, $z = 320 \text{ kg/m}^3$
- Beton 5 (B5): C35/45, CEM III 52,5 N, $z = 280 \text{ kg/m}^3$

Darüber hinaus wird die Bauteildicke variabel mit 0,50 m, 0,75 m, 1,00 m und 1,25m angenommen, um den Einfluss der Bauteildicke zu bewerten. Das Steifemodul des Bodens wird mit 90 MN/m^2 angenommen. Die Sauberkeitsschicht ist 5 cm stark.

Alle weiteren Randbedingungen werden gemäß 4.1 gewählt.

Es wird die resultierende Zwangskraft aus diesen Laststellungen berechnet. Der frühe Zwang wird vernachlässigt, da die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden hierauf kaum Einfluss haben. Mögliche Zwangskräfte aus der Verschiebung in der Gleitfuge werden kategorisch ausgeschlossen, es wird ein überhöhter Reibungsbeiwert infolge einer schlechten Gleitlage angesetzt. Die Dehnung aus Kriechen und Schwinden hätte darauf keinen Einfluss und würde das Ergebnis nicht vergleichbar machen.

4.6.1.2 Versuchsergebnisse

Es wird deutlich, dass die Zwangsbeanspruchung aus B1 und B2 gleichzusetzen sind, da die jeweiligen Ergebnisse nur um ca. 1 % variieren. Dasselbe gilt für B3 und B4. Diese werden als eine Ausführungsvariante des Betons zusammengefasst. Die Ergebnisse aus B1 / B2 werden als Bezugsgröße festgelegt, mit denen die anderen Ergebnisse verglichen werden.

Für ebene und unebene Gründungsplatten stellen sich verschiedene Ergebnisse ein.

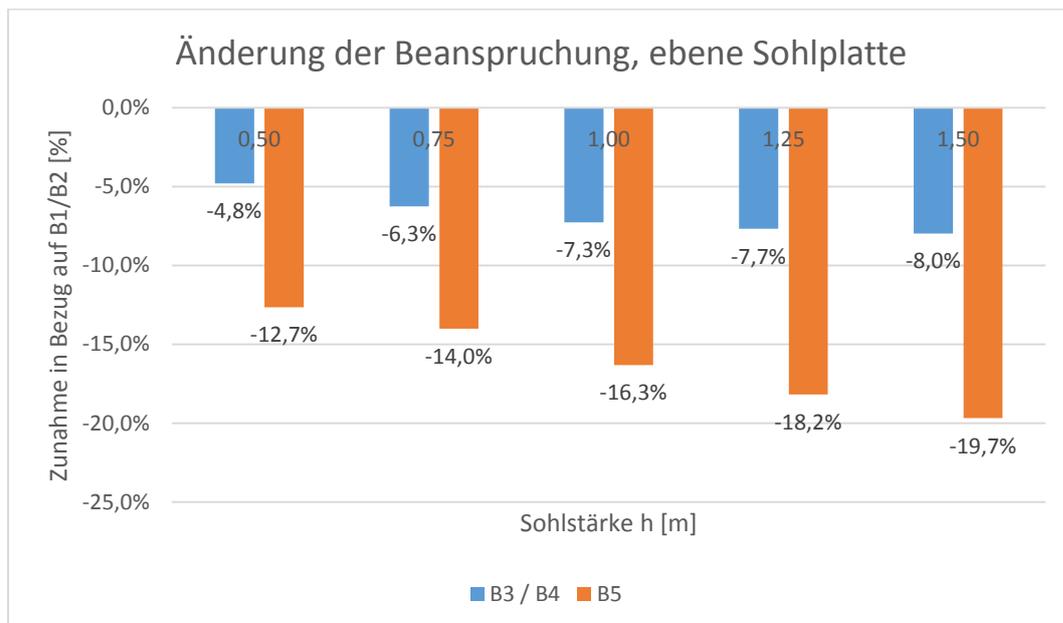


Abbildung 4.7: Änderung der Beanspruchung, ebene Sohlplatte

Bei ebenen Sohlplatten ist in Abbildung 4.7 zu erkennen, dass die Zwangsbeanspruchung mit der Verwendung der Betone B3 / B4 und B5 abnimmt. Diese Abnahme wird mit steigender Sohlstärke h größer.

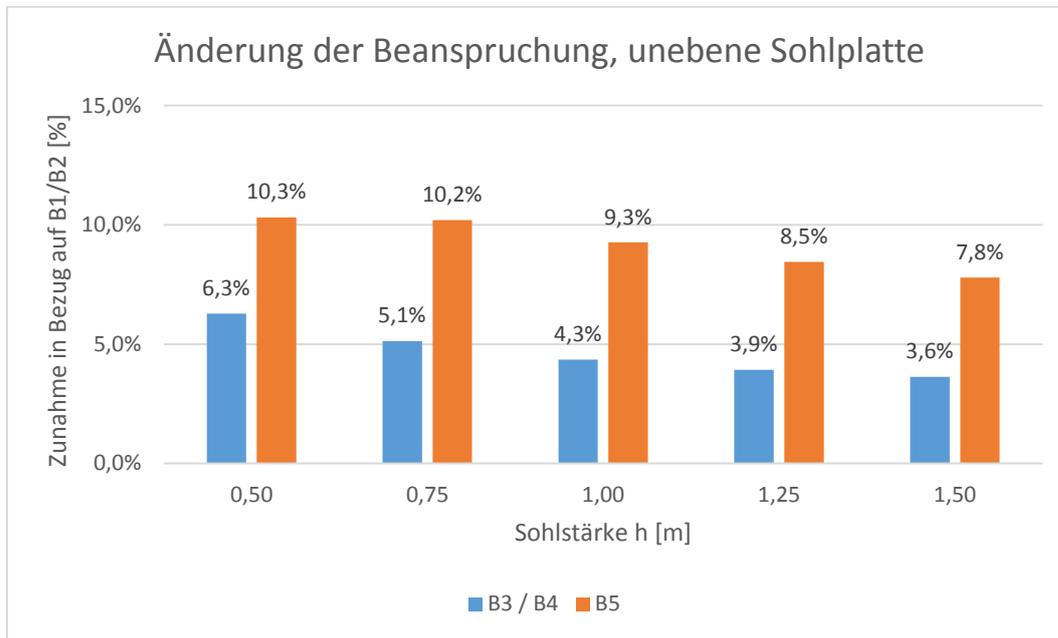


Abbildung 4.8: Änderung der Beanspruchung, unebene Sohlplatte

Für unebene Sohlplatten ist in Abbildung 4.8 dargestellt, dass mit der Verwendung von Beton nach B3 / B4 oder B5 die Zwangsbeanspruchung zunimmt. Diese Zunahme wird mit ansteigender Sohlstärke h kleiner.

4.6.1.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Betone B1 und B2 können im Sinne des WU3-Betons zusammengefasst werden, da ihre Ergebnisse um maximal 1 % schwanken. Diese werden auch als Bezugsgröße gewählt, da sie gegenüber B3, B4 und B5 geringere Schwindmaße besitzen. Die Ergebnisse aus B3 und B4 können aufgrund ihrer geringen Varianz auch zusammengefasst werden. Generell sind in Anbetracht der Schwindmaße B1/B2 als schwindarm einzuschätzen, B3/B4 als normal schwindend und B5 als stärker schwindend anzusehen.

Für ebene und unebene Gründungsplatten stellen sich zwei verschiedene Ergebnisse ein.

Bei unebenen Gründungsplatten nimmt die Zwangsbeanspruchung infolge der größeren Schwindmaße zu. Gegenüber B1/B2 ist für einen Beton gemäß B3/B4 mit einer Erhöhung der Zwangsbeanspruchung und somit auch der Bewehrungsmenge von 3,6 – 6,3 % zu rechnen, abhängig von der Sohlstärke. Bei einem Beton nach B5 ist gegenüber dem B1/B2 mit einer Erhöhung der Zwangsbeanspruchung je nach Sohlstärke von 7,8 - 10,3 % zu rechnen. Mit ansteigender Sohlstärke nimmt die Zunahme der Beanspruchung ab.

Bei unebenen Gründungsplatten kann die Aussage getroffen werden, dass die Wahl der Zementart einen direkten Einfluss auf die Zwangsbeanspruchung und somit der Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbeschränkung hat. Auf die Basis eines CEM III 32,5 N bezogen nimmt die Zwangsbeanspruchung bei Nutzung eines CEM III 42,5 N im Mittel um 4,6 % zu. Wird ein CEM III 52,5 N benutzt, nimmt die Zwangsbeanspruchung gegenüber dem CEM III 32,5 N im Mittel um 9,2 % zu. Ist aus statischen Gründen eine Verwendung von höheren Zementfestigkeiten notwendig, kommt es zu einer Erhöhung der Zwangsbeanspruchung im späten Bauteilalter. Diese Erhöhung wird aller Voraussicht nach den Lastfall späten Zwang nicht zum maßgebenden Lastfall machen, da sich durch die Verwendung eines festeren Zementes auch größere Zwangsspannungen im frühen Bauteilalter einstellen werden. Dies wurde unter 4.5 nähergehend untersucht.

Für ebene Gründungsplatten schlägt das Ergebnis zur anderen Seite aus, was zunächst überrascht.

Bei Betonen mit höherem Schwindmaß stellen sich bezogen auf die Zwangsbeanspruchung geringere Ergebnisse ein. Dies liegt an der Berechnungsmethode der Gl. 1.29 zur Berechnung der Zwangskraft aus der Bodenverformung. Hier findet auch die Schwindverformung aus der Unterbetonschicht Einfluss. Es ist zu sagen, dass die Zwangsbeanspruchung aus der Verwendung eines Betons nach B3/B4 gegenüber dem Beton nach B1/B2 um 4,8 – 8,0 % abnimmt, abhängig von der Sohlstärke h . Für einen Beton nach B5 wird die Zwangsspannung in Abhängigkeit zur Sohlstärke gegenüber B1/B2 um 12,7 – 19,7 % abnehmen. Mit größer werdender Sohlstärke nimmt die Zwangsbeanspruchung ab.

Auf den ersten Blick kann anhand dieser Ergebnisse die Aussage getroffen werden, dass größere Zementfestigkeiten zu geringeren Zwangsbeanspruchung im späten Bauteilalter führen. Es ist hierbei jedoch zu beachten, dass durch die Verwendung von hochfesten Zementen größere Zwangsbeanspruchungen im frühen Zwang hervorgerufen werden, was unter 4.5 näher untersucht wurde. Somit kann es dazu kommen, dass der späte Zwang nicht maßgebend ist und die Bewehrungsmenge aus dem frühen Zwang vergrößert wird.

Insgesamt ist zu sagen, dass diese Abnahmen und Zunahmen in der Größe der Zwangsbeanspruchung mit Vorsicht zu betrachten sind. In den meisten Einwirkungskombinationen wird die Zwangsbeanspruchung im frühen Zwang aufgrund der größeren Zementfestigkeiten maßgebend bleiben. Nur wenn die Zwangsbeanspruchung im späten Zwang, ausgelöst durch extreme Witterungseinflüsse (1.1.3.2), bedeutend größer sind, ist bei ebenen Gründungsplatten durch die Verwendung von hochfesten Zement mit einer Abnahme der Bewehrungsmenge zu rechnen.

4.6.2 Bewertung der Dauer der Nachbehandlung

4.6.2.1 Ansatz der Untersuchung

Der Dauer der Nachbehandlung wird generell nachgesagt, dass sich eine längere Nachbehandlung positiv auf die Zwangsbeanspruchung auswirkt, die Zwangskraft also kleiner wird.

Um dies zu untersuchen, wird der Beginn der Austrocknung t_s bei gleichen Randbedingungen variiert. Es wird eine Zeitspanne von 1 bis 10 Tagen untersucht. Die Schrittweite erfolgt in ganzen Tagen. Es werden die Referenzobjekte unter der Annahme untersucht, dass die Zwangskraft nicht aus der Verschiebung in der Gleitfuge resultiert. Es wird der Lastfall später Zwang betrachtet. Alle weiteren Parameter wurden gemäß 4.1 gewählt. Für den Unterbeton wird für t_s durchgehend 1 Tag gewählt. Als Ergebnis wird die resultierende Zwangskraft in der y-Achse verglichen.

4.6.2.2 Versuchsergebnisse

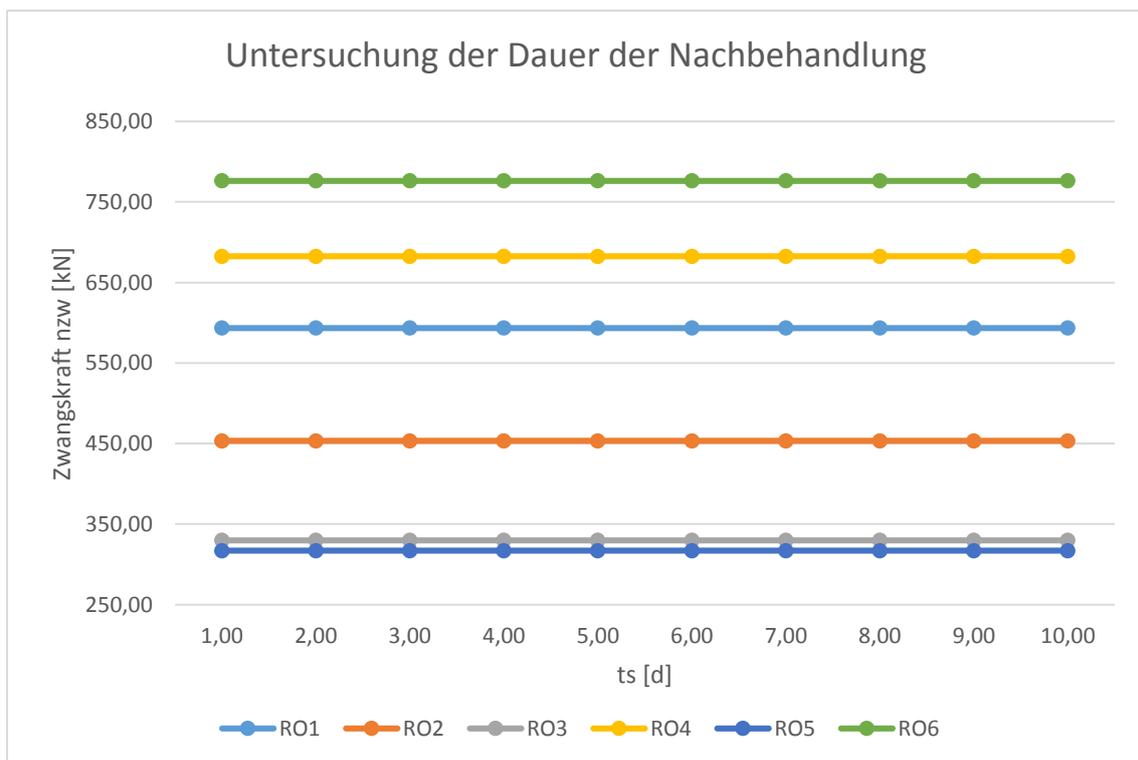


Abbildung 4.9: Untersuchung der Dauer der Nachbehandlung

Die Ergebnisse sind über den variierten Austrocknungsbeginn t_s konstant, was in Abbildung 4.9 zu sehen ist..

4.6.2.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Dauer der Nachbehandlung hat für die resultierende Zwangskraft im Endzustand keinen Einfluss. Dies resultiert aus der zeitlichen Entwicklung der Schwinddehnung. Die Größe der Schwinddehnung hängt nicht vom Beginn der Austrocknung t_s ab.

Der Austrocknungsbeginn t_s beeinflusst lediglich die zeitliche Entwicklung des Trocknungsschwindens, was nach etwa einem Jahr fast gänzlich abgeschlossen ist.

Die Dauer der Nachbehandlung hat jedoch Einfluss auf die Bildung von Schalenrissen und sollte aus Sicht der anerkannten Regeln der Technik bei WU-Gründungsplatten auf fünf Tage bemessen sein. Eine zu kurze Nachbehandlung kann das entstehende Temperaturgefälle während der Hydratation vergrößern, was zu ungewollten Schalenrissen führt.⁹⁹

4.7 Einfluss der effektiven Betonzugfestigkeit auf die Bewehrungsmenge

4.7.1 Ansatz der Untersuchung

Wie schon unter 2.2 erwähnt ist die Bestimmung der anzusetzenden effektiven Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt mit hinreichender Genauigkeit zu bestimmen. Ein Ansetzen der 0,5-fachen mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} für frühen Zwang ist nicht ausreichend. Darüber hinaus ist auch für den späten Zwang die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} zu erhöhen. Entsprechende Faktoren sind in Abb. 20 & 21. zu finden.

Die Betonzugfestigkeit resultiert aus der gewählten Betonfestigkeitsklasse und der verwendeten Zementart. Als praxisnahe Betonzusammensetzung sollen folgende Betone untersucht werden, es wird auch die Größe der effektiven Betonzugfestigkeit im frühen und späten Bauteilalter angegeben.

- C25/30, CEM III 32,5 L-LH, $f_{ct,eff} FZ = 1,30 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,eff} SZ = 3,38 \text{ N/mm}^2$
- C25/30, CEM III 32,5 N, $f_{ct,eff} FZ = 1,56 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,eff} SZ = 3,25 \text{ N/mm}^2$
- C30/37, CEM III 32,5 N, $f_{ct,eff} FZ = 1,74 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,eff} SZ = 3,63 \text{ N/mm}^2$
- C30/37, CEM I 32,5 R, $f_{ct,eff} FZ = 1,89 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,eff} SZ = 3,48 \text{ N/mm}^2$
- C30/37, CEM III 42,5 N, $f_{ct,eff} FZ = 2,18 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,eff} SZ = 3,19 \text{ N/mm}^2$
- C35/45, CEM III 42,5 N, $f_{ct,eff} FZ = 2,40 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,eff} SZ = 3,52 \text{ N/mm}^2$

Des Weiteren wird die einwirkende Zwangskraft n_{zw} in ihrer Größe variiert, um zu untersuchen, ob dieser Einfluss in Verbindung mit der effektiven Betonzugfestigkeit konstant ist.

Der frühe und späte Zwang werden differenziert betrachtet.

⁹⁹ Vgl. LOHMEYER/EBELING (2013), S. 164 ff..

4.7.2 Versuchsergebnisse

Für den frühen Zwang lassen sich im Mittel folgende Bewehrungsmengen im Zusammenhang mit der Betonzugfestigkeit ermitteln, die zur Rissbreitenbeschränkung notwendig sind.

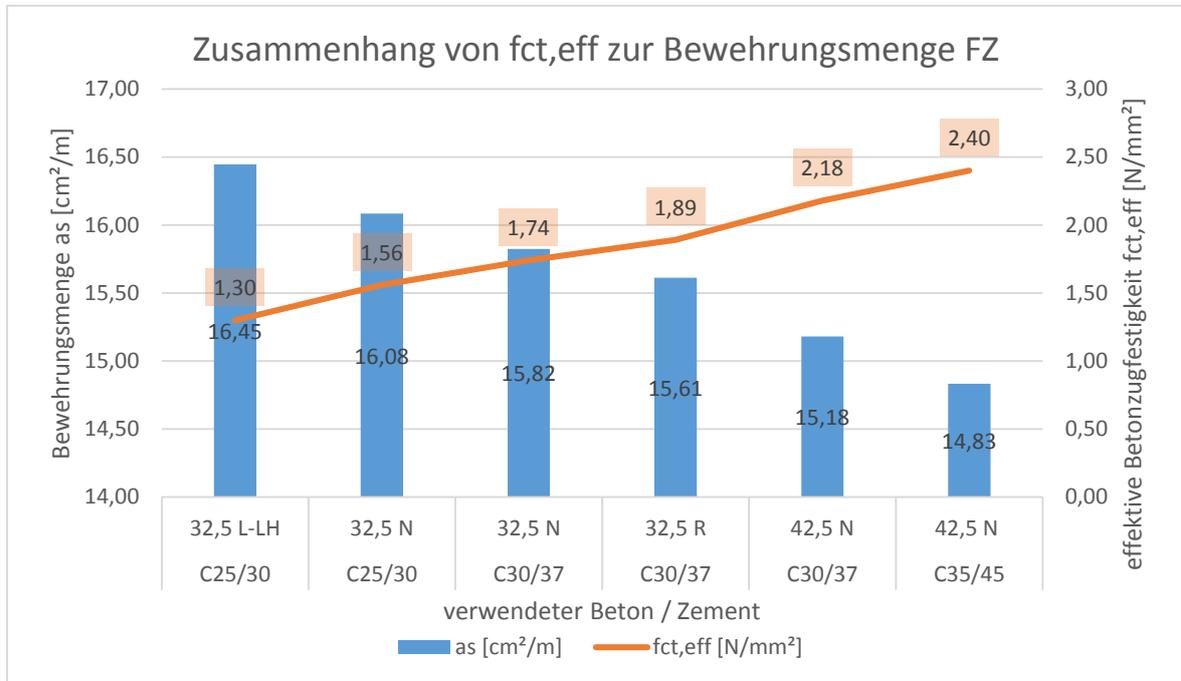


Abbildung 4.10: Zusammenhang von $f_{ct,eff}$ zur Bewehrungsmenge FZ

In Abbildung 4.10 ist zu erkennen, dass mit steigender Betonzugfestigkeit die Bewehrungsmenge abnimmt. Die Gesamtdifferenz der Bewehrungsmengen bleibt über die Größe der Zwangskraft nicht konstant, was folgend dargestellt wird.

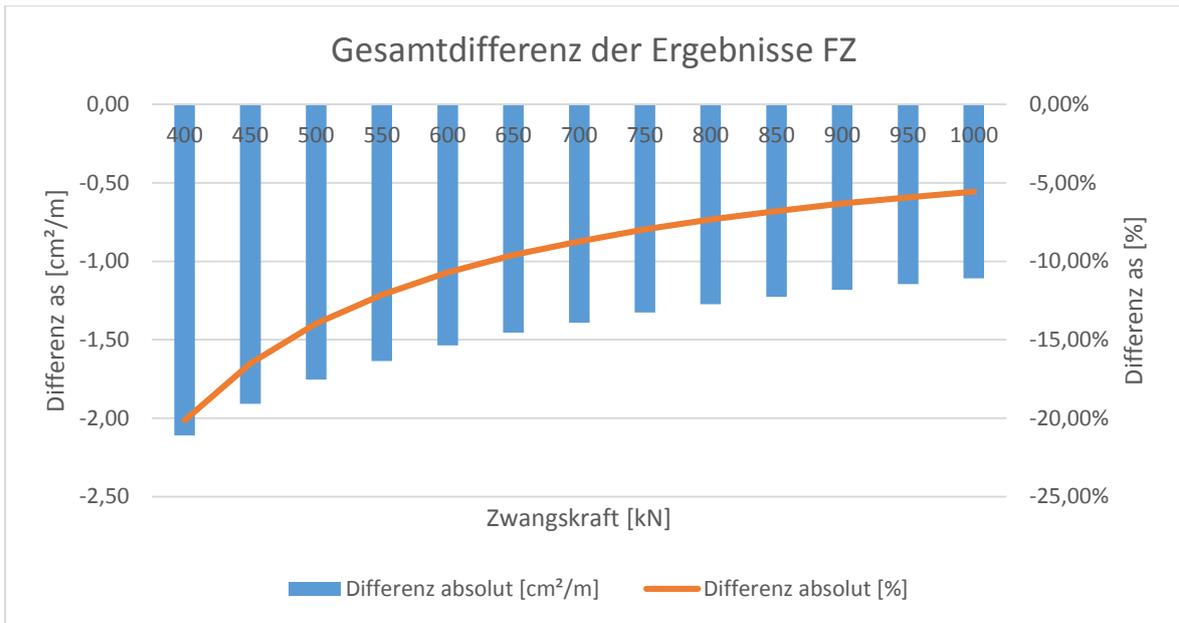


Abbildung 4.11: Gesamtdifferenz der Ergebnisse FZ

Bei geringen Zwangskräften ist die absolute Differenz der Bewehrungsmenge größer als bei größeren Zwangskräften, was in Abbildung 4.11 zu sehen ist. Die prozentuale Differenz auf die Bewehrungsmenge ist bei 400 kN etwa 20 % groß. Bei einer Zwangskraft von 1000 kN sinkt die Gesamtdifferenz auf 5,5 %.

Beim späten Zwang stellen sich im Mittel die in Abbildung 4.12 dargestellten Bewehrungsgehälter ein.

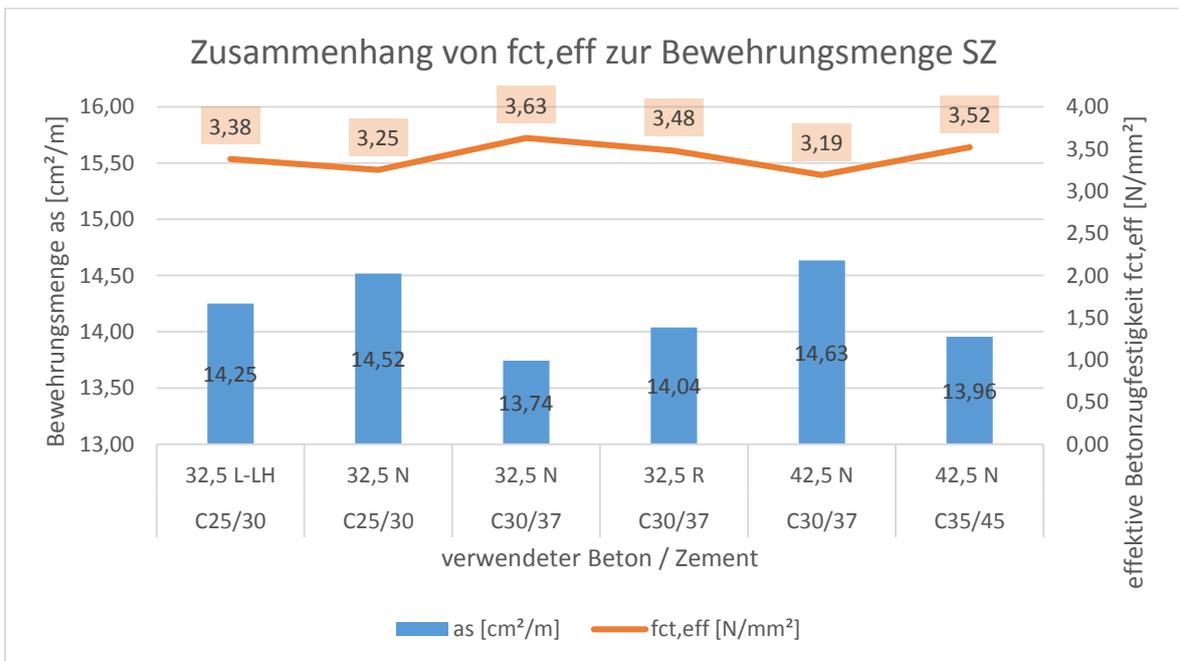


Abbildung 4.12: Zusammenhang von $f_{ct,eff}$ zur Bewehrungsmenge SZ

Hier ist zu beobachten, dass mit größerer Betonzugfestigkeit kleinere Bewehrungsmengen zur Rissbreitenbeschränkung benötigt werden. Die Streuung der Ergebnisse ist im Vergleich zum frühen Zwang nicht so groß. Über die Variierung der Zwangskraft bilden sich die in Abbildung 4.13 dargestellten Gesamtdifferenzen in der Bewehrungsmenge.

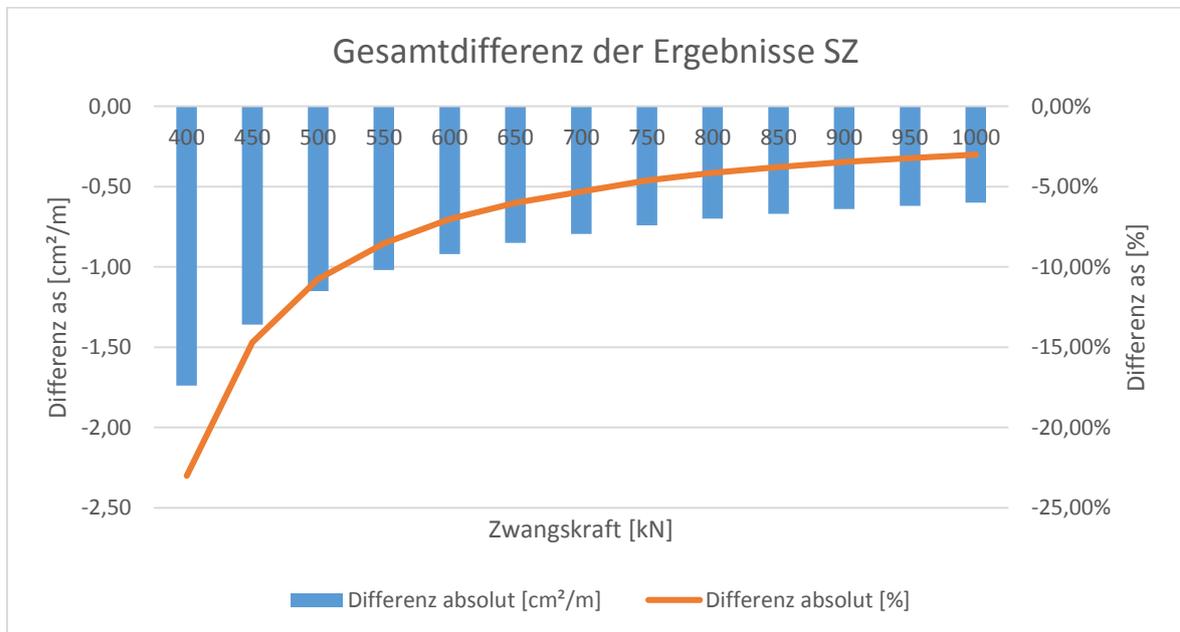


Abbildung 4.13: Gesamtdifferenz der Ergebnisse SZ

4.7.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Es lässt sich im Allgemeinen erkennen, dass mit steigender angesetzter Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ die Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbeschränkung abnimmt. Dies widerspricht auf den ersten Blick den Aussagen verschiedener Autoren, wo angemerkt wird, dass mit steigender Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ die Bewehrungsmenge erhöht wird. Von diesen Autoren wird als sicherer Ansatz empfohlen, die Betonzugfestigkeit zu erhöhen.¹⁰⁰

Darauf aufbauend stellt sich hier also die Frage, warum die Bewehrungsmenge trotz erhöhter Betonzugfestigkeit abnimmt.

Ein häufig in der Praxis gewählte Ansatz ist die Rissbreitenbegrenzung über die Bestimmung einer Mindestbewehrung gemäß 2.7. Hier findet Gl. 2.13 die effektive Betonzugfestigkeit direkten Einfluss in die Ermittlung der Bewehrungsmenge. Wird $f_{ct,eff}$ größer, wird die Bewehrungsmenge bei gleichen Parametern auch größer.

Der in dieser Arbeit gewählte Ansatz der Rissbreitenberechnung ist der rechnerische Nachweis der Rissbreite. Für diese Bemessungsvariante wird die Bewehrung auf eine

¹⁰⁰ Vgl. MEIER (2015), S. 187; MEIER (2012), S. 222; FINGERLOOS/HEGGER/ZILCH (2012), S. 291 f.; DBV-Heft 30 (2014), S. 23 f..

ermittelte Zwangskraft bemessen. Eine auf der Widerstandsseite angesetzte effektive Betonzugfestigkeit wird mit Faktor 0,4 von der Zwangsbeanspruchung abgezogen. Aus diesem Grund wird bei gleichbleibender Zwangskraft, aber größer werdender Betonzugfestigkeit die Bewehrungsmenge kleiner.

Beide Verfahren sind nach Eurocode 2 zulässig. Für den in dieser Arbeit gewählten Ansatz, lässt sich durch die Erhöhung der Betonzugfestigkeit die Bewehrungsmenge reduzieren.

Bei der Größe der angesetzten Betonzugfestigkeit wird hier vom Eurocode 2 abgewichen. Die dort genannten Baustofffestigkeiten beziehen sich auf Normfestigkeiten nach 28 Tagen. Da die Entwicklung der Festigkeiten von dem gewählten Zement abhängig ist, werden als praktische Ansätze die Korrekturfaktoren aus Tabelle 2.1 und 2.2 gewählt.

Dies führt zu der Erkenntnis, dass beim rechnerischen Rissbreitennachweis eine hohe Betonzugfestigkeit bei gleichbleibender Zwangskraft zu einer Minderung der Bewehrungsmenge führt. Dieser Einfluss nimmt bei steigender Zwangskraft ab. Bei den untersuchten Zementarten ist im frühen Zwang eine Varianz von bis zu 20,1 % möglich, im späten Bauteilalter von bis zu 23,0 %.

Es ist aber zu beachten, dass die Wahl eines hochfesten Zements wiederum zum Anstieg der Zwangskraft führen kann, was insgesamt gesehen, zu einer Steigung der Bewehrungsmenge führen kann.

Ob also durch eine größere Betonzugfestigkeit die Bewehrungsmenge abnimmt, ist im Einzelfall zu prüfen. Für eine Zwangskraft, welche aus der Verschiebung in der Gleitfuge resultiert, kann dem Ansatz Recht gegeben werden.

4.8 Einfluss der zulässigen rechnerischen Rissbreite auf die Bewehrungsmenge

4.8.1 Ansatz der Untersuchung

Die in 1.2.4 genannten Entwurfsgrundsätze haben zur Folge, dass eine bestimmte Rissklasse eingehalten werden muss. Diese Rissklasse findet sich in der Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung nach Gl. 2.6 wieder.

Um den Einfluss dieser Rissbreite zu untersuchen wird, mit verschiedenen Betonfestigkeiten und verschiedenen Zwangskräfte die Bewehrung dimensioniert. Dies geschieht mit den Rissklassen RW10, RW15, RW20, RW25 und RW 30 um alle gängigen Rissklassen bei WU-Bauwerken zu erfassen.

Darüber hinaus wird der Einfluss bei frühem und spätem Zwang betrachtet, um auch den diesen Faktor bewerten zu können.

Als Bezugsgröße wird die Rissklasse RW20 mit einer zulässigen rechnerischen Rissbreite von $w_k = 0,20$ mm gewählt.

4.8.2 Versuchsergebnisse

In Abbildung 4.14 sind die Versuchsergebnisse dargestellt. Über alle veränderlichen Parameter hinweg ist die Zunahme der Bewehrungsmenge je Rissklasse konstant. Auf die Basis der Rissklasse RW20 bezogen, erhöht sich die Bewehrungsmenge RW10 um 41,42 %.

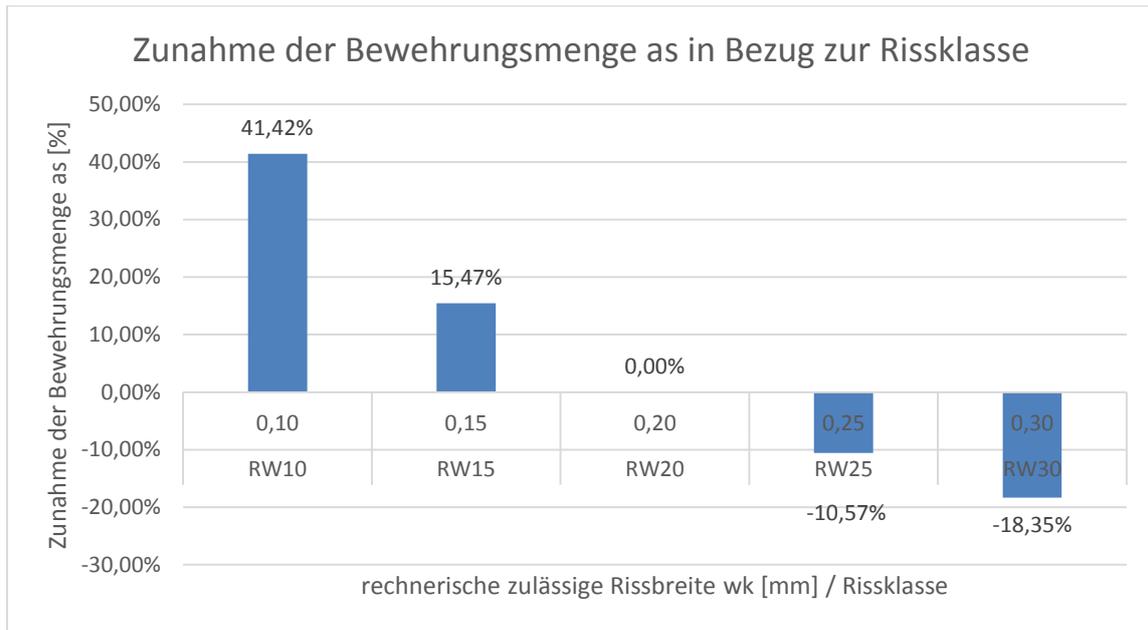


Abbildung 4.14: Zunahme der Bewehrungsmenge in Bezug zur Rissklasse

4.8.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Größe der rechnerisch zulässigen Rissbreite hat einen direkten Einfluss auf die Bewehrungsmenge. Mit kleiner werdenden Rissbreiten steigt die Bewehrungsmenge an.

Als typische Rissklasse wurde RW20 angenommen. Diese gilt als Bezugsgröße für die weiteren Ergebnisse. Ist also eine Rissklasse von RW10 notwendig, wird sich die Bewehrungsmenge gegenüber der Rissklasse RW20 um 41,42 % erhöhen. Kann die Rissklasse auf RW 30 abgemindert werden, lässt sich die Bewehrungsmenge um 18,35 % reduzieren. Diese Ergebnisse sind unabhängig von der Größe der Einwirkung, der Bauteilgeometrie und der Betonzusammensetzung.

Hieraus ergibt sich die Fragestellung, welche Rissklasse für das Bauvorhaben anzusetzen ist, da der Einfluss auf die Bewehrungsmenge nicht unerheblich ist. Hier müssen die Entwurfsgrundsätze genau überdacht werden und in Verbindung mit Bauherren und Bauunternehmer eventuell aufklärende Gespräche geführt werden, welche dazu führen können, die Rissklasse zu reduzieren. Es sollte auch die Möglichkeit betrachtet werden

eine zu große Rissbildung hinzunehmen und mit anderen rissüberbrückenden Maßnahmen diese zu verschließen. Diese können sich aufgrund der gesparten Bewehrungsmengen als wirtschaftlichere Lösung herausstellen.

4.9 Einfluss der Teilung von Gründungsplatten auf die Bewehrungsmenge

4.9.1 Ansatz der Untersuchung

Große Gründungsplatten werden in der Praxis oft in zwei oder mehreren Betonierabschnitten hergestellt. Dies kann unter Umständen auch eine Auswirkung auf die Größe der Zwangskraft haben. Resultiert die Zwangskraft bei ebenen Gründungsplatten aus der Verschiebung in der Gleitfuge werden sich für die einzelnen Betonierabschnitte deutlich unterschiedliche Zwangskräfte und somit auch Bewehrungsmengen ergeben. Dies gilt nur für den Lastfall frühen Zwang. Im späten Bauteilalter sind die einzelnen Plattenteile als eine ganze Platte anzusehen.

Bei den anderen Berechnungsmethoden der Zwangskraft hat die Plattenlänge a zwar Einfluss, dieser ist aber verhältnismäßig klein. Daher werden nachfolgend ebene Platten untersucht, bei denen die Zwangskraft aus der Verschiebung in der Gleitfuge resultiert. Hierzu werden zwei Arten der Plattenteilung untersucht. Zum ersten die Anordnung von Betonierfugen, welche rau ausgeführt sind, also einen vollständigen Verbund der Plattenseiten bewirkt. Zur Berechnung der Zwangskraft muss bei dem ersten Betonierabschnitt die Länge der zunächst betonierten Platte angesetzt werden. Zur Berechnung des zweiten Plattenfeldes muss die Gesamtlänge der Platte angesetzt werden.

Als zweite Variante wird eine Dehnfuge angeordnet. Die beiden Plattenteile sind voneinander getrennt und jede kann sich frei verformen. Bei der Berechnung der Zwangskraft ist jeweils nur die Plattenlänge der Einzelfläche zu berücksichtigen.

Die Ermittlung der Zwangskraft für die Verschiebung in der Gleitfuge ist unabhängig vom gewählten Beton. Es wird untersucht, um welchen Prozentsatz sich die Bewehrungsmenge auf die gesamte Platte bezogen verändert, wenn diese in zwei Abschnitten hergestellt wird. Dabei wird der Einfluss der Gesamtgröße der Platte untersucht, sowie die Größe der Änderung bei variablen Reibungsbeiwerten μ . Dies geschieht für die Anordnung von Betonier-, sowie Dehnfugen.

4.9.2 Versuchsergebnisse

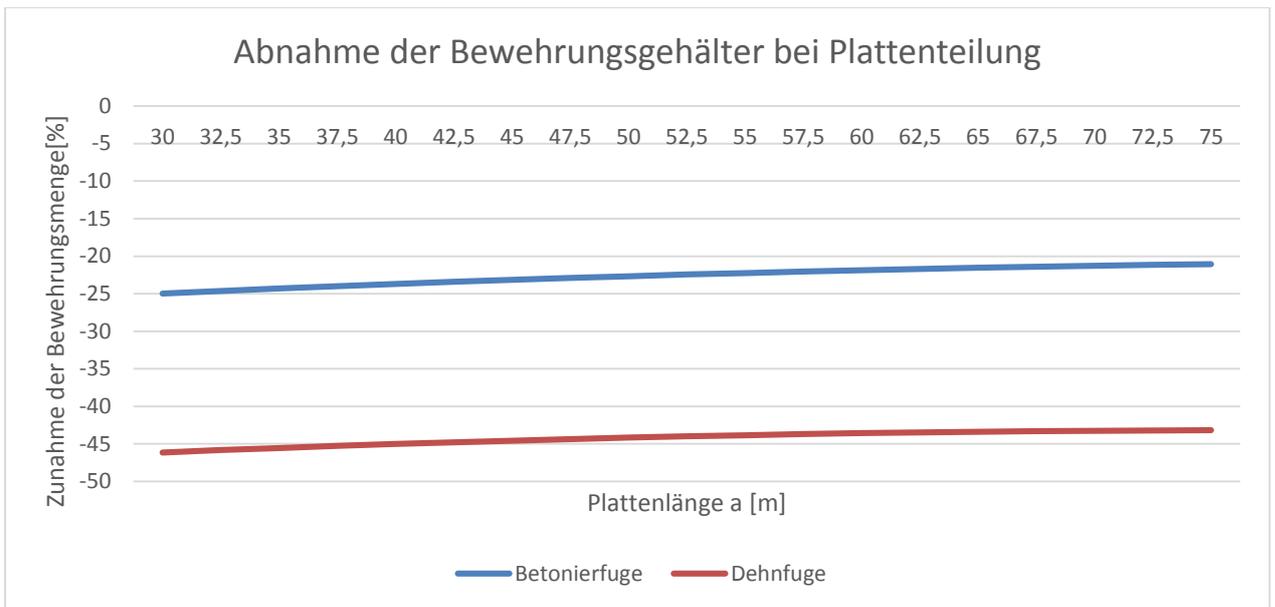


Abbildung 4.15: Abnahme der Bewehrungsgehälter bei Plattenteilung

Die Bewehrungsgehälter nehmen bei der Anordnung der Anordnung von Betonierfugen im Mittel um 21 – 25 % ab, abhängig von der Gesamtlänge der Platte. Bei der Anordnung von Dehnfugen nimmt der Bewehrungsgehalt im Mittel um 43 – 46 % ab. Diese Ergebnisse sind in Abbildung 4.15 zu sehen.

Die Ergebnisse streuen je nach Reibungsbeiwert μ um diesen Mittelwert, bei kleineren Reibungsbeiwerten ist eine noch größere Abnahme der Bewehrungsmenge zu erwarten, bei größer werdenden Reibungsbeiwerten wird die Abnahme der Bewehrungsmenge kleiner. Es sind Abweichungen von bis zu 10 % vom Mittelwert zu erwarten.

Diese Ergebnisse gelten für Plattenteilungen in der Mitte der Platte.

4.9.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Durch die Plattenteilung mit Hilfe von Betonier-, oder Dehnfugen lassen sich die Bewehrungsgehälter reduzieren, was mit der Abnahme der Zwangsbeanspruchung einhergeht. Diese Aussage ist nur bei einer maßgebenden Zwangskraft aus der Verschiebung in der Gleitfuge richtig. Bei anderen Lastfällen ist der Einfluss nicht erheblich und bedarf keiner nähergehenden Untersuchung.

Die Anordnung einer Dehnfuge ist gegenüber der Betonierfuge effektiver in Bezug auf die Abnahme der Bewehrungsgehälter. Es ist hierbei auf eine fachgerechte Herstellung dieser Fugen zu achten. Darüber hinaus ist zu beachten, welche maximal zulässige Fugenbreite die zur Verwendung kommenden Fugenkonstruktionen aufnehmen können. Ein entscheidender Vorteil dieser Fuge gegenüber der Betonierfuge ist, dass diese reduzierte Plattenlänge in der Bemessung auch für den späten Lastfall Verwendung

finden darf. Wie schon unter 2.7 genannt ist die Anordnung solcher Fugen fachgerecht zu planen, da diese Auswirkungen auf die Gesamtkonstruktion des Gebäudes haben.

Im Vergleich zur Dehnfuge ist die Betonierfuge im Hinblick auf die Reduzierung der Bewehrungsmenge weniger effektiv. Für den Lastfall späten Zwang ermöglicht eine solche Konstruktion keine Reduzierung der Bewehrungsmenge. Sie ist aber technisch gesehen einfacher auszuführen und bedarf im Hinblick auf die Gesamtkonstruktion keiner Beachtung.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass eine Plattenteilung mithilfe einer Betonier- oder Dehnfuge zur Reduzierung der Zwangsbeanspruchung und somit zur Abnahme des Bewehrungsgehalts führt. Diese Aussage ist nur für ebene Gründungplatten gültig, bei denen die anzusetzende Zwangskraft aus der Verschiebung in der Gleitfuge resultiert. Bei Betonierfugen gilt diese Aussage nur für den Lastfall frühen Zwang.

4.10 Verbesserungspotenzial der Referenzobjekte

Um die vorausgegangenen Untersuchungen auf die Referenzobjekte zu übertragen und ihre Auswirkung zu betrachten, werden jeweils kleine Verbesserungsmaßnahmen vorgenommen und eine neue Bemessung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung durchgeführt.

1) Referenzobjekt Nr.1

- a) Verbesserungsmaßnahme: Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse von C25/30 auf C30/37, Nutzung eines CEM III 42,5N ($z = 280 \text{ kg/m}^3$) anstelle eines CEM III 32,5 N ($z = 300 \text{ kg/m}^3$)
- b) Änderung der Zwangsschnittgröße n_{zw} : $\pm 0 \%$ (FZ)
- c) Änderung der Bewehrungsmenge a_s : -18% (FZ)
- d) Bemerkung: rechnerische Rissbreite im späten Zwang erhöht sich, der frühe Zwang bleibt maßgebend

2) Referenzobjekt Nr. 2

- a) Verbesserungsmaßnahme: Verwendung eines CEM 32,5 N Zements anstelle eines CEM I 32,5 R bei gleichem Zementgehalt
- b) Änderung der Zwangsschnittgröße n_{zw} : -4% (SZ)
- c) Änderung der Bewehrungsmenge a_s : -10% (SZ)
- d) Bemerkung: der Lastfall späte Zwang wird maßgebend, da die Einwirkung im frühen Zwang stark abgenommen hat (-27%). Die Zementwahl führte auch zu einer Abnahme der Zwangsschnittgröße im späten Zwang.

3) Referenzobjekt Nr. 3

- a) Verbesserungsmaßnahme: Stabdurchmesser verringert, von 12 mm auf 10 mm und von 10 mm auf 8 mm

- b) Änderung der Zwangsschnittgröße n_{zw} : ± 0 % (FZ)
 - c) Änderung der Bewehrungsmenge a_s : -11 % (FZ)
 - d) Bemerkung: der Lastfall frühe Zwang bleibt maßgebend
- 4) Referenzobjekt Nr. 4
- a) Verbesserungsmaßnahme: Verwendung eines CEM III 32,5 N ($z = 320 \text{ kg/m}^3$) anstelle eines CEM III 42,5 N ($Z = 290 \text{ kg/m}^3$)
 - b) Änderung der Zwangsschnittgröße n_{zw} : -4 % (SZ)
 - c) Änderung der Bewehrungsmenge a_s : -10 % (SZ)
 - d) Bemerkung: der Lastfall späte Zwang bleibt maßgebend
- 5) Referenzobjekt Nr. 5
- a) Verbesserungsmaßnahme: Änderung in der Planung, sodass die rechnerische zulässige Rissbreite w_k von 0,20 mm auf 0,25 mm geändert werden kann.
 - b) Änderung der Zwangsschnittgröße n_{zw} : ± 0 % (FZ)
 - c) Änderung der Bewehrungsmenge a_s : -15 % (FZ)
 - d) Bemerkung: der Lastfall frühe Zwang bleibt maßgebend
- 6) Referenzobjekt Nr. 6
- a) Verbesserungsmaßnahme: Verringerung der maximal anzunehmenden Temperaturdifferenz im späten Bauteilalter, durch eine geschlossene Tiefgaragenkonstruktion, $\Delta T = -30 \text{ K}$.
 - b) Änderung der Zwangsschnittgröße n_{zw} : -38 % (SZ)
 - c) Änderung der Bewehrungsmenge a_s : -33 % (SZ)
 - d) Bemerkung: der Lastfall späte Zwang bleibt maßgebend

Durch den Einsatz der Erkenntnisse aus den vorangegangenen Untersuchungen lässt sich feststellen, dass durch die Änderung einzelner Parameter merkbare Änderungen im Endergebnis entstehen. Daher sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass es sich lohnen kann, den einen oder anderen Rechenschritt mehr zu investieren, um die Zwangsbeanspruchung und die Bewehrungsmenge zu reduzieren.

Eine detaillierte Zusammenstellung der Ergebnisse ist im Anhang Nr. 3 hinterlegt.

5 ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE

Um zwangsbeanspruchte Sohlplatten zu optimieren, sind allgemein zwei Ansätze möglich. Es können Maßnahmen zur Verringerung der Zwangsbeanspruchung ergriffen werden oder die Widerstände des Bauteils werden vergrößert. Teilweise sind auch beide Maßnahmen parallel anwendbar. Nachfolgend wird dargestellt, welche Maßnahmen auf Grundlage der vorangegangenen Untersuchungen, als zielführend angesehen werden können. Darüber hinaus wird aufgezeigt, welche Maßnahmen zur Reduzierung der Bewehrungsmenge möglich sind, ohne dass die Zwangsbeanspruchung oder der Bauteilwiderstand verändert werden.

5.1 Möglichkeiten zur Reduzierung der Zwangsbeanspruchung

Bei der Planung von WU-Gründungsplatten ist immer eine zwangsarme Konstruktion anzustreben. Dabei sind generell ebene Platten zu konstruieren. Bei schwierigen Baugrundverhältnissen oder Laststellungen kann es aus Gründen der Tragfähigkeit dazu kommen, dass eine unebene Gründungskonstruktion zu wählen ist. Diese wird im Vergleich zur ebenen Konstruktion zu höheren Zwangsbeanspruchungen führen. Eine direkte Aussage darüber, um wie viel diese Lastfälle differieren, kann nicht gegeben werden. Hierbei ist vor allem die Sohlstärke h ausschlaggebend, welche für ebene Platten aus der Begrenzung der Verformung resultiert und allgemein größer sein wird als bei unebenen Platten.

Bei der Bildung einer Gleitfuge gemäß 1.2.1.1 kann die Zwangskraft unabhängig von Bauteilverformungen ermittelt werden. Sie hängt nur von einem Reibungsbeiwert μ ab. Die Größe der Zwangskraft aus der Bodenverformung gemäß 1.2.1.2 hängt von den Bauteilverformungen ab. Da die kleinere Zwangskraft maßgebend wird, sollte wie in 4.4 untersucht werden, ab welchem Reibungsbeiwert μ die Zwangskraft infolge der Verschiebung in der Gleitfuge kleiner ist als die aus der Bodenverformung. Anhand dieses Reibungsbeiwertes, der mindestens zu erreichen ist, um die Zwangsbeanspruchung zu reduzieren, sollte die Entscheidung getroffen werden, ob eine solche Unterkonstruktion vorzusehen ist. Der Kostenersparnis durch die Reduzierung der Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbeschränkung stehen die Mehrkosten durch die aufwendigere Unterkonstruktion gegenüber. Es sollte eine Kostenschätzung durchgeführt werden, um die Wirtschaftlichkeit zu prüfen. Zugunsten der Reduzierung von Zwangskräften sollte die gleitende Konstruktion gewählt werden.

Die Zwangsbeanspruchung im frühen Bauteilalter wird durch das Abfließen der Hydratationswärme ausgelöst, wenn keine anderen besonderen Einflüsse bekannt sind. Um diesen Einfluss so gering wie möglich zu halten, ist nach Möglichkeit eine dünne Platte zu wählen. Dies gilt für alle zur Verwendung kommenden Betone. Zur Reduzierung der Zwangsbeanspruchung ist ein C25/30 – Beton mit einem CEM III 32,5 N/L-LH Zement zu wählen. Die Zementmenge ist gering zu halten. Ein solcher Beton besitzt im Vergleich zu anderen Betonzusammensetzungen die geringste Hydratationswärme und sollte daher

als Standardausführung betrachtet werden. Sind festere Betone als der C25/30 herzustellen sollte ab einer Zementmenge $z > 320 \text{ kg/m}^3$ auf eine größere Zementfestigkeit unter Reduzierung der Zementmenge zurückgegriffen werden. Es sind Zemente mit einer normalen Festigkeitsentwicklung zu wählen. Die Verwendung von CEM I 32,5 R Zement ist kategorisch auszuschließen, dieser führt zu einer sehr starken Erhöhung der Zwangsbeanspruchung. Das Risiko zur Bildung von Schalenrissen ist bei festeren Zementen größer. Diese Art der Rissbildung hat zwar keinen Einfluss auf die Wasserundurchlässigkeit des Betons, ist im Rahmen der Dauerhaftigkeit des Betons dennoch nicht zu vernachlässigen.

Bei unebenen Gründungsplatten bewirkt die Verwendung von festeren Betonen mit festeren Zementarten eine Erhöhung der Zwangsbeanspruchung infolge von Schwinden und Kriechen. Es sollten nur aus Gründen der Tragfähigkeit auf einen Beton mit höheren Zementfestigkeiten zurückgegriffen werden.

Die Versuchsergebnisse der ebenen Platten gemäß 4.6.1 sind mit Vorsicht zu betrachten. Die Verwendung von festeren Zementarten führt dazu, dass die Zwangsbeanspruchung im späten Bauteilalter gegenüber geringeren Zementfestigkeiten abnimmt. Im Umkehrschluss führt dies aber zur Erhöhung der Beanspruchung im frühen Bauteilalter, was durch eine größere Hydratationswärme hervorgerufen wird. Ist also der späte Zwang gegenüber dem frühen Zwang mit nur geringer Differenz maßgebend, ist es nicht zielführend die Zementfestigkeit zu erhöhen. Dies führt zwar dazu, dass der späte Zwang nicht mehr maßgebend ist, sich die Beanspruchung im frühen Zwang aber vergrößert hat und somit sogar zur Erhöhung der Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbegrenzung führen kann. Auch bei einer deutlich größeren Belastung im späten Bauteilalter scheint eine Erhöhung der Zementfestigkeit ebenso unzweckmäßig. Die Einflüsse aus der Temperaturdehnung sind in der Regel deutlich größer als die aus Schwinden und Kriechen.

Die Dauer der Nachbehandlung hat keinen Einfluss auf die Zwangsbeanspruchung. Um den allgemein anerkannten Regeln der Technik gerecht zu werden, ist eine grundsätzliche Dauer der Nachbehandlung von drei bis fünf Tagen einzuhalten.

Die Temperaturverformung im Endzustand wurde nicht untersucht, dennoch soll hier eine kurze Bewertung abgegeben werden. Je nachdem wie stark eine Betonplatte der Witterung ausgesetzt ist, muss dafür eine bestimmte Temperaturdifferenz in Gl. 1.26 angesetzt werden. Als Beispiel soll hier das Referenzobjekt Nr. 6 dienen. Aufgrund der Einspannung geht die Temperaturdehnung direkt in die Ermittlung der Zwangskraft ein und findet somit auch in der Bemessung der Bewehrung Einfluss. Wird durch entsprechende Maßnahmen die Betonplatte vor der Witterung geschützt, ist auch die anzunehmende Temperatur zu reduzieren. Wird die Temperaturdifferenz ΔT von -52 K auf -25 K reduziert, führt dies zur Abnahme der Zwangskraft um 53 %. Darüber hinaus wurde in 1.1.3.2 auch darauf hingewiesen, dass die Wärmedehnzahl diesen Effekt noch weiter verbessern oder verschlechtern kann. Eine falsche, oder sogar fehlende

Berücksichtigung von Temperaturschwankungen im Endzustand führt zu einem erheblichen Rissrisiko.

Die Bauteilverformungen aus Temperaturdehnungen und Schwindverformungen haben keinen Einfluss auf die Größe der Zwangskraft infolge der Verschiebung in der Gleitfuge. Die vorgenannten Maßnahmen führen also nicht zu einer Erhöhung oder Minderung der Zwangsbeanspruchung. Durch die Anordnung von Dehnfugen und Betonierabschnitten kann diese Zwangskraft deutlich reduziert werden. Die Betonierabschnitte haben nur auf die Zwangsbeanspruchung im frühen Bauteilalter Einfluss. Betonierfugen sind in ihrer Konstruktion als einfach und wirtschaftlich anzusehen, wodurch diese Variante der Reduzierung der Zwangsbeanspruchung als wirtschaftlich bezeichnet werden kann. Die konstruktive Umsetzung von Dehnfugen ist hierzu im Vergleich schwieriger. Die Gesamtkonstruktion des Tragwerks muss darüber hinaus auf diese planmäßige Bewegung abgestimmt werden. Hierdurch können Kosten entstehen, die über die eigentliche Herstellung der Fuge hinausgehen. Dieser Aufwand kann sich letztendlich trotzdem lohnen, da Dehnfugen zu einer doppelt so großen Reduzierung der Zwangskraft führen als Betonierfugen. Zudem ist diese Wirkung auch im späten Bauteilalter vorhanden.

5.2 Möglichkeiten zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit

In der Berechnung der Bewehrungsmenge zur Rissbreitenbeschränkung darf die angesetzte Zwangskraft um eine 0,4-fache effektive Betonzugkraft (Gl. 2.8) abgemindert werden. Mit dieser Zugkraft wird ein Bauteilwiderstand dargestellt. Beim Nachweis der Rissbreite findet die effektive Betonzugkraft auch als Widerstand Einfluss (Gl. 2.3). Die Wahl des Stabdurchmessers führt zwar zu unterschiedlichen Bewehrungsmengen, dies kann aber nicht als Vergrößerung eines Widerstands angesehen werden.

Die anzusetzende effektive Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ ist somit als Widerstand gegen die Zwangsbeanspruchung zu sehen. Die Versuche in 4.7 führten hierbei zu der Erkenntnis, dass mit steigender Betonzugfestigkeit die Bewehrungsmenge abnimmt. Diese Aussage gilt nur bei dem rechnerischen Nachweis der Rissbreite mit vorausgegangener Ermittlung der Zwangsschnittgröße. Für die Rissbreitenbegrenzung über die Dimensionierung einer Mindestbewehrung nach 2.7 ist diese Aussage nicht zulässig.

Die Betonzugfestigkeit lässt sich zunächst über die zum Einsatz kommende Betonfestigkeitsklasse steuern. Hier wird der normative Wert der Zugfestigkeit gewählt. Darüber hinaus hat der gewählte Zementtyp einen Einfluss auf die anzusetzende Betonzugfestigkeit. Diese sind in Tab. 2.1 & 2.2 dargestellt. Zemente mit schneller Festigkeitsentwicklung weisen im frühen Bauteilalter schon große Betonzugfestigkeiten auf, im späten Bauteilalter besitzen diese keine allzu starken Überfestigkeiten. Zemente mit langsamer Festigkeitsentwicklung besitzen im frühen Bauteilalter noch geringe Festigkeiten, produzieren im späten Bauteilalter dann aber größere Überfestigkeiten.

Vom Grundgedanken her ist also, je nach maßgebendem Lastfall, eine große Betonfestigkeitsklasse mit einem schnell oder langsam erhärtenden Zement zu wählen um die Widerstandsfähigkeit des Betons zu erhöhen. Dass hierbei auch geringere Bewehrungsmassen benötigt werden, kann nicht ohne weiteres gesagt werden, da eine andere Beton- und Zementwahl zu verschiedenen Zwangsbeanspruchungen führen können. Für die Zwangskraft resultierend aus der Verschiebung in der Gleitfuge kann diesem Ansatz trotzdem grundlegend Recht gegeben werden.

5.3 Möglichkeiten zur Reduzierung der Bewehrungsmenge

Aufgrund der teilweise erheblichen Bewehrungsmengen zur Rissbreitenbeschränkung ist eine wirtschaftliche Betrachtung der Thematik notwendig. Aus diesem Blickwinkel ist vor allem die Bewehrungsmenge gering zu halten.

Diese lässt sich ohne Auswirkung auf die Zwangsbeanspruchung oder des Bauteilwiderstands mit der Wahl des Stabdurchmessers und der angesetzten Rissklasse beeinflussen.

Die angesetzte Rissklasse ist unter Berücksichtigung aller Umstände zu wählen. Hierbei können auch spätere rissüberbrückende Beschichtungen oder andere konstruktive Maßnahmen für das spätere Verschließen von Rissen zu einer Reduzierung der Rissklasse führen. Diese führt dann dazu, dass mitunter erhebliche Bewehrungsmengen eingespart werden können. Ob eine solche Lösung auch als wirtschaftlicher anzusehen ist, bedarf eines Verfahrensvergleichs mit Kostenschätzung.

Mit der Wahl des Stabdurchmessers kann die Bewehrungsmenge ohne Erhöhung des Rissrisikos beeinflusst werden. Dabei führen kleinere Stabdurchmesser zu geringeren Bewehrungsmengen. Ziel sollte es hierbei jedoch nicht sein, einen sehr kleinen Stabdurchmesser in einem sehr engen Raster zu wählen. Eine solche Vorgehensweise kann zu erhöhten Kosten führen. Welcher Stabdurchmesser also die wirtschaftlichste Lösung bietet muss im Einzelfall geprüft werden. An dieser Stelle sei nur darauf verwiesen, dass es bei kleineren Stabdurchmessern (<12 mm) zu erhöhten Materialkosten kommen kann. Zudem sind die Verlegekosten für kleinere Stabdurchmesser pro Tonne größer als bei stärkeren Durchmessern.

6 ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Abschlussarbeit wird eine Bewertung der Einflüsse auf die Zwangsbeanspruchung durchgeführt. Dies beinhaltet die Betrachtung der Entstehung der Zwangskraft und dem Nachweisverfahren zur Beschränkung der Rissbreite. Hierzu werden die verschiedenen Einflussfaktoren differenziert betrachtet um deren Einfluss auf das Gesamtsystem isoliert zu betrachten.

Generell resultieren die Zwangskräfte aus drei verschiedenen Laststellungen, auf denen die Einflüsse auf die Zwangsbeanspruchung durchaus unterschiedliche Auswirkungen besitzen. Eine eingespannte Konstruktion bestehend aus einer unebenen Sohlplatte ist generell zu vermeiden. Eine ebene Sohlplatte mit einer resultierenden Zwangskraft aus der Verschiebung in der Gleitfuge ist unabhängig von der eigentlichen Bauteilverformung. Resultiert die Zwangskraft aus der Bodenverformung unter der Sohlplatte ist diese vor allem von der Sohlstärke und der eigentlichen Bauteilverformung abhängig.

Aus diesen Gründen ist eine Untersuchung im Einzelfall angebracht, um ein optimales und sicheres Bemessungsergebnis zu erhalten. Infolge der Untersuchungen wird deutlich, dass die Bewehrungsmengen zur Rissbreitenbeschränkung durch die Wahl eines kleineren Stabdurchmessers abnehmen. Durch die Wahl eines festeren Betons kann der Bauteilwiderstand erhöht werden. Es ist hierbei zu beachten, dass ein festerer Beton größere Zwangskräfte verursachen kann, je nachdem welche Art der Lagerung vorliegt.

Es werden Möglichkeiten genannt, um die Zwangsbeanspruchungen und die Bewehrungsmenge zu reduzieren. Es kann sich als durchaus sinnvoll erweisen, verschiedenen Kombinationen zu probieren um ein sicheres Ergebnis zu erhalten. Auch die Wirtschaftlichkeit kann hierbei eine große Rolle spielen.

7 SUMMARY

In this thesis an assessment of influences on the constraining forces is performed. This includes the consideration of the emergence of coercive force and the detection method for limiting the crack width. To this end, the various factors are considered differentiated by their impact on the overall system to be considered in isolation.

In general, the constraining forces resulting from three different load positions on which quite have the impact on the constraining forces in different effects. A clamped structure consisting of an uneven foundation slab must be absolutely avoided. A flat floor slab with a resultant urging force of the shift in the slip plane is independent of the actual component deformation. The urging force resulting from the soil deformation under the bedplate this depends mainly on the thickness of the bottom and the actual component deformation.

For these reasons, an investigation is appropriate in a particular case in order to obtain an optimal and safe dimensioning result. From the studies it is clear that the reinforcement quantities removed for crack width by choosing a smaller rod diameter. By choosing a stronger concrete of the system resistance can be increased. It should be noted here that a more solid concrete can cause greater coercive forces, depending on the type of storage is present.

It called for the forced stress and the amount of reinforcement to reduce possibilities. It may well prove to be useful to try different combinations to get a reliable result. The economy can play an important role.

8 LITERATURVERZEICHNIS

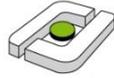
- Brauer, N., & Ehmke, J. (2012). *Arbeitsblatt 3 Ausgabe 2012-06: Bewehren von Stahlbetontragwerken nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01*. Düsseldorf: Institut für Stahlbetonbewehrung e.V.
- DAfStb. (kein Datum). DAfStb Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- DBV-Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben DBV 267. (17. August 2007). *Zur Handhabung der Nutzungsklassen nach WU-Richtlinie*. Kaiserslautern: Fraunhofer IRB Verlag Stuttgart.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). (2006). *Heft 555: Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton*. Berlin: Beuth Verlag.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). (2010). *Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Berlin: Beuth Verlag.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). (2012). *Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Berlin: Beuth-Verlag.
- Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (September 2014). *Typische Schäden im Stahlbetonbau II - Aber wer hat Schuld? Band 1 Industrieböden und Parkbauten. Heftreihe 30*.
- Deutsches Institut für Normung. (2003). *DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken*. Berlin: Beuth-Verlag.
- DIN EN 1992-1-1. (2011). Eurocode 2 EC2: Bemessung und Kostruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken; Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- DIN EN 1992-1-1/NA. (2011). Nationaler Anhang zum Eurocode EC2-1-1.
- Fingerloos, F., Hegger, J., & Zilch, K. (2012). *Eurocode 2 für Deutschland DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang; Kommentierte Fassung*. Berlin: Beuth-Verlag; Wilhelm Ernst & Sohn.
- Gunkler, E., & Becke, A. (2002). *Bemessungswerkzeug für zwangsbeanspruchte dünne Sohlplatten im Betriebszustand*. Detmold: Fachhochschule Lippe und Höxter.
- Hohmann, R. (2009). *Fugenabdichtung bei wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton*. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag.

- König, G., & Viet-Tue, N. (1996). *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. DAFStb Heft 466.* (D. A. Stahlbeton, Hrsg.) Berlin: Beuth-Verlag.
- Lohmeyer, G., & Ebeling, K. (2013). *Weißer Wannen - einfach und sicher.* Düsseldorf: Verlag Bau+Technik.
- Meier, A. (2012). Der späte Zwang als unterschätzter - aber maßgebender - Lastfall für die Bemessung. *Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 4*, S. 216 - 224.
- Meier, A. (2015). Der späte Zwang als unterschätzter - aber maßgebender - Lastfall für die Bemessung; Teil 2: Hinweise für den Tragwerksplaner. *Beton- und Stahlbetonbau 110 Heft 3*, S. 179-190.
- Müller, H. S., & Wiens, U. (2014). Beton. In K. Bergmeister, F. Fingerloos, & J.-D. Wörner, *BetonKalender 2014 Teil 2* (S. 3-164). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Sommer, R. (1993). Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton. *Dissertation.* Essen.
- Vinkeloe, R., & Weber, R. (1986). Ermittlung der Temperatur des frischen und erhärtenden Betons. *Beton-Information Heft 5.*
- Weber, R. (2010). *Guter Beton.* Düsseldorf: Verlag Bau+Technik GmbH.
- Weigler, H., Fischer, R., & Dettling, H. (1964). *Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone. DAFStb-Heft 164.* Berlin: Beuth-Verlag.
- Zilch, K., & Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau.* München: Springer-Verlag.

FORMELVERZEICHNIS

1.1	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.1
1.2	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.2
1.3	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.3
1.4	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.4
1.5	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.51
1.6a	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.6
1.6b-c	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.8c
1.7	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.53
1.8	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.7
1.9	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.8
1.10	aus	DIN EN 1992-1-1 Anhang B	B.8c
1.11	aus	MÜLLER/WIENS (2014)	6.18
1.12	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.74a
1.13	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.75
1.14	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.76
1.15	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.77
1.16	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.78
1.17	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.79
1.18	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.80
1.19	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.81
1.20	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.82
1.21	aus	ZILCH/ZEHETMAIER (2010)	3.83
1.22	aus	MÜLLER/WIENS (2014)	5.1

1.23	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	4.5
1.24	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	3.36
1.25	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	4.2
1.26	aus	MÜLLER/WIENS (2014)	5.1
1.27	aus	KÖNIG/VIET-TUE (1996)	92
	und	LOHMEYER/EBELING (2013)	4.15
1.28	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	4.15
1.29	aus	KÖNIG/VIET-TUE (1996)	93
1.30a-c	aus	KÖNIG/VIET-TUE (1996)	93
1.31	aus	GUNKLER/BECKE (2002)	1
1.32	aus	SOMMER (1993)	o.N.
2.1	aus	DIN EN 1992-1-1	7.8
2.2	aus	DIN EN 1992-1-1	7.11
2.3	aus	DIN EN 1992-1-1	7.9
2.4	aus	DIN EN 1992-1-1	7.10
2.5	aus	DIN EN 1992-1-1	7.9
2.6	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	5.30
2.7	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	5.30
2.8	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	5.30
2.9	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	5.30
2.10	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	5.30
2.11	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	o.N.
2.12	aus	LOHMEYER/EBELING (2013)	4.17
2.13	aus	DIN EN 1992-1-1	7.



Hochschule Osnabrück
University of Applied Sciences

Fakultät Agrarwissenschaften und Landschaftsarchitektur

Studiengang: Baubetriebswirtschaft Dual

Anhang zur Bachelorarbeit

Inhaltsverzeichnis

1	Bemessungswerkzeug	1
2	Bedienungsanleitung zum Bemessungswerkzeug	18
3	Bemessungsergebnisse der Referenzobjekte	28

1 BEMESSUNGSWERKZEUG

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

Bemessungswerkzeug zur Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung bei frühem Zwang			
1. Randbedingungen			
Geometrie		Betoneigenschaften	
Länge a	50 [m]	Betonfestigkeitsklasse	C 35/45
Breite b	35 [m]	Zementtyp	CEM II 42,5 N
Höhe h	0,45 [m]	Linie	'2'
cnom	4 [cm]	Zementgehalt	345 [kg/m ³]
Unterbeton		Betondruckfestigkeit f _{cm}	43,00 [N/mm ²]
Höhe h _u	0,1 [m]		
Betonfestigkeitsklasse	C 12/15		
Betondruckfestigkeit f _{cm}	20 [N/mm ²]		
Bodenkennwerte			
Steifemdul E _s	80 [MN/m ²]		
Einflusstiefe h _{ea} [a/3]	16,67 [m]		
Einflusstiefe h _{eb} [b/3]	11,67 [m]		
Rissklasse			
rechnerische Rissbreite w _k	0,2 [mm]		

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

2. Größe der Verformung	
aus der Hydratationswärme ε_{cHT}	
Gl. 1.22	$\varepsilon_{cHT} = \alpha_{c,T(\varphi)} * \Delta T_{b,H} = -277 * 10^{-6} \text{ [m/m]}$
Gl. 1.23	$\Delta T_{b,H} = \beta_{TB} * \Delta T_{ad} = -19,803 \text{ [}^\circ\text{C]}$
	aus Tab. 4
	$\beta_{TB} = 0,7 \text{ [-]}$
Gl. 1.24	$\Delta T_{ad} = \frac{z * Qh}{C_{c0}} = 28,29 \text{ [}^\circ\text{C]}$
	aus Tab. 5
	$t_{maxT} = 31 \text{ [h]}$
	aus Bild 1
	$Qh = 205 \text{ [kJ/kg]}$
	$\alpha_{c,T(\varphi)} = 14 * 10^{-6} \text{ [m/m]}$

Seite 2 von 6

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

3.1 Zwangskraft in y-Richtung	
Unterseite der Gründungsplatte	eben
Zwangskraft aus vollem Zwang	KEINE BERÜCKSICHTIGUNG !
Gl. 1.31	$n_{zw} = k * \varepsilon * E_{cm} * A_{ct} = \dots$ [kN]
Gl. 1.32	$k = \frac{1}{1 + E_{cm} * A_{ct} * \frac{1}{E_{cmu} * A_{cu} + 0,25 * a * E_s}} = 0,195$ [-]
	$\varepsilon = \varepsilon_{cHT} = -277 * 10^{-6}$ [m/m]
Zwangskraft aus teilweisem Zwang	
Gleitfuge unter der Betonplatte	
Gl. 1.27	$n_{zw} = \mu_d * (h * \gamma_c + q) * \frac{a}{2} = 759,38$ [kN]
Gl. 1.28	$\mu_d = \gamma_R * \mu_0 = 2,70$ [-]
	$\mu_0 = 2,00$ aus Tabelle 3 ablesen nach Wahl der Unterkonstruktion
	$q = 0$ [kN/m ²]
Nachgiebigkeit des Bodens	
Gl. 1.29	$n_{zw} = \frac{-C_u * b * (\varepsilon_{c\infty} - \varepsilon_{cu\infty}) - C_e * \varepsilon_{cb}}{1 + \frac{C_u}{C_b} + \frac{C_e}{C_b * b}} / b = 641,98$ [kN]
Gl. 1.30a	$C_b = h * E_{cm} = 15300$ [MN/m ²]
Gl. 1.30b	$C_u = h_u * E_{cmu} = 2700$ [MN/m ²]
Gl. 1.30c	$C_e = (0,5 * h_e * b + \frac{\pi}{6} * h_e^2) * E_s / b = 999$ [MN]
Gl. 1.30d	$E_{cm,t} = E_{cm} * \beta_{E_c(t)} = 22100$
	$\beta_{E_c(t)} = 0,65$ aus Tab. 8
maßgebende Zwangskraft in y-Richtung (längere Plattenseite a)	
	<u><u>$n_{zw} = 641,98$ [kN]</u></u>

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

3.2 Zwangskraft in x-Richtung	
Zwangskraft aus vollem Zwang	KEINE BERÜCKSICHTIGUNG !
Gl. 1.31 $n_{zw} = k * \varepsilon * E_{cm} * A_{ct} = \dots$ [kN]	
<p>Gl. 1.32 $k = \frac{1}{1 + E_{cm} * A_{ct} * \frac{1}{E_{cmu} * A_{cu} + 0,25 * b * E_s}} = 0,182$</p> <p style="text-align: right;">$\varepsilon = \varepsilon_{c\infty} = -277 * 10^{-6}$</p>	
Zwangskraft aus teilweisem Zwang	
Gleitfuge unter der Betonplatte	
Gl. 1.27 $n_{zw} = \mu_d * (h * \gamma_c + q) * \frac{b}{2} = 531,56$ [kN]	
<p>Gl. 1.28 $\mu_d = \gamma_R * \mu_0 = 2,70$ [-] $\mu_0 = 2,00$</p> <p style="text-align: center;">$q = 0$ [kN/m²]</p>	
Nachgiebigkeit des Bodens	
Gl. 1.29 $n_{zw} = \frac{-C_u * a * (\varepsilon_{c\infty} - \varepsilon_{cu\infty}) - C_e * \varepsilon_{cb}}{1 + \frac{C_u}{C_b} + \frac{C_e}{C_b * b}} / a = 591,56$ [kN]	
Gl. 1.30a $C_b = h * E_{cm,t} = 9945$ [MN/m ²]	
Gl. 1.30b $C_u = h * E_{cmu} = 2700$ [MN/m ²]	
Gl. 1.30c $C_e = (0,5 * h * e * a * b + \frac{\pi}{6} * h_e^2) * E_s / a = 830$ [MN]	
Gl. 1.30d $E_{cm,t} = E_{cm} * \beta_{E_c(t)} = 22100$	
$\beta_{E_c(t)} = 0,65$ aus Tab. 7	
maßgebende Zwangskraft in x-Richtung (kürzere Plattenseite b)	
<u>$n_{zw,x} = 531,56$ [kN]</u>	

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnen

4.1 Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung in y-Richtung

Gl. 2.6 $a_s = \sqrt{\frac{\phi_s * act_{eff}}{3,6 * wk * Est}} * (n_s - 0,4 * n_{cr}) = 15,42 \text{ [cm}^2\text{/m]}$

Gl. 2.7 $n_s = \frac{n_{zw}}{2} = 320,99 \text{ [kN]}$

Gl. 2.8 $n_{cr} = act_{,eff} * fct_{,eff} = 282,00 \text{ [kN]}$

Gl. 2.9 $a_{ct,eff} = 2,5 * \left(c_{nom} + \frac{\phi_s}{2}\right) * b \leq 1/2 * h * b = 0,118 \text{ [m}^2\text{]}$

Gl. 2.10 $f_{ct,eff} = \beta_{ct(\phi)} * fctm = 2,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

$\beta_{ct(\phi)} = 0,75 \text{ aus Tab. 7}$

ϕ_s	6	8	10	12	14	16
a_s	9,88	11,47	12,90	14,21	15,42	16,56
as,vorh	0,00	0,00	0,00	0,00	15,39	0,00
kg/m ²					12,08	

ϕ_s	20	25	28	gewählt	
a_s	18,68	21,08	22,41	ϕ	a
as,vorh	0,00	0,00	0,00	14	10
kg/m ²				as,vorh= 15,39	

Anpassung erforderlich

4.2 Nachweis der Rissbreite in y-Richtung

Nachweis erbracht

Gl. 2.1 $w_k = sr_{max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,19 \text{ [mm]}$

Gl. 2.3 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - (0,4 * fct_{eff} / \rho_{eff}) * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_{st}} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_{st}} = 0,0006480$

Gl. 2.4 $\rho_{eff} = \frac{a_{s,vorh}}{a_{ct,eff}} = 0,013$

Gl. 2.5 $\alpha_e = \frac{E_{st}}{E_{cm}} = 5,88$

Gl. 2.2 $sr_{max} = \frac{\phi_s}{3,6 * \rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s * ds}{3,6 * fct_{eff}} = 296,8366$

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

4.3 Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung in x-Richtung

Gl. 2.6 $a_s = \sqrt{\frac{\phi_s * act_{eff}}{3,6 * wk * Est}} * (n_s - 0,4 * n_{cr}) = 13,22 \text{ [cm}^2\text{/m]}$

Gl. 2.7 $n_s = \frac{n_{zw}}{2} = 265,78 \text{ [kN]}$

Gl. 2.8 $n_{cr} = act_{eff} * f_{ct,eff} = 282,00 \text{ [kN]}$

Gl. 2.9 $a_{ct,eff} = 2,5 * \left(c_{nom} + \frac{\phi_s}{2}\right) * b \leq \frac{1}{2} * h * b = 0,118 \text{ [m}^2\text{]}$

Gl. 2.10 $f_{ct,eff} = \beta_{ct(\phi)} * f_{ctm} = 2,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

$\beta_{ct(\phi)} = 0,75$

ϕ_s	6	8	10	12	14	16
a_s	8,53	9,89	11,10	12,20	13,22	14,17
$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	0,00	13,99	0,00
kg/m ²					10,98	

ϕ_s	20	25	28	gewählt	
a_s	15,91	17,85	18,91	ϕ	a
$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	14	11
kg/m ²				as,vorh= 13,99	

4.4 Nachweis der Rissbreite in x-Richtung

Nachweis erbracht

Gl. 2.1 $w_k = s_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,18 \text{ [mm]}$

Gl. 2.3 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - (0,4 * f_{ct,eff} / \rho_{eff}) * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_{st}} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_{st}} = 0,00056976$

Gl. 2.4 $\rho_{eff} = \frac{a_{s,vorh}}{a_{ct,eff}} = 0,012$

Gl. 2.5 $\alpha_e = \frac{E_{st}}{E_{cm}} = 5,88$

Gl. 2.2 $s_{r,max} = \frac{\phi_s}{3,6 * \rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s * ds}{3,6 * f_{ct,eff}} = 307,741$

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

Bemessungswerkzeug zur Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung bei spätem Zwang			
1. Randbedingungen			
Geometrie		Betoneigenschaften	
Länge a	50 [m]	Betonfestigkeitsklasse	C 35/45
Breite b	35 [m]	Zementtyp	CEM II 42,5 N
Höhe h	0,45 [m]	Linie	'2'
cnom	4 [cm]	Zementgehalt	345 [kg/m ³]
Unterbeton		Betondruckfestigkeit f _{cm}	43,00 [N/mm ²]
Höhe h _u	0,1 [m]		
Betonfestigkeitsklasse	C 12/15		
Betondruckfestigkeit f _{cm}	20 [N/mm ²]		
Erhärtungsprozess			
		Betonplatte	Unterbeton
Beginn der Austrocknung t _s		5 [Tag]	30 [Tag]
Beginn der Belastung t ₀		5 [Tag]	30 [Tag]
rel. Luftfeuchtigkeit RH		70 [%]	70 [%]
Tag der Betrachtung t		5475 [Tag]	5475 [Tag]
Temperaturschwankung ΔT		25 [K]	
Bodenkennwerte			
Steifemdul E _s	80 [MN/m ²]		
Einflusstiefe he _a [a/3]	16,67 [m]		
Einflusstiefe he _b [b/3]	11,67 [m]		
Rissklasse			
rechnerische Rissbreite w _k	0,2 [mm]		

Seite 1 von 8

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnen

2. Größe der Verformung	
Kriechen/Schwinden	
Ermittlung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$	
Gl. 1.1	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,12 [-]$
Gl. 1.2	$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 2,22$
Gl. 1.3	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 = 1,28$
Gl. 1.4	$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,56$
Gl. 1.5	$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + \left(\frac{t_0,eff}{t_1}\right)^{0,2}} = 0,68$
Gl. 1.6b	$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \leq 1,0 = 0,87$
Gl. 1.6c	$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \leq 1,0 = 0,96$
Gl. 1.6a	$h_0 = \frac{2Ac}{u} \text{ (bei Platten } h_0 = h) = 0,45$
Gl. 1.7	$t_{0,eff} = t_0 * \left[\frac{9}{2 + \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 = 5,00$ $\alpha = 0 \text{ [siehe Tab. 2]}$
Gl. 1.8	$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{\frac{t - t_0}{t_1}}{\beta_H + \frac{t - t_0}{t_1}} \right]^{0,3} = 0,95$
Gl. 1.9	$\beta_H = 150 * \left[1 + \left(1,2 * \frac{RH}{RH_0}\right)^{18} \right] * \frac{h_0}{h_1} + 250 * \alpha_3$ $\leq 1500 * \alpha_3 = 929,81$
Gl. 1.10	$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} \leq 1,0 = 0,90$

Seite 2 von 8

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

Ermittlung der Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t, ts)$	
Gl. 1.13	$\varepsilon_{cs}(t, ts) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, ts) = -304 \cdot 10^{-6} \text{ [m/m]}$
Gl. 1.14	$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) = -78,83$
Gl. 1.15	$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{60 + f_{cm}}\right)^{2,5} \cdot 10^{-6} = -78,83$
	$\alpha_{as} = 700 \text{ [siehe Tab. 2]}$
Gl. 1.16	$\beta_{as}(t) = 1 - e^{\left(-0,2 \cdot \sqrt{\frac{t}{t_1}}\right)} = 1,00$
Gl. 1.17	$\varepsilon_{cds}(t, ts) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - ts) = -225,06$
Gl. 1.18	$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right)} \right] \cdot 10^{-6} = 334,86$
	$\alpha_{ds1} = 4 \text{ [siehe Tab. 2]}$
	$\alpha_{ds2} = 0,12 \text{ [siehe Tab. 2]}$
Gl. 1.19	$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3 \right], & \text{für } 40\% \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{für } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases} = -1,02$
Gl. 1.20	$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,1} \leq 1,0 = 0,98$
Gl. 1.21	$\beta_{ds}(t - ts) = \frac{(t - ts)/t_1}{\sqrt{350 \cdot \left(\frac{h_0}{h_1}\right)^2 + (t - ts)/t_1}} = 0,66$

Seite 3 von 8

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

Schwindverformung für Unterbeton $\epsilon_{csu}(t, ts)$										
Gl. 1.13 =	$\epsilon_{csu}(t, ts) = -457,49 \cdot 10^{-6} \text{ [m/m]}$									
Gl. 1.14 =	-21,87									
Gl. 1.15 =	-21,88									
Gl. 1.16 =	1,00									
Gl. 1.17 =	-435,61									
Gl. 1.18 =	441,30									
Gl. 1.19 =	-1,02									
Gl. 1.20 =	1,00									
Gl. 1.21 =	0,97									
Berechnung erfolgt wie vor, jedoch mit Parametern des Unterbetons										
Abbau der Schwindverformung durch Kriechen										
Gl. 1.12	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%;"></th> <th style="width: 25%;">Beton</th> <th style="width: 25%;">Unterbeton</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\frac{\sigma_c(t)}{\sigma_c(t_0)} = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0) * \varphi(t, t_0)}$</td> <td style="text-align: center;">0,213</td> <td style="text-align: center;">0,200</td> </tr> <tr> <td></td> <td colspan="2" style="text-align: center;">$\varphi(t, t_0) = 0,80 \text{ [-]}$</td> </tr> </tbody> </table>		Beton	Unterbeton	$\frac{\sigma_c(t)}{\sigma_c(t_0)} = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0) * \varphi(t, t_0)}$	0,213	0,200		$\varphi(t, t_0) = 0,80 \text{ [-]}$	
	Beton	Unterbeton								
$\frac{\sigma_c(t)}{\sigma_c(t_0)} = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0) * \varphi(t, t_0)}$	0,213	0,200								
	$\varphi(t, t_0) = 0,80 \text{ [-]}$									
Temperaturdehnung										
Gl. 1.26	$\epsilon_{cT} = \alpha_c * \Delta T = -250 \cdot 10^{-6}$ $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6}$									
es darf in begründeten Fällen die Wärmedehnzahl abgeändert werden.										
Größe der Verformung im Endzustand										
<p>Betonplatte</p> $\epsilon_{c, \infty} = \epsilon_{cs}(t, ts) * \eta_{ck} + \epsilon_{cT} = -315 \cdot 10^{-6} \text{ [m/m]}$										
<p>Unterbeton</p> $\epsilon_{cu, \infty} = \epsilon_{csu}(t, ts) * \eta_{cku} = -91 \cdot 10^{-6} \text{ [m/m]}$										

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnen

3.1 Zwangskraft in y-Richtung	
Unterseite der Gründungsplatte	eben
Zwangskraft aus vollem Zwang	KEINE BERÜCKSICHTIGUNG !
Gl. 1.31	$n_{zw} = k * \varepsilon * E_{cm} * Act = \dots$ [kN]
Gl. 1.32	$k = \frac{1}{1 + E_{cm} * Act * \frac{1}{E_{cmu} * A_{cu} + 0,25 * a * E_s}} = 0,195$ [-]
	$\varepsilon = \varepsilon_{c \infty} = -315 * 10^{-6}$
Zwangskraft aus teilweisem Zwang	
Gleitfuge unter der Betonplatte	
Gl. 1.27	$n_{zw} = \mu_d * (h * \gamma_c + q) * \frac{a}{2} = 928,13$ [kN]
Gl. 1.28	$\mu_d = \gamma_R * \mu_0 = 2,70$ [-] $\mu_0 = 2,00$
	$q = 2,5$ [kN/m ²] aus Tabelle 3 ablesen nach Wahl der Unterkonstruktion
Nachgiebigkeit des Bodens	
Gl. 1.29	$n_{zw} = \frac{-C_u * b * (\varepsilon_{c \infty} - \varepsilon_{cu \infty}) - C_e * \varepsilon_{ch}}{1 + \frac{C_u}{C_b} + \frac{C_e}{C_b * b}} / b = 519,36$ [kN]
Gl. 1.30a	$C_b = h * E_{cm} = 15300$ [MN/m ²]
Gl. 1.30b	$C_u = h_u * E_{cmu} = 2700$ [MN/m ²]
Gl. 1.30c	$C_e = \left(0,5 * h_e * b + \frac{\pi}{6} * h_e^2\right) * E_s / b = 999$ [MN]
maßgebende Zwangskraft in y-Richtung (längere Plattenseite a)	
	<u><u>$n_{zw} = 519,36$ [kN]</u></u>

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

3.2 Zwangskraft in x-Richtung	
Zwangskraft aus vollem Zwang	KEINE BERÜCKSICHTIGUNG !
Gl. 1.31	$n_{zw} = k * \varepsilon * E_{cm} * A_{ct} = \dots$ [kN]
Gl.1.32	$k = \frac{1}{1 + E_{cm} * A_{ct} * \frac{1}{E_{cmu} * A_{cu} + 0,25 * b * E_s}}$ = 0,182 [-]
	$\varepsilon = \varepsilon_{c \infty}$ = -315 * 10 ⁻⁶
Zwangskraft aus teilweisem Zwang	
Gleitfuge unter der Betonplatte	
Gl. 1.27	$n_{zw} = \mu_d * (h * \gamma_c + q) * \frac{b}{2} =$ 649,69 [kN]
Gl. 1.28	$\mu_d = \gamma_R * \mu_0 =$ 2,70 [-] $\mu_0 =$ 2,00
	$q =$ 2,5
Nachgiebigkeit des Bodens	
Gl. 1.29	$n_{zw} = \frac{-C_u * a * (\varepsilon_{c \infty} - \varepsilon_{cu \infty}) - C_e * \varepsilon_{ch}}{1 + \frac{C_u}{C_b} + \frac{C_e}{C_b * b}} / a =$ 516,50 [kN]
Gl. 1.30a	$C_b = h * E_{cm} =$ 15300 [MN/m ²]
Gl. 1.30b	$C_u = h_u * E_{cmu} =$ 2700 [MN/m ²]
Gl. 1.30c	$C_e = (0,5 * h_e a * b + \frac{\pi}{6} * h_e^2) * E_s / a =$ 830 [MN]
maßgebende Zwangskraft in x-Richtung (kürzere Plattenseite b)	
	<u><u>$n_{zw,x} =$ 516,50 [kN]</u></u>

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

4.1 Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung in y-Richtung

Gl. 2.6 $a_s = \sqrt{\frac{\phi_s * act_{eff}}{3,6 * wk * Est}} * (n_s - 0,4 * n_{cr}) = 10,38 \text{ [cm}^2\text{/m]}$

Gl. 2.7 $n_s = \frac{n_{zw}}{2} = 259,68 \text{ [kN]}$

Gl. 2.8 $n_{cr} = act_{eff} * fct_{eff} = 413,60 \text{ [kN]}$

Gl. 2.9 $a_{ct,eff} = 2,5 * \left(c_{nom} + \frac{\phi_s}{2}\right) * b \leq \frac{1}{2} * h * b = 0,118 \text{ [m}^2\text{]}$

Gl. 2.10 $f_{ct,eff} = \beta_{ct(\rho)} * fctm = 3,52 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

$\beta_{ct(\rho)} = 1,1 \text{ aus Tab. 7}$

ϕ_s	6	8	10	12	14	16
a_s	6,97	8,00	8,90	9,68	10,38	11,00
as,vorh	0,00	0,00	0,00	0,00	15,39	0,00
kg/m ²					12,08	

ϕ_s	20	25	28	gewählt	
a_s	12,05	13,06	13,52	ϕ	a
as,vorh	0,00	0,00	0,00	14	10
kg/m ²				as,vorh=	15,39

4.2 Nachweis der Rissbreite in y-Richtung

Nachweis erbracht

Gl. 2.1 $w_k = sr_{max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,09 \text{ [mm]}$

Gl. 2.3 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - (0,4 * fct_{eff} / \rho_{eff}) * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_{st}} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_{st}} = 0,00051$

Gl. 2.4 $\rho_{eff} = \frac{a_{s,vorh}}{a_{ct,eff}} = 0,013$

Gl. 2.5 $\alpha_e = \frac{E_{st}}{E_{cm}} = 5,88$

Gl. 2.2 $sr_{max} = \frac{\phi_s}{3,6 * \rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s * ds}{3,6 * fct_{eff}} = 186,368201$

Beispielrechnung

Bachelorarbeit Roman Behnken

4.3 Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung in x-Richtung

Gl. 2.6 $a_s = \sqrt{\frac{\phi_s * act_{eff}}{3,6 * wk * Est}} * (n_s - 0,4 * n_{cr}) = 10,30 \text{ [cm}^2\text{/m]}$

Gl. 2.7 $n_s = \frac{n_{zw}}{2} = 258,25 \text{ [kN]}$

Gl. 2.8 $n_{cr} = act_{eff} * fct_{eff} = 413,60 \text{ [kN]}$

Gl. 2.9 $a_{ct,eff} = 2,5 * \left(c_{nom} + \frac{\phi_s}{2}\right) * b \leq \frac{1}{2} * h * b = 0,118 \text{ [m}^2\text{]}$

Gl. 2.10 $f_{ct,eff} = \beta_{ct(\rho)} * fctm = 3,52 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

$\beta_{ct(\rho)} = 1,1 \text{ aus Tab. 7}$

ϕ_s	6	8	10	12	14	16
a_s	6,92	7,95	8,83	9,61	10,30	10,91
$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	0,00	13,99	0,00
kg/m ²					10,98	

ϕ_s	20	25	28	gewählt	
a_s	11,95	12,94	13,38	ϕ	a
$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	14	11
kg/m ²				as,vorh= 13,99	

4.4 Nachweis der Rissbreite in x-Richtung

Nachweis erbracht

Gl. 2.1 $w_k = sr_{max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,11 \text{ [mm]}$

Gl. 2.3 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - (0,4 * fct_{eff} / \rho_{eff}) * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_{st}} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_{st}} = 0,000554$

Gl. 2.4 $\rho_{eff} = \frac{a_{s,vorh}}{a_{ct,eff}} = 0,012$

Gl. 2.5 $\alpha_e = \frac{E_{st}}{E_{cm}} = 5,88$

Gl. 2.6 $sr_{max} = \frac{\phi_s}{3,6 * \rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s * ds}{3,6 * fct_{eff}} = 203,879426$

Tabellenanhang zum Bemessungswerkzeug

Tabelle 1

Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit			Zugfestigkeit			E-Modul
	f _{ck}	f _{ck,cube}	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk;0,05}	f _{ctk;0,95}	E _{cm}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
C 12/15	12	15	20	1,60	1,10	2,00	27000
C 16/20	16	20	24	1,90	1,30	2,50	29000
C 20/25	20	25	28	2,20	1,50	2,90	30000
C 25/30	25	30	33	2,60	1,80	3,30	31000
C 30/37	30	37	38	2,90	2,00	3,80	33000
C 35/45	35	45	43	3,20	2,20	4,20	34000
C 40/50	40	50	48	3,50	2,50	4,60	35000
C 45/55	45	55	53	3,80	2,70	4,90	36000
C 50/60	50	60	58	4,10	2,90	5,30	37000

$f_{cm} = f_{ck} + 8$

Tabelle entnommen aus [N1] Tab. 3.1 (Abschnitt 3.1.2)

Tabelle 2

Linie Nr	Zementtyp	Merkmal	Festigkeitsklasse nach DIN EN 197-1	α	α_{as}	α_{ds1}	α_{ds2}
'1'	SL	langsam	32,5 N	-1	800	3	0,13
'2'	N,R	normal/schnell	32,5 R ; 42,5 N	0	700	4	0,12
'3'	RS	schnell/hochfest	42,5 R ; 52,5 N ; 52,5 R	1	600	6	0,12

Tabelle entnommen aus [L2] Tab. 3.5 (5.77)

Tabelle 3

Zeile	Unterkonstruktion ¹⁾	Gleitschicht/frennlage	Reibungsbeiwert μ_0 für 1. Verschiebung	Quelle
1	grobkörniger Baugrund ohne Sandbettung	keine	1,4 ... 2,1	[R13, R15]
2	Kies-Sand-Boden-austausch (nicht bindig)	- bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,20$ m - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,80$ m	> 1,4 = 0,9	[R7a]
3	sandiger Baugrund oder grobkörniger Baugrund	keine	0,9 ... 1,1	[R13, R15]
4	Baugrund mit Sandbettung unter der Sohlplatte	Noppenbahn (d = 0,6 mm)	0,8 ... 1,0	Vorschlag der Autoren
5		1 Lage PE-Folie ²⁾	0,5 ... 0,7	[R15]
6	Sandbett (Dicke 6 bis 10 cm, mittlere Korngröße 0,35 mm)	keine (Direktauflagerung auf nicht feinkörnigem, bindigem Boden)	0,7	[R7a]
7	Sauberkeits-schicht, abgezogen (makrorau)	dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel 2 Lagen PE-Folie ²⁾ - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,30$ m - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 1,50$ m	= 0,8 = 2,0 = 1,3	[R7a]
8		1 Lage PE-Folie ²⁾	0,8 ... 1,4	[R15]
9		2 Lagen PE-Folie ²⁾	0,6 ... 1,0	[R13, R15]
		dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel	= 0,3	[R7a]
		PTFE-beschichtete Folie ²⁾	0,2 ... 0,5	[R13]
10	Sauberkeits-schicht mit Flügelglättung	1- bis 2-lagige Bitumenschweißbahn, stumpf gestoßen - bei Dicke Bodenplatte $h_b = 0,30$ m - bei Dicke Bodenplatte $h_b > 1,00$ m	= 0,45 = 0,2	[R7a]
11	Sauberkeits-schicht	Bitumenschweißbahn VBO S4 oder SS ³⁾	0	[R13]
12		Bitumen B45-B80 ³⁾	0	[R13]
13	Sicherheitsbeiwert für Reibung		$\gamma_R = 1,35$	
14	Bemessungswert der Reibung		$k_0 = \gamma_R \cdot \mu_0$	

¹⁾ Für die Oberfläche der Unterkonstruktion sind nach DIN 18202 erhöhte Anforderungen bezüglich der Ebenheit einzuhalten. In [R13] sind hierzu gefordert, DIN 18202, Tabelle 3, Zeile 3 einzuhalten.

²⁾ PE = Polyethylen, PTFE = Polytetrafluor-Ethylen

³⁾ Die Wirksamkeit bitumenhaltiger Gleitschichten ist nur bei ausreichender Schichtdicke und Temperaturen > 0 °C in der Gleitschicht gegeben.

wirksame Bauteildicke	Verhältniswert $\beta_{TB} = \Delta T_{b,max} / \Delta T_{ad}(2d)$
$\leq 0,30$	$\approx 0,60$
$\leq 0,40$	$\approx 0,65$
$\leq 0,60$	$\approx 0,70$
$\leq 0,80$	$\approx 0,75$
$\leq 1,00$	$\approx 0,80$
$\leq 2,00$	$\approx 0,90$
$\leq 3,00$	$\approx 1,00$

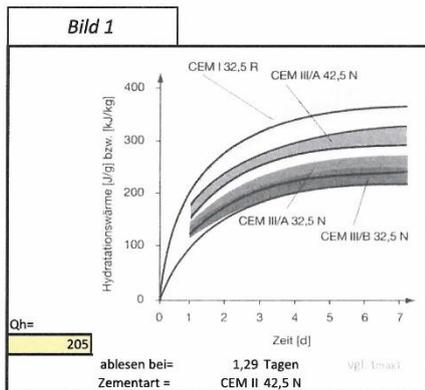
Tabelle entnommen aus [11] Tafel 4.4 (S. 148)

vorhandener Zementtyp		Zeit [h] bis t_{maxT}		
42,5 N	32,5 N-LH	CEM III / B	CEM II / A	CEM I
$h_b = 0,45$				
wirksame Bauteildicke h_b		32,5 N-LH	32,5 R	32,5 R
$\approx 0,30$		≈ 28	≈ 23	≈ 20
$\approx 0,40$		≈ 30	≈ 25	≈ 22
$\approx 0,60$		≈ 34	≈ 30	≈ 26
$\approx 0,80$		≈ 38	≈ 33	≈ 29
$\approx 1,00$		≈ 42	≈ 36	≈ 32

Gl. 1.25 $h_b > 1,00 \rightarrow t_{maxT} = 0,8 * h_b + 1$

Tabelle entnommen aus [11] Tafel 4.3 (S. 145)

gewählt= **31**



t [d] =	$\alpha_c \tau_{f(t)}$
1	$15 * 10^{-6} / K$
1,5	$14 * 10^{-6} / K$
2	$13 * 10^{-6} / K$
3	$12 * 10^{-6} / K$
28	$10 * 10^{-6} / K$

Werte entnommen aus [11] Gl. 4.10 (S. 164)

Tabelle 7

Tafel 5.7: Zugfestigkeits-Zeitbeiwerte β_{ct} für das Auftreten der Risse beim Abfließen der Hydratationswärme (früher Zwang)

Zementart	Betonfestigkeitsklasse	Druckfestigkeits-Zeitbeiwert $\beta_{ct} = f_{ct,28d} / f_{ct,t=28d}$ als r-Wert	Zugfestigkeits-Zeitbeiwert $\beta_{ct} = f_{ct,t=28d} / f_{ct,t}$ bei früherem Zwang
CEM 32,5 L-LH langsam erhärtende Zemente mit niedriger Wärmeentwicklung	C25/30	$r < 0,15$	$\beta_{ct} = 0,50$
CEM 32,5 N normal erhärtende Zemente	C30/37	$r < 0,30$	$\beta_{ct} = 0,60$
CEM 32,5 R schnell erhärtende Zemente		$r < 0,50$	$\beta_{ct} = 0,65$
CEM 42,5 N Zemente der höheren Festigkeitsklasse		$r \geq 0,50$	$\beta_{ct} = 0,70$
CEM 42,5 N oder CEM 42,5 R Zemente der höheren Festigkeitsklasse	C35/45	$r \geq 0,50$	$\beta_{ct} = 0,75$

¹⁾ Für Bauteildicken von $h_c \geq 800$ mm schlagen die Autoren vor, wegen des späteren Zeitpunkts der Resentstehung und der dabei höheren effektiven Zugfestigkeit die 1,2-fachen Werte β_{ct} der Tafel 5.7 anzusetzen. Zu berücksichtigen ist hierbei, dass für dicke Bauteile nur langsam erhärtende Zemente mit $r < 0,15$ im Sommer bzw. $r < 0,30$ im Winter verwendet werden sollten.
Für Bauteildicken zwischen $h_c \geq 400$ mm und $h_c < 800$ mm kann die Erhöhung des Zugfestigkeits-Zeitbeiwerts β_{ct} zwischen 1,0 und 1,2 interpoliert werden.

Tafel 5.8: Zugfestigkeits-Zeitbeiwerte β_{ct} für das Auftreten der Risse bei spätem Zwang

Zementart	Betonfestigkeitsklasse	Alter des Betons in Tagen beim Auftreten der Risse			
		t = 28 d	t = 56 d	t = 90 d	t = 180 d
		Zugfestigkeits-Zeitbeiwert β_{ct}			
CEM 32,5 L-LH	C25/30	1,00	1,20	1,25	1,30
CEM 32,5 N	C30/37	1,00	1,15	1,20	1,25
CEM 32,5 R		1,00	1,10	1,15	1,20
CEM 42,5 N		1,00	1,05	1,10	1,15
CEM 42,5 N oder CEM 42,5 R	C35/45	1,00	1,00	1,05	1,10

Tabelle 8

1	2	3	4	5
Alter des Betons	α_{ct} [L86] (= Zement CEM 32,5 R CEM 42,5 N)	Zement CEM 42,5 R	Zement CEM 32,5 R CEM 42,5 N	Zement CEM 32,5 N
	Zeitbeiwert $\beta_{E(t)^{0,3}}$ [N1]			
8 Stunden	0,10	-	-	(0,08)
12 Stunden	0,25	-	-	(0,20)
16 Stunden	0,45	-	-	(0,37)
24 Stunden	0,65	-	-	(0,52)
36 Stunden	0,78	-	-	(0,54)
2 Tage	-	(0,85)	(0,81)	(0,73)
3 Tage	-	0,88	0,86	0,79
5 Tage	-	0,92	0,90	0,85
7 Tage	-	0,94	0,93	0,89
14 Tage	-	0,98	0,97	0,95
28 Tage	-	1,00	1,00	1,00

Tafel 3.24: Beispiele für die Entwicklung des Elastizitätsmoduls von jungem Beton $E_{ct(t)}$ bezogen auf den mittleren Elastizitätsmodul $E_{ct,28d}$ nach 28 Tagen (α_{ct} nach [L86] und $\beta_{E(t)^{0,3}}$ nach [N1])

2 BEDIENUNGSANLEITUNG ZUM BEMESSUNGSWERKZEUG

Zur korrekten Nutzung des Bemessungswerkzeugs (BWZ) beschreibt die folgende Bedienungsanleitung wie der Bemessungsdurchgang stattzufinden hat.

0. Hardware

Das BWZ wurde mit *Microsoft Office Excel 2013* programmiert. Auf dieser Version werden alle Formeln richtig angezeigt, sowie die Funktionsprogrammierung gewährleistet. Für frühere oder spätere Excel-Versionen ist dies nicht ohne weiteres sichergestellt.

Für *Microsoft Office Excel 2010* ist bekannt, dass die hinterlegten Programmierungsfunktionen funktionieren, die angezeigten Formeln in ihrer Ansicht jedoch verändert sind.

Die Arbeitsmappen und hinterlegten Programmierungsfunktionen sind nicht geschützt.

Es wurden keine Makro-Programmierungen oder vordefinierte Programmierungen benutzt.

1. Arbeitsmappen



In der Arbeitsmappe „Bemessungswerkzeug FZ“ wird das Nachweisverfahren für den Lastfall frühen Zwang durchgeführt. In „Bemessungswerkzeug SZ“ wird das Verfahren für den späten Zwang durchgeführt. In der Arbeitsmappe „Anhang“ sind Tabellen, auf denen in der Bemessung zurückgegriffen wird, hinterlegt. Die Arbeitsmappe „Datenbank...“ kann ignoriert werden, sie dient lediglich zur Hinterlegung von Daten zur Programmierung.

2. Eingabefelder

<u>1. Randbedingungen</u>			
Geometrie		Betoneigenschaften	
Länge a	50 [m]	Betonfestigkeitsklasse	C 35/45
Breite b	35 [m]	Zementtyp	CEM II 42,5 N
Höhe h	0,45 [m]	Linie	'2'
cnom	4 [cm]	Zementgehalt	345 [kg/m ³]
Unterbeton		Betondruckfestigkeit f _{ctd}	43,00 [N/mm ²]
Höhe h _u	0,1 [m]		

Felder, in denen eine Eingabe durchgeführt werden muss sind gelb markiert. Teilweise ist der Wert händisch einzutippen, teilweise kann ein vordefinierter Wert per Dropdown-Menü

ausgewählt werden. Zur korrekten Nachweisführung müssen alle Felder dahingehend kontrolliert werden, dass die richtigen zu untersuchenden Parameter eingestellt sind. Der Inhalt der weißen Kästen wird automatisch berechnet, bzw. über hinterlegte Programmierungen definiert.

3. Formelnachweise / Verweise

23	
24	Gl. 1.22 $\varepsilon_{cHT} = \alpha_{c,T(t)} * \Delta T_{b,H} =$
25	
26	Gl. 1.23 $\Delta T_{b,H} = \beta_{TB} * \Delta T_{ad} =$
27	
28	

Alle benutzten Gleichungen besitzen eine Bezeichnung, diese sind mit denen aus der Abschlussarbeit identisch. Der Nachweis dieser Formeln ist in der Abschlussarbeit unter 9. zu finden.

81	
82	Gl. 1.18 $\varepsilon_{c,d,s0}(f_{cm}) = 0,85 \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10}\right)} \right] * 10^{-6} = 334,86$
83	
84	$\alpha_{ds1} - 4$ [siehe Tab. 2]
85	$\alpha_{ds2} - 0,12$ [siehe Tab. 2]
86	
87	

Einige Korrekturwerte sind Tabellen zu entnehmen. Durch Programmierungen werden diese automatisch gewählt. Es ist immer angegeben, in welcher Tabelle diese Werte zu finden sind.

4. Ablauf der Nachweisführung

Für das Bemessungswerkzeug FZ:

1. Randbedingungen
2. Größe der Verformung
 - 2.1. Aus der Hydratationswärme
3. Zwangskraft
 - 3.1. In y-Richtung
 - 3.2. In x-Richtung
4. Nachweisführung
 - 4.1. Dimensionierung der Bewehrung in y-Richtung
 - 4.2. Nachweis der Rissbreite in y-Richtung
 - 4.3. Dimensionierung der Bewehrung in x-Richtung
 - 4.4. Nachweis der Rissbreite in x-Richtung

Für das Bemessungswerkzeug SZ:

1. Randbedingungen
2. Größe der Verformung
 - 2.1. Kriechen/Schwinden
 - 2.2. Abbau der Schwinddehnung
 - 2.3. Temperaturdehnung
3. Zwangskraft
 - 3.1. In y-Richtung
 - 3.2. In x-Richtung
4. Nachweisführung
 - 4.1. Dimensionierung der Bewehrung in y-Richtung
 - 4.2. Nachweis der Rissbreite in y-Richtung
 - 4.3. Dimensionierung der Bewehrung in x-Richtung
 - 4.4. Nachweis der Rissbreite in x-Richtung

Die größere Bewehrungsmenge nach 4.1 und 4.3 im FZ oder SZ muss eingebaut werden.

Beispieldurchlauf für FZ und SZ:

1. Randbedingungen definieren

3	1. Randbedingungen			
4	Geometrie		Betoneigenschaften	
5	Länge a	50 [m]	Betonfestigkeitsklasse	C 35/45
6	Breite b	35 [m]	Zementtyp	CEM II 42,5 N
7	Höhe h	0,45 [m]	Linie	'2'
8	cnom	4 [cm]	Zementgehalt	345 [kg/m ³]
9	Unterbeton		Betondruckfestigkeit f _{cn}	43,00 [N/mm ²]
10	Höhe h _u	0,1 [m]		
11	Betonfestigkeitsklasse	C 12/15		
12	Betondruckfestigkeit f _{cn}	20 [N/mm ²]		
13	Bodenkennwerte			
14	Steifemdul E _s	80 [MN/m ²]		
15	Einflusstiefe he _a [a/3]	16,67 [m]		
16	Einflusstiefe he _b [b/3]	11,67 [m]		
17	Rissklasse			
18	rechnerische Rissbreite w _k	0,2 [mm]		
19				
20				

Alle Felder müssen kontrolliert und ausgefüllt worden sein.

2. Hydratationsverformung bestimmen

21 **2. Größe der Verformung**

22 aus der Hydratationswärme ϵ_{cHT}

23

24 Gl. 1.22 $\epsilon_{cHT} = \alpha_{c,T(t)} * \Delta T_{b,H} = -277 * 10^{-6} \text{ [m/m]}$

25

26 Gl. 1.23 $\Delta T_{b,H} = \beta_{TB} * \Delta T_{ad} = -19,803 \text{ [}^\circ\text{C]}$

27

28 aus Tab. 4

29 $\beta_{TB} = 0,7 \text{ [-]}$

30

31

32 Gl. 1.24 $\Delta T_{ad} = \frac{z * Qh}{C_{c0}} = 28,29 \text{ [}^\circ\text{C]}$

33

34

35 $t_{maxT} = 31 \text{ [h]}$ aus Tab. 5

36 $Qh = 205 \text{ [kJ/kg]}$ aus Bild 1

37

38

39 $\alpha_{c,T(t)} = 14 * 10^{-6} \text{ [m/m]}$

40

41

Die hellgelb markierten Felder müssen über die Arbeitsmappe „Anhang“ definiert werden.

Tabelle 4		Tabelle 5															
wirksame Bauteildicke	Verhältniswert $\beta_{TB} = \Delta T_{b,max} / \Delta T_{ad}(2d)$	vorhandener Zementtyp															
$\leq 0,30$	$\approx 0,60$	42,5 N	Zeit [h] bis t_{maxT}														
$\leq 0,40$	$\approx 0,65$	hb = 0,45	CEM III / B	CEM II / A	CEM I												
$\leq 0,60$	$\approx 0,70$	wirksame Bauteildicke h_b	32,5 N-LH	32,5 R	32,5 R												
$\leq 0,80$	$\approx 0,75$	$\approx 0,30$	≈ 28	≈ 23	≈ 20												
$\leq 1,00$	$\approx 0,80$	$\approx 0,40$	≈ 30	≈ 25	≈ 22												
$\leq 2,00$	$\approx 0,90$	$\approx 0,60$	≈ 34	≈ 30	≈ 26												
$\leq 3,00$	$\approx 1,00$	$\approx 0,80$	≈ 38	≈ 33	≈ 29												
		$\approx 1,00$	≈ 42	≈ 36	≈ 32												
<small>Tabelle entnommen aus [L1] Tafel 4.4 (S.148)</small>		Gl. 1.25 $h_b > 1,00 \rightarrow t_{maxT} = 0,8 * h_b + 1$															
		<small>Tabelle entnommen aus [L1] Tafel 4.3 (S.145)</small>															
		gewählt=	31														
Bild 1		Tabelle 6															
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>t [d] =</th> <th>$\alpha_{c,T(t)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>$15 * 10^{-6} / K$</td> </tr> <tr> <td>1,5</td> <td>$14 * 10^{-6} / K$</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>$13 * 10^{-6} / K$</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>$12 * 10^{-6} / K$</td> </tr> <tr> <td>28</td> <td>$10 * 10^{-6} / K$</td> </tr> </tbody> </table>				t [d] =	$\alpha_{c,T(t)}$	1	$15 * 10^{-6} / K$	1,5	$14 * 10^{-6} / K$	2	$13 * 10^{-6} / K$	3	$12 * 10^{-6} / K$	28	$10 * 10^{-6} / K$
t [d] =	$\alpha_{c,T(t)}$																
1	$15 * 10^{-6} / K$																
1,5	$14 * 10^{-6} / K$																
2	$13 * 10^{-6} / K$																
3	$12 * 10^{-6} / K$																
28	$10 * 10^{-6} / K$																
<small>Werte entnommen aus [L1] Gl. 4.10 (S.164)</small>																	
$Qh =$	205																
ablesen bei=	1,29 Tagen	vgl. t_{maxT}															
Zementart =	CEM II 42,5 N																

In Tab. 5 und Bild 1 sind die geeigneten Werte abzulesen und in die gelben Kästen einzutragen, die Werte werden automatisch in die Berechnung übernommen. Das Ergebnis der Temperaturverformung durch die Hydratationswärme kann in Gl. 1.22, wie oben markiert, abgelesen werden.

3. Zwangskraft bestimmen

43	3.1 Zwangskraft in y-Richtung	
44		
45	Unterseite der	eben
46	Gründungsplatte	
47		
48		

Zunächst ist zu definieren, ob die Platte „eben“ oder „uneben“ ist.

48		
49	Zwangskraft aus vollem Zwang	KEINE BERÜCKSICHTIGUNG !
50		

Je nachdem was gewählt wurde, wird ein Berechnungsverfahren ausgeblendet.

Daraufhin wird die Berechnung der Zwangskraft durchgeführt. Wird eine Berechnung der Zwangskraft infolge der Verschiebung in der Gleitfuge nach Gl. 1.27 durchgeführt, ist in den unten gelb markierten Kasten der Reibungsbeiwert und eine eventuell anfallende Verkehrslast zu definieren.

Die anzusetzende Zwangskraft ist im markierten Kasten abzulesen. Dies bezieht sich auf die Zwangskraft in y-Richtung.

Die Berechnung für die x-Richtung erfolgt anschließend und verläuft analog zur y-Richtung.

60	Zwangskraft aus teilweise Zwang	
61	Gleitfuge unter der Betonplatte	
62		
63	Gl. 1.27 $n_{zw} = \mu_d * (h * \gamma_c + q) * \frac{a}{2} = 759,38 \text{ [kN]}$	
64		
65		
66	Gl. 1.28 $\mu_d = \gamma_R * \mu_0 = 2,70 \text{ [-]}$	$\mu_0 = 2,00$
67		aus Tabelle 3 ablesen
68	$q = 0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	nach Wahl der
69		Unterkonstruktion
70		
71	Nachgiebigkeit des Bodens	
72		
73	Gl. 1.29 $n_{zw} = \frac{-Cu * b * (\varepsilon_{c,\infty} - \varepsilon_{cu,\infty}) - Ce * \varepsilon_{cb}}{1 + \frac{C_u}{C_b} + \frac{C_e}{C_b * b}} / b = 641,98 \text{ [kN]}$	
74		
75		
76	Gl. 1.30a $C_b = h * E_{cm} = 15300 \text{ [MN/m}^2\text{]}$	
77		
78	Gl. 1.30b $C_u = hu * E_{cmu} = 2700 \text{ [MN/m}^2\text{]}$	
79		
80	Gl. 1.30c $C_e = \left(0,5 * he * b + \frac{\pi}{6} * h_e^2\right) * Es / b = 999 \text{ [MN]}$	
81		
82	Gl. 1.30d $E_{cm,t} = E_{cm} * \beta_{E_{c(t)}} = 22100$	
83		
84	$\beta_{E_{c(t)}} = 0,65$	aus Tab. 8
85		
86	maßgebende Zwangskraft in y-Richtung (längere Plattenseite a)	
87		
88	$n_{zw} = 641,98 \text{ [kN]}$	
89		

4. Bewehrungsbemessung

136	4.1 Dimensionierung der Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung in y-Richtung						
137							
138	Gl. 2.6 $a_s = \sqrt{\frac{\varnothing_s * act_{eff}}{3,6 * wk * Est}} * (n_s - 0,4 * n_{cr}) = 15,38 \text{ [cm}^2\text{/m]}$						
139							
140							
141	Gl. 2.7 $n_s = \frac{n_{sw}}{2} = 320,99 \text{ [kN]}$						
142							
143	Gl. 2.8 $n_{cr} = act_{eff} * fct_{eff} = 282,00 \text{ [kN]}$						
144							
145							
146	Gl. 2.9 $a_{ct,eff} = 2,5 * \left(c_{nom} + \frac{\varnothing_s}{2}\right) * b \leq 1/2 * h * b = 0,118 \text{ [m}^2\text{]}$						
147							
148	Gl. 2.10 $f_{ct,eff} = \beta_{ct(\tau)} * fctm = 2,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$						
149							
150	$\beta_{ct(\tau)} = 0,75 \text{ aus Tab. 7}$						
151							
152							
153	\varnothing_s	6	8	10	12	14	16
154	a_s	9,88	11,47	12,90	14,21	15,38	16,56
155	$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	0,00	15,39	0,00
156	kg/m ²					12,08	
157							
158	\varnothing_s	20	25	28	gewählt		
159	a_s	18,68	21,08	22,41	\varnothing	a	
160	$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	14	10	
161	kg/m ²				as,vorh= 15,39		
162							

In den gelb markierten Kästchen ist die Bewehrungswahl zu treffen. In der Tabelle darüber wird für verschiedene Stabdurchmesser die Bewehrungsmenge angezeigt. Im oberen Bereich wird der rechnerische Durchlauf, je nach gewähltem Stabdurchmesser durchgeführt.

151							
152							
153	\varnothing_s	6	8	10	12	14	16
154	a_s	#ZAHL!	#ZAHL!	#ZAHL!	#ZAHL!	#ZAHL!	#ZAHL!
155	$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	0,00	15,39	0,00
156	kg/m ²					12,08	
157							
158	\varnothing_s	20	25	28	gewählt		
159	a_s	#ZAHL!	#ZAHL!	#ZAHL!	\varnothing	a	#ZAHL!
160	$a_{s,vorh}$	0,00	0,00	0,00	14	10	
161	kg/m ²				as,vorh=		15,39

Bei zu geringer Zwangskraft kann die oben gezeigte Fehlermeldung entstehen (#ZAHL!). Die Berechnung wird im oberen Bereich unter Vernachlässigung der Gl. 2.8 durchgeführt. Das dann in Gl. 2.6 abzulesende Ergebnis gilt nur als grobe Orientierung. Es kann auch vorkommen, dass die gewählte Bewehrung nach der Gl. 2.6 minimal zu klein ist, die Rissbreite jedoch eingehalten wird. Dieser Fall ist in Ordnung, das Ergebnis der Gl. 2.1 dient als Nachweis.

5. Nachweis der Rissbreite

162	
163	4.2 Nachweis der Rissbreite in y-Richtung
164	<u>Nachweis erbracht</u>
165	
166	Gl. 2.1 $w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,19 \text{ [mm]}$
167	
168	Gl. 2.3 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - (0,4 * f_{ct,eff} / \rho_{eff}) * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_{st}} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_{st}} = 0,0006480$
169	
170	
171	Gl. 2.4 $\rho_{eff} = \frac{a_{s,vorh}}{a_{ct,eff}} = 0,013$
172	
173	
174	Gl. 2.5 $\alpha_e = \frac{E_{st}}{E_{cm}} = 5,88$
175	
176	
177	
178	Gl. 2.2 $s_{r,max} = \frac{\varnothing_s}{3,6 * \rho_{eff}} \leq \frac{\sigma_s * d_s}{3,6 * f_{ct,eff}} = 296,8366$
179	
180	

Bei Gl. 2.1 ist die rechnerische Rissbreite abzulesen. Darüber wird mit dem Hinweis „Nachweis erbracht“ die Nachweisführung als erfolgreich betrachtet. Ist die Rissbreite zu groß, wird dort der Hinweis „Nachweis NICHT erbracht“ auf die unvollständige Nachweisführung hinweisen.

Die Nachweisführung für die y-Richtung gilt als abgeschlossen. Unter 4.3 und 4.4 wird die Nachweisführung für die x-Richtung durchgeführt.

6. Unterschiede bei SZ

Die Nachweisführung ist wie für FZ durchzuführen. Für die Randbedingungen müssen folgende Werte definiert werden.

10	Höhe h_u	0,1	[m]
11	Betonfestigkeitsklasse	C 12/15	
12	Betondruckfestigkeit f_{cn}	20	[N/mm ²]
13	Erhärtungsprozess		
14	Betondeckung		
15	Beginn der Austrocknung t_s	5	30 [Tag]
16	Beginn der Belastung t_0	5	30 [Tag]
17	rel. Luftfeuchtigkeit RH	70	70 [%]
18	Tag der Betrachtung t	5475	5475 [Tag]
19	Temperaturschwankung ΔT	25	[K]
20	Bodenkennwerte		
21	Steifemodul E_s	80	[MN/m ²]
22	Einflusstiefe h_{ea} [a/3]	16,67	[m]
23	Einflusstiefe h_{eb} [b/3]	11,67	[m]
24	Rissklasse		

Die Berechnung der Kriech-, Schwind und Temperaturverformung findet automatisch statt. Die Ergebnisse sind wie unten dargestellt zusammengefasst und werden für die weitere Berechnung verwendet.

126			
127	Größe der Verformung im Endzustand		
128			
129	Betondeckung		
130	$\varepsilon_{c, \infty} = \varepsilon_{cs}(t, t_s) * \eta_{ck} + \varepsilon_{cT} =$	-315	*10 ⁻⁶ [m/m]
131			
132	Unterbeton		
133	$\varepsilon_{cu, \infty} = \varepsilon_{csu}(t, t_s) * \eta_{cku} =$	-91	*10 ⁻⁶ [m/m]
134			
135	3.1 Zwangskraft in y-Richtung		

Alle weiteren Schritte zur Bemessung finden analog zum frühen Zwang statt.

5. Druckformate

Alle Seiten sind als A4-Formate eingerichtet und sollten als solche ausgedruckt werden. Als kompletter Nachweis sind die drei Arbeitsmappen BWZ FZ, BWZ SZ und Anhang auszudrucken. Wenn ein genauer Formelnachweis verlangt ist, sollte das Formelverzeichnis aus der Abschlussarbeit beigelegt werden.

3 BEMESSUNGSERGEBNISSE DER REFERENZOBJEKTE

Bemessungsergebnisse früher Zwang

Referenzobjekt	Zwangskraft in y-Ebene		gew. Durchmesser in y-Ebene ds,y [mm]	gew. Abstand in y-Ebene a,y [cm]	vorbh. Querschnitt in y-Ebene		rechn. Rissbreite in Ebene wk,y [mm]	Zwangskraft in x-Ebene		gew. Durchmesser in x-Ebene ds,x [mm]	gew. Abstand in x-Ebene a,x [cm]	vorbh. Querschnitt in x-Ebene		rechn. Rissbreite in Ebene wk,x [mm]	Bewehrungsmenge [kg]
	nzw,y [kN]	as,y [cm ² /m]			as,y [cm ² /m]	nzw,x [kN]		as,x [cm ² /m]							
#1	111,38	12,5	6	12,5	2,26	0,19	64,97	6	20,0	1,41	0,19	2,88			
	111,38	15,0	6	15,0	1,88	0,20	64,97	6	25,0	1,13	0,19	2,36			
#2	371,20	9,0	10	9,0	8,73	0,20	360,15	10	9,0	8,73	0,19	13,71			
	262,56	12,0	10	12,0	6,54	0,19	254,74	10	12,5	6,28	0,20	10,06			
#3	344,39	12	12	14,0	8,08	0,19	211,15	10	17,5	4,49	0,19	9,87			
	344,39	10,0	10	10,0	7,14	0,20	211,15	8	12,5	4,02	0,19	8,76			
#4	386,67	12	12	12,0	9,42	0,19	354,80	12	13,0	8,70	0,19	14,22			
	334,41	12	12	12,5	9,05	0,20	306,86	12	13,5	8,38	0,19	13,68			
#5	404,93	12	12	11,0	10,28	0,18	393,86	12	11,0	10,28	0,17	16,14			
	404,93	12	12	13,0	8,70	0,24	393,86	12	13,0	8,70	0,23	13,66			
#6	668,02	14	14	9,0	17,10	0,18	527,28	12	8,0	14,14	0,16	24,52			
	668,02	14	14	9,0	17,10	0,18	527,28	12	8,0	14,14	0,16	24,52			

erster Bemessungsdurchgang nach 4.1

zweiter Bemessungsdurchgang nach 4.10

Bemessungsergebnisse später Zwang

Referenzobjekt	Zwangskraft in y-Ebene		gew. Durchmesser in y-Ebene ds,y [mm]	gew. Abstand in y-Ebene a,y [cm]	vorbh. Querschnitt in y-Ebene		rechn. Rissbreite in Ebene wk,y [mm]	Zwangskraft in x-Ebene		gew. Durchmesser in x-Ebene ds,x [mm]	gew. Abstand in x-Ebene a,x [cm]	vorbh. Querschnitt in x-Ebene		rechn. Rissbreite in Ebene wk,x [mm]	Bewehrungsmenge [kg]
	nzw,y [kN]	as,y [cm ² /m]			as,y [cm ² /m]	nzw,x [kN]		as,x [cm ² /m]							
#1	127,58	12,5	6	12,5	2,26	0,12	74,42	6	20,0	1,41	0,11	2,88			
	127,58	15,0	6	15,0	1,88	0,18	74,42	6	25,0	1,13	0,17	2,36			
#2	486,52	9,0	10	9,0	8,73	0,19	472,04	10	9,0	8,73	0,18	13,71			
	468,52	10,0	10	10,0	7,85	0,20	454,58	10	10,0	7,85	0,19	12,32			
#3	388,04	12	12	14,0	8,08	0,16	237,14	10	17,5	4,49	0,17	9,87			
	388,04	10,0	10	10,0	7,14	0,14	237,14	8	12,5	4,02	0,16	8,76			
#4	619,67	12	12	9,0	12,57	0,19	568,61	12	10,0	11,31	0,20	18,75			
	596,75	12	12	10,0	11,31	0,19	547,57	12	11,0	10,28	0,20	16,95			
#5	235,51	12	12	11,0	10,28	0,04	227,10	12	11,0	10,28	0,04	16,14			
	235,51	13,0	12	13,0	8,70	0,06	227,10	12	13,0	8,70	0,05	13,66			
#6	1446,83	16	16	7,0	28,72	0,19	1142,01	16	8,0	25,13	0,18	42,27			
	896,21	16	16	10,0	20,11	0,20	707,39	16	12,5	16,08	0,20	28,41			

maßgebender Lastfall	RO1	RO2	RO3	RO4	RO5	RO6
früher Zwang	X	X	X	X	X	X
später Zwang		X		X		X