

# Diplomarbeit

Vergleichende Untersuchungen zu Zwangsbeanspruchungen in  
fugenlosen Hochbaukonstruktionen

-

Comparative studies of restraint forces in jointless building  
structures

vorgelegt am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden zum Abschluss des  
Studiums im Fachbereich Bauingenieurwesen mit Vertiefung Konstruktiver Ingenieurbau

Verantwortlicher Hochschullehrer: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Wiss. Betreuer TU Dresden: Dipl.-Ing. Marc Koschemann

Betrieblicher Betreuer: Dipl.-Ing.(FH) Lars Rehropp

Beteiligtes Unternehmen: Mayer-Vorfelder und Dinkelacker  
Ingenieurgesellschaft für Bauwesen GmbH und Co KG

Bearbeiterin: Marleen Eysel  
Matrikelnr.: 3856068

Dresden, den 18. März 2019





**Aufgabenstellung für die Diplomarbeit**

Nr. D1059

Name: Marleen Eysel  
Vertiefung: Konstruktiver Ingenieurbau

---

**Thema: Vergleichende Untersuchungen zu Zwangsbeanspruchungen in fugenlosen Hochbaukonstruktionen**  
(Comparative studies of restraint forces in jointless building structures)

**Zielsetzung:**

Stahlbetonhochbauten mit größeren Abmessungen werden heute überwiegend in fugenloser Bauweise geplant und errichtet. Dies hat zur Folge, dass Bauteilverformungen infolge von Temperatureinflüssen und des Betonschwindens eingeschränkt werden. Die damit einhergehenden Zwangsbeanspruchungen werden vorwiegend über einen pauschalen Ansatz der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite erfasst.

Rechnerische Nachweise zur Zwangsbeurteilung in Abhängigkeit der vorhandenen Abmessungen, der Steifigkeiten von aussteifenden Bauteilen sowie die Abhängigkeit der Bauabläufe sind nicht üblich. Durch den heutzutage möglichen Einsatz von räumlichen Berechnungsmodellen sollte eine direkte Berechnung der Zwangskräfte infolge Temperaturveränderung und Schwinden in Erwägung gezogen werden.

Das Ziel der Diplomarbeit ist, den pauschalen Ansatz der späten Zwangsbeanspruchung zu überprüfen und mit den Ergebnissen einer direkten Berechnung der erforderlichen Mindestbewehrungen zu vergleichen. Im Rahmen dieser optimierten Berechnung sind die maßgebenden Bauzustände und Nutzungszeiträume des Gebäudes mit den dazugehörigen Lastansätzen zu betrachten.

Des Weiteren soll anhand vorhandener Literatur und vergleichenden Untersuchungen mit einfachen Tragwerksmodellen die Sensitivität verschiedener Einflussparameter bestimmt werden. Der Schwerpunkt soll dabei auf flächigen Gründungsbauteilen und Stahlbetondecken liegen. Abschließend soll ein konkretes Bauwerk untersucht und die möglichen Einsparungen von Bewehrungsstahl aufgezeigt werden.

Details zur Aufgabenstellung werden während der Bearbeitungszeit präzisiert.

Wiss. Betreuer TU Dresden: Dipl.-Ing. Marc Koschemann  
Betriebliche Betreuer: Dipl.-Ing.(FH) Lars Rehropp  
Beteiligtes Unternehmen: Mayer-Vorfelder und Dinkelacker  
Ingenieurgesellschaft für Bauwesen GmbH und Co KG

ausgehändigt am: .....20.11.2018.....  
einzureichen am: .....20.03.2019.....



Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach  
Verantwortlicher Hochschullehrer



### **Selbstständigkeitserklärung**

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit ohne unzulässige Hilfe Dritter 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 weder im Inland noch im Ausland in gleicher oder ähnlicher Form einer anderen Prüfungsinstitution vorgelegt und ist auch noch nicht veröffentlicht worden.

Dresden, den

.....  
**(Unterschrift)**



# Vorwort

Die vorliegende Diplomarbeit wurde am Institut für Massivbau der Technischen Universität in Dresden mit Unterstützung von dem Ingenieurbüro für Tragwerksplanung, Mayer-Vorfelder und Dinkelacker (MVD) durchgeführt. Mein besonderer Dank gilt dabei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach sowie Herrn Dipl.-Ing.(FH) Lars Voigtländer für die Ermöglichung dieser Arbeit.

Ein besonderer Dank gilt auch meinen beiden fachlichen Betreuern Herrn Dipl.-Ing. Marc Koschemann vom Institut für Massivbau sowie Herrn Dipl.-Ing.(FH) Lars Rehropp vom Ingenieurbüro MVD für die Betreuung der Arbeit sowie die nötigen Anregungen zum Thema. Ein weiterer Dank gilt den restlichen Kollegen von MVD für die großartige Unterstützung in jeglicher Form, wenn sie denn einmal benötigt wurde.

Weiterhin danke ich meiner Familie und Freunden für den nützlichen Halt und die motivierenden Worte während der Bearbeitung.





# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Fugenloses Bauen</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Zwangsbeanspruchungen</b>	<b>5</b>
2.1	Definiton von Zwang . . . . .	5
2.2	Ursachen für frühen Zwang - Abfließen der Hydratationswärme . . . . .	7
2.3	Ursachen für späten Zwang . . . . .	8
2.3.1	Schwinden von Beton . . . . .	8
2.3.1.1	Bemessungsrelevante Schwindarten . . . . .	10
2.3.1.2	Ermittlung der Dehnungsanteile aus Schwinden . . . . .	12
2.3.2	Temperaturänderungen . . . . .	16
2.3.2.1	Allgemeines . . . . .	16
2.3.2.2	Ermittlung der Dehnungsanteile aus Temperaturänderung . . . . .	17
<b>3</b>	<b>Risse im Beton</b>	<b>19</b>
3.1	Ursachen der Rissbildung und Rissarten . . . . .	19
3.2	Rissbildungsprozess . . . . .	21
3.3	Folgen der Rissbildung . . . . .	24
<b>4</b>	<b>Begrenzung der Rissbreiten</b>	<b>25</b>
4.1	Allgemeines . . . . .	25
4.2	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten . . . . .	26
4.2.1	Allgemeines . . . . .	26
4.2.2	Umsetzung im Eurocode 2 - Pauschaler Ansatz . . . . .	27
4.2.2.1	Grundsätzliches Vorgehen . . . . .	27
4.2.2.2	Beispiel: Platte unter Zwangsbeanspruchung . . . . .	29
4.2.2.3	Grenzen des pauschalen Ansatzes . . . . .	32
4.2.3	Berechnung unter Beachtung realer Zwangsspannungen . . . . .	32
4.2.3.1	Grundlegendes Vorgehen . . . . .	32

4.2.3.2	Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens . . . .	33
<b>5</b>	<b>Parameterstudie zur Rissbreitenbegrenzung</b>	<b>39</b>
5.1	Allgemeines . . . . .	39
5.2	Mögliche Einflussparameter . . . . .	40
5.2.1	Steifigkeit des Tragwerkmodells . . . . .	40
5.2.2	Plattenabmessungen . . . . .	40
5.2.3	Bauablauf . . . . .	42
5.2.4	Größe der indirekten Einwirkungen . . . . .	42
5.2.5	Belastungsgeschichte . . . . .	43
5.3	Umsetzung der nichtlinearen Berechnung in RFEM . . . . .	43
5.3.1	Diskretisierung . . . . .	43
5.3.2	Lösungsalgorithmus . . . . .	44
5.3.3	Modellierung der Rissbildung . . . . .	45
5.3.4	Berücksichtigung des Tension Stiffening . . . . .	45
5.4	Zu untersuchende Tragwerksmodelle . . . . .	46
5.4.1	Allgemeines . . . . .	46
5.4.2	Rechteckiger Grundriss . . . . .	47
5.4.3	L-förmiger Grundriss . . . . .	48
5.5	Modellierung der Lasten . . . . .	49
5.6	Auswertung der Einflussparameter unter Betonschwinden . . . . .	51
5.6.1	Steifigkeit des Tragwerkes . . . . .	51
5.6.1.1	Steifigkeit über die Gebäudehöhe . . . . .	51
5.6.1.2	Außenwandsteifigkeit . . . . .	56
5.6.1.3	In Verformung umgesetzte Schwindanteile . . . . .	60
5.6.2	Plattenlänge . . . . .	63
5.6.3	Bauablauf . . . . .	65
5.6.4	Größe der indirekten Einwirkungen . . . . .	71
5.6.5	Überprüfung der Rissbreitenbegrenzung . . . . .	73
5.7	Auswirkungen von Temperaturänderungen . . . . .	76
5.8	Berücksichtigung des Kriechverhaltens von Beton . . . . .	78
5.9	Diskussion der Ergebnisse . . . . .	82
5.9.1	Modellbildung . . . . .	82
5.9.2	Parameterstudie . . . . .	83

<b>6</b>	<b>Untersuchung an einem konkreten Bauprojekt</b>	<b>85</b>
6.1	Vorstellung der Baumaßnahme . . . . .	85
6.1.1	Allgemeines . . . . .	85
6.1.2	Gründung . . . . .	87
6.1.3	Außenwände . . . . .	88
6.1.4	Tragende Innenwände und Stützen . . . . .	88
6.1.5	Aussteifung . . . . .	89
6.1.6	Decken . . . . .	89
6.2	Lastannahmen . . . . .	90
6.2.1	Ständige Lasten . . . . .	90
6.2.2	Veränderliche Lasten . . . . .	91
6.2.3	Schwindbelastung . . . . .	92
6.3	Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissweiten . . . . .	94
6.3.1	Nach dem pauschalen Ansatz des Eurocodes 2 . . . . .	94
6.3.2	Nach einer nichtlinearen Berechnung . . . . .	95
6.3.2.1	Modellierung des Tragwerkes . . . . .	95
6.3.2.2	Vorüberlegungen . . . . .	98
6.3.2.3	Untersuchung . . . . .	100
6.3.2.4	Anpassung der Bewehrungsmengen . . . . .	108
6.3.3	Abschließender Vergleich . . . . .	112
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>115</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>121</b>

<b>Anhang</b>	<b>123</b>
<b>A Parameterstudie</b>	<b>125</b>
A.1 Ermittlung der Mindestbewehrungsmengen nach Eurocode 2 für die Decken der Tragwerksmodelle . . . . .	125
A.2 Parameter: Steifigkeit des Tragwerkmodells . . . . .	127
A.2.1 Steifigkeit über die Gebäudehöhe . . . . .	127
A.2.2 Außenwandsteifigkeit . . . . .	130
A.3 Parameter: Bauablauf . . . . .	138
A.4 Parameter: Größe der indirekten Einwirkungen . . . . .	139
A.5 Überprüfung der Rissbreitenbegrenzung . . . . .	143
A.6 Kriecheinfluss . . . . .	145
<b>B Bauwerksuntersuchung</b>	<b>149</b>
B.1 Pläne zum Bauvorhaben <span style="background-color: black; color: black;">XXXXXXXXXX</span> . . . . .	149
B.1.1 Ausgewählte Nutzungspläne . . . . .	150
B.1.2 Positionspläne . . . . .	152
B.2 Rissbreitenbegrenzung am Bauvorhaben . . . . .	167
B.2.1 Untersuchung . . . . .	167
B.2.2 Gewählte Bewehrungsanordnungen . . . . .	170
B.2.3 Stahlmengen nach nichtlinearer Berechnung . . . . .	173

# Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

## Abkürzungen

BT	Bauteil
FEM	Finite-Elemente-Methode
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
MVD	Mayer-Vorfelder und Dinkelacker, Ingenieurgesellschaft für Bauwesen GmbH und Co KG
w/z-Wert	Wasser-Zement-Wert

## Römische Symbole

$A_{ct}$	Querschnittsfläche der Betonzugzone
$A_s$	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
$A_{s,frZ}$	Mindestquerschnittsfläche der Betonstahlbewehrung, ausgelegt für den frühen Zwang nach EC2-1-1, Abschn. 7.3.2
$A_{s,min}$	Mindestquerschnittsfläche der Betonstahlbewehrung innerhalb der Zugzone
$A_{s,neu}$	Mindestquerschnittsfläche der angepassten Betonstahlbewehrung
$A_{s,pauschal}$	Mindestquerschnittsfläche der Betonstahlbewehrung nach dem pauschalen Ansatz des EC2-1-1, Abschn. 7.3.2

$A_{s,vorh}$	vorhandene Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung innerhalb der Zugzone
$b$	Bauteilbreite
$C_x$	Feder in horizontale Richtung (x-Achse)
$C_y$	Feder in horizontale Richtung (y-Achse)
$C_z$	Feder in vertikale Richtung (z-Achse)
$d$	statische Nutzhöhe
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul von Beton
$E_{c,eff}$	effektiver Elastizitätsmodul von Beton
$E_d$	Bemessungswert der Beanspruchung
$E_s$	Elastizitätsmodul des Betonstahls
$EI$	Biegesteifigkeit
$f$	Vektor der auf den Knoten einwirkenden Last
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit, auch $\sigma_R$
$f_{ct,eff}$	effektive Betonzugfestigkeit
$f_{ctm}$	mittlere Betonzugfestigkeit
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze der Stahlbewehrung
$g_A$	Ausbaulast
$g_E$	Eigengewicht
$G_k$	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
$h$	Querschnittshöhe
$h_0$	wirksame Querschnittsdicke
$h_{cr}$	Zugzonenhöhe des Querschnitts unmittelbar vor Rissbildung
$k$	Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen
$k_c$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Helbelarms
$k_h$	von der wirksamen Querschnittsdicke $h_0$ abhängiger Beiwert
$K$	Steifigkeitsmatrix
$K(v)$	Steifigkeitsmatrix in Abhängigkeit der Verformung $v$
$l$	Gesamtlänge
$l_t$	Lasteinleitungslänge
$M_0$	Lastmoment am statisch bestimmten Hauptsystem

---

$M_1$	virtuelles Einheitsmoment der statisch unbestimmten Größe
$M_{cr}$	kritisches Rissmoment
$M_E$	einwirkendes Moment
$M_{St,\Delta s}$	Stützmoment infolge Lagerverschiebung um $\Delta s$
$M_{St,q}$	Stützmoment infolge einer Gleichstreckenlast $q$
$N_{cr}$	kritische Risslast
$n_x$	Normalkraft in x-Richtung
$Q_k$	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen
$q$	Gleichstreckenlast
$q_N$	Nutzlast
$RH$	relative Luftfeuchte
$s_r$	auf den Riss bezogene Gesamtlänge
$t$	Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt
$t_0$	Alter des Betons zum Belastungsbeginn
$t_s$	Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens
$T_{01}$	erste Nullspannungstemperatur während der Hydratation des Betons
$T_{02}$	zweite Nullspannungstemperatur während der Hydratation des Betons
$T_{max}$	maximale Temperatur im Beton während der Hydratation
$u$	die Umfangslänge der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen
$u_x$	Verformung in x-Richtung
$u_{x,max}$	maximale Verformung in x-Richtung
$u_y$	Verformung in y-Richtung
$v$	Vektor der Verformung
$v_1$	Vektor der Verformung beim ersten Iterationsschritt
$v_2$	Vektor der Verformung beim zweiten Iterationsschritt
$VMB$	Reduktionsfaktor für die versteifende Mitwirkung des Betons
$w_k$	rechnerische Rissbreite
$w_{k,neu}$	rechnerische Rissbreite unter angepasster Bewehrungsmenge $A_{s,neu}$
$w_{max}$	Grenzwert der rechnerischen Rissbreite $w_k$

## Griechische Symbole

$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient von Beton
$\beta_{as}$	Faktor für die Abbildung der autogenen Schwinddehnung über die Zeit
$\beta_{ds}$	Faktor für die Abbildung der Trocknungsschwinddehnung über die Zeit
$\delta$	charakteristischer Wert des Sohlreibungswinkels
$\delta_{10}$	Winkelverdrehung am statisch bestimmten Hauptsystem, hervorgerufen durch äußere oder innere Belastung
$\delta_{11}$	Winkelverdrehung am statisch bestimmten Hauptsystem, hervorgerufen durch das virtuelle Einheitsmoment
$\Delta l$	Längenänderung
$\Delta s$	Größe der Lagerverschiebung
$\Delta T$	Temperaturänderung
$\Delta \varepsilon_{cs}$	Änderung des Schwindmaßes
$\Delta \varepsilon_T$	Änderung der Temperaturdehnung
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_c$	Betondehnung
$\varepsilon_{cm}$	mittlere Betondehnung im Rissbereich
$\varepsilon_{cs}$	Gesamtschwinddehnung des Betons
$\varepsilon_{cd}$	Trocknungsschwinddehnung des Betons
$\varepsilon_{cd,0}$	Grundwert der Trocknungsschwinddehnung des Betons
$\varepsilon_{cd,\infty}$	Endwert der Trocknungsschwinddehnung des Betons
$\varepsilon_{ca}$	autogene Schwinddehnung des Betons
$\varepsilon_{ca,\infty}$	Endwert der autogenen Schwinddehnung des Betons
$\varepsilon_{cr}$	Dehnung zum Risszeitpunkt
$\varepsilon_{ind}$	Dehnung aus indirekten Einwirkungen
$\varepsilon_r$	Dehnung im Riss
$\varepsilon_s$	Stahldehnung
$\varepsilon_{sm}$	mittlere Stahldehnung im Rissbereich
$\varepsilon_T$	Dehnung aus Temperaturänderung
$\gamma_c$	Stahlbetonwichte
$\gamma_{R,h}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Gleitwiderstand
$\mu$	Reibungskoeffizient
$\phi$	Durchmesser der Bewehrungsstäbe
$\phi_s$	modifizierter Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe



$\varphi$	Kriechzahl von Beton
$\varphi_m$	mittlere Kriechzahl von Beton
$\psi_2$	Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Einwirkungen
$\rho_s$	Bewehrungsgrad des Stahlbetons
$\sigma$	Spannung
$\sigma_1$	erste Hauptspannung
$\sigma_2$	zweite Hauptspannung
$\sigma_c$	Betonspannung
$\sigma_R$	Betonzugfestigkeit, auch $f_{ct}$
$\sigma_s$	Stahlspannung
$\sigma_{sr}^I$	Stahlspannung im Riss unmittelbar vor dem Reißen des Betons
$\sigma_{sr}^{II}$	Stahlspannung im Riss unmittelbar nach dem Reißen des Betons
$\sigma_x$	Spannung in x-Richtung
$\sigma_{x1}$	Spannung in x-Richtung für den 1. Layer
$\sigma_{x2}$	Spannung in x-Richtung für den 2. Layer
$\tau$	Verbundspannung zwischen Beton und Bewehrungsstahl



# 1 Fugenloses Bauen

Fugenloses Bauen hat im Massivbrückenbau eine lange Tradition. Bereits zu Römerzeiten wurden sämtliche Mauerwerksbrücken als integrale Konstruktion, d.h. ohne Fugen sowie Lager, ausgeführt. Bei Konstruktionen aus Stahlbeton ist dies schwieriger umzusetzen. Die monolithische Stahlbetonbauweise besitzt ein geringeres Verformungspotential im Vergleich zu derer aus Mauerwerk. Aufgrund dessen führen auch Einwirkungen wie infolge von Temperaturänderungen eher zum Aufbau von Zwangsspannungen und können weniger durch Rissbildung abgebaut werden. Dies hat zur Folge, dass dem Ingenieur ein hohes Maß an Wissen bzgl. des Tragverhaltens einer fugenlosen Konstruktion aus Stahlbeton abverlangt wird. Dennoch konnten bereits in der Vergangenheit viele solcher, in Planung und Ausführung, aufwendigen Brückenprojekte umgesetzt werden, wie das herausragende Beispiel der Salginatobelbrücke von 1930 (Abb. 1.1) erkennen lässt. [1, S.238 ff.]



Abbildung 1.1: Die Salginatobelbrücke im Kanton Graubünden, Schweiz  
Quelle: Rama, CC BY-SA 2.0, Wikimedia

Trotz verschiedener fugenloser Bauprojekte führte die Weiterentwicklung der Betontechnologie, der Einsatz von leistungsfähigerer Bewehrung sowie die Entwicklung der Spannbetonbauweise immer weiter weg von fugenlosen Konstruktionen im Brücken- sowie auch im Hochbau. Gründe hierfür waren die nun schlankeren Querschnitte sowie die weiteren Spannweiten, welche zu einer Erhöhung der auftretenden Zwangsspannungen führten. Ein noch geringes Forschungswissen bzgl. der Ursachen und der Beherrschung von Zwangseinwirkungen aus Kriechen, Schwinden und Temperatur stellte die Ingenieure vor große Herausforderungen. Eine Teilung einzelner Tragwerke in simplere, möglichst statisch bestimmte Systeme lässt sich vor diesem Hintergrund als logische Konsequenz nachvollziehen. [1, S.240]

Für die hochgradig statisch unbestimmten Systeme im Stahlbetonhochbau wurden daher in der Vergangenheit vermehrt Fugen angeordnet, welche dem Tragwerk die nötige Verformungsfreiheit ermöglichen. Die Ausführung erfolgt dabei als dauerhaft ausgebildete Dehn- oder Setzungsfuge oder als Fuge, welche nach einem Teil der Verformung wieder kraftschlüssig verschlossen wird (z.B. Schwindgassen). [1, S.287ff.]

Noch bis Anfang der 2000er Jahre wurde im Stahlbetonhochbau die Bauweise mit Fugen durch die DIN 1045 (1988) unterstützt, in welcher explizit die Anordnung von Dehnungsfugen gefordert wurde. Obwohl FALKNER 1984 [2] schon auf die Vorteile sowie die Ausführbarkeit langer Stahlbetonkonstruktionen ohne Dehnfugen hingewiesen hat, bestand lange die Forderung nach solchen. Erst durch Erneuerung der DIN 1045 im Jahre 2001 entfiel diese Passage der Norm gänzlich. [3, S.225]

Heutzutage stehen die Vorzüge einer fugenlosen Bauweise, zumindest im Hochbau, eindeutig im Vordergrund. So ermöglichen fugenlose Konstruktionen vor allem hohe Kostenersparnisse in Bezug auf Ausführung sowie Wartung bzw. Instandhaltung. Selbst bei aufwendiger und detaillierter Planung bleiben Fugen immer Schwachstellen in Bauteilen, welche vermieden werden sollten. Über diese Schwachstellen kann z.B. Feuchtigkeit eindringen und so zur Verringerung der Lebensdauer führen. Des Weiteren wird durch den Verzicht auf Fugen eine gleichmäßigere Abtragung der Horizontalkräfte durch die Decken in aussteifende Bauteile gewährleistet. Zudem können Decken oft durch Wahl des Durchlaufträgersystems schlanker hergestellt werden und führen insgesamt zu einem redundanteren System im Vergleich zur Einfeldträgerlösung bei Fugenausbildung. [1, S.235, 3, S.225, 2, S.186]

Nicht von der Hand weisen lässt sich jedoch der erhöhte tragwerksplanerische Anspruch an die Berechnung von fugenlosen Stahlbetonkonstruktionen. Für die Bemessung muss etwaige Rissbildung infolge von Zwangsspannungen begrenzt werden. Bei der Verwendung des pauschalen Ansatzes dieser Rissbreitenbegrenzung nach Norm müssen im Vorfeld der Ausführung genaue Angaben zum Risszeitpunkt bzw. der anzusetzenden Betonzugfestigkeit gemacht werden. Da diese Informationen oftmals nicht bekannt sind, ist es erforderlich Annahmen zu treffen, welche zumeist auf Erfahrungswerten beruhen. Liegen diese nicht vor oder kommt es aus wirtschaftlichen Gründen zu Fehleinschätzungen in der benötigten Mindestbewehrungsmenge, entstehen vermehrt Risse. Werden die Rissweiten infolge von Zwangsspannungen zu groß, kann die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks beeinträchtigt werden. Ein alternatives Vorgehen könnte hier eine direkte Berechnung der Zwangsschnittgrößen darstellen. Ein wesentlicher Vorteil dieser Methode wäre die Berücksichtigung ausschlaggebender Einflussfaktoren auf die Höhe von Zwangsschnittgrößen. Daraufhin könnte eine ans System angepasste Bewehrung gewählt werden, um so Rissbreiten gezielter zu beschränken. Allerdings macht eine solch aufwendigere Berechnung den Einsatz mittels FEM-Programmen zwingend, um nichtlineare Einflüsse aus Steifigkeitsminderungen im gerissenen Zustand II des Betons zu erfassen. Der erhöhte Aufwand einer solchen Bemessung sollte dabei stets im Verhältnis zu möglichen Einsparungen von Bewehrungsstahl stehen.

Um den Nutzen dieser genaueren Berechnungsmethode zur Bestimmung der erforderlichen Mindestbewehrungsmengen besser abschätzen zu können, soll daher das Ziel dieser Arbeit die Untersuchung verschiedener Einflussfaktoren auf die Größe von Zwangsspannungen bzw. der zu erwartenden Rissweiten an einfachen Tragwerksmodellen sein. Im Anschluss daran wird an einer konkreten Hochbaumaßnahme der pauschale Ansatz aus der Norm überprüft und mit den Ergebnissen einer direkten, nichtlinearen Berechnung verglichen.



## 2 Zwangsbeanspruchungen

Wie bereits im vorherigen Kapitel beschrieben, führte die Entwicklung einer fugenlosen Bauweise zum verstärkten Auftreten von Zwangsspannungen. Erst bei größeren Bauprojekten mit langen Plattenabmessungen können diese größere Probleme der Rissbildung nach sich ziehen. Je nach Steifigkeit des Systems gilt dies für Geschossdecken ab ungefähr 30 Metern Plattenlänge [4].

Für das weitere Verständnis hinsichtlich der Untersuchung dieser Spannungen ist es daher unumgänglich sich zuvor mit dem Begriff des Zwangs auseinanderzusetzen. Die nachfolgenden Abschnitte beschäftigen sich mit der Entstehung und den Ursachen von Zwangsbeanspruchungen sowie der Einteilung nach im Ingenieurgebrauch verankerten Begrifflichkeiten. Anschließend wird im Detail auf die speziell zu untersuchenden Zwangseinwirkungen aus Behinderung der Schwind- und der Temperaturdehnung eingegangen, welche Gegenstand der zu führenden Betrachtungen sind.

### 2.1 Definiton von Zwang

Allgemein kann ein Bauwerk durch verschiedene Arten von Einwirkungen belastet werden. Diese werden in direkte und indirekte Einwirkungen unterteilt.

Die direkten Einwirkungen, wie der Name schon besagt, bezeichnen Lasten, welche direkt auf eine Konstruktion einwirken, wie z.B. Eigenlasten, Ausbau- oder Verkehrslasten, aber auch Wind- oder Schneelasten. Als Reaktion auf diese Belastungen entstehen im Bauteil Verformungen bzw. werden Spannungen aufgebaut.

Anders verhält es sich mit indirekten Einwirkungen, sie entstehen innerhalb eines Bauteils als Folge von behinderten Verformungen. Das kann z.B. infolge von Temperaturänderungen, Schwindmechanismen des Betons oder Bauwerkssetzungen erfolgen. Prinzipiell versucht sich das betreffende Bauteil auszudehnen oder zusammenzuziehen. Wenn die Verformung durch angrenzende Bauteile behindert wird, entstehen als Folge Spannungen. In diesem Fall spricht

man von Zwangseinwirkungen oder Zwangsspannungen. Die Größe dieser Zwangsspannungen ist unter anderem abhängig von der Steifigkeit der angrenzenden Bauteile, der Lagerung sowie von dem Maß der Verformungen. [5, 1, S.287]

Für Beton sind besonders Zwangszugspannungen von Bedeutung, welche örtlich am Bauteil über den Querschnitt verteilt auftreten können. Übersteigen diese Spannungen die Betonzugfestigkeit lokal, kommt es zur Rissbildung. Um diese Rissbildung auf ein festgelegtes Maß zu reduzieren, schreibt die DIN EN 1992-1-1 [6], im Folgenden Eurocode 2-1-1 bzw. EC2-1-1 genannt, eine Mindestbewehrung vor, die der Begrenzung der Rissbreiten dient [7, S. 420]. Nähere Erläuterungen zu den Themen Risse im Beton sowie der Begrenzung von Rissweiten folgen in den Kapiteln 3 und 4.

Generell muss zwischen den zwei Arten, innerer und äußerer Zwang unterschieden werden. Beim inneren Zwang haben Ursache und Auswirkung ihren Ursprung im gleichen Bauteil. Es entstehen Eigenspannungen über den Querschnitt als Folge einer Verformungsbehinderung aus im Bauteil wirkenden indirekten Einwirkungen. Diese inneren Zwänge können sich z.B. aus abfließender Hydratationswärme, Temperaturänderungen, ungleichmäßigem Schwinden oder Kriechen entwickeln.

Im Gegensatz dazu steht der äußere Zwang, welcher aus aufgezwungener Verformung durch angrenzende Bauteile oder Behinderung der freien Verformung des Bauteils selbst entstehen kann. Ursache und Auswirkung haben beim äußeren Zwang somit unterschiedliche Orte. Als Beispiele hierfür sind Stützensenkungen infolge von Baugrundsetzungen, Auflagerverschiebungen oder Verformungsbehinderungen durch angrenzende Bauteile zu nennen. [5, S.217, 7, S.506, 8, S.138]

Neben diesen zwei Begriffen haben sich über die Jahre zwei weitere, der frühe und der späte Zwang im Ingenieurgebrauch verfestigt. Beim Zwang im frühen Betonalter, welcher vor allem durch das Abfließen der Hydratationswärme gekennzeichnet ist, besitzt der Beton noch eine relativ geringe Betonfestigkeit. Daher führen auch schon geringe Zwangsspannungen zum Reißen des Betons. Hingegen ist Zwang im späten Betonalter charakterisiert durch eine höhere Betonfestigkeit sowie höhere Zwangskräfte, welche eine Rissbildung hervorrufen können. Der späte Zwang kann frühestens ab dem Erreichen der Normfestigkeit auftreten. Als Beispiele der Ursachen des späten Zwangs sind hier vor allem Temperaturänderungen



sowie das Betonschwinden zu nennen. Generell gilt, dass Zwangsspannungen abhängig von der Steifigkeit und Festigkeit des betreffenden Bauteils sind. Als logische Konsequenz folgt daher, den Erhärtungsverlauf des Betons miteinzubeziehen. [5]

## 2.2 Ursachen für frühen Zwang - Abfließen der Hydratationswärme

Laut MEIER [5, S.217] ist das Abfließen der Hydratationswärme „i.d.R. eine unvermeidliche frühe Zwangsursache“ und kann daher zu Rissbildung führen. Während der Erhärtung des noch plastischen Betons entsteht infolge der Hydratation Wärme im Beton. Besonders bei massigen Bauteilen führt die im Vergleich zum Volumen geringe Oberfläche zum nur langsamen Abfließen dieser Wärme, sodass innerer Zwang (Eigenspannungen) entstehen kann. Zusätzlich können Zugspannungen als Ursache von äußerem Zwang auftreten. Dies geschieht z.B. durch verschiedene Betonierabschnitte, bei denen ein neues Bauteil angrenzend zu einem bereits abgekühlten betoniert wird. Das bereits erhärtete Bauteil stellt somit eine Verformungsbehinderung dar, sodass als Folge Zwangsspannungen auftreten können.

Die folgende Abbildung 2.1 aus dem DBV-MERKBLATT „Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau“ [9] zeigt qualitativ den zeitlichen Verlauf von Temperatur und Spannung im erhärtenden Beton bei zuvor genannter behinderter Verformung. Eine Einteilung des zeitlichen Verlaufs erfolgt in fünf Stadien.

- Stadium I:** Unmittelbar nach Wasserzugabe: Hydratation in der Ruhephase, keine Betonerwärmung.
- Stadium II:** Betonerwärmung infolge Hydratation; nahezu keine Spannungen, da Beton noch plastisch. Am Ende: Zeitpunkt der ersten Nullspannungstemperatur  $T_{01}$ .
- Stadium III:** Aufbau von Druckspannungen bei wachsender Temperatur und E-Modul. Ein Großteil der Spannungen wird gleichzeitig durch Relaxation abgebaut. Am Ende: Erreichen der maximalen Temperatur  $T_{max}$  im Beton.
- Stadium IV:** Nach keinem weiteren Temperaturanstieg im Beton, erfolgt dessen Abkühlung und Abbau der Druckspannungen bis zum Erreichen der zweiten Nullspannungstemperatur.  $T_{02} \geq T_{01}$ , da E-Modul des Betons ansteigt.

**Stadium V:** Beton kühlt weiter ab. Aufbau von Zugspannungen, da Beton jetzt steifer (höherer E-Modul), denn keine Verformung durch Zusammenziehen des Betons mehr möglich. Bei weiterer Abkühlung überschreiten Zugspannungen Zugfestigkeit des Betons (hier  $\sigma_R$ ) und es kommt zum Reißen.

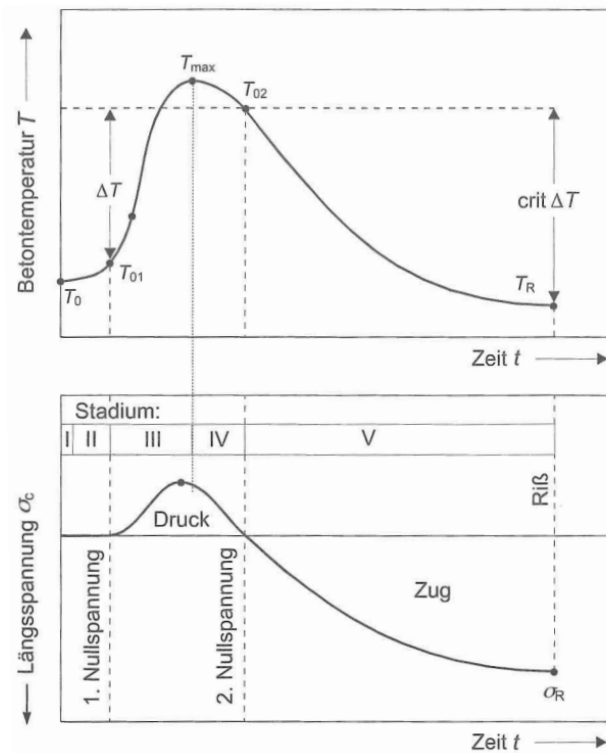


Abbildung 2.1: Zeitlicher Verlauf von Temperatur und Spannungen im erhärtenden Beton infolge Hydratation bei behinderter Verformung [9, Fassung 2006]

## 2.3 Ursachen für späten Zwang

### 2.3.1 Schwinden von Beton

Da behinderte Schwindverformungen eine Ursache für das Auftreten von Zwangsspannungen sein können, wird nun im Folgenden näher auf die Entstehung und die bemessungsrelevanten Arten von Schwindprozessen eingegangen. Im Anschluss erfolgt eine Beschreibung zur Berechnung der Größe der Schwindverformungen für Betonbauteile, welche für die Bestimmung der Zwangsspannungen erforderlich ist.

Die Begriffe Schwinden oder Quellen von Beton bezeichnen eine last- und temperaturunabhängige äußere Volumenänderung durch Feuchtigkeitsänderungen in den Poren des frischen, erhärtenden und erhärteten Betons [10]. Dabei kann es sich um die Feuchtigkeitsaufnahme, dem Quellen, und somit einer Volumenvergrößerung oder der Feuchtigkeitsabgabe, dem Schwinden, einer Volumenminderung handeln. Letztere führen bei Behinderung zum Entstehen von Zwangszugspannungen. Aufgrund der im Vergleich zur Druckfestigkeit geringeren Zugfestigkeit von Beton kommt es potentiell eher zu Rissbildungen infolge des Schwindens als des Quellens von Beton. Daher wird im Folgenden nur das Schwinden betrachtet.

Generell können Ursachen des Schwindens ein Feuchtigkeitsaustausch mit der Umgebung oder die Hydratation des Frischbetons sein. Hervorrufen können Schwindvorgänge Gefügeschwächungen in den Betonrandzonen und/oder Rissbildungen [11]. Zum letztgenannten Aspekt erfolgen im Anschluss an dieses Kapitel weitere Informationen, welche die Bedeutung dessen im Stahlbetonbau näherbringen soll.

Wie nachfolgende Abbildung 2.2 verdeutlicht, lässt sich das Schwinden anhand der verschiedenen Zustände des Betons in sechs Schwindarten nach MECHTCHERINE und GÖTZE (2015) [11] unterteilen.

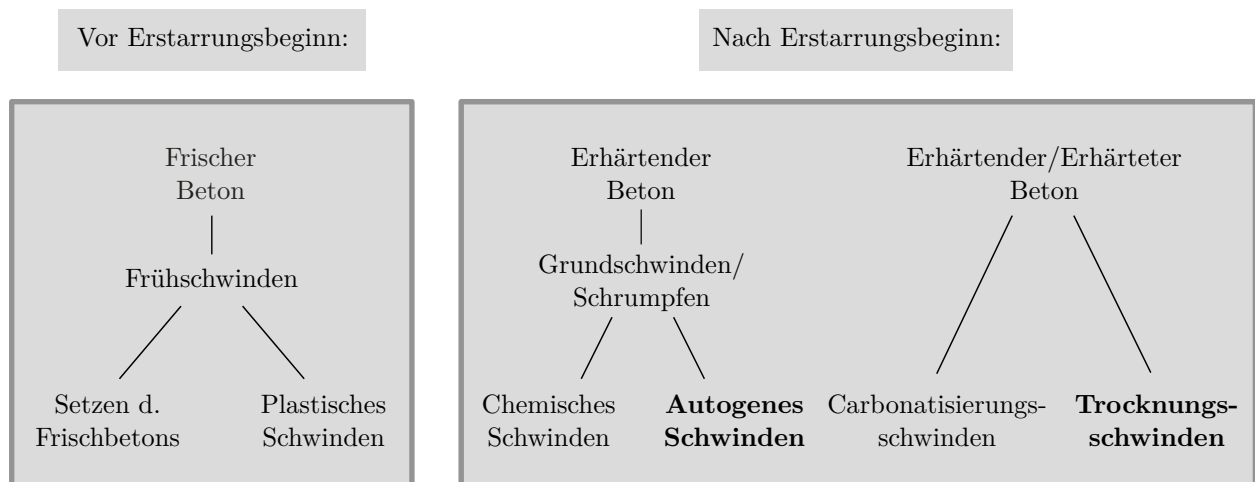


Abbildung 2.2: Schwindarten, aufgeteilt in Zeit vor und nach Erstarrungsbeginn

Dabei sind für die ingenieurmäßige Betrachtung nur das autogene Schwinden sowie das Trocknungsschwinden bemessungsrelevant und werden im EC2-1-1, Abschnitt 3.1.4. [6] thematisiert. Die übrigen Schwindarten können entweder durch geeignete betontechnologische

Maßnahmen sowie Nachbehandlung (Frühschwinden) merklich reduziert werden oder sind generell von unbedeutender Größenordnung (Carbonatisierungsschwinden) [10, 11]. Aus diesem Grund wird auf eine nähere Betrachtung dieser verzichtet und im Folgenden nur auf das autogene Schwinden und das Trocknungsschwinden eingegangen.

### 2.3.1.1 Bemessungsrelevante Schwindarten

#### Autogenes Schwinden

Das autogene Schwinden läuft während der Erhärtung des Zementleims ab und erstreckt sich über die ersten Tage bis Wochen des Betonalters. Anders als das Trocknungsschwinden, ist das autogene Schwinden unabhängig von der Umgebungsluftfeuchte. Bei der Hydratation, der Reaktion von Zement mit Wasser, werden zunächst die freien Wassermoleküle in den gebildeten Zementstein gebunden. Bei fortschreitender Hydratation kann eine innere Selbstaustrocknung des Betons zum autogenen Schwinden führen. Dies geschieht bei Wassermangel in den Zementsteinporen über das gesamte Bauteil. Daher ist das autogene Schwinden vor allem bei hochfesten Betonen mit ihrem geringen Wasser-Zement-Wert ( $w/z$ -Wert) von größerer Bedeutung, da die Hydratation ab einem  $w/z$ -Wert von kleiner ca. 0,4 vorzeitig wegen Wassermangels zum Erliegen kommt (vgl. Normalbeton  $w/z$ -Wert  $\sim 0,5$ ). Bei Behinderung der autogenen Schwindverformung baut sich eine konstante Zugspannung (zentrischer Zwang) über den Querschnitt auf. [11]

#### Trocknungsschwinden

Das Trocknungsschwinden bezeichnet eine Volumenminderung des erhärtenden bzw. erhärteten Betons durch Abgabe des chemisch oder physikalisch nicht gebundenen Wassers in den Kapillarporen des Zementsteins nach außen. Somit beginnt diese Art des Schwindens nach Erstarrungsbeginn bzw. mit dem Ende der Nachbehandlung. Sie wird aber vor allem erst von Bedeutung nach Abschluss des autogenen Schwindens und bleibt im Prinzip über das gesamte Betonalter aktiv. Durch den stetigen Feuchteausgleich mit der Umgebung, entwickelt sich ein Feuchtegradient über das Bauteil. Dieser Feuchte- oder auch Austrocknungsgradient gibt die Form des Eigenspannungszustandes vor (vgl. Abb. 2.3). Zudem herrschen über den Bauteilquerschnitt Zwangzugspannungen im Zementstein sowie entsprechende entgegen gerichtete Zwangsdruckspannungen in der Gesteinskörnung. [10, 11]

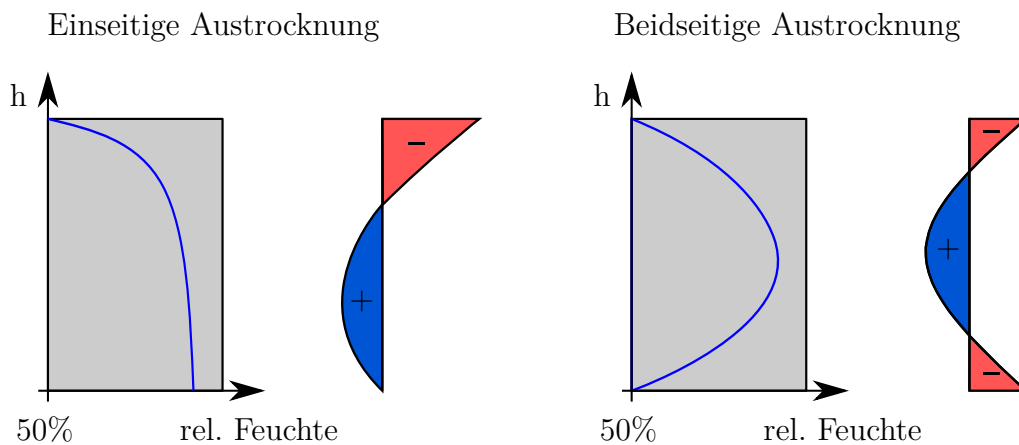


Abbildung 2.3: Qualitative Eigenspannungszustände in Abhängigkeit des Feuchtegradientes über das Bauteil bei ein- und beidseitiger Austrocknung

### Einschätzung der Größenordnung

Das Verhältnis der beiden Anteile aus Trocknungsschwinden und autogenem Schwinden ist vor allem abhängig von den vorhandenen Wassermengen im Bauteil. Die Druckfestigkeitsklasse des Betons gibt einen Anhaltspunkt über diese Größe. Grob gesagt, ein Normalfester Beton besitzt einen höheren  $w/z$ -Wert als ein Hochfester Beton. Daraus folgt, dass auch der Anteil an freien Wassermolekülen im Beton größer ausfällt und somit mehr Potential für den Feuchtigkeitsaustausch mit der Umgebung vorhanden ist. Dies wiederum führt zu einem höheren Beitrag des Trocknungs- als des autogenen Schwindens am Gesamtschwindmaß.

Um einen ungefähren Eindruck über die Größenordnungen der beiden Dehnungsanteile zu bekommen, dient die folgende Abbildung 2.4. Diese zeigt exemplarisch für einen Normalfesten Beton (C25/30) sowie einen Hochfesten Beton (C60/75) deren Dehnungsverläufe aus Trocknungsschwinden  $\varepsilon_{cd}$  und autogenem Schwinden  $\varepsilon_{ca}$ . Die Graphen wurden mithilfe der Schwindgleichungen aus dem EC2-1-1, Abschn. 3.1.4 (6) [6] für eine 30 cm-dicke Betonplatte mit einer relativen Luftfeuchte von 50 % erstellt.

Wird die Abbildung genauer betrachtet, lassen sich die getätigten Aussagen bestätigen. Zum Vergleich, beim Normalfesten Beton entfallen nach einer Nutzungsdauer von 70 Jahren etwa 90 % des Gesamtschwindmaßes auf das Trocknungsschwinden. Hingegen beim Hochfesten Beton sind es nur etwa 66 %. Zudem lässt sich für beide Betone feststellen, dass in diesem Fall die Anteile aus autogenem Schwinden geringere Werte als die aus Trocknungsschwinden annehmen.

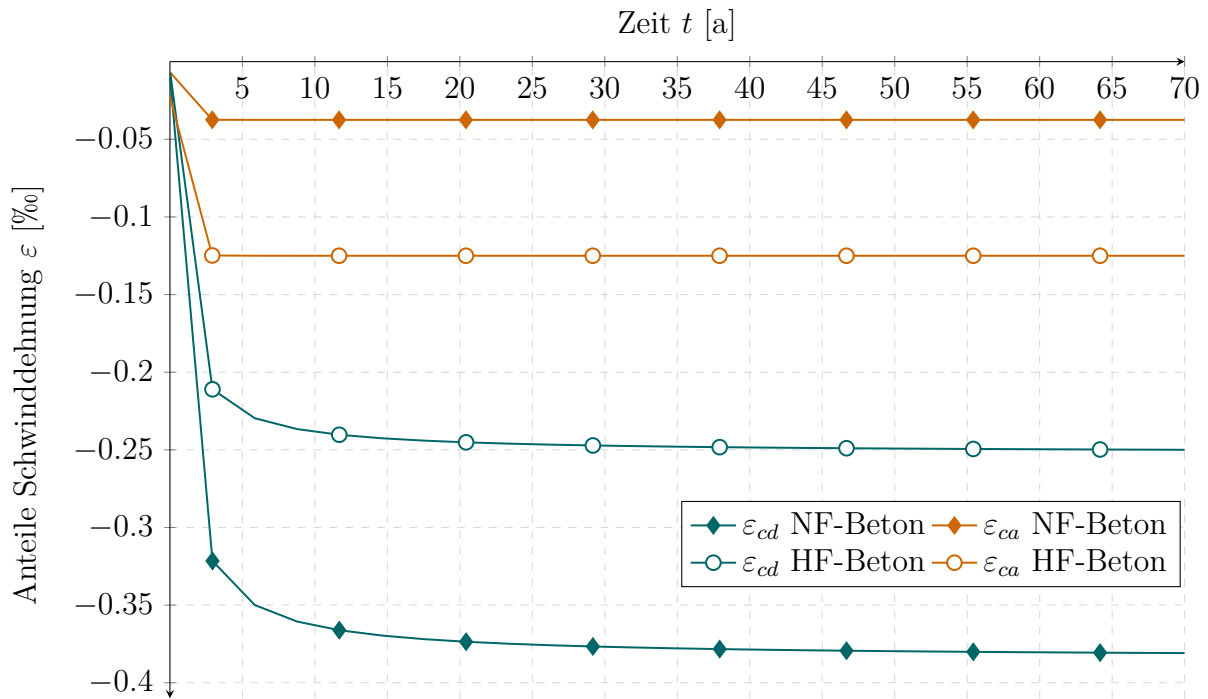


Abbildung 2.4: Vergleich der Schwindanteile aus Trocknungs- und autogenem Schwinden für einen Normalfesten (NF) Beton und einen Hochfesten (HF) Beton

### 2.3.1.2 Ermittlung der Dehnungsanteile aus Schwinden

Da Zwangsbeanspruchungen aus Behinderung des Schwindens abhängig von deren maßgeblichen Dehnungen sind, wird im Folgenden näher auf die Bestimmung dieser eingegangen. Anschließend erfolgt zur besseren Anschauung ein kurzes Beispiel zur Berechnung der Gesamtschwinddehnung.

Auf Grundlage des EC2-1-1, Abschnitt 3.1.4. (6) [6] berechnet sich die Gesamtschwinddehnung  $\varepsilon_{cs}$  des Betons aus den zwei Anteilen, der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}$  und der autogenen Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca}$ .

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.1)$$

Dabei setzt sich die Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}$  über die Zeit wie folgt zusammen:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2.2)$$

mit dem zeitlicher Faktor

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (2.3)$$

Der Faktor  $\beta_{ds}$  ist neben dem Schwindbeginn  $t_s$  in [d] und dem Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt  $t$  in [d] abhängig von der wirksamen Querschnittsdicke  $h_0$  des Betons in [mm]. Diese lässt sich zu  $h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u}$  berechnen.  $A_c$  gibt dabei die Betonquerschnittsfläche an und  $u$  den, dem Trocknen ausgesetzten, Umfang der Querschnittfläche.

Generell gilt: Je kleiner  $h_0$ , desto mehr Schwindverformung tritt auf, denn flächige Bauteile mit kleiner Bauteildicke schwinden stärker [11].

Der Koeffizient  $k_h$  berücksichtigt diesen Zusammenhang und ist in Abhängigkeit von  $h_0$  mithilfe der Tabelle 3.3 des EC2,1-1, Abschnitt 3.1.4 [6] zu bestimmen.

Des Weiteren gibt  $\varepsilon_{cd,0}$  den Grundwert der Trocknungsschwinddehnung an, welcher mittels Betonfestigkeit  $f_{ck}$  und der relativen Luftfeuchte  $RH$  für Zemente der Klassen S, N und R nach dem Nationalen Anhang des EC2-1-1/NA, Tabellen NA.B.1-3 [12] bestimmbar ist. Hierbei stellt die relative Luftfeuchte  $RH$  einen maßgeblichen Faktor für die Größe des Trocknungsschwindens dar, denn Differenzen in Bauteil- und Umgebungsluftfeuchte sind Antrieb und damit Ursache dieser Schwindart [11]. Ebenso ist die Betonfestigkeit  $f_{ck}$  von Bedeutung. Es gilt: Je höher  $f_{ck}$ , desto weniger freie Wassermoleküle im Bauteil sind für die Abgabe nach außen vorhanden, wodurch das Trocknungsschwindmaß verringert wird. Eine ungefähre Vorstellung über die Größe dieser Trocknungsschwinddehnungen liefert Tabelle 2.1 nach JACOBS und HERMANN (2001) [13].

Tabelle 2.1: Endwerte für Trocknungsschwinddehnungen  $\varepsilon_{cd,\infty}$  von unbewehrtem Normalbeton in Abhängigkeit der Lagerung bzw. der relativen Luftfeuchte  $RH$

Lagerungsart	$\varepsilon_{cd,\infty}$ [‰]
Lagerung in sehr feuchter Luft (90% RH)	-0,1
Lagerung im Freien (70% RH)	-0,3
Lagerung in Innenraum mit trockener Luft (50% RH)	-0,5

Die zweite Komponente der Gesamtschwinddehnung bildet die autogene Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca}$ . Sie lässt sich bestimmen zu:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \quad (2.4)$$

mit dem Endwert der autogenen Schwinddehnung

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (2.5)$$

und dem zeitlichen Faktor

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \quad (2.6)$$

Dieser zeitabhängige autogene Schwindanteil  $\varepsilon_{ca}(t)$  ist, vor allem von der Betonfestigkeit  $f_{ck}$  abhängig, welche in den Endwert der autogenen Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca,\infty}$  mit einfließt. Denn anders als beim Trocknungsschwinden wächst das autogene Schwindmaß bei steigender Betonfestigkeit  $f_{ck}$ . Wie in Abschnitt 2.3.1.1 beschrieben, entsteht vor allem bei hochfesten Betonen durch den niedrigen w/z-Wert ein Wassermangel bei der Hydratation im Beton, welches zur inneren Selbstaustrocknung führt.

### Berechnung des Schwindmaßes anhand eines Beispielles

Für eine Deckenplatte der Betonfestigkeitsklasse C25/30 mit einer Querschnittshöhe von  $h = 30$  cm soll beispielhaft das Vorgehen zur Berechnung der Gesamtschwinddehnung  $\varepsilon_{cs}$  aufgezeigt werden. Dies erfolgt analog zum vorherigen Abschnitt 2.3.1.2.

Hierbei lässt sich die wirksame Querschnittsdicke  $h_0$  für einen 1 m breiten Plattenstreifen zu

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 2 \cdot \frac{h \cdot b}{2 \cdot b} = h = 300 \text{ mm}$$

berechnen.

Das Schwindmaß soll nach 70 Jahren ( $t = 25\,550$  d), welches einem Ende der Nutzungsphase entspricht, ermittelt werden. Das Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens  $t_s$  wird gleich dem Alter bei Ende der Nachbehandlung gesetzt. Die Dauer der Nachbehandlung wurde entsprechend der Mindestdauer der Nachbehandlung nach dem Zement-Merkblatt B8: „Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons“, Tafel 2 des INFORMATIONENZENTRUM



BETON GMBH [14] zu  $t_s = 6$  d bestimmt. Dabei wurde von einer mittleren Festigkeitsentwicklung des Betons und früh winterlichen Temperaturen von um die  $7^\circ\text{C}$  ausgegangen. Damit lässt sich der Faktor  $\beta_{ds}(25\,550\text{ d}, 6\text{ d})$  nach Gl. (2.3) berechnen.

$$\beta_{ds}(25\,550\text{ d}, 6\text{ d}) = \frac{(25550 - 6)}{(25550 - 6) + 0,04 \cdot \sqrt{300^3}} = 0,992$$

Nach Tabelle 3.3, des EC2-1-1, 3.1.4 (6) [6] ergibt sich für  $h_0 = 300$  mm der Faktor  $k_h$  zu 0,75. Der Grundwert der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd,0}$  lässt sich nach Tabelle NA.B.2 des Nationalen Anhangs (EC2-1-1/NA) [12] bestimmen. Beispielhaft lässt sich für Zemente der Klasse N, Beton C25/30 sowie einer relativen Luftfeuchte von  $RH = 80\%$  ein Grundwert von  $\varepsilon_{cd,0} = 0,29\text{‰}$  ablesen.

Damit ergibt sich die Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}(25\,550\text{ d})$  nach Gl. (2.2) zu:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd}(25\,550\text{ d}) &= \beta_{ds}(25\,550\text{ d}, 6\text{ d}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \\ &= 0,992 \cdot 0,75 \cdot 0,29\text{‰} \\ &= 0,216\text{‰}\end{aligned}$$

Die autogene Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca}$  berechnet sich analog zu den Gln. (2.4), (2.5) sowie (2.6) für die charakteristische Betonfestigkeit  $f_{ck} = 25\text{ N/mm}^2$ .

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ca}(25\,550\text{ d}) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\ &= \left(1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{25550}}\right) \cdot 2,5(25 - 10)10^{-3} \\ &= 0,038\text{‰}\end{aligned}$$

Abschließend ermittelt sich nun die Gesamtschwinddehnung  $\varepsilon_{cs}$  zu:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \\ &= 0,216\text{‰} + 0,038\text{‰} \\ &= 0,254\text{‰}\end{aligned}$$

## 2.3.2 Temperaturänderungen

### 2.3.2.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschnitt 2.1 erwähnt, kann auch die Behinderung von Temperaturverformungen zum Entstehen von Zwangsspannungen führen. Diese können im Wesentlichen zwei Ursachen haben, das Abfließen der Hydratationswärme im erhärtenden Beton oder jahres- bzw. tageszeitliche Temperaturänderungen des bereits erhärteten Betons. Erstgenannte Ursache wird dem frühen Zwang zugeordnet, zweitere dem späten Zwang. Der folgende Abschnitt beschäftigt sich nur mit den Temperaturänderungen, welche ähnlich dem Betonschwinden bei Behinderung zum Zwang im späten Betonalter führen, da diese Gegenstand der anschließenden Untersuchungen sind.

Als Ursachen von Temperaturänderungen sind tägliche oder jahreszeitliche Wechsel der Sonneneinstrahlung und der Außenlufttemperatur zu nennen. Da ein Bauteil immer bestrebt ist, eine Ausgleichstemperatur zwischen Innen und Außen herzustellen, lassen sich unterschiedliche Verteilungen der Temperatur über den Querschnitt finden. Diese Temperaturverteilungen sind i.d.R. nichtlinear und von vielen verschiedenen Faktoren abhängig. Einige Beispiele hierfür sind: geografische Lage, Intensität und Richtung der Sonneneinstrahlung, Windverhältnisse, Wärmeleitung und -kapazität des Tragwerkes einschließlich der verschiedenen Dämmschichten, Geometrie des Querschnitts. [1, S.241]

Allgemein kann ein Temperaturgradient über den Querschnitt nach Abbildung 2.5 in die folgenden drei Anteile zerlegt werden:

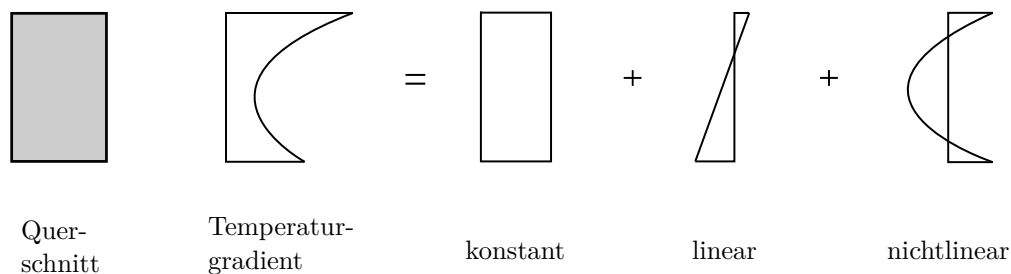


Abbildung 2.5: Qualitative Anteile der Temperaturverteilung über einen Querschnitt

Der konstante Anteil gibt den ortsbezogenen Jahreswert der Temperatur an und führt bei Behinderung der Verformung zum zentrischen Zwang. Eine kurzzeitige Abkühlung oder Erwärmung einer Seite der Bauteiloberfläche ist dem linearen Anteil der Verteilung zugeordnet. Bei Behinderung dieser Verformung entsteht eine Momentenbelastung (Biegezwang). Dieser Anteil ist vor allem bei Brücken von größerer Bedeutung, aber auch bei Bodenplatten von Hochbaukonstruktionen ist eine einseitige Temperaturänderung denkbar (z.B. offene Parkhäuser). Der letzte, nichtlineare Anteil der Verteilung, welcher zu Eigenspannungen bei Behinderung führen kann, muss i.d.R. nicht berücksichtigt werden. [1, S.241f.]

Für die Untersuchung an Hochbaukonstruktionen schreibt die DIN EN 1991-1-5 [15] eine Berücksichtigung der Temperatureinwirkungen bei Gefahr der Überschreitung beider Grenzzustände vor. Gewöhnliche Hochbaukonstruktionen werden gedämmt ausgeführt, sodass zwischen den einzelnen Etagen keine nennenswerte Temperaturänderung vorliegt [1, S.242]. Selbst jene zwischen Sommer und Winter besitzen somit keinen bemessungsrelevanten Einfluss auf die Temperatur im Inneren der Betonaußenwände. Anders verhält es sich mit Parkhäusern oder Tiefgaragen mit offenen Belüftungssystemen, bei diesen sollte eine genauere Betrachtung mittels Temperaturprofilen erfolgen. Bei größeren Bauprojekten, bei denen die Bauzeit über mehrere Jahreszeiten andauern kann, ist der Rohbau über einen längeren Zeitraum den meteorologischen Schwankungen ausgesetzt. In diesem Fall sollte der Einfluss aus Temperaturänderung überprüft werden, um den Aufbau möglicher Zwangsbeanspruchungen aus Behinderung der Verformung auszuschließen bzw. deren Größe abzuschätzen.

### 2.3.2.2 Ermittlung der Dehnungsanteile aus Temperaturänderung

Für die Untersuchung von Zwangsspannungen unter dem Einfluss von Temperaturänderungen wird die äquivalente Dehnung des Betons benötigt. Diese lässt sich mithilfe der Temperaturänderung  $\Delta T$  und der Wärmedehnzahl von Beton  $\alpha_T$  bestimmen. Es gilt:

$$\varepsilon_T = \Delta T \cdot \alpha_T \quad (2.7)$$

Falls keine genauere Berechnung (z.B. nach Kapitel 1 des BETONKALENDERS (2018) [16]) vorliegt, darf  $\alpha_T$  von Beton nach EC2-1-1 [6] zu  $10 \cdot 10^{-6}/\text{K}$  bestimmt werden. Die Temperaturänderung lässt sich unter Zuhilfenahme der jahreszeitlich bezogenen Angaben des EC1-1-5 [15] ermitteln.



## 3 Risse im Beton

Wie bereits im letzten Kapitel 2 beschrieben, können Zwangsspannungen bei Übersteigen der Zugfestigkeit des Betons zu Rissen im Bauteil führen. Das folgende Kapitel wird sich daher den Ursachen von Rissen, deren Arten sowie möglichen Folgen für das Tragwerk widmen. Des Weiteren wird im Detail auf das Thema der Rissbildung sowie der Kraftübertragung währenddessen im Bauteil eingegangen. Dies stellt eine Grundlage zum Verständnis der weiteren Betrachtungen dar.

### 3.1 Ursachen der Rissbildung und Rissarten

Der Rissentstehung lassen sich verschiedene Rissursachen zuordnen. Unter anderem kann Rissbildung bei der Herstellung von Beton auf Einflüsse bzgl. der Betonzusammensetzung und Verarbeitung zurückgeführt werden. Beispielsweise als Folge einer unpassenden Betonrezeptur oder nicht ausreichender Nachbehandlung kann es zur Erhöhung der Hydratationswärme oder dem Fröhschwinden des noch plastischen Betons kommen. Eine weitere Ursache können direkte oder indirekte Einwirkungen darstellen. Direkte Lasten sowie Zwangsbeanspruchungen führen vor allem bei Überbelastung bzw. Fehleinschätzungen in ihrer Größe zu unplanmässigen Rissen. Zusätzlich kann die Nichteinhaltung von Konstruktionsregeln hinsichtlich Bewehrungsführung oder Verankerungslängen die Rissentstehung begünstigen. Des Weiteren können nach Erhärtung des Betons thermische Reaktionen wie Frost-Tau-Wechsel oder chemische Reaktionen wie Treiben des Betons oder Korrosion der Bewehrung zur Entstehung von Rissen führen.

Allgemein bedingt jede der vorangestellten Ursachen der Rissbildung ein Übersteigen der lokalen Betonfestigkeit an einer Stelle im Bauteil. [7, S.412, 17, 9, S.8]

### 3 Risse im Beton

Entsprechend der verschiedenen Rissursachen gibt es unterschiedliche Rissarten, welche anhand der Tabelle 3.1 aufzeigt werden. Abgebildet werden zugehörig zu den Rissarten die jeweiligen Erscheinungsformen und eine kurze Erklärung derer.

Tabelle 3.1: Übersicht zu verschiedenen Rissarten und deren Erscheinungsformen, nach [7, S.412, 17, 18, S5f.]

Rissart	Erscheinungsform	Erklärung
Trennrisse		Risse durch den gesamten Querschnitt; verursacht durch mittigen oder wenig ausmittigen Zug
Biegerisse		Risse vom Querschnittsrand der Zugseite bis zur Dehnungsnulllinie; bei biegebeanspruchten Bauteilen
Sammelrisse		Risse größerer Breite über gesamten Zugbereich (Primärriss) zwischen mehreren Sekundärrissen; bei dicht bewehrten Zonen
Schubrisse		Risse schiefwinklig zur Stabachse; durch Quer- oder Torsionskräfte
Spaltrisse		Risse in Richtung Hauptdruckspannung; bei konzentrierter Lasteinleitung
Oberflächenrisse		Risse an der Betonoberfläche mit meist nur geringer Tiefe; gerichtet oder ungerichtet; durch Eigenspannungen im Bauteil
Längsriss entlang der Bewehrung		Risse parallel entlang Bewehrung; durch Setzen des Frischbetons oder zu hohe Verbundspannungen

Nach dem DBV-MERKBLATT „Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau“ [9] können sich infolge von Zwangsbeanspruchungen unterschiedliche Rissbilder aus der Tabelle 3.1 ergeben. Oberflächenrisse stellen dabei eine häufige Erscheinungsform dar. Diese können z.B. durch das Abfließen der Hydratationswärme sowie Schwinden bei Verformungsbehinderung auftreten. Wegen ihrer meist geringeren Risstiefe von wenigen Zentimetern stellen sie oftmals eine geringere Gefahr für die Dauerhaftigkeit dar als Trenn- oder Biegerisse. Aufgrund des meist weitreichenden Verlaufes durch das Bauteil bei letztgenannten Rissformen ist die Bewehrung nicht mehr vollständig durch den Beton geschützt. Die Rissbreiten, welche sich unter Zwangsbeanspruchungen einstellen können, liegen bei  $\leq 0,5$  mm bei entsprechend dimensionierter Bewehrung.

## 3.2 Rissbildungsprozess

Im Folgenden sollen anhand eines Betonzugstabes die verschiedenen Phasen der Rissbildung nach LEONHARDT und MÖNNIG [19, 18] sowie ZILCH und ZEHETMAIER [7, S.415ff.] erläutert werden. Betrachtet wird ein Stabausschnitt mit einem mittig angeordneten Bewehrungsstab. Der Zugstab eignet sich besonders als Analogie für die Rissentstehung unter Zwangsbeanspruchungen, da aus vereinfachenden Gründen oft für die Bemessung nur der zentrische Zugzwang (konstante Zugspannung) betrachtet wird. Untersucht werden im Näheren die Stahl- und Betondehnungen sowie deren zugehörige Spannungen, die an den verschiedenen Stellen im Bauteil herrschen. Unterstützt werden die Erläuterungen zu den einzelnen Rissbildungsphasen durch Bilder und Diagramme.

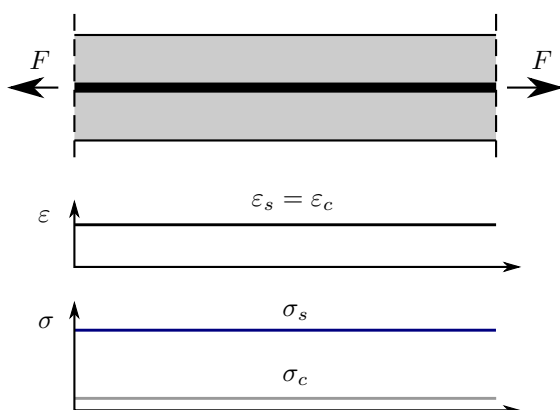


Abbildung 3.1: Ungerissener Zugstab

### 1) ungerissener Zugstab

Der gesamte Stab befindet sich im ungerissenen Zustand I ( $\sigma < f_{ct}$ ). Stahl- und Betondehnungen sind gleich, ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ). Daraus folgt: Verbundspannung  $\tau = 0$ . Die Spannungen  $\sigma_s$  und  $\sigma_c$  sind konstant. Es gilt:  $\sigma_s = \sigma_c \cdot (E_s/E_c)$ .

Bei Steigerung der Last wird an der Stelle mit der geringsten Betonzugfestigkeit ein erster Riss entstehen ( $\sigma > f_{ct}$ ). Es kommt zur Phase der Erstrissbildung. Unmittelbar vor dem Reißen des Betons herrscht im Stahl  $\sigma_{sr}^I = f_{ct} \cdot (E_s/E_c)$ .

2) Erstrissbildung

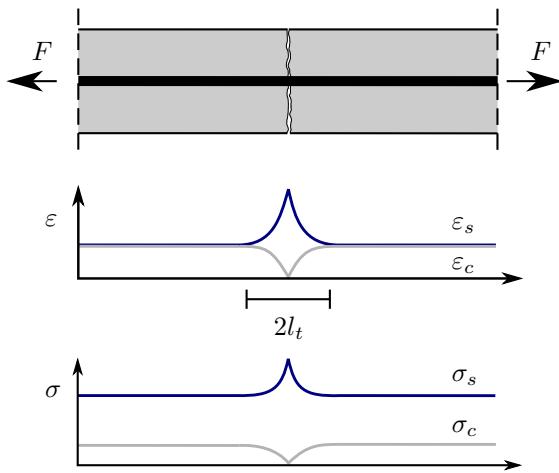


Abbildung 3.2: Erstrissbildung

Im Riss: keine Kraftübertragung im Beton ( $\sigma_c = 0 ; \varepsilon_c = 0$ ). Der Stahl nimmt kritische Risslast  $N_{cr}$  auf. Unmittelbar nach Reißen gilt:  $\sigma_{sr}^{II} \approx f_{ct}/\rho_s$  im Riss. Es folgt:  $\sigma_s$  und  $\varepsilon_s$  sind maximal. An der Rissstelle gilt der Beton als gerissen (Zustand II). Mit zunehmender Entfernung zum Riss nimmt die Verbundwirkung Stahl-Beton bis zum Ende der Eintragungslänge  $l_t$  zu. Von da an herrscht volle Verbundwirkung ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ; Zustand I, ungerissen). Über  $l_t$  wirken Verbundspannungen  $\tau$ , welche aus den unterschiedlichen Dehnungen zwischen Stahl und Beton entstehen.

Bei erneuter Steigerung der Last reißt der Beton an der nächst schwächeren Querschnittsstelle auf. Ein zweiter Riss entsteht. Der Stahl nimmt erneut die kritische Risslast  $N_{cr}$  im Beton auf ( $\sigma_s = max$ ). Über die Einleitungslänge  $l_t$  wirkt der Beton auf Zug mit, bis wieder der Zustand I eintritt und es gilt:  $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ . Bei weiterer Laststeigerung entstehen erneut Risse, bis zwischen den einzelnen Rissen nur noch der doppelte Abstand der Einleitungslänge besteht ( $2 \cdot l_t$ ). Die Betonspannung  $\sigma_c$  kann nun nicht mehr erneut bis zur Zugfestigkeit ansteigen. Die Rissbildung ist abgeschlossen.



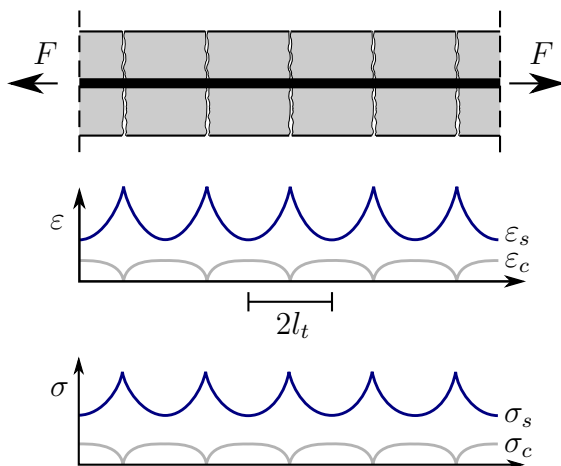


Abbildung 3.3: abgeschlossene Rissbildung

### 3) abgeschlossene Rissbildung

Der Stab befindet sich an keiner Stelle mehr im Zustand I. Es liegen nur der Zustand II in den Rissen und die Bereiche mit Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening) vor. Durch die Mitwirkung des Betons liegt die mittlere Stahldehnung unter den Werten an der Rissstelle im Zustand II.

Bei abermaliger Laststeigerung verbreitern sich die Risse lediglich noch (sukzessive Rissbildung) und allein der Stahl dehnt sich. Dennoch können vereinzelt Zwischenrisse entstehen bis es schließlich beim Übersteigen der Grenzdehnung des Stahls zum Fließen der Bewehrung kommt [20, S.13].

Allgemein ist anzumerken, dass die Stahlspannungen insgesamt nach jeder erneuten Bildung eines Risses etwas höher ausfallen. Aufgrund der Streuung der Betonzugfestigkeit im Zugstab ist nach jeder Rissentstehung eine etwas größere Last erforderlich, um den Beton zum abermaligen Reißen zu bringen. Der Bewehrungsstahl nimmt somit jedes Mal mehr Spannung im Riss auf. Dementsprechend wachsen auch die Stahldehnungen leicht an. Generell muss gesagt werden, dass die Laststeigerungen nur minimal ausfallen und daher i.d.R. nicht berücksichtigt werden.

Analog zur Rissbildung für den Zugstab lassen sich die einzelnen Spannungs- und Dehnungsdiagramme für den Biegebalken aufstellen. Es herrschen die gleichen Spannungsverläufe bei der Rissentstehung. Einziger Unterschied stellt das Auftreten einer konstanten Verbundspannung auch ohne Rissbildung aufgrund von Querkraften im Träger dar [19].

### 3.3 Folgen der Rissbildung

Auf Grundlage von ZILCH und ZEHETMAIER [7] werden im Folgenden verschiedene Auswirkungen von Rissen erläutert. Die wohl gravierendste Folge der in Abschnitt 3.2 beschriebenen Rissbildung stellt den Verlust der Tragfähigkeit eines Bauteils dar. Dieser beruht zumeist auf Fehlern in der Planung, wenn beispielsweise Lasten nur ungenügend berücksichtigt oder deren Größen falsch eingeschätzt wurden. Bei einer solchen Überbelastung kommt es nicht nur zum Reißen des Betons, sondern kann bei weiterer Laststeigerung auch zum Fließen der Stahlbewehrung führen und somit zum Ausfall von ganzen Tragstrukturen. Anzumerken ist, dass solch eine Folge i.d.R. nicht durch indirekte Einwirkungen verursacht werden kann, denn Zwangsbeanspruchungen allein führen bei üblichen Hochbaukonstruktionen nicht zur abgeschlossenen Rissbildung [7, S.509].

Eine wesentlich wahrscheinlichere Folge von Rissen kann die Reduzierung der langfristigen Tragfähigkeit, der Dauerhaftigkeit, sein. Weit geöffnete Risse vereinfachen das Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten inklusive ihrer für den Beton schädlichen Stoffe. Sie können so zum Nachlassen des Gefügezusammenhalts im Beton und des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung führen. Zusätzlich kann der Kontakt mit Wasser die Bewehrungskorrosion begünstigen, z.B. infolge einer vorangegangenen Carbonatisierung des Betons.

Nicht nur die Tragfähigkeit kann durch Rissentstehung beeinflusst werden, sondern auch die Gebrauchstauglichkeit. Durch breite Risse verschlechtert sich das äußere Erscheinungsbild eines Bauteils sowie damit einhergehend das Wohlbefinden des Nutzers. Zudem kann eine sachgemäße Nutzung eingeschränkt werden, z.B. durch erhöhte Durchbiegungen der Decken, welche mitunter durch Steifigkeitsänderungen durch Rissbildung im Bauteil verstärkt werden können. Gerade im Innenbereich stellt dies die häufigste Folge der Rissbildung dar.

Generell sei anzumerken, dass Rissbildung immer mit Steifigkeitsumlagerungen im betreffenden Bauteil verbunden sind und damit Veränderungen der Spannungszustände im gesamten Tragwerk einhergehen.

# 4 Begrenzung der Rissbreiten

## 4.1 Allgemeines

Obwohl Rissbildung, wie in Abschnitt 3.3 ausführlich dargestellt wird, zu einigen negativen Folgen führen kann, können Risse in Stahlbetontragwerken nicht gänzlich vermieden werden. Durch die im Vergleich zur Druckfestigkeit des Betons geringe Zugfestigkeit ( $f_{ctm} \approx 0,07 \dots 0,08 f_{cm}$ ) reißt der Beton schon unter minimaler Last auf. Ein generelles Ausschließen von Rissen ist wirtschaftlich nicht möglich und auch nicht erwünscht. Letzteres liegt darin begründet, dass durch Reißen des Betons auf Zug die eingelegte Bewehrung aktiviert wird und somit voll an der Lastabtragung beteiligt ist. Aufgrund dessen ist es nötig, die Rissbreiten auf ein verträgliches Maß zu begrenzen, um mögliche negative Folgen der Rissbildung zu verhindern. [17]

Das Maß zur Begrenzung der Rissbreiten liefert Tabelle 7.1DE des NA des EC2-1-1 [12] mithilfe des Grenzwertes  $w_{max}$  für die rechnerische Rissbreite  $w_k$  (vgl. Abb. 4.1). Sie gibt die mittlere Breite im umliegenden Bereich der Bewehrung an, nicht etwa die sichtbare, welche u.U. größere Werte annehmen kann. Für Stahlbetonbauwerke ohne Vorspannung ist unter quasi-ständiger Einwirkungskombination für die Expositionsklassen X0 und XC1 ein Wert von  $w_k = 0,4 \text{ mm}$  maßgebend. Dieser Wert wird aus rein optischen Gründen vorgegeben, denn bei diesen Expositionsklassen hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit. Nach EC2-1-1, Abschn. 4.1 [6] herrscht bei der Klasse X0 kein Korrosions- oder Angriffsrisiko, dieses gilt vor allem für Betonbauteile in Gebäuden mit geringer Luftfeuchtigkeit sowie für z.B. Fundamente ohne Bewehrung und ohne Frostgefahr. Innenbauteile werden zumeist der Klasse XC1 zugeordnet, welche nur ein geringes Carbonatisierungsrisiko aufweisen, da sie sich ständig im Trockenen befinden. Für Dachdecken sowie Gründungsbauteile sollte der Wert nach höherer Expositionsklasse zu  $w_k = 0,3 \text{ mm}$  gewählt werden.

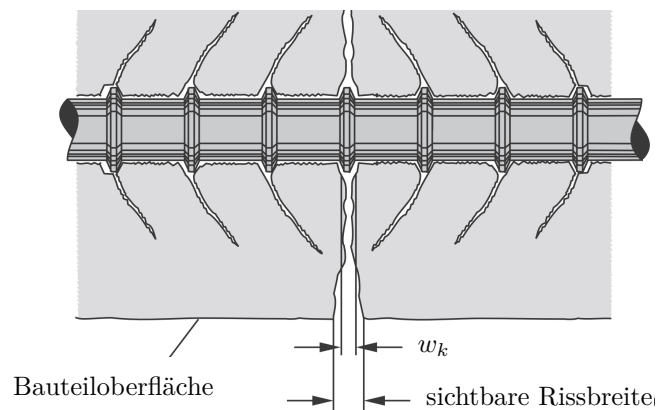


Abbildung 4.1: Definition der rechnerischen Rissbreite  $w_k$ , aus [7, S.413]

## 4.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

### 4.2.1 Allgemeines

Anknüpfend an Abschnitt 3.2, welcher die Grundlagen der Rissbildungsprozesse vermittelt, wird im Weiteren näher auf die Begrenzung der Rissbreiten durch eine entsprechende Mindestbewehrung eingegangen. Sobald Bewehrung in Betonbauteile eingelegt wird, nimmt bei Entstehung eines Risses im Beton die Stahlspannung an der Rissstelle auf. Die Stahlspannung entspricht dabei kurz nach Reißen des Betons  $\sigma_{sr}^{II} \approx f_{ct}/\rho_s$  [20, S.12].

Bei einem Betonbalken ( $f_{ct} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ ) mit einer Querschnittsfläche von  $A_c = 200 \text{ cm}^2$  und einem Bewehrungsstab ( $\phi = 10 \text{ mm}$ ;  $A_s = 0,785 \text{ cm}^2$ ) ergibt sich der Bewehrungsgrad  $\rho_s$  zu 0,39%. Für die Stahlspannung kurz nach Betonreißen im Stab bedeutet dies:

$$\sigma_{sr}^{II} \approx \frac{3,0 \text{ N/mm}^2}{0,0039} = 769 \text{ N/mm}^2$$

Somit fällt die Stahlspannung in ihren Fließbereich und der Riss weitet sich enorm. Um dies zu verhindern, ist es nötig für jedes Bauteil eine Mindestbewehrungsmenge zu ermitteln. Bei ausreichend hohen Bewehrungsgraden  $\rho_s$  kann die Bewehrung die Risslast aufnehmen. Die Rissbreite  $w_k$  kann mithilfe der Rissbreitenformel für die Erstrissbildung nach Gl. (4.1) für die aufzunehmende Stahlspannung im Riss  $\sigma_{sr}^{II}$  bestimmt werden.

Zum besseren Verständnis der Rissbreitenermittlung soll im Folgenden ein kurzer Überblick dienen. Die Theorie der Rissbreitenberechnung beruht auf der grundlegenden Formel der Definition der Dehnung  $\varepsilon$ , welche die Längenänderung  $\Delta l$  bezogen auf die Gesamtlänge  $l$  bedeutet. Im Fall der Rissdehnung  $\varepsilon_r$  im Einzelrisszustand entspricht die Längenänderung  $\Delta l$  der Rissbreite  $w_k$  und die Gesamtlänge  $l$  der doppelten Eintragungslänge  $l_t$  ( $s_r$ ). Die Dehnung am Riss  $\varepsilon_r$  berechnet sich über die Differenz der mittleren Stahldehnung  $\varepsilon_{sm}$  zur mittleren Betondehnung  $\varepsilon_{cm}$  bezogen auf die Eintragungslänge  $l_t$ , sodass sich vereinfacht aufschreiben lässt:

$$w_k = s_r \cdot \varepsilon_r = 2l_t \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (4.1)$$

## 4.2.2 Umsetzung im Eurocode 2 - Pauschaler Ansatz

### 4.2.2.1 Grundsätzliches Vorgehen

Der EC2-1-1 [6] sieht in Abschnitt 7.3.2 die Begrenzung der Rissbreiten infolge von Zwang mittels einer Mindestbewehrung vor. Diese wird für die kritische Last, unter der es zur Erstrissbildung kommt, ausgelegt. Im Falle von Zwangsbeanspruchungen haben Untersuchungen gezeigt, dass das abgeschlossene Rissbild erst bei Zwangsdehnungen  $\varepsilon_{ind} > 0,8\%$  erreicht wird [7, S.509]. Dies entspricht einer äquivalenten Temperaturänderung von  $\Delta T = \varepsilon_{ind} / \alpha_T = 80 \text{ K}$ . Damit kann angenommen werden, dass bei den im Hochbau üblich auftretenden Zwangsbeanspruchungen eine Bemessung der Mindestbewehrung für die Erstrisslast und damit der Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  des Betons zum Risszeitpunkt ausreichend ist.

Da die Zugfestigkeit über die Zeit der Aushärtung des Betons nicht konstant ist, muss für den Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite der Zeitpunkt der Erstrissbildung bekannt sein. Für die effektive Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  kann dann die mittlere Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt  $f_{ctm}(t)$  angenommen werden. Anmerkend sei gesagt, dass es sehr problematisch ist den Zeitpunkt der Rissbildung vorherzusagen, da dafür die genaue Festigkeitsentwicklung des Betons im Bauteil sowie die Entwicklung der Zwangsbeanspruchungen über die Zeit vorliegen müssten (vgl. Abb. 4.2) [5]. Falls dieser Zeitpunkt somit nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, schreibt die Norm einen Mindestwert für die effektive Betonzugfestigkeit von  $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$  für Normalbeton vor. Für Zwangsbeanspruchungen im späten Betonalter ( $> 28$  Tage) wird mindestens der zuletzt genannte Wert der Betonzugfestigkeit maßgebend.

Zusätzlich ist zu beachten, dass die mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  einen Mindestwert nach 28 Tagen angibt. Das heißt die Nachfestigung des Betons nach Überschreiten der 28 Tage bleibt somit unberücksichtigt, sodass Rissbildung nach 28 Tagen auch für Festigkeitswerte größer  $f_{ctm}$  auftreten kann. Vor dem Hintergrund, dass die Verfügbarkeit solcher Betone mit 28-Tage-Endfestigkeiten heutzutage immer geringer wird, erlaubt der EC2-2 zu Betonbrücken im NA, Abschn. 7.3.2 [21] den Zeitpunkt zum Nachweis der Festigkeitsklassen ab Betonfestigkeitsklassen  $\geq C30/37$  auf einen späteren Zeitpunkt (z.B. 56 Tage) zu vereinbaren. [22]

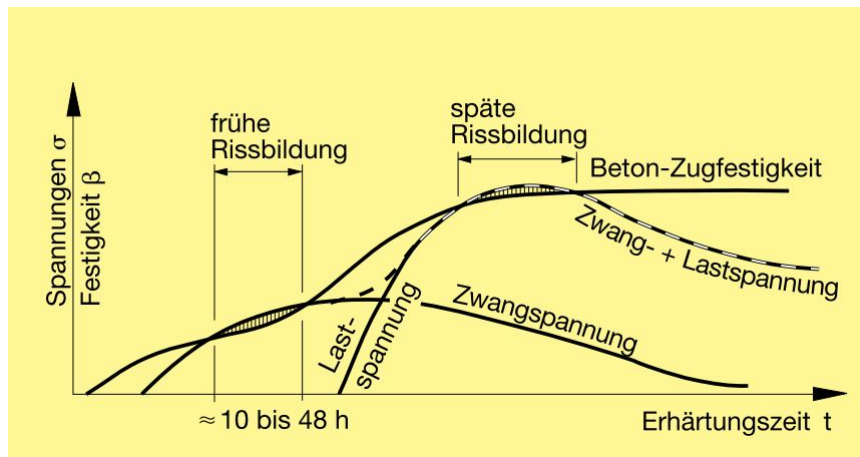


Abbildung 4.2: Entwicklung der Betonzugfestigkeit sowie Entstehen von Zwangs- und Lastspannungen in Betonbauteilen, aus [17]

Falls keine genauere Berechnung vorliegt, darf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten nach EC2-1-1 [6] mittels folgender Formel bestimmt werden.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (4.2)$$

Dabei wird prinzipiell angenommen, dass die Risskraft des Betons, welche der zugbeanspruchten Betonfläche  $A_{ct}$  multipliziert mit der effektiven Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  entspricht, von der Stahlbewehrung aufgenommen wird. Diese Kraft kann bei gewählter Stahlspannung  $\sigma_s$  auf die entsprechende Mindestquerschnittsfläche  $A_{s,min}$  der Bewehrung in der Zugzone umgelegt werden. Die Stahlspannung  $\sigma_s$  kann gleich der Größe der maximal zulässigen Streckgrenze  $f_{yk}$  angenommen werden oder auf einen geringeren Wert reduziert werden, um die erforderlichen Rissweiten einzuhalten (vgl. Bsp. in Abschnitt 4.2.1). Generell führt eine Begrenzung der Stahlspannung  $\sigma_s$  zu einer verringerten mittleren Stahldehnung  $\varepsilon_{sm}$ , was nach

Gl. (4.1) zu einem kleineren Wert der rechnerischen Rissbreite  $w_k$  führt. Die Reduzierung von  $\sigma_s$  erfolgt für den Zwangsfall entsprechend dem Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe (vgl. 7.3.3 (2), EC2-1-1) [6].

Die für die Bemessung relevante Betonrisskraft kann zusätzlich über die Faktoren  $k$  und  $k_c$  abgemindert werden. Der Parameter  $k$  berücksichtigt aus Zwang auftretende Eigenspannungsanteile, welche sich günstig auf die Bemessung auswirken können. Dabei wird zwischen innerem und äußerem Zwang unterschieden. Steht das Bauteil unter äußeren Zwangsbeanspruchungen, wie z.B. Stützensenkung, ergibt sich  $k$  zu 1,0. Bei auftretendem innerem Zwang, welcher durch die in der Arbeit thematisierte Behinderung von Schwind- und Temperaturverformungen entstehen kann, ist  $k$  abhängig von der Querschnittshöhe des Bauteils. Es gilt:

$$\begin{aligned} k &= 0,8 \text{ für Querschnitte mit } h \leq 300 \text{ mm} \\ k &= 0,5 \text{ für Querschnitte mit } h \geq 800 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Zwischenwerte dürfen hierbei interpoliert werden.

Der Faktor  $k_c$  berücksichtigt die Art der Einwirkung und die damit vorhandene Spannungsverteilung im Querschnitt. Bei reinem Zug herrscht eine konstante Spannungsverteilung, daraus folgt  $k_c = 1,0$ . Die reine Biegung verursacht eine lineare Spannungsverteilung vor der Rissbildung und führt nach der Rissbildung zu einer Änderung des inneren Hebelarms ( $k_c = 0,4$ ). Bei kombinierter Biegung mit Normalkraft liegt der Beiwert  $k_c$  zwischen den beiden Grenzwerten 0,4 und 1,0 und lässt sich mithilfe der Gleichungen (7.2) bzw. (7.3) des EC2-1-1, Abschnitt 7.3.2 [6] bestimmen.

#### 4.2.2.2 Beispiel: Platte unter Zwangsbeanspruchung

Im Folgenden wird das Vorgehen zur Ermittlung einer Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten unter Zwangsbeanspruchung nach dem pauschalen Ansatz der Norm beispielhaft dargelegt. Die Begrenzung der Rissweiten erfolgt mittels des Vorgehens ohne direkte Berechnung dieser. Eine 30 cm dicke Deckenplatte aus Beton mit der Festigkeitsklasse C30/37 im Innenbereich (XC1) steht unter Zwangsbeanspruchung aus Behinderung der Schwindverformung. Die Mindestbewehrung wird für den späten Zwang (Erstriss nach 28 Tagen) ausgelegt.

Für einen Beton C30/37 gilt der Mindestwert für die effektive Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2 > 2,9 \text{ N/mm}^2 = f_{ctm}$ . Die Expositionsklasse XC1 für Bauteile im Innenbereich gibt für Stahlbeton die maximal zulässige Rissbreite  $w_{max}$  von 0,4 mm nach Tabelle 7.1DE aus EC2-1-1/NA [12] vor. Das Bauteil steht unter zentrischer Zwangsschwindeinwirkung und erfährt folglich eine reine Zugbelastung ( $k_c = 1,0$ ). Für den hier vorliegenden Fall des inneren Zwangs infolge von Schwindbehinderung ergibt sich unter Berücksichtigung der Eigenspannungen  $k$  zu 0,8 in Abhängigkeit der Plattenhöhe  $h = 30 \text{ cm}$ .

Wie das kurze Beispiel zur Begründung der Mindestbewehrung als Rissbreitenbegrenzung in Abschnitt 4.2.1 gezeigt hat, verteilt sich bei höherem Bewehrungsgrad  $\rho_s$  die Spannung im Riss auf eine größere Bewehrungsfläche. Als Folge dessen reduziert sich die Stahlspannung  $\sigma_s$  des einzelnen Stabes und damit gleichzeitig die entsprechende Stahldehnung  $\varepsilon_s$ . Für die Einhaltung der Rissbreite kann nun die Stahlspannung  $\sigma_s$  in Abhängigkeit des Durchmessers der Bewehrungsstäbe  $\phi$  begrenzt werden. Folglich führt eine Begrenzung von  $\sigma_s$  zu einer Erhöhung des Bewehrungsgrades  $\rho_s$  und damit gleichzeitig der Mindestbewehrungsmenge  $A_{s,min}$ .

Für einen vorgegebenen Stabdurchmesser  $\phi$  kann nach Gl. (4.3), welche auf der Rissbreitenformel (4.1) beruht, die zugehörige Stahlspannung  $\sigma_s$  berechnet werden. Der Elastizitätsmodul von Betonstahl  $E_s$  ist mit  $200\,000 \text{ N/mm}^2$  einzusetzen.

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{6 \cdot w_k \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s}{\phi}} \quad (4.3)$$

Um eine gegebenenfalls auftretende Sekundärrissbildung in den Stahlbetonträgern zu berücksichtigen [7, S.426], kann der Durchmesser  $\phi$  mit dem Faktor

$$\frac{8(h-d)}{k_c \cdot k \cdot h_{cr}} \leq 1,0 \quad (4.4)$$

aus Gl. (7.7DE) für zentrischen Zug (EC2-1-1/NA) [12] modifiziert werden. Vor allem bei hohen Trägern führt die Modifizierung von  $\phi$  durch die Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung zu einer Reduzierung der Bewehrungsmenge [23].

Mit einem gewählten Stabdurchmesser  $\phi = 10 \text{ mm}$  und einer statischen Nutzhöhe  $d = 27 \text{ cm}$



sowie einer Zugzonenhöhe  $h_{cr} = 30 \text{ cm}$  ergibt sich für die Deckenplatte der modifizierte Grenzdurchmesser  $\phi_s$  mit dem Faktor nach (4.4) zu:

$$\begin{aligned}\phi_s &= 10 \text{ mm} \cdot \frac{8 \cdot (30 \text{ cm} - 27 \text{ cm})}{1,0 \cdot 0,8 \cdot 30 \text{ cm}} \\ &= 10 \text{ mm} \cdot 1,0\end{aligned}\tag{4.5}$$

Bei einer Reduzierung von  $\phi$  um den Faktor (4.4) werde die Stahlspannung  $\sigma_s$  mit dem modifizierten Stabdurchmesser  $\phi_s$  berechnet und die Mindestbewehrung  $A_{s,min}$  nach Gl. (4.2) bestimmt werden.

In diesem Fall ergibt sich für den maßgebenden Betonstahldurchmesser  $\phi = 10 \text{ mm}$  die Stahlspannung nach Gl. (4.3) für  $w_k = 0,4 \text{ mm}$  und  $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$  zu  $\sigma_s = 379 \text{ N/mm}^2$ . Anschließend lässt sich die Mindestquerschnittsfläche der Bewehrung  $A_{s,min}$  pro Meter nach Gl. (4.2) mit der zugbeanspruchten Betonfläche  $A_{ct} = 3000 \text{ cm}^2$  bestimmen.

$$\begin{aligned}A_{s,min} &= \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 3000 \text{ cm}^2}{379 \text{ N/mm}^2} \\ &= 19,05 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}\tag{4.6}$$

Bei beidseitiger Bewehrungsführung können je Seite  $\phi 10|8 \text{ cm}$  mit einer vorhandenen Stabquerschnittsfläche  $A_{s,vorh} = 19,64 \text{ cm}^2/\text{m}$  gewählt werden. Da ein Stababstand von  $8 \text{ cm}$  eine umständliche Bauausführung zur Folge hätte, wird der Stabdurchmesser auf den nächst größeren  $\phi = 12 \text{ mm}$  angepasst. Die Berechnung erfolgt analog zu den Gln. (4.5) und (4.6). Für eine angepasste Stahlspannung von  $\sigma_s = 346 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich eine Mindeststahlquerschnittsfläche von  $A_{s,min} = 20,81 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Für diese lassen sich je Seite  $\phi 12|10 \text{ cm}$  Bewehrungsstäbe mit  $A_{s,vorh} = 22,62 \text{ cm}^2/\text{m}$  wählen.

### 4.2.2.3 Grenzen des pauschalen Ansatzes

Mit dem pauschalen Ansatz aus der Norm wird zwar eine simple Methode geliefert, um mit wenig Zeitaufwand eine Mindestbewehrung zu ermitteln, dennoch bleiben dadurch viele Einflussfaktoren unberücksichtigt. In folgender Auflistung sollen nun die Grenzen des pauschalen Ansatzes aufgezeigt werden. Es findet keine Berücksichtigung statt von:

- Real auftretenden Zwangsbeanspruchungen aus Behinderung der Verformungen, welche z.B. aus Temperaturänderung oder Schwinden entstehen können, sowie deren Größen.
- Steifigkeiten von vorhandenen Bauteilen, im Besonderen der auszusteifenden, denn die Steifigkeit des Tragwerks steht in direkter Verbindung zur Höhe der Zwangsspannungen. Es ist vorstellbar, dass bei einem weicheren System mehr Verformungen auftreten, anstelle sich Spannungen aufbauen, als bei einem steiferen.
- Vorhandenen Abmessungen der verschiedenen Bauteile, abgesehen von der Querschnittshöhe. Dabei können z.B. Plattenlängen oder Grundrissformen Zwangsspannungen beeinflussen.
- Vorhandenen Bauabläufen und den damit verbundenen Spannungsumlagerungen im Tragwerk. Dies steht in Kombination mit dem zeitlich versetzten Schwinden durch verschiedene Betonierabschnitte oder auch Temperaturänderungen während der Bauzeit.
- Nichtlinearem Materialverhalten, inklusive des Mitwirkens von Beton zwischen den Rissen, welches unter Rissbildung einen Einfluss auf die Zwangsschnittgrößen hat.

## 4.2.3 Berechnung unter Beachtung realer Zwangsspannungen

### 4.2.3.1 Grundlegendes Vorgehen

Der EC2-1-1 [6] lässt in Abschnitt 7.3.2 (2) dem Ingenieur die Option offen, die Mindestbewehrungsmenge bei der Rissbreitenbegrenzung durch eine genauere Berechnung zu reduzieren, um so einige der zuvor genannten Einflüsse zu berücksichtigen. Dies könnte durch eine direkte Berechnung der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) auftretenden Spannungen, inklusive Zwangsspannungen, im Tragwerk umgesetzt werden.

Der große Rechenaufwand einer solchen Betrachtung macht es unumgänglich ein dreidimensionales Computermodell zu erstellen und mittels Programm auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode (FEM) näherungsweise zu berechnen. Dabei werden die äußeren Lasten direkt auf das Tragwerksmodell angetragen, die inneren Lasten werden als Dehnungen der einzelnen Flächen erfasst. Eine Berechnung erfolgt anschließend im GZG und berücksichtigt das nichtlineare Stahlbetonverhalten bei der Schnittgrößenermittlung, sodass bei statisch unbestimmten Systemen die Steifigkeitsumlagerungen unter Rissbildung miteinbezogen werden.

### 4.2.3.2 Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens

#### Allgemeines

Generell weist Stahlbeton zwei physikalische Nichtlinearitäten auf. Zum einen besitzt dieser im Druckbereich eine nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Bei einaxialer Beanspruchung ist dies leicht zu erkennen an der Parabel-Rechteck-Form der Kurve. Zum anderen herrscht ein großes Ungleichgewicht zwischen der Betondruck- sowie -zugfestigkeit. Durch den geringen Widerstand im Zugbereich reißt der Beton bereits unter niedriger Zugbeanspruchung auf. Infolge dessen ändert sich der gesamte Lastabtrag im Stahlbetonbauteil, wie bereits in Kapitel 3 im Abschnitt 3.2: „Rissbildungsprozess“ näher erläutert wurde. [20]

Im Folgenden soll zunächst gezeigt werden, dass eine lineare Berechnung bei der Ermittlung von Zwangsschnittgrößen nicht ausreichend ist. Die direkte Abhängigkeit der Schnittgrößen von der Bauteilsteifigkeit macht eine Berücksichtigung der Veränderungen des Materialverhaltens von Stahlbeton unter Rissbildung erforderlich. Im Anschluss erfolgen Erläuterungen, welche Aspekte des nichtlinearen Materialverhaltens abgebildet werden müssen, um bei einer Berechnung das nichtlineare Schnittgrößen-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton zu berücksichtigen.

#### Unterschied zwischen Last und Zwang

Warum eine steifigkeitsorientierte Betrachtung von Tragwerken unter Zwangsbeanspruchungen sinnvoll ist, soll folgendes Beispiel (Abb. 4.3) eines Zweifeldträgers unter Last oder Zwang im Unterschied verdeutlichen. Im ersten Fall steht der Träger unter direkter Belastung als Gleichstreckenlast, im zweiten Fall unter einer indirekten Belastung als Lagerverschiebung.

Mithilfe des Kraftgrößenverfahrens werden die Stützmente  $M_{St,q}$  und  $M_{St,\Delta s}$  in Trägermitte berechnet. Wie sich zeigen lässt, ist  $M_{St,\Delta s}$  im Gegensatz zu  $M_{St,q}$  direkt abhängig von der Biegesteifigkeit  $EI$ .

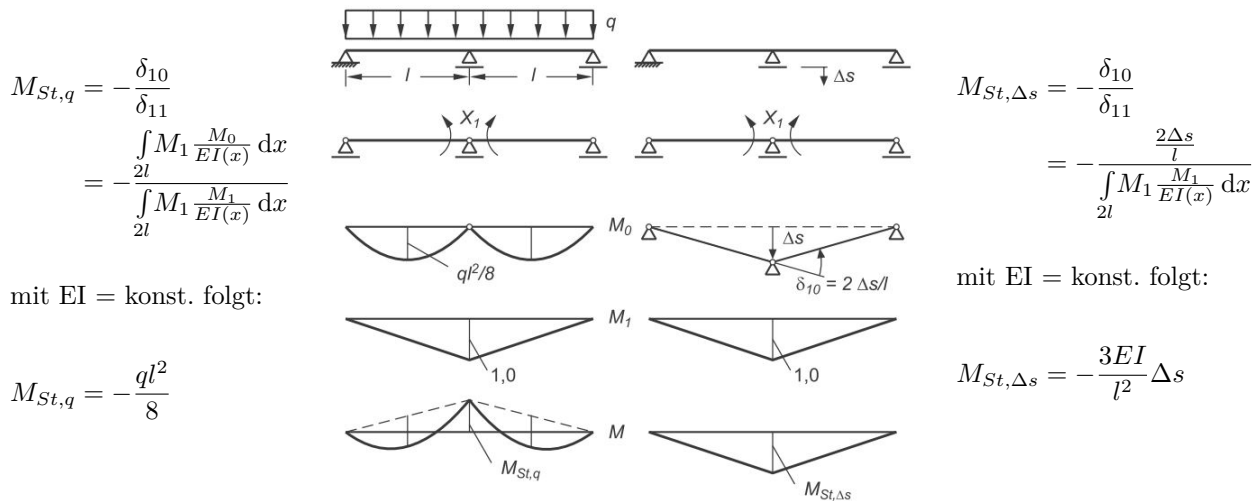


Abbildung 4.3: Vergleich zwischen Last und Zwang am Beispiel eines Zweifeldträgers, aus [7, S.508]

Dies bedeutet die Größe von Zwangsspannungen steht im Verhältnis mit der jeweiligen Bauteilsteifigkeit. Diese wiederum verändert sich infolge von Rissbildung im Beton und ist nicht mehr konstant über den Querschnitt. Um dennoch eine möglichst genaue Berechnung der Schnittgrößen zu erzielen, gilt es daher, das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Rissbildung im Falle von Zwangsspannungen zu berücksichtigen bzw. realitätsnah abzubilden.

### Zweiaxiale Betonstoffgesetze

Aufgrund der zweiaxialen Spannungszustände, welche sich i.d.R. in Stahlbetonplatten ausbilden, ist es erforderlich die Betonstoffgesetze derart zu modellieren, dass das nichtlineare Materialverhalten ausreichend berücksichtigt wird.

Die aufnehmbaren Spannungszustände des Betons sind in der Abbildung 4.4 in der Hauptspannungsebene dargestellt. Die Abgrenzung zu den verschiedenen Versagensbereichen erfolgt mittels der Versagenskurve. Dabei liegt die umschlossene Fläche zum Großteil im Bereich der zweiaxialen Druckbeanspruchungen. Im Druck-Druck Spannungszustand besitzt der Beton



## Tension Stiffening

Der zweite Aspekt, den es bei einer nichtlinearen Berechnung von Flächentragwerken zu berücksichtigen gilt, ist das Tension Stiffening, die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Genau genommen, handelt es sich um den Bereich der Einleitungslänge  $l_t$  links und rechts vom Riss. Wie bereits in Abschnitt 3.2: „Rissbildungsprozess“ näher erläutert, baut sich die Stahlspannung  $\sigma_s$  über  $l_t$  mit zunehmender Entfernung vom Riss ab. Im Gegenzug baut sich die Betonspannung  $\sigma_c$  über  $l_t$  auf, bis der vollständige Verbund zwischen Beton und Stahl wiederhergestellt ist.

Insgesamt führt das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen zu einer Reduzierung der mittleren Stahlspannung im Rissbereich ( $2 \cdot l_t$ ) und folglich zu einer geringeren Rissbreite und benötigten Bewehrungsmenge (vgl. Gl. (4.3)). Aufgrund der möglichen Einsparungen durch Berücksichtigung dieser Mitwirkung ist es sinnvoll sich dem Thema im Detail zu widmen.

Daher soll für ein besseres Verständnis im Folgenden das Tension Stiffening anhand des Spannungs-Dehnungs-Diagramms (Abb. 4.5) eines Stahlbetonzugstabes (vgl. Abschn. 3.2) erläutert werden.

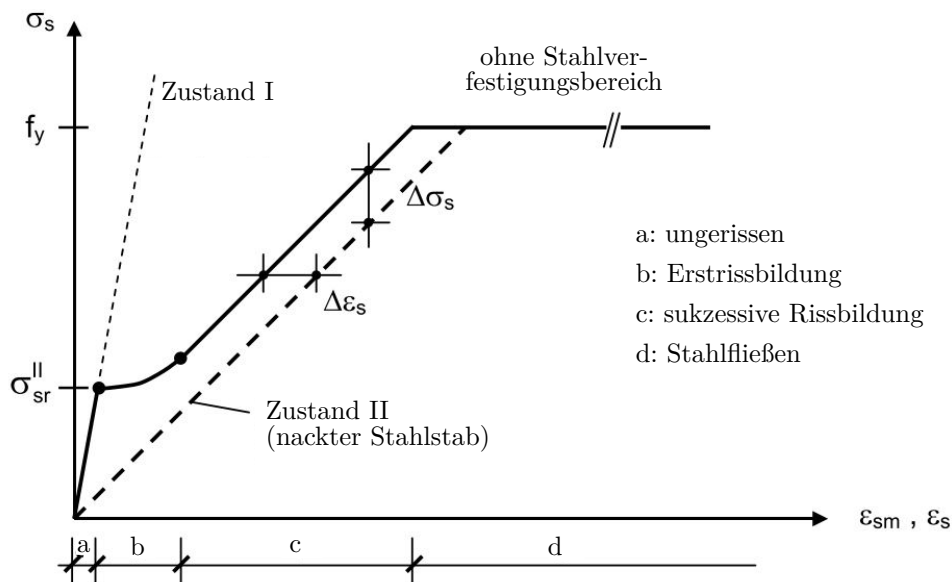


Abbildung 4.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Stahlbewehrung im Stahlbetonzugstab unter Rissbildung im Beton, aus [20]

Im ungerissenen Bereich a) findet ein linearer Spannungs-Dehnungs-Zuwachs des eingebetteten Stahlstabes bis zur ersten Rissbildung statt (Stahlspannung kurz nach Reißen des Betons  $\sigma_{sr}^{II}$ ). Danach erfolgt im Bereich b) ein weiteres Anwachsen der Stahlspannung auf etwa die 1,3-fache Stahlspannung  $\sigma_{sr}^{II}$  bis zur abgeschlossenen Rissbildung. Ab diesem Zeitpunkt (Bereich c)) vergrößern sich die Rissbreiten nur noch und der Stahl im Beton dehnt sich mit der gleichen Steigung der wirksamen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des reinen Stahlstabes. Als Folge des Mitwirkens des Betons werden die mittleren Stahldehnungen um den Anteil der Betondehnung verringert. Ab Erreichen der Streckgrenze des Bewehrungsstahls beginnt das Stahlfließen (Bereich d)), welches hier ohne den Stahlverfestigungsbereich vereinfacht dargestellt ist.





# 5 Parameterstudie zur Rissbreitenbegrenzung

## 5.1 Allgemeines

Das folgende Kapitel soll den Einfluss verschiedener Parameter auf die Rissbreiten und damit die erforderlichen Mindestbewehrungsmengen untersuchen. Die Betrachtung wird mithilfe einer nichtlinearen Berechnung des Schnittgrößen-Verformungs-Verhaltens von Stahlbetontragwerksmodellen unter Berücksichtigung auftretender direkter vertikaler sowie indirekter Lasten geführt.

Für die Untersuchung dessen ist es zuvor erforderlich, einzelne mögliche Einflussparameter einer genaueren Berechnung aufzustellen, um in einem anschließenden Schritt sich auf maßgebende sowie umsetzbare Faktoren für eine weitere Betrachtung festzulegen. Die Umsetzung der Parameterstudie erfolgt innerhalb des Finite-Elemente-Programms RFEM, VERSION 5.17 von der Firma DLUBAL. Die einzelnen Parameter werden im speziellen an Deckenplatten mittels einfacher Tragwerksmodelle innerhalb des RFEM auf ihre Relevanz überprüft. Die rechnerische Rissbreite  $w_k$ , welche sich unter Mindestbewehrungsmenge für den frühen Zwang nach EC2-1-1 [6] einstellt, dient hierbei als vergleichende Größe. Anschließend wird versucht aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen Schlussfolgerungen für Berechnungen an Tragwerken von konkreten Bauvorhaben abzuleiten.

## 5.2 Mögliche Einflussparameter

### 5.2.1 Steifigkeit des Tragwerkmodells

Da die Größe von Zwangsspannungen maßgeblich von der Behinderung der Verformung des betrachteten Bauteils abhängig ist, erscheint es sinnvoll den Einfluss der Steifigkeit des Tragwerkmodells zu untersuchen. So ist es vorstellbar, dass je steifer sich ein Gebäude verhält, desto stärker werden auch die Verformungen behindert, sodass Zwangsspannungen anwachsen und zu größeren Rissbreiten führen können.

Die Steifigkeit eines Gebäudes wird zum einen durch die aussteifenden Bauteile, wie Aufzugs- und Treppenhauskerne oder durchgehende Stahlbetonwände beeinflusst. Zum anderen können auch Stahlbetonaußenwände die Steifigkeit des Tragsystems verändern. Es lässt sich annehmen, dass eine Konstruktion mit Stützen an den Außenrändern größere Verformungen zulässt als eine solche mit Außenwänden mit geringem Lochanteil. Zudem nimmt die Steifigkeit der tragenden Elemente über die verschiedenen Etagen ab, sodass auch eine Abnahme der Zwangsspannungen und damit der Rissbreiten zu erwarten ist.

Zum einen soll daher der Einfluss des Parameters der Steifigkeit des Tragwerkes über verschiedene Etagen eines Tragwerkmodells überprüft werden. Zum anderen soll die Wirkung drei verschiedener Außenwandkonstruktionen auf die Steifigkeit bzw. die Rissbreiten untersucht werden. Es werden Außenwände mit 30 % und 49 % Lochanteil sowie eine in Stützen aufgelöste Variante modelliert.

### 5.2.2 Plattenabmessungen

#### Plattenlänge

Wie FASTABEND ET AL. [3] betont haben, gab es in der DIN 1045 von 1988 eine Forderung nach Anordnung von Bewegungsfugen für Bauwerke mit erhöhter Brandgefahr mit maximal 30 m Abstand zueinander. Daraus lässt sich schließen, dass die Bauteillänge einen Einfluss auf die Zwangsschnittgrößen besitzt. Zusätzlich wird häufig bei Gebäuden mit besonders langen Abmessungen eine Mindestbewehrung für den späten Zwang gewählt. Vor diesem

Hintergrund ist zu vermuten, dass eine Erhöhung der Plattenlänge zu größeren Zwangsspannungen führt.

Eine Betrachtung dieses Einflusses auf die Größe der Zwangsspannungen bzw. der Rissbreiten soll die aufgestellte Vermutung überprüfen. Die Untersuchung soll mithilfe dreier Vergleichslängen an einfachen Tragwerksmodellen erfolgen.

## Plattendicke

Zunächst ist festzustellen, dass eine Veränderung der Plattendicke von Decken auch mit einer Änderung des Schwindmaßes  $\varepsilon_{cs}$  sowie bei Behinderung der Schwindverformungen schlussfolgernd auch der rechnerischen Rissbreite  $w_k$  einhergeht. Wie bereits in Abschnitt 2.3.1.2 erläutert, berücksichtigt der Koeffizient  $k_h$  in der Berechnung des Schwindmaßes den Einfluss der Querschnittshöhe auf das Trocknungsschwinden. Je höher diese ist, desto weniger Trocknungsschwinden tritt auf oder, mit anderen Worten, es dauert länger bis der Beton seine Feuchtigkeit nach außen abgibt. Daher lässt sich vermuten, dass die Rissbreiten einer Decke bei Erhöhung der Plattendicke kleiner werden.

Gegen diese These spricht, dass mit einer größeren Plattendicke auch das Eigengewicht zunimmt und sich damit die auftretenden Biegespannungen im Querschnitt erhöhen. Diese überlagern sich mit den Zwangsspannungen, z.B. aus Behinderung der Schwindverformungen, weshalb die Auswirkungen einer Veränderung der Plattendicke auf die Rissbreiten nur schwer abschätzbar sind.

Eine Untersuchung dieses Einflussparameters stellt sich als problematisch heraus, da relativ viele Parameter mit verändert werden müssten, um eine Vergleichbarkeit zwischen einzelnen Tragsystemen zu erreichen. Die Grundlage einer solchen Betrachtung könnte ein gleichbleibendes Verhältnis des einwirkenden Moments  $M_E$  zum kritischen Rissmoment  $M_{cr}$  darstellen. Dies hätte jedoch zur Folge, dass sich z.B. die Stützweiten der einzelnen Felder im Tragwerk ändern. Gleichzeitig würde sich auch die Mindestbewehrungsmenge ändern, welche als eine Grundlage der Vergleichbarkeit der verschiedenen Parameter dient. Eine solche Untersuchung ist im Rahmen dieser Bearbeitung nicht zu bewerkstelligen. Daher kann nur die These aufgestellt werden, dass mit Änderung der Plattendicke bei gleichbleibendem Verhältnis  $M_E/M_{cr}$  lediglich eine Änderung des Schwindmaßes  $\varepsilon_{cs}$  einhergeht.

### 5.2.3 Bauablauf

Nach dem pauschalen Ansatz des EC2-1-1 [6] zur Rissbreitenbegrenzung durch eine Mindestbewehrung bleibt der Einfluss von Bauabläufen auf die Größe von Zwangsspannungen unberücksichtigt. Dabei entsteht während der Bauphase durch verschiedene Betonierabschnitte ein zeitlich versetztes Schwindverhalten im Gebäude. So beginnt beispielsweise die Decke des Erdgeschosses früher zu schwinden als die des zweiten Obergeschosses eines Gebäudes, da sie zeitiger betoniert wird. Aufgrund des nichtlinearen Verlaufes des Schwindmaßes über die Zeit erfahren die Decken unterschiedliche Schwinddehnungen innerhalb der einzelnen Bauabschnitte sowie auch untereinander. Als Folge entstehen unterschiedliche Verformungsbehinderungen im Tragwerk. Eine Berücksichtigung des Bauablaufes könnte somit die Zwangsspannungen verändern, welches sich wiederum auf die Rissbreiten auswirkt.

### 5.2.4 Größe der indirekten Einwirkungen

Die Höhe des Schwindmaßes oder der Temperaturänderung stellt einen maßgebenden Faktor für den Aufbau von Zwangsspannungen dar. Die Kernaussage einer genaueren Betrachtung ist im Vorfeld bereits bekannt. Größere Verformungen, wie ein höheres Schwindmaß oder eine größere Temperaturänderung führen zu mehr Zwangsspannungen bei Behinderung ihrer Verformung. Dennoch ist das Ausmaß einer Änderung dieser Parameter ohne eine Untersuchung der auftretenden Zwangsspannungen bzw. Rissweiten nicht abzuschätzen. Die Folgen einer Änderung sollen vor allem vor dem Hintergrund geprüft werden, dass die Größen der Eingangsparameter eine gewisse Unschärfe aufweisen. Zum einen basieren die Formeln zur Berechnung der Schwinddehnung auf empirischen Versuchen und zum anderen können menschliche Fehler z.B. bei der Betonmischung zu Änderungen des Schwindmaßes führen. Daher soll stellvertretend eine Untersuchung mit Zementen verschiedener Festigkeitsentwicklungen angestellt werden, welche unterschiedliche Schwindmaße hervorrufen.

Anmerkend sei erwähnt, dass das Maß dieser Verformungen generell so klein wie möglich gehalten werden sollte und daher Maßnahmen zu Reduktion dessen selbstverständlich sind. Zu nennen sind hier zum Beispiel Veränderungen der Betonrezeptur oder ausgiebige Nachbehandlung des erhärtenden Betons, um ein Schwinden zu reduzieren sowie ausreichende Dämmung von Hochbaukonstruktionen, welche auch Temperaturänderungen im Bauteil minimieren.

### 5.2.5 Belastungsgeschichte

Nach TAFFNER ET AL. [1, S. 318] „sind Zwangsbeanspruchungen von der Belastungsgeschichte abhängig“. Es macht einen Unterschied in welcher Reihenfolge Last und Zwang auftreten. Bei gleichen Belastungen führt dies zu verschiedenen Auswirkungen. Für eine nähere Betrachtung müssen im Vorfeld der genaue zeitliche Verlauf von Last und Zwang vorliegen. Da dies schwierig abzuschätzen ist, wird eine Untersuchung für unterschiedliche Kombinationen der Lastaufbringung erforderlich. Eine solche Betrachtung übersteigt jedoch den zeitlichen Rahmen der Bearbeitungszeit der Diplomarbeit und wird daher hier nur erwähnt.

## 5.3 Umsetzung der nichtlinearen Berechnung in RFEM

Der nachfolgende Abschnitt beschäftigt sich mit der nichtlinearen Berechnung, welche, wie bereits in Abschnitt 4.2.3.2 erläutert, die Betrachtung von Zwangsschnittgrößen erforderlich macht. Die Umsetzung erfolgt innerhalb des RFEM Moduls: RF-BETON FLÄCHEN. Für die Beschreibung der Arbeitsweise des Programms wird sich auf die Angaben aus dem Handbuch zum Programm sowie zum Zusatzmodul bezogen [24, 25].

### 5.3.1 Diskretisierung

Der Grundsatz der Berechnung auf Basis der FEM bildet das FE-Netz, welches eine zweidimensionale Fläche in mehrere, zumeist viereckige, Elemente aufteilt an dessen Eckpunkten eine Berechnung der Spannungen und Dehnungen erfolgt. Für die nichtlineare Berechnung von Stahlbeton ist diese Einteilung nicht ausreichend, denn das Materialverhalten des Stahlbetons ist über die Querschnittshöhe veränderlich. Daher erfolgt nach Abb. 5.1 eine Einteilung über die Querschnittshöhe  $h$  in einzelne Layer, auch Scheiben genannt.

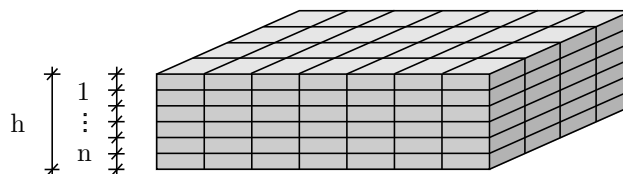


Abbildung 5.1: Schematische Einteilung einer Bauteilfläche in Finite Elemente sowie der zugehörigen Querschnittshöhe  $h$  in 1 bis  $n$  Layer

Um die jeweiligen Materialeigenschaften von Stahl und Beton zu berücksichtigen, wird in Stahl- und Betonlayer (vgl. Abb. 5.2) unterschieden. Für jede dieser einzelnen Scheiben werden im Verlauf der Berechnung die auftretenden Spannungen und Dehnungen bestimmt. Unter Annahme der Normalenhypothese werden die Schnittgrößen des Gesamtquerschnitts durch die Summe der integrierten Spannungen der einzelnen Schichten gebildet (vgl. Abb. 5.2).

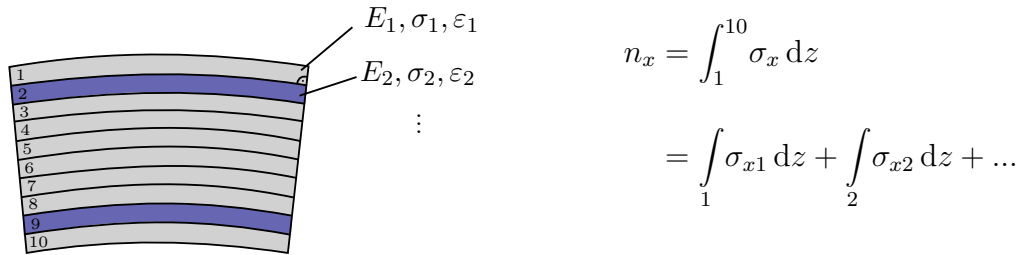


Abbildung 5.2: **Links:** Prinzipieller Aufbau des bereits verformten Layermodells, die Einteilung erfolgt in graue Betonlayer sowie blaue Stahllayer;  
**Rechts:** Beispielhafte Berechnung der Normalkraft  $n_x$  über alle Layer

### 5.3.2 Lösungsalgorithmus

Der Lösungsalgorithmus basiert auf den Methoden der Baustatik und wird mittels Iterationsverfahren umgesetzt. Die Grundlage der nichtlinearen Berechnung bildet dabei die Gleichung  $K(v) \cdot v = f$ . Im ersten Iterationsschritt wird unter den einwirkenden Kräften  $f$  mithilfe der Steifigkeitsmatrix des Materials  $K(v)$  die Verformung  $v_1$  am Knoten bestimmt. Durch die Abhängigkeit der Steifigkeitsmatrix  $K$  von der Verformung  $v$  wird beides in anschließenden Schritten immer wieder angepasst (vgl. Abb 5.3).

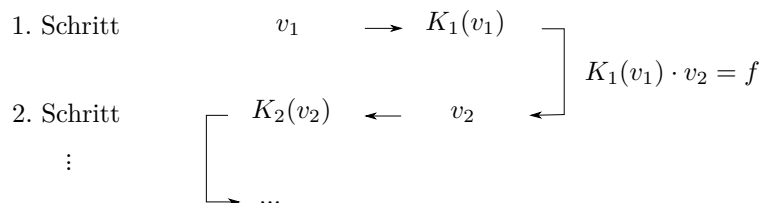


Abbildung 5.3: Prinzipieller Ablauf des nichtlinearen Lösungsalgorithmus

Bei nur geringfügiger Veränderung der Größe der Verformung oder der Steifigkeitsmatrix zwischen dem Iterationsschritt  $i$  und dem nächsten Schritt  $i + 1$  bricht die Iteration ab.

$$K_i(v_i) \approx K_{i+1}(v_{i+1})$$
$$v_i \approx v_{i+1}$$

### 5.3.3 Modellierung der Rissbildung

Um einen hohen Diskretisierungsaufwand zu vermeiden, wird die Rissbildung vereinfachend über ein Element verschmiert. Die Werkstoffgesetze werden um die steifigkeitsmindernden Einflüsse der Risse innerhalb des Elementes angepasst. Zusätzlich wird angenommen, dass sich ein entstandener Riss in Lage und Richtung immer orthogonal zur aktuellen Hauptspannung des Elementes ausbildet (rotation crack model). Dies hat zur Folge, dass sich in jedem Betonlayer, bei dem die Zugfestigkeit überschritten wird, der Rissverlauf im Vergleich zur vorherigen Schicht ändern kann.

### 5.3.4 Berücksichtigung des Tension Stiffening

Um das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen in der Berechnung zu berücksichtigen, greift das Programm auf einen Ansatz nach QUAST zurück, welcher eine Modellierung der Betonzugfestigkeit vorsieht. Hierbei wird eine modifizierte Arbeitslinie des Betons für den Zugbereich (Parabel-Rechteck-Diagramm) erstellt. Der Ansatz sieht eine volle Mitwirkung des Betons auf Zug bis zum Reißen des Betons ( $\varepsilon_{cr}$ ) vor. Danach reduziert sich die versteifende Mitwirkung entsprechend der Betondehnung  $\varepsilon_c$ . Sobald die Bewehrung ins Fließen gerät, wird die Zugversteifung des Betons nicht mehr angesetzt.

Die Umsetzung erfolgt über eine Anpassung der Arbeitslinie im Bereich  $\varepsilon_s > \varepsilon_{cr}$  durch den Reduktionsfaktor VMB. Der Faktor wird für die Stahldehnung der am stärksten gezogenen Stahlfaser im Riss  $\varepsilon_{sr2}$  bestimmt (siehe Abb. 5.4). Es wird angenommen, dass die Mitwirkung des Betons ab Erreichen der Rissdehnung  $\varepsilon_{cr}$  linear bis auf null, dem Einsetzen des Stahlfließens, abnimmt.

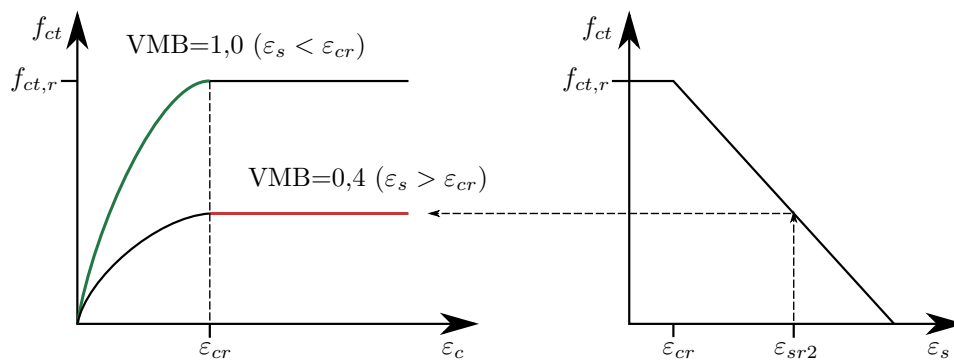


Abbildung 5.4: Schematischer Ablauf der Bestimmung des Reduktionsfaktors VMB

## 5.4 Zu untersuchende Tragwerksmodelle

### 5.4.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 5.2 aufgestellten Einflussparameter sollen anhand von zwei dreidimensionalen, viergeschossigen Tragwerksmodellen analysiert werden. Der Schwerpunkt liegt dabei ausschließlich auf der Untersuchung der Geschossdecken. Die aussteifenden Bauteile, sämtliche Stahlbetonwände sowie Bodenplatten erfordern eine gesonderte Betrachtung. Es wird daher an dieser Stelle lediglich darauf verwiesen, dass besonders Zwangsbeanspruchungen bei Gründungsbauteilen aufgrund der Verzahnungen mit dem Baugrund ein weiteres interessantes Untersuchungsthema darstellen.

Bezüglich der Struktur unterscheiden sich die beiden Tragwerksmodelle lediglich in ihrer Grundrissform. Weiterhin ist der Grundriss über alle vier Geschosse identisch aufgebaut. Sämtliche Bauteile werden in Stahlbeton mit Beton der Festigkeitsklasse C30/37 modelliert. Zwei jeweils an den Bauteilrändern angeordnete Treppen- und Aufzugskerne übernehmen die aussteifende Funktion des Modells. Anmerkend sei hier erwähnt, dass die Anordnung der aussteifenden Bauteile wesentlichen Einfluss auf die Höhe von Zwangsspannungen haben kann (vgl. [26]). Eine große Ausmitte der Kerne (Randlage) bedeutet aufgrund der Verformungsbehinderungen gleichzeitig hohe Zwangsspannungen in den Decken.

Die 6 x 6,3 m großen Kerne werden mit Türöffnungen modelliert, um die Steifigkeit des Tragwerks möglichst realitätsnah abzubilden. Die Geschossplatten werden als punktgestützte Flachdecken geplant, welche auf 40 x 40 cm Stützen aufliegen. Die Querschnittshöhe aller Decken wird zu  $h = 30$  cm bei Stützweiten von 6,3 m bis 7,2 m gewählt. Die Stützen werden



in den Modellen als Balkenstäbe biegesteif an die horizontalen Bauteile angeschlossen. Die Bodenplatte wird bei vier Etagen zu  $h = 50$  cm festgelegt und über einen Bettungsmodul von  $25 \text{ MN/m}^3$  für einen sandigen Baugrund gelagert. In den horizontalen Richtungen wurden Federn in Abhängigkeit der Vertikallasten mithilfe eines Reibkoeffizienten von  $\mu = 0,8$  zu etwa  $55 \times 10^{-3} \text{ MN/m}^3$  bestimmt und flächig über den Grundriss der Bodenplatte angetragen (Annahme: zwei Lagen PE-Folie auf Sauberkeitsschicht mit Flügelglättung [27, S.174]). Alle Wände, einschließlich die der Aussteifungskerne, besitzen eine Dicke von 25 cm.

Wie zu Beginn dieses Kapitels festgelegt, wird die Untersuchung der Einflussparameter auf Basis der Mindestbewehrung für den frühen Zwang nach EC2-1-1 Abschnitt 7.3.2 [6] durchgeführt. Die Ermittlung dessen erfolgt analog des Beispiels 4.2.2.2 für die Bestimmung der Mindestbewehrung für den späten Zwang. Der einzige Unterschied besteht in der Wahl der anzusetzenden effektiven Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}$ . Diese wurde auf Empfehlung von FINGERLOOS und HEGGER [28] aus dem BEUTH KOMMENTAR ZUM EC2 für Rissbildung nach 3 Tagen zu 65 % der mittleren Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  gewählt, anstelle der früher üblichen  $0,5f_{ctm}$ . Dieser konservativere Anhaltswert beruht auf der Problematik der heutzutage schnelleren Festigkeitsentwicklung von Betonen, die durch die häufig eingesetzten höherfesten Zemente verursacht wird. Zusätzlich stimmt die im EC2-1-1 [6] angesetzte Zugfestigkeitsentwicklung des Betons nicht mit der zugrunde gelegten Druckfestigkeitsentwicklung überein, sondern läuft im frühen Betonalter schneller ab.

Auf Basis dieser Annahme wurde die Mindestbewehrungsmenge der Deckenplatten als Grundlage der Untersuchungen zu  $A_{s,min} = 15,06 \text{ cm}^2/\text{m}$  berechnet, sodass bei beidseitiger Bewehrungsführung je Seite  $\phi 10|10$  cm Stäbe mit einer vorhandenen Gesamtstabquerschnittsfläche  $A_{s,vorh} = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}$  gewählt wurden (vgl. Berechnung Anhang A.1).

### 5.4.2 Rechteckiger Grundriss

Das erste Tragwerksmodell verfügt über einen rechteckigen Grundriss (vgl. Abb. 5.5). Die zwei an den Plattenrändern angeordneten Kerne geben in Längsrichtung eine innere Feldbreite von 6,3 m vor. Die Randfelder werden gleich dem Regelstützabstand zu 7,2 m gewählt. In Querrichtung geben die Kerne im Randbereich eine Stützweite von 6,0 m vor. Die restlichen Querfelder besitzen bis auf das mittlere Feld eine Länge von 7,2 m. Wegen der Vergleichbarkeit zum nachfolgenden System wurde das mittlere Feld anhand der Kernabmessungen auf 6,3 m festgelegt.

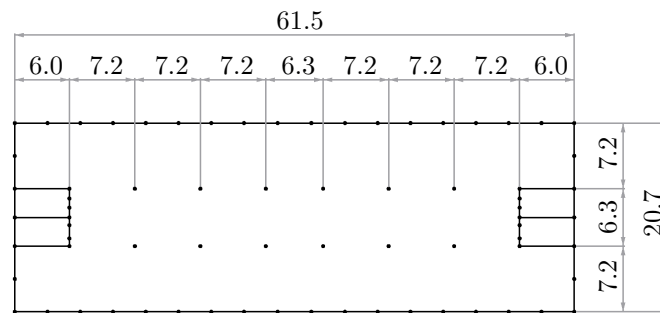


Abbildung 5.5: Grundriss des rechteckigen Tragwerkmodells mit Stützenraster und Aussteifungskernen an den Plattenrändern, Bemaßung in Metern

Die im Verhältnis zur Plattenbreite große Länge mit den entgegengesetzt angeordneten Kernen lässt schon jetzt einen einaxialen Spannungszustand mit Hauptzugspannungen zwischen den beiden Kernen erwarten. Eine mögliche Rissbildung müsste folglich orthogonal zu den Hauptzugspannungen auftreten.

### 5.4.3 L-förmiger Grundriss

Um eine Vergleichbarkeit zwischen den beiden Systemen herzustellen, wird das zweite Tragwerk aus der 90°-Rotation der halben rechteckigen Grundrissfläche um den Schwerpunkt der Ursprungsfläche konstruiert, sodass ein L-förmiger Querschnitt entsteht (vgl. Abb. 5.6). Der auf diese Weise entworfene Grundriss besitzt die gleiche Grundfläche wie das erste System.

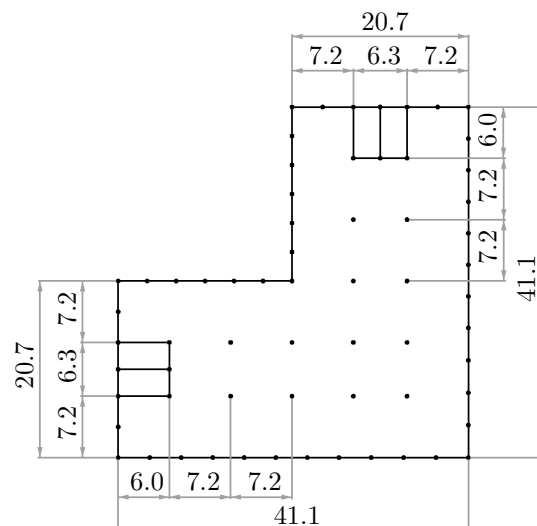


Abbildung 5.6: Grundriss des L-förmigen Tragwerkmodells mit Stützenraster und Aussteifungskernen an den Plattenrändern, Bemaßung in Metern

Bei diesem Tragwerk liegt der Schwerpunkt der Untersuchung auf der einspringenden Ecke, welche eine Bündelung der Zwangsspannungen vermuten lässt und folglich eine Auswirkung auf die Rissbreiten haben müsste.

## 5.5 Modellierung der Lasten

Die Tragwerksmodelle werden nach DIN EN 1990, Abschnitt 6.5.4 c) [29] unter quasi-ständiger Einwirkungskombination für den GZG berechnet. Zu den ständigen Lasten  $G_k$  zählen das Eigengewicht der Konstruktion sowie eine Ausbaulast der Decken von  $1,5 \text{ kN/m}^2$ . Die veränderliche Last  $Q_k$  wird nach den Nutzlasten der Kategorie B2 als Flächenlast für alle Decken zu  $3,0 \text{ kN/m}^2$  gewählt. Der benötigte Kombinationsbeiwert  $\psi_2$  in Abhängigkeit der Nutzlastkategorie bestimmt sich zu  $0,3$  (siehe Gl. (5.1)).

$$E_d = G_k + 0,3 \cdot Q_k \quad (5.1)$$

Für Verformungen aus Schwinden gibt es innerhalb des RFEM drei mögliche Optionen zur Berücksichtigung. Das Schwinden kann als äquivalente Temperaturbelastung, Längenänderung oder intern innerhalb des RF-Flächen Moduls erfasst werden. Die letzte Option bietet den Vorteil, dass durch die Unterteilung in Stahl- und Betonlayer der nichtlinearen Berechnung das Schwinden nur auf die Betonlayer angesetzt wird. Die Stahllayer wirken hierbei als eine zusätzliche Behinderung der Verformung. Im Gegensatz dazu wird dies bei den ersten beiden Möglichkeiten nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund wurde sich für die dritte Methode der Modellierung entschieden. Die Schwindverformung wird dabei als virtuelle Last für den GZG angesetzt. Für eine Vergleichbarkeit der beiden Modelle wurden nach EC2-1-1 [6], wie bereits in Abschnitt 2.3.1.2 beschrieben, die Schwindmaße der einzelnen Bauteile (C30/37, CEM N) zum Ende der Nutzungsdauer von  $t = 70 \text{ a}$  mit Schwindbeginn nach  $t_s = 28 \text{ d}$  bestimmt. Für die Bodenplatten wurde die Annahme getroffen, dass nach der Rohbauphase von einem Jahr das Trocknungsschwinden zum Erliegen kommt, da eine Abdichtung an der Oberseite ein Austrocknen durch Feuchtausgleich verhindert. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite, da ein geringeres Schwindmaß der Bodenplatten zu erhöhter Verformungsbehinderung der Deckenplatten führt. Die angesetzten Schwindmaße sämtlicher Bauteile können der folgenden Tabelle 5.1 entnommen werden.

Tabelle 5.1: Größe der Schwindmaße abhängig vom jeweiligen Bauteil

Bauteil	wirksame Querschnittsdicke $h_0$ [mm]	relative Luftfeuchte $RH$ [%]	Schwindmaß $\varepsilon_{cs}$ [‰]
Decken	300	50	-0,410
Bodenplatten	1000	75 <sup>1</sup>	-0,097
Wände	250	57,5 <sup>2</sup>	-0,400

<sup>1</sup> konservativ geschätzter Wert zwischen 65 % im Sommer und 80 % im Winter

<sup>2</sup> Mittelwert aus 50 % für den Innen- und 65 % für den Außenbereich im Sommer

Generell werden in dieser Arbeit nur Schwindverformungen für Bauteile, welche direkt auf der Baustelle betoniert werden, untersucht. Das bedeutet, die gewählten Tragwerksmodelle bzw. deren Berechnungen beinhalten keine Fertig- sowie Halbfertigteile, welche eine gesonderte Betrachtung erfordern würden.

Für die Untersuchung der Zwangsspannungen bzw. der zugehörigen Rissbreiten infolge von Temperaturänderungen wird ein Zeitraum von einem Jahr Rohbauzeit betrachtet. Innerhalb dessen können sich Zwangsspannungen aufgrund von Temperaturunterschieden zwischen Sommer und Winter ergeben. Nach dieser Zeit ist das Gebäude durch eine ausreichende Dämmung vor etwaigen Temperaturschwankungen geschützt. Für die Decken sowie vertikalen Bauteile wird angenommen, dass im Sommer bei ca. 20 °C betoniert wird und eine Abkühlung im Winter auf -10 °C stattfindet ( $\Delta T = -30$  K). Da sich die Bodenplatte in ständigem Kontakt zum Erdreich befindet, ist von einer geringeren Temperaturänderung  $\Delta T$  auszugehen und wurde ingenieurmäßig zu  $\Delta T = -15$  K angenommen. Die sich ergebenden Temperaturunterschiede wurden als äquivalente Längenänderungen innerhalb des RFEM auf die einzelnen Bauteile in einem separaten Lastfall aufgetragen.

Die Schwindmaße sämtlicher Bauteile wurden für den Zeitpunkt der Betrachtung von einem Jahr angepasst und können der Tabelle 5.2 entnommen werden.

Tabelle 5.2: Zu erwartende Schwindmaße  $\varepsilon_{cs}$  nach einem Jahr für die einzelnen Bauteile

Bauteile	Decken	Wände	BPL
Schwindmaß $\varepsilon_{cs}$ [‰]	-0,273	-0,290	-0,097

## 5.6 Auswertung der Einflussparameter unter Betonschwinden

Im nachfolgenden Abschnitt wird die Auswertung der Parameterstudie an den zuvor aufgestellten Einflussfaktoren vorgenommen. Die Untersuchung erfolgt an den beiden einfachen Tragwerksmodellen für den Betrachtungszeitpunkt nach 70 Jahren unter Schwindbeanspruchung. Der Belastungsfall Temperatur, welcher am Ende der Rohbauphase maßgebend werden könnte, wird gesondert im Abschnitt 5.7 abgehandelt. Ebenso wird das Betonkriechen, welches im Folgenden außer Betracht gelassen wurde, separat in Abschnitt 5.8 untersucht.

### 5.6.1 Steifigkeit des Tragwerkes

#### 5.6.1.1 Steifigkeit über die Gebäudehöhe

Zunächst lässt sich die unter Abschnitt 5.2.1 angestellte Vermutung an beiden Tragwerksmodellen bestätigen, dass die Rissweiten der Deckenplatten über die einzelnen Etagen abnehmen. Die nachfolgende Abbildung 5.7 soll dies beispielhaft für das Tragwerksmodell mit rechteckigem Grundriss verdeutlichen. Dargestellt sind die Rissweiten auf der Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$ , welche sich aufgrund der ersten Hauptzugspannungen (für die Deckenplatten entspricht dies denen der Plattenlängsrichtung) ausgebildet haben. Es kann anhand der Ausbreitung der Ergebnisverläufe beobachtet werden, dass zum einen die Rissweiten über die verschiedenen Etagen in den Deckenplatten abnehmen und zum anderen ab der Decke E2 kaum Risse mehr im Beton auftreten.

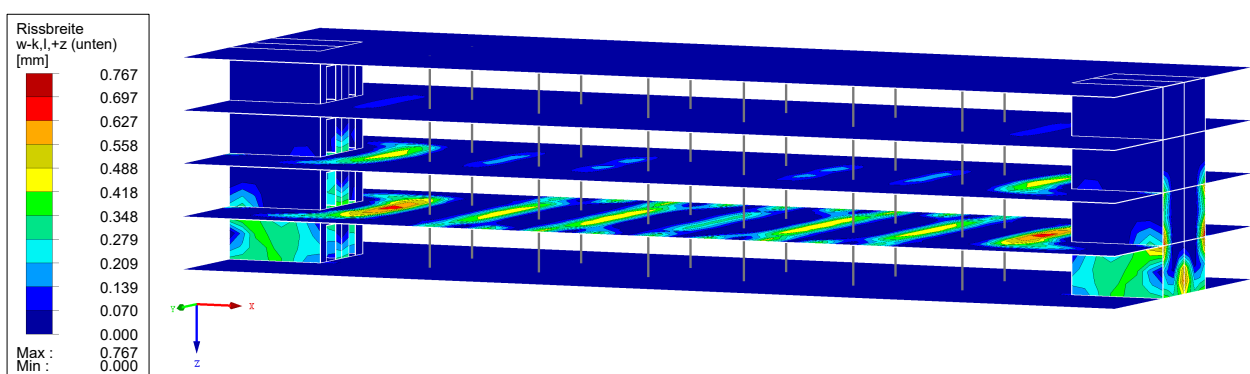


Abbildung 5.7: Rissweiten an der Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$  am Gesamtmodell mit rechteckigem Grundriss

Anhand der zugehörigen horizontalen Verformungen des Gesamtmodells (Abb. 5.8) lassen sich diese Beobachtungen besser einordnen. Aufgrund der Schwindeinwirkung der Decken ziehen diese sich zusammen. Durch den Verbund zwischen den Decken und den Kernen werden letztere ebenfalls Richtung Plattenmitte gezogen. Die horizontalen Verformungen in Plattenlängsrichtung nehmen über die Gebäudehöhe zu, denn die Steifigkeit des Tragwerks nimmt über die Gebäudehöhe ab. Das bedeutet für die oberen Deckenplatten, dass der größte Anteil des Schwindmaßes  $\varepsilon_{cs}$  direkt in horizontale Verformung übergeht und nicht zum Aufbau von Zwangsspannungen führt. Dies bestätigt auch eine genauere Betrachtung der beiden oberen Decken E2 und E3, welche unter der Mindestbewehrung nach EC2-1-1 [6] für den frühen Zwang vernachlässigbare Rissweiten von maximal 0,1 mm zeigen.

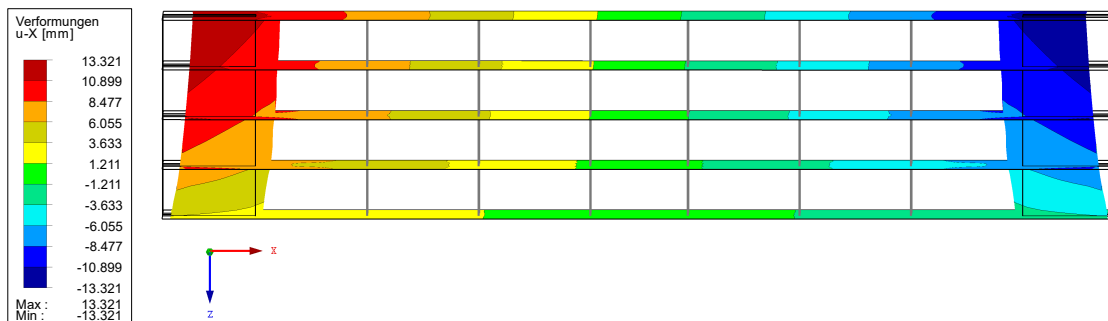


Abbildung 5.8: Horizontale Verformung  $u_x$  in Plattenlängsrichtung am Gesamtmodell mit rechteckigem Grundriss

Bei genauerer Betrachtung der Decken E0 und E1 lässt sich feststellen, dass Rissbildung vor allem an den Plattenunterseiten im Feld sowie an den -oberseiten über den Stützenreihen auftritt. Dies ist als Folge der Überlagerung der zentrischen Zwangsspannungen aus Schwinden mit den Biegespannungen aus den direkten Lasten anzusehen. Die Risse verlaufen dabei senkrecht zu der ersten Hauptzugspannung (Plattenlängsrichtung), welche sich zwischen den beiden Kernen ausbildet (vgl. Abb. 5.9). In Richtung der zweiten Hauptspannung gibt es nahezu keine Risse, da aufgrund der Plattenlänge ein einaxialer Spannungszustand vorherrscht.

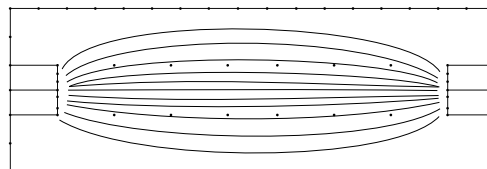


Abbildung 5.9: Qualitativer Verlauf der Hauptzugspannungen des rechteckigen Grundrisses

Anhand der Abbildung 5.10, welche die Verteilungen der Rissweiten an den Plattenoberseiten der Decken E0 und E1 zeigen, lassen sich um die Stützen herum (hier: als rote Punkte markiert) keine bzw. nur geringe Rissweiten beobachten. Dieser Umstand ist auf die erhöhten Bewehrungsmengen aufgrund der Abdeckung der Stütz- bzw. Durchstanzpunkte um die Stützenköpfe herum zurückzuführen.

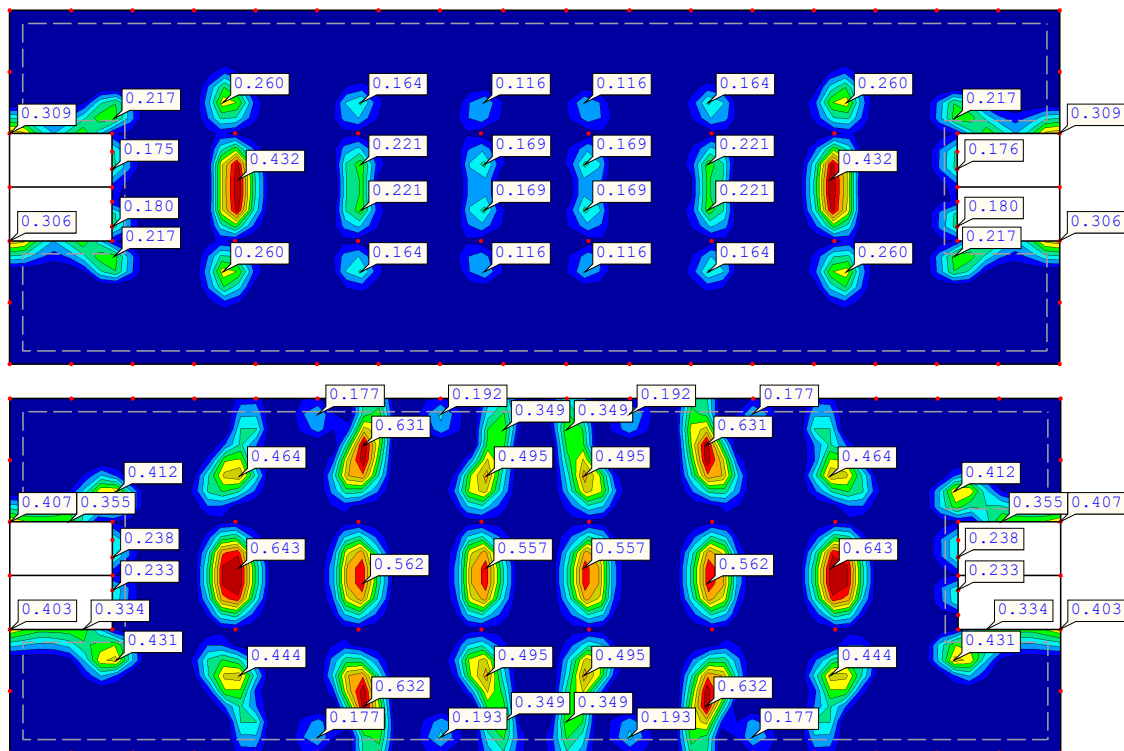


Abbildung 5.10: Verteilung der Rissweiten an der Plattenoberseite  $w_{k,|,oben}$  in [mm];  
**Oben:** Deckenplatte E1 ; **Unten:** Deckenplatte E0

Die Größe und Ausbreitung der Bewehrungsmenge wurde vom Programm intern für die Einwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) festgelegt (vgl. Abb. A.1 der für den GZG angesetzten Bewehrung im Anh. A.2). An diesen Stellen werden die auftretenden Zwangsspannungen von der aus dem GZT bereits vorhandenen Bewehrung aufgenommen. Dies hat zur Folge, dass mehr Stahlfläche vorliegt und der einzelne Stab sich weniger dehnt, folglich sich die Risse weniger öffnen.

Die nachfolgende Abbildung 5.11 veranschaulicht die Ergebnisse der Rissbreitenuntersuchung auf der Plattenunterseite der Decken E0 und E1. Es lässt sich feststellen, dass die Rissweiten

in der Mitte der Plattenbreite größer ausfallen und aufgrund der geringeren Hauptspannungen zum Rand hin abnehmen. Die Verteilung der Größe der Rissbreiten in den mittleren Feldern in Plattenlängsrichtung ist von der Größe der auftretenden Biegemomente abhängig. Um die Kerne herum fallen die Rissbreiten höher aus, da sich die Spannungen in diesen Bereichen konzentrieren.

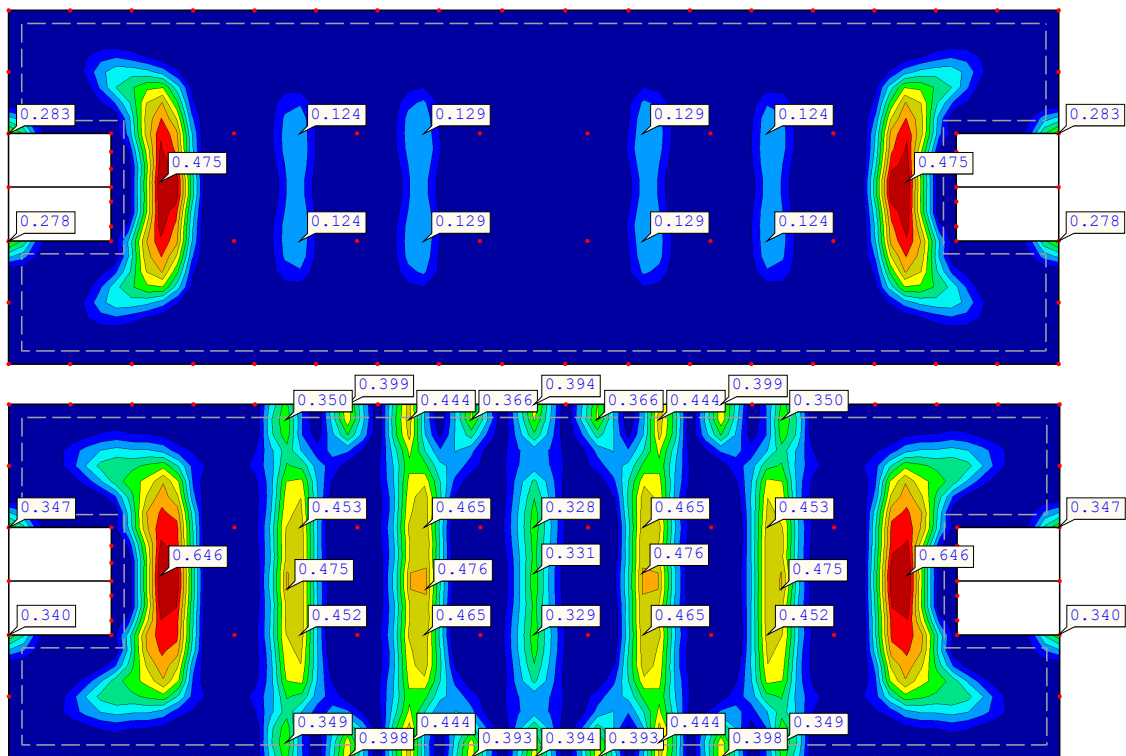


Abbildung 5.11: Verteilung der Rissweiten an der Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$  in [mm];  
**Oben:** Deckenplatte E1 ; **Unten:** Deckenplatte E0

Im Vergleich der beiden Decken fällt auf, dass die Risse in der Decke E0 über die gesamte Plattenbreite verlaufen. Dies ist auf die größeren Hauptzugspannungen aus Zwang zurückzuführen, denn das Erdgeschoss stellt eine größere Verformungsbehinderung vor allem durch seine höhere Kernsteifigkeit dar.

Die Betrachtung der Rissbreitenverteilungen des L-förmigen Querschnitts zeigt auch hier kaum Risse in den oberen zwei Decken, sodass diese beiden im Folgenden vernachlässigt werden können (vgl. Anhang A.2.1). Die Steifigkeitsabnahme über die einzelnen Etagen kann ebenfalls in den zugehörigen Verformungsbildern betrachtet werden. Wie nachfolgende



Abbildung 5.12 der horizontalen Kernverformungen verdeutlichen soll, bewegen sich die zwei Kerne infolge Schwinden in Richtung der einspringenden Ecke. Es zeigt sich, dass die Verformungen in Längsrichtung der beiden Plattenschenkel größer als quer dazu ausfallen, da das System sich in diesen Richtungen weicher verhält. Generell sind die Verformungen in x- und y-Richtung durch den symmetrischen Aufbau des Tragwerkes etwa gleich groß. Eine Übersicht der einzelnen horizontalen Verformungsanteile der Decke E1 des L-förmigen Tragwerks sind im Anhang A.2.1 unter Abbildung A.4 zu finden.

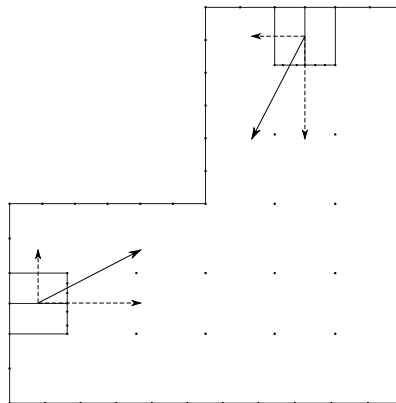


Abbildung 5.12: Richtungen der horizontalen Kernverschiebungen des L-förmigen Grundrisses

Der Vergleich der Rissbilder der Decke E0 (Abb. 5.14) mit denen der rechteckigen Platte zeigt ähnliche Rissverläufe im Bereich der Plattenschenkel. Diese sind auf die parallel zu den langen Plattenseiten verlaufenden Hauptzugspannungen zurückzuführen. Die Abbildung 5.13 zeigt den schematischen Verlauf der ersten Hauptspannung in der Decke E0.

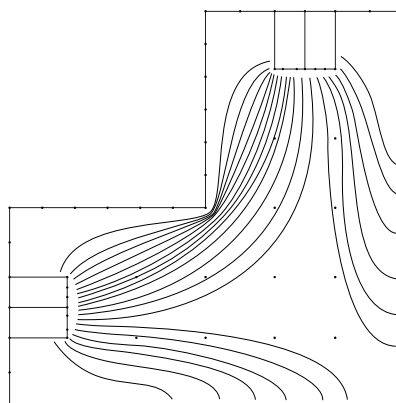


Abbildung 5.13: Qualitativer Verlauf der Hauptzugspannungen in der Decke E0 des L-förmigen Grundrisses

Bei einem weicheren System bzw. bei geringerer Verformungsbehinderung der Decken ist ein Verlauf der Zugspannung allein zwischen den beiden Kernen anzunehmen, sodass sich eine Verformung der Außenecke einstellen kann.

Im Bereich der einspringenden Ecke sind erhöhte Rissbreiten festzustellen, welche auf die Spannungskonzentration an dieser Stelle zurückzuführen ist. Die Rissbreiten der zweiten Hauptspannung sind auch beim L-förmigen Querschnitt vernachlässigbar.

Die Rissbilder der Decke E1 unterscheiden sich vor allem in ihrer Ausbreitung, welche in geringerem Maße ausfällt. Dies steht im Zusammenhang mit der geringeren Verformungsbehinderung der Decke E1. Die Verteilung der Risse auf der Ober- und Unterseite der Decke E1 ist der Abbildung A.5 aus dem Anhang A.2.1 zu entnehmen.

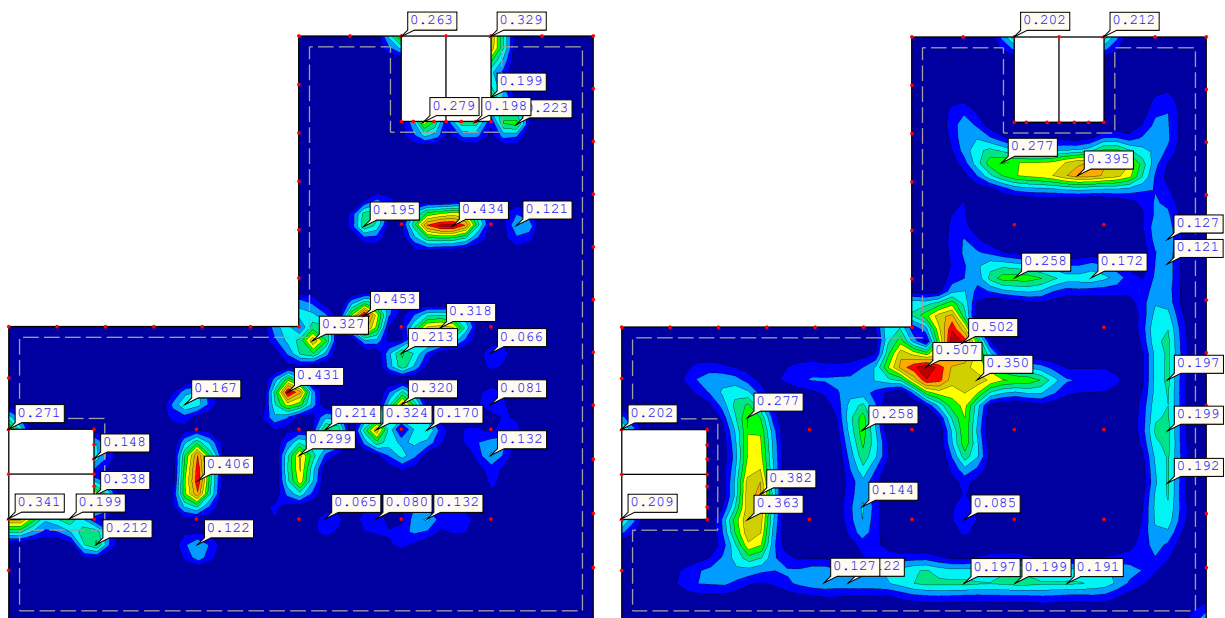


Abbildung 5.14: Verteilung der Rissweiten der Decke E0 in [mm];

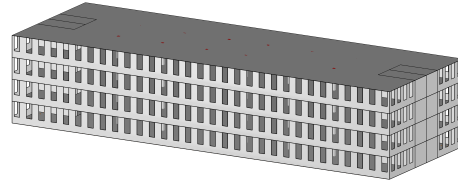
**Links:** Plattenoberseite  $w_{k,|,oben}$ ; **Rechts:** Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$

### 5.6.1.2 Außenwandsteifigkeit

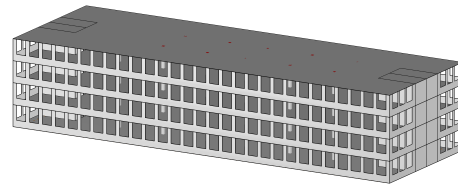
Bei der Untersuchung des Einflusses der Außenwandsteifigkeit auf die Größe von Rissbreiten lässt sich die zuvor aufgestellte Vermutung bestätigen. Demnach fallen die Zwangsspannungen bzw. die Rissbreiten im Allgemeinen größer aus, je niedriger der Lochanteil der Außenwände ist. Betrachtet wurden die folgenden drei Modellvarianten (Abb. 5.15) mit 30% und 49% Lochanteil der Außenwände sowie eine in Stützen aufgelöste Abwandlung.

Hierbei sei zu erwähnen, dass der Stützabstand der letzten Variante aufgrund der Lastverteilung am Plattenrand gewählt wurde. Auf diese Weise wird ein annähernd gestützter Rand modelliert, welcher in der Berechnung zu etwa gleich hohen Biegemomenten, über den Plattenrand verteilt, führt.

Außenwand Lochanteil: 30 %  
Pfeilerbreite Fenster: 1,1 m



Außenwand Lochanteil: 49 %  
Pfeilerbreite Fenster: 0,6 m



Stützen: 40x40 cm  
Abstand Stützen:  $\approx 3,6$  m

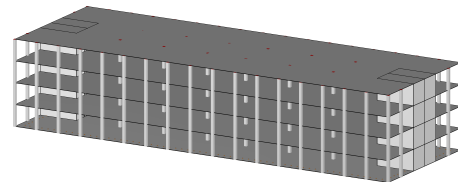


Abbildung 5.15: Untersuchte Modellvarianten verschiedener Außenwandarten

Generell lassen sich die Erkenntnisse aus der vorhergehenden Untersuchung übertragen. Der Steifigkeitseinfluss spiegelt sich auch hier in den horizontalen Verformungen sowie Rissbildern der Decken wider. Die Decken E0 und E1 wurden stellvertretend für die Untersuchung ausgewählt. Anhand der Abbildung 5.16 der Rissbreiten an der Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$  der Decke E1 lässt sich erkennen, dass sich die Rissbreiten bei höherer Außenwandsteifigkeit im Allgemeinen vergrößern. Des Weiteren verlaufen auch die Risse zunehmend über die gesamte Plattenbreite. Allerdings fällt auf, dass im Bereich um die Kerne die Rissbreiten im Modell „Stützen“ am größten sind. Dies ist auf die erhöhte Spannungskonzentration um die Kerne herum zurückzuführen. Eine steifere Außenwand führt hingegen zu einer Verschiebung der Spannungen zum Rand hin und folglich zu geringeren Rissbreiten im Kernbereich. So ist auch zu erklären, dass sich bei einem hohem Außenwandanteil die Hauptzugspannungen mehr auf die Plattenränder verteilen, sodass sich die Risse in der Decke E0 über den gesamten Randbereich erstrecken (vgl. Abb. 5.17).

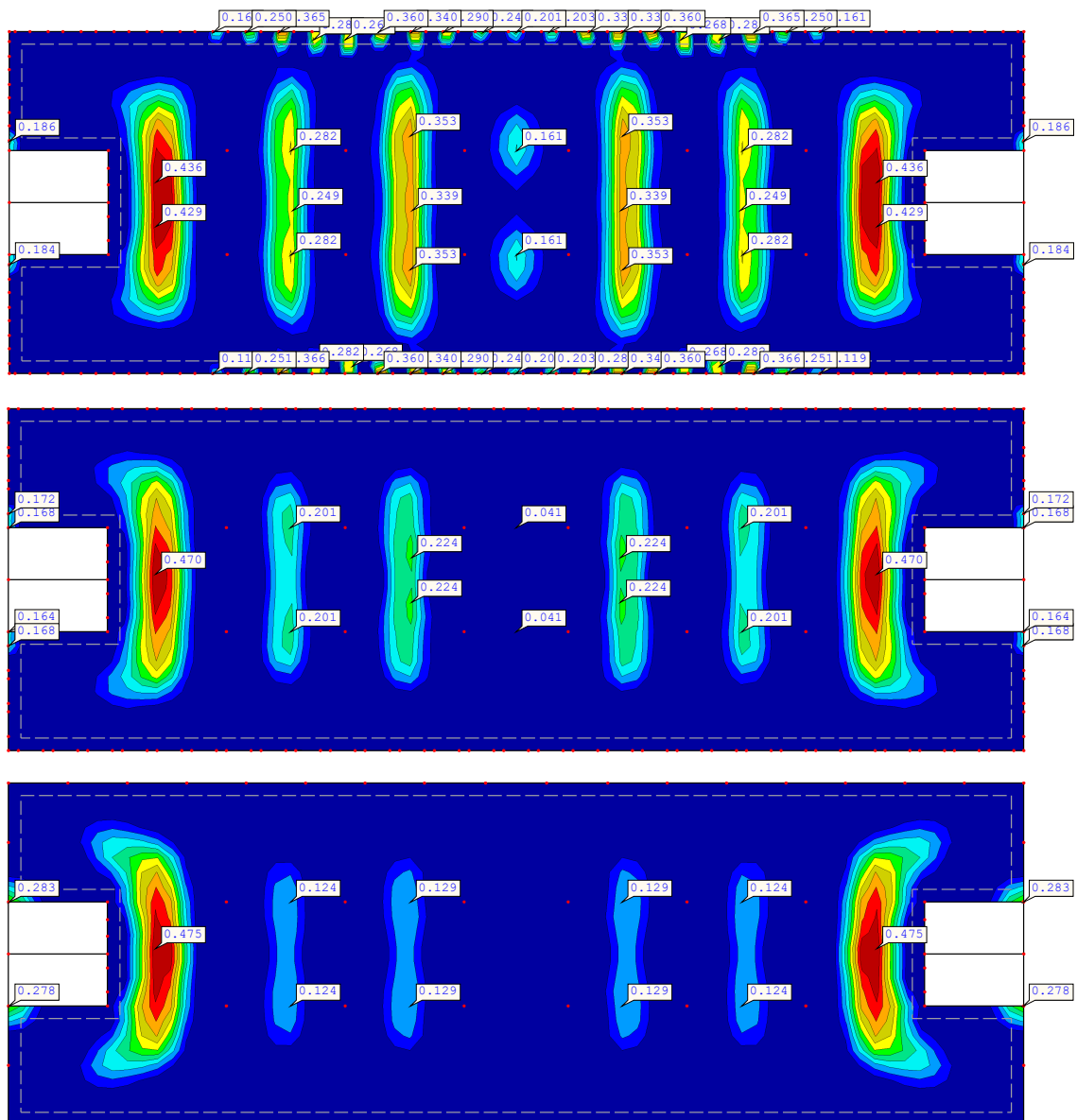


Abbildung 5.16: Verteilung der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k_s,|,unten}$  der Decken E1 in [mm]; **Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

Ein ähnliches Bild liefern auch die Verteilungen der Rissbreiten auf den Plattenoberseiten der Decken E0 und E1 der einzelnen Modellvarianten, welche dem Anhang A.2.2 zu entnehmen sind. Die horizontalen Verformungen in Plattenlängsrichtung  $u_x$  bestätigen diese Erkenntnisse abermals, welche eine Abnahme der Verformung bei höherem Außenwandanteil zeigen. Beispielhaft werden die horizontalen Verformungen  $u_x$  der Decke E1 aller Varianten sowie die der beiden Außenwandvarianten im Anhang A.2.2 abgebildet.

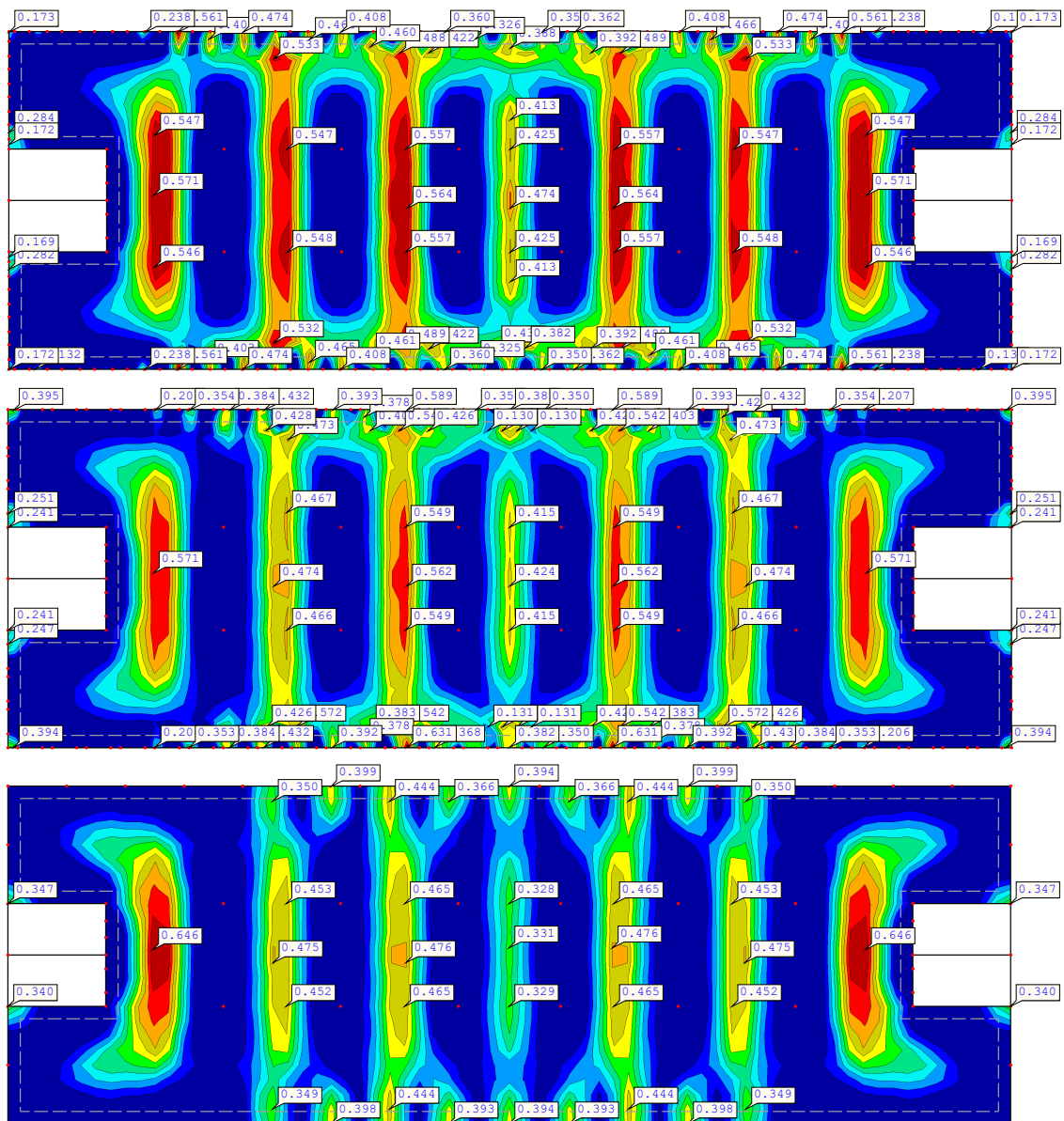


Abbildung 5.17: Verteilung der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E0 in [mm]; **Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

Die Ergebnisse für den rechteckigen Grundriss sowie derer aus der vorherigen Untersuchung der Steifigkeit über die Gebäudehöhe lassen sich auch hier auf die L-förmigen Decken übertragen. Ein besonderer Augenmerk soll daher nur auf den Bereich der einspringenden Ecke gelegt werden. Die Abbildung 5.18 zeigt einen Ausschnitt der Plattenunterseite der Innenecke der Decken E0 für die verschiedenen Modellvarianten im Vergleich.

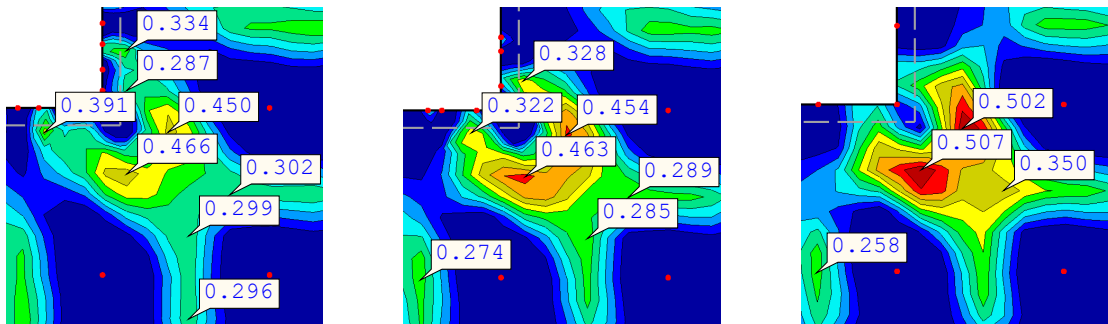


Abbildung 5.18: Ausschnitt der einspringenden Ecke des L-förmigen Grundrisses von den Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E0 in [mm]; **Links:** Lochanteil 30 %; **Mitte:** Lochanteil 49 %; **Rechts:** Stützen

Generell befindet sich an dieser Stelle eine hohe Spannungskonzentration infolge der verengten Ausbreitungsverhältnisse. Ähnlich wie für die Bereiche der Kerne, gilt auch hier: Ist der Außenwandanteil gering, treten größere Rissbreiten auf. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass sich die Spannungen bei der Variante „Stützen“ den kürzesten Weg zwischen den zwei aussteifenden Kernen suchen. Bei einer höheren Außenwandsteifigkeit verteilen sich die Spannungen hingegen zunehmend über die gesamte Plattenbreite. Dies bedeutet auch entgegengesetzt zur einspringenden Ecke auf den äußeren Rand der Tragkonstruktion. Folglich reduziert sich die Spannungskonzentration im Bereich der Innenecke. Zusätzlich ist die Decke der Variante „Stützen“ an dieser Stelle nur punktgestützt. Dagegen verhält sich die Lagerung der Decke bei höherem Außenwandanteil kontinuierlicher, sodass eine bessere Verteilung der Spannungen stattfindet.

Die vollständigen Bilder der Rissbreitenverteilung an der Ober- und Unterseite für die Decken E0 und E1 sind im Anhang A.2.2 unter Abbildung A.10 bis A.13 zu finden.

### 5.6.1.3 In Verformung umgesetzte Schwindanteile

Abschließend sollen die globalen Auswirkungen der Schwindbelastung auf die Tragwerksmodelle abgeschätzt werden. Dabei ist im Besonderen von Interesse, welche Anteile der Schwinddehnung direkt in Deckenverformung umgesetzt werden und nicht zum Aufbau von Zwangsspannungen führen. Für die Ermittlung dieser Anteile wurden zunächst die mittleren Gesamtdehnungen in Plattenlängsrichtung  $\varepsilon_{xm}$  der einzelnen Decken des rechteckigen Grundrisses berechnet. Diese wurden mithilfe der gemittelten horizontalen Verformungen  $u_{xm}$  der Plattenränder im Bezug zur Gesamtlänge der Platten von 61,5 m bestimmt. Die Verformungswerte basieren dabei auf den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnung infolge der

direkten und indirekten Lasten unter Bewehrung für den frühen Zwang nach EC2-1-1 [6]. Anschließend erfolgte eine Berechnung der prozentualen Dehnungsanteile der Platten am Schwindmaß.

Die Ergebnisse dieser Betrachtung können für die Decken der drei Außenwandvarianten des rechteckigen Grundrisses folgender Tabelle 5.3 entnommen werden.

Tabelle 5.3: In Verformung umgesetzte Schwindanteile für die verschiedenen Außenwandvarianten des Tragwerkmodells mit rechteckigem Grundriss;  $\varepsilon_{cs} = -0,41 \text{ ‰}$ ,  $L = 61,50 \text{ m}$

Modellvariante	Decke	mittlere Verformung $u_{xm}$ [mm]	mittlere Platten- dehnung $\varepsilon_{xm}$ [‰]	Anteil am Schwindmaß [%]
Stützen	E0	-17,86	-0,290	71
	E1	-21,71	-0,353	86
	E2	-23,70	-0,385	94
	E3	-25,62	-0,417	102
49% Lochanteil	E0	-17,16	-0,279	68
	E1	-21,20	-0,345	84
	E2	-23,68	-0,385	94
	E3	-25,71	-0,418	102
30% Lochanteil	E0	-16,64	-0,271	66
	E1	-20,60	-0,335	82
	E2	-23,40	-0,380	93
	E3	-25,78	-0,419	102

**Anmerkungen:**

- Decken mit verschiedenen Dehnungen im Vergleich der Modellvarianten
- Decken mit etwa gleichen Dehnungen im Vergleich der Modellvarianten
- Deckenverformung etwa gleich Schwinddehnung

Die Auswertung der vorangestellten Tabelle 5.3 bestätigt die Erkenntnisse der Steifigkeitsuntersuchungen der Abschnitte 5.6.1.1 sowie 5.6.1.2.

Zunächst kann festgestellt werden, dass die Plattendehnungen der Decken E2 und E3 für die verschiedenen Modellvarianten jeweils etwa gleich ausfallen. Daraus lässt sich schließen, dass kein Einfluss der Außenwandsteifigkeit auf die Plattendehnungen zu beobachten ist. Die Betrachtung der zugehörigen prozentualen Dehnungsanteile der Platten zeigt, dass nahezu

das gesamte Schwindmaß in Verformung umgesetzt wird und somit kaum Zwangsspannungen vorhanden sein müssten. Dies spiegelt sich auch in den Rissbildern der Decken E2 und E3 wider, welche kaum Risse aufweisen (vgl. Abb. 5.7 Rissbreiten am Gesamtmodell).

Des Weiteren fallen die unterschiedlichen Dehnungen der Decken E0 und E1 im Vergleich der einzelnen Modellvarianten auf. Sie weisen auf einen Einfluss der Außenwandsteifigkeit hin, welcher auch schon in Abschnitt 5.6.1.2 festgestellt werden konnte. In den Decken E0 sowie E1 führen etwa 30 % für Decke E0 bzw. 15 % für Decke E1 des Schwindmaßes zum Aufbau von Zwangsspannungen. Dies erscheint vor dem Hintergrund plausibel, dass für den Zugbereich bereits eine Betondehnung von  $< -0,1 \dots -0,15 \text{ ‰}$  zu ersten Rissen führt.

Zusätzlich lässt sich auch wie bereits in Abschnitt 5.6.1.1 gezeigt, eindeutig der Einfluss der Steifigkeit des Tragwerkes über die Gebäudehöhe feststellen. Dies ist erkennbar an der Zunahme der Plattendehnungen bei steigender Gebäudehöhe.

Werden die Plattendehnungen ebenso für die Tragwerksmodelle des L-förmigen Grundrisses untersucht, lassen sich nur wenige Erkenntnisse gewinnen. Ermittelt wurden die Dehnungen  $\varepsilon_{xym}$  aus dem Vektor der mittleren horizontalen Verformungen in x- und y-Richtung an den kurzen Plattenrändern bezogen auf den mittleren Abstand der beiden Ränder zueinander. Mit Blick auf die prozentualen Dehnungsanteile am Schwindmaß aus Tabelle 5.4 lassen sich zunächst auch hier in den oberen zwei Etagen keine großen Zwangsbeanspruchungen vermuten. Auch dies stimmt überein mit den zuvor angestellten Steifigkeitsuntersuchungen. Es fällt auf, dass vor allem bei dem Modell „Stützen“ der Anteil am Gesamtschwindmaß weit über den 100 % liegt. Hierbei könnte der Verformungseinfluss der unteren Etagen eine mögliche Erklärung darstellen. Diese Geschossdecken üben durch ihre eigenen Schwindverformungen zusätzlich Druck auf die oberste Etage aus, sodass diese sich aufgrund ihrer geringen Verformungsbehinderung mehr als ihr eigenes Schwindmaß zusammenzieht.

Des Weiteren fallen bei näherer Betrachtung der jeweiligen Deckendehnungen zwischen nahezu allen Modellvarianten nur wenige Unterschiede auf, mit Ausnahme der Decken E2 und E3 des Stützenmodells. Dies lässt die Vermutung zu, dass auch bei den Rissbildern nur wenige Abweichungen untereinander zu finden sind. Die Rissbilder der Decken E0 und E1 (vgl. Abb. A.10-A.13) zeigen jedoch eindeutige Unterschiede zwischen den Rissweiten, sodass dennoch von einem Einfluss der Außenwandsteifigkeit auszugehen ist.

Ähnlich wie bei der Untersuchung des rechteckigen Grundrisses führen etwa 30 % des Schwindmaßes für die Decke E0 zum Aufbau von Zwangsspannungen (für die Decke E1  $\sim 15 \text{ ‰}$ ).



Tabelle 5.4: In Verformung umgesetzte Schwindanteile für die verschiedenen Außenwandvarianten des Tragwerkmodells mit L-förmigem Grundriss;  $\varepsilon_{cs} = -0,41\%$ ,  $L = 43,49\text{ m}$

Modellvariante	Decke	mittlere Verformung $u_{xym}$ [mm]	mittlere Platten- dehnung $\varepsilon_{xym}$ [‰]	Anteil am Schwindmaß [%]
Stützen	E0	-12,35	-0,284	69
	E1	-15,06	-0,346	84
	E2	-17,82	-0,410	100
	E3	-20,38	-0,469	114
49% Lochanteil	E0	-12,44	-0,286	70
	E1	-14,95	-0,344	84
	E2	-16,98	-0,390	95
	E3	-18,98	-0,437	106
30% Lochanteil	E0	-12,59	-0,289	71
	E1	-15,15	-0,348	85
	E2	-16,99	-0,391	95
	E3	-18,73	-0,431	105

**Anmerkungen:**

- Decken mit etwa gleichen Dehnungen im Vergleich der Modellvarianten
- Deckenverformung etwa gleich Schwinddehnung

### 5.6.2 Plattenlänge

Untersucht wurde das Tragwerkmodell mit rechteckigem Grundriss und Außenwänden mit 49% Lochanteil unter Änderung der Plattenlänge. Bei gleichbleibendem Stützenraster wurden Platten der Längen 32,7 m, 61,7 m (entspricht den Ursprungsabmessungen) sowie 90,3 m gewählt. Beim längsten Modell musste aus Gründen der Aussteifung ein dritter Kern integriert werden. Dieser wurde im Schwerpunkt der Deckenplatten platziert, um den Einfluss auf die Konstruktion möglichst zu minimieren.

Wie bereits in Abschnitt 5.2.2 vermutet, vergrößern sich die Rissbreiten insgesamt bei Erhöhung der Plattenlänge. Des Weiteren verlaufen die Risse zunehmend, wie auch bei Erhöhung der Tragwerkssteifigkeit, über die gesamte Plattenbreite. Dies kann beispielhaft mithilfe der Abbildung 5.19 anhand der Rissbreiten auf der Unterseite der Decke E1 für die drei Systeme nachvollzogen werden.

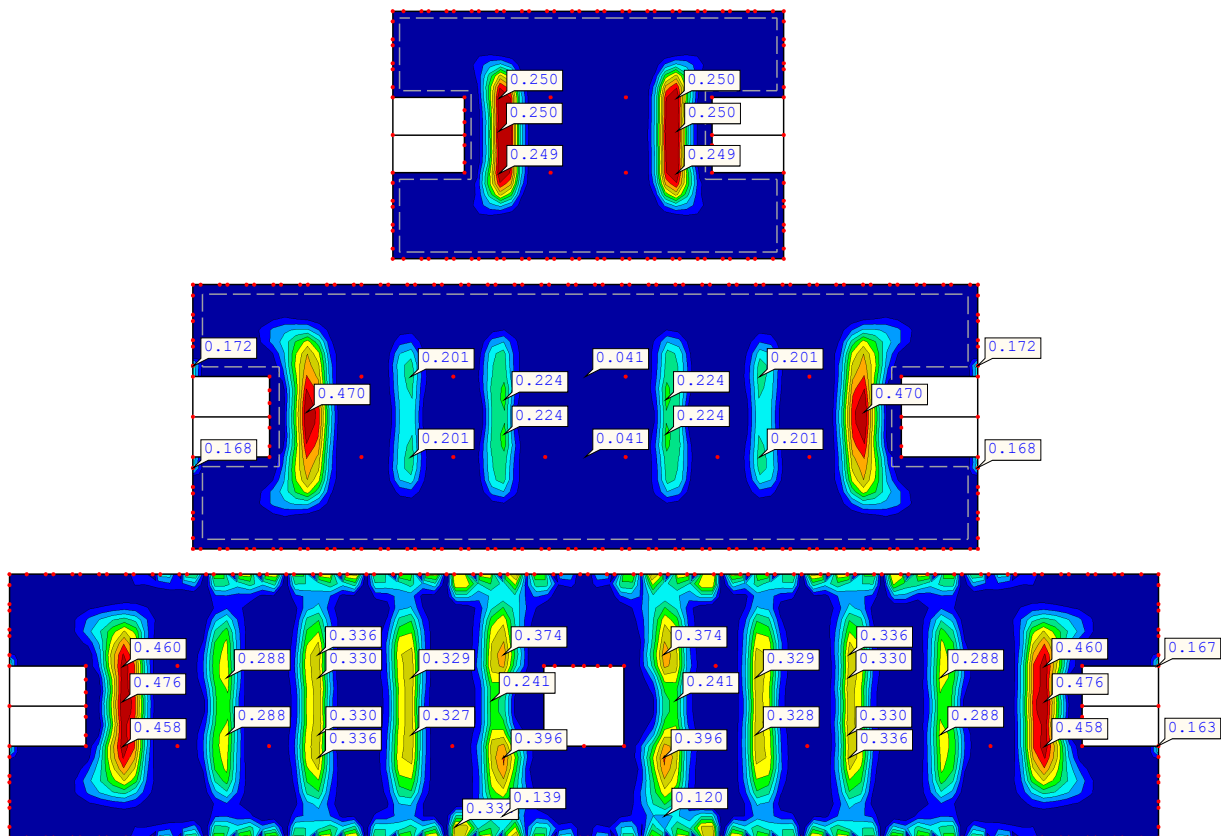


Abbildung 5.19: Verteilung der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E1 bei veränderlicher Plattenlänge in [mm];  
**Oben:** Länge: 32,7 m; **Mitte:** Länge: 61,7 m; **Unten:** Länge: 90,3 m

Der Grund für diese Ergebnisse liegt in der gleichbleibenden Nachgiebigkeit der Kerne bei veränderter Plattenlänge. Wären die Kerne ideal steif und könnten der Schwindverformung der Decken standhalten, müssten bei veränderlicher Plattenlänge die Rissweiten etwa überall gleich ausfallen, vorausgesetzt die Bewehrungsmengen sind identisch. Die Unterschiede in den Rissweiten wären allein von der Verteilung der Biegemomente aus direkten Lasten abhängig. In diesem Fall ist deren Einfluss jedoch aufgrund der hohen Zwangsbelastung aus Schwinden als gering einzuschätzen.

In der Realität verformen sich die Kerne unter der Schwindbelastung der Decken. Die Deckenplatten üben eine absolute Längenänderung in Abhängigkeit ihrer Gesamtlänge auf die Kerne aus. Werden die Kerne als gleiche Federn betrachtet, ziehen infolge der induzierten Längenänderungen unterschiedliche Kräfte an diesen. Bei einer längeren Deckenplatte fällt diese Kraft größer aus, sodass auch deren Zwangsspannungen im Querschnitt höher sind. Diese stellen wiederum die Ursache der größeren Rissweiten sowie Verteilung der Risse über

die Plattenbreite dar. Daraus lässt sich schließen, dass bei größerer Plattenlänge ein geringerer Dehnungsanteil der Decken am Schwindmaß über die Nachgiebigkeit der Kerne abgebaut wird als bei kürzerer Plattenlänge. Dies bestätigt auch der direkte Vergleich für die Decken E1 der einzelnen Modelle in Tabelle 5.5.

Tabelle 5.5: In Verformung umgesetzte Schwindanteile der Decken E1;  $\varepsilon_{cs} = -0,41\text{‰}$

Plattenlänge [m]	mittlere Platten- dehnung $\varepsilon_{xm}$ [‰]	Anteil am Schwindmaß [%]
32,7	-0,39	95
61,7	-0,36	87
90,3	-0,33	80

Dieser zuvor beschriebene Effekt wird sich auch bei Veränderung der Längen der Platten-schenkel des L-förmigen Grundrisses einstellen, sodass von einer näheren Betrachtung an dieser Stelle abgesehen wird.

### 5.6.3 Bauablauf

Um den Einfluss des Bauablaufes korrekt zu erfassen, ist es erforderlich die einzelnen Spannungszustände, welche sich währenddessen ausbilden, miteinzubeziehen. Dafür ist es notwendig, die unterschiedlichen Schwindbelastungen infolge von Betonierabschnitten zeitlich versetzt auf das Tragwerk aufzubringen.

Ohne eine solche Berücksichtigung des zeitlich versetzten Lastauftrages ist eine Untersuchung unpräzise. Der zeitgleiche Lastauftrag führt bei gleichen Eingangsparametern zu denselben Schwindmaßen, da sich diese im Laufe der Zeit einem gemeinsamen Grenzwert annähern. Dies geschieht unabhängig davon, ob die unterschiedlichen Schwindbeginne erfasst worden sind oder nicht.

Zunächst soll diese Aussage mithilfe des zeitlich versetzten Schwindverhaltens nach 70 Jahren mit Betonierabschnitten von 20 Tagen verdeutlicht werden. Dafür wird in Abbildung 5.20 der globale Verlauf des Trocknungsschwinddehnung der Decken sowie der Bodenplatte dargestellt. Dieser zeigt, dass schon nach einigen Jahren die verschiedenen Trocknungsschwindmaße der Decken den gleichen Wert erreichen.

Eine Berücksichtigung der unterschiedlichen Schwindbeginne der einzelnen Bauteile bei zeitgleichem Lastauftrag ist aufgrund dessen irrelevant. Es verbleiben lediglich die Unterschiede der Schwindmaße, bedingt durch die Eingangsparameter, wie der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Querschnittsdicke  $h_0$ .

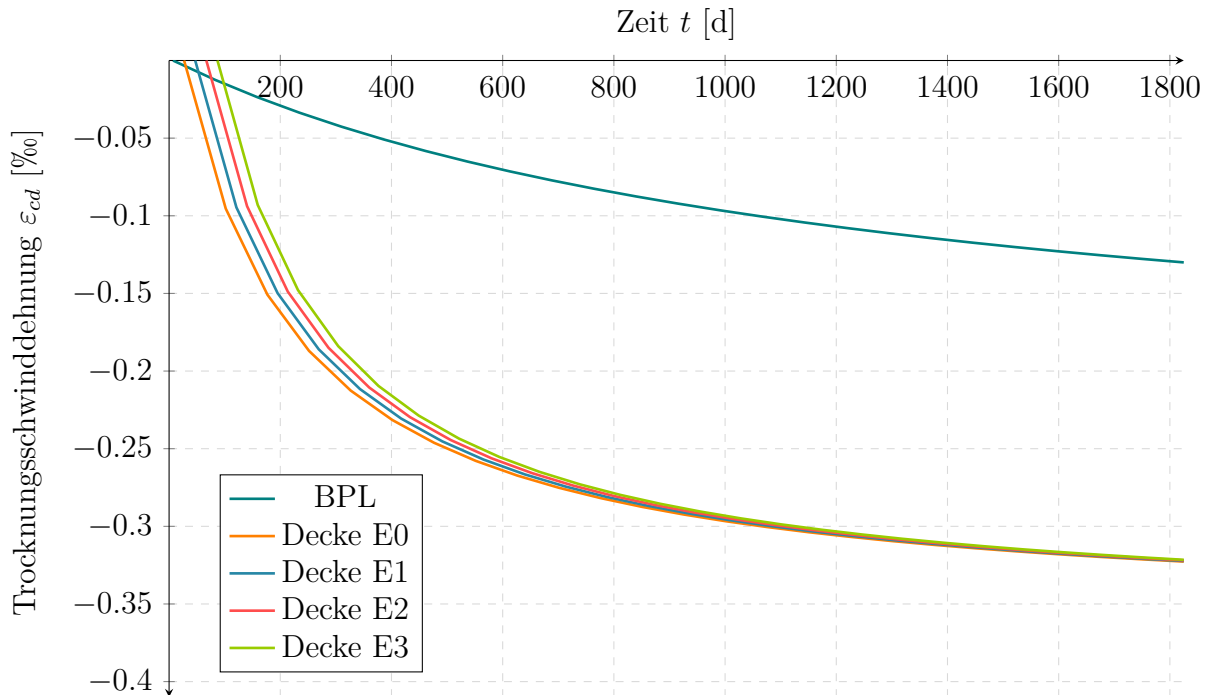


Abbildung 5.20: Globaler Zeitverlauf des Trocknungsschwindmaßes für alle horizontalen Bauteile von  $t_s = 7$  d bis  $t = 70$  a, dargestellt im Zeitraum von fünf Jahren

Eine erforderliche nichtlineare Betrachtung der einzelnen Bauzustände mit zeitlich versetztem Lastauftrag konnte jedoch im Rahmen der Bearbeitung der Diplomarbeit nicht durchgeführt werden. Innerhalb des Programms RFEM gibt es zwar ein Modul zur Berechnung von Spannungen und Verformungen, welche sich für einzelne Bauzustände einstellen, allerdings gibt es aktuell keine Schnittstelle für die Kombination der nichtlinearen Berechnungen des RF-Flächen-Moduls. Diese wäre jedoch für die Betrachtung von Zwangsspannungen notwendig. Auch eine telefonische Abstimmung mit dem Hersteller DLUBAL hat zu keinen umsetzbaren Ergebnissen geführt. Es wurde lediglich darauf verwiesen, dass aktuell an der Programmierung einer solchen Schnittstelle gearbeitet wird. In Zukunft könnte es dann möglich werden, das zeitlich versetzte Schwindverhalten des gesamten Tragwerkes sowie innerhalb eines Bauteiles z.B. bei Halbfertigteilen realitätsnah durch eine nichtlineare Berechnung abzubilden.

Aufgrund dessen konnte lediglich eine Abschätzung der Auswirkungen des zeitlich versetzten Schwindens auf die Höhe von Zwangsspannungen unter einer linearen Schnittgrößen- und Verformungsermittlung angestellt werden. Hierfür wurden die horizontalen Verformungen  $u_x$  eines Systems mit sowie ohne Berücksichtigung der Bauzustände verglichen. Die Untersuchung erfolgte für das rechteckige Tragwerksmodell mit 49% Lochanteil der Außenwände. Dafür mussten im Vorfeld der Berechnung die Zuwächse der Schwindmaße der einzelnen Bauteile für die Bauphasen ermittelt werden.

Vereinfacht wird dabei angenommen, dass innerhalb eines Bauabschnittes (BA) von 20 Tagen eine Ebene gefertigt wird. Dies bedeutet beispielsweise für das ersten Abschnitt den Beginn des Schwindens der Bodenplatte bzw. die Herstellung der nächsten Ebene, bestehend aus den Wänden im Erdgeschoss sowie der Decke E0. Der Schwindbeginn wird für alle Bauteile auf 28 Tage festgelegt, da die Festigkeitsentwicklung des Betons innerhalb des RFEM nicht berücksichtigt werden kann.

Insgesamt sind so bei dem untersuchten Tragwerk fünf Bauabschnitte bis zur Vollendung des Rohbaus zu berücksichtigen. Anschließend erfolgt eine Nutzungsphase über 70 Jahre, zu deren Beginn vereinfacht Ausbau- und Nutzlasten gemeinsam auftreten. Gleichzeitig wird auch das Schwinden in dieser Zeitspanne für alle Bauteile beachtet. Für die Bodenplatte wird dabei das Trocknungsschwinden nicht angesetzt, da in diesem Fall wieder von einer Abdichtung auf der Plattenoberseite ausgegangen wird.

Während der Bauphase wurde für die Ermittlung der Schwindmaße eine relative Luftfeuchte  $RH$  von 65% für alle Bauteile abgesehen von der Bodenplatte angenommen. Für diese wird über die gesamte Bauzeit eine Luftfeuchte von  $RH = 75\%$  angesetzt. Zu Beginn der Nutzung ändert sich die Luftfeuchtigkeit aufgrund des Gebäudeausbaus. Die angenommenen Werte entsprechen dabei den in Abschnitt 5.5: „Modellierung der Lasten“ genannten.

Die Änderungen der Schwindmaße  $\Delta\varepsilon_{cs}$  wurden immer für die einzelnen Bauabschnitte ermittelt. Dabei ergibt sich die Berechnung der Dehnung innerhalb eines Intervalls mit Zuhilfenahme der Schwinddehnungen des vorherigen Abschnittes. Für den zweiten Bauabschnitt im Intervall [48 d;68 d] gilt z.B. für die Bodenplatte:

$$\varepsilon_{cs,BPL}(48 \text{ d}; 68 \text{ d}) = \varepsilon_{cs,BPL}(28 \text{ d}; 68 \text{ d}) - \varepsilon_{cs,BPL}(28 \text{ d}; 48 \text{ d})$$

Die Ergebnisse dieser Ermittlung sind auszugsweise in der folgenden Tabelle 5.6 dargestellt. Zu sehen sind die Änderungen der Schwindmaße  $\Delta\varepsilon_{cs}$  für jedes Bauteil sowie deren Zuwächse

bezogen auf das Bauteilgesamtschwindmaß innerhalb der verschiedenen Bauphasen in Abhängigkeit der jeweiligen Eingangsgrößen. Eine vollständige Übersicht dieser Tabelle ist dem Anhang A.3 zu entnehmen.

Tabelle 5.6: Änderungen der Schwindmaße  $\Delta\varepsilon_{cs}$  für jedes Bauteil sowie deren Zuwächse im Bezug zum jeweiligen Bauteilgesamtschwindmaß innerhalb der ersten drei Bauphasen

Bauabschnitt	Ebene/ Bauteil	Zeitintervall [d]	$\Delta\varepsilon_{cs}$ [‰]	Zuwachs [%]
I	BPL	[28; 48]	-0.0083	24,7
	BPL	[48; 68]	-0.0080	23,8
II	E0 - Wände	[28; 48]	-0.0408	10,9
	E0 - Decke	[28; 48]	-0.0312	8,0
	BPL	[68; 88]	-0.0035	10,3
III	E0 - Wände	[48; 68]	-0.0316	8,5
	E0 - Decke	[48; 68]	-0.0250	6,4
	E1 - Wände	[28; 48]	-0.0408	10,9
	E1 - Decke	[28; 48]	-0.0312	8,3

Das weitere Vorgehen soll anhand der folgenden Abbildung 5.21 verdeutlicht werden. Zunächst wurden die einzelnen Lastfälle (LF) mit zugehörigen Schwindmaßen innerhalb des RFEM generiert. Hierbei gibt es für jeden Bauabschnitt (BA) einen Lastfall für alle neu betonierten Bauteile mit Lasten aus Eigengewicht und dem ersten Schwindintervall (E+S) sowie einen weiteren Lastfall, der alle bereits hergestellten Bauteile, welche nur schwinden (S), beinhaltet. Zusätzlich bedarf es Lastfällen, welche das Schwinden über die gesamte Nutzungsdauer sowie die Nutz- und Ausbaulasten berücksichtigen. Sämtliche Lastfälle wurden anschließend dem jeweiligen Bauabschnitt (BA) zugeordnet und in einer Lastkombination (LK) zusammengefasst. Danach wurden die verschiedenen Lastkombinationen der Bauabschnitte sowie der Nutzungsdauer jeweils in aufsummierten Ergebniskombinationen integriert, sodass die Spannungen des vorherigen Bauzustandes berücksichtigt werden konnten.

Nach der Durchführung der linearen Schnittkraft- und Verformungsberechnungen wird ein Vergleich der EK 5: „Ende der Nutzungsdauer“ mit einer Lastkombination aller Lastfälle angestellt. Die Ergebniskombination 5 entspricht dabei dem zeitlich versetzten Lastauftrag, die Lastkombination der gesamten Lastfälle dem gleichzeitigen Lastauftrag. Die Verformungsbilder  $u_x$  der Decken beider Berechnungsvarianten weisen wider Erwarten nur minimale

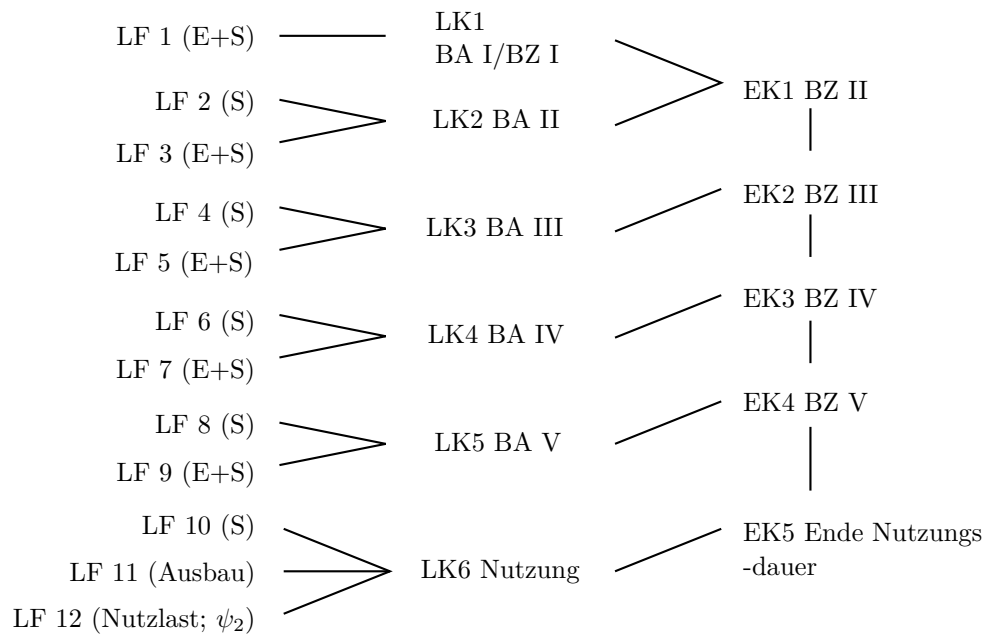


Abbildung 5.21: Ablaufschema der Generierung der Ergebniskombination (EK) des zeitlich versetzten Lastauftrags zum Ende der Nutzungsdauer

Unterschiede auf (vgl. Abb. 5.22). Im Allgemeinen nehmen die Verformungen bei beiden Betrachtungsweisen über die Gebäudehöhe zu, sodass zunächst ein geringer Einfluss auf die Rissbreiten bei Berücksichtigung der Bauzustände zu vermuten ist.

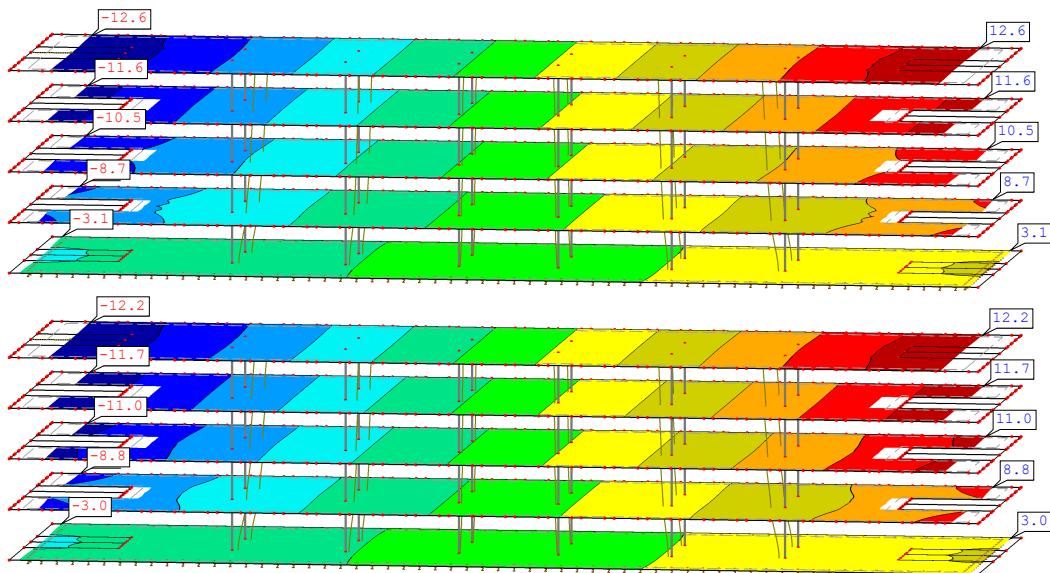


Abbildung 5.22: Verformungen  $u_x$  der horizontalen Bauteile des Tragwerkmodell mit 49% Lochanteil der Außenwände nach linearer Berechnung in [mm];  
**Oben:** Zeitgleicher Lastauftrag; **Unten:** Zeitlich versetzter Lastauftrag

Entgegen dieser Vermutung lässt sich unter Zuhilfenahme des Verformungsbildes des Tragwerkmodells im BZ V: „Ende der Rohbauphase“ ein deutlicher Unterschied zu den vorherigen Beobachtungen erkennen (vgl. Abb. 5.23). Die Verformungen  $u_x$  steigen nicht wie zuvor über die Gebäudehöhe an, sondern ihr Maximum befindet sich in der mittleren Deckenplatte E1. Es bildet sich eine Art Sanduhrform der horizontalen Gebäudeverformung aus, welche auf das zeitlich versetzte Schwinden zurückzuführen ist.

Allein infolge des Bauablaufs müsste die Bodenplatte die größte Verformung aufweisen, da diese am längsten schwindet. Allerdings fallen die Längenänderungen kleiner als die der Decke E0 aus, denn ihr erwartetes Endschwindmaß nach 70 Jahren ist am geringsten. Aufgrund des Einflusses der Steifigkeit des Gebäudes wird nur ein geringerer Teil des Schwindmaßes der Decke E0 in Verformung umgesetzt, sodass sich  $u_{x,max}$  nicht in der Decke E0 sondern in der darüberliegenden Etage E1 ausbildet.

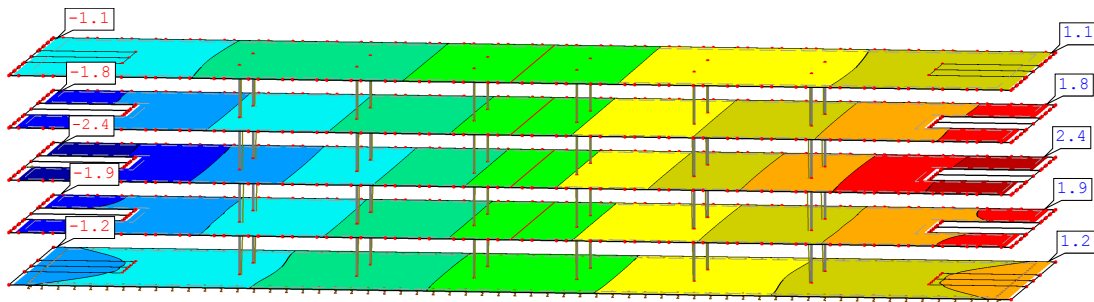


Abbildung 5.23: Verformungen  $u_x$  der horizontalen Bauteile des Tragwerkmodell mit 49% Lochanteil der Außenwände nach linearer Berechnung am Ende der Rohbauphase (BZ V) in [mm]

In diesem Fall ist davon auszugehen, dass sich der Einfluss der Bauzustandsbetrachtungen aufgrund der kurzen Bauabschnitte von 20 Tagen je Ebene nicht am Ende der Nutzungsdauer widerspiegelt. Die kurze Bautaktung führt im Vergleich zum Gesamtschwindmaß nur zu geringen Anteilen der Schwinddehnungen während der Bauzeit. Lediglich etwa 25% des Schwindmaßes nach 70 Jahren der Decke E0 wird am Ende der Rohbauphase erreicht (vgl. Tabelle A.1 Anhang A.3). Folglich lässt sich vermuten, dass in diesem Fall die Abweichungen der Rissbreiten bei zeitgleichem sowie zeitlich versetztem Lastauftrag gering ausfallen.

Anders sollte es sich bei größeren Bauprojekten verhalten, welche längere Zeiten zwischen den einzelnen Bauabschnitten besitzen. In solchen Fällen ist von einem höheren Einfluss bei der Bauzustandsbetrachtung aufgrund des starken Anstieges der Schwindänderungen innerhalb der ersten Jahre auszugehen (vgl. Abb. 2.4). Die höheren Schwindänderungen zwischen den Betonierphasen verursachen eine Annäherung der horizontalen Gesamtverformung der Decken



zum Ende der Nutzungsphase unter linearer Berechnung an die Sanduhrform. Demzufolge ist eine Verschiebung der maximalen Zwangsspannungen sowie Rissbreiten in höhere Etagen zu erwarten.

### 5.6.4 Größe der indirekten Einwirkungen

Wie bereits in Abschnitt 5.2.4 erwähnt, sollen die Auswirkungen einer Änderung der Größe der Zwangsverformungen auf die Rissbreiten untersucht werden. Dies erfolgt stellvertretend für das Schwindmaß mittels Variation der Zementklasse an der Modellvariante „Stützen“ mit rechteckigem Grundriss.

Dafür wurden zunächst die in Abschnitt 5.5 aufgestellten Schwindmaße entsprechend der Zementklassen S (niedrige Anfangsfestigkeit) sowie R (höhere Anfangsfestigkeit) angepasst und können folgender Tabelle 5.7 entnommen werden. Nach Anpassung der Systeme wurden die Rissbreiten der rechteckigen Decken der einzelnen Variationen der Zementklassen miteinander verglichen und mithilfe der Tabelle 5.8 ausgewertet. Dabei wurden die rechnerischen maximalen Rissweiten an der Plattenober- sowie -unterseite der Decken E0 und E1 betrachtet. Im Speziellen wurden hierbei die Rissbreiten im ersten sowie mittleren Feld, wie auch an der ersten und dritten Stützenreihe untersucht, um Aussagen über die Zuwächse oder Abnahmen dieser treffen zu können.

Tabelle 5.7: Größe der Schwindmaße je nach Bauteil und Zementklasse

Bauteil	Schwindmaß $\varepsilon_{cs}$ in [%]		
	CEM S	CEM N	CEM R
Decken	-0,340	-0,410	-0,550
Bodenplatten	-0,088	-0,097	-0,115
Wände	-0,330	-0,400	-0,540

Bei genauerer Betrachtung lässt sich die Tendenz erkennen, dass sich eine Änderung der Zementklasse und damit des Schwindmaßes stärker im Bereich der Plattenmitte auswirkt als in der Nähe der Kerne. Je nach Decke können Unterschiede von bis zu 100 % der Rissbreiten, welche sich unter normal erhärtenden Zement ausbilden, auftreten. Im Mittel liegen diese Änderungen bei etwa 53 % für den Bereich der Plattenmitte sowie bei etwa 18 % um die Kerne.

Tabelle 5.8: Vergleich der Rissweiten und ihrer prozentualen Änderung auf der Plattenober- sowie Unterseite der Decken E0 und E1 des rechteckigen Grundrisses des Stützenmodells

<b>Decke E0</b>					
<b>Rissbreiten <math>w_{k,oben}</math> [mm]</b>			<b>Rissbreiten <math>w_{k,unten}</math> [mm]</b>		
CEM S	CEM N	CEM R	CEM S	CEM N	CEM R
0,562	0,643	0,702	0,568	0,646	0,695
-13 %	←	→	+9 %	-12 %	← → +7 %
Stützenreihe 1			Feld 1		
0,404	0,557	0,703	0,163	0,328	0,515
-27 %	←	→	+26 %	-50 %	← → +57 %
Stützenreihe 3			Feld 4		
<b>Decke E1</b>					
<b>Rissbreiten <math>w_{k,oben}</math></b>			<b>Rissbreiten <math>w_{k,unten}</math></b>		
CEM S	CEM N	CEM R	CEM S	CEM N	CEM R
0,319	0,432	0,562	0,383	0,475	0,605
-26 %	←	→	+30 %	-20 %	← → +27 %
Stützenreihe 1			Feld 1		
0,074	0,169	0,338	0,067	0,129	0,334
-56 %	←	→	+100 %	-50 %	← → +59 %
Stützenreihe 3			Feld 4		

Im Allgemeinen fallen bei diesem Tragwerksmodell die zu erwartenden Rissweiten im Kernbereich aufgrund der vorliegenden Spannungskonzentration größer aus. Generell gilt bei der Rissbildung, dass sich Risse zunächst mehr verteilen bevor die Rissbreiten anwachsen (vgl. Abschn. 3.2: „Rissbildungsprozess“). Vor diesem Hintergrund macht es Sinn, dass

in den Bereichen mit bereits größeren Rissweiten bei steigender Schwindbelastung eher eine Verteilung der Risse stattfindet als eine Zunahme der Breiten. Dies bestätigen auch die Rissbilder der Decken E0 sowie E1 in den Abbildungen A.14 bis A.17 im Anhang A.4, welche eine Verbreiterung der Rissverteilungen mit wachsendem Schwindmaß zeigen.

Diese Ergebnisse stellen nur eine grobe Einordnung dar. Generell ist es nicht möglich, pauschale Aussagen über die Höhe der Auswirkungen bei Änderung des Schwindmaßes zu treffen. Auf die Darstellung der Ergebnisse der L-förmigen Decken an dieser Stelle verzichtet, da diese größtenteils ähnlich zu der Auswertung der rechteckigen Decken ausfallen.

### 5.6.5 Überprüfung der Rissbreitenbegrenzung

Abschließend soll überprüft werden, ob die Deckenbereiche mit überschrittenen Rissweiten ( $w_k > 0,4\text{ mm}$ ) der Tragwerksmodelle mit rechteckigem sowie L-förmigem Grundriss unter einer ermittelten Mindestbewehrung für den späten Zwang nach EC2-1-1 [6] ihren Grenzwert  $w_{max}$  einhalten. Dafür wurde die Mindestbewehrung analog dem Beispiel 4.2.2.2 bestimmt. Bei einer angenommenen effektiven Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  von  $3,0\text{ N/mm}^2$  ermittelt sich die erforderliche Mindestbewehrungsmenge der Decken für Stäbe mit dem Durchmesser  $\phi = 12\text{ mm}$  zu  $A_{s,min} = 10,4\text{ cm}^2/\text{m}$  je Bewehrungslage. Um diesen Betrag abzudecken wurden  $\phi = 12|10$  Stäbe entsprechend  $A_{s,vorh} = 11,31\text{ cm}^2/\text{m}$  gewählt. Die Ermittlung der Bewehrungsmengen ist dem Anhang A.1 zu entnehmen.

Die Ergebnisse der Überprüfung mit angepassten Bewehrungsmengen zeigen in der Mehrheit für beide Tragwerksmodelle einschließlich ihrer Außenwandvarianten eine Einhaltung der Rissbreiten bei den normal erhärtenden Zementen. Lediglich beim System mit dem geringsten Lochanteil der Außenwände an der Oberseite der Decke E0 sowie bei allen Modellen unter Verwendung schnell erhärtender Zemente der Klasse R überschreiten die rechnerischen Rissweiten  $w_k$  dennoch den Grenzwert  $w_{max}$  von  $0,4\text{ mm}$ . Eine Auswahl der überprüften Modelle einschließlich ihrer maximalen rechnerischen Rissweiten  $w_{k,max}$  ist in Tabelle 5.9 dargestellt. Überhöhte Rissweiten, welche sich an Singularitätsstellen wie z.B. an den Plattenrändern infolge der Außenwandmodellierung einstellen, wurden ausgenommen.

Tabelle 5.9: Auswahl der maximalen Rissweiten  $w_{k,max}$  der rechteckigen Deckenplatten mit Mindestbewehrungsmenge nach EC2-1-1 [6] für den späten Zwang

Modellvariante	Zement- klasse	Decke	maximale Rissweiten $w_{k,max}$ [mm]
30% Lochanteil	CEM N	E0 Oberseite	<b>0,410</b>
		E0 Unterseite	0,378
		E1 Oberseite	0,291
		E1 Unterseite	0,293
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,463</b>
		E0 Unterseite	<b>0,439</b>
		E1 Oberseite	0,387
		E1 Unterseite	0,384
49% Lochanteil	CEM N	E0 Oberseite	0,388
		E0 Unterseite	0,383
		E1 Oberseite	0,289
		E1 Unterseite	0,294
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,475</b>
		E0 Unterseite	<b>0,438</b>
		E1 Oberseite	0,389
		E1 Unterseite	0,381
Stützen	CEM N	E0 Oberseite	0,400
		E0 Unterseite	0,385
		E1 Oberseite	0,291
		E1 Unterseite	0,299
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,463</b>
		E0 Unterseite	<b>0,439</b>
		E1 Oberseite	0,387
		E1 Unterseite	0,384

Bei näherer Betrachtung der Tabelle 5.9 ist zu sehen, dass die Abweichungen der Rissweiten vom Grenzwert im Bereich von  $< 0,1$  mm liegen. Nach dem DBV-MERKLATT zum Thema „Begrenzung von Rissbildung“ [9] können selbst bei Einhaltung der Konstruktions- und Bemessungsregeln des EC2-1-1 [6] vereinzelt Risse auftreten, welche Rissweiten von um 0,1 mm oder 0,2 mm größer als die Rechenwerte aufweisen. Dies soll zusätzlich durch die Abbildung 5.24 verdeutlicht werden, welche die Abweichungen zwischen der rechnerischen Rissweite  $w_k$  und den im Laborversuch an Bauteilen gemessenen Rissbreiten als 95 %-Quantilwert  $w_{0,95}$  zeigt. Zudem beruht die Berechnung von auftretenden Zwangsspannungen auf vielen Annahmen, wie z.B. der Wahl der Eingangsgrößen zur Berechnung der Schwindmaße. Bei nur geringfügiger Änderung einiger Annahmen folgt stets auch eine Änderung der Ergebniswerte, sodass die Größen der berechneten Rissweiten nicht als feste Werte betrachtet werden sollten, sondern viel mehr immer in Abhängigkeit der gewählten Parameter zu hinterfragen sind.

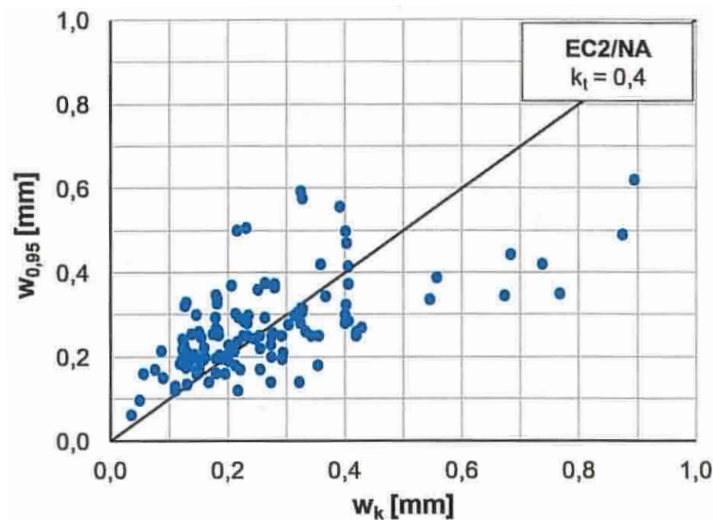


Abbildung 5.24: Vergleich der Werte der rechnerischen Rissweite  $w_k$  nach EC2-1-1 und den in Laborversuchen 95 %-Quantilwert  $w_{0,95}$  von gemessenen Rissweiten, aus [9]

Des Weiteren stellt sich die Frage, ob um 0,1 mm erhöhte rechnerische Rissbreiten, die unter Schwindbelastung innerhalb von 70 Jahren im Innenbereich auftreten, als problematisch angesehen werden müssen. Wie bereits an anderer Stelle erläutert (vgl. Kap. 4), dient der Grenzwert der rechnerischen Rissbreite  $w_{max}$  von 0,4 mm für X0 und XC1 lediglich der Einhaltung einer gewissen Ästhetik. Dieser hat keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit, inklusive der Bewehrungskorrosion. Zudem ist es vorstellbar, dass nach einer Nutzungsdauer von 70 Jahren durch auftretende Renovierungsmaßnahmen etwaige Risse immer wieder verdeckt bzw. verschlossen werden, sodass diese erhöhten Rissweiten nicht sichtbar werden.

Generell sei anzumerken, dass der Grenzwert von 0,4 mm im Innenbereich durchaus Diskussionen erlaubt. Gerade Decken des Innenbereichs werden häufig während des Ausbaus verkleidet. Zum einen an ihrer Oberseite durch den Fußbodenaufbau inklusive Estrich sowie zum anderen an ihrer Unterseite durch eine Abhangdecke, sodass erhöhte Rissweiten den Nutzer nicht stören oder verunsichern könnten. Anders verhält es sich bei Sichtbeton in Innenbauteilen, wo eine Einhaltung der Grenzwerte nachvollziehbar ist. An dieser Stelle werden auf individuelle Absprachen mit dem Bauherrn verwiesen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass aufgrund der vorangestellten Punkte eine Erhöhung der Bewehrungsmenge nicht zwingend erforderlich ist.

Einen weiteren Aspekt dieser Bewertung verdeutlichen die Werte der maximalen Rissbreiten von unter 0,3 mm aus Tabelle 5.9, welche aufgrund der ausgelegten Bewehrungsmenge für den späten Zwang zu erwarten sind. Sie zeigen die Möglichkeit auf, eine auf das Tragwerk angepasste Bewehrungsmenge zu wählen, welche nicht nur für den frühen oder späten Zwang ausgelegt wird, sondern auch Werte zwischen diesen beiden annehmen kann. Die Wahl der Stahlmenge könnte so mithilfe eines iterativen Prozesses durch stetige Anpassung erfolgen. Dabei ist auf etwaige Streuungen Rücksicht zu nehmen.

Eine vollständige Auflistung sämtlicher untersuchter Tragwerke, einschließlich des L-förmigen Modells ist im Anhang A.5 zu finden.

### 5.7 Auswirkungen von Temperaturänderungen

Die Betrachtung der überlagerten Zwangsbeanspruchungen aus Temperaturänderungen und Schwindbelastung erfolgte für den Zeitpunkt am Ende der Rohbaumaßnahme, welcher mit einem Jahr angenommen wurde. Untersucht wurde das Tragwerksmodell mit rechteckigem Grundriss und Außenwandvariante mit 49% Lochanteil.

Im Vorfeld der Berechnungen wurde ein generelles Ansteigen der Rissweiten vermutet, da die Gesamtbelastung aus Temperatur und Schwinden als äquivalente Längenänderung den zu erwartenden Wert des Schwindmaßes nach 70 Jahren übersteigt (vgl. Belastung der Decken:  $\varepsilon_{cs}(28 \text{ d}, 70 \text{ a}) = -0,41 \text{ ‰} < \varepsilon_{cs+T}(28 \text{ d}, 365 \text{ d}) = -0,57 \text{ ‰}$ ). Entgegen dieser Erwartung fand eine Reduzierung der rechnerischen Rissweiten  $w_k$  der Deckenplatten statt. Zu sehen ist dies in Abbildung 5.25, welche den direkten Vergleich der Rissweiten an den

Plattenoberseiten der Decken E0 unter alleiniger Schwindbelastung sowie in Kombination mit einer Temperaturänderung zeigt.

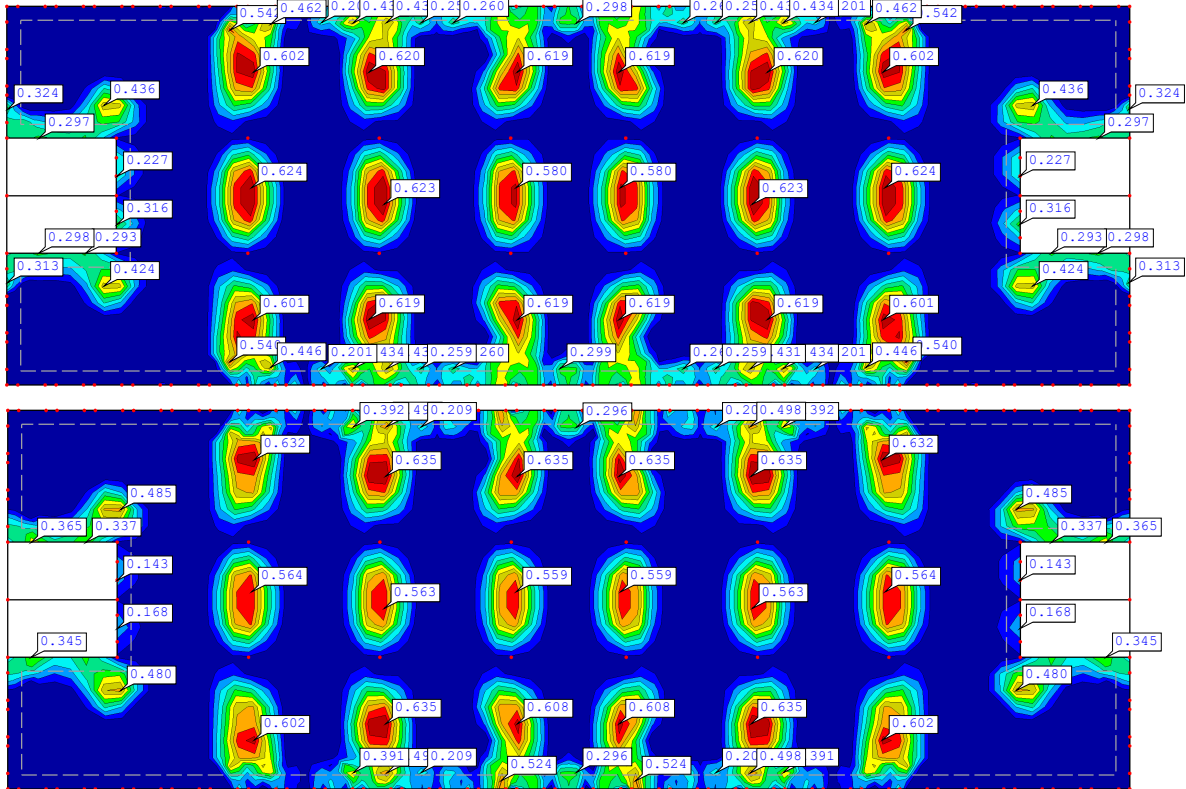


Abbildung 5.25: Vergleich der Werte der rechnerischen Rissweiten  $w_{k,oben}$  an den Plattenoberseiten der Decken E0 in [mm]

**Oben:** Unter Schwindbelastung nach 70 Jahren; **Unten:** Unter Schwind- und Temperaturbelastung nach einem Jahr

Zunächst wurde die Vermutung aufgestellt, dass unter zusätzlicher Temperaturbeanspruchung die Dehnungsdifferenz zwischen der Bodenplatte und der Decke E0 geringer ausfällt, sodass weniger Behinderung der Deckenverformung durch die Bodenplatte vorliegt. Der Vergleich zeigt jedoch eine größere Dehnungsdifferenz (vgl.  $\Delta\varepsilon_{cs+T}(1\text{ a}) = -0,323\text{‰} > \Delta\varepsilon_{cs}(70\text{ a}) = -0,313\text{‰}$ ).

Des Weiteren wurde untersucht, ob die Dehnungen der Bodenplatte unter ihrem Schwindmaß liegen, sodass sich die Behinderung der Deckenverformung ändert. Der Vergleich der Plattendehnungen beider Betrachtungszeitpunkte im Bezug zum jeweiligen Schwindmaß liefert jedoch keine Erklärung. Beide Anteile liegen über 100 %, sodass sich keine unterschiedlichen Systemsteifigkeiten ergeben müssten.

Eine Überprüfung der Anteile für die Decke E0 bestätigt die Rissweitenergebnisse. Unter Temperatur- und Schwindbeanspruchung wird 82 % des Schwindmaßes in Verformung umgewandelt, im Vergleich unter alleiniger Schwindbeanspruchung sind dies 73 %. Damit bauen sich nach 70 Jahren mehr Zwangsspannungen in der Decke E0 auf und es kommt zu größeren rechnerischen Rissbreiten  $w_k$ .

Eine eindeutige Erklärung für die geringeren Rissweiten unter höherer Beanspruchung durch Schwindbelastung in Kombination mit Temperaturänderungen konnte nicht gefunden werden.

### 5.8 Berücksichtigung des Kriechverhaltens von Beton

Das Kriechen wie auch das Schwinden bezeichnet ein zeitabhängiges Verformungsverhalten von Beton. Im Gegensatz zum Schwinden ist das Kriechen lastabhängig und kann bei andauernder Druckbeanspruchung im Beton beobachtet werden. Unter dieser Belastung kommt es zur Verformung infolge von Wasserumlagerungen (Grundkriechen) und kann gegebenenfalls in Kombination mit einer Verdunstung (Trocknungskriechen) auftreten. Daher haben das Belastungsalter sowie die Umgebungsluftfeuchte einen wesentlichen Einfluss auf das Kriechverhalten. [16]

Im Allgemeinen baut Betonkriechen Zwangsspannungen ab, da es zu einer Reduzierung der Bauteilsteifigkeit führt [7, S.512f]. Folglich müssten auch die Rissbreiten unter Kriecheinfluss abnehmen. Um den alleinigen Einfluss des Schwindverhaltens von Beton auf die Zwangsspannungen zu prüfen, wurde das Kriechen in den vorangestellten Untersuchungen außen vorgegessen und nicht näher betrachtet. Zudem ist die Thematik des Kriechens ebenso komplex wie die des Schwindens. Um eine ungefähre Abschätzung zu erhalten, soll daher im Folgenden nur beispielhaft das Kriechverhalten für das Tragwerksmodell mit rechteckigem Grundriss und Außenwänden mit 49 % Lochanteil betrachtet werden.

Nach EC2-1-1, Abschnitt 7.2 (3) [6] darf von einem linearen Kriechverhalten ausgegangen werden, wenn die Betondruckspannungen unter quasi-ständiger Einwirkung einen Wert von  $0,45f_{ck} = 13,5 \text{ N/mm}^2$  nicht übersteigen. Andernfalls müssen die Einflüsse aus nichtlinearem Kriechen berücksichtigt werden. Da dieser Grenzwert für das vorliegende Modell erfüllt ist, wird die Berechnung vereinfacht auf Grundlage der Theorie des linearen Kriechverhaltens geführt. Dies sieht eine Abminderung des mittleren Beton E-Moduls  $E_{cm}$  mithilfe der



Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  vor. Der effektive E-Modul von Beton  $E_{c,eff}$  bestimmt sich so zu

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1,0 + \varphi(t, t_0)}$$

mit

$t$  = Betonalter zum untersuchten Zeitpunkt,

$t_0$  = Betonalter zu Belastungsbeginn

Die Kriechzahl von Beton ist dabei wie auch das Schwinden abhängig von der wirksamen Querschnittsdicke  $h_0$ , der Zementklasse sowie der relativen Umgebungsluftfeuchte  $RH$ . Bestimmt wurde ein mittlerer Kriechmodul  $\varphi_m(t, t_0)$  für die Decken sowie die Bodenplatte in Abhängigkeit der Zeitpunkte der auftretenden Belastungen. Für die Wände wurde die mittlere Kriechzahl  $\varphi_m$  der Decken übernommen, da von einer etwa gleichen Belastung durch Weiterleitung der Deckenlasten auszugehen ist. Im Folgenden wird die Berechnung der angenommenen mittleren Betonkriechzahl der Decken auf Grundlage der Kriechzahlermittlung nach EC2-1-1 [6] anschaulich dargestellt. Die Ermittlung der Kriechzahl für die Bodenplatte erfolgt analog.

Für die 30 cm starken Deckenplatten sind die Kriechzahlen nach Bauabläufen geordnet der Tabelle 5.10 zu entnehmen. Es gelten dieselben Annahmen der erforderlichen Parameter wie auch bei der Schwindmaßermittlung (vgl. Abschnitt 5.5).

Tabelle 5.10: Ermittelte Kriechzahlen  $\varphi(70 \text{ a}, t_0)$  für verschiedene Belastungen nach EC2-1-1, Abschnitt 3.1.4 [6]

Annahmen Bauabläufe	Lastfälle	Kriechzahlen $\varphi(70 \text{ a}, t_0)$ [-]
Ausschalen nach 7 Tagen	Eigengewicht $g_E = 7,5 \text{ kN/m}^2$	2,88
Ausbau nach 90 Tagen	Ausbaulast $g_A = 1,5 \text{ kN/m}^2$	1,77
Nutzlast nach 180 Tagen	Nutzlast $q_N = 3,0 \text{ kN/m}^2$	1,74

Die mittlere Kriechzahl  $\varphi_m$  bestimmt sich unter quasi-ständiger Belastung zu

$$\begin{aligned}\varphi_m &= \frac{7,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,88 + 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,77 + 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,74}{7,5 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2} \\ &= 2,61\end{aligned}\tag{5.2}$$

Sämtliche angenommenen mittleren Kriechzahlen  $\varphi_m$  der verschiedenen Bauteile sind der folgenden Tabelle 5.11 zu entnehmen.

Tabelle 5.11: Mittlere Kriechzahlen  $\varphi_m(70 \text{ a}, t_0)$  nach Bauteilen sortiert

Bauteile	Decken	Wände	BPL
mittlere Kriechzahl $\varphi_m$ [-]	2,61	2,61	1,87

Das Kriechen wird innerhalb der nichtlinearen Berechnung mittels des RFEM Beton-Flächenmoduls über eine Verzerrung der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons im Druckbereich mit dem Faktor  $(1 + \varphi_m)$  berücksichtigt. Diese Vorgehensweise bietet nur eine Näherung der Verformungen unter wirklichem Kriechverhalten, da die Spannungsabnahme infolge von Relaxation sowie das nichtlineare Kriechen nicht abgebildet werden können. Die Verformungen fallen laut RFEM-MODULHANDBUCH [25] etwas höher aus als in Wirklichkeit.

Die Auswertung des Modells mit rechteckigen Grundriss bestätigt die zuvor aufgestellte Vermutung der generellen Abnahme der rechnerischen Rissweiten  $w_k$  an Plattenober- sowie -unterseite der Geschossdecken. Für die Decke E1 liegen diese sogar unter dem Grenzwert von 0,4 mm, sodass nach dieser Betrachtung die ermittelte Mindestbewehrung für den frühen Zwang nach EC2-1-1 [6] als ausreichend angenommen werden kann. Dies soll im Folgenden die Abbildung 5.26 verdeutlichen, welche die Rissweiten an der Plattenunterseite  $w_{k,unten}$  der Decke E1 bei alleiniger Berücksichtigung des Schwindverhaltens sowie die des Schwind- und Kriechverhaltens in Kombination vergleicht. Die Ergebnisse können als Folge einer geringeren Verformungsbehinderung der Decken angesehen werden, welche sich durch die Reduktion der Kernsteifigkeit aufgrund des Kriechens der Kerne ergibt. Gleichzeitig kann dadurch ein größerer Anteil des Schwindmaßes in Verformung übergehen und führt nicht zum Aufbau

von Zwangsspannungen. Die Ergebnisse der Plattenoberseite der Decke E1 sowie gesamt für die Decke E0 sind dem Anhang A.6 zu entnehmen.

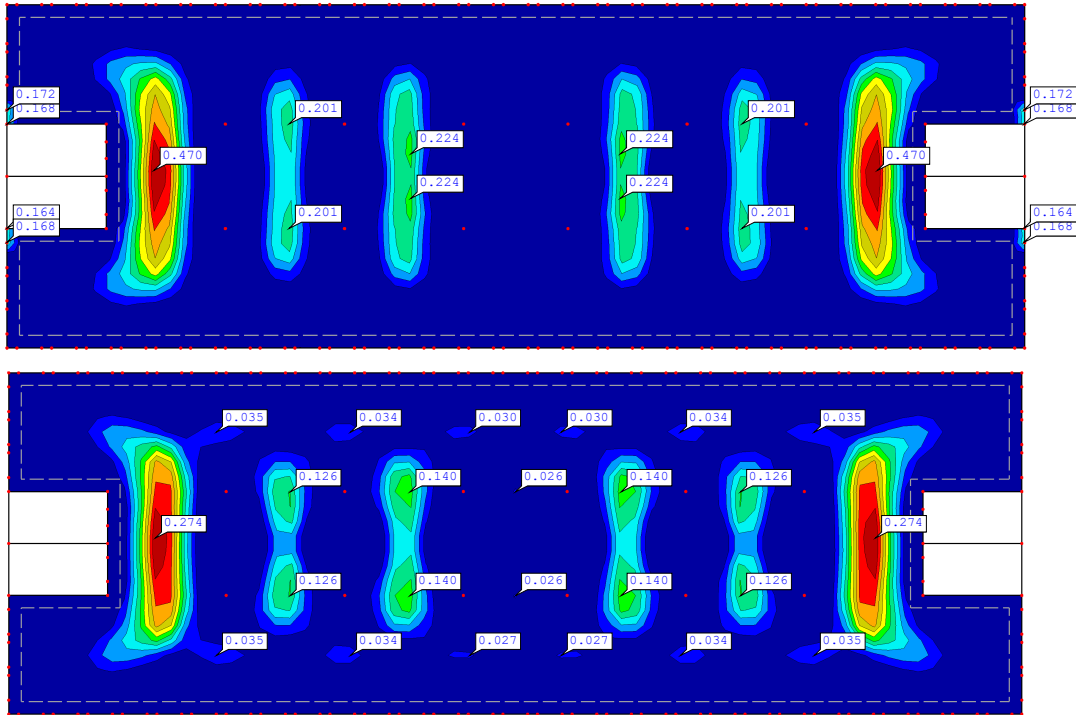


Abbildung 5.26: Vergleich der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E1 in [mm];

**Oben:** Unter Schwindeinfluss; **Unten:** Unter Schwind- und Kriecheinfluss

Anmerkend sei hier gesagt, dass eine Untersuchung des nichtlinearen Kriechverhaltens durchaus interessant wäre, da sonst der Einfluss der Bewehrung auf die Kriechverformungen sowie die Auswirkungen der Rissbildung nicht berücksichtigt werden. Auf der einen Seite führen Rissbildungen im Beton zur Reduktion von Steifigkeiten und damit von Zwangsspannungen, aber auf der anderen Seite weisen gerissene Bauteile auch weniger Kriechverformungen auf. Letzterer Punkt führt weniger zum Abbau von Zwangsschnittgrößen bzw. Umlagerungen bei Systemwechseln. Mithilfe einer solchen Betrachtung könnte genauer untersucht werden, wie groß der Einfluss der einzelnen Faktoren in Beziehung zueinander ausfällt.

Wie bereits erwähnt, führt die Berücksichtigung des Kriechens innerhalb des RFEM zu einer leichten Überschätzung der Verformungen. In Folge dessen müsste von einem zu großen Abbau der Zwangsspannungen und damit verminderten Rissweiten auszugehen sein. [7, S.512f]

Aufgrund zuvor genannter Aspekte sind daher die vorgestellten Ergebnisse nur unter Vorbehalt zu sehen und bedürfen einer genaueren Betrachtung.

## 5.9 Diskussion der Ergebnisse

Im Folgenden werden in knapper Form die aufgestellten Ergebnisse der Rissbreitenuntersuchungen der nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung aller Vertikallasten sowie Zwangsbeanspruchungen zusammengefasst.

### 5.9.1 Modellbildung

#### Tragwerksmodellierung

Die Abbildung des Tragwerks erwies sich im Allgemeinen als relativ problemlos. Ein besonderer Augenmerk musste auf die Modellierung der Lagerungsbedingungen gelegt werden, um diese möglichst realitätsnah zu erfassen. Dies gelang in zufriedenstellender Weise über flächig auf die Bodenplatte angesetzte Federn. Mögliche Verzahnungen mit dem Baugrund sollten, falls vorhanden, näher untersucht und gegebenenfalls berücksichtigt werden.

#### Lastannahmen

Bei der Abschätzung der geeigneten Lastannahmen wurde ein erhöhter Einfluss des Einwirkungsverhältnisses der Bodenplatte zu den restlichen Deckenebenen festgestellt. Dieser wirkt sich auf die Verformungsbehinderung der Deckenplatten derart aus, dass größere Änderungen der Zwangsspannungen beobachtet werden konnten. Aufgrund dessen sollte bei einer Betrachtung der Decken das Schwindmaß der Bodenplatte ausreichend genau abgeschätzt werden und auf der sicheren Seite liegend nicht zu hoch angesetzt werden.

#### Tragwerksgeometrien

Es zeigte sich, dass Bereiche mit hoher Steifigkeit ein Indiz für erhöhte Zwangsspannungen darstellen (vgl. Kernbereiche). Des Weiteren bieten Orte hoher Spannungskonzentrationen infolge von Verengungen ein gesteigertes Risspotential (vgl. einspringende Ecke).

## 5.9.2 Parameterstudie

### Steifigkeit des Tragwerks

Die Untersuchungen haben die rissbreitenmindernde Wirkung durch Steifigkeitsverlust mit steigender Gebäudehöhe verdeutlicht. Dieser Einfluss verhindert den Aufbau von Spannungen infolge des späten Zwangs in den oberen Tragwerksetagen, sodass geringere Rissweiten zu erwarten sind.

Der Einfluss der Außenwandsteifigkeit auf die Größe der zu erwartenden Rissweiten konnte in den Deckenebenen unter größeren Zwangsbeanspruchungen festgestellt werden.

### Plattenlänge

Die Auswirkungen einer Änderung der Plattenlänge auf die Größe von Rissbreiten konnte bestätigt werden. Eine erhöhte Plattenlänge führt zum Anstieg der Zwangsspannungen.

### Bauablauf

Aufgrund fehlender Möglichkeiten einer nichtlinearen Berechnung in Kombination mit dem zeitlich versetzten Lastauftrag konnten keine gesicherten Ergebnisse angestellt werden. Abschätzungen einer linearen Berechnung haben bei dem untersuchten Tragwerksmodell einen geringeren Einfluss des Bauablaufs aufgrund der kurzen Betonierabschnitte gezeigt. Dennoch wird dieser Parameter bei Verlängerung der Bauabschnitte als bedeutend bewertet, da innerhalb der ersten zwei Jahren ab Schwindbeginn ein Großteil des Betonschwindens erfolgt. Weitere lineare Untersuchungen der Verformungen bei größeren Bauabschnitten könnte zu einer besseren Einschätzung dieses Einflusses führen.

### Größe der indirekten Einwirkungen

Die Untersuchung hat gezeigt, dass eine Änderung des Schwindmaßes zu zum Teil größeren Rissbreitenänderungen geführt hat. Vor allem Bereiche mit geringen Rissbreiten haben sich bei Erhöhung der indirekten Einwirkung stärker ausgeprägt. Pauschale Aussagen zu einer Größenordnung der Rissbreitenänderung für einzelne Bauteile können nicht getroffen werden, da diese stark systemabhängig sind.

## **Überprüfung der Grenzwerte der rechnerischen Rissbreiten**

Die Auswertung hat ergeben, dass überschrittene Rissbreitenwerte im Allgemeinen ihren Grenzwert nach einer Anpassung der Mindestbewehrungsmengen für den späten Zwang nach dem pauschalen Ansatz des EC2-1-1 [6] einhalten.

## **Temperaturänderungen**

Die Untersuchung des Lastfalls der Temperaturänderung in Kombination mit einer Schwindbelastung zum Ende der Rohbauphase zeigte bislang unerklärliche Ergebnisse. Es traten geringere Rissweiten bei höherer Belastung auf. Es sind weitere Analysen erforderlich, um eindeutigere Ergebnisse zu erhalten.

## **Kriechen**

Die Berücksichtigung des linearen Kriecheinflusses zeigte eine Reduzierung der Rissweiten infolge von Steifigkeitsabbaus innerhalb des Tragsystems. Ohne weitere Untersuchungen ist dennoch aufgrund der Vereinfachungen innerhalb der Berechnung von einer Überschätzung der Verformungen und damit zu geringen Rissbreiten auszugehen.

## **Gesamteinschätzung**

Der vermutlich bedeutendste Aspekt der Rissbreitenbegrenzung bei nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung von indirekten Einwirkungen stellt die Abbildung der wirklichkeitsnahen Steifigkeiten des Gebäudes dar. Dies bildet die Grundvoraussetzung für eine zufriedenstellende Abschätzung der zu erwartenden Rissweiten.

Des Weiteren sind die Annahmen zur Größe der einwirkenden Parameter vor allem zum Verhältnis zwischen Bodenplatte und Decken für Bemessung letzter entscheidend. Diese beeinflussen die Verformungsbehinderung der Decken in größerer Art und Weise.

Außerdem sollte der Einfluss der Bauzustandsbetrachtungen aufgrund der angestellten Ergebnisse nicht unterschätzt werden, dieser erfordert vielmehr weitere Überprüfungen.

## 7 Zusammenfassung

In der Vergangenheit waren dem Ingenieur bei einer wirklichkeitsnahen Abbildung des nichtlinearen Schnittgrößen-Verformungs-Verhaltens von Stahlbeton Grenzen gesetzt. Diese ergaben sich vor allem aufgrund von nicht vorhandener Rechenleistung sowie nicht weit genug fortgeschrittener Programmentwicklung. Vor diesem Hintergrund wurde sich zunächst mit der Ausführung von zwangsmindernden Fugen in Hochbaukonstruktionen beholfen. Später entstanden Bemessungsverfahren, um dennoch eine zur Begrenzung der Rissbreiten erforderliche Mindestbewehrungsmenge unter Zwangsbeanspruchungen festzulegen. Der EC2-1-1 liefert in Abschn. 7.3.2 [6] mittels des pauschalen Ansatzes dem Ingenieur ein Werkzeug, um schnell und simpel zum vermeintlichen Ziel zu kommen. Nach Jahren der Anwendung hat sich jedoch aufgrund von unplanmäßigen Rissentstehungen gezeigt, dass immer mehr Unsicherheiten bei der Abschätzung des Zeitpunktes der Rissbildung bzw. der anzusetzenden effektiven Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  auftreten.

Daher erscheint es nachvollziehbar, im Hinblick auf die Entwicklungen der Rechenleistungen sowie Computersimulationen der letzten Jahre andere Bemessungsmethoden der Rissbreitenbegrenzung zu erforschen. Heutzutage kann aufgrund von dreidimensionalen Tragwerksmodellierungen sowie Anwendung der FEM eine nichtlineare Berechnung von Tragwerken erfolgen. Mithilfe einer solchen nichtlinearen Betrachtung können wirklichkeitsnahe Spannungs- und Verformungs-Zustände infolge von direkten Lasten im GZG sowie indirekten des Zwangs abgebildet werden. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine an die vorhandenen Spannungen im Tragwerk angepasste Wahl der erforderlichen Mindestbewehrungsmengen zur Begrenzung der Rissbreiten.

Besonders bei großen Bauvorhaben mit langen Deckenplatten im Stahlbetonhochbau, bei denen zumeist ohnehin eine 3D-Modellierung erfolgt, ist es sinnvoll diese Methode zu nutzen.

Nicht verschwiegen werden darf jedoch das erhöhte tragwerksplanerische Maß an Verständnis bei der nichtlinearen Berechnung, welches dem einzelnen Ingenieur in Bezug auf den Lastabtrag im Gebäude bzw. das Verformungsverhalten unter Zwangsspannungen abverlangt wird. Die neuen Berechnungsmöglichkeiten werden dabei aufgrund der Rechenweise, aber auch aufgrund der großen Abhängigkeiten einzelner Faktoren zueinander zunehmend schwieriger nachzuvollziehen.

Die Untersuchung verschiedener Einflussparameter der Rissbreitenbegrenzung konnte zeigen, dass die wirklichkeitsnahe Steifigkeitsabbildung der Tragwerke eine entscheidende Voraussetzung für eine zuverlässige Rissbreitenabschätzung bildet. Besonders die rissbreitenmindernde Wirkung durch Steifigkeitsverlust mit zunehmender Gebäudehöhe ist hier nochmals zu nennen. Diese kann vor allem in oberen Etagen zu geringen Rissweiten infolge des späten Zwangs führen. Auch Annahmen zu Größen sowie Verhältnisse der indirekten Einwirkungen der einzelnen Bauteile untereinander sollten aufgrund der Auswirkungen auf die Steifigkeit mit Bedacht gewählt werden. Des Weiteren zeigte sich, dass der Einfluss gewisser Parameter nicht gänzlich abschätzbar ist (vgl. Abschn. 5.6.3: „Bauablauf“). An dieser Stelle sind dem Tragwerksplaner oftmals aktuell noch Grenzen im Bereich der Modellierung gesetzt.

Zudem soll nochmals darauf hingewiesen werden, dass der Wert der rechnerischen Rissweite  $w_k$  aufgrund der Rechenmethoden sowie der vielen Annahmen eine eigene Unschärfe besitzt und nicht als festgesetzt angesehen werden sollte. Hier bietet die Rissbreitenbegrenzung im Innenbereich mit dem geforderten Grenzwert  $w_{max}$  von 0,4 mm gewisse Spielräume. Es gebe die Möglichkeit konkret im Vorfeld Absprachen mit dem Bauherrn zu treffen, um sich vor auftretenden Schwankungen der Rissbreiten besser absichern zu können.

Abschließend konnte für das konkrete Bauvorhaben des [REDACTED] durch eine spezielle Betrachtung der Deckenplatten gezeigt werden, dass die nichtlineare Berechnung zur Rissbreitenbeschränkung eine Methode liefert, mithilfe derer konsequent Einsparungen von Bewehrungsstahl vorgenommen werden können. Die Auswertung der Bauwerksuntersuchung konnte dabei unter anderem die zwangsmindernde Wirkung des Steifigkeitsabfalls mit zunehmender Gebäudehöhe bestätigen, welches einen zentralen Punkt der Reduzierung der Bewehrungsmengen darstellt. Außerdem war es möglich konkrete Orte der Rissproblematik zu detektieren und auf die vorhandenen Zwangsspannungen angepasste Zulagen für diese zu ermitteln. Die gewählten Bewehrungsanordnungen sind gegebenenfalls im Weiteren durch eine Bauzustandsbetrachtung zu überprüfen.



Im Zukunft ist es durchaus vorstellbar, dieses Vorgehen auch auf andere Bauteile wie z.B. Wände auszuweiten. Auch die Untersuchung von Gründungsbauteilen bietet ein weiteres komplexes Forschungsfeld, welches in dieser Arbeit nicht behandelt werden konnte.

Generell stellt die Anwendung der nichtlinearen Berechnung zur Rissbreitenbegrenzung nicht nur eine Möglichkeit der Kosteneinsparung dar, sondern ist im Hinblick auf die Nachhaltigkeit gerade im Bauwesen in Betracht zu ziehen. Schließlich sollte heutzutage eine Reduzierung des Ressourcenverbrauches im Rahmen der Umsetzbarkeit stets im Vordergrund stehen.



# Literatur

- [1] J. TAFERNER, M. KEUSER und K. BERGMEISTER. „Integrale Konstruktionen aus Beton“. In: *Beton-Kalender 2009*. Ernst & Sohn, 2009. Kap. 10, S. 231–370.
- [2] H. FALKNER. „Fugenloser Stahlbeton.“ In: *Beton- und Stahlbetonbau* 79.7 (1984), S. 183–188.
- [3] M. FASTABEND u. a. „Fugenlose und fugenreduzierte Bauweise – Optimierung im Hochbau“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107.4 (2012), S. 225–235.
- [4] R. RYBICKI und F. PRIETZ. *Faustformeln und Faustwerte für Tragwerke im Hochbau: Geschossbauten, Konstruktionen, Hallen*. Werner Verlag, 2007.
- [5] A. MEIER. „Der späte Zwang als unterschätzter – aber maßgebender – Lastfall für die Bemessung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107.4 (2012), S. 216–224.
- [6] *DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2011.
- [7] K. ZILCH und G. ZEHETMAIER. *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Springer-Verlag, 2010.
- [8] O. WOMMELSDORFF. *Stahlbetonbau: Bemessung und Konstruktion. Grundlagen Biegebeanspruchte Bauteile. Teil 1*. Werner Verlag, 2009.
- [9] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V, Hrsg. *DBV-Merkblatt: Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau*. 2016.
- [10] H. GRUBE. „Die Schwindverformungen des Betons - Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung“. In: *beton* 12 (2003), S. 598–603.
- [11] V. MECHTCHERINE und M. GÖTZE. „Schwinden und Schrumpfen - lastunabhängige Verformungen“. In: *Betonverformungen beherrschen - Grundlage für schadensfreie Bauwerke*. KIT (Karlsruher Institut für Technologie), 2015.

- [12] *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang-Eurocode: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* 2013.
- [13] F. JACOBS und K. HERMANN. „Dauerhafte Bauwerke dank geringem Schwinden? (Teil 1)“. In: *Cementbulletin* 69.Heft 4 (2001).
- [14] R. PICKHARD und W. SCHÄFER. *Zement-Merkblatt B8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons.* Hrsg. von InformationsZentrum Beton GMBH. 2014.
- [15] *DIN EN 1991-1-5 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen.* 2010.
- [16] H. S. MÜLLER und U. WIENS. *Beton-Kalender 2018: Bautenschutz und Brandschutz.* Bd. 1. Ernst & Sohn, 2018. Kap. I Beton.
- [17] D. BOSOLD und A. GRÜNEWALD. *Zement-Merkblatt B18: Risse im Beton.* Hrsg. von InformationsZentrum Beton GMBH. 2014.
- [18] F. LEONHARDT. *Vorlesungen über Massivbau: Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit.* 2. Aufl. 1978.
- [19] F. LEONHARDT und E. MÖNNIG. *Vorlesungen über Massivbau: Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau.* 3. Aufl. 1984.
- [20] U. WITTEK, R. MEISWINKEL und C. LANG. *Beitrag zu nichtlinearen Dimensionierungskonzepten von Flächentragwerken aus Stahlbeton.* Hrsg. von Fachgebiet Baustatik UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN. 2000.
- [21] *DIN EN 1992-2/NA:2013-04 Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.* 2013.
- [22] F. FINGERLOOS. „Früher oder später Zwang - Kann man die Rissbreiten dabei zielsicher begrenzen?“ In: *Betonverformungen beherrschen - Grundlage für schadensfreie Bauwerke.* KIT (Karlsruher Institut für Technologie), 2015.
- [23] F. FINGERLOOS, J. HEGGER und K. ZILCH. *Kommentar zum Eurocode 2 für Deutschland.* Beuth Verlag, 2016.
- [24] *RFEM 5 Programmbeschreibung.* DLUBAL Software GmbH, 2016.
- [25] *RF-BETON Programmbeschreibung.* DLUBAL Software GmbH, 2018.
- [26] J. RUTH. „Bewegungsfugen: Notwendiges Übel oder verzichtbar?“ In: *Tagungsband zum 3. Informationstag des IKI der Bauhaus-Universität Weimar.* 1998.

- [27] G. LOHMEYER und K. EBELING. *Weißer Wannen einfach und sicher: Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Bauwerke aus Beton*. Verlag Bau und Technik, 2013.
- [28] F. FINGERLOOS und J. HEGGER. „Erläuterungen zur Änderung des deutschen Nationalen Anhangs zu Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12)“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111.1 (2016), S. 2–8.
- [29] *DIN EN 1990, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. 2010.
- [30] *DIN EN 1991-1:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke und Nationaler Anhang DIN EN 1991-1/NA:2010-12*. 2010.



# Anhang





# A Parameterstudie

## A.1 Ermittlung der Mindestbewehrungsmengen nach Eurocode 2 für die Decken der Tragwerksmodelle

### Eingangsgrößen:

Beton: C30/37  $\rightarrow f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ ;

$w_k = 0,4 \text{ mm}$ ;

$h = 30 \text{ cm} \rightarrow k = 0,8$ ;  $k_c = 1,0$

### Früher Zwang:

$$f_{ct,eff} = 0,65 \cdot 2,9 \text{ N/mm}^2 = 1,89 \text{ N/mm}^2$$

gewählt:  $\phi = 10 \text{ mm}$

nach Gl. (4.3):

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,4 \text{ mm} \cdot 1,89 \text{ N/mm}^2 \cdot 200\,000 \text{ N/mm}^2}{10 \text{ mm}}} = 301,2 \text{ N/mm}^2$$

Keine Modifizierung des Grenzdurchmessers aufgrund geringer Plattenhöhe;

nach Gl. (4.6)

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,89 \text{ N/mm}^2 \cdot 3000 \text{ cm}^2}{301,2 \text{ N/mm}^2} = 15,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt je Bewehrungslage:  $2 \times \phi = 10 \text{ mm} | 10 \text{ cm} \rightarrow A_{s,vorh} = 15,7 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Später Zwang:**

$$f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2 > 2,9 \text{ N/mm}^2 = f_{ctm}$$

gewählt:  $\phi = 12 \text{ mm}$

nach Gl. (4.3):

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,4 \text{ mm} \cdot 3,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 200\,000 \text{ N/mm}^2}{12 \text{ mm}}} = 346,4 \text{ N/mm}^2$$

Keine Modifizierung des Grenzdurchmessers aufgrund geringer Plattenhöhe;

nach Gl. (4.6)

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 3000 \text{ cm}^2}{346,4 \text{ N/mm}^2} = 20,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt je Bewehrungslage:  $2 \times \phi = 12 \text{ mm} | 10 \text{ cm} \rightarrow A_{s,vorh} = 22,62 \text{ cm}^2/\text{m}$

## A.2 Parameter: Steifigkeit des Tragwerkmodells

### A.2.1 Steifigkeit über die Gebäudehöhe

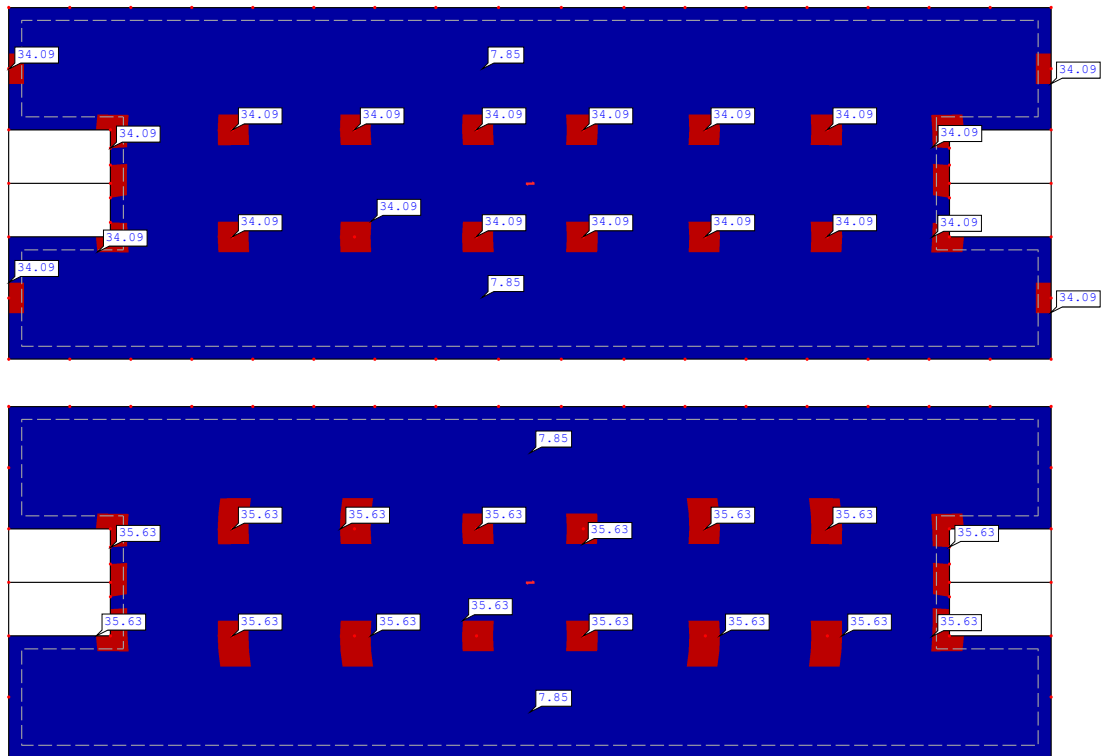


Abbildung A.1: Für die nichtlineare Berechnung angesetzte Bewehrung in Plattenlängsrichtung  $a_{s,1,oben}$  in [cm<sup>2</sup>/m] an den Plattenoberseiten des rechteckigen Grundrisses  
**Oben:** Decke E1; **Unten:** Decke E0

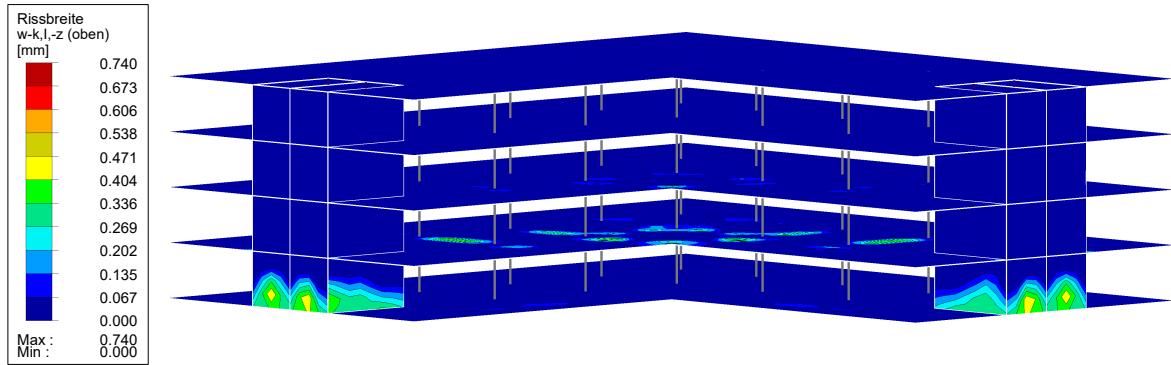


Abbildung A.2: Rissweiten an der Plattenoberseite  $w_{k,|,oben}$  am Gesamtmodell mit L-förmigen Grundriss

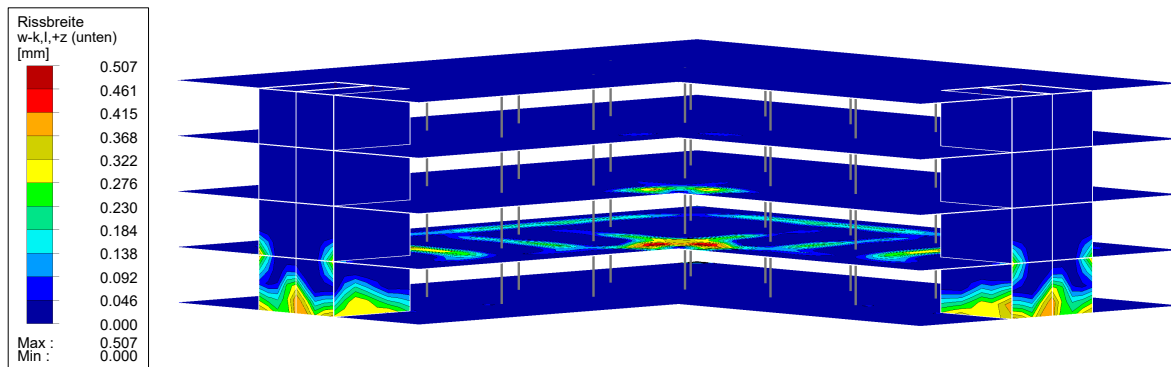


Abbildung A.3: Rissweiten an der Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$  am Gesamtmodell mit L-förmigen Grundriss

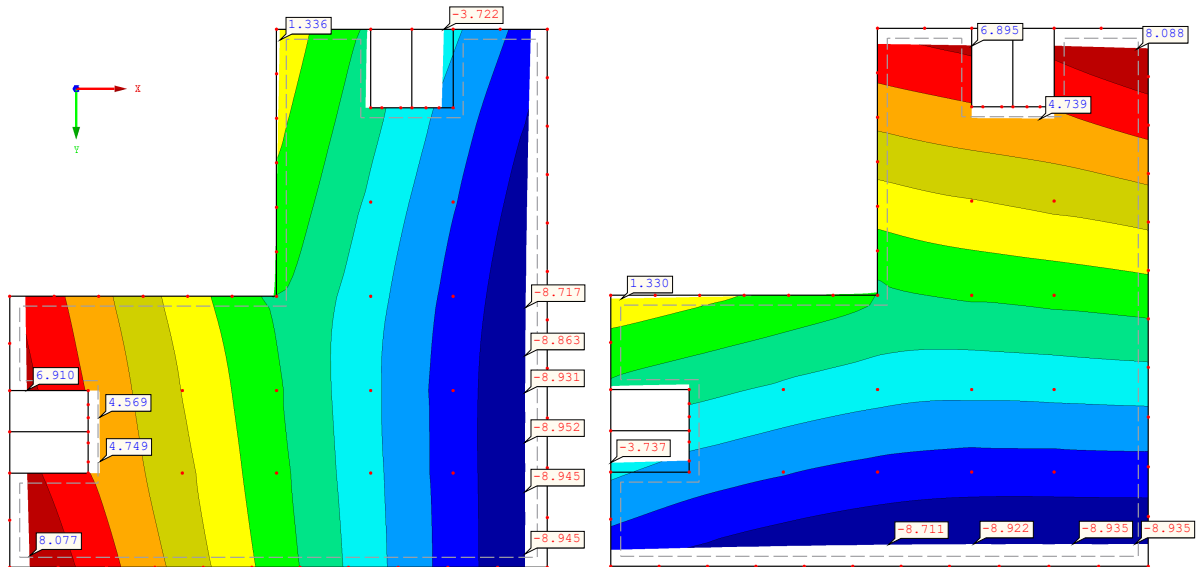


Abbildung A.4: Horizontale Verformungen der Decke E1 des L-förmigen Grundrisses in [mm];  
**Links:** Verformung in x-Richtung  $u_x$ ; **Rechts:** Verformung in y-Richtung  $u_y$

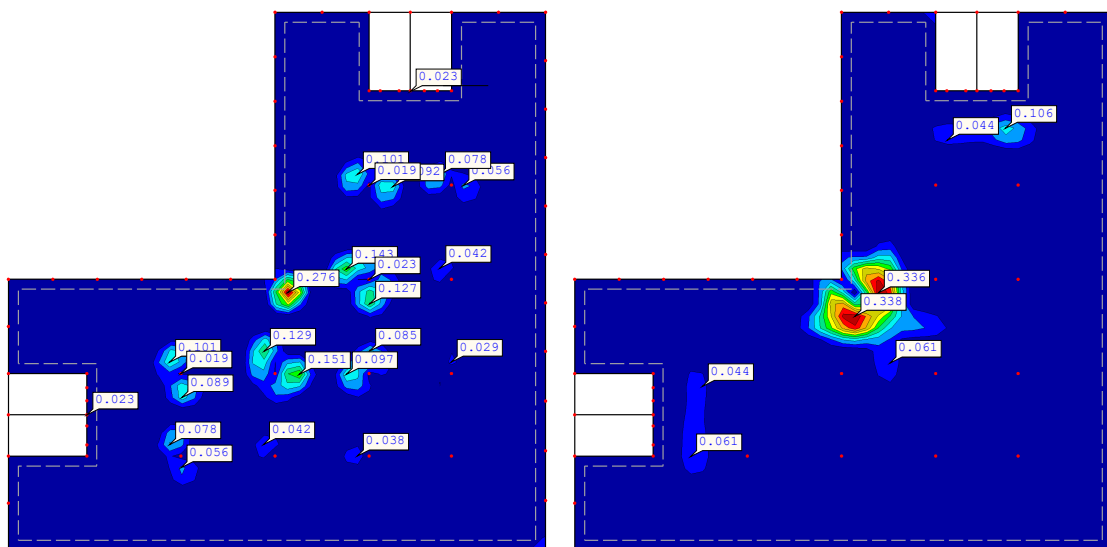


Abbildung A.5: Verteilung der Rissweiten der Decke E1 in [mm] ;  
**Links:** Plattenoberseite  $w_{k,|,oben}$ ; **Rechts:** Plattenunterseite  $w_{k,|,unten}$

## A.2.2 Außenwandsteifigkeit

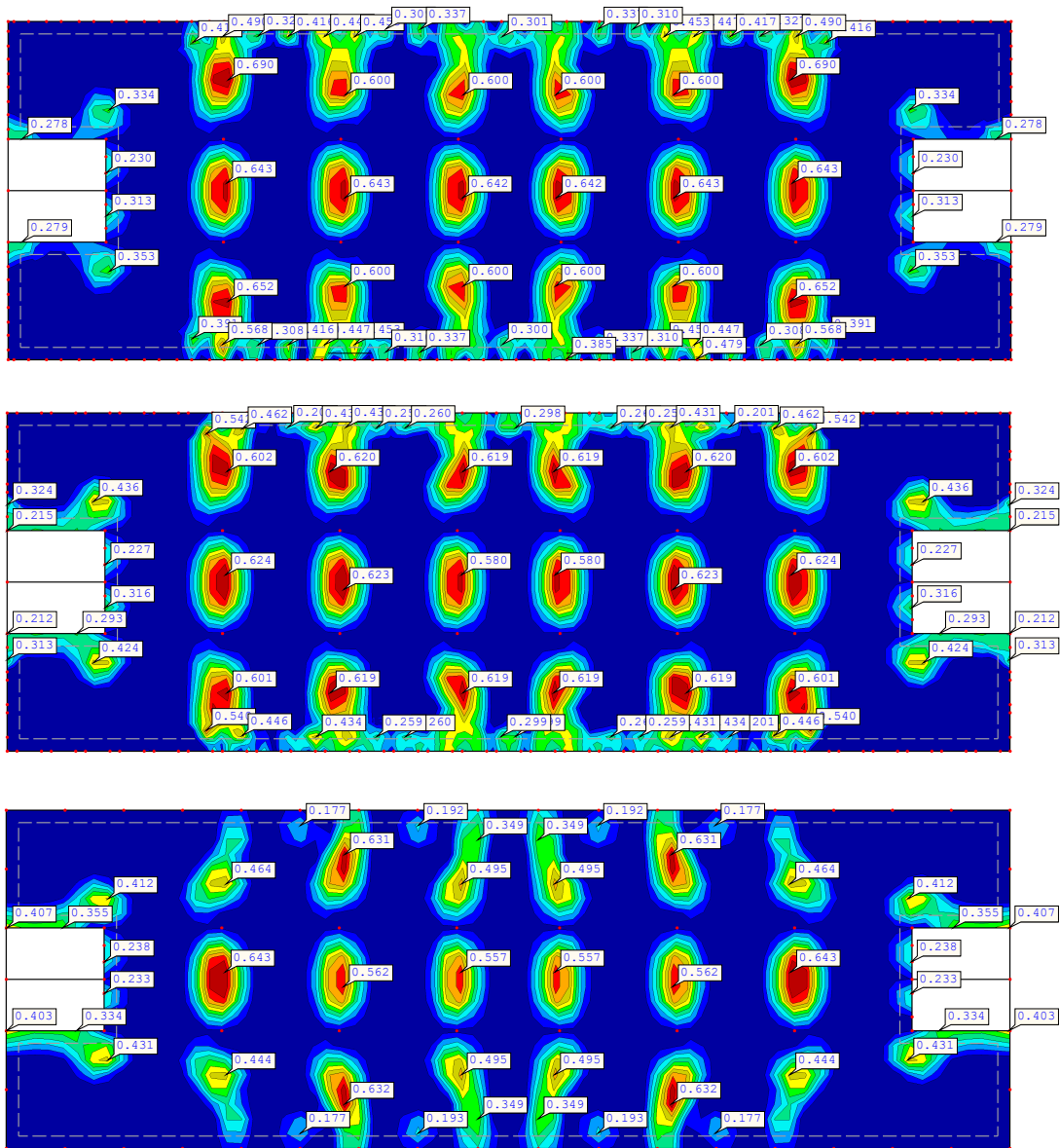


Abbildung A.6: Verteilung der Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|oben}$  der Decken E0 des rechteckigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

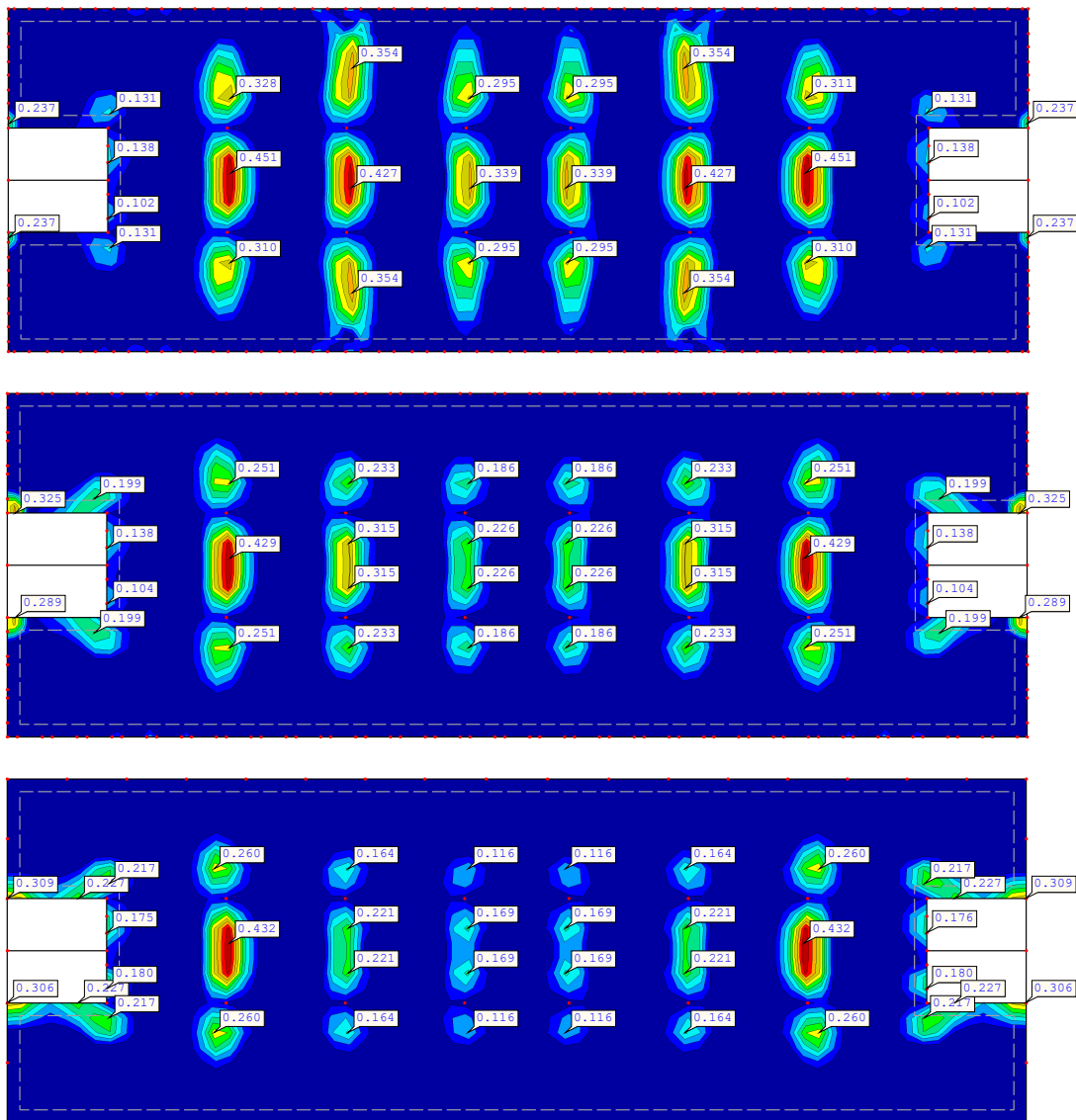


Abbildung A.7: Verteilung der Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E1 des rechteckigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

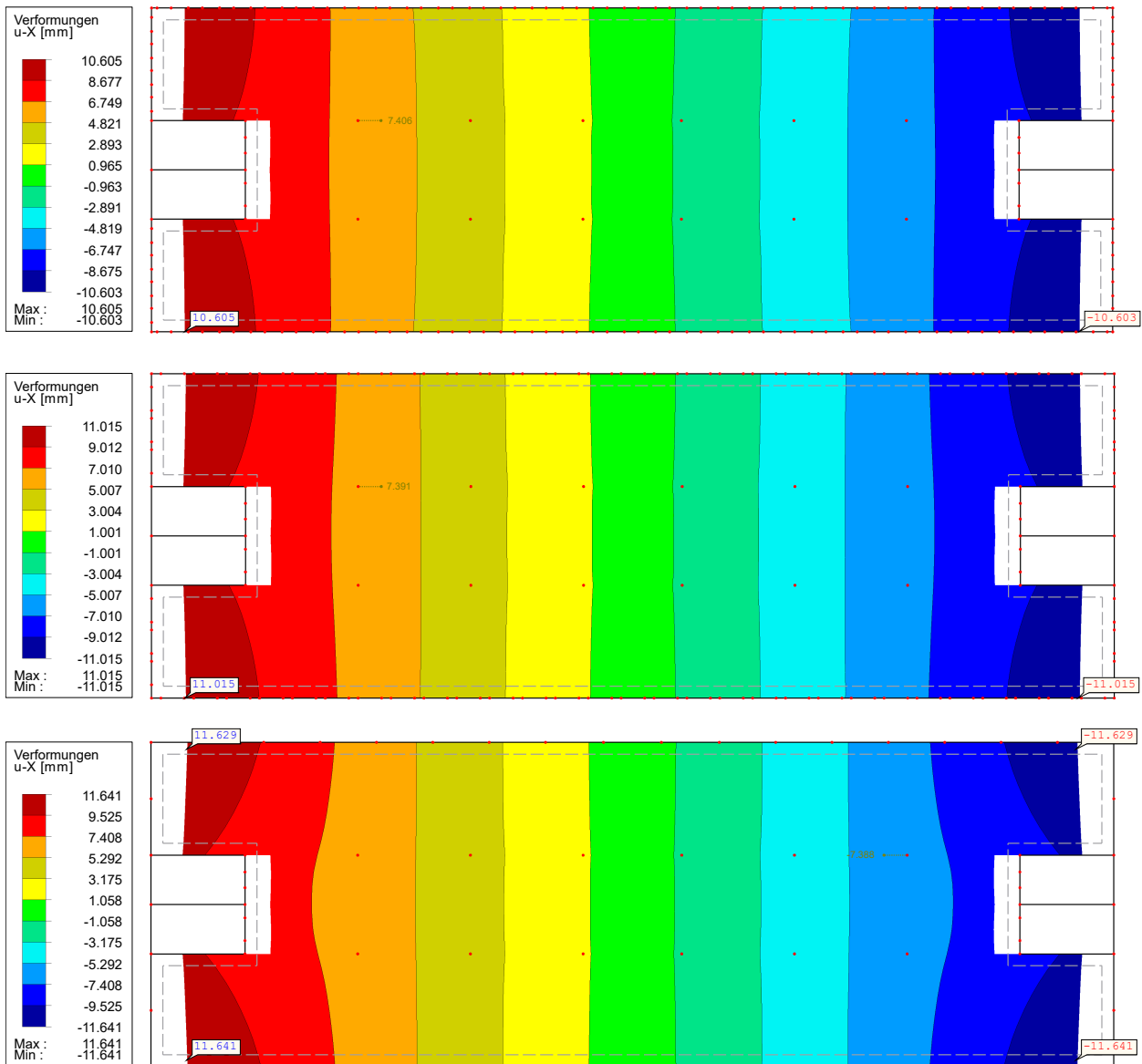


Abbildung A.8: Horizontale Verformungen  $u_x$  der Decke E1 des rechteckigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen



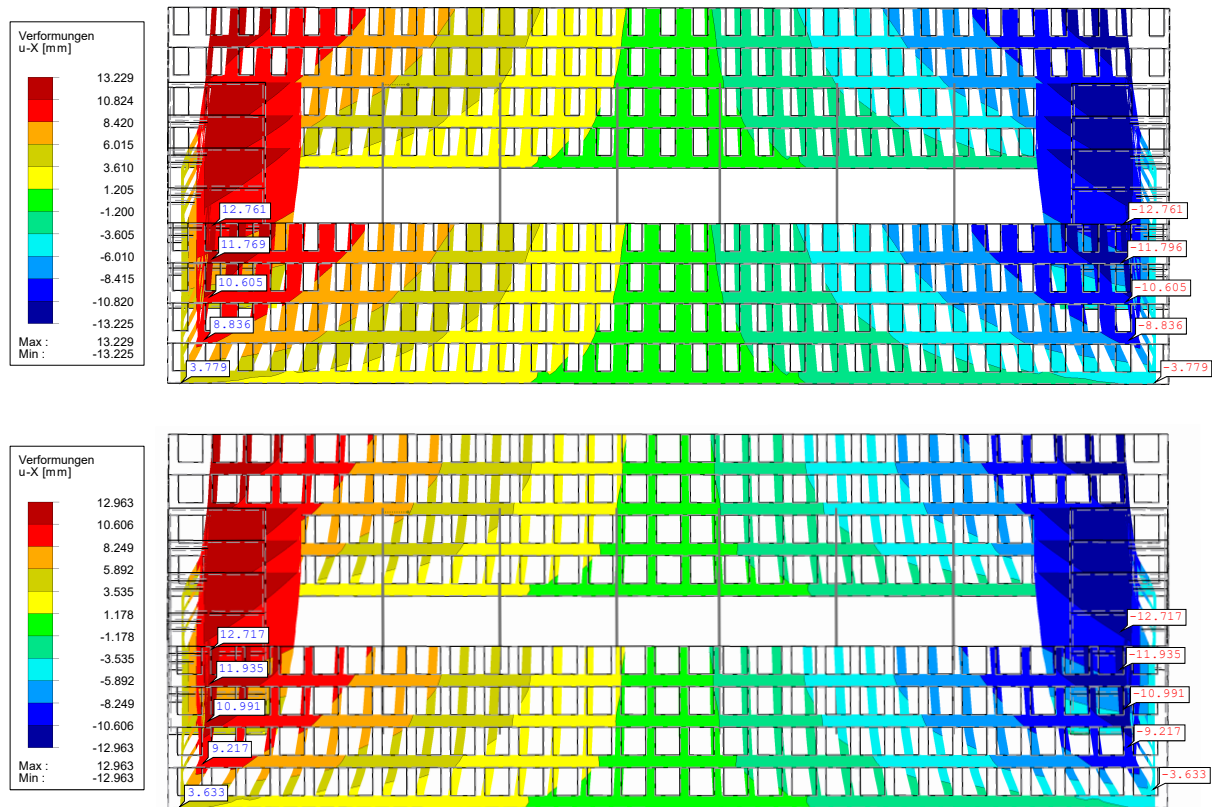


Abbildung A.9: Horizontale Verformungen  $u_x$  der Außenwände und Kerne des rechteckigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Unten:** Lochanteil 49%

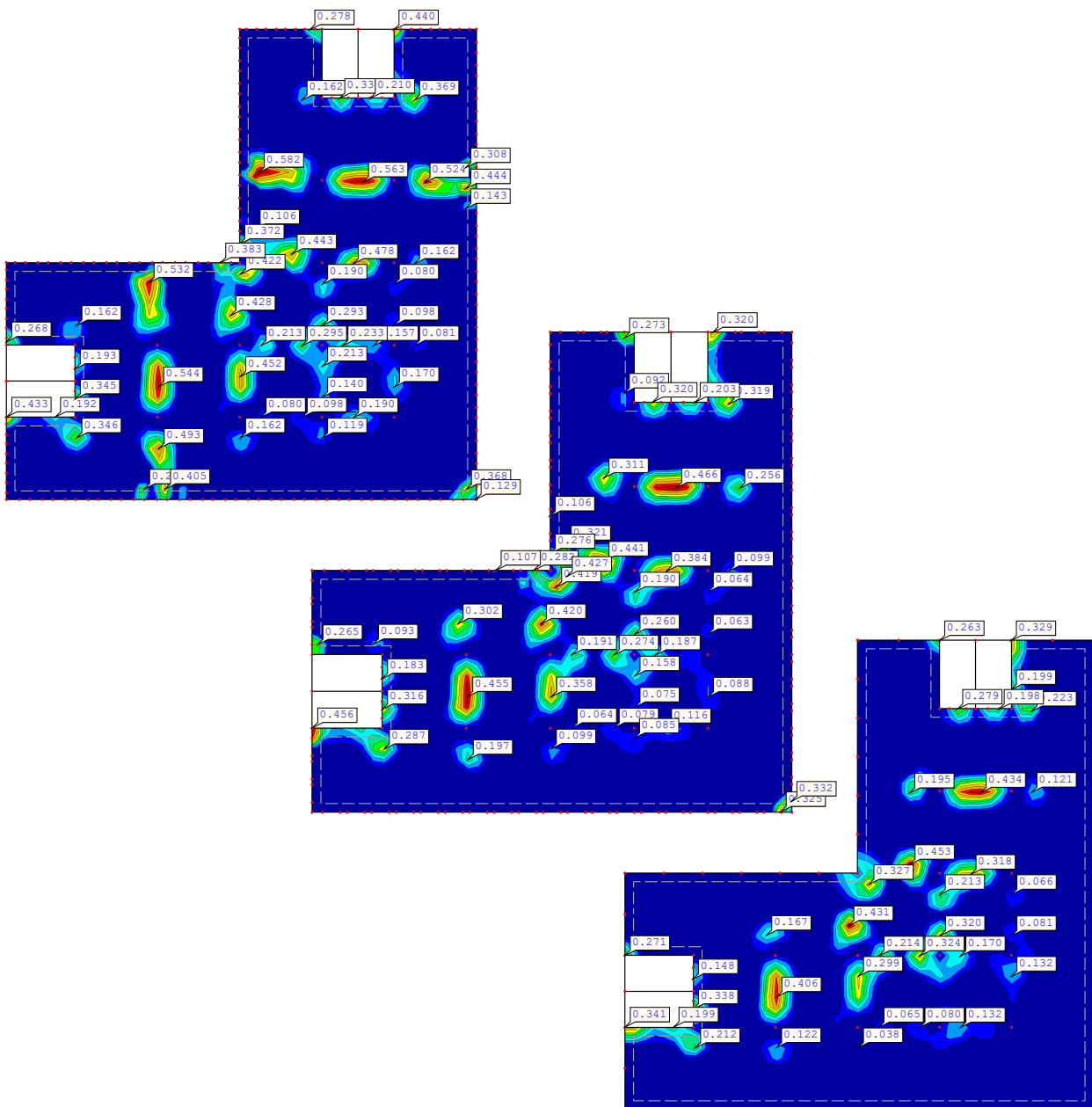


Abbildung A.10: Verteilung der Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E0 des L-förmigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

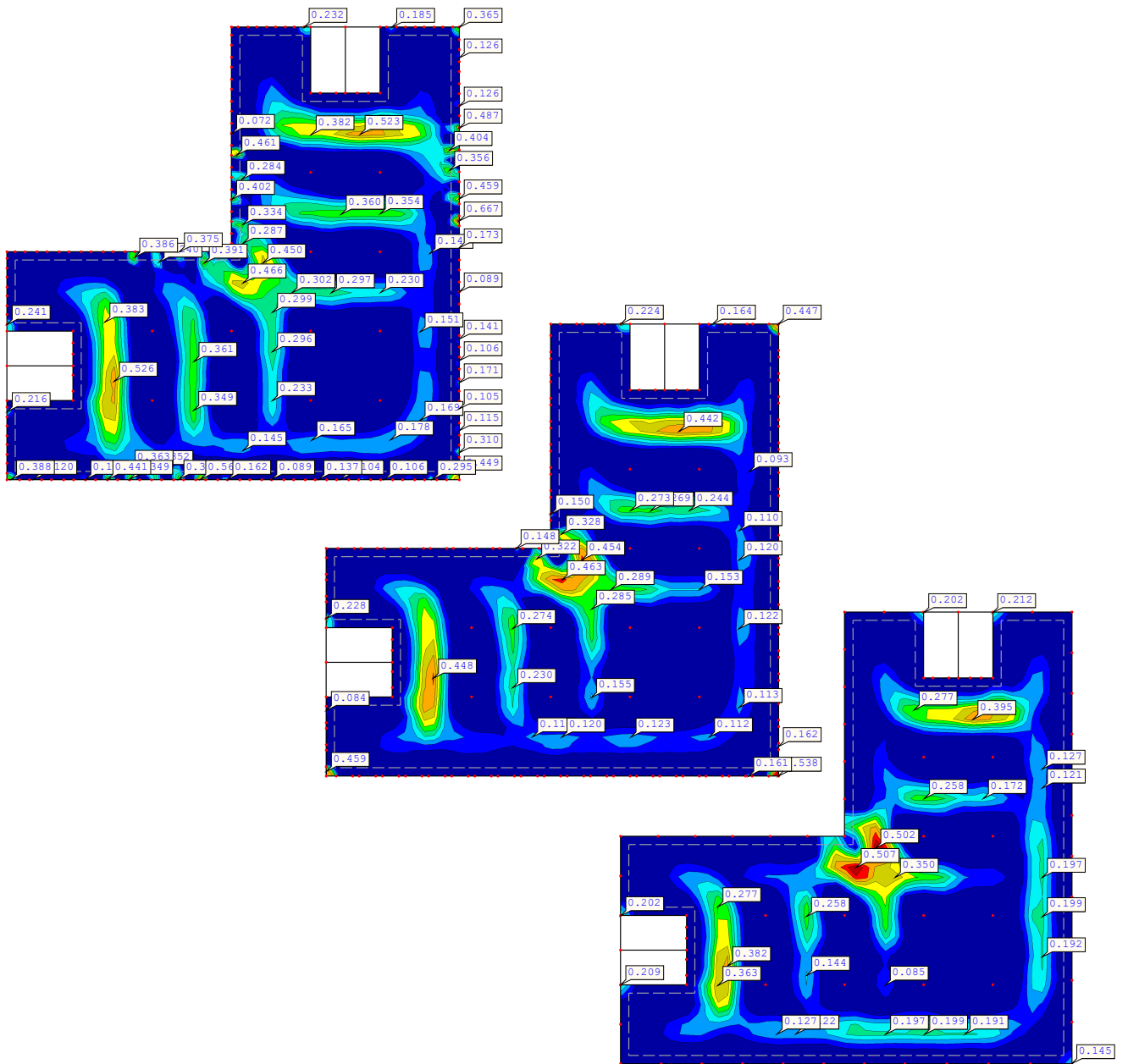


Abbildung A.11: Verteilung der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E0 des L-förmigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

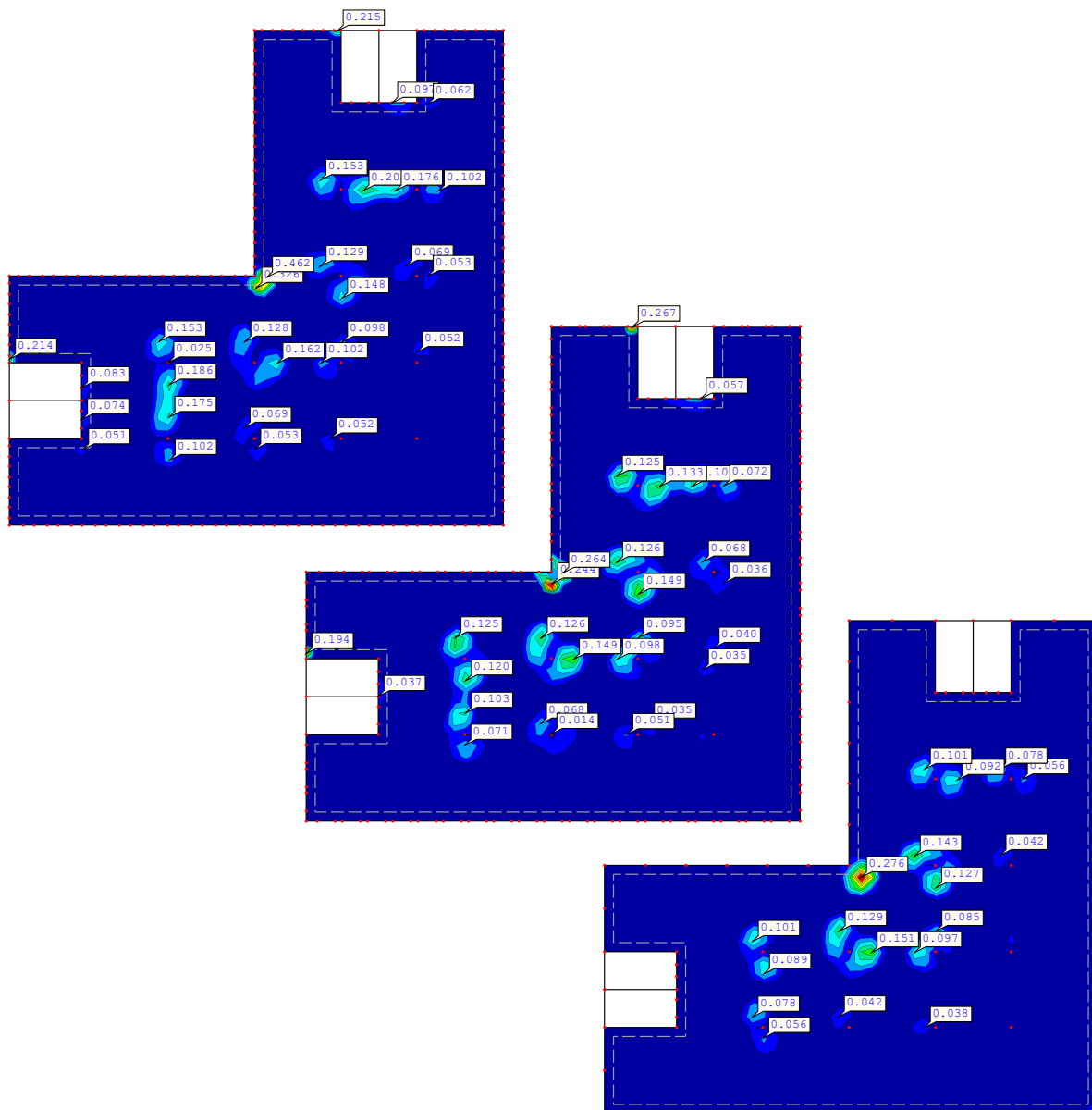


Abbildung A.12: Verteilung der Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E1 des L-förmigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30%; **Mitte:** Lochanteil 49%; **Unten:** Stützen

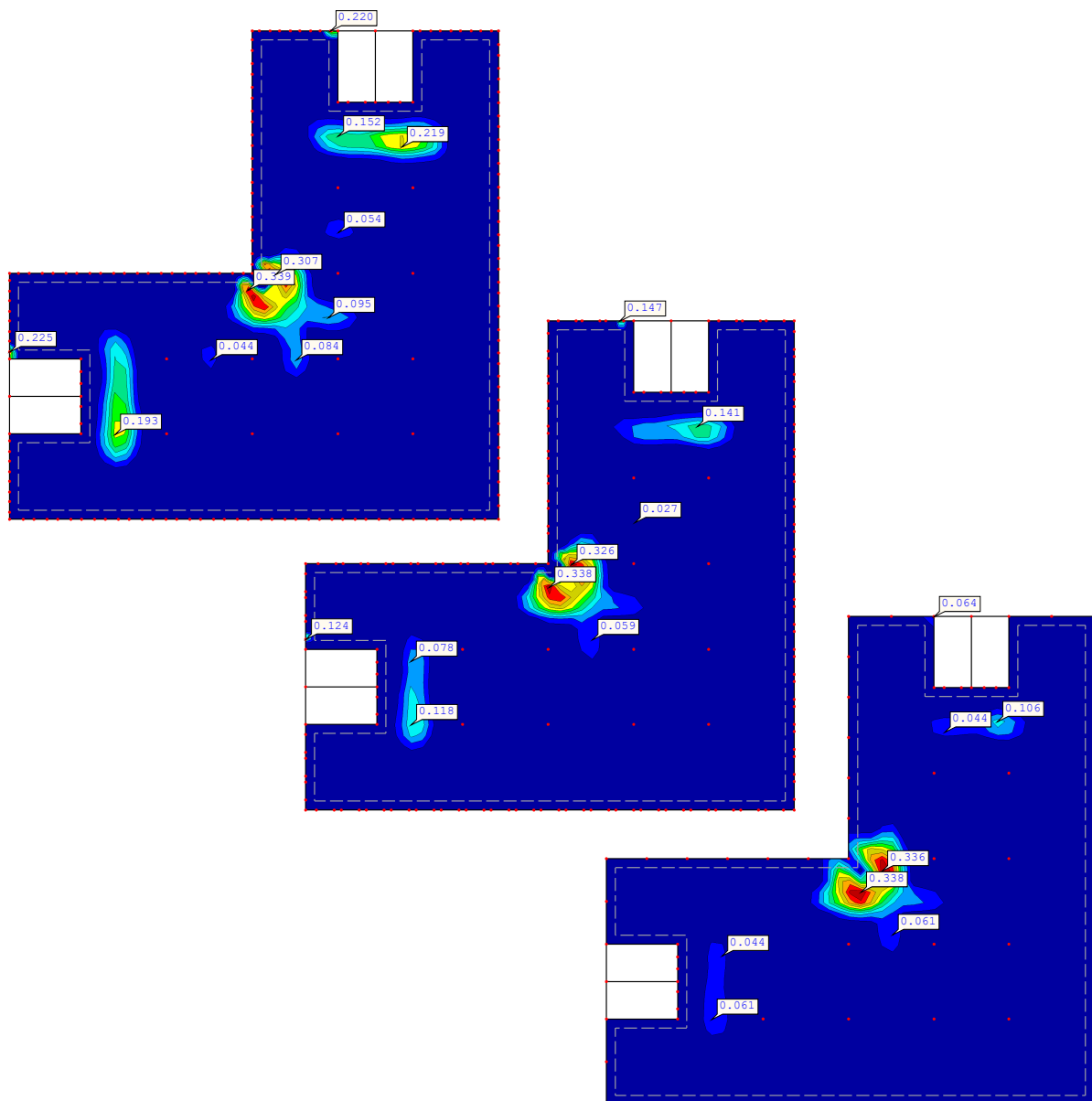


Abbildung A.13: Verteilung der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E1 des L-förmigen Grundrisses in [mm];  
**Oben:** Lochanteil 30 %; **Mitte:** Lochanteil 49 %; **Unten:** Stützen

### A.3 Parameter: Bauablauf

Tabelle A.1: Änderungen der Schwindmaße  $\Delta \epsilon_{cs}$  sowie deren Zuwächse innerhalb der verschiedenen Bauphasen für jedes Bauteil

Bauzustand	Ebene/ Bauteil	$h_0$ [mm]	RH [%]	$k_{h,1}$ [-]	$t_s$ [d]	$t$ [d]	$\Delta \epsilon_{ca}$ [‰]	$\Delta \epsilon_{cd}$ [‰]	$\Delta \epsilon_{cs}$ [‰]	Zuwächse [%]
I	BPL d=50cm	1000	75	0,7	28	48	-0,0048	-0,0035	-0,0083	24,7
	BPL d=50cm	1000	65	0,7	48	68	-0,0029	-0,0051	-0,0080	23,8
II	E0 - Wände d=25cm	250	65	0,8	28	48	-0,0048	-0,0359	-0,0408	10,9
	E0 - Decke d=30cm	300	65	0,75	28	48	-0,0048	-0,0263	-0,0312	8,0
III	BPL d=50cm	1000	75	0,7	68	88	-0,0020	-0,0015	-0,0035	10,3
	E0 - Wände d=25cm	250	65	0,8	48	68	-0,0029	-0,0287	-0,0316	8,5
	E0 - Decke d=30cm	300	65	0,75	48	68	-0,0029	-0,0221	-0,0250	6,4
	E1 - Wände d=25cm	250	65	0,8	28	48	-0,0048	-0,0359	-0,0408	10,9
	E1 - Decke d=30cm	300	65	0,75	28	48	-0,0048	-0,0263	-0,0312	8,3
	BPL d=50cm	1000	75	0,7	88	108	-0,0014	-0,0032	-0,0046	13,6
IV	E0 - Wände d=25cm	250	65	0,8	68	88	-0,0020	-0,0234	-0,0254	6,8
	E0 - Decke d=30cm	300	65	0,75	68	88	-0,0020	-0,0188	-0,0207	5,4
	E1 - Wände d=25cm	250	65	0,8	48	68	-0,0029	-0,0287	-0,0316	8,5
	E1 - Decke d=30cm	300	65	0,75	48	68	-0,0029	-0,0221	-0,0250	6,6
	E2 - Wände d=25cm	250	65	0,8	28	48	-0,0048	-0,0359	-0,0408	10,9
	E2 - Decke d=30cm	300	65	0,75	28	48	-0,0048	-0,0263	-0,0312	8,3
V	BPL d=50cm	1000	75	0,7	108	128	-0,0011	-0,0031	-0,0041	12,2
	E0 - Wände d=25cm	250	65	0,8	88	108	-0,0014	-0,0195	-0,0209	5,6
	E0 - Decke d=30cm	300	65	0,75	88	108	-0,0014	-0,0162	-0,0176	4,5
	E1 - Wände d=25cm	250	65	0,8	68	88	-0,0020	-0,0234	-0,0254	6,8
	E1 - Decke d=30cm	300	65	0,75	68	88	-0,0020	-0,0188	-0,0207	5,5
	E2 - Wände d=25cm	250	65	0,8	48	68	-0,0029	-0,0287	-0,0316	8,5
Nutzung	E2 - Decke d=30cm	300	65	0,75	48	68	-0,0029	-0,0221	-0,0250	6,6
	E3 - Wände d=25cm	250	65	0,8	28	48	-0,0048	-0,0359	-0,0408	10,9
	E3 - Decke d=30cm	300	65	0,75	28	48	-0,0048	-0,0263	-0,0312	8,3
	BPL d=50cm	1000	-	-	128	25550	-0,0052	kein TS	-0,0052	15,4
	E0 - Wände d=25cm	250	57,5	0,8	108	25530	-0,0063	-0,2474	-0,2537	68,2
	E0 - Decke d=30cm	300	50	0,75	28	25530	-0,0174	-0,2754	-0,2928	75,6
Gesamt Schwindmaße: im Intervall [28d-70a]	E1 - Wände d=25cm	250	57,5	0,8	88	25510	-0,0077	-0,2669	-0,2746	73,8
	E1 - Decke d=30cm	300	50	0,75	88	25510	-0,0077	-0,2916	-0,2992	79,6
	E2 - Wände d=25cm	250	57,5	0,8	68	25490	-0,0096	-0,2903	-0,2999	80,6
	E2 - Decke d=30cm	300	50	0,75	68	25490	-0,0096	-0,3104	-0,3200	85,1
	E3 - Wände d=25cm	250	57,5	0,8	48	25470	-0,0125	-0,3190	-0,3315	89,1
	E3 - Decke d=30cm	300	50	0,75	48	25470	-0,0125	-0,3324	-0,3449	91,7

BPL:  $\epsilon_{cs,BPL} = -0,0337$  ‰  
 Decke E0:  $\epsilon_{cs,DE0} = -0,3872$  ‰  
 Decke E1:  $\epsilon_{cs,DE1} = -0,3761$  ‰  
 Decke E2:  $\epsilon_{cs,DE2} = -0,3761$  ‰  
 Decke E3:  $\epsilon_{cs,DE3} = -0,3761$  ‰  
 Wände E0:  $\epsilon_{cs,W0} = -0,3722$  ‰  
 Wände E1:  $\epsilon_{cs,W1} = -0,3722$  ‰  
 Wände E2:  $\epsilon_{cs,W2} = -0,3722$  ‰  
 Wände E3:  $\epsilon_{cs,W3} = -0,3722$  ‰

## A.4 Parameter: Größe der indirekten Einwirkungen

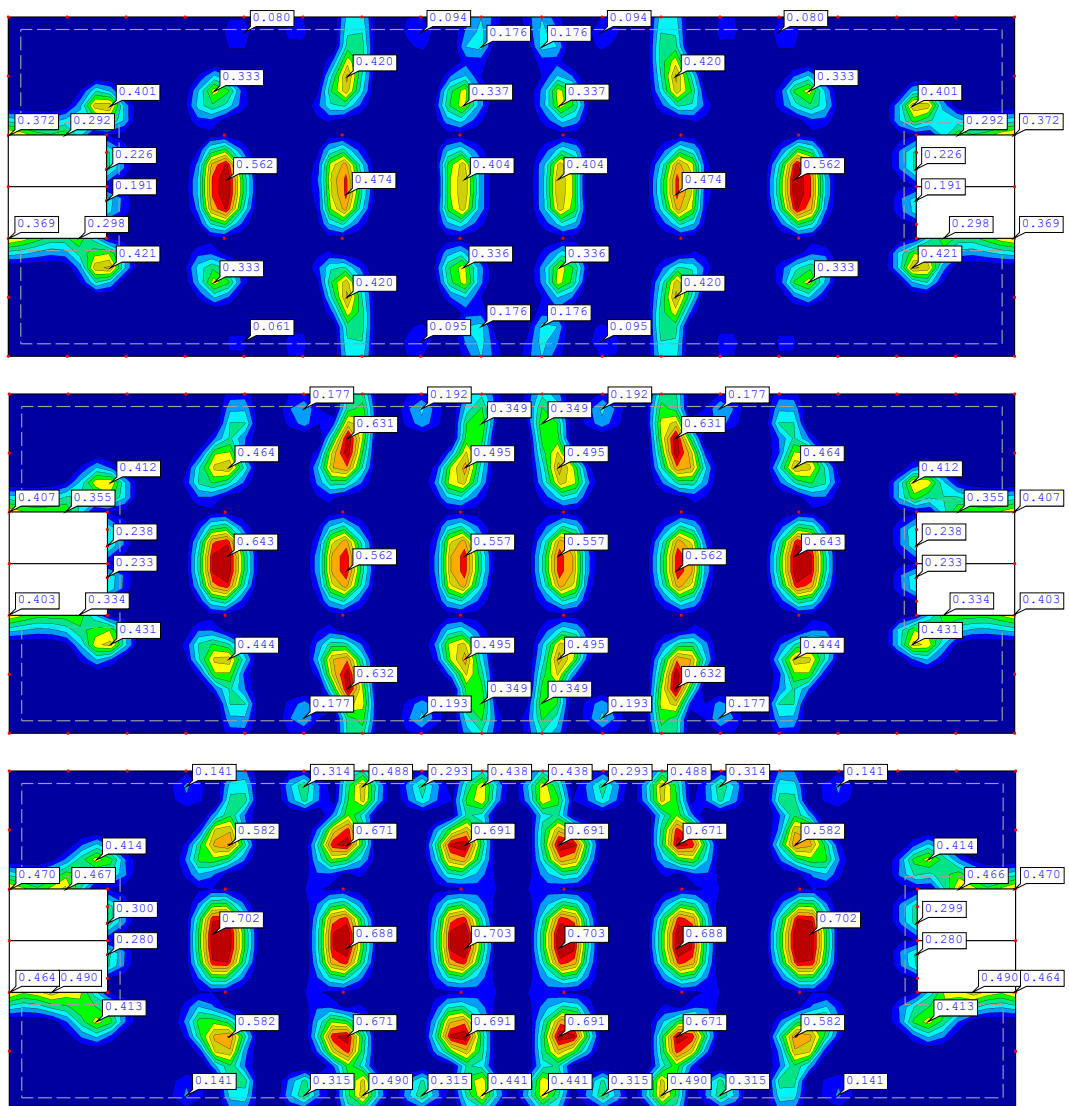


Abbildung A.14: Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E0 des Gesamtmodells „Stützen“ mit rechteckigen Grundriss infolge verschiedener Schwindmaße in [mm]  
**Oben:** CEM S; **Mitte:** CEM N; **Unten:** CEM R





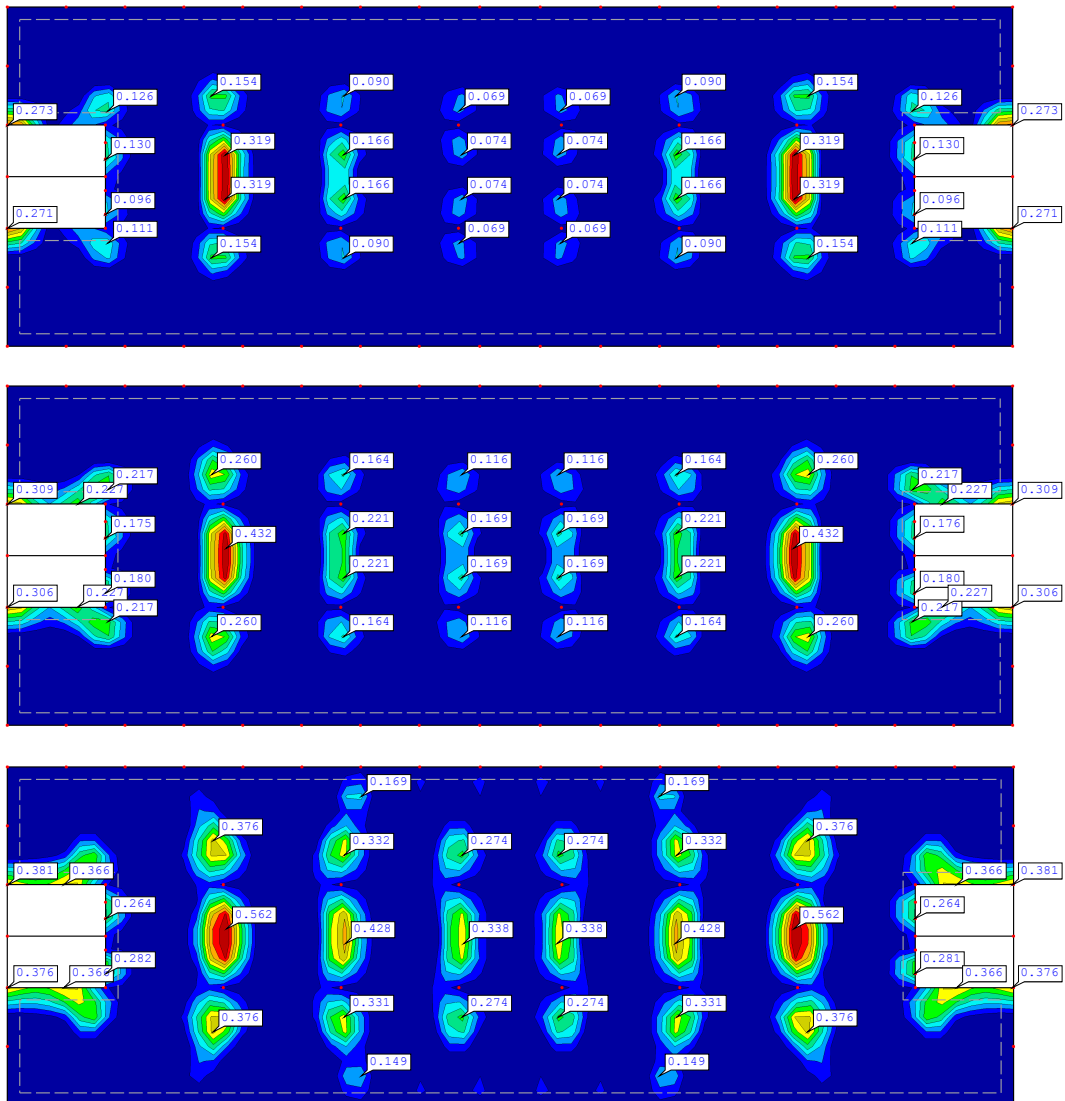


Abbildung A.16: Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E1 des Gesamtmodells „Stützen“ mit rechteckigen Grundriss infolge verschiedener Schwindmaße in [mm]  
**Oben:** CEM S; **Mitte:** CEM N; **Unten:** CEM R

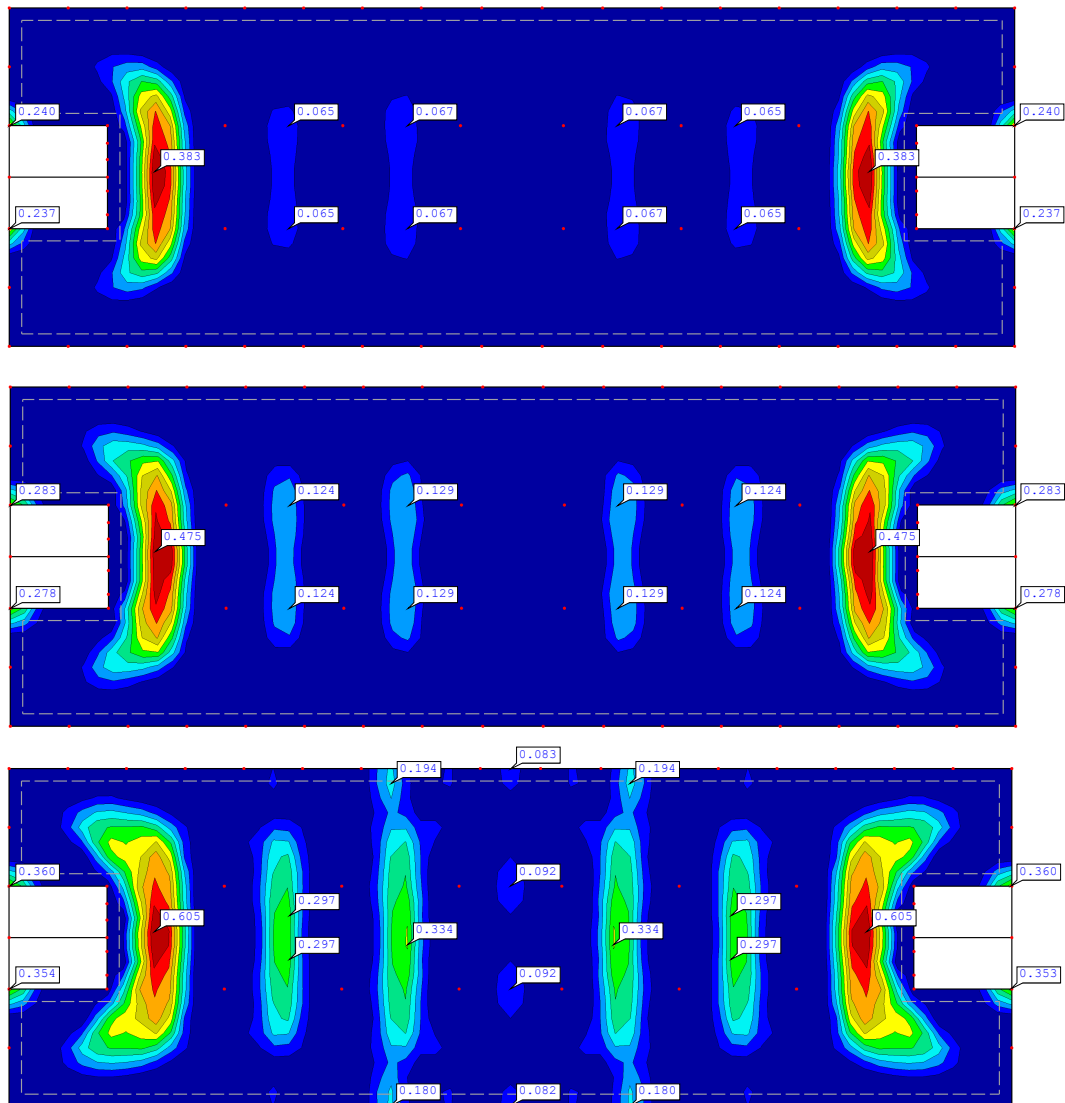


Abbildung A.17: Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E1 des Gesamtmodells „Stützen“ mit rechteckigen Grundriss infolge verschiedener Schwindmaße in [mm]

**Oben:** CEM S; **Mitte:** CEM N; **Unten:** CEM R

## A.5 Überprüfung der Rissbreitenbegrenzung

Tabelle A.2: Übersicht der maximalen Rissweiten  $w_{k,max}$  der L-förmigen Deckenplatten mit Mindestbewehrungsmenge nach EC2-1-1 [6] für den späten Zwang

Modellvariante L-förmig	Zement- klasse	Decke	maximale Rissweiten $w_{k,max}$ [mm]
30% Lochanteil	CEM N	E0 Oberseite	0,372
		E0 Unterseite	0,317
		E1 Oberseite	0,296
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,489</b>
		E0 Unterseite	0,383
		E1 Oberseite	0,318
		E1 Unterseite	0,306
	CEM S	E0 Oberseite	0,286
		E0 Unterseite	0,280
	49% Lochanteil	CEM N	E0 Oberseite
E0 Unterseite			0,297
CEM R		E0 Oberseite	<b>0,451</b>
		E0 Unterseite	0,367
		E1 Oberseite	0,228
		E1 Unterseite	0,327
CEM S		E0 Unterseite	0,301
Stützen		CEM N	E0 Oberseite
	E0 Unterseite		0,331
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,413</b>
		E0 Unterseite	0,382
		E1 Unterseite	0,291
	CEM S	E0 Unterseite	0,376

Tabelle A.3: Übersicht der maximalen Rissweiten  $w_{k,max}$  der rechteckigen Deckenplatten mit Mindestbewehrungsmenge nach EC2-1-1 [6] für den späten Zwang

Modellvariante Rechteck	Zement- klasse	Decke	maximale Rissweiten $w_{k,max}$ [mm]	
30% Lochanteil	CEM N	E0 Oberseite	<b>0,410</b>	
		E0 Unterseite	0,378	
		E1 Oberseite	0,291	
		E1 Unterseite	0,293	
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,463</b>	
		E0 Unterseite	<b>0,439</b>	
		E1 Oberseite	0,387	
		E1 Unterseite	0,384	
	CEM S	E0 Oberseite	0,381	
		E0 Unterseite	0,324	
	49% Lochanteil	CEM N	E0 Oberseite	0,388
			E0 Unterseite	0,383
E1 Oberseite			0,289	
E1 Unterseite			0,294	
CEM R		E0 Oberseite	<b>0,475</b>	
		E0 Unterseite	<b>0,438</b>	
		E1 Oberseite	0,389	
		E1 Unterseite	0,381	
CEM S		E0 Oberseite	0,316	
		E0 Unterseite	0,339	
Stützen		CEM N	E0 Oberseite	0,400
			E0 Unterseite	0,385
	E1 Oberseite		0,291	
	E1 Unterseite		0,299	
	CEM R	E0 Oberseite	<b>0,463</b>	
		E0 Unterseite	<b>0,439</b>	
		E1 Oberseite	0,387	
		E1 Unterseite	0,384	
	CEM S	E0 Oberseite	0,347	
		E0 Unterseite	0,354	
	49% Lochanteil, Plattenlänge 32,7 m	CEM N	E0 Oberseite	0,343
			E0 Unterseite	0,363
49% Lochanteil, Plattenlänge 90,3 m	CEM N	E0 Oberseite	0,400	
		E0 Unterseite	0,385	
		E1 Oberseite	0,333	
		E1 Unterseite	0,323	

## A.6 Kriecheinfluss

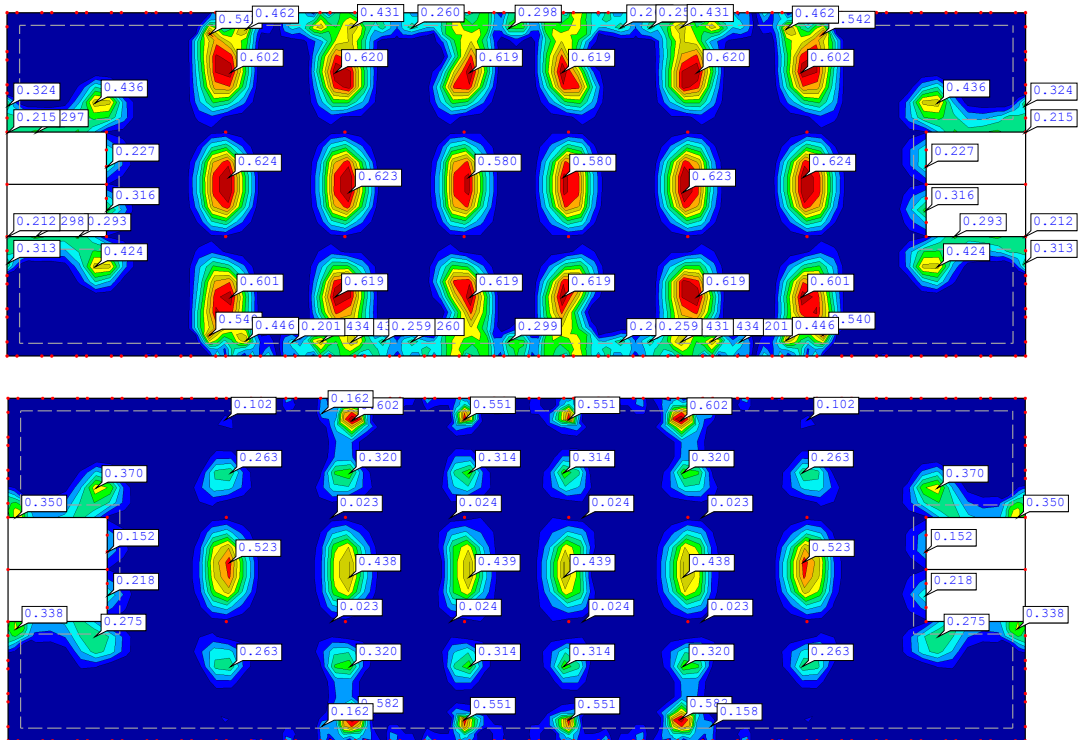


Abbildung A.18: Vergleich der Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E0 in [mm];  
**Oben:** Unter Schwindeinfluss; **Unten:** Unter Schwind- und Kriecheinfluss

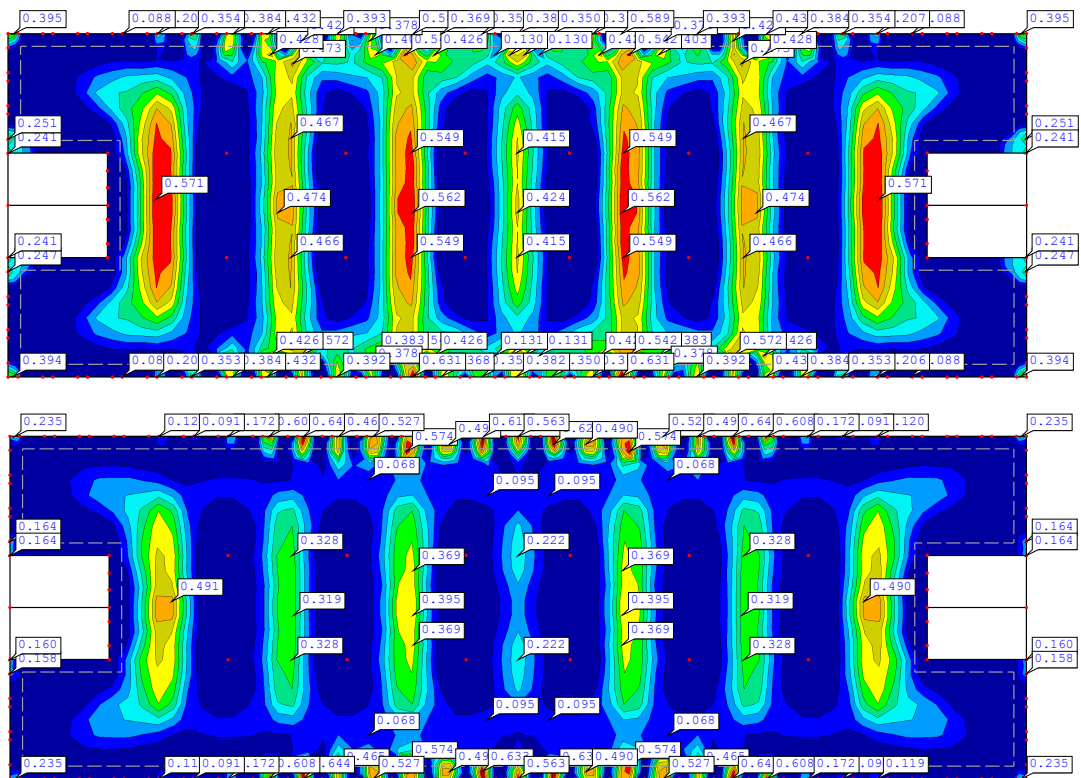


Abbildung A.19: Vergleich der Rissweiten an den Plattenunterseiten  $w_{k,|,unten}$  der Decken E0 in [mm];  
**Oben:** Unter Schwindeinfluss; **Unten:** Unter Schwind- und Kriecheinfluss

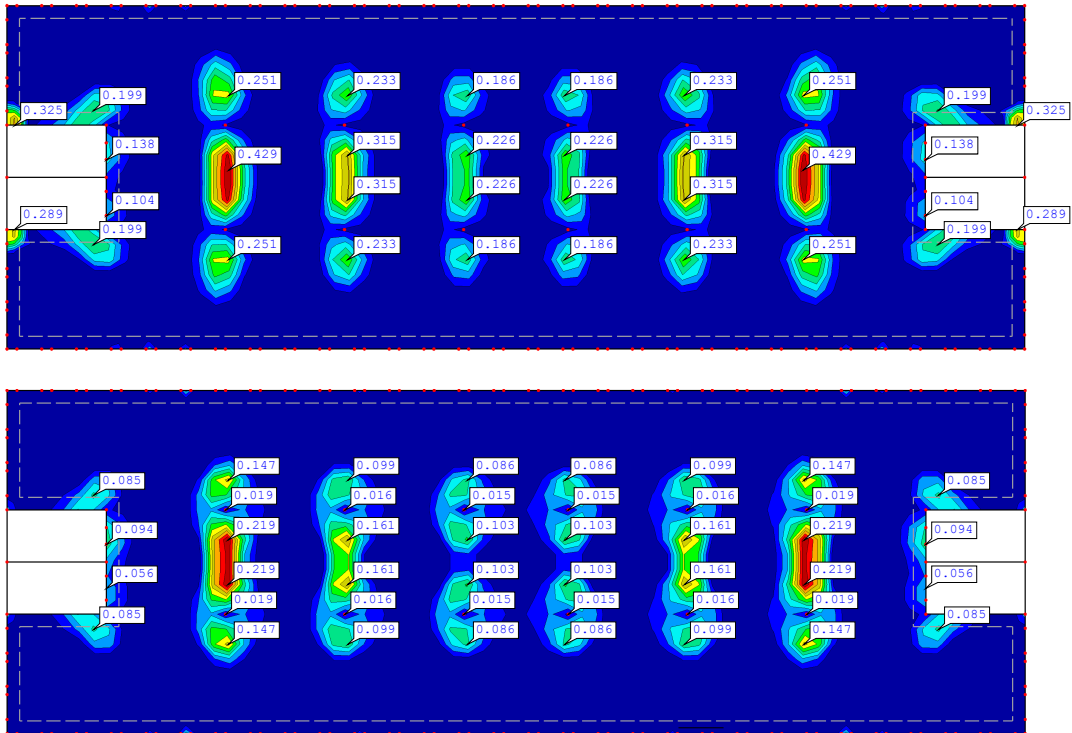


Abbildung A.20: Vergleich der Rissweiten an den Plattenoberseiten  $w_{k,|,oben}$  der Decken E1 in [mm];  
**Oben:** Unter Schwindeinfluss; **Unten:** Unter Schwind- und Kriecheinfluss

