



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Durchstanzen von Flachdecken – Vergleichende Untersuchungen von Flachdeckensystemen

ausgeführt am Institut für Hochbau und Technologie
Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch

und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Höflinger

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Thomas Weger, BSc

Matr. Nr.: 0825589

Semperstraße 31/13

A - 1180 Wien

Wien, November 2014

Danksagung

Zunächst möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mich während meines Studiums und beim Verfassen meiner Diplomarbeit unterstützt und vorangetrieben haben.

Mein Dank gilt dabei meinem Betreuer Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Höflinger, der mich durch seine hervorragende Betreuung und hilfreiche Kritik stets auf neue Zusammenhänge und Möglichkeiten für meine Diplomarbeit gebracht hat. Außerdem möchte ich mich auch bei meinem Studiendekan Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch sehr herzlich bedanken, welcher mich nicht nur durch viele Vorlesungen des Bachelor- und Masterstudiums begleitet hat, sondern jederzeit wertvolle Tipps und Hilfestellungen für das Schreiben meiner Diplomarbeit gegeben hat.

Der größte Dank jedoch gilt meiner Familie, Sieglinde und Hansjörg sowie Sylvia Weger, ohne deren Hilfe mein Studium nicht möglich gewesen wäre. Sie haben nicht nur fachlich stets hilfreiche Inputs gegeben, sondern vor allem persönlich jederzeit meinen Rücken gestärkt und mich in allen Lebenslagen unterstützt.

Besonders bedanken möchte ich mich zudem bei meiner Freundin Andrea, die mir nicht nur als verlässliche Partnerin, sondern auch als ausgezeichnete Korrekturleserin zur Seite gestanden hat.

Ohne die richtigen Kollegen, die im Laufe des Studiums zu engen Freunden wurden, hätte ich mein Studium nicht bewältigen können. Hierbei möchte ich mich allen voran bei Eugen Christanell, Ivana Pajkanovic und Mathias Smesnik sowie Florian Perchtold, Romana Schmidleitner und Thomas Hofer für die unvergessliche Freundschaft bedanken. Wir haben Nächte nicht nur durchgelernt, sondern diese auch ab und zu durchgefeiert.

Kurzfassung

Das Ziel dieser Diplomarbeit besteht in der Beschreibung, Berechnung sowie Analyse des Tragverhaltens von Durchstanzen bei Innen-, Rand- und Eckstützen. Darüber hinaus wird einerseits auf die verschiedenen Durchstanzbewehrungsformen eingegangen und diese sowohl berechnet als auch miteinander verglichen und andererseits Maßnahmen zur nachträglichen Verstärkung von durchstanzgefährdeten Flachdecken erläutert.

Zudem werden mittels einer vergleichenden Untersuchung, in der 21 Flachdeckensysteme mit variablen Eingangsparametern wie der statischen Nutzhöhe, der Stützweite, der Betongüte, des Bewehrungsgrades, der Durchstanzbewehrungsform und des Randabstandes analysiert werden, der Zusammenhang zwischen einzelnen Parametern sowie sich aufgrund dessen ergebende Auswirkungen analysiert.

Abstract

The aim of this thesis is to describe, calculate and analyze the structural behavior of punching shears used with interior, edge and corner columns. Furthermore, various forms of punching shear reinforcements are being described, calculated and analyzed. Measures for subsequent amplification of punching shear endangered flat slabs are specified.

In addition, the thesis contains a comparative study in which 21 flat ceiling systems with variable input parameters such as the static effective height, the span, the concrete quality, the level of reinforcement, the punching shear reinforcement shape and the edge distance are being analyzed. Finally, these outcomes and the correlation between each of the parameters is being depicted.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	I
Bezeichnungen und Einheiten	IV
1 Einleitung	1
1.1 Historische Entwicklung von Flachdecken.....	1
1.2 Grundsätzliches zu Flachdecken.....	2
1.3 Schnittgrößen typischer Flachdeckentragwerke	3
1.3.1 Theoretische Grundlagen zur Schnittgrößenermittlung	4
1.3.2 Verfahren zur Schnittgrößenermittlung.....	6
1.3.3 Näherungsverfahren.....	7
1.4 Schadensfälle infolge Durchstanzen.....	10
2 Theoretische Modelle und empirische Berechnungsansätze	13
2.1 Einleitung zur Modellentwicklung	13
2.2 Modell nach KINNUNEN und NYLANDER	14
2.3 Modell nach ANDRÄ	15
2.4 Modell nach MUTTONI und GUANDALINI.....	16
2.5 Modell nach PÖLLET	18
2.6 Modell nach VOCKE.....	19
2.7 Fachwerkmodell nach SIMMONDS und ALEXANDER	20
3 Tragverhalten und Nachweiskonzept	24
3.1 Tragverhalten und Rissbildung.....	24
3.1.1 Zentrisches Durchstanzen.....	25
3.1.2 Exzentrisches Durchstanzen	28
3.1.3 Momentenübertragung.....	31
3.2 Nachweis nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1.....	33
3.3 Kritischer Rundschnitt	35
3.4 Lasterhöhungsfaktor β	37
3.4.1 Einleitung	37
3.4.2 Ausführliches Verfahren mit plastischer Schubspannungsverteilung.....	37
3.4.3 Vereinfachte Berechnung nach KORDINA und NÖLTING	40
3.4.4 Vereinfachte Berechnung nach VOCKE.....	40
3.4.5 Konstante Faktoren für typische Fälle.....	41

3.4.6	Vergleich der Berechnungsverfahren.....	42
3.5	Biegebewehrungsgrad	43
4	Nachweisführung nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1.....	44
4.1	Nachweis ohne Durchstanzbewehrung	44
4.1.1	Allgemein.....	44
4.1.2	Nachweisführung	44
4.1.3	Kollapsbewehrung	46
4.2	Nachweis mit Durchstanzbewehrung.....	47
4.2.1	Tragverhalten und Tragmodelle.....	47
4.2.2	Bemessungskonzept.....	49
4.2.3	Maximaler Durchstanzwiderstand ($v_{Rd,max}$)	50
4.2.4	Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung ($v_{Rd,sy}$ bzw. $v_{Rd,cs}$).....	52
4.2.5	Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches ($v_{Rd,ct,a}$ bzw. $v_{Rd,c}$)	55
4.2.6	Mindestbewehrung.....	57
4.2.7	Konstruktive Durchbildung.....	58
4.3	Unterschiede zur Schweizer Norm SIA 262 (2003).....	59
5	Durchstanzbewehrungsformen.....	63
5.1	Bügelbewehrung.....	63
5.2	Doppelkopfbolzen und Dübelleisten	65
5.3	Gitterträger und Filigran Durchstanzbewehrung.....	68
5.4	Stahlverbundsysteme.....	71
6	Nachträgliches Verstärken von durchstanzgefährdeten Flachdecken	73
6.1	Nachträglich eingemörtelte Durchstanzbewehrung	73
6.2	CFK-Lamellen.....	76
6.3	Verstärkung durch eine Spritzbetonschicht.....	77
7	Vergleichende Untersuchung von Flachdeckensystemen und deren Auswirkung auf den Durchstanzwiderstand nach EN 1992-1-1	79
7.1	Zielsetzung	79
7.2	Aufgabenstellung.....	79
7.3	Systemparameter	80
7.3.1	Bemessungswerte der Baustoffe	80
7.3.2	Betondeckung.....	81
7.3.3	Mindestbetondeckung	81

7.3.4	Plattendicke	82
7.3.5	Einwirkungen	82
7.3.5.1	Ständige Lasten	82
7.3.5.2	Veränderliche Lasten	83
7.3.5.3	Lastaufstellung im GZT	83
7.4	Schnittgrößenermittlung	83
7.4.1	Allgemeines	83
7.4.2	Schnittgrößen	83
7.5	Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	86
7.5.1	Statische Nutzhöhen	86
7.5.2	Biegebemessung	86
7.6	Durchstanzbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	90
7.6.1	Durchstanzlast	90
7.6.2	Überprüfung der Mindestdurchstanzbiegebewehrung	92
7.7	Kollapsbewehrung	94
7.8	Laststeigerungsfaktoren β	95
7.9	Durchstanzbemessung ohne Durchstanzbewehrung	95
7.10	Durchstanzbemessung mit Bügelbewehrung	98
7.11	Durchstanzbemessung mit Doppelkopfbolzen	100
7.12	Vergleich der Materialkosten bei Bügelbewehrung und Doppelkopfbolzen	104
7.13	Auswertung der Ergebnisse	106
7.13.1	Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von statischer Nutzhöhe und Betongüte	106
7.13.2	Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $v_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Betongüte	107
7.13.3	Durchstanztragfähigkeit in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsart	108
7.13.4	Durchstanztragfähigkeit bei Rand- und Eckstützen in Abhängigkeit des Randabstandes	109
8	Zusammenfassung	110
	Literaturverzeichnis	113
	Abbildungsverzeichnis	117
	Tabellenverzeichnis	120
	Anhang	125

Bezeichnungen und Einheiten

Im Folgenden werden die wichtigsten Bezeichnungen und Einheiten dieser Arbeit nach allgemeiner Wichtigkeit angeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text erläutert.

Bezeichnungen:

v_{Ed}	Einwirkungen
v_{Rd}	Widerstand
M	Biegemoment [MNm]
Q, V	Querkraft [MN]
E_c	Elastizitätsmodul des Betons [MN/m ²]
E_s	Elastizitätsmodul des Stahls [MN/m ²]
f_{ck}	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MN/m ²]
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MN/m ²]
f_{ctm}	Wert der Zugfestigkeit des Betons [MN/m ²]
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls [MN/m ²]
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls [MN/m ²]
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung [-]
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung [-]
G_k	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
Q_k	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert für die aufnehmbare Querkraft [MN]
$v_{Rd,c}$	Bemessungswert für die aufnehmbare Schubspannung [MN/m ²]
β	Laststeigerungsfaktor [-]
u_{crit}, u_1	kritische Rundschnitt [m]
u_{out}	äußere Rundschnittlänge [m]
L_B	radiale Abstand von der innersten zur äußersten Bügelbewehrungslage [m]
h	Plattendicke [m]
d	mittlere statische Nutzhöhe [m]
d_x	statische Nutzhöhe, bezogen auf die Bewehrungslage in x-Richtung [m]
d_y	statische Nutzhöhe, bezogen auf die Bewehrungslage in y-Richtung [m]
I	Trägheitsmoment [m ⁴]

ν	Querdehnzahl [-]
l_s	Stützweite [m]
ρ_l	mittlerer Längsbewehrungsgrad [-]
ρ_{\min}	minimaler Längsbewehrungsgrad [-]
$\rho_{l,\max}$	maximal erlaubter Längsbewehrungsgrad [-]
$\rho_{l,\text{gew.}}$	gewählter mittlerer Längsbewehrungsgrad [-]
e	Exzentrizität [m], $e=M/V$
c	Breite der Stütze, senkrecht zur Achse des übertragenden Momentes [m]
e/c	bezogene Ausmitte [-]
κ	Maßstabfaktor unter Berücksichtigung der Bauteilhöhe [-]
x_B	Druckzonenhöhe [m]
$x_{B,\text{lim}}$	maximale Druckzonenhöhe [m]
A_{sw}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung [cm ²]
A_{\min}	minimale Querschnittsfläche der Längsbewehrung [cm ²]
$A_{sw,\text{vorh.}}$	vorhandene Querschnittsfläche der Längsbewehrung [cm ²]
l_x	Stützenabmessung in x-Richtung [m]
l_y	Stützenabmessung in y-Richtung [m]
k	Maßstabfaktor [-]
n_{ber}	berechneter Wert der Bewehrungsreihen [-]
$n_{\text{gew.}}$	gewählter Wert der Bewehrungsreihen [-]
d_A	Durchmesser des Doppelkopfbolzen [mm]
h_{erf}	erforderliche Höhe der Doppelkopfbolzen [mm]

Einheiten:

Kräfte	KN, MN
Momente	kNm, MNm
Spannungen	MN/m ² , MPa
Längen	mm, m
Flächen	mm ² , cm ²
Winkel	rad, °

Indizes:

R	Widerstand
E	Einwirkung
c	Beton
s	Betonstahl
k	charakteristischer Wert
d	Bemessungswert
t	Zugbeanspruchung
c	Druckbeanspruchung

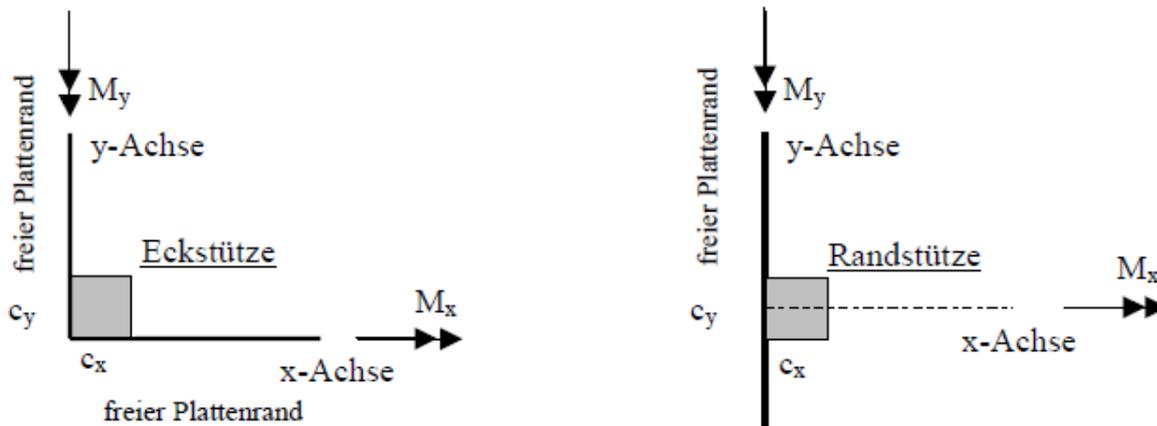


Abbildung 0: Achsdefinition nach [1]

1 Einleitung

1.1 Historische Entwicklung von Flachdecken

Bis zum Beginn des 20. Jahrhundert wurden Massivdecken ausschließlich als einachsige gespannte Unterzugsdecken (siehe Abbildung 1-a) ausgeführt, welche aber den erheblichen Nachteil der großen Konstruktionshöhe und des erhöhten Schalungsaufwandes hatten. Zu Beginn des 20. Jahrhundert entstand daraufhin in den USA und fast zeitgleich in Europa ein Vorreiter der punktgestützten Flachdecke (siehe Abbildung 1-b), die sogenannte Pilzdeckenkonstruktion (siehe Abbildung 1-c). In Europa war der Schweizer Ingenieur Robert Maillart 1908 für die Erforschung der punktgestützten Decke verantwortlich und erbaute wenige Jahre später die erste Pilzdecke nach seinem Prinzip in Zürich [2] [3].

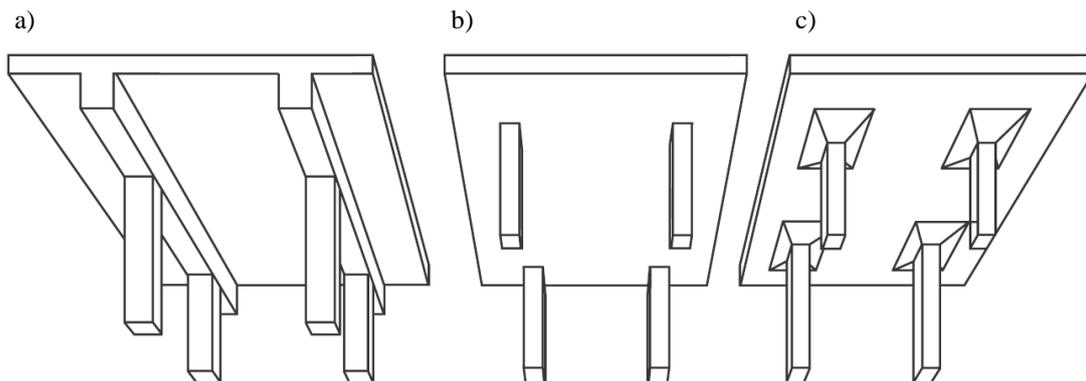


Abbildung 1: Deckenarten: a) Unterzugsdecke, b) Flachdecke und c) Pilzdecke, aus [4]

Ende der 30er Jahre lösten die Flachdecken in den USA die bis dahin stark verbreiteten Pilzdecken, die mit einem erheblichen Schalungsaufwand verbunden waren, weitgehend ab. Um zur damaligen Zeit eine ausreichende Durchstanstragfähigkeit bei Flachdecken zu erreichen, wurden Stahlprofile in den Decken über den Stützen verlegt [3] [2].

Nach dem zweiten Weltkrieg setzten sich Flachdecken in ganz Europa durch und die Arbeit von KINNUNEN und NYLANDER [5] befasste sich erstmals genauer mit dem Durchstanzproblem von Flachdecken am Beispiel von Innenstützen. Zu diesem Themenschwerpunkt

wurden in den darauffolgenden Jahrzehnten Werke, die den Tragmechanismus sowohl von Innenstützen als auch von Rand- und Eckstützen revolutionierten, von VOCKE [1], SIMMONDS und ALEXANDER [6], REAGAN und LIM [7], TUHLINSKY [8], HALLGREN [9] u.v.m. entwickelt [2] [3].

1.2 Grundsätzliches zu Flachdecken

Flachdecken stellen die wohl häufigste verbaute Deckenart im Hoch- und Industriebau der heutigen Zeit dar. Sie sind aufgrund ihrer einfachen Herstellung sowie durch die in der Vergangenheit optimierte Schalungstechnik die sowohl wirtschaftlichste als auch anpassungsfähigste Deckenkonstruktion. Der wirtschaftlichste Einsatzbereich von schlaff bewehrten Flachdecken liegt im Normalfall bei Spannweiten von 5 bis 8m und einer maximalen Deckenstärke von 30cm. Wie in Abbildung 2 ersichtlich, ist bei Flachdecken, die eine größere Spannweite erfordern, auf eine vorgespannte Konstruktion und Sicherheitsmaßnahmen im Auflagerbereich zurückzugreifen [10] [8] [11].

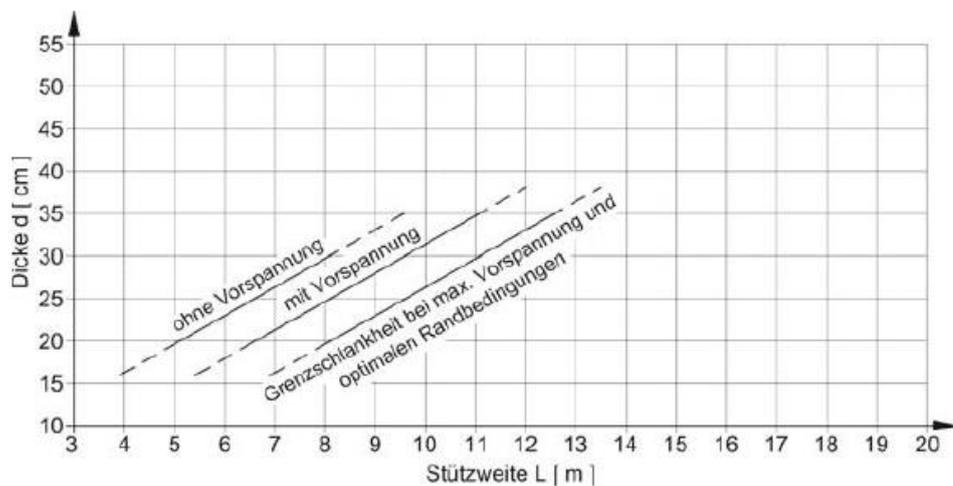


Abbildung 2: Richtwerte für Deckenstärken [10]

Unter einer Flachdecke versteht man laut [8] eine Decke, die direkt auf Stützen aufliegt und nicht von Wänden und Unterzügen unterstützt wird (siehe Abbildung 3-a). Im Bereich der Stützen-Decken-Verbindung kommt es aufgrund dieser direkten Lagerung zu sehr hohen

Momenten- und Querkraftbeanspruchungen, welche sowohl ein Querkraftversagen als auch ein Biegeversagen hervorrufen können. Ein sogenanntes Querkraftversagen, welches auch als Durchstanzversagen bezeichnet werden kann (siehe Abbildung 3-b), tritt meist ohne Vorankündigung auf und wird deshalb als sprödes Bauteilversagen bezeichnet.

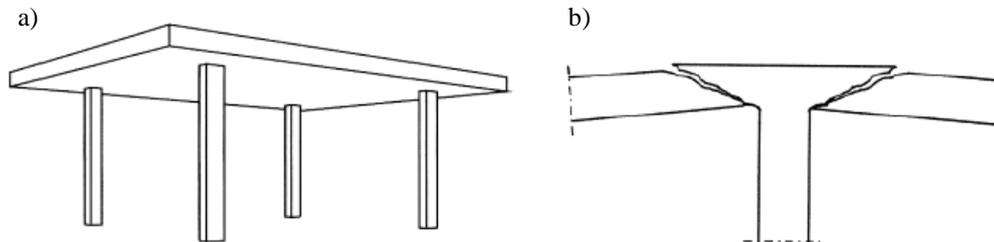


Abbildung 3: a) typische Flachdecke und b) Durchstanzversagen an einer Innenstütze aus [3] (nach [8])

Laut PECH et al. [10] haben Flachdeckenkonstruktionen gegenüber anderen gängigen Deckenkonstruktionen folgende Vorteile:

- Vereinfachte Bewehrungsführung
- Einsparung von Schalungskosten
- Erleichterte Montage der Gebäudetechnik
- Kleinere Geschosshöhen aufgrund der geringen Konstruktionshöhen
- Das Verhalten der Flachdecke wie ein Flächentragwerk und somit die Unempfindlichkeit gegenüber einer Überbelastung sowie einer Veränderung der Lasteintragungsart

1.3 Schnittgrößen typischer Flachdeckentragwerke

Da die meisten Flachdeckensysteme der heutigen Zeit zweiachsig gespannt sind und somit ohne Hilfsmittel nicht genau berechnet werden können, ist der Einsatz von Finite Elemente Programme meistens unumgänglich. Näherungsverfahren eignen sich jedoch zur Kontrolle dieser Softwareergebnisse, da es bei Computerprogrammen schnell zu Eingabefehlern mit erheblicher Auswirkung auf das Berechnungsergebnis kommen kann [4].

In den folgenden Unterkapiteln wird daher zunächst auf die Grundlagen und Theorien der Schnittgrößenermittlung bei Flachdecken eingegangen und später auf die Berechnungsverfahren sowie Näherungsverfahren zur abschließenden Kontrolle.

1.3.1 Theoretische Grundlagen zur Schnittgrößenermittlung

Laut ZILCH et al. [4], AMINBAGHAI [12] und KOLBITSCH [13] handelt es sich bei der Kirchhoff'schen Plattentheorie um die Theorie kleiner Durchbiegungen an dünnen Platten. Sie besagt, dass Punkte, welche im unverformten Zustand auf einer Normalen zur Mittelebene liegen, auch im verformten Zustand normal zur Mittelebene gerichtet sind. Die Krümmung der Platte ist dabei nur an die Biege Wirkung gekoppelt (Schubverformungen $\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$) und wird daher als Schubstarr bezeichnet. Die partielle Differentialgleichung, welche diese Plattentheorie beschreibt, lautet wie folgt:

$$K\Delta\Delta\omega = p \quad (1)$$

$$K \cdot \left[\frac{d^4\omega}{dx^4} + 2 \cdot \frac{d^4\omega}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4\omega}{dy^4} \right] = p \quad (2)$$

Die Steifigkeit der Platte ist dabei

$$K = \frac{E_c I}{1 - \nu^2} = \frac{E_c \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \approx \frac{E_c \cdot h^3}{12} \quad (3)$$

mit h als Plattendicke, I als Trägheitsmoment der Platte im ungerissenen Zustand und ν als Querdehnzahl. Die Biegemomente des Flachdeckensystems sind proportional zur Krümmung an der Plattenmittelfläche. Laut ZILCH et al. [4] ist aus den Gleichungen (4) bis (6) ersichtlich, dass nicht nur die Krümmungen der betrachteten Richtung Einfluss auf das Biegemoment besitzen, sondern auch Krümmungen senkrecht zur betrachteten Fläche. Diese Krüm-

mungen senkrecht zur betrachteten Fläche werden über die Querdehnzahl mit einberechnet [4] [12] [13].

$$m_{xx} = -K \cdot \left[\frac{d^2 \omega}{dx^2} + \nu \cdot \frac{d^2 \omega}{dy^2} \right] \quad (4)$$

$$m_{yy} = -K \cdot \left[\frac{d^2 \omega}{dy^2} + \nu \cdot \frac{d^2 \omega}{dx^2} \right] \quad (5)$$

$$m_{xy} = -(1 - \nu) \cdot K \cdot \frac{d^2 \omega}{dx \cdot dy} \quad (6)$$

Das Drillmoment m_{xy} wird dabei hauptsächlich für die Berechnung der beiden Hauptbiegemomente $m_{1,2}$ benötigt, welche wie folgt berechnet werden:

$$m_{1,2} = \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \right)^2 + m_{xy}^2} \quad (7)$$

Gegenüber der x-Achse sind die beiden Hauptbiegemomente $m_{1,2}$ um einen Winkel φ verdreht [4]:

$$\tan 2\varphi = \frac{2m_{xy}}{m_{xx} - m_{yy}} \quad (8)$$

Zur Ermittlung der Schnittgrößen gibt es eine Reihe von Tafelwerken, welche für mehrachsig gespannte Platten mit unterschiedlichen Stützweitenverhältnissen herangezogen werden können. Diese basieren hauptsächlich auf der Kirchhoff'schen Plattentheorie, wohingegen FEM-Programme großteils auf der Reissner-Mindlin'schen Plattentheorie aufbauen. Dabei werden im Unterschied zur Kirchhoff'schen Plattentheorie sowohl Biegeverformungen als auch Schubverformungen berücksichtigt ($\gamma_{xz} \neq \gamma_{yz} \neq 0$) [4] [12] [13].

Der Verlauf der Hauptbiegemomente einer punktgelagerten Platte ist in Abbildung 4 dargestellt. Gut zu erkennen sind dabei die tangential und radial um die Stütze verlaufenden Biegemomente (negative Stützmomente) [1] [4] [12] [13].

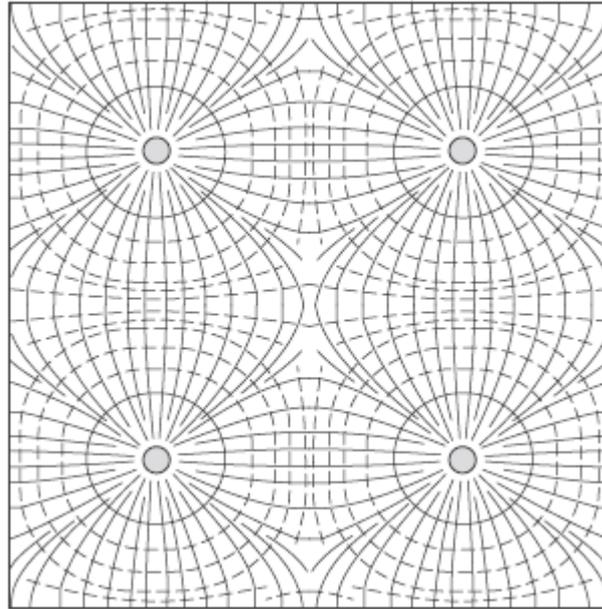


Abbildung 4: Hauptmomentenverlauf bei Flachdecken laut Zilch et al. [4]

1.3.2 Verfahren zur Schnittgrößenermittlung

Laut ZILCH et al. [4] dürfen Flachdecken, welche ein Stützweitenverhältnis von $0,5 \leq l_{s,1}/l_{s,2} \leq 2,0$ sowie eine ausreichende Aussteifung besitzen (z.B. Schubwände usw.), als gelenkig auf den Innenstützen aufliegend angenommen werden und somit auch ohne Einspannbewehrung ausgeführt werden. Rand- und Eckstützen dürfen hingegen aufgrund der Momentenübertragung zwischen Stütze und Decke nicht als gelenkig gelagert angenommen werden [1] [4].

Querkräfte werden, im Unterschied zu Finite-Elemente Berechnungen, bei denen sie über verschiedene Lastfallkombinationen berechnet werden, vereinfacht über die Vollast ermittelt. Bei regelmäßigen Flachdeckensystemen weichen die Ergebnisse der vereinfachten Berechnung nur geringfügig von der Finiten-Elemente Berechnung ab [4].

Im Allgemeinen stehen bei den Flachdecken folgende Verfahren zur Schnittgrößenermittlung zur Auswahl:

- Analytische Lösungsansätze,
- Finite-Elemente Berechnungen sowie
- Näherungsverfahren.

Analytische Lösungsansätze wurden durch die Finite-Elemente Berechnung, welche heute als häufigstes Berechnungsverfahren gilt, weitestgehend abgelöst. Zur Kontrolle, aber auch zur schnellen, überschlagsmäßigen Berechnung, können Näherungsverfahren herangezogen werden, welche jedoch nur in Verbindung mit regelmäßigen Stützweitenverhältnissen des Flachdeckensystems gute Ergebnisse liefern [4]. Diese Näherungsverfahren sollen im folgenden Unterkapitel näher dargestellt werden.

1.3.3 Näherungsverfahren

Für eine schnelle statische Vordimensionierung und zur Überprüfung von Finite Elemente-Berechnungen bietet sich laut KOLBITSCH [13] das Ersatzrahmenverfahren zur Schnittgrößenermittlung an, welches nach ÖNORM EN 1992-1-1 (Anhang I) definiert ist. Wie in Abbildung 5 dargestellt, wird die Flachdecke dabei in Feld- und Gurtstreifen unterteilt.

Die konstante Plattendicke der Flachdecke gilt als Voraussetzung für dieses Berechnungsverfahren. Laut ÖNORM EN 1992-1-1 [14] und KOLBITSCH [13] darf für die Berechnung der Steifigkeiten der Bruttoquerschnitt herangezogen werden. Im Unterschied zur Berechnung der Steifigkeit bei vertikaler Belastung, bei der die volle Plattenbreite herangezogen werden darf, werden bei horizontaler Belastung nur lediglich 40% der Plattenbreite verwendet. Für die Schnittgrößenermittlung wird die Flachdecke in jedem Feld mit der Volllast belastet.

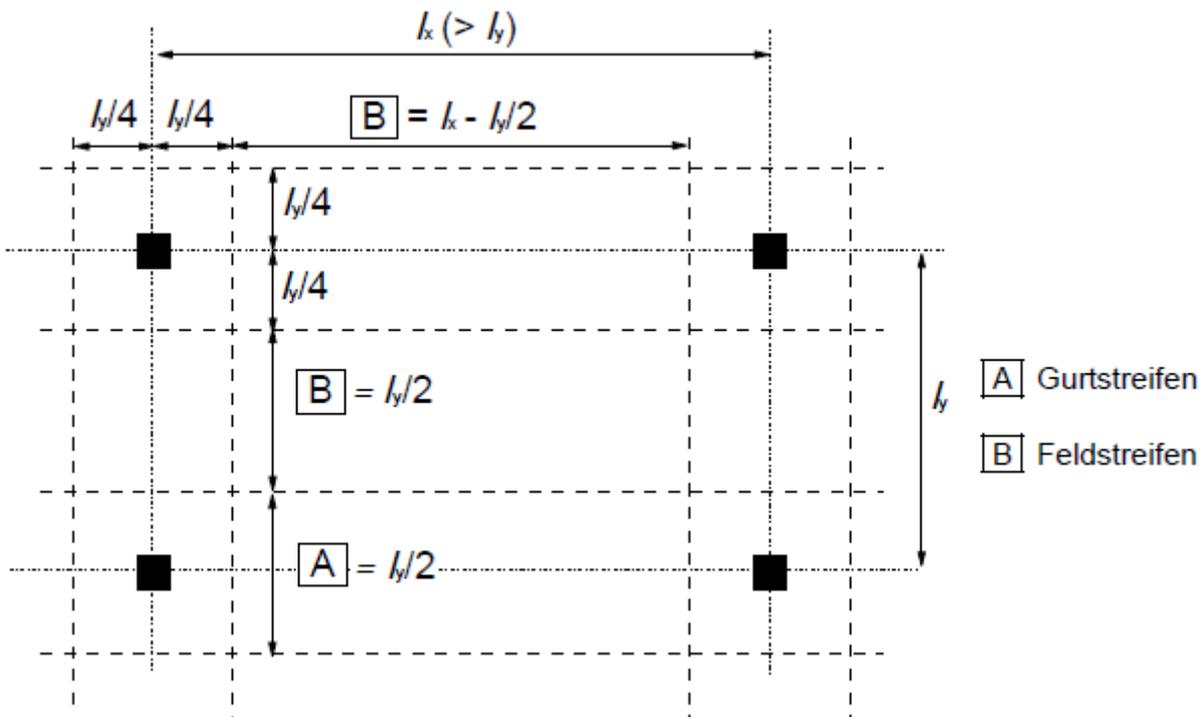


Abbildung 5: Unterteilung von Flachdecken, laut ÖNORM EN 1992-1-1 [14]

Das ermittelte Gesamtmoment ist dabei auf die volle Breite des Deckenfeldes zu beziehen und gemäß Tabelle 1 auf Gurt- und Feldstreifen aufzuteilen.

Tabelle 1: Vereinfachte Aufteilung des Biegemoments bei Flachdecken [14]

Aufteilung der Momente		
	Negative Momente	Positive Momente
Gurtstreifen	60% bis 80%	50% bis 70%
Feldstreifen	40% bis 20%	50% bis 30%
Σ Summe	100%	100%

Laut ZILCH et al. [4] ist die sektorweise Betrachtung der Platte aufgrund der rotationssymmetrischen Hauptmomentenverteilung aus Abbildung 4 für die Berechnung der Auflagerkräfte besser geeignet als das Ersatzrahmenverfahren. Der Lastsektor einer Stütze beschreibt jenen Bereich, aus dem alle dort vorkommenden vertikalen Lasten direkt in die Stütze eingeleitet werden. Eine Vereinfachung dieser Lastsektoren beschreiben die Lastezugsflächen, wel-

che ein einfaches und schnelles Ergebnis hinsichtlich der Querkraftverteilung liefern können (siehe Abbildung 6).

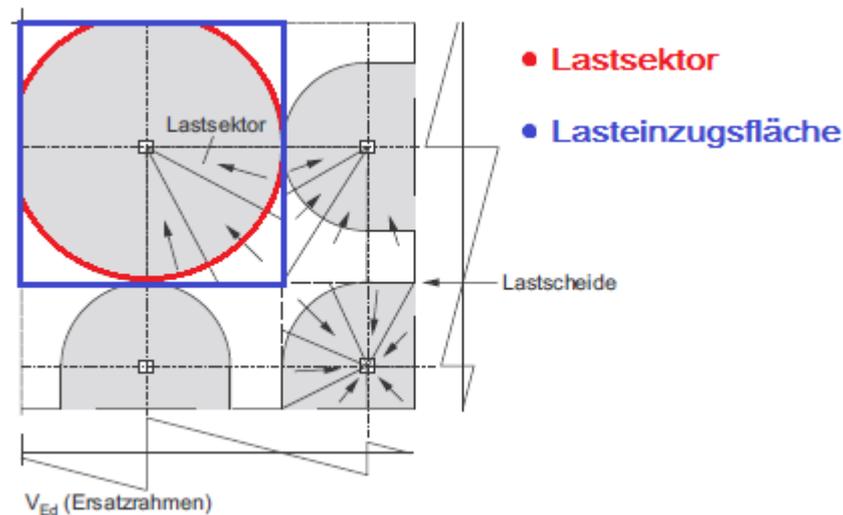


Abbildung 6: Lastsektoren und Lasteinzugsflächen, aus [4]

Da die Anwendung des Ersatzrahmenverfahrens bei ungleichen Stützweiten nicht sinnvoll ist, darf in solchen Fällen laut ÖNORM EN 1992-1-1 [14] das Trägerrostverfahren mittels eines vereinfachten Ansatzes, welcher wie folgt erläutert wird, verwendet werden:

- Die Schnittgrößenermittlung erfolgt unter Volllast ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$) des gesamten Systems.
- Um die feldweise abweichende Belastung miteinzuberechnen, sind die Feld- sowie Stützmomente zu erhöhen. Dabei wird das betrachtete Feld mit $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ und alle anderen Felder mit $\gamma_G G_k$ belastet.
- Bei unterschiedlicher Eigenlast der Felder darf bei den nicht belasteten Feldern $\gamma_G = 1$ angenommen werden.
- Dies kann zusätzlich auf andere Felder angewandt werden.

1.4 Schadensfälle infolge Durchstanzen

In der Vergangenheit ist es aufgrund von Durchstanzversagen zu vielen Bauwerksschäden gekommen, welche zum Teil auch Menschenleben gefordert haben. In den folgenden Absätzen werden daher zwei historisch relevante Schadensfälle näher erläutert.

Am 29. Juni 1995 ereignete sich am Nordflügel des Sampoong Kaufhauses in Seoul, Südkorea, eine verheerende Katastrophe, welche durch ein Durchstanzversagen der obersten Deckenplatte ausgelöst wurde. Laut GARDNER et al. [15] war eine der Hauptursachen für den Einsturz, dass die fünfte Etage, die als Rollschuhbahn mit einem Eigengewicht von 8 kN/m^2 und einer Nutzlast von $2,4 \text{ kN/m}^2$ vorgesehen war, zu einem Restaurantbereich umgewidmet wurde, ohne die zusätzlichen Eigenlasten, welche durch den Einbau von Mauern sowie Zwischenböden entstanden sind, mit einzuberechnen. Eine zusätzliche Schwächung der Struktur wurde durch die Verwendung von reduzierten Plattendicken sowie nicht planmäßigen Deckendurchbrüchen und unzureichender Bewehrung im Durchstanzbereich hervorgerufen. Zeugen berichteten, dass schon am Morgen desselben Tages Risse an der Decke der fünften Etage aufgetreten sind, welche daraufhin für die Besucher gesperrt wurde. Am späten Nachmittag des 29. Juni kam es dann zum progressiven Kollaps an der Stütze 5E (siehe Abbildung 7-b), der zum Einsturz des Nordflügel des Kaufhauses führte (siehe Abbildung 7-a). Durch das Zusammenkommen der genannten Faktoren sowie das falsche Handeln des Managements, welches aufgrund der hohen Besucheranzahl an diesem Tag und des damit verbundenen Umsatzpotentials nicht die Notwendigkeit erkannte, das gesamte Gebäude zu evakuieren, kam es zur Tötung von rund 500 Personen [4] [15].

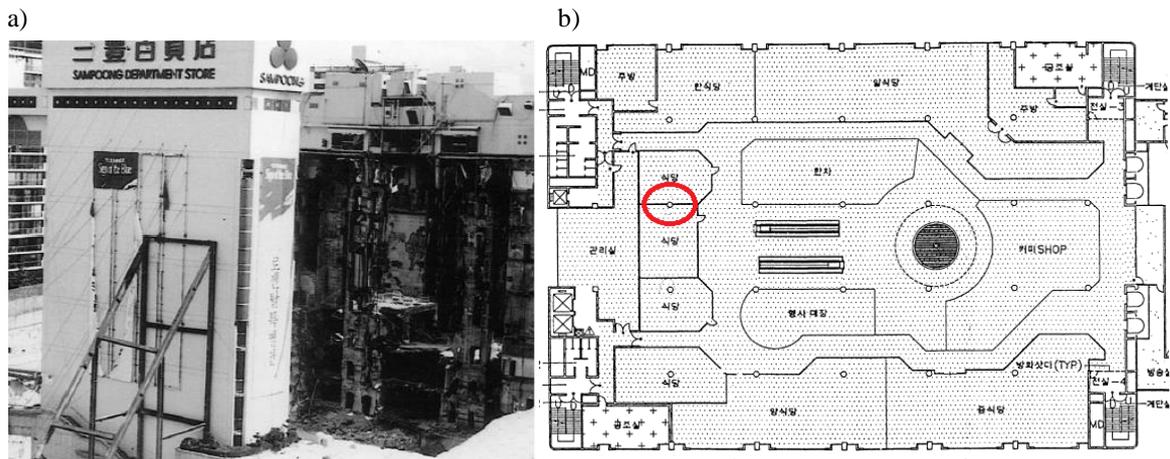


Abbildung 7: a) Sampoong Department Store nach dem Einsturz, b) Geschossplan des Nordflügels, aus [15]

Am 20. März 1997 ereignete sich im englischen Wolverhampton ein weiterer Schadensfall infolge Durchstanzen, welcher jedoch glücklicherweise keine Menschenleben forderte. Das oberste Parkdeck des Piper Row Car Parks, der 1965 im Lift-Slab-Verfahren aus 230mm dicken Flachdecken in einem unregelmäßigen Stützenraster errichtet wurde, sackte auf das darunterliegende Deck. Das darunterliegende Deck fing die Last auf und verhinderte so das Einstürzen des gesamten Parkhauses. Die baulichen Behörden kamen nach einer ausführlichen Untersuchung zu dem Schluss, dass es mehrere Ursachen bzw. Auslöser für das Unglück gab. Bei der Planung wurden zum einen die Schubkräfte, welche aufgrund des unregelmäßigen Stützenrasters erhöht waren, vernachlässigt, und zum anderen enthielt die Bemessung keine Angaben zu den vorhandenen Öffnungen in Stützennähe. Neben den planerischen Mängeln gab es auch noch Nachlässigkeiten in der Ausführung, wie z.B. Schwankungen der Betonfestigkeiten infolge zu geringer Zementgehalte im Beton sowie zu tief eingelegte obere Bewehrungen, welche zu einer reduzierten Nutzhöhe führten. Außerdem kam es im Laufe der Zeit zu einem Taumittelangriff der Deckplatte. Aufgrund des komplexen Zusammenwirkens dieser Faktoren in Verbindung mit einer Bauteilabkühlung kam es in der Nacht vom 20. März 1997 zum Kollaps [16] [4].



Abbildung 8: Einsturz des obersten Parkdecks am Piper Row Car Park 1997, aus [16]

2 Theoretische Modelle und empirische Berechnungsansätze

In diesem Kapitel werden die vom Autor am relevantesten befundenen Modelle im Bereich Durchstanzen von Flachdecken näher behandelt. Dazu wird zu Beginn ein kurzer Überblick über die Ähnlichkeiten und Unterschiede der einzelnen Modelle gegeben, worauf in weiterer Folge eine detaillierte Beschreibung der Modelle erfolgt.

2.1 Einleitung zur Modellentwicklung

Das Modell von KINNUNEN und NYLANDER wurde 1960 als eines der ersten Durchstanzmodelle vorgestellt und zahlreiche später veröffentlichte Modelle und Ansätze basieren darauf. Alle Erweiterungen und Änderungen dieses Basismodells nach KINNUNEN und NYLANDER bauen darauf, dass die Durchstanzbewehrung als Aufhängebewehrung wirkt und dass eine Druckkraft über eine Druckstrebe zum Stützenquerschnitt gelangt [17].

BEUTEL [17] fasst zusammen, dass in der aktuellen Literatur zahlreiche erweiterte bzw. veränderte Arten des Modells nach KINNUNEN und NYLANDER existieren, die z.B. Modifikationen der Materialarten und Erweiterungen in Bezug auf Stützenart und Berechnungsmethoden beinhalten.

Gemäß [3] und [1] werden Fachwerkmodelle in der Praxis gerne herangezogen. Bei zentrischem Durchstanzen kann so auf einfache Weise der Kraftfluss innerhalb von Platten veranschaulicht werden. Laut [1] werden die Fachwerkmodelle für exzentrisches Durchstanzen zunehmend unübersichtlicher und sind zudem mit einem erhöhten Berechnungsaufwand verbunden.

Die Modelle von PÖLLET [18] und VOCKE [1] gehen dabei speziell auf die Analogie von Rand- und Eckstützen.

2.2 Modell nach KINNUNEN und NYLANDER

Bei dem Modell von KINNUNEN und NYLANDER [5] handelt es sich um ein auf Plastizitätstheoretischen Grundlagen basierendes Modell. Es dient zur Beschreibung des Durchstanzverhaltens und zur Berechnung der Durchstanzlast und geht dabei von einem ebenbleibenden Plattensegment mit ringförmiger Biegebewehrung unter axialsymmetrischer Belastung aus.

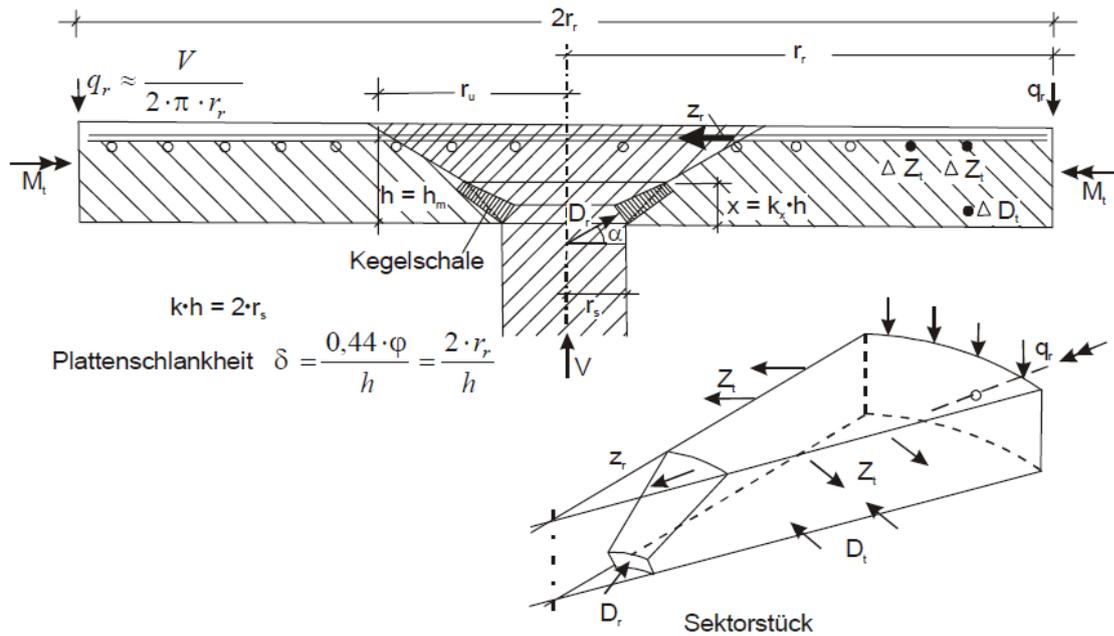


Abbildung 9 : Modell nach Kinnunen und Nylander, aus [8] (nach [5])

Die Tragfähigkeit im Bruchzustand wird anhand eines vereinfachten Modells an einem rotationssymmetrischen Plattenausschnitt, wie in Abbildung 9 grafisch dargestellt, erklärt. Dieser besteht aus dem Stützenteil, der mit dem Bruchkegel starr verbunden ist, sowie aus dem Sektorstück. Das Sektorstück wird durch die Zugkräfte der oberen Bewehrung Z_r an den Bruchkegel gezogen und stützt sich über die Betondruckkräfte D_r auf einer gedanklichen Kegelschale ab. D_t stellt die tangentialen Kräfte der Betondruckzone und Z_t jene der Biegezugbewehrung dar, diese verbinden die Sektorstücke untereinander [8].

HALLGREN [9] erweiterte das Modell von KINNUNEN und NYLANDER und leitete einige Einflussgrößen auf die Durchstanztragfähigkeit ab [4]:

- Druck- und Schubtragfähigkeit der Druckzone, sowie Rissverzahnung im Schubriss und Verbundtragfähigkeit der Biegezugbewehrung hängen von der Betondruckfestigkeit ab.
- Durch die Erhöhung des Biegebewehrungsgrades vergrößert sich die Druckzone und somit können mehr Querkräfte über diese übertragen werden. Weiters werden auch Risse in ihrer Breite dadurch begrenzt.
- Die Größe des Bruchkegels sowie der Hebelarm zwischen Biegedruck und Biegezugkräfte verändern sich proportional mit der statischen Nutzhöhe.

2.3 Modell nach ANDRÄ

Nach HÄUSLER [19] gibt es am Modell von KINNUNEN und NYLANDER [5] einen wesentlichen Schwachpunkt. Dabei wird der Durchstanzwiderstand an einem Sektorelement, welches starr unterstellt ist, abgeleitet und somit der Kraftfluss im Inneren des Sektorelements nicht berücksichtigt. Eine Erweiterung des Modells von KINNUNEN und NYLANDER [5] stellt das Modell von ANDRÄ [20] dar, in welchem er zwei Fachwerkssysteme (Abbildung 10) überlagert, um den inneren Zerstörungsprozess der Platte beschreiben zu können. Als Grundsystem verwendet ANDRÄ [20] ein Netzfachwerk mit 45° geneigten Zug- und Druckkegelschalen, das mit einem Strebensystem mit veränderlich geneigten Druckkegelschalen (lokales Auflagersystem) überlagert wird. Er geht ebenfalls wie KINNUNEN und NYLANDER [5] von einer krümmungslosen Verdrehung der Platte aus, mit dem Unterschied, dass er den gesamten Lastabtrag damit beschreibt. Sobald einer der folgenden zwei Versagensmechanismen eintritt, kommt es daher zum Erreichen der Tragfähigkeit:

1. Das Überschreiten der Betondruckfestigkeit verursacht ein Versagen der Druckkegelschalen oder
2. die Kombinierte Querkraft- und Biegebeanspruchung verursacht ein Versagen der Einmündungszone unterhalb der Risswurzel [19].

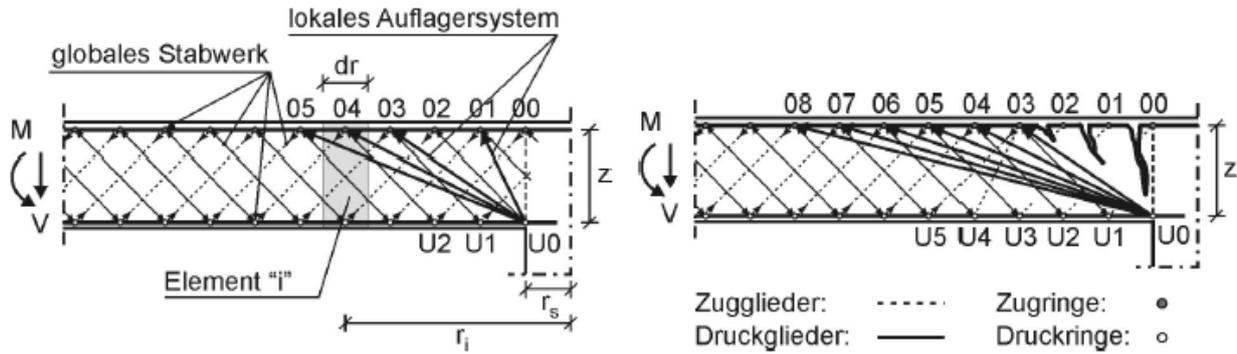


Abbildung 10: Fachwerksysteme nach ANDRÄ [20], zitiert nach [19]

Beobachtungen an Würfeldruckversuchen, welche mit verschiedenen Lagerungsbedingungen (starre Lagerung oder Bürstenlagerung) ausgeführt wurden, lieferten wichtige Erkenntnisse für das Beschreiben dieser Versagensmechanismen (siehe Abbildung 11) [19].

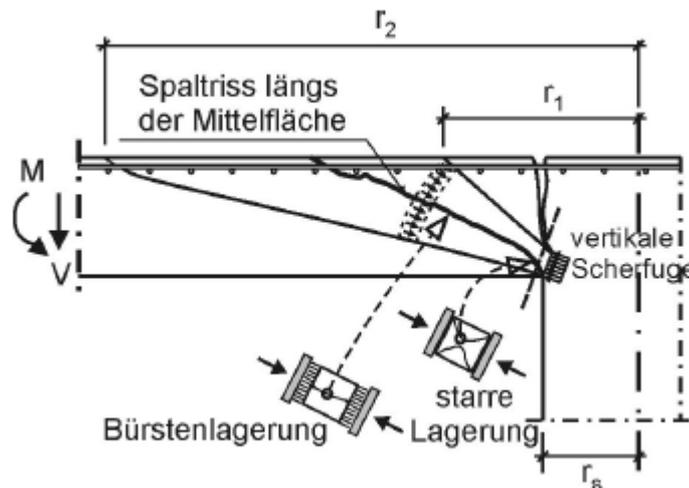


Abbildung 11: Versagensmechanismen nach ANDRÄ [20], zitiert nach [19]

Unter anderem liefert das Modell nach ANDRÄ [20] einen wesentlichen Beitrag bei der Modellierung des Tragverhaltens nach EN 1992-1-1. Weiteres dazu in Abschnitt 4.2.1.

2.4 Modell nach MUTTONI und GUANDALINI

Laut [19] und [21] ist das Modell von MUTTONI und GUANDALINI eine Erweiterung des Modells von KINNUNEN und NYLANDER [5] mit abgewandelten Versagenskriterien. Anhand von zehn Durchstanzversuchen haben MUTTONI und GUANDALINI in [22], [23] und

[24] ein mechanisches Tragmodell hergeleitet, welches den Durchstanzwiderstand als Funktion der radialen Plattenrotation ψ am Anschnitt der Stütze definiert. Das von MUTTONI in [25] und [26] hergeleitete Bruchkriterium wird zur Berechnung der Grenzrotation verwendet (siehe Abbildung 12).

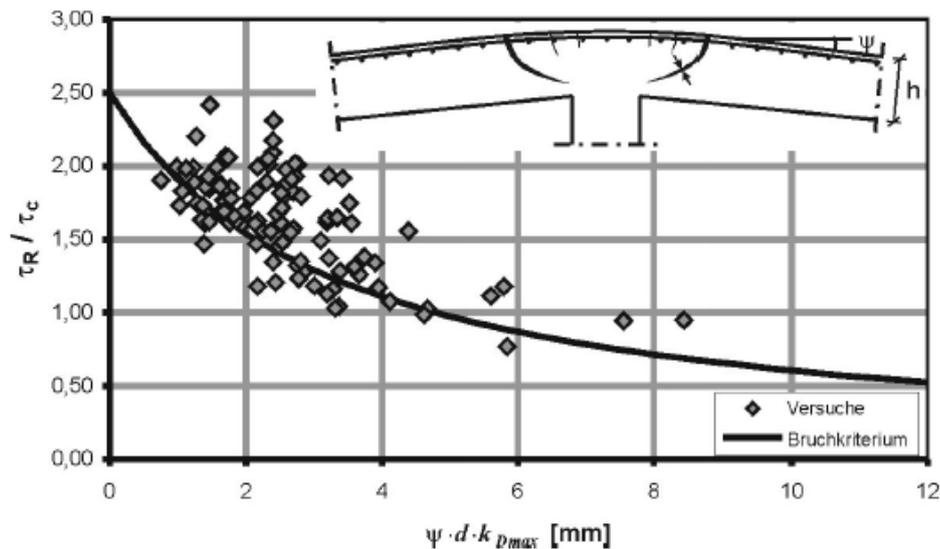


Abbildung 12: Bruchkriterium nach MUTTONI [25], zitiert nach [19]

Die Plattenrotationen und die daraus folgenden Durchbiegungen werden hauptsächlich durch das Biegeverhalten der Platte bestimmt, zu deren Beschreibung GUANDALINI ein nichtlineares Rechenmodell entwickelte, welches auf Momenten-Krümmungsbeziehung basiert. Durch das Zusammenführen dieses Rechenmodells nach GUANDALINI und des von MUTTONI hergeleiteten Bruchkriteriums gelingt es, die Durchstanztragfähigkeit von Platten mit und ohne Vorspannung an symmetrisch belasteten Innenstützen (ohne Momentenbeanspruchung) zu berechnen (Abbildung 13). Dabei wird für unterschiedliche Bewehrungsgrade ρ_1 die Last-Verformungs-Beziehung dargestellt und der daraus folgende Schnittpunkt mit dem Bruchkriterium stellt die rechnerische Durchstanzlast dar.

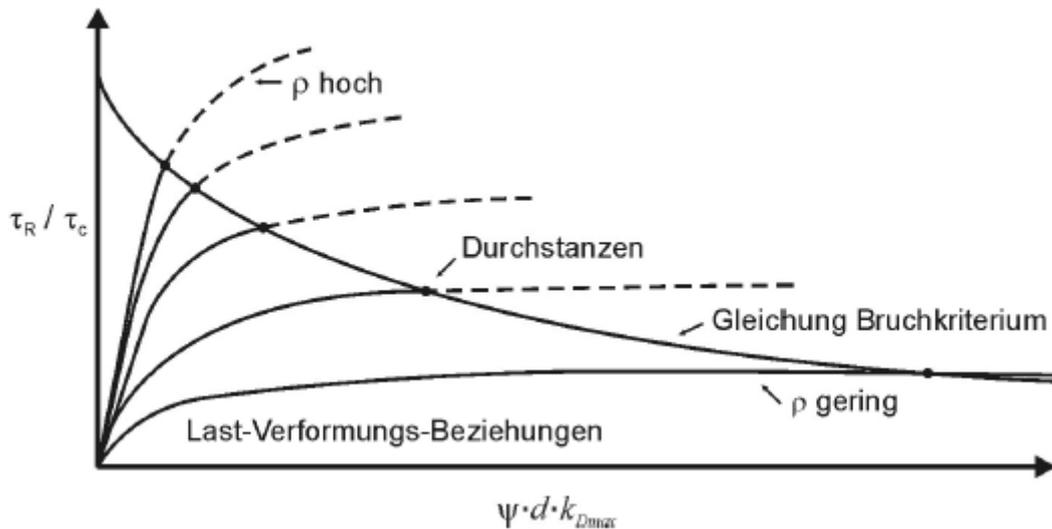


Abbildung 13: Ermittlung der Durchstanzlast aus dem Schnittpunkt der Last-Verformungskurve und dem Bruchkriterium, zitiert nach [19]

2.5 Modell nach PÖLLET

Laut [8] und [3] entwickelte PÖLLET [18] auf Basis von Versuchsbeobachtungen ein für Rand- und Eckstützen geltendes Traglastverfahren. In Anbetracht des M-Q Verhältnisses e/c wird dabei grundsätzlich zwischen zwei verschiedenen Versagensarten unterschieden. Bei einer geringen Ausmitte und Bildung von Schubrisen handelt es sich um einen sogenannten „Schubtorsionsbruch“ oder „Schubbruch“ und bei größeren Ausmitten überwiegt der Torsionseinfluss und es handelt sich um einen „Biegetorsionsbruch“. Bei einem „Schubbruchversagen“ ist dabei nur eine geringe Momentenabhängigkeit zu beobachten [8] [3].

Wie aus Abbildung 14 entnommen werden kann, ist es mit dem Ansatz von PÖLLET [18] nicht möglich, die tatsächlich vorhandene M-Q Interaktion detailliert zu beschreiben, sondern es gelingt lediglich, einen Maximalwert für das aufnehmbare Moment sowie die Durchstanzlast zu ermitteln [8].

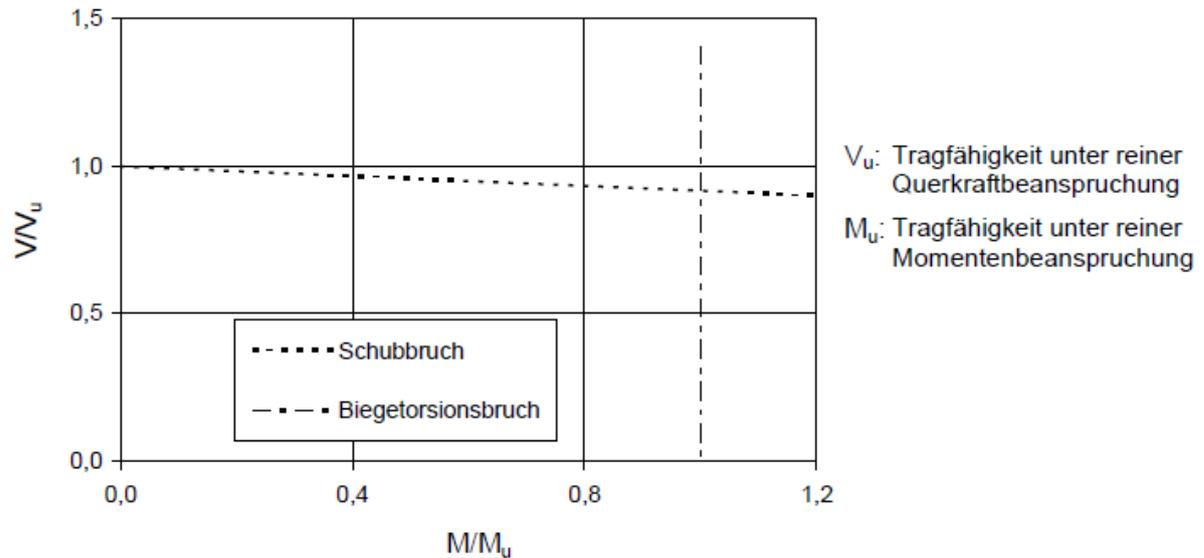


Abbildung 14: M-Q Diagramm nach PÖLLET [18], zitiert nach [8]

2.6 Modell nach VOCKE

Bei dem Modell nach VOCKE [1] handelt es sich um einen Bemessungsansatz zur Berechnung des Durchstanzwiderstands von nicht schubbewehrten Platten im Bereich von Rand- und Eckstützen. Unter anderem entwickelte VOCKE in [1] Übergangsfaktoren, die die Querkrafttragfähigkeit vom räumlichen Durchstanzen zum ebenen Plattenschub unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft Interaktion beschreiben. Nach VOCKE [1] ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$v_{Rd,ct} = 0,12 \cdot \kappa \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\kappa_a}{\beta \cdot \alpha} \quad (9)$$

$$V_{Rd,ct} = v_{Rd,ct} \cdot d \cdot u \quad (10)$$

mit folgenden Koeffizienten nach [1]:

$V_{Rd,ct}$ Bemessungswert für die aufnehmbare Querkraft [MN]

$v_{Rd,ct}$ Bemessungswert für die aufnehmbare Schubspannung [MN/m²]

κ Maßstabfaktor unter Berücksichtigung der Bauteilhöhe [-]

ρ_l mittlerer Längsbewehrungsgrad [-]

f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MN/m ²]
κ_a	Faktor zur Beschreibung des Übergangs vom räumlichen Durchstanzen zum ebenen Plattenschub (siehe Tabelle 2)
β	Faktor zur Beschreibung der Momenten-Querkraft Interaktion (siehe Tabelle 2)
α	Faktor zur Einberechnung der Stützengeometrie (siehe Tabelle 2)

Tabelle 2: Bemessungsgrößen nach [1]

	Eckstütze	Randstütze	Innenstütze
C	zu bestimmen		
κ_a	$\frac{1}{1 + 0,15 \cdot l_s/d} \geq \frac{C_0}{C}$ mit $C_0 =$ Vorfaktor bei ebenen Plattenschub		
β	$\frac{\beta_0}{1 + 0,20 \cdot l_s/d} \geq 1,0$	$\frac{\beta_0}{1 + 0,15 \cdot l_s/d} \geq 1,0$	1,05 (DIN 1045 – 1)
β_0	$\sqrt[5]{1 + (e/1,09c)^5}$	$\sqrt[5]{1 + (e/1,25c)^5}$	1,05 (DIN 1045 – 1)
α	$(c_x/c_y)^{0,15e/c}$	$(c_x/c_y)^{0,15e/c}$	

Die DIN 1045-1 und der EC 2 unterscheiden sich von Gleichung (9) durch den Vorfaktor C sowie durch die beiden Faktoren α und β . Somit ermöglicht die Gleichung (9) eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von Flachdecken gegenüber Durchstanzen von Rand- und Eckstützen.

2.7 Fachwerkmodell nach SIMMONDS und ALEXANDER

Laut [3] und [8] wird im Unterschied zu den meisten theoretischen Modellen, bei denen die Längsbewehrung als gleichmäßig verteilt gilt, bei dem Fachwerkmodell nach SIMMONDS und ALEXANDER [6] [27] jeder Bewehrungsstab einzeln in der Platte abgebildet.

Zu den wesentlichen Bestandteilen des in Abbildung 15 erläuterten Fachwerkmodells gehören die so genannten „shear struts“ und „anchoring struts“. Bei den „shear struts“ handelt es sich

um orthogonal zur Plattenebene geneigte Druckstreben, welche für die Schubkraft- sowie Momentenübertragung an der Stützeninnenseite verantwortlich sind. Druckstreben, welche eine Bewegung nach oben verursachen, werden als „uplift struts“ und jene, die eine nach unten hervorrufen, als „gravity struts“ bezeichnet. Unter den „anchoring struts“ versteht man Verankerungsstreben, welche in Plattenebene liegen. Sie sorgen dafür, dass das Stützenmoment an die Stützenseitenflächen weitergeleitet wird. Bewehrungsstäbe, welche die durch die Druckstreben entstehenden Kräfte aufnehmen und in die Stütze einleiten, werden als „strut steel“ bezeichnet und befinden sich entweder direkt über der Stütze oder in deren Nähe [8] [3].

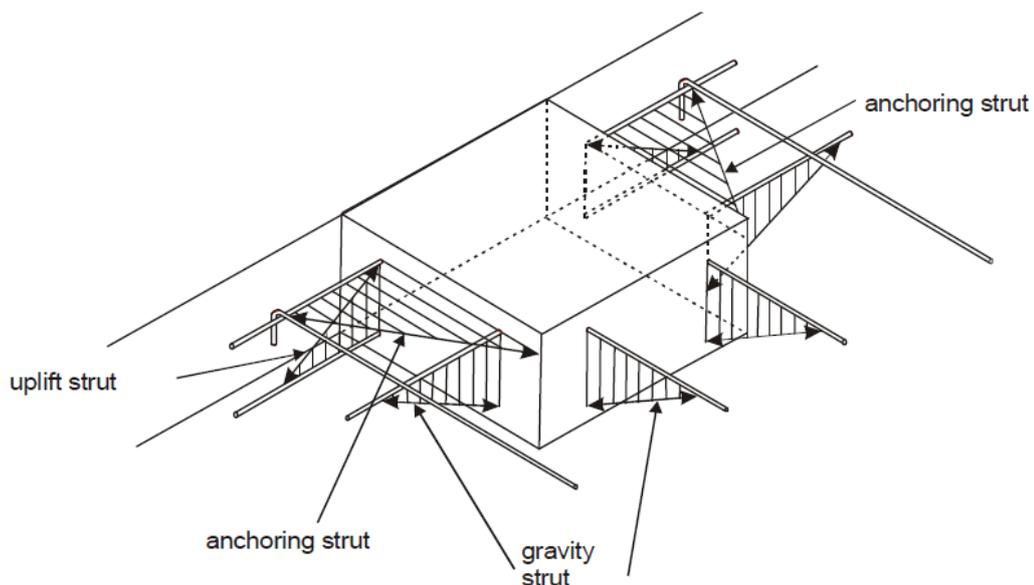


Abbildung 15: Fachwerkmodell einer Randstütze [6], zitiert nach [8]

Die Strebentragfähigkeit wird nach [6] zum einen durch den Maximalwert der Schubstrebenneigung α und zum anderen durch maximale Stahlspannung begrenzt. Laut [6] führt das Überschreiten der maximal aufnehmbaren, senkrechten Komponente einer Druckstrebe zum Bruchversagen, wobei dies von mehreren Faktoren wie z.B. der Betondeckung, der Zugfestigkeit des Betons, der Einflussbreite des Bewehrungsstabes sowie der bezogenen Stützenabmessung abhängig ist [3] [8].

Das Interaktionsdiagramm in Abbildung 16 wurde laut [6] unter Anbetracht des Fachwerkmodelles in Abbildung 15 berechnet und so konstruiert, dass es den gesamten Traglastbereich abdeckt. Der Nachweis einer Stütze gilt dann als erfüllt, sobald sich die Momenten-Querkraft-Interaktion innerhalb des von der Kurve eingeschlossenen Bereichs befindet [3] [8].

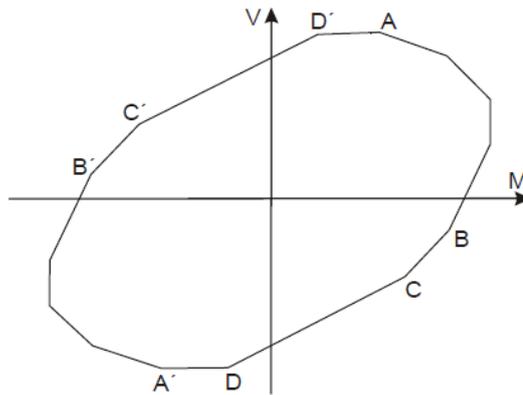


Abbildung 16: Momenten-Querkraft-Interaktion für eine Randstütze [6] zitiert nach [8]

Durch den Vergleich des entwickelten Berechnungsverfahrens mit einer Vielzahl von Durchstanzversuchen stellen SIMMONDS und ALEXANDER in [6] fest, dass für einen mittleren Längsbewehrungsgrad eine gute Übereinstimmung zwischen dem Berechnungsverfahren und den praktischen Durchstanzversuchen besteht. Erst ab Längsbewehrungsgrade $\rho_1 \geq 3,0\%$ liefert das Modell nach SIMMONDS und ALEXANDER unsichere Ergebnisse. Grund dafür ist die immer höher werdende Wahrscheinlichkeit eines Betondruckstrebenversagens [1].

Der Druckstrebenwinkel nach SIMMONDS und ALEXANDER [6] wurde aus Versuchen ermittelt und kann nach Gleichung (11) berechnet werden. Dabei stellt der Faktor κ eine aus Versuchen empirisch ermittelte Konstante dar.

$$\tan \alpha = 1 - e^{-2,22 \cdot \kappa} \quad (11)$$

Eine Erweiterung des Modells von SIMMONDS und ALEXANDER [6] stellt das Fachwerkmodell nach REAGAN und LIM [7] dar. Dabei fließt die Tragwirkung der Schubbeweh-

rung in die Berechnung des Strebenwinkels α mit ein. Im Gegensatz zum Modell von SIMMONDS und ALEXANDER wird nach Reagan und Lim nicht mehr für jeden Stab ein eigener Strebenwinkel berechnet, sondern es wird jeweils ein einheitlicher Strebenwinkel für die Stützensvorderkante sowie für die Stützensseitenkante berechnet. Die Neigung der Druckstreben nach Reagan und Lim kann nach Gleichung (12) errechnet werden.

$$\tan \alpha_i = \frac{V_i}{F_{yi}} \quad (12)$$

V_i beschreibt dabei die Schubtragfähigkeit der betrachteten Fläche und F_{yi} die Fließkraft in den Bewehrungsstreben [8].

3 Tragverhalten und Nachweiskonzept

3.1 Tragverhalten und Rissbildung

Unter dem Fachbegriff „Durchstanzen“ versteht man laut VOCKE [1] und HARTMAN [3] ein Querkraftversagen im Auflagerbereich von punktförmig gestützten Platten (Flachdecken oder Fundamente). Dabei wird aufgrund des dabei wirkenden Versagensmechanismus ein Durchstanzkeil herausgetrennt. Einige Faktoren wie z.B. Stützenabmessungen, Deckenstärke, Bewehrungsgrad, Betonqualität etc. können dabei erheblichen Einfluss auf die Versagensart und die Form des Bruchkegels nehmen.

Im Bereich von Innenstützen kommt es aufgrund der symmetrischen Belastung (zentrisches Durchstanzen) zu einer reinen Querkraftbeanspruchung, da sich das Moment wie ein Durchlaufmoment verhält und keine Schnittkräfte in der Stütze verursacht. Der genaue Kräfte- und Mechanismus in einer Flachdecke wird anhand Abbildung 17 am Beispiel einer Innenstütze verdeutlicht [1] [3].

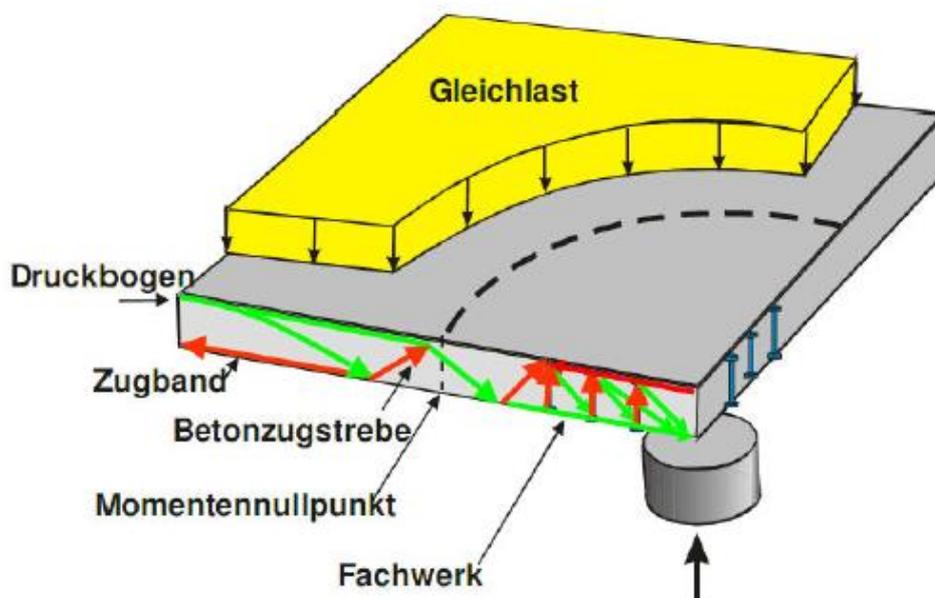


Abbildung 17: Tragmodell einer Innenstütze, aus [28]

Im Bereich von Rand- und Eckstützen kommt es zu einer sogenannten exzentrischen Beanspruchung, da dort nicht wie bei Innenstützen nur die Stützenkraft in die Deckenplatte eingeleitet wird, sondern ein zusätzliches Stützenmoment aufgenommen werden muss. Infolge ungleicher Stützweiten sowie exzentrisch angeordneter Lasten kann es jedoch auch bei Innenstützen dazu führen, dass das Moment berücksichtigt werden muss [1] [3].

Nachfolgend werden die verschiedenen Versagensarten anhand ihrer Tragmechanismen näher erläutert.

3.1.1 Zentrisches Durchstanzen

Bei zentrischem Durchstanzen wirken auf die Betondruckzone im auflagnahen Bereich sowohl radiale als auch tangentiale Betonstauchungen. Dabei bewegen sich die radialen Betonstauchungen auf die Stütze zu und die tangentialen Betonstauchungen ringförmig um die Stütze herum. Im Unterschied zum ebenen Plattenschub wird beim Durchstanzen aufgrund dieser mehrachsigen Druckbeanspruchung des Betons eine höhere Schubtragfähigkeit in der Platte erreicht. Abbildung 18-b beschreibt diesen konzentrierten Beanspruchungszustand, der infolge zweiachsiger Krümmung im Stützenbereich entsteht und durch Stauchungen der Betondruckzone nach [29] abgebildet ist. Wie zu erkennen ist, entsteht diese mehrachsige Druckbeanspruchung daraus, dass in der Biegedruckzone sowohl tangentiale (Kurve 1) als auch radiale Stauchungen (Kurve 2) auftreten, welche zu einem Anstieg der Schubtragfähigkeit führen.

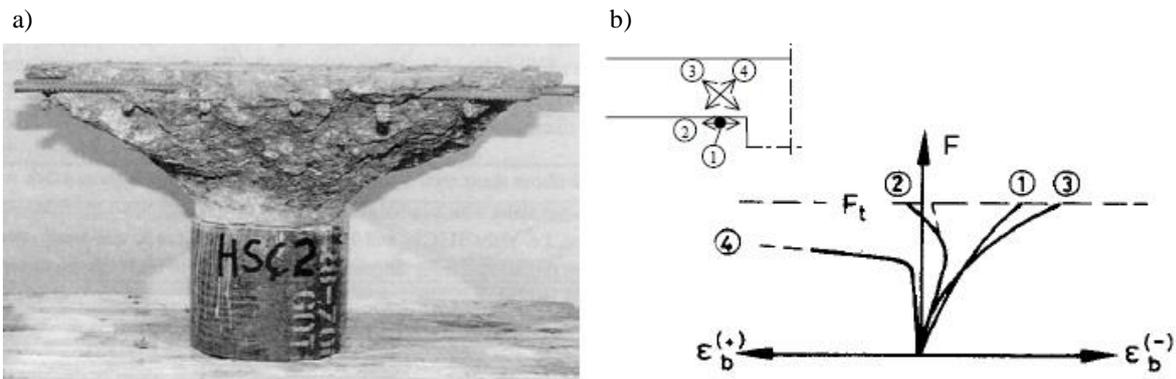


Abbildung 18: a) Durchstanzkegel aus [1] (nach [9]) und b) Stauchungen in der Betondruckzone aus [1] (nach [29])

Geneigte Durchstanzrisse entstehen laut [30] jedoch schon vor dem Erreichen der Durchstanzlast im Inneren der Platte und breiten sich mit zunehmender Belastung weiter aus. Aus einer Reihe von Versuchen wurde bewiesen, dass sich Durchstanzrisse ab 40% bis 60% der maximalen Durchstanzlast bilden (u.a. KINNUNEN u. NYLANDER [5], KORDINA u. NÖLTING [29] sowie VOCKE [1]). Zu einem Durchstanzversagen kommt es schließlich dann, wenn die Risse die Betondruckzone durchtrennen und somit ein Betonversagen hervorrufen. Da dies meist ohne Vorankündigung geschieht, spricht man daher von einem spröden Bauteilversagen [1] [3].

Flachdecken werden häufig mit einer Schubbewehrung versehen, einerseits, um die Durchstanztragfähigkeit zu erhöhen und andererseits, um ein etwas duktileres Versagen anzustreben. Mit Dübelleisten sowie Doppelkopfbolzen können hierbei um einiges höhere Tragfähigkeiten erreicht werden als mit herkömmlichen Bügeln. Sollte die Durchstanztragfähigkeit immer noch zu gering sein, können Stahlpilze, vorgespannte Systeme oder Sonderanfertigungen, welche aber mit einem erheblichen Kostenaufwand verbunden sind, angewandt werden [1] [3].

Abbildung 19-a zeigt die Rissbildung ohne vorhandene Durchstanzbewehrung. Hierbei ist zu erkennen, wie sich die vorhandenen Schubrisse bis zur Stütze hin fortpflanzen. Beim Durchtrennen der Biegedruckzone kommt es zum Versagen. In Abbildung 19-b erkennt man einige

Durchstanzrisse, die von der vorhandenen Bewehrung, in diesem Fall mit Doppelkopfbolzen, zusammen gehalten werden. Dieses Tragverhalten ähnelt einem räumlichen Fachwerk. Dabei werden die Kräfte der geneigten Betondruckstreben, welche sich zwischen den Durchstanzrisen befinden, von den Doppelkopfbolzen hinaufgezogen. Abbildung 19-c zeigt, dass es auch außerhalb des schubbewehrten Bereichs zum Versagen kommen kann. Dabei ist zu beachten, dass die für die Schubtragfähigkeit günstig wirkende mehrachsige Druckbeanspruchung der Betondruckzone mit zunehmendem Abstand zur Stütze immer geringer wird. Die Überschreitung der Maximaltragfähigkeit wird in Abbildung 19-d gezeigt. Dabei kommt es zum Versagen in der Lasteinleitungszone [1] [3].

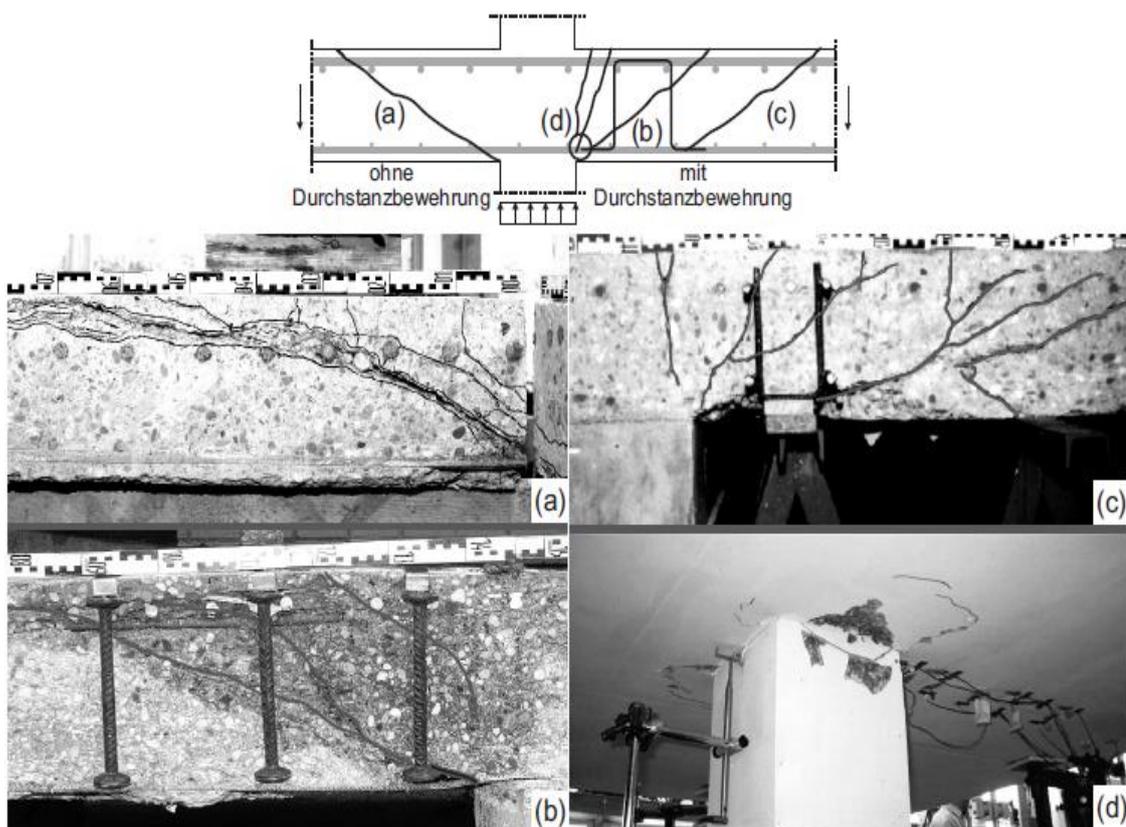


Abbildung 19: Durchstanzversagensarten: a) ohne Durchstanzbewehrung, b) innerhalb und c) außerhalb der Durchstanzbewehrung, d) Maximaltragfähigkeit überschritten, aus [31]

3.1.2 Exzentrisches Durchstanzen

Laut VOCKE [1] erfahren Rand- und Eckstützen im Gegensatz zu rotationssymmetrisch belasteten Innenstützen eine unsymmetrische Belastung, welche aus zwei Gründen verursacht wird. Zum einen nehmen bei Rand- und Eckstützen die tangentialen Stauchungen der Biegedruckzone im Beton, welche charakteristisch für das zentrische Durchstanzen sind, zum freien Rand hin ab. Zum anderen entsteht aufgrund des idealisierten Momentenverlaufes (siehe Abbildung 20) ein Stützenanschlussmoment. Bei Randstützen treten Anschlussmomente rein um die y-Achse auf und bei Eckstützen aufgrund der zwei freien Deckenränder um die x- und y-Achse. Es kann jedoch vorkommen, dass sich auch bei Randstützen aufgrund stark variierender Stützweiten sowie exzentrischer Lastanordnungen ein zweites Anschlussmoment (in die x-Achse) bildet [1] [3] [8].

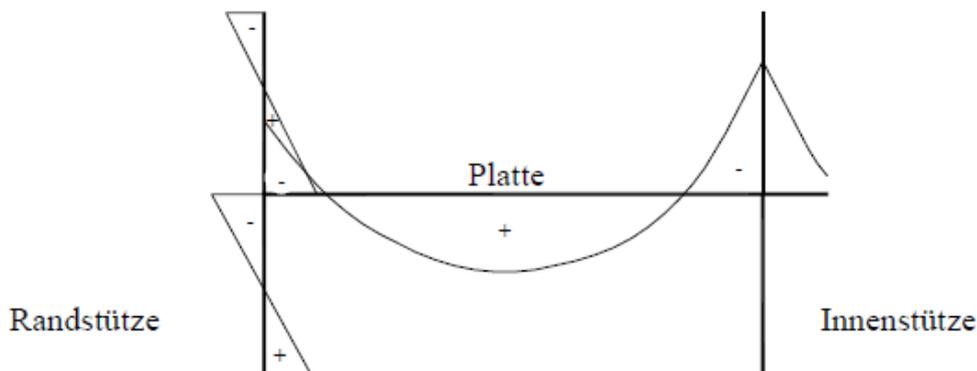


Abbildung 20: Idealisierter Momentenverlauf laut [1]

Diese Momentenübertragung, welche durch den Wert der bezogenen Ausmitte e/c beschrieben wird, hat erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten. Die daraus entstehende zusätzliche Schubbeanspruchung muss mit den Querkraften aus der Decke überlagert werden. Die Exzentrizität e ist das Verhältnis zwischen dem von der Decke auf die Stütze übertragenden Moment M und der Deckenquerkraft V ($e=M/V$). Der Koeffizient c beschreibt die Breite der Stütze (senkrecht zur Achse des übertragenden Momentes) [1].

Abhängig von der bezogenen Ausmitte e/c können laut PÖLLET [18] sowie KORDINA und NÖLTING [29] drei Ausmaße differiert werden. Für jeden Bereich stellt sich ein jeweils anderes Rissverhalten am Durchstanzkörper ein. Diese drei Arten von Rissverhalten sollen nun in den folgenden Absätzen näher beschrieben werden.

VOCKE [1] fasst dies betreffend zusammen, dass die Haupttragrichtung bei gering bezogenen Ausmitten ($0 \leq e/c < 0,5$)¹ aufgrund der Durchlaufwirkung parallel zum freien Plattenrand wirkt, wobei gleichzeitig senkrecht zum freien Plattenrand nur minimale Momente und Querkräfte entstehen. Aufgrund dessen kommt es in Folge zu einem Schubversagen, wie in Abbildung 21-a ersichtlich [1].

Die Tragrichtung wird senkrecht zum Plattenrand aktiviert, sobald die bezogene Ausmitte zunimmt, und da die verdrehte Stütze gegenüber der Platte weitere Beanspruchungen mit sich bringt, entstehen vor allem an der Stützeninnenfläche Schubspannungen aus Biegung und Schub, die sich mit jenen aus der Querkraft überlagern. Der freie Plattenrand wird dadurch entlastet, dass sich diese Schubspannungen ganz oder teilweise kompensieren [1]. VOCKE [1] erwähnt außerdem, dass horizontale Schubspannungen, die sich aufgrund der Torsionsmomente zwischen Stütze und Platte an der Stützenseitenfläche entwickeln, dafür verantwortlich sind, dass das *„Schubversagen seinen Ursprung nicht mehr an den Stützenseitenflächen, sondern an der Stützenfrontfläche besitzt, wo sich Schubspannungen infolge Querkraft und Momentenübertragung ungünstig überlagern“* [1]. Der Schubriss ist dann dafür verantwortlich, dass sich ein gleichmäßiger Bruchkegel bildet, der jenem bei zentrischem Durchstanzen stark ähnlich ist, was in Abbildung 21-b grafisch abgebildet ist. Dieser so genannte Schubtorsionsbruch kommt vor allem bei Ausmitten zwischen ($0,5 \leq e/c < 1,4$) vor.

¹ Die genannten Grenzen für bezogene Ausmitte e/c sind laut Vocke [1] Näherungswerte für mittlere Bewehrungsgrade für Randstützen.

In weiterer Folge beschreibt VOCKE [1], dass bei großen Ausmitten ($e/c > 1,4$) der Biegetorsionsbruch eintritt. Dieser entsteht durch zusätzliche Schubbeanspruchungen am freien Plattenrand, welche dort zu Torsionsrissen führen, deren Neigung ungefähr senkrecht zu jener von Schubrissen ist, wie in Abbildung 21-c dargestellt. Dieses Versagen kommt häufig mit großen Verformungen sowie einem Fließen der Anschluss- und Biegebewehrung einher.

Der Bewehrungsgrad ist laut VOCKE [1] mitverantwortlich für den zeitlichen Übergang zwischen den drei Versagensarten, „da geringe Bewehrungsgrade einen frühzeitigen Biegetorsionsbruch einleiten können bzw. hohe Bewehrungsgrade diese Versagensart zunehmend ausschließen“.

Die bezogene Ausmitte e/c hat jedoch nicht nur Auswirkung auf die Versagensart sondern auch auf die Durchstanztragfähigkeit. „Während der Übergang vom Schubbruch zum Schubtorsionsbruch nur geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt, tritt mit dem Übergang zum Biegetorsionsbruch eine starke Abnahme der aufnehmbaren Stützenkraft auf. Daher ist die bezogene Ausmitte e/c ein entscheidender Parameter beim Nachweis des exzentrischen Durchstanzens“ [1].

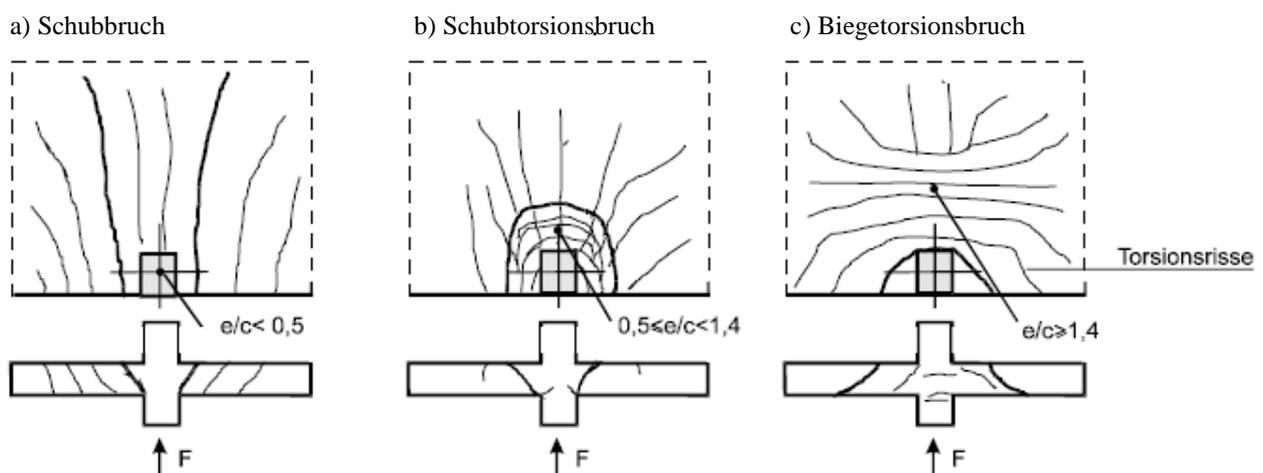


Abbildung 21: Bruchbilder von Randstützen nach KORDINA u. NÖLTING, aus [1] (nach [29])

3.1.3 Momentenübertragung

Im Gegensatz zu rotationssymmetrisch beanspruchten Innenstützen sowie zentrisch belasteten Rand- und Eckstützen, welche nur Querkräfte weiterleiten, werden laut VOCKE [1] bei biegesteifen Rand- und Eckstützen zusätzlich Momente von der Platte in die Stütze übertragen. Bei Randstützen erfolgt diese Übertragung des Stützenanschlussmomentes M von der Platte in die Stütze an den Stützensenflächen infolge Torsion und an der Stützenfrontfläche infolge Biegung und Querkraft [1].

Um den Tragmechanismus zu veranschaulichen, werden in Abbildung 22-a die beiden Stützensenflächen der Randstütze imaginär durch einen Schlitz von der Platte getrennt und somit wird das Moment rein über Biegung an der Stützenfrontfläche in die Stütze übertragen. Dem gegenüber steht der Fall, welcher in Abbildung 22-b abgebildet ist, wo sich der Schlitz an der Stützenfrontfläche befindet und das Stützmoment rein über Torsion an der Stützensenfläche übertragen wird. Wie Abbildung 22-c zeigt, treten diese Mechanismen auch analog für Eckstützen auf. Die Aufteilung in Torsions- und Biegemomente in der Platte ist jeweils von den gegebenen Steifigkeitsverhältnissen abhängig. Beeinflussende Variablen hierfür sind die Plattendicke, die Stützengeometrie, die Bewehrungsführung und das Momenten-Querkraft Verhältnis [1] [8].

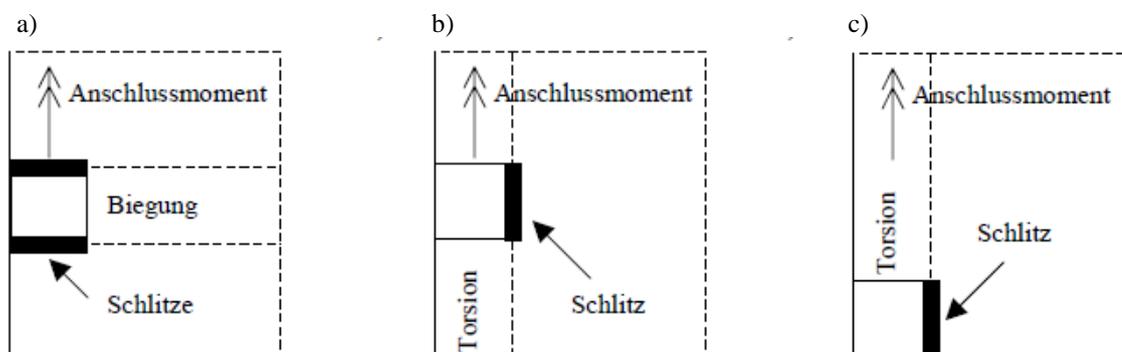


Abbildung 22: Übertragungsmechanismus: a) reine Biegung bei Randstützen, b) reine Torsion bei Randstützen und c) reine Torsion bei Eckstützen, aus [1]

Infolge dieser Beanspruchung aus dem Anschlussmoment entstehen laut VOCKE [1] in der Randstütze, wie in Abbildung 23 dargestellt, sowohl vertikale Schubspannungen (Abbildung 23-a), welche linear über die Stützensseitenfläche und konstant an der Stützenfrontfläche verteilt sind, als auch linear verteilte horizontale Schubspannungen (Abbildung 23-b).

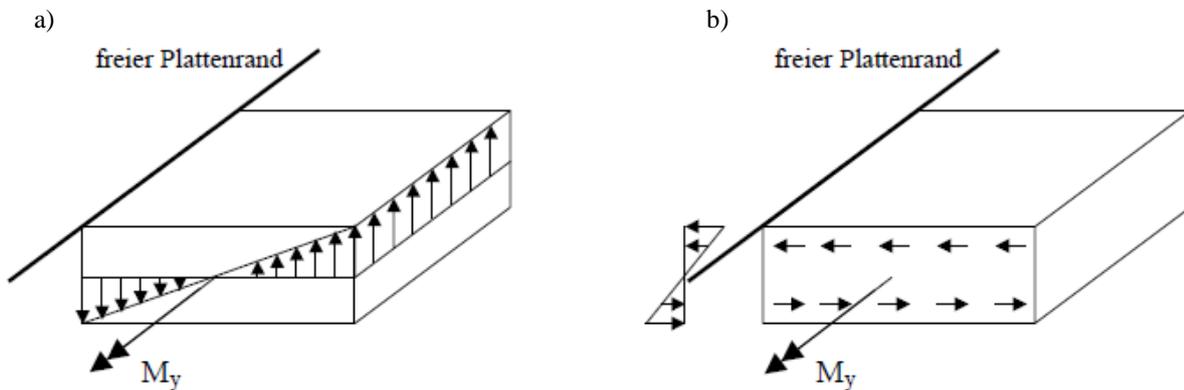


Abbildung 23: Schubspannungen infolge Momentenübertragung: a) vertikale Schubspannungen, b) horizontale Schubspannungen, aus [1]

Durch die Superposition der Schubspannungen infolge Stützenkraft und der vertikalen Schubspannungen infolge Stützenmomentes (Abbildung 23-a) ist ersichtlich, dass die wirkende Schubbeanspruchung sowohl von der Stützenkraft als auch von dem Stützenmoment abhängig ist. Die idealisierte lineare Schubspannungsverteilung wird in Abbildung 24 dargestellt und zeigt die maximalen Schubspannungen bei Randstützen an der Stützenfrontfläche (Abbildung 24-a) und bei Eckstützen an der Stützeninnenkante (Abbildung 24-b). Je höher die Momentenbeanspruchung, desto steiler wird die Spannungsverteilung [1] [8].

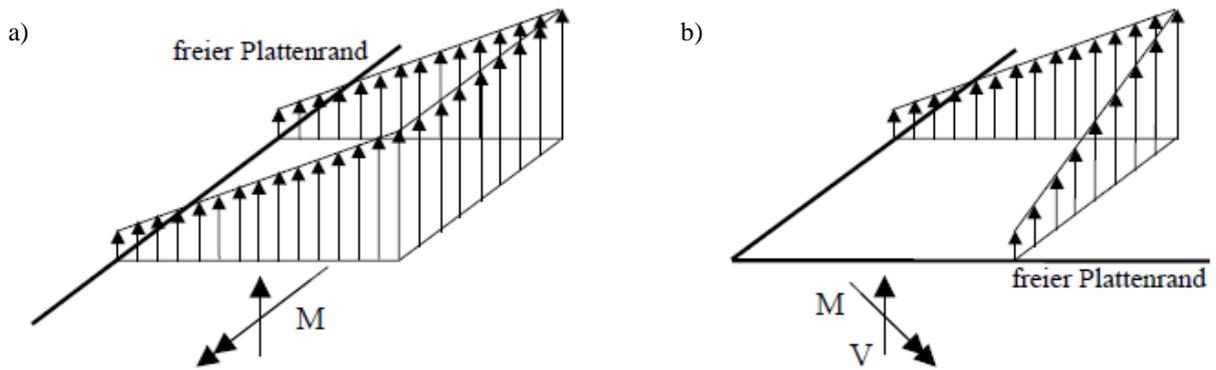


Abbildung 24: Idealisierter linearer Schubspannungsverlauf: a) Randstütze, b) Eckstütze, aus [1]

3.2 Nachweis nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1

Der Fachbegriff „Durchstanzen“ beschreibt das lokale Versagen einer Flachdecke unter konzentriert angreifender Querkraft. Dabei kann sich dieses nicht duktil verhaltende Bauteilver-sagen aus einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit, einem Versagen der Betondruckzone, einem Versagen der Biegezugbewehrung oder infolge einer ungenügenden oder mangelhaften Verankerung der Durchstanzbewehrung entwickeln [32].

Wie in Gleichung (13) ersichtlich, ist der Durchstanznachweis eine Gegenüberstellung von Einwirkungen v_{Ed} und Widerstand v_{Rd} und wird je nach Normenregelung auf Grundlage einer Querkraft je Längeneinheit (DIN 1045-1 in MN/m) bzw. je Flächeneinheit (EN 1992-1-1 in MN/m²) in Rundschnitten um die Lasteinleitungsfläche geführt [4].

$$E_d \leq R_d \rightarrow v_{Ed} \leq v_{Rd} \quad (13)$$

Aber nicht nur die Auflagereaktionen der Flachdecken sind in den einwirkenden Querkraften enthalten, sondern auch die Auswirkung der Übertragung von Biegemomenten zwischen Platte und Stütze müssen erfasst werden. Laut DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 kann dies vereinfacht über den Laststeigerungsfaktor β erfolgen [4].

Bei Flachdecken ohne zusätzliche Durchstanzbewehrung ist der Nachweis für die Querkrafttragfähigkeit entlang des kritischen Rundschnittes gemäß Gleichung (14) zu führen (Bezeichnung der Bemessungswerte nach DIN 1045-1 und in Klammer nach EN 1992-1-1).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,ct} (V_{Rd,c}) \quad (14)$$

mit folgenden Koeffizienten:

$V_{Rd,ct} (V_{Rd,c})$ Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnittes

Sollte die oben angeführte Gleichung (14) nicht erfüllt sein und somit die Tragfähigkeit der Platte ohne Durchstanzbewehrung nicht ausreichen, kann durch die Anordnung einer Durchstanzbewehrung der Durchstanzwiderstand vergrößert werden. Wie in Gleichung (15) dargestellt, muss der Nachweis so geführt werden, dass alle möglichen Versagensformen geprüft werden.

$$V_{Ed} \leq \begin{cases} V_{Rd,max} (V_{Rd,max}) \\ V_{Rd,ct,a} (V_{Rd,c}) \\ V_{Rd,sy} (V_{Rd,cs}) \end{cases} \quad (15)$$

mit folgenden Koeffizienten:

$V_{Rd,max}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit der Druckstrebe (im Beton)

$V_{Rd,ct,a} (V_{Rd,c})$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit außerhalb des Wirkungsbereichs der Durchstanzbewehrung

$V_{Rd,sy} (V_{Rd,cs})$ Bemessungswert der Tragfähigkeit der Zugstrebe (im Stahl)

Die DIN 1045-1 und die EN 1992-1-1 haben ihren Durchstanznachweis in der Vergangenheit ausgeweitet, um ein etwaiges Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs zu verhindern. Allerdings beinhalten beide Normen unterschiedliche Modellvorstellungen, weswegen es bei der Nutzung derselben Ausgangsdaten zu starken Abweichungen der Ergebnisse kommen kann [4] [32].

3.3 Kritischer Rundschnitt

Der kritische Rundschnitt wird als sogenannte „Umrandung“ der Lasteinleitungsflächen interpretiert und ist für die Durchstanzbemessung von erheblicher Bedeutung. Wie in Abbildung 25 dargestellt, darf der kritische Rundschnitt u_{crit} (im EN 1992-1-1 als u_1 bezeichnet) in einem Abstand von $1,5d$ in der DIN 1045-1 und $2,0d$ in der EN 1992-1-1 angesetzt werden. Er muss jeweils so konstruiert werden, dass der Umfang möglichst gering ist [32].

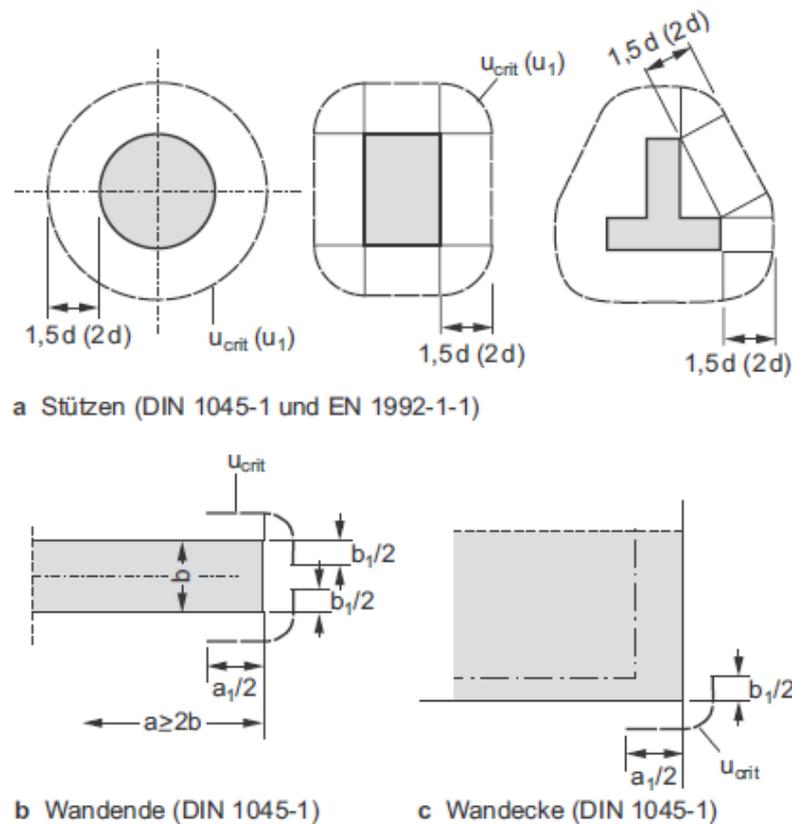


Abbildung 25: Kritische Rundschnitte nach DIN 1045-1 (EN 1992-1-1) [4]

Die Werte mit $1,5d$ ($\rightarrow \Theta_r = 33,7^\circ$) für die DIN 1045-1 sowie $2,0d$ ($\rightarrow \Theta_r = 26,6^\circ$) für die EN 1992-1-1 sind jeweils die obere bzw. untere Grenze der in Versuchen beobachteten Stanzkegelneigungen. Sollten sich die kritischen Rundschnitte zweier naheliegender Stützen überschneiden, ist die kleinste Umhüllende beider Rundschnitte als kritischer Rundschnitt zu behandeln [4].

Stützennahe Deckendurchbrüche (infolge Versorgungsleitungen der Haustechnik, siehe Abbildung 26) sowie freie Deckenränder (an Rand- und Eckstützen, siehe Abbildung 27) führen aufgrund des nicht mehr vorhandenen rotationssymmetrischen Spannungszustands in der Flachdecke zu Besonderheiten für die kritischen Rundschnitte (siehe [4]).

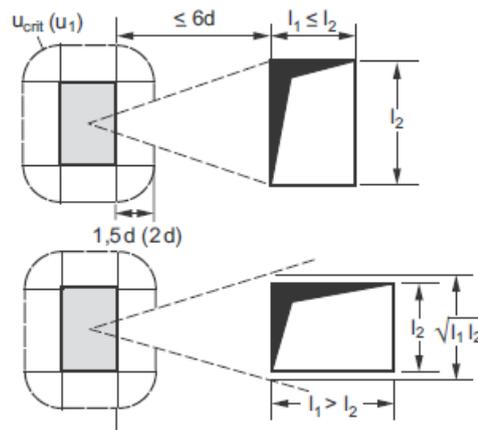


Abbildung 26: Kritischer Rundschnitt bei stützennahen Öffnungen [4]

Die Schnittführung des kritischen Rundschnittes von Rand- und Eckstützen sollte wie in Abbildung 27 dargestellt erfolgen. Der freie Rand darf dabei nicht zum kritischen Umfang dazugerechnet werden. Bei Stützen, die einen großen Randüberstand ($>3,0d$) aufweisen, darf ein Rundschnitt erfolgen, sofern dieser zu einem kleineren kritischen Umfang führt. Dabei ist aber zu beachten, dass bei der Berechnung nicht die β -Faktoren einer Innenstütze angesetzt werden dürfen, sondern jene der Rand- bzw. Eckstützen herangezogen werden müssen [4].

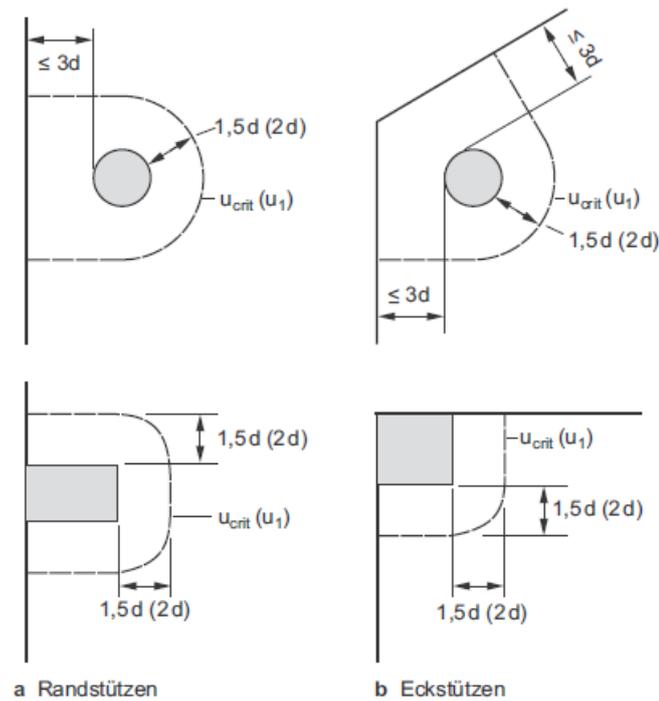


Abbildung 27: Kritischer Rundschnitt bei Rand- und Eckstützen nach DIN 1045-1 (EN 1992-1-1) [4]

3.4 Lasterhöhungsfaktor β

3.4.1 Einleitung

Der Lasterhöhungsfaktor β berücksichtigt gemäß [31] und [32] die Momenten-Querkraft-Interaktion, welche durch eine unsymmetrische Belastung hervorgerufen wird. Aufgrund zusätzlicher Biegung kommt es zu einer erhöhten Belastung an einer Stützenseite, da sich die übertragbare Querkraft nicht mehr gleichmäßig auf den Umfang verteilt.

3.4.2 Ausführliches Verfahren mit plastischer Schubspannungsverteilung

Laut [31] ist eine genaue Ermittlung des Lasterhöhungsfaktors β mit der vollplastischen Schubspannungsverteilung zu erreichen. Für einachsige Lastausmitte sowie rechteckiger Lasteinleitungsfläche wie in Abbildung 28 ist dieser wie folgt zu berechnen:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (16)$$

mit folgenden Koeffizienten:

k	Beiwert in Abhängigkeit der Stützenabmessung, der den Anteil des Momentes angibt, welcher zusätzlich Schubspannung erzeugt (siehe Tabelle 3)
M_{Ed}	Moment, das unter Berücksichtigung der Steifigkeit von der Decke in die Stütze eingeleitet wird [MNm]
V_{Ed}	resultierende Deckenquerkraft [MN]
W_1	Widerstandsmoment entlang des kritischen Rundschnittes u_1 [m ²] (siehe Tabelle 4)
u_1	kritischer Rundschnitt [m]

Tabelle 3: k-Werte für rechteckige Lasteinleitungsflächen, aus [14]

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,6	0,7	0,8

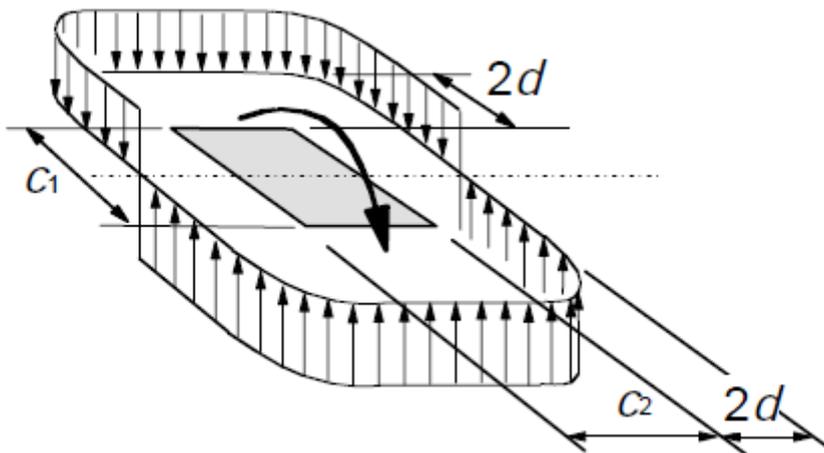


Abbildung 28: Vollplastische Schubspannungsverteilung nach EN 1992-1-1, aus [14]

Für zweiachsige Lastausmitte darf zur Ermittlung des Lasterhöhungsfaktors Gleichung (17) herangezogen werden.

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}}\right)^2} \quad (17)$$

Für runde Innenstützen errechnet sich der Laststeigerungsfaktor β aus Gleichung (18), gemäß:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (18)$$

Laut [31] muss bei Rand- und Eckstützen beachtet werden, dass sich, wie in Abbildung 29 ersichtlich, die Schwerlinie des kritischen Rundschnitts im Normalfall nicht über der Schwerlinie des Stützenquerschnitts befindet. Das Moment $M_{Ed,Stütze}$ ist somit auf die Schwerlinie des kritischen Rundschnitt zu beziehen und ergibt sich zu $M_{Ed} = M_{Ed,Stütze} - V_{Ed} \cdot y_0$ (bzw. z_0). Sollte y_0 (bzw. z_0) so groß werden, dass M_{Ed} das Vorzeichen ändert, tritt bei Randstützen am freien Rand der Platte die größte Schubspannung auf.

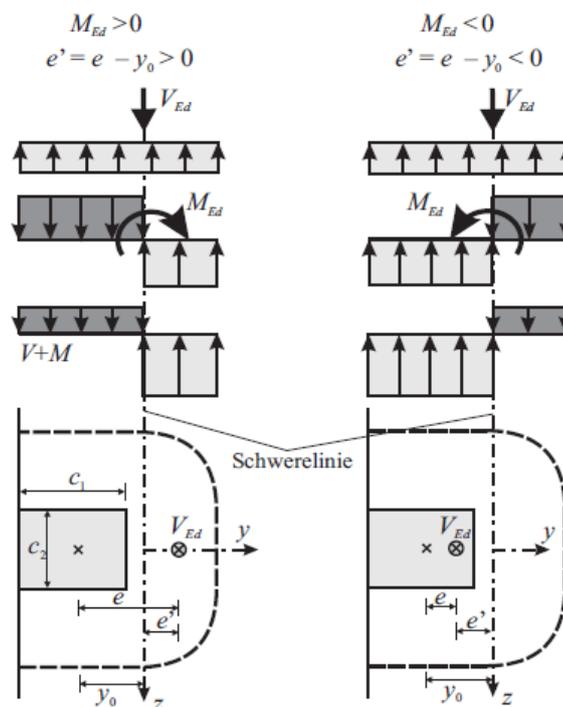


Abbildung 29: Vollplastische Spannungsverteilung in Abhängigkeit des Momentes [33]

Im Allgemeinen ist auch bei der Anwendung des ausführlichen Verfahrens ein Mindestlaststeigerungsfaktor von $\beta \geq 1,10$ anzusetzen [31].

	Innenstütze	Randstütze	Eckstütze	
W_1	$W_1 = \frac{1}{2}c_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2\pi \cdot d \cdot c_1$	$W_1 = 2c_1 \cdot \left \frac{1}{2} \cdot c_1 - y_{sl} \right + c_2 \cdot 2 \cdot d + c_1 - y_{sl} + 2\pi d \cdot \left c_1 + 4 \cdot \frac{d}{\pi} - y_{sl} \right $	$W_{1y} = c_1 \cdot c_2 + 2d - z_{sl} + c_2 \cdot \left \frac{c_2}{2} - z_{sl} \right + \pi d \cdot \left c_2 + \frac{4d}{\pi} - z_{sl} \right $	$W_{1z} = c_2 \cdot c_1 + 2d - y_{sl} + c_1 \cdot \left \frac{c_1}{2} - y_{sl} \right + \pi d \cdot \left c_1 + \frac{4d}{\pi} - y_{sl} \right $
y_{sl}, z_{sl}	0	$y_{sl} = \frac{c_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 2c_2 \cdot d}{2c_1 + c_2 + 2\pi \cdot d} + \frac{2\pi \cdot d \cdot c_1 + 8 \cdot d^2}{2c_1 + c_2 + 2\pi \cdot d}$	$z_{sl} = \frac{c_1 \cdot c_2 + 2dc_1 + \frac{c_2^2}{2}}{c_1 + \pi d + c_2} + \frac{\pi \cdot dc_2 + 4 \cdot d^2}{c_1 + \pi d + c_2}$	$y_{sl} = \frac{c_1 \cdot c_2 + 2dc_2 + \frac{c_1^2}{2}}{c_1 + \pi d + c_2} + \frac{\pi \cdot dc_1 + 4 \cdot d^2}{c_1 + \pi d + c_2}$

Tabelle 4: Widerstandsmoment W_1 für rechteckige Innen-, Rand- und Eckstützen [33]

3.4.3 Vereinfachte Berechnung nach KORDINA und NÖLTING

Es handelt sich dabei um eine alternative Berechnungsmöglichkeit zum Verfahren mit konstanten Faktoren. Der Laststeigerungsfaktor β gemäß [29] wird nach Gleichung (19) berechnet:

$$\beta = 1 + \frac{e}{c} \quad (19)$$

mit folgenden Konstanten, zitiert nach [4]:

e Exzentrizität der Stützenlast, $e = M_{Ed} / V_{Ed}$ [m]

c Stützendurchmesser oder Seitenlänge parallel zur Exzentrizität e [m]

Im Gegensatz zu dem in Kapitel 3.4.2 beschriebenen Verfahren führt dieser einfache Berechnungsansatz zu konservativeren Ergebnissen [4].

3.4.4 Vereinfachte Berechnung nach VOCKE

VOCKE [1] veröffentlicht Gleichung (20) als vereinfachten Berechnungsansatz für Rand- und Eckstützen.

Laut [4] ist für Innenstützen der β -Wert von 1,0 nur dann erlaubt, sofern jegliche Exzentrizitäten infolge ungleicher Spannweiten sowie aus Folge von Zwängungen ausgeschlossen sind. Im Übrigen haben Versuchsergebnisse gezeigt, dass für Randstützen der konstante Laststeigerungsfaktor β von 1,4 bei Lastausmitten von $e/c \geq 1,2$ unsichere Ergebnisse liefert.

Für den Fall der zweiachsigen Lastausmitte enthält die EN 1992-1-1 eine Näherung für rechteckige Innenstützen.

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_z}\right)^2} \quad (21)$$

mit folgenden Koeffizienten:

e_y, e_z Lastausmitte $M_{ed,z(y)}/V_{ed}$ jeweils auf die y- und z-Achse bezogen [m]

b_y, b_z Abmessungen des betrachteten Rundschnittes [m] (siehe Abbildung 31)

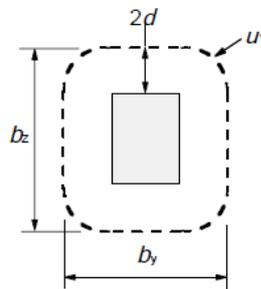


Abbildung 31: Abmessungen des Rundschnittes b_y und b_z [14]

3.4.6 Vergleich der Berechnungsverfahren

Wie in [33] von HEGGER et al. beschrieben, ist der Unterschied der Laststeigerungsfaktoren mit dem genauen Verfahren nach Gleichung (17) und der Näherung nach Gleichung (20) für eine zweiachsige Beanspruchung mit gleichen Ausmitten nur sehr gering. Diese Tatsache ist in Abbildung 32 ersichtlich.

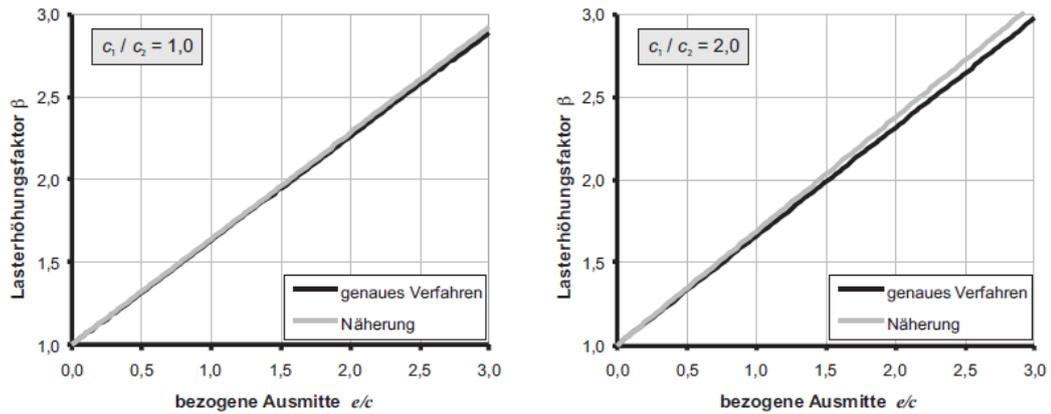


Abbildung 32: Vergleich der β -Faktoren zwischen dem ausführlichen und dem vereinfachten Verfahren, gemäß [33]

3.5 Biegebewehrungsgrad

Um eine Bewehrungskonzentration, welche zu einem vorzeitigen Verbundversagen führen könnte, zu vermeiden, begrenzen die DIN 1045-1 und die EN 1992-1-1 den für die Durchstanzberechnung benötigten mittleren Biegebewehrungsgrad auf 2,0%. Dieser bezieht sich auf einen Bereich von $3d$ zum Stützensumfang. Zusätzlich wird der Biegebewehrungsgrad durch die Betondruck- und Stahlzugfestigkeit auf $0,5f_{cd}/f_{yd}$ für DIN 1045-1 und $0,4f_{cd}/f_{yd}$ für EN 1992-1-1 begrenzt. Dies geschieht, um im Falle niedriger Betondruckfestigkeit die Anordnung einer Druckbewehrung, welche bei üblichen Plattendicken in der Nähe des Dehnungsnullpunktes liegt und somit unwirksam ist, zu verhindern.

4 Nachweisführung nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1

4.1 Nachweis ohne Durchstanzbewehrung

4.1.1 Allgemein

Die Nachweisführung von Durchstanzen von Platten ohne Durchstanzbewehrung wird sowohl in der DIN 1045-1 als auch in der EN 1992-1-1 auf Grundlage des Querkraftnachweises ohne zusätzliche Querkraftbewehrung geführt. Im Wesentlichen unterscheiden sich die DIN 1045-1 und die EN 1992-1-1 nur in der Größe des kritischen Rundschnittes. Die Durchstanztragfähigkeit beider Normen ist sehr ähnlich, wobei die EN 1992-1-1 im Vergleich zur DIN 1045-1 generell etwas höhere Werte liefert.

4.1.2 Nachweisführung

Für die Nachweisführung ohne jegliche Durchstanzbewehrung ist laut EN 1992-1-1 (Abschnitt 6.4.3) gemäß Gleichung (22) nachzuweisen, dass die auf den kritischen Rundschnitt einwirkende Querkraft v_{Ed} je Längeneinheit (für DIN 1045-1) bzw. Flächeneinheit (für EN 1992-1-1) den Durchstanzwiderstand v_{Rd} nicht überschreitet [4].

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,ct} (v_{Rd,c}) \quad (22)$$

Die auf den kritischen Rundschnitt einwirkende Querkraft wird gemäß DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 (Abschnitt 6.4.3) wie folgt berechnet [14]:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d} \text{ [MN/m}^2\text{]} \text{ (für EN)} \quad (23)$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{crit}} \text{ [MN/m]} \text{ (für DIN)} \quad (24)$$

mit folgenden Koeffizienten nach [4] [32] [14]:

V_{Ed} Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft [MN]

β Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der unsymmetrischen Belastung, näheres in Abschnitt 3.4

d mittlere statische Nutzhöhe der Platte [m], die gemäß Gleichung (25) angenommen werden darf

$$d = (d_y + d_z)/2 \quad (25)$$

$u_{\text{crit}} (u_i)$ Länge des betrachteten kritischen Rundschnitts [m], näheres in Abschnitt 3.3

Die im kritischen Rundschnitt zu ermittelnde Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Durchstanzbewehrung wird laut DIN 1045-1 gemäß Gleichung (26) und EN 1992-1-1 gemäß Gleichung (27) ermittelt.

$$v_{\text{Rd,ct}} = \left[0,14 \cdot k \cdot \eta \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{\frac{1}{3}} - 0,12 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right] \cdot d \quad (26)$$

$$v_{\text{Rd,c}} = C_{\text{Rd}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \geq v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \quad (27)$$

mit folgenden Koeffizienten nach [4] [14] [32]:

C_{Rd} 0,12 (für Normalbeton) und 0,10 (für Leichtbeton)

k Maßstabfaktor zur Berücksichtigung der Plattendicke, gemäß (28):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} \leq 2,0 \quad (28)$$

ρ_l mittlerer Längsbewehrungsgrad, gemäß (29):

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq \begin{cases} 0,5 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \text{ (DIN)} \\ 0,4 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \text{ (EN)} \end{cases} \leq 0,02 \quad (29)$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} richtungsbezogener Bewehrungsgrad (in y- und z-Richtung)

k_1 0,10 (für Normalbeton) bzw.

0,08 (für Leichtbeton)

k Maßstabfaktor zur Berücksichtigung der Plattendicke, gemäß (34):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} \leq 2,0 \quad (30)$$

σ_{cp} Bemessungswert der Betonnormalspannung [MN/m²] innerhalb des kritischen Rundschnittes u_1 . Druckspannungen, wie sie z.B. infolge Vorspannung entstehen, werden als negativ in Gleichung (26) und als positiv in Gleichung (27) angesetzt.

v_{\min} Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit [MN/m²] (nur für EN 1992-1-1)

$$v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \quad (31)$$

4.1.3 Kollapsbewehrung

Unter einer Kollapsbewehrung versteht man eine Mindestbewehrung, die sich im Lasteinleitungsbereich unten in der Platte befindet und an beiden Seiten außerhalb des kritischen Schubrisses verankert wird. Im Normalfall erfolgt diese Mindestbewehrung durch eine Verlängerung der bestehenden Feldbewehrung über die Stütze hinaus. Im Falle eines Durchstanzens wirkt diese als Abreißbewehrung. Da so ein Teil der Resttragfähigkeit der Platten-Stützen-Verbindung weiterhin gegeben ist, ist es möglich, einen Teil der Auflagerlasten auf naheliegende Stützen umzulagern und somit einen progressiven Kollaps zu vermeiden. Sinnvoll ist es, eine solche Mindestbewehrung bei Innenstützen kreuzweise und bei Randstützen parallel zum freien Rand zu verlegen [4] [34].

Wie auf dem Last-Verformungs-Diagramm in Abbildung 33 ersichtlich, ist die Resttragfähigkeit nach dem Versagen mit einer entsprechenden Kollapsbewehrung um ein Vielfaches größer als ohne jegliche Bewehrung.

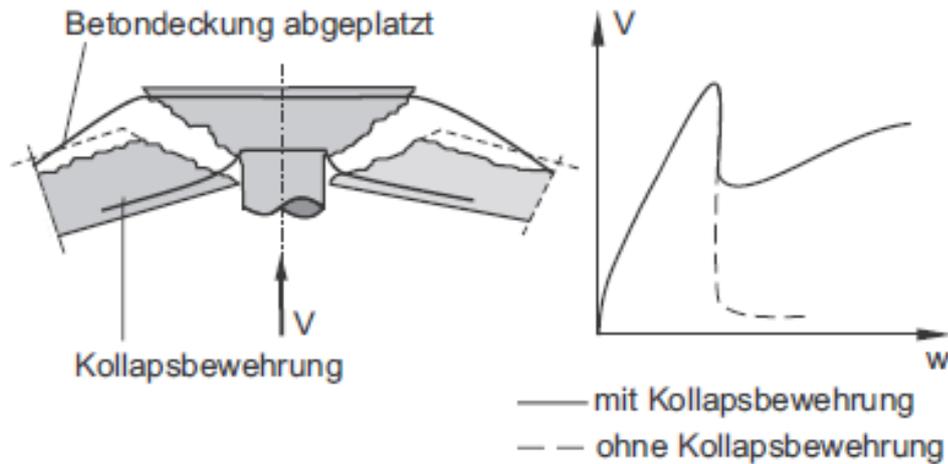


Abbildung 33: Kollapsbewehrung - Wirkungsweise und Last-Verformungs-Diagramm, laut [4]

Die DIN 1045-1 sieht im Gegensatz zur EN 1992-1-1 eine explizite Bemessung der Kollapsbewehrung gemäß Gleichung (32) vor. Dabei wird von einer außergewöhnlichen Bemessungssituation ($\gamma_F=1,0$ und $\gamma_S=1,0$) ausgegangen, wobei für $V_{Ek} = V_{Ed}/\gamma_F$ mit $\gamma_F=1,4$ vereinfacht angenommen werden darf [4] [34] [35] [36]:

$$A_{s,req} = \frac{V_{Ed,a}}{f_{yd}} = \frac{V_{Ek}}{f_{yk}} \quad (32)$$

Laut [4] sieht die EN 1992-1-1 hingegen nur eine konstruktive Anordnung von mindestens zwei Stäben in beide Spannungsrichtungen der Decke vor.

4.2 Nachweis mit Durchstanzbewehrung

4.2.1 Tragverhalten und Tragmodelle

Laut ZILCH et al. [4] verhält sich eine durchstanzbewehrte Platte bis zum Erreichen von etwa 50% der späteren Bruchlast gleich wie eine ohne zusätzliche Durchstanzbewehrung. Ab diesem Zeitpunkt entstehen sogenannte Tangential- und Radialrisse an der Plattenoberseite und durch die fortschreitende Rissbildung wird die Querkraftbewehrung im Durchstanzbereich aktiviert. Bei Auftreten des kritischen Schubrisses kommt es daher nicht wie bei Platten ohne

Durchstanzbewehrung zu einem spröden Versagen, sondern es wird die Bewehrung aktiviert [4] [32].

Wie Abbildung 34 zeigt, hat die Bewehrung dabei die Aufgabe, jene Querkraft zurückzuhängen, welche dann über die schrägen Druckstreben nach außen abgeleitet wird. Kommt es nun zu einer Laststeigerung, so verlagert sich die Rissbildung immer weiter nach außen und dadurch wird auch die Querkraftbewehrung, die sich weiter von der Stütze entfernt befindet, aktiviert [4] [32].

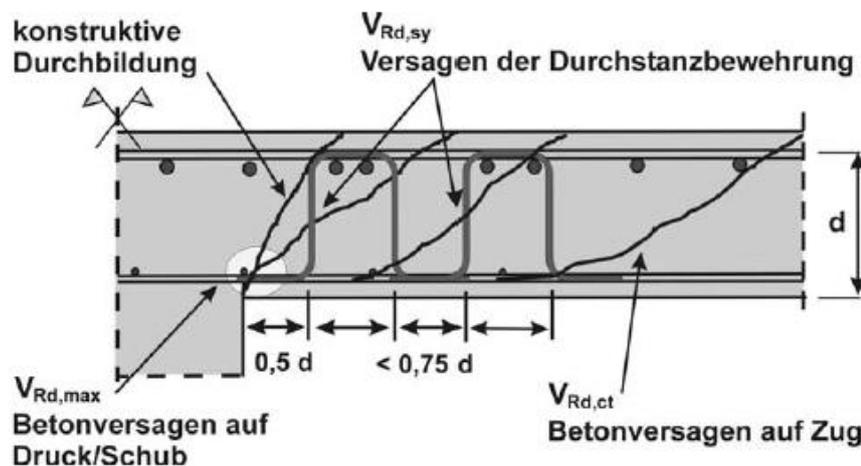


Abbildung 34: Mögliche Versagensformen einer Platte mit Durchstanzbewehrung, aus BEUTEL [17]

Im Unterschied zu herkömmlichen Bügelbewehrungen, welche aufgrund des Verankerungsschlupfes die Streckgrenze im Normalfall nicht erreichen, kommen Doppelkopfbolzen, Dübel sowie Schrägstäbe in der Regel ins Fließen.

Somit kann ein Durchstanzversagen durch folgende drei Ursachen ausgelöst werden:

1. Versagen der Betondruckstrebe aufgrund einer kombinierten Biege-Schub Beanspruchung ($v_{Rd,max}$)
2. Versagen der Durchstanzbewehrung [$v_{Rd,sy}$ (DIN 1045-1) oder $v_{Rd,cs}$ (EN 1992-1-1)]

3. Versagen außerhalb des Wirkungsbereichs der Durchstanzbewehrung [$v_{Rd,ct,a}$ (DIN 1045-1) oder $v_{Rd,c}$ (EN 1992-1-1)]

Die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe $v_{Rd,max}$ entspricht der maximalen Durchstanzlast, welche auch nicht durch Erhöhung der Bewehrungsmenge sowie Vergrößerung des Bewehrungsbereichs vergrößert werden kann. Versuche aus der Literatur haben gezeigt, dass Dübel und Doppelkopfbolzen mit ca. 90% eine sehr hohe Steigerung der Durchstanztragfähigkeit gegenüber der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung besitzen, jedoch herkömmliche Bügel mit 50% Traglaststeigerung nur einen geringen Wert besitzen [4] [32].

Die in Abbildung 35 dargestellten Fachwerke dienen laut ZILCH et al. [4] sowohl der DIN 1045-1 als auch der EN 1992-1-1 als Vorlage für deren Bemessungskonzepte. Bei dem in Abbildung 35-a abgebildeten Aufhängefachwerk wird die gesamte Querkraft in der Durchstanzbewehrung, welche sich innerhalb des theoretischen Stanzkegels befindet, hinaufgehängt und direkt in die Stütze eingeleitet. Abbildung 35-b beschreibt die Wirkungsweise eines klassischen Fachwerkes. Dabei wird die einwirkende Querkraft immer von einem Bewehrungselement ins nächste geleitet und erst beim letzten vor der Stütze nochmals hochgezogen und dann eingeleitet. Hierbei wirken deutlich höhere Kräfte auf die Durchstanzbewehrung.

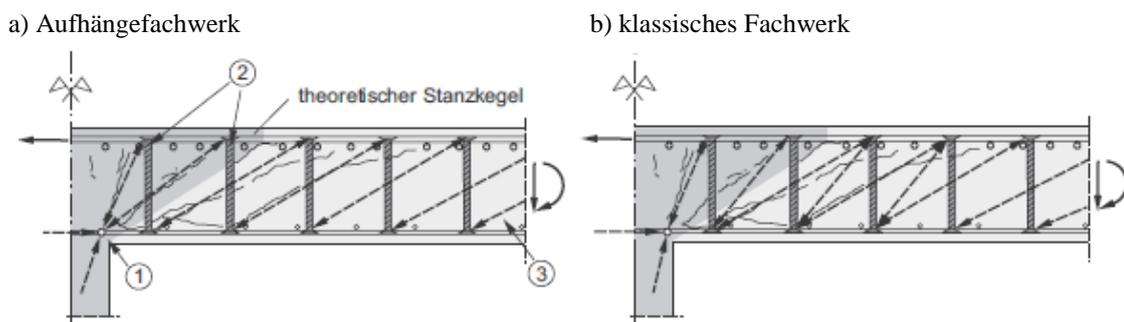


Abbildung 35: Fachwerkmodelle für durchstanzbewehrte Platten, aus [4]

4.2.2 Bemessungskonzept

Der Durchstanznachweis bei Platten mit Durchstanzbewehrung besteht aus drei getrennt voneinander zu führenden Nachweisen. Dabei werden alle in Abschnitt 4.2.1 genannten Versa-

gensursachen einzeln überprüft und, wie Gleichung (33) zeigt, der einwirkenden Bemessungsquerkraft v_{Ed} gegenübergestellt.

$$v_{Ed} \leq \begin{cases} v_{Rd,max} (v_{Rd,max}) \\ v_{Rd,sy} (v_{Rd,cs}) \\ v_{Rd,ct,a} (v_{Rd,c}) \end{cases} \quad (33)$$

Laut ZILCH et al. [4] stellt u.a. BEUTEL mit seinem Werk [17] die Grundlage für die DIN 1045-1 dar, wohingegen die EN 1992-1-1 hauptsächlich den Model Code 1990 als Basis verwendet. Dadurch sind auch die erheblichen Unterschiede in den Berechnungsergebnissen erklärbar.

In den folgenden Unterkapiteln werden die zu führenden Nachweise genauer behandelt.

4.2.3 Maximaler Durchstanzwiderstand ($v_{Rd,max}$)

Anliegend zur Versagensform „Betonversagen auf Druck/Schub“ aus Abbildung 34 wird die maximale Durchstanzlast laut ZILCH et al. [4] durch das Versagen der Betondruckzone am Stützenanschnitt bestimmt. Dabei handelt es sich um einen Versagensmechanismus, welcher dem bei Platten ohne Durchstanzbewehrung sehr ähnelt. Aufgrund dessen legte die **DIN 1045-1** den maximalen Durchstanzwiderstand $v_{Rd,max}$ als Vielfaches der Durchstanztragfähigkeit ohne zusätzliche Durchstanzbewehrung $v_{Rd,ct}$ fest.

$$v_{Ed,u0} \leq v_{Rd,max,DIN} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,ct} \quad (34)$$

mit folgenden Koeffizienten [4] [37]:

$v_{Rd,ct}$ Durchstanztragfähigkeit ohne zusätzliche Durchstanzbewehrung [MN/m]
 α_{max} Wert für die Verankerungsqualität laut Versuchsergebnissen ermittelt und laut DIN 1045-1 folgendermaßen angegeben:

$$\text{Bügel:} \quad \alpha_{max} = 1,40 - 1,50$$

Gitterträger:	$\alpha_{\max} = 1,25 - 1,70$
Doppelkopfbolzen:	$\alpha_{\max} = 1,90 - 1,96$
Dübelleisten:	$\alpha_{\max} = 1,90 - 1,96$
Filigran Durchstanzbew.:	$\alpha_{\max} = 1,70 - 2,09$

Die Berechnung der maximalen Durchstanztragfähigkeit $v_{Rd,max}$ aus der Durchstanztragfähigkeit ohne Bewehrung $v_{Rd,ct}$ hat den Vorteil, dass schon vorab Schlüsse über die maximale Tragfähigkeit in Bezug auf die einwirkende Querkraft gezogen werden können. Somit können eventuelle Maßnahmen zur Verstärkung des Systems wie z.B. die Vergrößerung der Deckenstärke sowie Stützenabmessungen, eine Erhöhung der Längsbewehrungsmenge sowie eine Anhebung der Betondruckfestigkeit ohne großen Rechenaufwand im Vorfeld der Berechnung getroffen werden [4] [32] [38].

Die **EN 1992-1-1** sieht $v_{Rd,max}$ hingegen als maximale Tragfähigkeit der schrägen Betondruckstrebe des räumlichen Fachwerkmodells an und wird nach Gleichung (35) berechnet. Im Unterschied zur DIN 1045-1, wo der Nachweis am kritischen Umfang u_1 geführt wird, führt die EN 1992-1-1 den Nachweis am Stützenrand mit dem Umfang u_0 [4] [32] [38].

$$v_{Ed,u0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max,EN} = \begin{cases} 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \\ 1,65 \cdot v_{Rdc} \cdot \frac{u_1}{u_0} \end{cases} \quad (35)$$

mit folgenden Koeffizienten, laut [14]:

v Abmindern der Festigkeit für gerissenen Beton unter Querkraft [MN/m²]

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (36)$$

f_{cd} Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit [MN/m²]

u_0 für Innenstützen $u_0 =$ Umfang der Stütze [m]

für Randstützen $u_0 = c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$ [m]

für Eckstützen $u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$ [m]

c_1, c_2 Abmessungen der Stützen [m]

alle anderen Koeffizienten wie in Abschnitt 4.1.2.

Laut ZILCH et al. [4] liefert die EN 1992-1-1 dabei deutlich höhere Werte für die maximale Durchstanstragfähigkeit $v_{Rd,max}$ als die DIN 1045-1 und wird aufgrund dessen und der Gegenüberstellungen mit Versuchsergebnissen in der Literatur meist als überschätzt eingestuft.

4.2.4 Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung ($v_{Rd,sy}$ bzw. $v_{Rd,cs}$)

Die DIN 1045-1 und die EN 1992-1-1 gehen beide von einer konzentrischen Bewehrungsanordnung um die Auflagerfläche aus. Diese beiden Berechnungsansätze werden in den folgenden Absätzen genauer erläutert.

Die **EN 1992-1-1** legt dabei das in Abbildung 35-a dargestellte Aufhängefachwerk als Tragmodell zugrunde und geht davon aus, dass sich in jeder Bewehrungsreihe dieselbe Bewehrungsmenge $\sum A_{sw}$ befindet. Die Durchstanzbewehrung wird am kritischen Rundschnitt u_1 nachgewiesen und wird über mehrere Rundschnitte verteilt. Die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung wird wie folgt ermittelt:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha}{u_1 \cdot d} \quad (37)$$

mit folgenden Koeffizienten, laut [14]:

$v_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit außerhalb des Wirkungsbereichs der Durchstanzbewehrung [MN/m²]

A_{sw} Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung einer Bewehrungsreihe um die Stütze [m²]

s_r radialer Abstand der Bewehrungsreihen [m], $s_r \leq 0,75 \cdot d$

u_1 Umfang des kritischen Rundschnittes [m], siehe Abschnitt 3.3

d	mittlere statische Nutzhöhe [m]
α	Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene [°]
$f_{ywd,ef}$	wirksamer Bemessungswert der Festigkeit der Bewehrung:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$$

Die erforderliche Bewehrungsmenge erhält man durch Umformen der Gleichung (37) und lautet wie folgt:

$$A_{sw} = (v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot \frac{u_1 \cdot d}{1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha} \quad (38)$$

Die **DIN 1045-1** hingegen basiert auf dem Tragmodell des klassische Fachwerkes, welches in Abbildung 35-b dargestellt ist. Dabei unterscheidet sich die Berechnung der ersten Bewehrungsreihen von jener der folgenden Reihen und die Bewehrungsmenge wird gezielt dort eingesetzt, wo sie benötigt wird. Somit kommt es aufgrund der abnehmenden einwirkenden Querkraft zu einer Abstufung der Bewehrungsmenge nach außen hin [4] [39].

Der Bemessungswert für die Querkrafttragfähigkeit für die erste Reihe, welche sich senkrecht zur Plattenebene ($\alpha = 90^\circ$) und in einem Abstand von $0,5d$ zum Stützenrand befindet, wird wie folgt berechnet:

$$v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{u} \quad (39)$$

Die ganze Querkraft abzüglich des Betontraganteils muss daher von der ersten Bewehrungsreihe aufgenommen werden. Die dazu benötigte Querschnittsfläche $A_{sw,1}$ in der ersten Bewehrungsreihe wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$A_{sw,1} = \frac{\beta \cdot v_{Ed} - v_{Rd,c} \cdot u_1}{\kappa_s \cdot f_{yd}} \quad (40)$$

Weitere Bewehrungsreihen werden in einem Abstand von $s_w \leq 0,75d$ zueinander angeordnet, um eine ausreichend dichte Verbügelung zu garantieren und die Bewehrung auf den betrachteten Rundschnitt gleichmäßig zu verteilen. Die Tragfähigkeit des betrachteten Rundschnittes kann mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{u \cdot s_w} \quad (41)$$

mit folgenden Koeffizienten:

- $v_{Rd,c}$ Betontraganteil [MN/m], es darf $v_{Rd,c} = v_{Rd,ct}$ angenommen werden
- κ_s Zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteilhöhe auf die Wirksamkeit der Bewehrung:
- $$\kappa_s = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{d - 400}{400} \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{cases}$$
- A_{sw} Querschnittsfläche der Bewehrungselemente in der betrachteten Reihe [m²]
- F_{yd} Bemessungswert der Stahlspannung [MN/m²]
- u Umfang des betrachteten Rundschnittes [m]
- s_w gegenseitiger Abstand der Bewehrungsreihen [m], siehe Abbildung 36-a

Für Schrägstäbe, welche wie nach Abbildung 36-b mit einer Neigung von $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ angebracht werden, ist der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit für einen Rundschnitt im Abstand von $0,5d$ vom Stützenrand folgendermaßen zu berechnen:

$$v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \frac{1,3 \cdot A_s \cdot \sin \alpha \cdot f_{yd}}{u} \quad (42)$$

Aufgrund des senkrechten Kreuzens der Schubrisse begrenzen Schrägstäbe die Rissbreite effektiver als vertikal verbaute Bewehrungselemente und können im Unterschied zu Bügeln wirksamer verankert werden. Wie aus Abbildung 36-b hervorgeht, dürfen Schrägstäbe ausschließlich im Bereich $1,5d$ um den Stützenrand angeordnet werden. Ein Nachteil der

Schrägstäbe ist, dass diese nur parallel zu Bewehrungsnetzen verlegt werden und somit große Flächen des Durchstanzbereiches unbewehrt bleiben (siehe Abbildung 38).

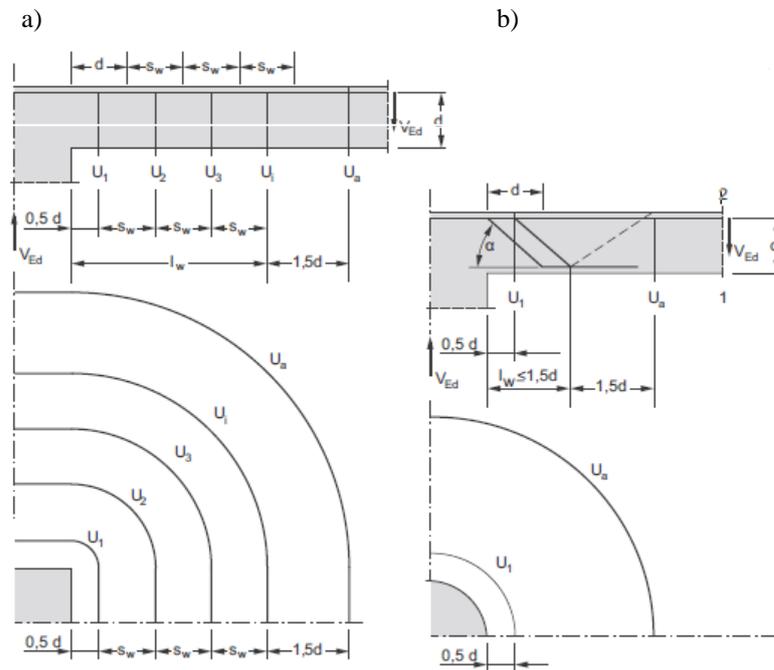


Abbildung 36: Schnittführung zum Nachweis der Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1: a) Durchstanzbewehrung mit vertikalen Bügelschenkeln und b) Durchstanzbewehrung mit Schrägstäben, laut [4]

4.2.5 Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches ($v_{Rd,ct,a}$ bzw. $v_{Rd,c}$)

Dieser Nachweis entspricht einem simplen Durchstanznachweis ohne Durchstanzbewehrung. Dazu wird der Bereich, welcher mit Durchstanzbewehrung ausgefüllt ist, als Lasteinleitungsfläche betrachtet. Dabei wird der Nachweis sowohl nach DIN 1045-1 also auch nach EN 1992-1-1 in einem Abstand von $1,5d$ von der letzten Bewehrungsreihe, dem sogenannten äußeren Rundschnitt, geführt.

Die **DIN 1045-1** berücksichtigt die Abnahme der Tragfähigkeit bei zunehmendem Umfang aufgrund der Abschwächung des mehraxialen Spannungszustandes mit zunehmender Entfernung von der Lasteinleitungsfläche. Je weiter der betrachtete Rundschnitt von der Lasteinleitungsfläche entfernt ist, desto mehr ähnelt es dem ebenen Plattenschub. Die Durchstanztrag-

fähigkeit ohne Durchstanzbewehrung im äußeren Rundschnitt ist somit nach Gleichung (43) zu berechnen [4] [39].

$$V_{Rd,ct,a} = \kappa_a \cdot V_{Rd,ct} \quad (43)$$

mit folgenden Koeffizienten:

$V_{Rd,ct}$ Querkrafttragfähigkeit [MN/m] ohne Durchstanzbewehrung im äußeren Rundschnitt mit dem jeweiligen Längsbewehrungsgrad ρ_l

κ_a Beiwert zur Beurteilung des Übergangs von Durchstanzverhalten auf ebenem Plattenschub, gemäß folgender Gleichung:

$$\kappa_a = 1 - \frac{0,29 \cdot l_w}{3,5 \cdot d} \geq 0,71$$

l_w Breite des schubbewehrten Bereichs, siehe Abbildung 36

Entsprechend **EN 1992-1-1** ist folgender Nachweis für den äußeren Rundschnitt zu führen:

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} \leq V_{Rd,c} \quad (44)$$

mit folgenden Koeffizienten:

u_{out} Umfang des äußeren Rundschnitt mit einem Abstand von $k \cdot d$ zur äußersten Bewehrungsreihe [m], siehe Abbildung 37-a

k $k = 1,5$

Sofern die Bewehrungselemente der äußersten Reihe einen Abstand von $\geq 2,0d$ besitzen, ist anstelle des äußeren Rundschnitts u_{out} der effektive äußere Rundschnitt $u_{out,ef}$ gemäß Abbildung 37-b zu verwenden.

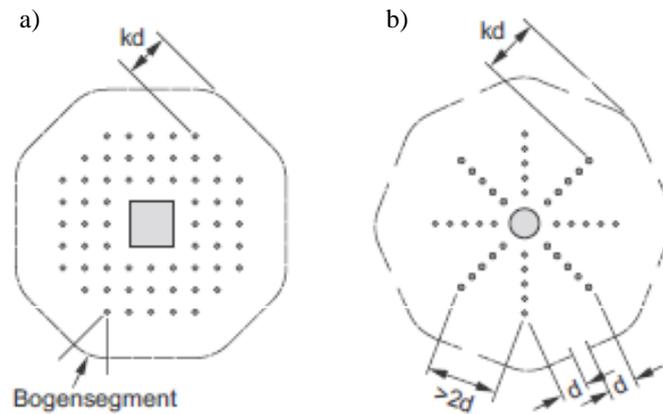


Abbildung 37: a) Äußerer Rundschnitt u_{out} , b) Effektiver äußerer Rundschnitt $u_{out,ef}$, aus [4]

4.2.6 Mindestbewehrung

Laut **DIN 1045-1** darf der Bewehrungsgrad der Durchstanzbewehrung bei senkrecht angeordneter Bewehrung Gleichung (45) und bei Schrägstäben Gleichung (46) nicht unterschreiten.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot u} \geq \min \rho_w \quad (45)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{s_w \cdot u} \geq \min \rho_w \quad (46)$$

mit folgenden Koeffizienten:

s_w gegenseitiger Abstand der Bewehrungsreihen bei vertikalen Bügeln [m], bei Schrägstäben mit $s_w = d$ festgelegt

$$\min \rho_w = 1 \cdot \rho \text{ mit } \rho = 0,16 \cdot \eta_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Laut **EN 1992-1-1** muss folgende Mindestbewehrung beachtet werden:

$$\frac{A_{sw,min}}{s_r \cdot s_t} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (47)$$

mit folgenden Koeffizienten:

$A_{sw,min}$	Mindestquerschnittsfläche des Bewehrungselements [m ²] (z.B. Schenkel des Bügels)
s_r	radialer Abstand der Bewehrungsreihen [m]
s_t	tangentialer Abstand der in einer Reihe sich befindenden Bewehrungselemente [m]
α	Neigung der Bewehrungselemente, bezogen auf die Längsbewehrung [°]
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit [MPa]

4.2.7 Konstruktive Durchbildung

Regeln für die Bewehrungsanordnung sind laut **DIN 1045-1** Abbildung 38 zu entnehmen, für die Stabdurchmesser gilt folgende Bedingung:

$$d_s = \begin{cases} 0,05 \cdot d & \text{für Bügel} \\ 0,08 \cdot d & \text{für Schrägstäbe} \end{cases} \quad (48)$$

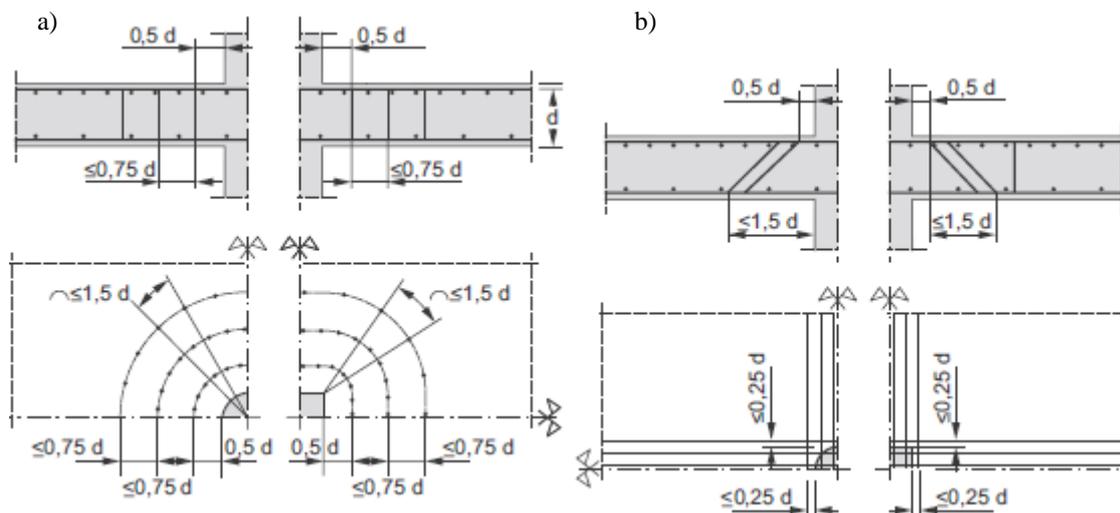


Abbildung 38: Regeln zur Bewehrungsanordnung nach DIN 1045-1: a) Durchstanzbewehrung mit vertikalen Bügelschenkeln und b) Durchstanzbewehrung mit Schrägstäben, laut [4]

Laut **EN 1992-1-1** kann die Anordnung der Durchstanzbewehrung Abbildung 39 entnommen werden. Es müssen mindestens zwei konzentrische Reihen von Bügelschenkel angeordnet

werden, welche den Abstand von $0,75d$ nicht überschreiten dürfen. Im kritischen Querschnitt, welcher sich beim EN 1992-1-1 in einem Abstand von $2,0d$ um die Lasteinleitungsfläche befindet, darf der Abstand der Bügelschenkelreihen den Wert von $1,5d$ nicht überschreiten. Außerhalb des kritischen Querschnittes setzt die EN 1992-1-1 den Abstand auf $2,0d$ hinauf.

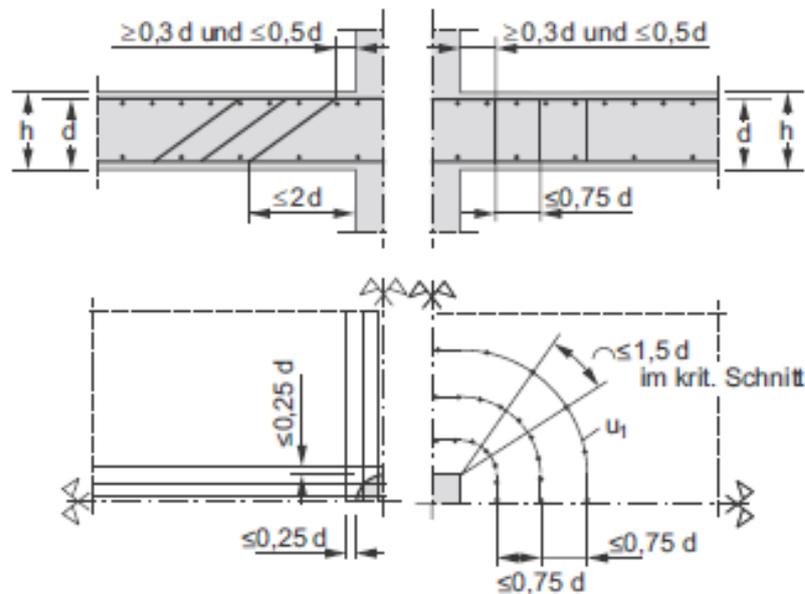


Abbildung 39: Anordnung der Bewehrung nach EN 1992-1-1, zitiert nach [4]

4.3 Unterschiede zur Schweizer Norm SIA 262 (2003)

In der Schweizer Norm SIA 262 (2003), welche eine Weiterentwicklung der SIA 162 (1993) ist, werden gleich wie nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 Bemessungsgleichungen gegen Durchstanzen ohne und mit Durchstanzbewehrung angegeben. Das Nachweiskonzept basiert auf dem theoretischen Modell von MUTTONI, welches in Abschnitt 2.4 näher beschrieben wurde [19].

Laut MUTTONI in [40] und [41] ist das Nachweisprinzip, welches in Gleichung (49) dargestellt ist, ein Vergleich der bestehenden Querkraftbeanspruchung mit dem Querkraftwiderstand.

$$v_d \leq v_{Rd} \quad (49)$$

Der Bemessungswert der Querkraftbeanspruchung im betrachteten Nachweisschnitt kann wie folgt ermittelt werden [19]:

$$v_d = \frac{V_d}{u} \quad (50)$$

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung kann laut SIA 262 (2003) folgendermaßen ermittelt werden [19] [40] [41]:

$$v_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \quad (51)$$

Hierbei sind τ_{cd} der Bemessungswert für die Schubspannungen und d die Nutzhöhe der Flachdecke. Außerdem sind die Berechnung von k_r , welcher ein Beiwert zur Berücksichtigung des Biegewiderstandes und der Bauteilhöhe ist sowie von r_y , welcher ein Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen Vergleichsmoment m_{0d} und des Bemessungswertes der Biegetragfähigkeit m_{Rd} ist, erforderlich [19] [40] [41].

$$k_r = \frac{1}{0,45 + 0,9 \cdot r_y} \geq \frac{1}{1 + 2,2 \cdot d} \quad (52)$$

$$r_y = 0,15 \cdot l \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (53)$$

Die Nachweisschnitte werden dabei gemäß Abbildung 40 geführt und unterscheiden sich mit denen nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \quad (55)$$

mit folgenden Koeffizienten:

A_{sw}	Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung [m ²]
s	radialer Abstand der Durchstanzbewehrung [m]
f_{sd}	Fließgrenze der Durchstanzbewehrung [MN/m ²]
z	innerer Hebelarm [m]

Laut SIA 262 gibt es keine genauen Bestimmungen, welche die Bewehrungsanordnung regeln, allerdings sind, sofern eine Durchstanzbewehrung erforderlich ist, mindestens zwei Bewehrungsreihen anzuordnen. Die erste Reihe befindet sich in einem Abstand von $0,3d \leq s \leq 0,75d$ zum Stützenrand und jede weitere in einem Abstand von $0,75d$ [19].

5 Durchstanzbewehrungsformen

Laut HÄUSLER [19] sind Durchstanzbewehrungen im Unterschied zu anderen Methoden zur Steigerung des Durchstanzwiderstandes, wie z.B. eine Vergrößerung der Bauteilabmessungen, die Erhöhung der Betonfestigkeit oder eine Änderung des Längsbewehrungsgrades, eine einfache und wirtschaftliche Vorgehensweise, um den Durchstanzwiderstand zu erhöhen. Wichtig ist laut ZILCH et al. [4], dass sich die Durchstanzbewehrung für das Aufnehmen der durch die Rissbildung im Schubbereich entstehenden Zugkräfte eignet und entweder senkrecht zum Riss oder vertikal in der Flachdecke verbaut wird.

In den folgenden Unterkapiteln wird auf die Anwendungsbereiche sowie Vor- und Nachteile einiger Bewehrungsformen eingegangen. In der Praxis gibt es viele weitere Durchstanzbewehrungsformen, welche in der vorliegenden Arbeit aufgrund des begrenzten Umfangs jedoch nicht näher erläutert werden.

5.1 Bügelbewehrung

Die Bewehrung des Durchstanzbereiches einer Flachdecke mit geschlossenen Bügeln Abbildung 41 ist laut EN 1992-1-1 sowie DIN 1045-1 zugelassen, vorausgesetzt eine ausreichende Verankerung ist gewährleistet. In Flachdecken mit einer geringen Nutzhöhe wird die Streckgrenze aufgrund der Verankerungsqualität, welche durch die umgebogenen Bügelschenkel nicht gewährleistet wird, meist nicht erreicht. Mit ansteigender Nutzhöhe erhöht sich die Verbundtragwirkung zwischen Bügel und Beton und entlastet somit die Verankerung. Deshalb ist sowohl die Bemessungsspannung als auch die Wahl des Bügeldurchmessers von der statischen Nutzhöhe abhängig. Aufgrund der schlechten Verankerungsqualität sowie des Aufwandes bei der Einbringung wurden Bügel als Durchstanzbewehrung weitestgehend von den anderen Durchstanzbewehrungsformen abgelöst [19].



Abbildung 41: Bügelbewehrung (geschlossener Bügel) [19]

Nach EN 1992-1-1 wird die Bewehrungsmenge im Durchstanzbereich ohne Abstufung nach außen gleichmäßig verteilt, weshalb im Unterschied zur DIN 1045-1 erheblich höhere Tragfähigkeiten und geringe Bewehrungsmengen erreicht werden. Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse von HÄUSLER in [19] mit dem Ansatz der EN 1992-1-1 (siehe Abbildung 42 links) zeigt, dass die EN 1992-1-1 eine zu große Streuung und ein deutlich zu geringes Sicherheitsniveau aufweist ($\xi_m=0,95$ und mit $v=0,22$ ein 5%-Quantilwert von $\xi_{5\%}=0,60$). Für den Ansatz nach DIN 1045-1 (siehe Abbildung 42 rechts) wird das erforderliche Sicherheitsniveau nur knapp nicht erreicht ($\xi_m=1,23$ und mit $v=0,138$ ein 5%-Quantilwert von $\xi_{5\%}=0,95$) [19].

Der Nationale Anhang zur EN 1992-1-1 für Deutschland und Österreich gibt eine Erhöhung der Bewehrungsmenge in der 1. Bewehrungsreihe mit dem Faktor 2,5 und in der 2. Bewehrungsreihe mit 1,4 vor, um das zu geringe Sicherheitsniveau zu korrigieren und die Streuung zu reduzieren [19].

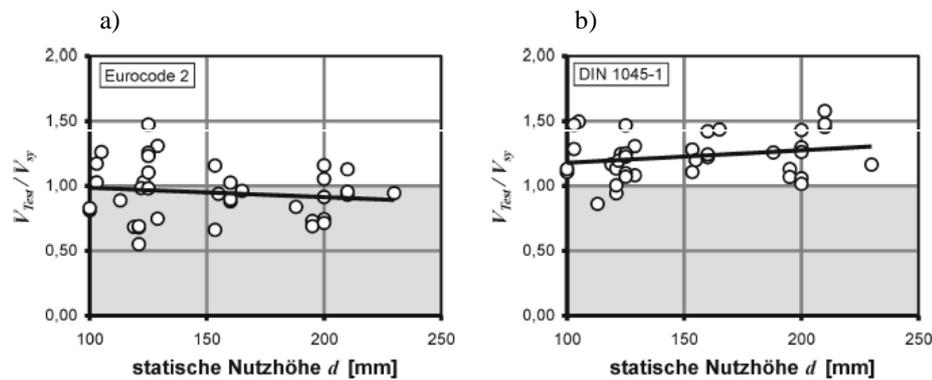


Abbildung 42: Vergleich der Versuchsbruchlast nach HÄUSLER [19] mit den Bemessungsansätzen nach EN 1992-1-1 (a) und DIN 1045-1 (b)

5.2 Doppelkopfbolzen und Dübelleisten

Doppelkopfbolzen und Dübelleisten werden sowohl in Ortbetondecken als auch in Fertigteildecken mit Ortbetonergänzung verwendet. Der Unterschied zwischen Dübelleisten und Doppelkopfbolzen wird in den folgenden Absätzen erläutert [19].

Dübelleisten bestehen aus glatten oder gerippten Kopfbolzendübel, welche auf eine Halterungsleiste aufgeschweißt werden (siehe Abbildung 43). Die aufgestauchten Köpfe, welche in der Regel mit einem Durchmesser von $d_k = 2,5d_s$ dimensioniert werden, garantieren eine ausreichende Verankerung. Die Halterungsleiste aus Stahl wird beim Einbau in der Betondruckzone angeordnet und unterstützt dabei gleichzeitig die Betondruckzone. Ein erheblicher Nachteil der Dübelleisten ist, dass der Einbau in ein Bewehrungsnetz von oben fast unmöglich ist, ohne die Anordnung der bestehenden Längsbewehrung zu beeinträchtigen. Obwohl die Dübelleisten mit angeschweißten Kopfbolzen in einigen Ländern (Italien, Schweiz, USA) noch vermehrt zum Einsatz kommen, werden sie in Deutschland und Österreich allmählich von Doppelkopfbolzen abgelöst [19] [42].

Gleich wie Kopfbolzendübel bei Dübelleisten bestehen die Doppelkopfbolzen aus glattem oder geripptem Betonstahl, wobei sie eine meist höhere Festigkeit aufweisen als die Kopfbolzendübel. Um die Ausnutzung der höheren Streckgrenze gegenüber den Kopfbolzendübel zu ermöglichen, muss somit der Kopf größer ausgeführt werden ($d_k = 3,0d_s$). Sollte der

Kopfdurchmesser dabei zu klein angesetzt werden, kommt es zu einem vorzeitigen Verankerungsversagen aufgrund der zu hohen Betonpressung unter dem Kopf des Doppelkopfansers [19].

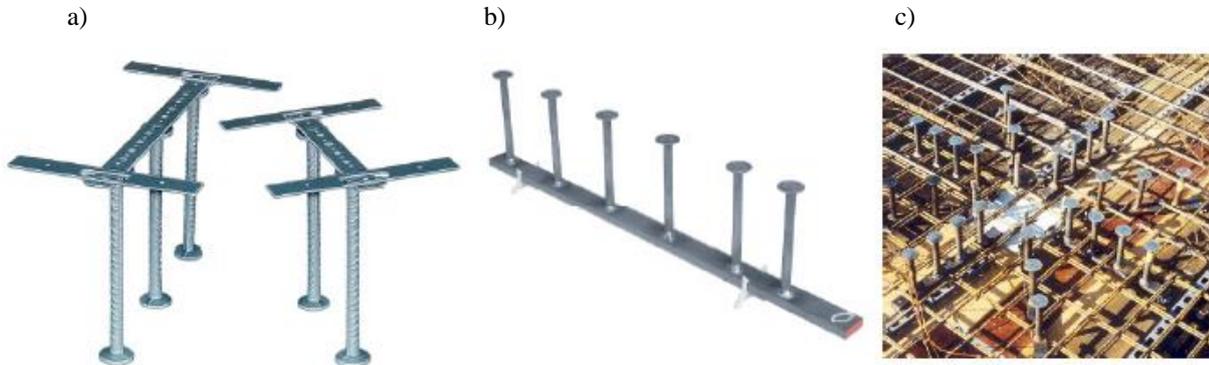


Abbildung 43: a) Doppelkopfbolzen, b) Dübelleiste und c) Anordnung an einer Innenstütze [19]

Aufgrund der schlupfärmeren Verankerung, welche auch eine geringere Breite der Schubrisse zur Folge hat, kommt es bei Doppelkopfanser gegenüber der Bügelbewehrung zu einer deutlichen Traglaststeigerung infolge des erhöhten Durchstanzwiderstandes. Sowohl Dübelleisten als auch Doppelkopfanser ermöglichen maximal eine 96%ige Steigerung der Durchstanztragfähigkeit gegenüber Platten ohne Durchstanzbewehrung. Aufgrund der höheren Tragfähigkeit sowie des schnelleren und einfacheren Einbaus gegenüber der Bügelbewehrung hat sich dieses Bewehrungssystem immer mehr etabliert [19] [37].

Aus dem in Abbildung 44 dargestellten Rissbild ist ersichtlich, dass die ersten beiden Reihen der Doppelkopfbolzen (Bereich C) ihre Kraft direkt über eine Druckstrebe in die Lasteinleitungsfläche (=Stützenquerschnitt) einleiten. Die weiter außen liegenden Bewehrungsreihen übertragen ihre Kraft, aufgrund des nach ANDRÄ definierten 33° -Fachwerksmodells, immer an die übernächste Bewehrungsreihe. Zudem ist in Abbildung 44 die Ankerkraft der ersten beiden Bewehrungsreihen in Abhängigkeit zur einwirkenden Querkraft dargestellt. Versuche zu den vorhandenen Bolzendehnungen dazu haben ergeben, dass im Maximallastbereich keine Betontragteile wirksam waren [37].

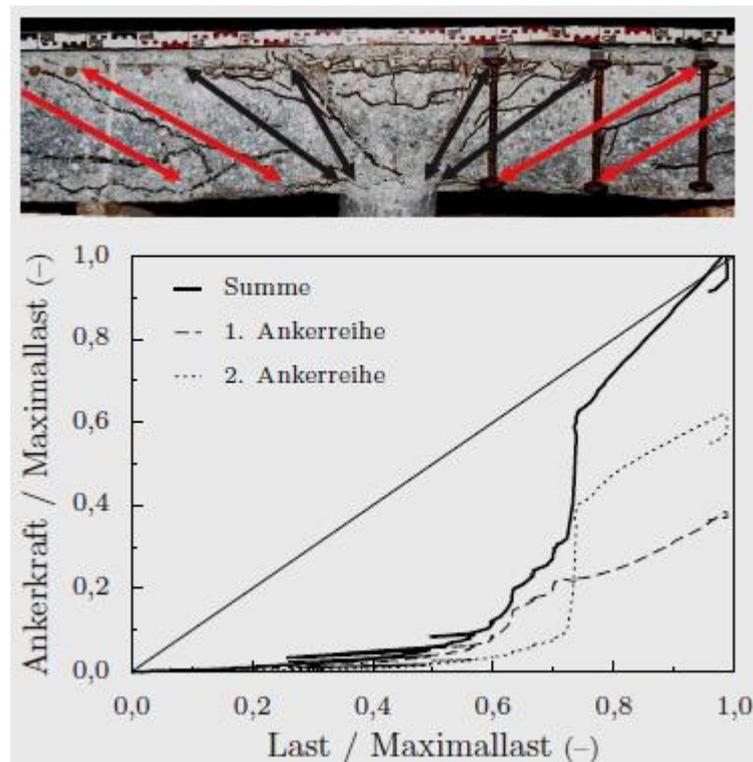


Abbildung 44: oben) Sägeschnitt durch den durchstanzbewehrten Bereich, unten) Von den ersten beiden Reihen der Doppelkopfbolzen aufgenommene Kraft in Abhängigkeit zur einwirkenden Querkraft, aus [37]

Die ETAs (Europäischen Technischen Zulassungen) geben für alle drei Versagensformen Bemessungsgleichungen an. Die maximale Durchstanztragfähigkeit $v_{Rd,max}$ von Flachdecken mit Doppelkopfbolzen wird entlang des kritischen Rundschnittes ($u=2,0d$) betrachtet und entspricht dabei einem Vielfachen der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $v_{Rd,c}$ [19] [37]:

$$v_{Rd,max} = 1,96 \cdot v_{Rd,c} \quad (56)$$

Bei der Bemessung der Doppelkopfbolzen wird die Deckenplatte dabei in zwei Zonen unterteilt. Der Bereich vom Stützenumfang bis zu einem Abstand von $1,125d$ wird als Zone C und der Bereich bis zur äußersten Bewehrungsreihe als Zone D bezeichnet. Die Doppelkopfbolzen der Zone C sind so zu bemessen, dass sie 100% der einwirkenden Querkraft in die Lasteinleitungsfläche weiterleiten können. Dabei darf der Betontraganteil nicht mitgerechnet werden. Somit ergibt sich der Durchstanzwiderstand der Zone C wie folgt [19] [37]:

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} \quad (57)$$

Mit folgenden Koeffizienten:

m_c	Anzahl der Reihen an Doppelkopfbolzen [-]
n_c	Anzahl der Doppelkopfbolzen in einer Reihe in der Zone C [-]
d_A	Bolzendurchmesser [m]
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze von Doppelkopfbolzen [MN/m ²]
η	Faktor zur Berücksichtigung der statischen Nutzhöhe, es gilt für $d < 200\text{mm} \rightarrow \eta=1,0$ und für $d > 800\text{mm} \rightarrow \eta=1,6$. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

Der Durchstanztragfähigkeitsnachweis außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ist am Rundschnitt u_{out} zu führen. Dieser befindet sich im Abstand von $1,5d$ zur äußersten Bewehrungsreihe der Doppelkopfbolzen. Die erforderliche Länge des äußeren Rundschnittes u_{out} wird wie folgt ermittelt [19] [37]:

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad (58)$$

Dabei ist $v_{Rd,c}$ die Querkrafttragfähigkeit einer liniengelagerten Platte.

5.3 Gitterträger und Filigran Durchstanzbewehrung

Laut HÄUSLER [19] können Gitterträger als Verbund-, Querkraft- und Durchstanzbewehrung sowohl in Element- als auch in Ortbetondecken verbaut werden. Wie aus Abbildung 45 ersichtlich, bestehen Gitterträger aus einem Obergurt, zwei Diagonalstäben und zwei Untergurten. Für den Gebrauch als Durchstanzbewehrung sind allerdings nur die in Abbildung 45 rechts dargestellten Ausführungsarten zugelassen. Aufgrund dessen, dass die Gitterträger sowohl die untere als auch die obere Bewehrung der Platte nicht umschließen, darf hier laut

DIN 1045-1 nur eine Traglaststeigerung von 25% gegenüber Platten ohne Durchstanzbewehrung angenommen werden.

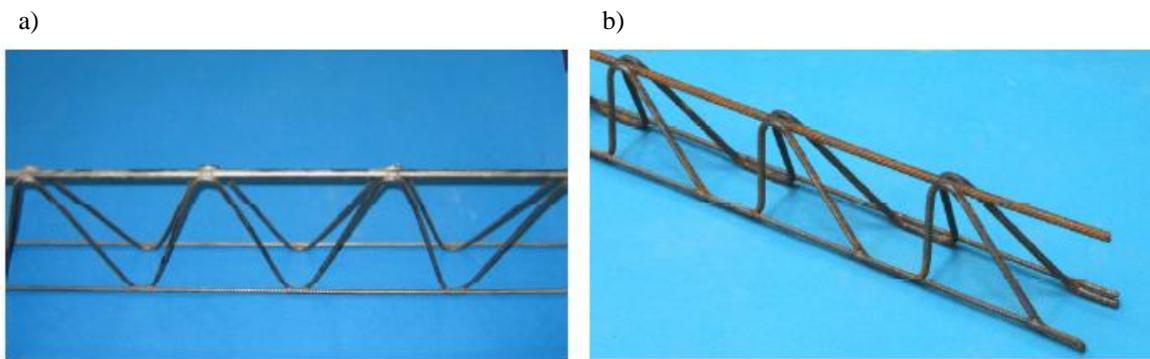


Abbildung 45: a) Gitterträger E bzw. KT und b) Gitterträger EQ bzw. KTS , aus [19]

Die in Abbildung 46 dargestellte Filigran Durchstanzbewehrung FDB ist laut HÄUSLER [19] eine Weiterentwicklung der üblichen Gitterträger, welche für den Einsatz im Durchstanzbereich von Filigrandecken konzipiert wurde. Aufgrund der wesentlich besseren Verankerung in der Zugzone ermöglichen Filigran Durchstanzbewehrungen eine deutlich höhere Durchstanztragfähigkeit gegenüber herkömmlichen Gitterträgern.

Der Diagonalstab bei der Filigran Durchstanzbewehrung wird dabei über den Obergurt des Bewehrungssystems bis zur oberen Bewehrungslage geführt, womit sich ein weiterer Verankerungspunkt ergibt. Dies führt zu einer deutlich besseren Verankerungsqualität im Gegensatz zu herkömmlichen Gitterträgern. Dies führt laut Zulassung nach DIN 1045-1 zu einer Traglaststeigerung von 70% gegenüber Platten ohne Durchstanzbewehrung.

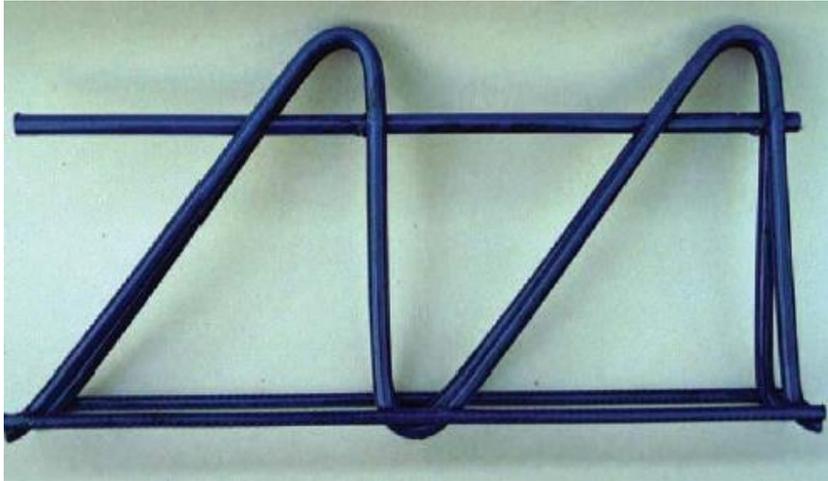


Abbildung 46: Filigran Durchstanzbewehrung (FDB), aus [43]

Die in Abbildung 47 dargestellte Filigran Durchstanzbewehrung FDB II ist laut [44] die neueste Entwicklung im Filigrandeckenbau und erreicht aufgrund der abwechselnd stark geneigten Diagonalstreben eine Traglaststeigerung von 109% gegenüber Platten ohne Durchstanzbewehrung. Dieser Tragwiderstand wurde an der RWTH Aachen ermittelt.

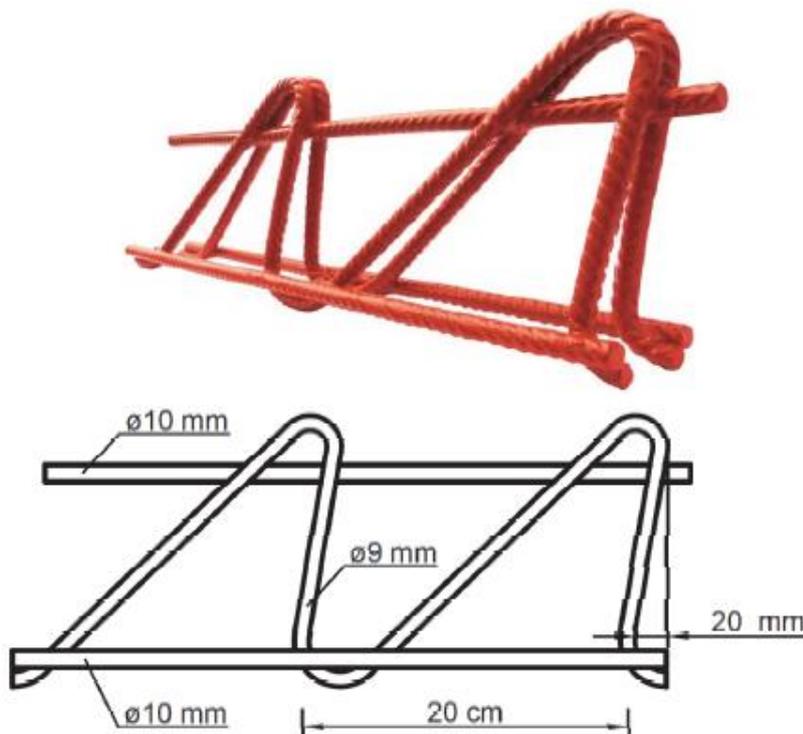


Abbildung 47: Filigran Durchstanzbewehrung II, aus [44]

5.4 Stahlverbundsysteme

Stahlverbundsysteme verlagern laut HÄUSLER [19] im Allgemeinen den kritischen Durchstanzkegel nach außen und wirken wie eine Stützenkopfverstärkung, was eine Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit zur Folge hat. Aufgrund der hohen Herstellungskosten werden sie jedoch nur für Speziallösungen angewandt. Häufig kommen Stahlverbundsysteme in Verbindung mit den vergleichsweise klein ausfallenden Verbundstützen zum Einsatz, da bei kleinen Stützenabmessungen die Aufnahme der Durchstanzlast mit anderen Durchstanzbewehrungsformen nicht möglich ist. Die Durchstanztragfähigkeit hängt hier ausschließlich von der Steifigkeit des Einbauteils und nicht von der Platte ab. Somit können Stahlverbundsysteme wie der Stahlpilz oder das Verbundkreuz auch bei sehr hohen Durchstanzbeanspruchungen in dünnen Platten eingesetzt werden.

Laut [3] ist ein Stahlpilz, welcher in Abbildung 48 links dargestellt ist, ein in die Stahlbetondecke einbetonierter Stahlrost, der sehr hohe Durchstanzlasten aufnehmen kann. Der Stahlträger besteht aus zwei gekreuzten rechteckigen Vollquerschnitten, welche als Hauptträger agieren, und einem umlaufenden U-Profil. Die Hauptträger können, im Gegensatz zu den Nebenträgern, welche nur zur Momentenaufnahme beitragen, sowohl für die Momentenaufnahme als auch für den Querkraftabtrag herangezogen werden [19].

Das Verbundträgerkreuz, welches in Abbildung 48 rechts dargestellt ist, besteht aus zwei gekreuzten Vollquerschnitten, an denen zur Gewährleistung der Verbundfestigkeit Kopfbolzendübel angeschweißt sind [19].

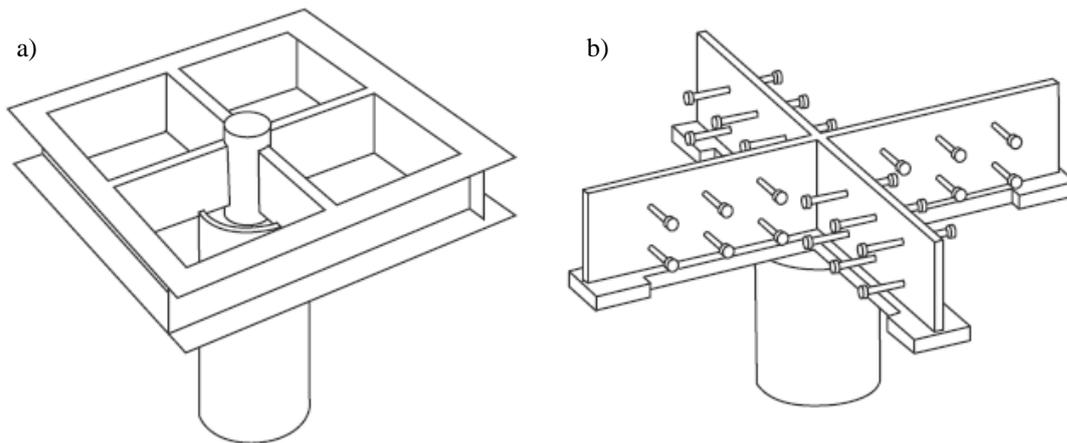


Abbildung 48: a) Geilinger-Stahlpilz und b) Verbundträgerkreuz, aus [4]

Um eine noch höhere Durchstanztragfähigkeit zu erreichen, können Stahlverbundsysteme auch in Kombination mit herkömmlichen Durchstanzbewehrungen zum Einsatz kommen. Dabei werden diese, wie in Abbildung 49 ersichtlich, außerhalb des Stahleinbauteils angeordnet [19].



Abbildung 49: Geilinger-Stahlpilz mit Doppelkopfbolzen, aus [3]

6 Nachträgliches Verstärken von durchstanzgefährdeten Flachdecken

Eine Vielzahl von Flachdecken muss nachträglich gegen Durchstanzen verstärkt werden. Gründe einer solchen Verstärkung können zum einen eine höhere Belastung infolge einer Nutzungsänderung und zum anderen Planungs- bzw. Ausführungsfehler sein. Aber auch die immer höher werdenden Anforderungen von Normen kann Ursache einer solchen Verstärkungsmaßnahme sein [45].

Sämtliche Einflussgrößen wie z.B. Abmessungen von Platte und Stütze, Art der Stütze (Innen-, Rand- oder Eckstütze), Betonfestigkeit, Biegebewehrung, statische Nutzhöhe und Größtkorndurchmesser bestimmen den Durchstanzwiderstand einer Flachdecke. Bei den in den folgenden Unterkapiteln beschriebenen Modellen handelt es sich zum einen um ein nachträgliches Anbringen einer Schubbewehrung und zum anderen um eine Erhöhung einer der genannten Einflussgrößen (Erhöhung der statischen Nutzhöhe durch Aufbeton und das Verstärken der Biegebewehrung durch CFK-Lamellen) [45].

6.1 Nachträglich eingemörtelte Durchstanzbewehrung

Bei einer nachträglich eingemörtelten Durchstanzbewehrung werden, wie in Abbildung 50 dargestellt, geneigte Bohrlöcher zur Stütze hin erstellt. In das mit Verbundmörtel injizierte Bohrloch werden nun Verstärkungsanker gesetzt. Die Länge der Bohrlöcher sollte mindestens bis zur unteren Längsbewehrung und idealerweise bis zur obersten Längsbewehrungslage reichen, um die gesamte statische Nutzhöhe abzudecken. Man muss jedoch beachten, dass bei der Bohrung weder die untere noch die obere Längsbewehrung beschädigt werden dürfen. Fehlbohrungen sind sorgfältig mit Blindankern zu verschließen.

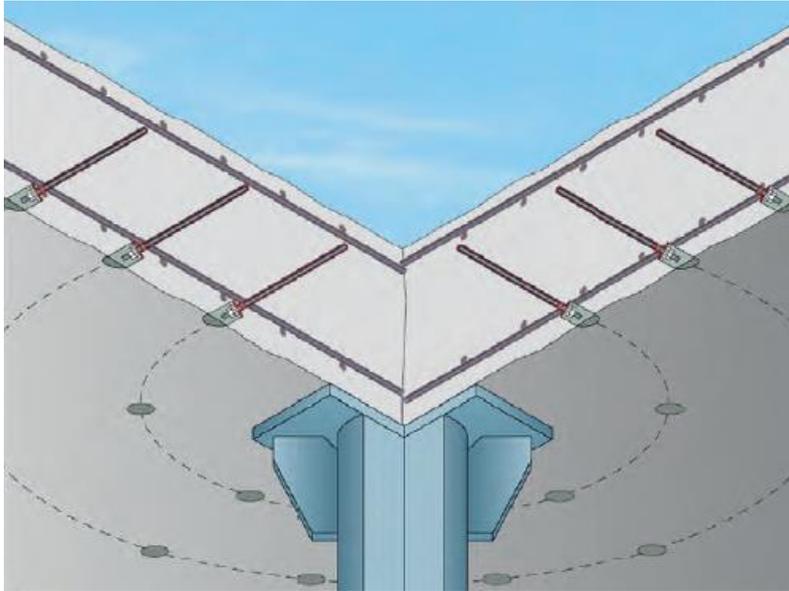


Abbildung 50: Nachträglich eingemörtelte Durchstanzbewehrung, aus [46]

Die Verbundanker bestehen aus Bewehrungsstahl. Wie in Abbildung 51 ersichtlich, besteht der obere Teil aus einem Bewehrungsstab und der untere Teil setzt sich aus einem glatten Schaft mit anschließendem Gewinde zusammen. Aufgrund der höheren Festigkeit des glatten Schaftes und des Gewindes ist für die Bemessung ausschließlich der Bewehrungsstab maßgebend. Anschließend wird mit einem Glockenbohrer eine Vertiefung in der Betonoberfläche hergestellt, welche nach dem Erhärten des Verbundmörtels für die Installation des Ankerkopfes benötigt wird. Dieser besteht aus Mutter, Kalottenscheibe und Injektionsscheibe. Nach Beendigung der Installation des Ankerkopfes wird die Vertiefung aus optischen- und brand-schutztechnischen Gründen mit Mörtel aufgefüllt [45] [46].



Abbildung 51: Verstärkungsanker Hilti HZA-P [46]

Die Schubbewehrung muss aufgrund des auf Versuchsergebnissen aufgebauten Bemessungskonzepts folgende Bedingungen erfüllen [46]:

$$V_{Rd,s} \leq \sum_{i=1}^n N_{si,d} \cdot \sin\beta_i \quad (59)$$

mit folgenden Koeffizienten:

β_i Winkel, unter welchem die Bewehrung eingebracht wird, $\beta_i = 45^\circ$
 $N_{si,d}$ Bemessungswiderstand auf Zug des Verstärkungsankers [MN] es ist der kleinste der folgenden vier Werte:

$N_{si,e,d}$: Kraft im Verstärkungsanker infolge der Deckenverformung

$N_{si,p,d}$: Plastischer Fließwiderstand des Verstärkungsankers

$N_{si,b,d}$: maximale Kraft infolge der Verbundwirkung

$N_{si,p,d}$: Widerstand gegen Ausbruch der Verankerung

Die Vorteile einer nachträglich eingeklebten Schubbewehrung sind folgende [46]:

- Versuche haben gezeigt, dass mit diesem System die Durchstanztragfähigkeit sowie Verformungsfähigkeit gegenüber Platten ohne Durchstanzbewehrung stark erhöht werden kann.
- Diese Verstärkungsmaßnahme wird ausschließlich von der Deckenunterseite ausgeführt und verschont somit Bodenbeläge und Abdichtungssysteme.
- Durch die Verwendung von Brandschutzmörtel kann die Durchstanzbewehrung dauerhaft geschützt werden.
- Stützen- sowie Deckenabmessungen bleiben unverändert, was zu keinem Platzverlust führt.
- Das Bemessungskonzept ist sowohl experimentell als auch theoretisch abgestützt und ermöglicht somit eine nachhaltige Planung von Verstärkungsmaßnahmen.

6.2 CFK-Lamellen

Durch die Verwendung von CFK-Lamellen, welche entweder auf die Bauteiloberfläche aufgeklebt oder in einen gefrästen Schlitz verklebt werden, kann eine deutliche Erhöhung der Biegetragfähigkeit im durchstanzbewehrten Bereich erreicht werden. Dies kann besonders bei falsch angebrachten oder zu schwachen Längsbewehrungen von Vorteil sein [47].

Um eine bestmögliche Haftung der aufgeklebten CFK-Lamellen zu garantieren, muss die Bauteiloberfläche vor der Applikation vorbehandelt werden. Dies geschieht in der Regel durch das Strahlen mit festen Strahlmitteln. Dabei wird die Oberfläche so aufgeraut, bis die eingebettete Gesteinskörnung sichtbar wird. Anschließend werden die CFK-Lamellen mit einem Kunstharzklebstoff, welcher für die vollständige Erhärtung nicht länger als einen Tag benötigt, auf die Oberfläche aufgeklebt und umhüllt. Erst durch den Einsatz von modernen Klebstoffen ist das nachträgliche Ankleben von CFK-Lamellen in der Zugzone möglich [47].

Die Festigkeit solcher Lamellen liegt deutlich über der Festigkeit von herkömmlichen Baustählen. In Labortests wurden unter optimalen Bedingungen (exakt parallele Ausrichtung der Lamellen) Werte von 4.000N/mm^2 erreicht. Solche Werte können aufgrund von herstellungsbedingten Schädigungen sowie Welligkeit der Fasern in der Praxis nicht erreicht werden. Die üblichen Elastizitätsmodule von 230.000N/mm^2 sind vergleichbar mit jenen von Baustahl, jedoch werden für spezielle Anwendungen auch Elastizitätsmodule bis zu 640.000N/mm^2 angeboten [47].

In Abbildung 52 ist eine Verstärkung der Biegelängsbewehrung im durchstanzbewehrten Bereich zu sehen.



Abbildung 52: Verstärkung der Biegelängsbewehrung im Durchstanzbereich [48]

6.3 Verstärkung durch eine Spritzbetonschicht

Bei der Verstärkung durch Spritzbeton muss ebenso wie bei den aufgeklebten CFK-Lamellen vor der Applikation die Oberfläche aufgeraut werden, um einen ausreichend tragfähigen Haftgrund zu erzeugen. Besonders die Feinbestandteile werden durch die hohen Spritzdrücke in den rauen Untergrund eingetrieben und sind somit für den guten Verbund zwischen bestehendem Untergrund und Spritzbetonschicht entscheidend. Die Grobbestandteile hingegen prallen stärker vom Untergrund ab.

Die Grundmischung sollte dabei in einem Bereich von 5 bis 30°C liegen, da es bei niedrigeren Temperaturen zu Frostschäden und bei höheren Temperaturen zu verkürzten Verarbeitungszeiten infolge Wasserverlust und zu hohen Hydratationstemperaturen kommen kann. Zusätzlich muss die Bestandsoberfläche vor der Applikation angefeuchtet werden, damit dem Spritzbeton genügend Wasser für die Hydratation zu Verfügung steht.

Wie in Abbildung 53 ersichtlich, erfolgt bei Spritzbeton der Einbau sowie die Verdichtung in einem Arbeitsschritt und nach der Erhärtung unterscheiden sich die technischen Eigenschaften von Spritzbeton nicht von jenen des herkömmlichen Betons. Auch gegenüber Umwelteinflüssen ist Spritzbeton gleich beständig wie herkömmlicher Stahlbeton.



Abbildung 53: Spritzbeton als Verstärkung des durchstanzgefährdeten Bereich einer Flachdecke, aus [47]

Da sich der ursprüngliche Bauteil mit Spritzbetonverstärkung im erhärteten Zustand ebenso verhält wie ein homogener Bauteil, darf er in der Bemessung auch als ein solcher betrachtet werden. Es muss lediglich die in der Verbundfuge stattfindende Kraftübertragung überprüft werden. Sollte die erforderliche Kraftübertragung nicht gewährleistet werden können, sind sogenannte Verbundhilfsmittel, wie z.B. Bewehrung oder Dübel, erforderlich.

7 Vergleichende Untersuchung von Flachdeckensystemen und deren Auswirkung auf den Durchstanzwiderstand nach EN 1992-1-1

7.1 Zielsetzung

Das Ziel dieser vergleichenden Untersuchung ist, den Zusammenhang zwischen Stützweiten, Betondruckfestigkeiten, Deckenstärken sowie Biegebewehrungsmenge auf den Durchstanzwiderstand näher zu erläutern.

7.2 Aufgabenstellung

Zu bemessen ist die Geschossdecke eines Bürogebäudes, welches in Abbildung 54 dargestellt ist. Sie wird als Flachdecke ausgeführt und besteht sowohl in x- als auch in y-Richtung aus vier Feldern. Die Spannweiten reichen je nach betrachtetem System von 6,5m bis 8,0m und weisen eine Stärke von 20cm bis 30cm auf. Bei den Betonfestigkeiten wird zwischen C25/30, C35/45 und C45/55 variiert.

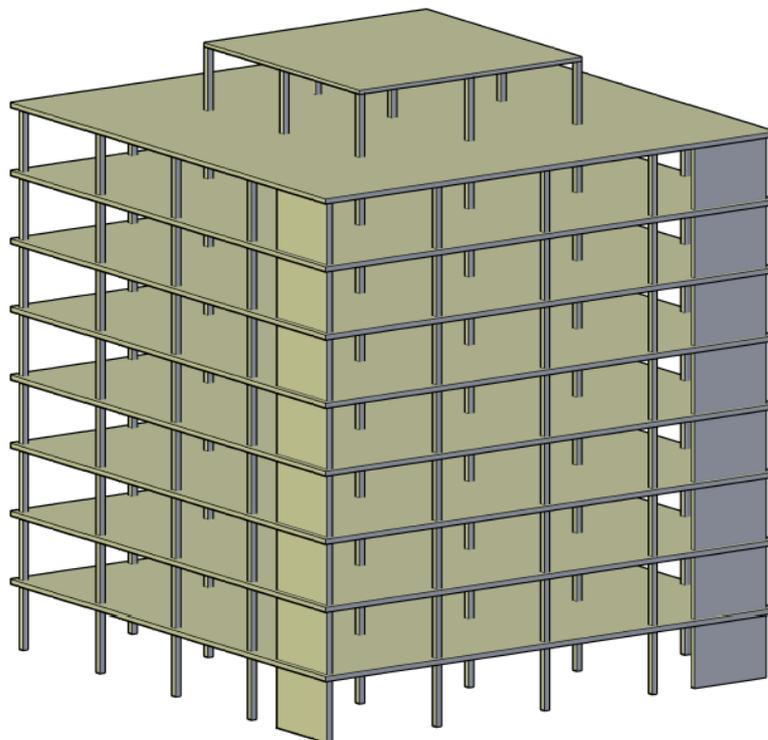


Abbildung 54: Tragende Struktur eines Bürogebäudes

7.3 Systemparameter

Um später möglichst viele Systeme miteinander vergleichen zu können, wurde folgende Systemteinteilung vorgenommen:

Tabelle 5: Systemteinteilung

System	Achsenraster			Betonfestigkeit			Plattenstärke		
	6,5m	7,25m	8,0m	C25/30	C35/45	C45/55	20cm	25cm	30cm
A1	X			X			X		
A2	X				X		X		
A3	X					X	X		
A4	X			X				X	
A5	X				X			X	
A6	X					X		X	
B1		X		X			X		
B2		X			X		X		
B3		X				X	X		
B4		X		X				X	
B5		X			X			X	
B6		X				X		X	
B7		X		X					X
B8		X			X				X
B9		X				X			X
C1			X	X				X	
C2			X		X			X	
C3			X			X		X	
C4			X	X					X
C5			X		X				X
C6			X			X			X

7.3.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Folgende Bemessungswerte werden für das Rechenbeispiel herangezogen.

Tabelle 6: Bemessungswerte der Baustoffe

Baustoffwerte			
Beton	f _{ck} [N/mm ²]	f _{cd} [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]
C25/30	25,00	16,67	2,56
C35/45	35,00	23,33	3,21
C45/55	45,00	30,00	3,80
Betonstahl	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yd} [N/mm ²]	
BSt 550	550,00	478,26	
Kopfbolzenanker	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yd} [N/mm ²]	
	500,00	434,78	

7.3.2 Betondeckung

Die Deckenplatte, die hier zur Berechnung herangezogen wird, befindet sich im Inneren eines Gebäudes und es kann davon ausgegangen werden, dass die Decke ständig trocken ist. Somit resultiert eine Einteilung des Bauteils in die Expositionsklasse XC1.

In der EN 1992-1-1 wird für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit der Expositionsklasse eine Mindestbetonfestigkeit, welche auch als interaktive Festigkeitsklasse bezeichnet wird, vorgeschrieben. Die Mindestbetonfestigkeit für die Expositionsklasse XC1 entspricht der Betonfestigkeitsklasse C25/30.

7.3.3 Mindestbetondeckung

Die Betondeckung ist definiert als die Summe aus Mindestbetondeckung c_{min} und Vorhaltemaß Δc_{dev} .

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,dur} + \frac{c_{min,b} \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st}}{10} \right. \quad (60)$$

$$\Delta c_{dev} = 5mm \quad (61)$$

Annahme Stabdurchmesser = 12mm

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (62)$$

$$c_{nom} = 18mm + 5mm = 23mm \quad (63)$$

$$c_{nom,gewählt} = 25mm \quad (64)$$

7.3.4 Plattendicke

Eine Vordimensionierung der Plattendicken kann mittels Grenزشlankheit erfolgen. Dabei handelt es sich um das Verhältnis von Stützweite zu statischer Nutzhöhe.

$$l_s = 6,50m: \frac{l}{d} = ca. 30 - 35 \rightarrow d_{grenz} = 18,6 - 21,7cm \rightarrow h \sim 21 - 24cm \quad (65)$$

$$l_s = 7,25m: \frac{l}{d} = ca. 30 - 35 \rightarrow d_{grenz} = 20,7 - 24,2cm \rightarrow h \sim 23 - 27cm \quad (66)$$

$$l_s = 8,00m: \frac{l}{d} = ca. 30 - 35 \rightarrow d_{grenz} = 22,8 - 26,7cm \rightarrow h \sim 25 - 29cm \quad (67)$$

Um an die Grenzen der Belastbarkeit zu gelangen, wurden diese Werte nicht immer zwingend eingehalten.

7.3.5 Einwirkungen

7.3.5.1 Ständige Lasten

Die Stärke der Stahlbetonplatte variiert je nach System zwischen 20cm, 25cm und 30cm. Diese unterschiedlichen Stärken und die daraus resultierenden Kräfte werden in Tabelle 7 dargestellt.

Für den Fußbodenaufbau werden 1,6kN/m² angesetzt.

Tabelle 7: Aufteilung der Ständigen Lasten

Ständige Lasten			
Einwirkungsart	h=20 cm	h=25 cm	h=30 cm
$g_k, \text{Eigengewicht} =$	5,00 kN/m ²	6,25 kN/m ²	7,50 kN/m ²
$g_k, \text{Fußbodenaufbau} =$	1,60 kN/m ²	1,60 kN/m ²	1,60 kN/m ²
$\sum g_k =$	6,60 kN/m ²	7,85 kN/m ²	9,10 kN/m ²

7.3.5.2 Veränderliche Lasten

Das Bauwerk entspricht der Nutzungsklasse B2, welche für Büroräume in Bürogebäuden vorgesehen ist. Die charakteristische Nutzlast beträgt (laut ÖNORM B 1991-1-1 Tabelle 2) 3,0KN/m².

7.3.5.3 Lastaufstellung im GZT

Tabelle 8 beinhaltet die Lastaufstellung der ständigen Lasten für die jeweiligen Plattendicken.

$$E_d = \gamma_G \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_P \cdot (q_{k1}) \quad (68)$$

Tabelle 8: Lastaufstellung

Lastaufstellung			
	h=20cm	h=25cm	h=30cm
g _k =	6,60 KN/m ²	7,85 KN/m ²	9,10 KN/m ²
q _k =	3,00 KN/m ²	3,00 KN/m ²	3,00 KN/m ²
g _d +q _d =	13,41 KN/m ²	15,10 KN/m ²	16,79 KN/m ²

7.4 Schnittgrößenermittlung

7.4.1 Allgemeines

Üblicherweise erfolgt die Schnittgrößenermittlung bei Flachdecken mittels FEM-Programmen. Allerdings können Schnittgrößen von Flachdecken auch mithilfe der Stabstatik und durch Unterteilung der Decke in Gurt- und Feldstreifen berechnet werden. Näheres dazu in Abschnitt 1.3.3.

7.4.2 Schnittgrößen

Da es sich um eine doppelsymmetrische Flachdecke handelt, entsprechen die Schnittgrößen in x-Richtung jenen in y-Richtung. Die Schnittgrößen des Ersatzdurchlaufträgers mit den in Tabelle 9 verwendeten Bemessungsschnittgrößen wurden dabei mit dem an der TU Wien entwickelten Stabstatik Programm „IQ 100“ berechnet.

Die auf den Ersatzdurchlaufträger anzusetzenden Bemessungslasten werden wie folgt ermittelt:

$$E_d = (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_P \cdot q_k) \cdot l_s \tag{69}$$

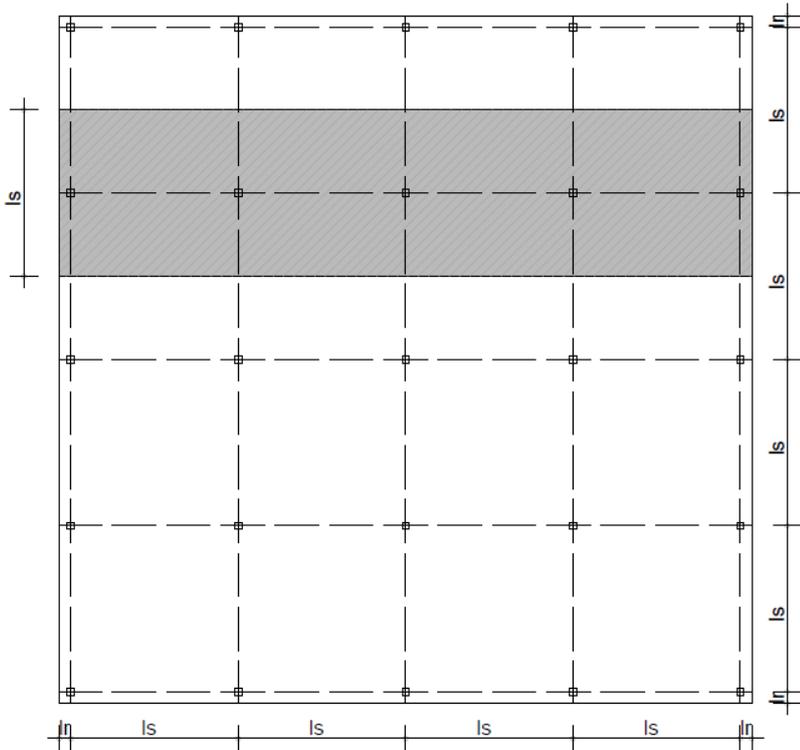


Abbildung 55: Einflussbreite für den Ersatzdurchlaufträger

Tabelle 9: Bemessungslasten [in KN/m] für die Berechnung des Ersatzdurchlaufträgers

Bemessungslasten für den Ersatzdurchlaufträger						
h	A-Systeme		B-Systeme		C-Systeme	
	q _{D,g+q}	q _{D,g}	q _{D,g+q}	q _{D,g}	q _{D,g+q}	q _{D,g}
20	87,17	57,92	97,22	64,60	-	-
25	98,19	68,88	109,46	76,83	120,78	84,78
30	-	-	121,69	89,07	134,28	98,28

Der maßgebende qualitative Momentenverlauf des Ersatzdurchlaufträgersystems wird in Abbildung 56 dargestellt.

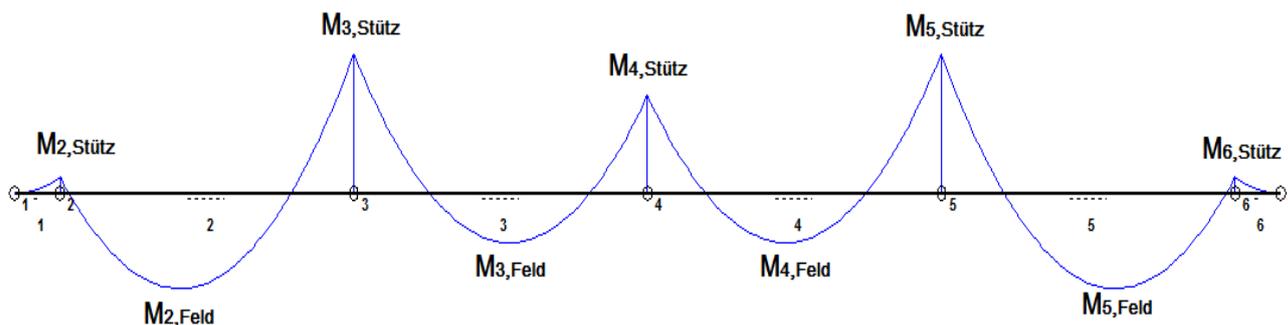


Abbildung 56: Schnittgrößen im GZT

Die maßgebenden Schnittgrößen, welche mittels Lastkombinationen im IQ100 ermittelt wurden, sind in Tabelle 10 aufgelistet.

Tabelle 10: Max/Min Schnittgrößen infolge IQ 100

System	Feldmomente max/min		Stützmomente max/min			Auflagerkräfte aus Volllast		
	$M_{2/5, \text{Feld}}$ [KNm]	$M_{3/4, \text{Feld}}$ [KNm]	$M_{2/6, \text{Stütz}}$ [KNm]	$M_{3/5, \text{Stütz}}$ [KNm]	$M_{4, \text{Stütz}}$ [KNm]	$V_2 = V_6$ [KN]	$V_3 = V_5$ [KN]	V_4 [KN]
A1	300,50	179,80	-10,90	-403,54	-308,22	268,32	644,64	527,54
A2	300,50	179,80	-10,90	-403,54	-308,22	268,32	644,64	527,54
A3	300,50	179,80	-10,90	-403,54	-308,22	268,32	644,64	527,54
A4	335,64	196,67	-12,27	-452,81	-341,53	302,09	725,76	593,30
A5	335,64	196,67	-12,27	-452,81	-341,53	302,09	725,76	593,30
A6	335,64	196,67	-12,27	-452,81	-341,53	302,09	725,76	593,30
B1	418,01	249,31	-12,15	-560,52	-427,40	327,67	802,66	655,94
B2	418,01	249,31	-12,15	-560,52	-427,40	327,67	802,66	655,94
B3	418,01	249,31	-12,15	-560,52	-427,40	327,67	802,66	655,94
B4	466,86	272,76	-13,68	-629,00	-473,57	368,91	903,69	738,50
B5	466,86	272,76	-13,68	-629,00	-473,57	368,91	903,69	738,50
B6	466,86	272,76	-13,68	-629,00	-473,57	368,91	903,69	738,50
B7	515,70	296,18	-15,21	-697,46	-519,72	410,15	1004,70	821,04
B8	515,70	296,18	-15,21	-697,46	-519,72	410,15	1004,70	821,04
B9	515,70	296,18	-15,21	-697,46	-519,72	410,15	1004,70	821,04
C1	628,36	366,32	-15,09	-845,75	-635,94	442,41	1101,04	898,84
C2	628,36	366,32	-15,09	-845,75	-635,94	442,41	1101,04	898,84
C3	628,36	366,32	-15,09	-845,75	-635,94	442,41	1101,04	898,84
C4	694,15	397,78	-16,79	-937,84	-697,89	491,86	1224,11	999,31
C5	694,15	397,78	-16,79	-937,84	-697,89	491,86	1224,11	999,31
C6	694,15	397,78	-16,79	-937,84	-697,89	491,86	1224,11	999,31

Die vereinfachte Aufteilung des Biegemomentes laut EN 1992-1-1 auf den Gurt- und Feldstreifen erfolgt nach Tabelle 1 und wird in Abschnitt 7.5 näher ausgeführt.

7.5 Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

7.5.1 Statische Nutzhöhen

Tabelle 11: Statische Nutzhöhen

statische Nutzhöhe			
statische Nutzhöhe	Plattendicke		
	0,20 m	0,25 m	0,30 m
d_x	0,168 m	0,218 m	0,268 m
d_y	0,153 m	0,203 m	0,253 m
d	0,161 m	0,211 m	0,261 m

7.5.2 Biegebemessung

Bei der Biegebemessung wurde auf das Block-Diagramm zurückgegriffen. Als Voraussetzung für die Anwendung des Block-Diagramms gilt, dass die Randstauchung 3,5 % beträgt.

Errechnete Zwischenwerte

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot f_{cd}}} \quad (70)$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \cdot d}{700 + f_{yd}} \quad (71)$$

Erforderliche Bewehrung

$$A_{sw,erf} = \frac{x_B \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (72)$$

Mindestbewehrung

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ \rho_{min} \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. \quad (73)$$

Tabelle 12: Mindestlängsbewehrung $A_{s,min}$

Mindestbiegebewehrung $A_{s,min}$ [cm ² /lfm]			
$A_{s,min}$	C25/30	C35/45	C45/55
h=20cm	2,09	2,44	2,88
h=25cm	2,74	3,20	3,78
h=30cm	3,39	3,95	4,68

Biegebemessung aller Systeme

Die hellgrau markierten Werte in den nachfolgenden Tabellen sind jene, welche bei der Gegenüberstellung von A_{sw} und A_{min} nicht ausschlaggebend sind. Als Zulage wird jene Bewehrung angegeben, welche zur Grundbewehrung von Ø8/10 noch hinzukommt.

Tabelle 13: Feldmomente der A-Systeme

Feldmomente A-Systeme														
Systeme	Gurtstreifen							Feldstreifen						
	3,25 m [KNm/m]	Biegebewehrung						3,25 m [KNm/m]	Biegebewehrung					
		x_B [m]	$x_{B,lim}$ [m]	$A_{sw,erf.}$ [cm ² /m]	A_{min} [cm ² /m]	Zulage	$A_{sw,vorf.}$ [cm ² /m]		x_B [m]	$x_{B,lim}$ [m]	A_{sw} [cm ² /m]	A_{min} [cm ² /m]	Zulage	$A_{sw,vorf.}$ [cm ² /m]
A1: $M_{2/5,Feld}$	55,48	0,02	0,08	7,76	2,09	Ø8/10	10,05	36,98	0,01	0,08	5,04	2,09	Ø8/10	10,05
$M_{3/4,Feld}$	33,19	0,01	0,08	4,50	2,09		5,03	22,13	0,01	0,08	2,96	2,09		5,03
A2: $M_{2/5,Feld}$	55,48	0,02	0,08	7,59	2,44	Ø8/10	10,05	36,98	0,01	0,08	4,97	2,44		5,03
$M_{3/4,Feld}$	33,19	0,01	0,08	4,45	2,44		5,03	22,13	0,01	0,08	2,94	2,44		5,03
A3: $M_{2/5,Feld}$	55,48	0,01	0,08	7,50	2,88	Ø8/10	10,05	36,98	0,01	0,08	4,94	2,88		5,03
$M_{3/4,Feld}$	33,19	0,01	0,08	4,42	2,88		5,03	22,13	0,00	0,08	2,92	2,88		5,03
A4: $M_{2/5,Feld}$	61,96	0,02	0,10	6,43	2,74	Ø8/10	10,05	41,31	0,01	0,10	4,22	2,74		5,03
$M_{3/4,Feld}$	36,31	0,01	0,10	3,70	2,74		5,03	24,21	0,01	0,10	2,44	2,74		5,03
A5: $M_{2/5,Feld}$	61,96	0,01	0,10	6,35	3,20	Ø8/10	10,05	41,31	0,01	0,10	4,19	3,20		5,03
$M_{3/4,Feld}$	36,31	0,01	0,10	3,67	3,20		5,03	24,21	0,00	0,10	2,43	3,20		5,03
A6: $M_{2/5,Feld}$	61,96	0,01	0,10	6,30	3,78	Ø8/10	10,05	41,31	0,01	0,10	4,17	3,78		5,03
$M_{3/4,Feld}$	36,31	0,01	0,10	3,66	3,78		5,03	24,21	0,00	0,10	2,43	3,78		5,03

Tabelle 14: Stützmomente der A-Systeme

Stützmomente A-Systeme															
A-Systeme	Gurtstreifen							Feldstreifen							
	70%	Biegebewehrung						30%	Biegebewehrung						
	3,25	x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$	3,25 m	x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$	
A1: $M_{2/6,Stütz}$	2,35	0,00	0,08	0,31	2,09		5,03	1,01	0,00	0,08	0,13	2,09		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	86,92	0,04	0,08	12,77	2,09	Ø10/10	12,88	37,25	0,01	0,08	5,08	2,09	Ø10/20	8,96
	$M_{4,Stütz}$	66,39	0,03	0,08	9,44	2,09	Ø12/20	10,68	28,45	0,01	0,08	3,84	2,09		5,03
A2: $M_{2/6,Stütz}$	2,35	0,00	0,08	0,31	2,44		5,03	1,01	0,00	0,08	0,13	2,44		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	86,92	0,03	0,08	12,28	2,44	Ø10/10	12,88	37,25	0,01	0,08	5,01	2,44		5,03
	$M_{4,Stütz}$	66,39	0,02	0,08	9,18	2,44	Ø12/20	10,68	28,45	0,01	0,08	3,80	2,44		5,03
A3: $M_{2/6,Stütz}$	2,35	0,00	0,08	0,31	2,88		5,03	1,01	0,00	0,08	0,13	2,88		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	86,92	0,02	0,08	12,03	2,88	Ø10/10	12,88	37,25	0,01	0,08	4,97	2,88		5,03
	$M_{4,Stütz}$	66,39	0,01	0,08	9,05	2,88	Ø12/20	10,68	28,45	0,01	0,08	3,77	2,88		5,03
A4: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	2,74		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	2,74		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	97,53	0,03	0,10	10,42	2,74	Ø12/20	10,68	41,80	0,01	0,10	4,27	2,74		5,03
	$M_{4,Stütz}$	73,56	0,02	0,10	7,71	2,74	Ø10/20	8,96	31,53	0,01	0,10	3,20	2,74		5,03
A5: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	3,20		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	3,20		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	97,53	0,02	0,10	10,19	3,20	Ø12/20	10,68	41,80	0,01	0,10	4,24	3,20		5,03
	$M_{4,Stütz}$	73,56	0,02	0,10	7,58	3,20	Ø10/20	8,96	31,53	0,01	0,10	3,18	3,20		5,03
A6: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	3,78		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	3,78		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	97,53	0,02	0,10	10,07	3,78	Ø12/20	10,68	41,80	0,01	0,10	4,22	3,78		5,03
	$M_{4,Stütz}$	73,56	0,01	0,10	7,52	3,78	Ø10/20	8,96	31,53	0,01	0,10	3,17	3,78		5,03

Tabelle 15: Feldmomente der B-Systeme

Feldmomente B-Systeme														
Systeme	Gurtstreifen							Feldstreifen						
	60%	Biegebewehrung						40%	Biegebewehrung					
	3,63	x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$	3,63 m	x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$
	[KNm/m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]	[KNm/m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]
B1: $M_{2/5,Feld}$	69,19	0,03	0,08	9,88	2,09	Ø8/10	10,05	46,13	0,02	0,08	6,37	2,09	Ø10/20	8,96
	$M_{3/4,Feld}$	46,03	0,02	0,08	6,35	2,09	Ø10/20	8,96	27,51	0,01	0,08	3,70	2,09	
B2: $M_{2/5,Feld}$	77,17	0,02	0,08	10,79	2,44	Ø10/10	12,88	46,13	0,01	0,08	6,25	2,44	Ø10/20	8,96
	$M_{3/4,Feld}$	46,03	0,01	0,08	6,24	2,44	Ø10/20	8,96	27,51	0,01	0,08	3,67	2,44	
B3: $M_{2/5,Feld}$	77,17	0,02	0,08	10,61	2,88	Ø10/10	12,88	46,13	0,01	0,08	6,20	2,88	Ø10/20	8,96
	$M_{3/4,Feld}$	46,03	0,01	0,08	6,18	2,88	Ø10/20	8,96	27,51	0,01	0,08	3,65	2,88	
B4: $M_{2/5,Feld}$	77,27	0,02	0,10	8,12	2,74	Ø8/10	10,05	51,52	0,02	0,10	5,31	2,74	Ø10/20	8,96
	$M_{3/4,Feld}$	45,15	0,01	0,10	4,63	2,74		5,03	30,10	0,01	0,10	3,05	2,74	
B5: $M_{2/5,Feld}$	77,27	0,02	0,10	7,98	3,20	Ø8/10	10,05	51,52	0,01	0,10	5,25	3,20	Ø10/20	8,96
	$M_{3/4,Feld}$	45,15	0,01	0,10	4,58	3,20		5,03	30,10	0,01	0,10	3,03	3,20	
B6: $M_{2/5,Feld}$	77,27	0,01	0,10	7,91	3,78	Ø8/10	10,05	51,52	0,01	0,10	5,22	3,78	Ø10/20	8,96
	$M_{3/4,Feld}$	45,15	0,01	0,10	4,56	3,78		5,03	30,10	0,00	0,10	3,02	3,78	
B7: $M_{2/5,Feld}$	85,36	0,02	0,12	7,13	3,39	Ø10/20	8,96	51,52	0,01	0,12	4,23	3,39		5,03
	$M_{3/4,Feld}$	49,02	0,01	0,12	4,02	3,39		5,03	30,10	0,01	0,12	2,45	3,39	
B8: $M_{2/5,Feld}$	85,36	0,01	0,12	7,04	3,95	Ø10/20	8,96	51,52	0,01	0,12	4,20	3,95		5,03
	$M_{3/4,Feld}$	49,02	0,01	0,12	4,00	3,95		5,03	30,10	0,00	0,12	2,44	3,95	
B9: $M_{2/5,Feld}$	85,36	0,01	0,12	7,00	4,68	Ø10/20	8,96	51,52	0,01	0,12	4,19	4,68		5,03
	$M_{3/4,Feld}$	49,02	0,01	0,12	3,98	4,68		5,03	30,10	0,00	0,12	2,43	4,68	

Tabelle 16: Stützmente der B-Systeme

Stützmente B-Systeme														
Systeme	Gurtstreifen							Feldstreifen						
	3,63 m	Biegebewehrung						3,63 m	Biegebewehrung					
		x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$		x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$
B1: $M_{2/6,Stütz}$	2,35	0,00	0,08	0,31	2,09		5,03	1,01	0,00	0,08	0,13	2,09		5,03
	108,24	0,05	0,08	16,53	2,09	Ø16/15	18,43	46,39	0,02	0,08	6,41	2,09	Ø10/20	8,96
	82,53	0,03	0,08	12,04	2,09	Ø10/10	12,88	35,37	0,01	0,08	4,81	2,09		5,03
B2: $M_{2/6,Stütz}$	2,35	0,00	0,08	0,31	2,44		5,03	1,01	0,00	0,08	0,13	2,44		5,03
	108,24	0,03	0,08	15,66	2,44	Ø12/10	16,34	46,39	0,01	0,08	6,29	2,44	Ø10/20	8,96
	82,53	0,02	0,08	11,60	2,44	Ø10/10	12,88	35,37	0,01	0,08	4,75	2,44		5,03
B3: $M_{2/6,Stütz}$	2,35	0,00	0,08	0,31	2,88		5,03	1,01	0,00	0,08	0,13	2,88		5,03
	108,24	0,02	0,08	15,25	2,88	Ø12/10	16,34	46,39	0,01	0,08	6,23	2,88	Ø10/20	8,96
	82,53	0,02	0,08	11,39	2,88	Ø10/10	12,88	35,37	0,01	0,08	4,72	2,88		5,03
B4: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	2,74		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	2,74		5,03
	121,46	0,04	0,10	13,26	2,74	Ø12/10	16,34	52,05	0,02	0,10	5,36	2,74	Ø10/20	8,96
	91,45	0,03	0,10	9,72	2,74	Ø12/20	10,68	39,19	0,01	0,10	4,00	2,74		5,03
B5: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	3,20		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	3,20		5,03
	121,46	0,03	0,10	12,86	3,20	Ø10/10	12,88	52,05	0,01	0,10	5,31	3,20	Ø10/20	8,96
	91,45	0,02	0,10	9,52	3,20	Ø12/20	10,68	39,19	0,01	0,10	3,97	3,20		5,03
B6: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	3,78		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	3,78		5,03
	121,46	0,02	0,10	12,67	3,78	Ø10/10	12,88	52,05	0,01	0,10	5,27	3,78	Ø10/20	8,96
	91,45	0,02	0,10	9,41	3,78	Ø12/20	10,68	39,19	0,01	0,10	3,95	3,78		5,03
B7: $M_{2/6,Stütz}$	2,94	0,00	0,12	0,24	3,39		5,03	1,26	0,00	0,12	0,10	3,39		5,03
	134,68	0,03	0,12	11,54	3,39	Ø10/10	12,88	57,72	0,01	0,12	4,76	3,39		5,03
	100,36	0,02	0,12	8,44	3,39	Ø12/20	10,68	43,01	0,01	0,12	3,52	3,39		5,03
B8: $M_{2/6,Stütz}$	2,94	0,00	0,12	0,24	3,95		5,03	1,26	0,00	0,12	0,10	3,95		5,03
	134,68	0,02	0,12	11,31	3,95	Ø10/10	12,88	57,72	0,01	0,12	4,72	3,95		5,03
	100,36	0,02	0,12	8,32	3,95	Ø12/20	10,68	43,01	0,01	0,12	3,50	3,95		5,03
B9: $M_{2/6,Stütz}$	2,94	0,00	0,12	0,24	4,68		5,03	1,26	0,00	0,12	0,10	4,68		5,03
	134,68	0,02	0,12	11,19	4,68	Ø10/10	12,88	57,72	0,01	0,12	4,70	4,68		5,03
	100,36	0,01	0,12	8,26	4,68	Ø12/20	10,68	43,01	0,01	0,12	3,49	4,68		5,03

Tabelle 17: Feldmente der C-Systeme

Feldmente C-Systeme														
Systeme	Gurtstreifen							Feldstreifen						
	4,00 m	Biegebewehrung						4,00 m	Biegebewehrung					
		x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$		x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$
	[KNm/m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]	[KNm/m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]
C1: $M_{2/5,Feld}$	94,25	0,04	0,10	14,03	2,74	Ø12/10	16,34	62,84	0,03	0,10	8,89	2,74	Ø8/10	10,05
	54,95	0,02	0,10	7,68	2,74	Ø8/10	10,05	36,63	0,01	0,10	4,99	2,74		5,03
C2: $M_{2/5,Feld}$	94,25	0,03	0,10	13,42	3,20	Ø12/10	16,34	62,84	0,02	0,10	8,66	3,20	Ø8/10	10,05
	54,95	0,02	0,10	7,51	3,20	Ø8/10	10,05	36,63	0,01	0,10	4,92	3,20		5,03
C3: $M_{2/5,Feld}$	94,25	0,02	0,10	13,13	3,78	Ø12/10	16,34	62,84	0,01	0,10	8,54	3,78	Ø8/10	10,05
	54,95	0,01	0,10	7,43	3,78	Ø8/10	10,05	36,63	0,01	0,10	4,89	3,78		5,03
C4: $M_{2/5,Feld}$	104,12	0,03	0,12	11,19	3,39	Ø10/10	12,88	69,41	0,02	0,12	7,25	3,39	Ø8/10	10,05
	59,67	0,02	0,12	6,18	3,39	Ø8/10	10,05	39,78	0,01	0,12	4,06	3,39		5,03
C5: $M_{2/5,Feld}$	104,12	0,02	0,12	10,92	3,95	Ø10/10	12,88	69,41	0,01	0,12	7,14	3,95	Ø8/10	10,05
	59,67	0,01	0,12	6,11	3,95	Ø8/10	10,05	39,78	0,01	0,12	4,03	3,95		5,03
C6: $M_{2/5,Feld}$	104,12	0,02	0,12	10,78	4,68	Ø10/10	12,88	69,41	0,01	0,12	7,08	4,68	Ø8/10	10,05
	59,67	0,01	0,12	6,06	4,68	Ø8/10	10,05	39,78	0,01	0,12	4,01	4,68		5,03

Tabelle 18: Stützmomente der C-Systeme

Stützmomente C-Systeme															
Systeme	Gurtstreifen							Feldstreifen							
	70%	Biegebewehrung						30%	Biegebewehrung						
	4,00 m	x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$	4,00 m	x_B	$x_{B,lim}$	A_{sw}	A_{min}	Zulage	$A_{sw,vorh.}$	
C1: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	2,74		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	2,74		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	148,01	0,05	0,10	16,56	2,74	Ø16/15	18,43	63,43	0,02	0,10	6,59	2,74	Ø10/20	8,96
	$M_4,Stütz$	111,29	0,03	0,10	12,04	2,74	Ø10/10	12,88	47,70	0,01	0,10	4,90	2,74	5,03	
C2: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	3,20		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	3,20		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	148,01	0,03	0,10	15,93	3,20	Ø12/10	16,34	63,43	0,01	0,10	6,50	3,20	Ø10/20	8,96
	$M_4,Stütz$	111,29	0,02	0,10	11,72	3,20	Ø10/10	12,88	47,70	0,01	0,10	4,85	3,20	5,03	
C3: $M_{2/6,Stütz}$	2,64	0,00	0,10	0,26	3,78		5,03	1,13	0,00	0,10	0,11	3,78		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	148,01	0,02	0,10	15,62	3,78	Ø12/10	16,34	63,43	0,01	0,10	6,46	3,78	Ø10/20	8,96
	$M_4,Stütz$	111,29	0,02	0,10	11,55	3,78	Ø10/10	12,88	47,70	0,01	0,10	4,82	3,78	5,03	
C4: $M_{2/6,Stütz}$	2,94	0,00	0,12	0,24	3,39		5,03	1,26	0,00	0,12	0,10	3,39		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	164,12	0,04	0,12	14,29	3,39	Ø12/10	16,34	70,34	0,02	0,12	5,83	3,39	Ø10/20	8,96
	$M_4,Stütz$	122,13	0,03	0,12	10,39	3,39	Ø10/10	12,88	52,34	0,01	0,12	4,30	3,39	5,03	
C5: $M_{2/6,Stütz}$	2,94	0,00	0,12	0,24	3,95		5,03	1,26	0,00	0,12	0,10	3,95		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	164,12	0,03	0,12	13,93	3,95	Ø16/15	18,43	70,34	0,01	0,12	5,77	3,95	Ø10/20	8,96
	$M_4,Stütz$	122,13	0,02	0,12	10,21	3,95	Ø10/10	12,88	52,34	0,01	0,12	4,27	3,95	5,03	
C6: $M_{2/6,Stütz}$	2,94	0,00	0,12	0,24	4,68		5,03	1,26	0,00	0,12	0,10	4,68		5,03	
	$M_{3/5,Stütz}$	164,12	0,02	0,12	13,75	4,68	Ø12/10	16,34	70,34	0,01	0,12	5,74	4,68	Ø10/20	8,96
	$M_4,Stütz$	122,13	0,02	0,12	10,11	4,68	Ø10/10	12,88	52,34	0,01	0,12	4,26	4,68	5,03	

Aus den Tabellen 13 bis 18 ist ersichtlich, dass die Wahl der Grundbewehrung richtig war und somit nur an einigen Stellen lokal Biegebewehrung hinzugefügt werden muss. Außerdem ist zu beachten, dass die obere Biegebewehrungen an den Auflagern für das wirtschaftliche Bemessen auf Durchstanzen erhöht werden müssen, siehe dazu Abschnitt 7.9.

7.6 Durchstanzbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

7.6.1 Durchstanzlast

Die Ermittlung der Durchstanzlast erfolgt über das Lasteinflussflächenverfahren. Dabei wird die Lasteinflussfläche jeder einzelnen Stütze ermittelt. Für Innenfelder kann dabei eine Einflussbreite von $0,5l_s$ und für Rand- und Eckstützen eine Einflussbreite von $0,4l_s$ bzw. $0,6l_s$ angenommen werden. Durch diese Annahme ergeben sich Einflussbreiten auf der sicheren Seite.

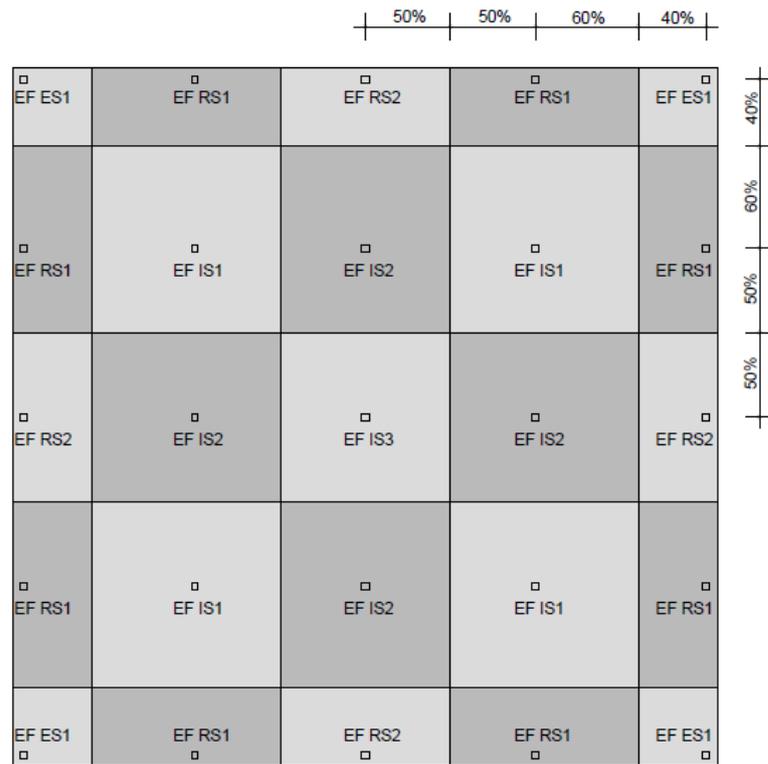


Abbildung 57: Lasteinflussflächen der jeweiligen Stützen

Tabelle 19: Einflussflächen der jeweiligen Stützen

Einflussflächen [m²]			
Stütze	A-Systeme	B-Systeme	C-Systeme
IS1	51,12	63,60	77,44
IS2	46,48	57,82	70,40
IS3	42,25	52,56	64,00
RS1	22,17	27,12	32,56
RS2	20,15	24,65	29,60
ES1	9,61	11,56	13,69
ΣA=	729,00	900,00	1089,00

Die somit resultierenden Auflagerkräfte der einzelnen Stützen sind Tabelle 20 zu entnehmen.

Tabelle 20: Auflagerkräfte nach Lasteinflussflächen

Auflagerkraft [kN]							
Stütze	A1,A2,A3	A4,A5,A6	B1,B2,B3	B4,B5,B6	B7,B8,B9	C1,C2,C3	C4,C5,C6
IS1	685,55	771,82	852,88	960,21	1067,54	1169,15	1299,83
IS2	623,23	701,66	775,35	872,92	970,49	1062,86	1181,66
IS3	566,57	637,87	704,86	793,56	882,26	966,24	1074,24
RS1	297,23	334,64	363,61	409,37	455,13	491,57	546,52
RS2	270,21	304,21	330,56	372,15	413,75	446,89	496,84
ES1	128,87	145,09	155,02	174,53	194,03	206,68	229,79
ΣKN=	9775,89	11006,08	12069,00	13587,75	15106,50	16441,18	18278,87

7.6.2 Überprüfung der Mindestdurchstanzbiegebewehrung

Um den Durchstanzwiderstand aufbauen zu können, muss in Flachdecken im stützennahen Bereich eine bestimmte Mindestbiegebewehrung vorhanden sein. Diese wird nach Gleichung (74) laut EN 1992-1-1 berechnet und am Beispiel von System A1 vorgeführt.

$$a_{s,min} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot \frac{e}{b_{eff}} \cdot 100 \quad (74)$$

Abbildung 58 kennzeichnet die Bereiche für den Ansatz der Mindestmomente $m_{Ed,x}$ und $m_{Ed,y}$ und zeigt die Lage der in Tabelle 21 untersuchten Stützen.

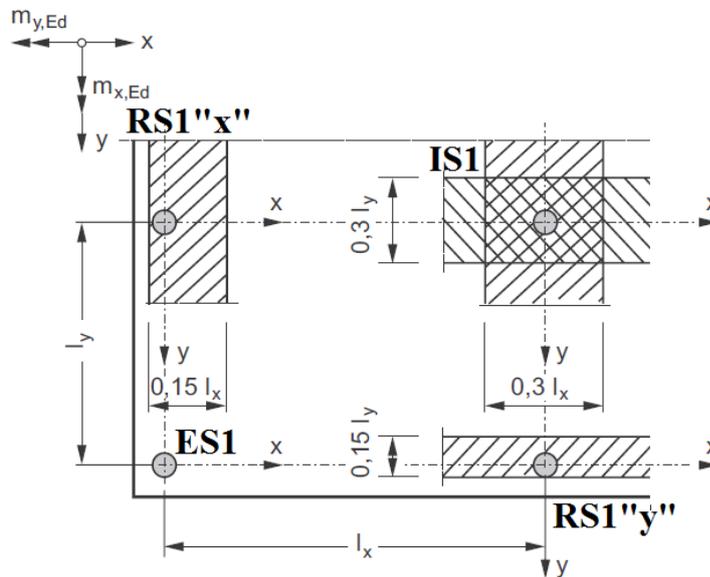


Abbildung 58: Bereiche für den Ansatz der Mindestmomente, aus [4]

Tabelle 21: Überprüfung der Mindestdurchstanzbiegebewehrung am System A1

Überprüfung der Mindestdurchstanzbiegebewehrung [cm ² /m] im System A1									
x-Richtung - oben									
Lage	V _{Ed} [kN]	d _x [m]	e _x /b _{eff}	a _{sx,min}	b [m]	a _{sx,min}	a _{sx,vorh.}	Zulage	a _{s,vorh.}
Stütze IS1	685,55	0,17	0,13	11,86	1,95	6,08	12,88	-	12,88
Stütze RS1	297,23	0,17	0,25	10,29	0,98	10,55	12,88	-	12,88
Stütze RS1	297,23	0,17	0,13	5,14	1,95	2,64	5,03	Ø10/10	12,88
Stütze ES1	128,87	0,17	0,50	8,92	0,98	9,15	5,03	Ø10/10	12,88
x-Richtung - unten									
Lage	V _{Ed}	d _x	e _x /b _{eff}	a _{sx,min}	b	a _{sx,min}	a _{sx,vorh.}	Zulage	a _{s,vorh.}
Stütze IS1	685,55	0,17	0,00	0,00	1,95	0,00	-	-	-
Stütze RS1	297,23	0,17	0,00	0,00	0,98	0,00	-	-	-
Stütze RS1	297,23	0,17	0,13	5,14	1,95	2,64	-	Ø10/10	12,88
Stütze ES1	128,87	0,17	0,50	8,92	0,98	9,15	-	Ø10/10	12,88
y-Richtung - oben									
Lage	V _{Ed}	d _y	e _y /b _{eff}	a _{sy,min}	b	a _{sy,min}	a _{sy,vorh.}	Zulage	a _{s,vorh.}
Stütze IS1	685,55	0,15	0,13	12,98	1,95	6,66	12,88		12,88
Stütze RS1	297,23	0,15	0,13	5,63	1,95	2,89	5,03	Ø10/10	12,88
Stütze RS1	297,23	0,15	0,25	11,25	0,98	11,54	12,88		12,88
Stütze ES1	128,87	0,15	0,50	9,76	0,98	10,01	5,03	Ø10/10	12,88
y-Richtung - unten									
Lage	V _{Ed}	d _y	e _y /b _{eff}	a _{sy,min}	b	a _{sy,min}	a _{sy,vorh.}	Zulage	a _{s,vorh.}
Stütze IS1	685,55	0,15	0,00	0,00	1,95	0,00	-	-	-
Stütze RS1	297,23	0,15	0,13	5,63	1,95	2,89	-	Ø10/10	12,88
Stütze RS1	297,23	0,15	0,00	0,00	0,98	0,00	-	-	-
Stütze ES1	128,87	0,15	0,50	9,76	0,98	10,01	-	Ø10/10	12,88

Qualitativ unterscheiden sich die Ergebnisse der einzelnen Flachdeckensysteme nur sehr geringfügig, jedoch ist zu erkennen, dass bei dünnen Platten eine um einiges höhere Bewehrungsmenge erforderlich ist. In diesem Fall ist laut ZILCH et al. [4] sinnvoll, den Lastabtrag z.B. der Gewölbetragswirkung zuzuweisen und nicht der Biegetragswirkung. Somit müsste die Bewehrungsmenge nicht sonderlich erhöht werden.

Sollten die Ergebnisse der Mindestdurchstanzbiegebewehrung der oberen Bewehrung an einigen Stellen höher sein als die Ergebnisse der Biegebemessung, ist das in diesem Fall nicht von Bedeutung, da für eine wirtschaftliche Durchstanzbemessung die Längsbewehrungsmengen der oberen Bewehrung deutlich erhöht werden müssten, um realistische Ergebnisse bei der Durchstanzbemessung zu erhalten.

7.7 Kollapsbewehrung

Wie in Abschnitt 4.1.3 beschrieben, versteht man unter einer Kollapsbewehrung eine Mindestbewehrung, welche sich im Lasteinleitungsbereich in der Biegedruckzone der Platte befindet. Sie dient dazu, einen Teil der Auflagerlasten im Falle eines Durchstanzversagens an eine naheliegende Stütze weiterzuleiten, um somit einen progressiven Kollaps zu vermeiden [4] [34].

Tabelle 22: Erforderliche Kollapsbewehrung laut DIN 1045-1

Kollapsbewehrung [cm ²]							
Stütze	A1,A2,A3	A4,A5,A6	B1,B2,B3	B4,B5,B6	B7,B8,B9	C1,C2,C3	C4,C5,C6
IS1	686 KN	772 KN	853 KN	960 KN	1068 KN	1169 KN	1300 KN
	8,9 cm ²	10,0 cm ²	11,1 cm ²	12,5 cm ²	13,9 cm ²	15,2 cm ²	16,9 cm ²
RS1	297 KN	335 KN	364 KN	409 KN	455 KN	492 KN	547 KN
	3,9 cm ²	4,3 cm ²	4,7 cm ²	5,3 cm ²	5,9 cm ²	6,4 cm ²	7,1 cm ²
ES1	129 KN	145 KN	155 KN	175 KN	194 KN	207 KN	230 KN
	1,7 cm ²	1,9 cm ²	2,0 cm ²	2,3 cm ²	2,5 cm ²	2,7 cm ²	3,0 cm ²

Um die Handhabung der Kollapsbewehrung zu verdeutlichen, wird sie am Beispiel von System B4 gezeigt [36]:

Vorhandene Grundbewehrung unten: $\emptyset 8/10 = 5,03\text{cm}^2/\text{m}$

Davon auf der Stütze: $0,35\text{m} \cdot 5,03\text{cm}^2/\text{m} = 1,76\text{cm}^2/\text{m}$

Bei Innenstützen mit orthogonaler Bewehrungsführung ergeben sich für die Bewehrung 4 Anschnitte (Randstützen: 3; Eckstützen: 1).

$12,5\text{cm}^2 / 4 = 3,13\text{cm}^2 / \text{Stützensseite}$

Zur Grundbewehrung ist eine Zulage von $3,13\text{cm}^2 - 1,76\text{cm}^2 = 1,36\text{cm}^2$ erforderlich.

Gewählte Bewehrung: 2 $\emptyset 12$ je Richtung = $2,30\text{cm}^2$

Die Bewehrungsstäbe müssen außerhalb des Stanzkegels mit der Verankerungslänge l_b gemäß EN 1992-1-1 verankert werden [36].

7.8 Laststeigerungsfaktoren β

Da die Stabilität des Tragwerks gegen seitliches Ausweichen unabhängig von der Rahmenwirkung zwischen Stütze und Platte ist und ein regelmäßig angeordnetes Stützenraster mit gleichen Spannweiten vorliegt, dürfen Näherungswerte für die Laststeigerungsfaktoren β verwendet werden.

Tabelle 23: Laststeigerungsfaktoren laut EN 1992-1-1

Laststeigerungsfaktoren laut EN 1992-1-1			
	Innenstütze	Randstütze	Eckstütze
$\beta=$	1,15	1,4	1,5

7.9 Durchstanzbemessung ohne Durchstanzbewehrung

Bei der Durchstanzbemessung ohne Durchstanzbewehrung, welche in Tabelle 24 bis Tabelle 26 dargestellt ist, wird die auf den kritischen Rundschnitt wirkende Querkraft dem Durchstanzwiderstand gegenübergestellt. Sollte der Durchstanzwiderstand größer als die Einwirkung sein, darf auf eine Durchstanzbewehrung verzichtet werden, andernfalls muss auf eine Durchstanzbewehrung zurückgegriffen werden. Jene Längsbewehrungsmengen, die rot geschrieben sind, wurden gegenüber den in der Biegebemessung berechneten Längsbewehrungsmengen so erhöht, dass:

- die Minstdurchstanzbiegebewehrung eingehalten wird und
- die Sicherstellung zum Einbau einer Durchstanzbewehrung gewährleistet wird.

Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an IS1

Aus Tabelle 24 ist ersichtlich, dass bei allen Systemen, trotz Erhöhung der Biegebewehrungsmenge, Durchstanzbewehrung erforderlich ist. An zwei Systemen (B1 und C1) kommt es bei Innenstützen zu Auslastungen, welche durch herkömmliche Durchstanzbewehrungen (in diesem Fall: Bügelbewehrung und Doppelkopfbolzen) nicht mehr aufgenommen werden können. Hierfür ist entweder eine Erhöhung der Stützenabmessungen oder, wie in den Tabel-

len ablesbar, eine Erhöhung der Plattendicke bzw. Betongüte notwendig. Auch bei anderen Systemen, bei denen sich die Auslastungen an der Grenze befinden, wie z.B. A1, B2 und B4, wäre eine Erhöhung der Plattendicke zwar sinnvoll, jedoch kann die Last auch mittels Doppelkopfbolzen sicher in die Stütze eingeleitet werden.

Tabelle 24: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an IS1

Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an IS1																				
$\beta=$	1,15	Nutzhöhen			Bewehrungsmengen					Abmessungen			k	k_{gew}	$V_{Rd,c}$	V_{min}	$V_{Ed,ul}$	$V_{Rd,c} > V_{Ed}$	%	
V_{Ed}	f_{ck}	d_x	d_y	d	$A_{s,x}$	$A_{s,y}$	ρ_l	$\rho_l, max.$	$\rho_l, gew.$	l_x	b_y	$u_{l,gesamt}$								
[KN]		[m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]	
A1	686	25	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,014	0,013	0,35	0,35	3,42	2,12	2,00	0,76	0,49	1,44	NEIN	1,89
A2	686	35	0,17	0,15	0,16	25,14	25,14	0,016	0,020	0,016	0,35	0,35	3,42	2,12	2,00	0,91	0,59	1,44	NEIN	1,58
A3	686	45	0,17	0,15	0,16	25,14	25,14	0,016	0,020	0,016	0,35	0,35	3,42	2,12	2,00	0,99	0,66	1,44	NEIN	1,45
A4	772	25	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,74	0,49	1,04	NEIN	1,42
A5	772	35	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,82	0,57	1,04	NEIN	1,27
A6	772	45	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,89	0,65	1,04	NEIN	1,17
B1	853	25	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,014	0,013	0,35	0,35	3,42	2,12	2,00	0,76	0,49	1,79	NEIN	2,35
B2	853	35	0,17	0,15	0,16	30,58	30,58	0,019	0,020	0,019	0,35	0,35	3,42	2,12	2,00	0,97	0,59	1,79	NEIN	1,84
B3	853	45	0,17	0,15	0,16	31,58	31,58	0,020	0,020	0,020	0,35	0,35	3,42	2,12	2,00	1,07	0,66	1,79	NEIN	1,67
B4	960	25	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,74	0,49	1,30	NEIN	1,76
B5	960	35	0,22	0,20	0,21	31,58	31,58	0,015	0,020	0,015	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,89	0,57	1,30	NEIN	1,46
B6	960	45	0,22	0,20	0,21	31,58	31,58	0,015	0,020	0,015	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,96	0,65	1,30	NEIN	1,34
B7	1068	25	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	4,67	1,88	1,88	0,70	0,45	1,01	NEIN	1,44
B8	1068	35	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	4,67	1,88	1,88	0,79	0,53	1,01	NEIN	1,28
B9	1068	45	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	4,67	1,88	1,88	0,85	0,60	1,01	NEIN	1,18
C1	1169	25	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,74	0,49	1,58	NEIN	2,15
C2	1169	35	0,22	0,20	0,21	36,45	36,45	0,017	0,020	0,017	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	0,93	0,57	1,58	NEIN	1,70
C3	1169	45	0,22	0,20	0,21	36,45	36,45	0,017	0,020	0,017	0,35	0,35	4,05	1,97	1,97	1,01	0,65	1,58	NEIN	1,56
C4	1300	25	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	4,67	1,88	1,88	0,70	0,45	1,23	NEIN	1,75
C5	1300	35	0,27	0,25	0,26	36,45	36,45	0,014	0,020	0,014	0,35	0,35	4,67	1,88	1,88	0,82	0,53	1,23	NEIN	1,49
C6	1300	45	0,27	0,25	0,26	36,45	36,45	0,014	0,020	0,014	0,35	0,35	4,67	1,88	1,88	0,90	0,60	1,23	NEIN	1,37

Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an RS1

Aufgrund der deutlich geringeren Belastung an den RS1 ist es, wie Tabelle 25 zeigt, möglich, an einigen Systemen (A3, A5, A6 und B9) ohne Durchstanzbewehrung auszukommen. Die anderen Systeme, welche jedoch eine zusätzliche Durchstanzbewehrung benötigen, befinden sich, mit Ausnahme der Systeme B1 und C1, in einem Bereich, in dem eine Bügelbewehrung angeordnet werden darf.

Tabelle 25: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an RS1

Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an RS1																					
$\beta=$ 1,40	Nutzhöhen			Bewehrungsmengen					Abmessungen												
V_{Ed} f_{ck}	d_x	d_y	d	$A_{s,x}$	$A_{s,y}$	ρ_l	ρ_l , max.	ρ_l , gew.	k_x	b_y	$l_{R,x}= 0,33$	$l_{R,y}= 0,33$	$u_{l,gesamt}$	k	k_{gew}	$V_{Rd,c}$	V_{min}	$V_{Ed,ul}$	$V_{Rd,c}>V_{Ed}$	%	
[KN]	[m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]		
A1	297	25	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,014	0,013	0,35	0,35	2,06	2,71	2,12	2,00	0,76	0,49	0,96	NEIN	1,26
A2	297	35	0,17	0,15	0,16	25,14	25,14	0,016	0,020	0,016	0,35	0,35	2,06	2,71	2,12	2,00	0,91	0,59	0,96	NEIN	1,05
A3	297	45	0,17	0,15	0,16	25,14	25,14	0,016	0,020	0,016	0,35	0,35	2,06	2,71	2,12	2,00	0,99	0,66	0,96	JA	0,96
A4	335	25	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,74	0,49	0,74	NEIN	1,00
A5	335	35	0,22	0,20	0,21	31,58	31,58	0,015	0,020	0,015	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,89	0,57	0,74	JA	0,83
A6	335	45	0,22	0,20	0,21	31,58	31,58	0,015	0,020	0,015	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,96	0,65	0,74	JA	0,76
B1	364	25	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,014	0,013	0,35	0,35	2,06	2,71	2,12	2,00	0,76	0,49	1,17	NEIN	1,54
B2	364	35	0,17	0,15	0,16	25,14	25,14	0,016	0,020	0,016	0,35	0,35	2,06	2,71	2,12	2,00	0,91	0,59	1,17	NEIN	1,28
B3	364	45	0,17	0,15	0,16	25,14	25,14	0,016	0,020	0,016	0,35	0,35	2,06	2,71	2,12	2,00	0,99	0,66	1,17	NEIN	1,18
B4	409	25	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,74	0,49	0,90	NEIN	1,22
B5	409	35	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,82	0,57	0,90	NEIN	1,09
B6	409	45	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,89	0,65	0,90	NEIN	1,01
B7	455	25	0,27	0,25	0,26	25,14	25,14	0,010	0,014	0,010	0,35	0,35	2,69	3,34	1,88	1,88	0,65	0,45	0,73	NEIN	1,13
B8	455	35	0,27	0,25	0,26	25,14	25,14	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	2,69	3,34	1,88	1,88	0,73	0,53	0,73	NEIN	1,01
B9	455	45	0,27	0,25	0,26	25,14	25,14	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	2,69	3,34	1,88	1,88	0,79	0,60	0,73	JA	0,93
C1	492	25	0,22	0,20	0,21	25,14	25,14	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,74	0,49	1,08	NEIN	1,47
C2	492	35	0,22	0,20	0,21	31,58	31,58	0,015	0,020	0,015	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,89	0,57	1,08	NEIN	1,22
C3	492	45	0,22	0,20	0,21	31,58	31,58	0,015	0,020	0,015	0,35	0,35	2,37	3,02	1,97	1,97	0,96	0,65	1,08	NEIN	1,12
C4	547	25	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,014	0,012	0,35	0,35	2,69	3,34	1,88	1,88	0,70	0,45	0,88	NEIN	1,25
C5	547	35	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	2,69	3,34	1,88	1,88	0,79	0,53	0,88	NEIN	1,12
C6	547	45	0,27	0,25	0,26	31,58	31,58	0,012	0,020	0,012	0,35	0,35	2,69	3,34	1,88	1,88	0,85	0,60	0,88	NEIN	1,03

Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an ES1

Wie Tabelle 26 zeigt, kommen bis auf drei Systeme (B1-C1-C4) alle ohne Bewehrung aus.

Tabelle 26: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an ES1

Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an ES1																					
$\beta=$ 1,50	Nutzhöhen			Bewehrungsmengen					Abmessungen												
V_{Ed} f_{ck}	d_x	d_y	d	$A_{s,x}$	$A_{s,y}$	ρ_l	ρ_l , max.	ρ_l , gew.	k_x	b_y	$l_{R,x}= 0,33$	$l_{R,y}= 0,33$	$u_{l,gesamt}$	k	k_{gew}	$V_{Rd,c}$	V_{min}	$V_{Ed,ul}$	$V_{Rd,c}>V_{Ed}$	%	
[KN]	[m]	[m]	[m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]	
A1	129	25	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,014	0,013	0,35	0,35	1,20	1,86	2,12	2,00	0,76	0,49	0,65	JA	0,85
A2	129	35	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,020	0,013	0,35	0,35	1,20	1,86	2,12	2,00	0,85	0,59	0,65	JA	0,76
A3	129	45	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,020	0,013	0,35	0,35	1,20	1,86	2,12	2,00	0,93	0,66	0,65	JA	0,70
A4	145	25	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,014	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,69	0,49	0,51	JA	0,75
A5	145	35	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,77	0,57	0,51	JA	0,67
A6	145	45	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,83	0,65	0,51	JA	0,61
B1	155	25	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,014	0,013	0,35	0,35	1,20	1,86	2,12	2,00	0,76	0,49	0,78	NEIN	1,02
B2	155	35	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,020	0,013	0,35	0,35	1,20	1,86	2,12	2,00	0,85	0,59	0,78	JA	0,91
B3	155	45	0,17	0,15	0,16	20,42	20,42	0,013	0,020	0,013	0,35	0,35	1,20	1,86	2,12	2,00	0,93	0,66	0,78	JA	0,84
B4	175	25	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,014	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,69	0,49	0,61	JA	0,90
B5	175	35	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,77	0,57	0,61	JA	0,80
B6	175	45	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,83	0,65	0,61	JA	0,74
B7	194	25	0,27	0,25	0,26	20,42	20,42	0,008	0,014	0,008	0,35	0,35	1,52	2,18	1,88	1,88	0,61	0,45	0,51	JA	0,84
B8	194	35	0,27	0,25	0,26	20,42	20,42	0,008	0,020	0,008	0,35	0,35	1,52	2,18	1,88	1,88	0,68	0,53	0,51	JA	0,76
B9	194	45	0,27	0,25	0,26	20,42	20,42	0,008	0,020	0,008	0,35	0,35	1,52	2,18	1,88	1,88	0,74	0,60	0,51	JA	0,69
C1	207	25	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,014	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,69	0,49	0,73	NEIN	1,06
C2	207	35	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,77	0,57	0,73	JA	0,95
C3	207	45	0,22	0,20	0,21	20,42	20,42	0,010	0,020	0,010	0,35	0,35	1,36	2,02	1,97	1,97	0,83	0,65	0,73	JA	0,87
C4	230	25	0,27	0,25	0,26	20,42	20,42	0,008	0,014	0,008	0,35	0,35	1,52	2,18	1,88	1,88	0,61	0,45	0,61	NEIN	1,00
C5	230	35	0,27	0,25	0,26	20,42	20,42	0,008	0,020	0,008	0,35	0,35	1,52	2,18	1,88	1,88	0,68	0,53	0,61	JA	0,89
C6	230	45	0,27	0,25	0,26	20,42	20,42	0,008	0,020	0,008	0,35	0,35	1,52	2,18	1,88	1,88	0,74	0,60	0,61	JA	0,82

Auswertung:

Die in der letzten Spalte dargestellte prozentuelle Auslastung zeigt zum einen, ob für das gegebene System Durchstanzbewehrung vorgesehen wird, und zum anderen, welche Art der Durchstanzbewehrung sinnvoll angewandt werden kann. Die für gegebene Auslastungen vorgesehenen Lösungsvorschläge bezogen auf die Art der Durchstanzbewehrung sind Tabelle 27 zu entnehmen.

Tabelle 27: Lösungsvorschläge

Lösungsvorschläge für spezifische Auslastungen	
Auslastung	Lösungsvorschlag
≤ 1,00	Keine Bewehrung erforderlich
1,01 - 1,25	Bewehrungsgrad erhöhen oder Bügelbewehrung
1,26 - 1,50	Bügelbewehrung, Doppelkopfbolzen
1,51 - 1,96	Doppelkopfbolzen
> 1,96	Plattendicke, Stützenabmessungen oder Betonfestigkeit erhöhen

7.10 Durchstanzbemessung mit Bügelbewehrung

Bei der Durchstanzbemessung mit Bügelbewehrung muss zunächst überprüft werden, ob die maximale Querkrafttragfähigkeit am Stützenanschnitt nicht überschritten wird (siehe Gleichung (35)). Sollte diese überschritten werden, ist eine Bewehrung mit Bügeln unzulässig. Ist dieser Nachweis erbracht, können der äußere Rundschnitt u_{out} und die erforderliche Durchstanzbewehrungsmenge je Rundschnitt ermittelt werden.

Bügelbewehrung an IS1

Wie sowohl die Auslastungen in Tabelle 24 als auch der in Tabelle 28 dargestellte Nachweis ($v_{ED,u0} < v_{max}$) zeigen, ist es bei einigen Systemen unmöglich, die einwirkende Querkraft mit Bügelbewehrung aufzunehmen.

Tabelle 28: Bügelbewehrung an IS1

Bügelbewehrung an IS1																								
$\beta = 1,15$										Nachweis		S_r	$f_{ywd,eff}$	A_{sw}	u_{out}	r_{out}	$r_{out,B}$	$r_{in,B}$	L_B	Reihen		Bewehrung je Reihe		
V_{Ed}	$V_{Ed,u1}$	f_{ck}	v	$v_{Rd,c}$	u_0	$V_{Ed,u0}$	V_{max1}	V_{max2}	$V_{Ed,u0} < V_{max}$	$V_{Ed,u0} < V_{max}$	$[-]$									$[-]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$
[KN]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	
A1	686	1,44	25	0,54	0,76	1,40	3,51	3,60	3,06	NEIN 1,14														
A2	686	1,44	35	0,52	0,91	1,40	3,51	4,82	3,67	JA 0,95	0,10	290,15	5,91	5,38	0,63	0,39	0,08	0,31	4,13	5	9,46	9,46	5,91	
A3	686	1,44	45	0,49	0,99	1,40	3,51	5,90	3,99	JA 0,88	0,10	290,15	5,44	4,95	0,57	0,32	0,08	0,24	3,44	4	8,70	8,70	5,44	
A4	772	1,04	25	0,54	0,74	1,40	3,01	3,60	3,50	JA 0,86	0,15	302,65	6,56	5,73	0,69	0,37	0,11	0,27	2,79	3	10,49	10,49	6,56	
A5	772	1,04	35	0,52	0,82	1,40	3,01	4,82	3,92	JA 0,77	0,15	302,65	5,68	5,13	0,59	0,28	0,11	0,17	2,14	3	9,09	9,09	5,68	
A6	772	1,04	45	0,49	0,89	1,40	3,01	5,90	4,26	JA 0,71	0,15	302,65	4,96	4,71	0,53	0,21	0,11	0,11	1,71	2	7,94	7,94		
B1	853	1,79	25	0,54	0,76	1,40	4,36	3,60	3,06	NEIN 1,42														
B2	853	1,79	35	0,52	0,97	1,40	4,36	4,82	3,92	NEIN 1,11														
B3	853	1,79	45	0,49	1,07	1,40	4,36	5,90	4,31	NEIN 1,01														
B4	960	1,30	25	0,54	0,74	1,40	3,75	3,60	3,50	NEIN 1,07														
B5	960	1,30	35	0,52	0,89	1,40	3,75	4,82	4,23	JA 0,89	0,15	302,65	8,43	5,91	0,72	0,40	0,11	0,30	2,98	3	13,49	13,49	8,43	
B6	960	1,30	45	0,49	0,96	1,40	3,75	5,90	4,60	JA 0,81	0,15	302,65	7,65	5,43	0,64	0,33	0,11	0,22	2,47	3	12,24	12,24	7,65	
B7	1068	1,01	25	0,54	0,70	1,40	3,36	3,60	3,87	JA 0,93	0,18	315,15	8,33	6,71	0,85	0,45	0,13	0,32	2,85	3	13,33	13,33	8,33	
B8	1068	1,01	35	0,52	0,79	1,40	3,36	4,82	4,32	JA 0,78	0,18	315,15	7,25	6,00	0,73	0,34	0,13	0,21	2,20	3	11,60	11,60	7,25	
B9	1068	1,01	45	0,49	0,85	1,40	3,36	5,90	4,70	JA 0,72	0,18	315,15	6,36	5,52	0,66	0,26	0,13	0,13	1,77	2	10,18	10,18		
C1	1169	1,58	25	0,54	0,74	1,40	4,56	3,60	3,50	NEIN 1,30														
C2	1169	1,58	35	0,52	0,93	1,40	4,56	4,82	4,44	NEIN 1,03														
C3	1169	1,58	45	0,49	1,01	1,40	4,56	5,90	4,83	JA 0,95	0,15	302,65	10,95	6,31	0,78	0,47	0,11	0,36	3,40	4	17,52	17,52	10,95	
C4	1300	1,23	25	0,54	0,70	1,40	4,10	3,60	3,87	NEIN 1,14														
C5	1300	1,23	35	0,52	0,82	1,40	4,10	4,82	4,54	JA 0,90	0,18	315,15	10,55	6,96	0,89	0,49	0,13	0,36	3,08	4	16,88	16,88	10,55	
C6	1300	1,23	45	0,49	0,90	1,40	4,10	5,90	4,93	JA 0,83	0,18	315,15	9,61	6,40	0,80	0,41	0,13	0,28	2,57	3	15,38	15,38	9,61	

Bügelbewehrung an RS1

Tabelle 29 zeigt, dass bis auf System B1 alle mit Bügelbewehrung auskommen würden. Jedoch liegen einige an der Grenze der Tragfähigkeit konventioneller Bügelbewehrungen.

Tabelle 29: Bügelbewehrung an RS1

Bügelbewehrung an RS1																								
$\beta = 1,40$										Nachweis		S_r	$f_{ywd,eff}$	A_{sw}	u_{out}	r_{out}	$r_{out,B}$	$r_{in,B}$	L_B	Reihen		Bewehrung je Reihe		
V_{Ed}	$V_{Ed,u1}$	f_{ck}	v	$v_{Rd,c}$	u_0	$V_{Ed,u0}$	V_{max1}	V_{max2}	$V_{Ed,u0} < V_{max}$	$V_{Ed,u0} < V_{max}$	$[-]$									$[-]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$
[KN]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	
A1	297	0,96	25	0,54	0,76	0,83	3,12	3,60	4,09	JA 0,87	0,10	290,15	1,83	3,41	0,54	0,30	0,08	0,22	3,22	4	2,92	2,92	1,83	
A2	297	0,96	35	0,52	0,91	0,83	3,12	4,82	4,90	JA 0,65	0,10	290,15	1,29	2,84	0,36	0,12	0,08	0,04	1,42	2	2,06	2,06		
A3	297																							
A4	335	0,74	25	0,54	0,74	0,98	2,27	3,60	3,73	JA 0,63	0,15	302,65	1,45	3,03	0,42	0,11	0,11	0,00	1,01	2	2,32	2,32		
A5	335																							
A6	335																							
B1	364	1,17	25	0,54	0,76	0,83	3,81	3,60	4,09	NEIN 1,06														
B2	364	1,17	35	0,52	0,91	0,83	3,81	4,82	4,90	JA 0,79	0,10	290,15	2,30	3,48	0,57	0,32	0,08	0,24	3,44	4	3,68	3,68	2,30	
B3	364	1,17	45	0,49	0,99	0,83	3,81	5,90	5,33	JA 0,72	0,10	290,15	2,02	3,20	0,48	0,24	0,08	0,16	2,55	3	3,23	3,23	2,02	
B4	409	0,90	25	0,54	0,74	0,98	2,77	3,60	3,73	JA 0,77	0,15	302,65	2,74	3,70	0,64	0,32	0,11	0,22	2,44	3	4,38	4,38	2,74	
B5	409	0,90	35	0,52	0,82	0,98	2,77	4,82	4,18	JA 0,66	0,15	302,65	2,22	3,31	0,51	0,20	0,11	0,09	1,61	2	3,56	3,56		
B6	409	0,90	45	0,49	0,89	0,98	2,77	5,90	4,54	JA 0,61	0,15	302,65	1,80	3,04	0,43	0,11	0,11	0,01	1,04	2	2,88	2,88		
B7	455	0,73	25	0,54	0,65	1,05	2,33	3,60	3,41	JA 0,68	0,18	315,15	2,44	3,76	0,66	0,26	0,13	0,13	1,77	2	3,90	3,90		
B8	455	0,73	35	0,52	0,73	1,05	2,33	4,82	3,82	JA 0,61	0,18	315,15	1,86	3,36	0,53	0,14	0,13	0,01	1,04	2	2,98	2,98		
B9	455																							
C1	492	1,08	25	0,54	0,74	0,98	3,33	3,60	3,73	JA 0,92	0,15	302,65	4,15	4,45	0,87	0,56	0,11	0,45	4,02	5	6,65	6,65	4,15	
C2	492	1,08	35	0,52	0,89	0,98	3,33	4,82	4,51	JA 0,74	0,15	302,65	3,26	3,68	0,63	0,32	0,11	0,21	2,40	3	5,21	5,21	3,26	
C3	492	1,08	45	0,49	0,96	0,98	3,33	5,90	4,90	JA 0,68	0,15	302,65	2,80	3,39	0,54	0,22	0,11	0,12	1,77	2	4,48	4,48		
C4	547	0,88	25	0,54	0,70	1,05	2,80	3,60	3,68	JA 0,78	0,18	315,15	3,52	4,18	0,79	0,40	0,13	0,27	2,54	3	5,63	5,63	3,52	
C5	547	0,88	35	0,52	0,79	1,05	2,80	4,82	4,12	JA 0,68	0,18	315,15	2,89	3,74	0,65	0,26	0,13	0,13	1,73	2	4,63	4,63		
C6	547	0,88	45	0,49	0,85	1,05	2,80	5,90	4,48	JA 0,62	0,18	315,15	2,38	3,44	0,55	0,16	0,13	0,03	1,18	2	3,81	3,81		

Bügelbewehrung an RS1

Jene drei Systeme, welche eine zusätzliche Bewehrung benötigen, können mit Bügelbewehrung bewehrt werden. Hierbei muss die Mindestdurchstanzbewehrung gemäß Gleichung (47) berücksichtigt werden.

Tabelle 30: Bügelbewehrung an ES1

Bügelbewehrung an ES1																							
$\beta = 1,50$										Nachweis								Reihen					
V_{Ed}	$V_{Ed,u1}$	f_{ck}	v	$V_{Rd,c}$	u_0	$V_{Ed,u0}$	V_{max1}	V_{max2}	$V_{Ed,u0} < V_{max}$	S_r	$f_{yd,eff}$	A_{sw}	u_{out}	r_{out}	$r_{out,B}$	$r_{in,B}$	L_B	n_{ber}	n_{gew}	1.R	2.R	n.R	
[KN]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]	[m]	[MN/m ²]	[cm ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
A1	129																						
A2	129																						
A3	129																						
A4	145																						
A5	145																						
A6	145																						
B1	155	0,78	25	0,54	0,76	0,48	3,01	3,60	4,86	JA	0,83	0,10	290,15	0,57	1,90	0,35	0,11	0,08	0,03	1,31	2	0,91	0,91
B2	155																						
B3	155																						
B4	175																						
B5	175																						
B6	175																						
B7	194																						
B8	194																						
B9	194																						
C1	207	0,73	25	0,54	0,69	0,63	2,33	3,60	3,62	JA	0,65	0,15	302,65	0,96	2,15	0,51	0,19	0,11	0,09	1,57	2	1,54	1,54
C2	207																						
C3	207																						
C4	230	0,61	25	0,54	0,61	0,70	1,89	3,60	3,12	JA	0,61	0,18	315,15	0,85	2,18	0,53	0,14	0,13	0,01	1,04	2	1,37	1,37
C5	230																						
C6	230																						

7.11 Durchstanzbemessung mit Doppelkopfbolzen

Bei der Bemessung von Doppelkopfbolzen wird zunächst überprüft, ob die maximale Durchstanztragfähigkeit mit Doppelkopfbolzen $V_{Rd,max,u1}$ (im kritischen Rundschnitt u_1) größer ist als die einwirkende Querkraft $V_{Ed,u1}$.

$$V_{Rd,max,u1} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} \geq \beta \cdot V_{Ed,u1} \tag{75}$$

Sollte dieser Nachweis nicht erfüllt sein, kann bis zu einem gewissen Maß der Längsbewehrungsgrad, die Plattendicke oder die Betongüte erhöht werden.

Anschließend muss die erforderliche Leistenlänge anhand der erforderlichen Rundschnittlänge $erf.u_{out}$ ermittelt werden.

$$\text{erf. } u_{\text{out}} = \frac{\beta \cdot V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,c}} \cdot d} \quad (76)$$

Die erforderliche Bolzenanzahl im Bereich C (1,175d vom Stützenumfang) wird wie folgt ermittelt:

$$n_{\text{erf}} = \frac{\beta \cdot V_{\text{Ed}} \cdot 4 \cdot \eta}{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{\text{yd}}} \quad (77)$$

Doppelkopfbolzen an IS1

Wie in Tabelle 31 ersichtlich, können bis auf zwei Systeme alle mit Doppelkopfbolzen ausgeführt werden. Für die Systeme B1 und C1 ist es aufgrund Nichterfüllen des Nachweises $V_{\text{Rd,max}} > V_{\text{Ed, ul}}$ nicht möglich, die einwirkenden Querkräfte mit Doppelkopfbolzen aufzunehmen.

Tabelle 31: Doppelkopfbolzen an IS1

Doppelkopfbolzen an IS1																				
β=	1,15			V _{Rd,c} >V _{Ed,ul}	V _{Rd,max}	V _{Rd,max} >V _{Ed,ul}	erf. Länge		Bolzen		Bereich C				Bolzen pro Leiste					
	V _{Ed}	V _{Rd,c}	V _{Ed,ul}				erf. u _{out}	erf. l _s	Ø	A _{Bolzen}	η	A _{s,Bolzen}	n _{Leisten,C}	n _{gew,min}	S _{w,1}	S _{w,2}	n _{ber}	n _{gew}	h _{erf}	
[KN]	[MN]	[MN]	[-]	[MN]	[-]	[-]	[m]	[m]	[mm]	[cm ²]	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	
A1	686	0,42	0,79	NEIN	0,82	JA	0,96	6,45	0,56	12	1,13	1,00	18,13	8,02	12	60	120	5,18	6	150
A2	686	0,50	0,79	NEIN	0,98	JA	0,80	5,38	0,39	12	1,13	1,00	18,13	8,02	12	60	120	3,76	4	150
A3	686	0,54	0,79	NEIN	1,07	JA	0,74	4,95	0,32	12	1,13	1,00	18,13	8,02	12	60	120	3,19	4	150
A4	772	0,63	0,89	NEIN	1,23	JA	0,72	5,73	0,37	12	1,13	1,05	21,44	9,48	12	79	158	2,87	3	200
A5	772	0,70	0,89	NEIN	1,37	JA	0,65	5,13	0,28	12	1,13	1,05	21,44	9,48	12	79	158	2,25	3	200
A6	772	0,76	0,89	NEIN	1,49	JA	0,59	4,71	0,21	12	1,13	1,05	21,44	9,48	12	79	158	1,84	2	200
B1	853	0,42	0,98	NEIN	0,82	NEIN	1,20													
B2	853	0,53	0,98	NEIN	1,05	JA	0,94	6,27	0,53	12	1,13	1,00	22,56	9,97	12	60	120	4,94	5	150
B3	853	0,59	0,98	NEIN	1,15	JA	0,85	5,71	0,44	12	1,13	1,00	22,56	9,97	12	60	120	4,19	5	150
B4	960	0,63	1,10	NEIN	1,23	JA	0,90	7,13	0,60	12	1,13	1,05	26,67	11,79	12	79	158	4,28	5	200
B5	960	0,76	1,10	NEIN	1,48	JA	0,75	5,91	0,40	12	1,13	1,05	26,67	11,79	12	79	158	3,04	4	200
B6	960	0,82	1,10	NEIN	1,61	JA	0,69	5,43	0,33	12	1,13	1,05	26,67	11,79	12	79	158	2,57	3	200
B7	1068	0,85	1,23	NEIN	1,68	JA	0,73	6,71	0,45	14	1,54	1,10	31,06	10,09	12	98	195	2,83	3	250
B8	1068	0,96	1,23	NEIN	1,87	JA	0,66	6,00	0,34	14	1,54	1,10	31,06	10,09	12	98	195	2,25	3	250
B9	1068	1,04	1,23	NEIN	2,04	JA	0,60	5,52	0,26	14	1,54	1,10	31,06	10,09	12	98	195	1,85	2	250
C1	1169	0,63	1,34	NEIN	1,23	NEIN	1,10													
C2	1169	0,79	1,34	NEIN	1,55	JA	0,87	6,86	0,55	16	2,01	1,05	32,47	8,07	12	79	158	4,00	5	200
C3	1169	0,86	1,34	NEIN	1,69	JA	0,80	6,31	0,47	16	2,01	1,05	32,47	8,07	12	79	158	3,45	4	200
C4	1300	0,85	1,49	NEIN	1,68	JA	0,89	8,17	0,69	16	2,01	1,10	37,82	9,40	12	98	195	4,01	5	250
C5	1300	1,00	1,49	NEIN	1,97	JA	0,76	6,96	0,49	16	2,01	1,10	37,82	9,40	12	98	195	3,03	4	250
C6	1300	1,09	1,49	NEIN	2,14	JA	0,70	6,40	0,41	16	2,01	1,10	37,82	9,40	12	98	195	2,58	3	250

Am Beispiel der IS1 von System B5 wird in Abbildung 59 die beispielhafte Anordnung der Leisten dargestellt.

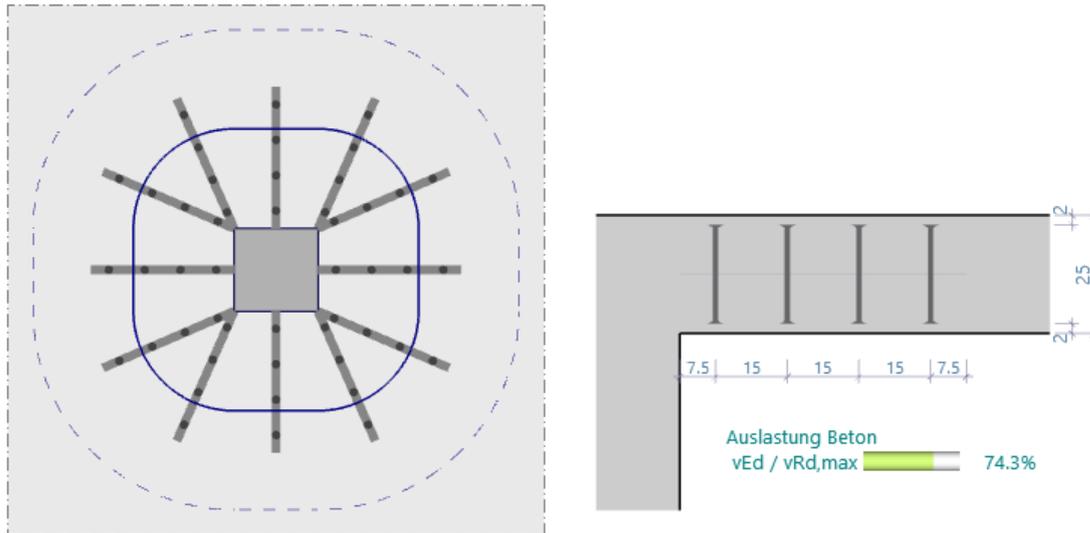


Abbildung 59: Leistenanordnung an IS1 (Nemetschek Frilo)

Doppelkopfbolzen an RS1

Wie Tabelle 32 zeigt, liegen die meisten Systeme in einem günstigen Bereich, jedoch wäre bei den meisten Systemen die Anordnung von Bügelbewehrung ausreichend.

Tabelle 32: Doppelkopfbolzen an RS1

Doppelkopfbolzen an RS1																				
$\beta = 1,40$	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed,u1}$	$V_{Rd,c} > V_{Ed}$	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max} > V_{Ed,u1}$	erf. Länge		Bolzen		Bereich C				Bolzen pro Leiste					
[KN]	[MN]	[MN]	[-]	[MN]	[-]	[-]	erf. u_{out}	erf. l_s	\emptyset	A_{Bolzen}	η	$A_{s,Bolzen}$	$n_{Leisten,C}$	$n_{gew,min}$	$s_{w,1}$	$s_{w,2}$	n_{ber}	n_{gew}	h_{erf}	
[KN]	[MN]	[MN]	[-]	[MN]	[-]	[-]	[m]	[m]	[mm]	[cm ²]	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	
A1	297	0,33	0,42	NEIN	0,65	JA	0,64	3,41	0,30	12	1,13	1,00	9,57	4,23	8	60	120	3,01	4	150
A2	297	0,40	0,42	NEIN	0,78	JA	0,54	2,84	0,12	12	1,13	1,00	9,57	4,23	8	60	120	1,52	2	150
A3	297																			
A4	335	0,47	0,47	NEIN	0,92	JA	0,51	3,03	0,11	12	1,13	1,05	11,31	5,00	8	79	158	1,17	2	200
A5	335																			
A6	335																			
B1	364	0,33	0,51	NEIN	0,65	JA	0,79	4,17	0,54	12	1,13	1,00	11,71	5,18	8	60	120	5,02	6	150
B2	364	0,40	0,51	NEIN	0,78	JA	0,65	3,48	0,32	12	1,13	1,00	11,71	5,18	8	60	120	3,19	4	150
B3	364	0,43	0,51	NEIN	0,85	JA	0,60	3,20	0,24	12	1,13	1,00	11,71	5,18	8	60	120	2,46	3	150
B4	409	0,47	0,57	NEIN	0,92	JA	0,62	3,70	0,32	12	1,13	1,05	13,84	6,12	8	79	158	2,53	3	200
B5	409	0,52	0,57	NEIN	1,03	JA	0,56	3,31	0,20	12	1,13	1,05	13,84	6,12	8	79	158	1,74	2	200
B6	409	0,57	0,57	NEIN	1,12	JA	0,51	3,04	0,11	12	1,13	1,05	13,84	6,12	8	79	158	1,21	2	200
B7	455	0,57	0,64	NEIN	1,11	JA	0,57	3,76	0,26	12	1,13	1,10	16,12	7,13	8	98	195	1,85	2	250
B8	455	0,63	0,64	NEIN	1,24	JA	0,51	3,36	0,14	12	1,13	1,10	16,12	7,13	8	98	195	1,20	2	250
B9	455																			
C1	492	0,47	0,69	NEIN	0,92	JA	0,75	4,45	0,56	12	1,13	1,05	16,62	7,35	8	79	158	4,03	5	200
C2	492	0,56	0,69	NEIN	1,11	JA	0,62	3,68	0,32	12	1,13	1,05	16,62	7,35	8	79	158	2,50	3	200
C3	492	0,61	0,69	NEIN	1,20	JA	0,57	3,39	0,22	12	1,13	1,05	16,62	7,35	8	79	158	1,90	2	200
C4	547	0,61	0,77	NEIN	1,20	JA	0,64	4,18	0,40	14	1,54	1,10	19,36	6,29	8	98	195	2,54	3	250
C5	547	0,68	0,77	NEIN	1,34	JA	0,57	3,74	0,26	14	1,54	1,10	19,36	6,29	8	98	195	1,82	2	250
C6	547	0,74	0,77	NEIN	1,46	JA	0,53	3,44	0,16	14	1,54	1,10	19,36	6,29	8	98	195	1,33	2	250

Am Beispiel der RS1 von System B5 wird in Abbildung 60 die beispielhafte Anordnung der Leisten dargestellt.

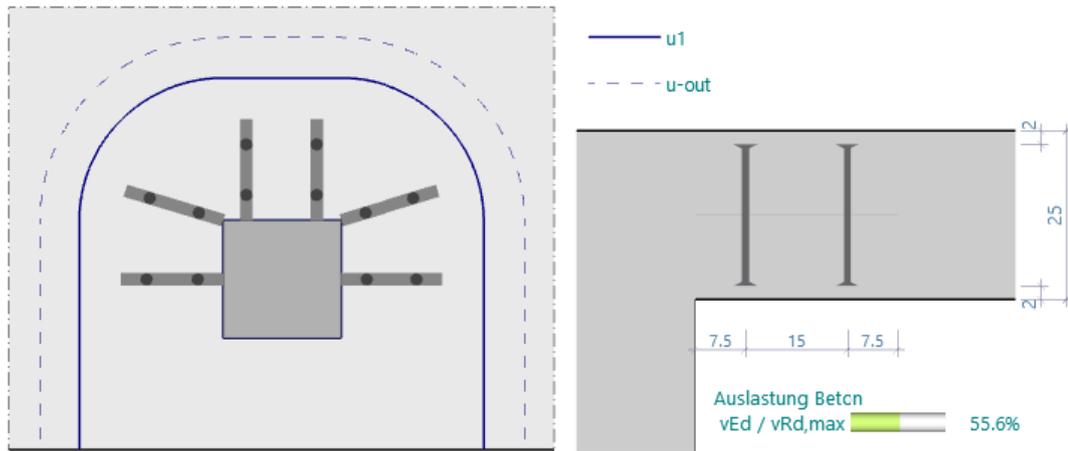


Abbildung 60: Leistenanordnung an RS1 (Nemetschek Frilo)

Doppelkopfbolzen an ES1

Bei den Eckstützen ist die Anwendung von Doppelkopfbolzen aufgrund dessen, dass bei allen Systemen Bügelbewehrung ausreichend wäre, überdimensioniert.

Tabelle 33: Doppelkopfbolzen an ES1

Doppelkopfbolzen an ES1																				
$\beta = 1,40$	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed,u1}$	$V_{Rd,c} > V_{Ed}$	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max} > V_{Ed,u1}$	erf. Länge		Bolzen		Bereich C				Bolzen pro Leiste					
	[KN]	[MN]	[MN]	[-]	[MN]	[-]	[-]	u_{out}	l_s	\varnothing	A_{Bolzen}	η	$A_{s,Bolzen}$	$n_{Leisten,C}$	$n_{gew,min}$	$s_{w,1}$	$s_{w,2}$	n_{ber}	n_{gew}	h_{erf}
							[m]	[m]	[mm]	[cm ²]	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]
A1	129																			
A2	129																			
A3	129																			
A4	145																			
A5	145																			
A6	145																			
B1	155	0,23	0,23	NEIN	0,45	JA	0,52	1,90	0,11	12	1,13	1,00	5,35	2,36	5	60	120	1,37	2	150
B2	155																			
B3	155																			
B4	175																			
B5	175																			
B6	175																			
B7	194																			
B8	194																			
B9	194																			
C1	207	0,29	0,31	NEIN	0,57	JA	0,54	2,15	0,18	12	1,13	1,05	7,49	3,31	5	79	158	1,67	2	200
C2	207																			
C3	207																			
C4	230	0,34	0,34	NEIN	0,68	JA	0,51	2,18	0,13	12	1,13	1,10	8,72	3,86	5	98	195	1,17	2	250
C5	230																			
C6	230																			

Um die Leistenanordnung bei Eckstützen trotzdem zu veranschaulichen, wird sie in Abbildung 61, am Beispiel der RS1 von System C4, dargestellt.

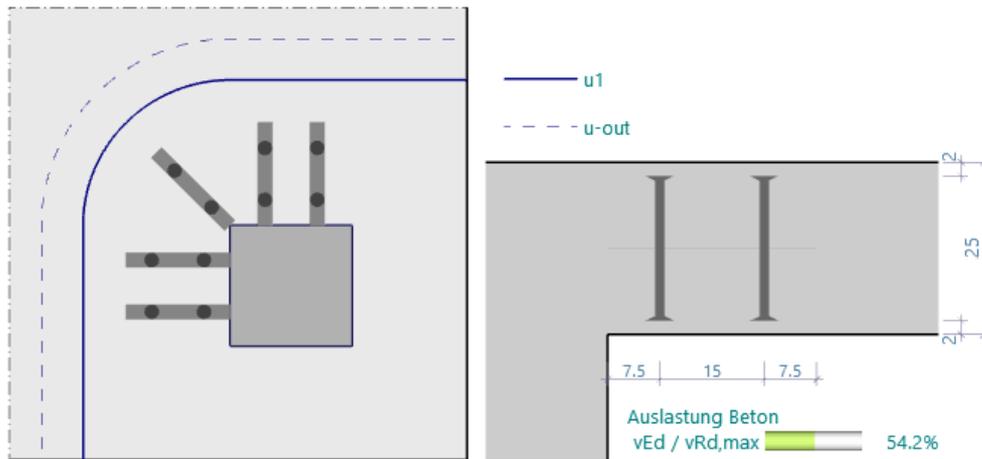


Abbildung 61: Leistenanordnung an ES1 (Nemetschek Frilo)

7.12 Vergleich der Materialkosten bei Bügelbewehrung und Doppelkopfbolzen

Um einen Kostenüberblick der beiden Bewehrungsformen zu bekommen, wird im Folgenden eine Gegenüberstellung vorgenommen. Betrachtet werden dabei IS1 und RS1 jeweils von System B5. Um die endgültigen Materialkosten vergleichen zu können, muss die genaue Anzahl an Bügel im durchstanzbewehrten Bereich ermittelt werden. Zu unterscheiden ist dabei zwischen geometrisch, rechnerisch und konstruktiv erforderlicher Bewehrungsmenge.

Die geometrisch erforderliche Bewehrungsmenge je Bewehrungsreihe wird mittels Gleichung (79) ermittelt.

$$m_n = \frac{u_{\text{Bew},n}}{s_t} \quad (\text{Anzahl der Schenkel je Bewehrungsreihe}) \quad (78)$$

$$A_{\text{sw,geom}} = \sum m_n \cdot A_{\text{Bügel}} \quad (79)$$

Die rechnerisch erforderliche Bewehrungsmenge je Bewehrungsreihe wird mittels Gleichung (80) ermittelt.

$$A_{\text{sw,rech}} = n \cdot A_{\text{sw,erf}} \quad (80)$$

Die konstruktiv erforderliche Bewehrungsmenge wird gemäß EN 1992-1-1 angewandt.

Materialkosten mit Bügelbewehrung

Tabelle 34: Kostenermittlung bei Bügelbewehrung

Bügelbewehrung																	
	Bügel			geometrisch						rechnerisch			konstruktiv		Ergebnis	Gesamtpreis	
	Länge	Ø	Gewicht	m ₁	m ₂	m ₃	Σm	n _{Bügel}	A _{sw}	Masse	A _{sw}	n _{Bügel}	Masse	n _{Bügel}			Masse
IS1	85 cm	10	0,52 Kg	14	20	28	62	31	48,7 cm ²	16,3 Kg	35,43	24	12,6 Kg	60	31,5 Kg	31,5 Kg	47,20 €
RS1	85 cm	8	0,34 Kg	12	16	18	46	23	23,1 cm ²	7,7 Kg	7,2	16	5,4 Kg	34	11,4 Kg	11,4 Kg	17,10 €

Wird angenommen, dass der Kilogramm Bewehrungsstahl (inklusive Biegen) mit €1,50 verrechnet wird, summieren sich die Materialkosten auf €47,25 für die IS1 und €17,10 für die RS1.

Materialkosten mit Doppelkopfbolzen

Für die genauen Preisangaben wurde hierfür die Preisliste aus dem Jahr 2014 der Firma Schöck Bauteile GmbH herangezogen. Auszüge daraus befinden sich im Anhang.

Tabelle 35: Kostenermittlung bei Doppelkopfbolzen

Doppelkopfbolzen					
	n _{Bolzen}	Ø	h	Preis/Bolzen	Gesamtpreis
IS1	48	12	200 mm	6,30 €	302,40 €
RS1	16	12	200 mm	6,30 €	100,80 €

Schlussfolgerung

Resultierend aus den hohen preislichen Unterschieden ist meiner Meinung die Anwendung von Doppelkopfbolzen aufgrund des hohen Stückpreises erst dann wirtschaftlich, sobald die Belastung mit Bügelbewehrungen nicht mehr aufgenommen werden kann. Jedoch ist zu beachten, dass im Falle einer späteren Laststeigerung, Doppelkopfbolzen eine größere Tragreserve aufweisen. In dieser Kostenermittlung wurden ausschließlich Materialkosten berücksichtigt, jedoch sollte man beachten, dass Bügelbewehrungen einen erheblichen Zeitaufwand beim Einbau mit sich bringen.

7.13 Auswertung der Ergebnisse

Aus diesen Berechnungsergebnissen und dem Vergleich der einzelnen Parameter können zahlreiche Erkenntnisse gezogen werden, welche in den nachfolgenden Unterkapiteln genauer erläutert werden.

7.13.1 Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von statischer Nutzhöhe und Betongüte

Die Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ in einem Rundschnitt im Abstand von 2,0d zur Stütze in Abhängigkeit von statischer Nutzhöhe und Betongüte kann Abbildung 62 entnommen werden. Für diese Auswertung wurde zusätzlich zu den drei vorhandenen Plattendicken (20/25/30cm) die Plattendicke von 35cm mit einer statischen Nutzhöhe von 31,1cm betrachtet.

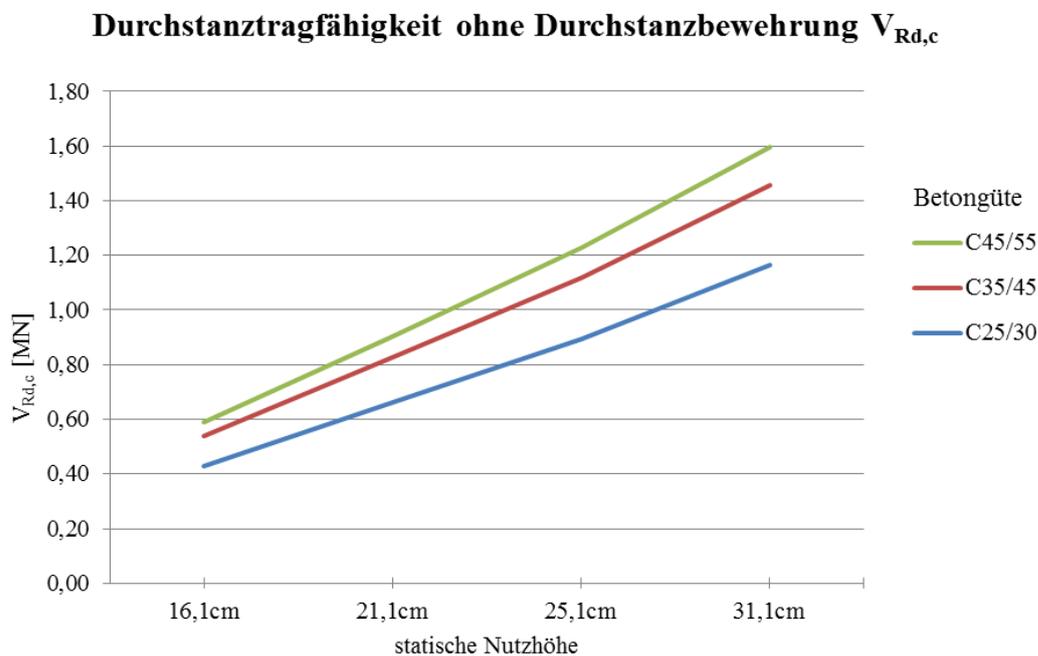


Abbildung 62. Verlauf der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von statischer Nutzhöhe und Betongüte

Aus Abbildung 62 ist zu erkennen, wie groß der Einfluss der statischen Nutzhöhe auf die Durchstanztragfähigkeit ist. Bei einer Steigerung der statischen Nutzhöhe von 93% kommt es

dabei zu einer 170%igen Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit, wohingegen die 80%ige Steigerung der Betongüte nur zu einem Anstieg der Durchstanztragfähigkeit um 37% führt.

Somit ist bei der statischen Planung von Flachdeckensystemen primär auf die Wahl der richtigen Plattendicken und nur sekundär auf die Wahl der Betongüte zu achten.

7.13.2 Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $v_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Betongüte

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $v_{Rd,c}$ in einem Rundschnitt im Abstand von $2,0d$ zur Stütze in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Betongüte kann Abbildung 63 entnommen werden. Hieraus ist ablesbar, dass durch das Variieren des Bewehrungsgrades eine hohe Bandbreite an Ergebnissen erzielt werden kann. Es ist ebenfalls ersichtlich, dass bei der Betongüte C25/30 der maximal zulässige Bewehrungsgrad bei ca. 1,4% liegt. Dabei wird die Anordnung einer Druckbewehrung, welche im Durchstanzbereich nicht von Nutzen wäre, vermieden. Bei den beiden höheren Betongüten liegt der maximale Bewehrungsgrad bei etwa 2,0%.

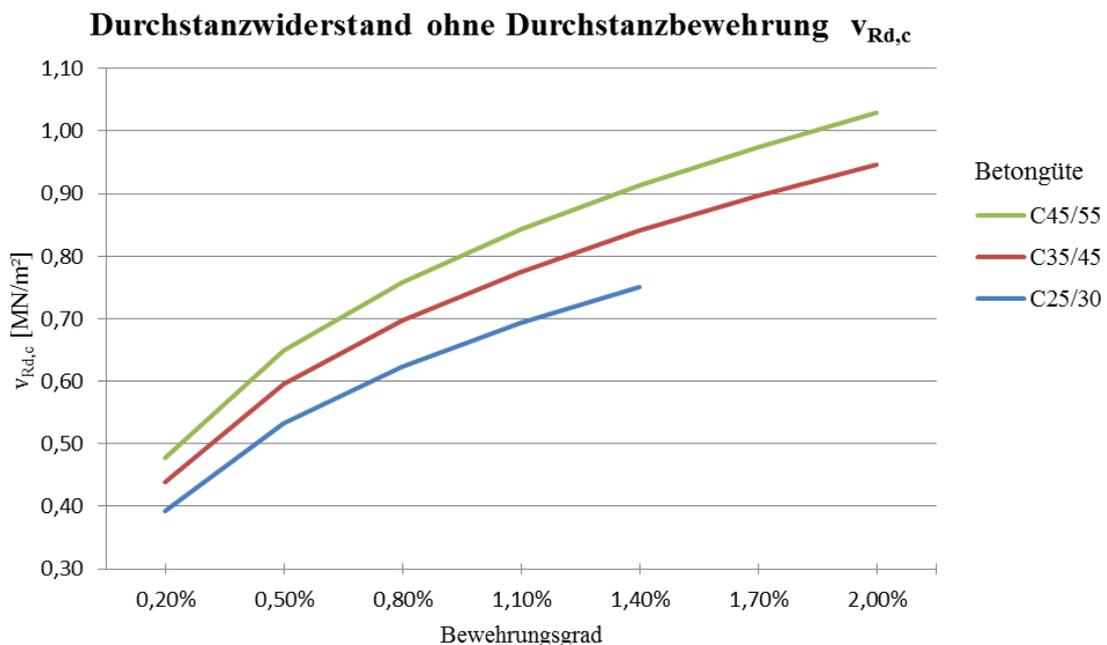


Abbildung 63: Verlauf des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung $v_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Betongüte

7.13.3 Durchstanztragfähigkeit in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsart

Am Beispiel einer IS1 von System B5 wird in Abbildung 64 die Durchstanztragfähigkeit in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsart erläutert. Die Tragfähigkeit von Doppelkopfbolzen kann gegenüber der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung um maximal 96% erhöht werden. Dies ist der hervorragenden Verankerung der Doppelkopfbolzen, welche durch einen verbreiterten Kopf erzielt wird, zu verdanken. Konventionelle Bügelbewehrung ermöglicht aufgrund der schlechteren Verankerung gegenüber Doppelkopfbolzen nur eine Steigerung von maximal 50% der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung. Bei dünnen Platten ($u_0/d < 4$) ist zusätzlich eine Minderung des Durchstanzwiderstandes wie folgt vorzunehmen:

$$V_{Rd,c,red} = v_{Rd,c} \cdot \left(0,1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0,6\right) \quad (81)$$

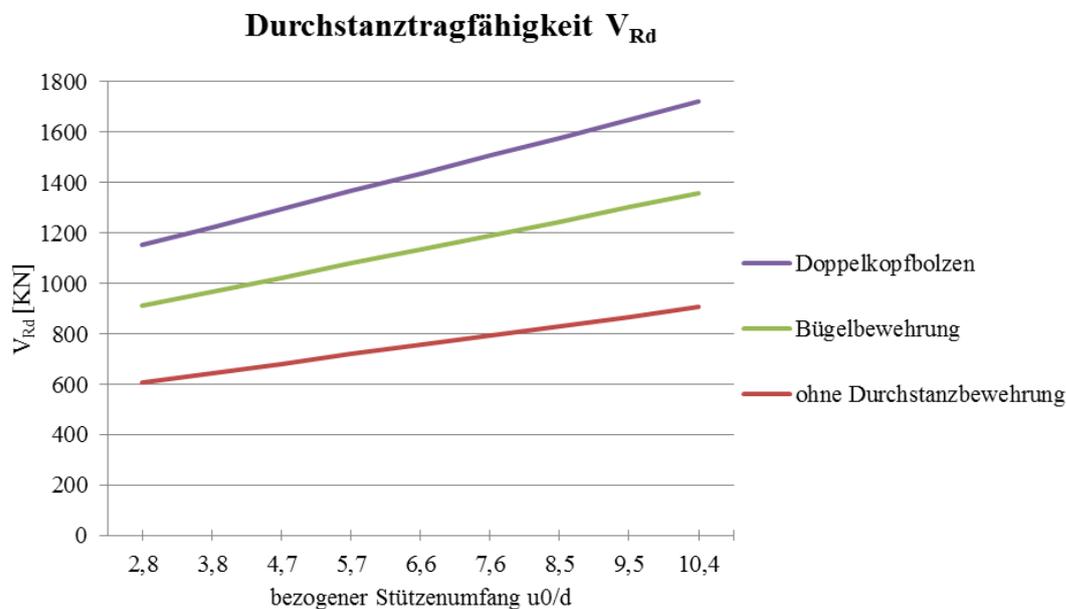


Abbildung 64: Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsart

7.13.4 Durchstanztragfähigkeit bei Rand- und Eckstützen in Abhängigkeit des Randabstandes

In Abbildung 65 wird am Beispiel der Rand- und Eckstütze 1 von System B5 die Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses Randabstand zu statischer Nutzhöhe veranschaulicht.

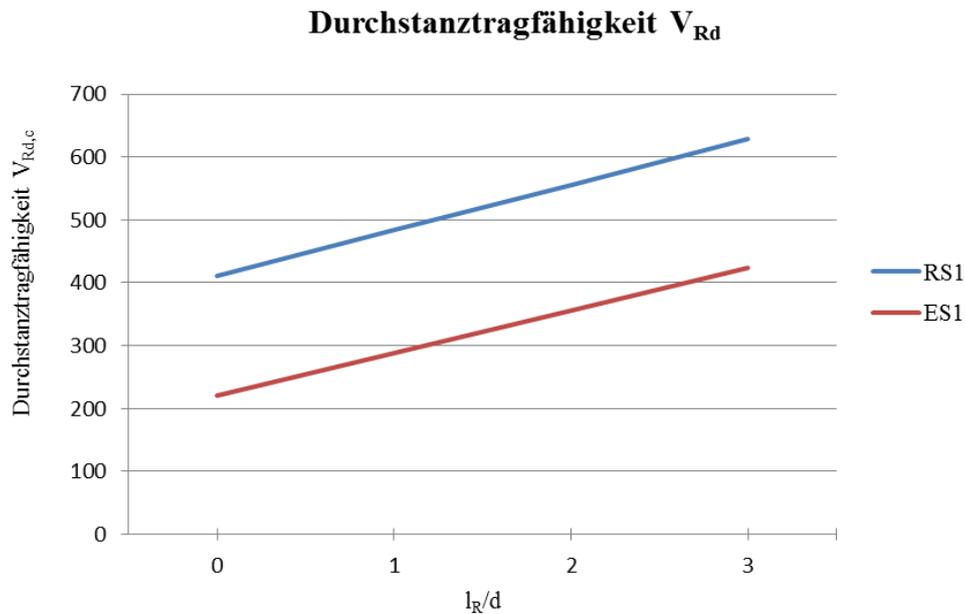


Abbildung 65: Durchstanztragfähigkeit bei Rand- und Eckstützen in Abhängigkeit des Randabstandes

Daraus ist erkennbar, dass sich sowohl Rand- als auch Eckstütze gleichermaßen positiv auf eine Erhöhung des Randabstandes verhalten. Dies ist auf den dadurch länger werdenden kritischen Umfang und der somit größeren Lastaufnahme­fläche zurückzuführen. Weiteres wird durch die Anordnung eines Randabstandes das Feldmoment im ersten Feld reduziert, wodurch dort weniger Bewehrung benötigt wird.

8 Zusammenfassung

Nach umfangreicher Literaturrecherche wurde ersichtlich, dass im heutigen Hochbau Wände aufgrund ihres hohen Platzbedarfes meist durch Stützen ersetzt werden. Diese architektonische Maßnahme sowie immer schlanker werdende Deckensysteme haben dazu geführt, dass der Einsatz von Durchstanzbewehrungssystemen meist unumgänglich ist. Daher gibt die vorliegende Diplomarbeit dem Leser einen umfassenden Überblick zum Tragverhalten von Flachdecken sowohl im Bereich von Innen-, als auch von Rand- und Eckstützen.

Die Untersuchung der Unterschiede bei zentrischem und exzentrischem Durchstanzen zeigte, dass bei zentrischem Durchstanzen, welches sich vor allem bei rotationssymmetrisch belasteten Innenstützen einstellt, sowohl radiale als auch tangentiale Betonstauchungen auf die Betondruckzone im auflagernahen Bereich wirken. Im Unterschied zum ebenen Plattenschub wird beim Durchstanzen aufgrund dieser mehrachsigen Druckbeanspruchung des Betons eine höhere Schubtragfähigkeit in der Platte erreicht. Rand- und Eckstützen erfahren hingegen eine unsymmetrische Belastung, welche zum einen aufgrund der Abnahme der tangentialen Stauchungen in der Biegedruckzone zum freien Rand hin hervorgerufen wird und zum anderen infolge eines Stützenanschlussmomentes, welches aufgrund des idealisierten Momentenverlaufes entsteht.

Die in dieser Arbeit behandelten Unterschiede in der Nachweisführung nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 zeigten, dass beim Nachweis mit Durchstanzbewehrung bei beiden Normen von einem unterschiedlichen Tragmodell ausgegangen wird, welches zu einer jeweils anderen Nachweisführung führt. Außerdem differieren sich die beiden Normen in der Festlegung der vereinfachten Laststeigerungsfaktoren sowie in der Lage des kritischen Rundschnittes.

Durchstanzbewehrungen sind im Vergleich zu anderen Methoden zur Steigerung des Durchstanzwiderstandes eine einfache und wirtschaftliche Vorgehensweise, um den Durchstanzwiderstand zu erhöhen. Bügelbewehrung ist im Gegensatz zu anderen Bewehrungsformen kostengünstig, jedoch wird in Flachdecken mit einer geringen Nutzhöhe die Streckgrenze aufgrund der schlechten Verankerungsqualität nicht erreicht. Aus diesem Grund wurden Bügelbewehrungen weitestgehend von anderen Durchstanzbewehrungsformen wie Doppelkopfbolzen, Dübelleisten oder Filigran Durchstanzbewehrung abgelöst. Diese werden so konzipiert, dass sie aufgrund der besseren Verankerungsqualität die Streckgrenze erreichen und somit eine deutlich höhere Durchstanztragfähigkeit aufweisen.

Nutzungsänderungen, Gebäudeaufstockungen sowie Planungs- und Ausführungsfehler erfordern immer häufiger ein nachträgliches Verstärken von durchstanzgefährdeten Flachdecken. Die nachträglich eingemörtelte Durchstanzbewehrung beschreibt dabei eine Speziallösung, bei der Verstärkungsanker schubfest mit der Betondecke verbunden sind und zum Querkraftabtrag herangezogen werden. Der größte Vorteil dieser Verstärkungsmaßnahme ist, dass Bodenbeläge und Abdichtungssysteme verschont bleiben, da nur von der Deckenunterseite gebohrt werden muss. CFK-Lamellen werden hingegen auf der Deckenoberseite angebracht, da sie durch ihre hohe Zugfestigkeit eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit bewirken, was zu einer deutlichen Steigerung der Durchstanztragfähigkeit führt. Die Verstärkung mittels Spritzbetonschicht, welche zu den ältesten Verstärkungsmaßnahmen im Betonbau zählt, vergrößert die statische Nutzhöhe und führt dadurch zu einer höheren Durchstanztragfähigkeit.

Die Berechnung von 21 verschiedenen Flachdeckensystemen konnte den Zusammenhang zwischen Stützweiten, Betongüten, Deckenstärken sowie Biegebewehrungsmenge mit dem Durchstanzwiderstand verdeutlichen. Neben Ermittlung und Vergleich der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung wurden bei jenen Systemen, bei denen die Durchstanz-

tragfähigkeit ohne Bewehrung zu gering für die Erfüllung des Tragfähigkeitsnachweises war, zusätzlich die benötigte Bügelbewehrung und die notwendige Anzahl von Doppelkopfbolzen berechnet. Aus dieser vergleichenden Untersuchung von Flachdeckensystemen konnten folgende relevante Aspekte abgeleitet werden:

Beim Unterschied der Materialkosten in Bezug auf die Bügelbewehrung und Doppelkopfbolzen wurde verdeutlicht, dass die Anwendung von Doppelkopfbolzen aufgrund des hohen Stückpreises erst dann wirtschaftlich ist, sobald die Belastung mit Bügelbewehrungen nicht mehr aufgenommen werden kann. Im Falle einer späteren Laststeigerung sollte jedoch beachtet werden, dass Doppelkopfbolzen eine deutlich größere Tragreserve aufweisen.

Die Untersuchung der Durchstanstragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit von statischer Nutzhöhe und Betongüte hat ergeben, dass die Steigerung der statischen Nutzhöhe im Gegensatz zur Erhöhung der Betongüte wesentlich effektiver ist.

Das Verhalten des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Betongüte zeigte, dass durch das Variieren des Bewehrungsgrades eine hohe Bandbreite an Ergebnissen erzielt werden kann.

Bei der abschließenden Untersuchung des Verhaltens der Durchstanstragfähigkeit in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsart wurde festgestellt, dass die Tragfähigkeit von Doppelkopfbolzen um maximal 96% höher ist gegenüber der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung, jene Tragfähigkeit von Bügelbewehrung aber nur um rund 50% höher liegt.

Literaturverzeichnis

- [1] H. Vocke, Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen, Stuttgart, 2002.
- [2] T. Schlüter und F. Herrmann, Durchstanzen von Flachdecken - Vergleichende untersuchungen zu den Durchstanznachweisen nach DIN 1045 (88), EC2 und DIN 1045-1. Studienarbeit, Hamburg-Harburg: Diplom.de, 2005.
- [3] A. Hartman, Durchstanzproblem bei Stahlbetonbauten bei versetzten Stützen mit Stahlpilzen, Wien, 2014.
- [4] K. Zilch und G. Zehetmaier, Bemessung im konstruktiven Betonbau, Springer, 2010.
- [5] S. Kinnunen und H. Nylander, Punching on concrete slabs without shear reinforcement, Stockholm: Transaction of Royal Institute of Technology, 1960.
- [6] S. H. Simmonds und S. D. B. Alexander, „Truss model for edge column-slab connections,“ *ACI Structural Journal*, Nr. 4, Vol. 84, pp. 296-303, 7 Januar 1987.
- [7] B. V. Rangan und F. K. Lim, „Studies on Concrete Slabs with Stud Shear Reinforcement in Vicinity of Edge and Corner Columns,“ *ACI Structural Journal*, Bd. 5, Nr. 92, pp. 515-525, 11 1995.
- [8] D. H. G. Tuchlinski, Zum Durchstanzen von Flachdecken unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft Interaktion und der Vospannung, Aachen, 2005.
- [9] M. Hallgren, Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs, Stockholm, 1996.
- [10] A. Pech und A. Z. Kolbitsch, Decken, Wien: Springer Wien New York, 2006.
- [11] R. Guidotti, M. F. Ruiz und A. Muttoni, „Durchstanzen von Flachdecken,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 105, pp. 19-26, 1 2010.
- [12] M. Aminbaghai, Nichtlineare Finite Elemente Methoden,Präsentationsunterlagen, Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, TU Wien, 2014.
- [13] A. Kolbitsch, Hochbaukonstruktionen 3, TU Wien: Institut für Hochbau & Technologie, Ausgabe 2014.
- [14] Ö. E. 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, 2009.
- [15] N. Gardner, J. Huh und L. Chung, „Lessons from the Sampoong department store collapse,“ in *Cement & Concrete Composites 24*, University of Ottawa and Dandook University, 2002, pp. 523-529.

- [16] J. G. M. Wood, „Pipers Row Car Park, Wolverhampton - Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997,“ in *Structural Studies & Design Ltd*, Northbridge House, Chiddingfold, 2003.
- [17] R. R. K. Beutel, Durchstanzen schwubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen, Aachen, 2003.
- [18] L. Pöllet, Untersuchung von Flachdecken auf Durchstanzen im Bereich von Eck- und Randstützen. Dissertation, RWTH Aachen, 1983.
- [19] F. S. Häusler, Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung, Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
- [20] H. P. Ändrä, Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken, Dissertation, Universität Stuttgart, 1982.
- [21] M. Ricker, Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten, Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
- [22] S. Guandalini, Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé, Dissertation, Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Section de Génie Civil, 2006.
- [23] S. Guandalini, O. Burdet und A. Muttoni, „Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios,“ in *ACI Structural Journal* 106, 2009, Januar-Februar, Nr.1, pp. 87-95.
- [24] A. Muttoni, „Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement.,“ in *ACI Structural Journal* 105, 2008, July-August, Nr.4, pp. 440-450.
- [25] A. Muttoni, „Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung,“ in *Beton- und Stahlbetonbau* 98, 2003, Nr.2, pp. 74-84.
- [26] A. Muttoni und J. Schwartz, „Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement.,“ in *IABSE Colloquium Stuttgart – Structural Concrete*, Stuttgart, 1991, (IABSE Reports Volume 62), pp. 703-708.
- [27] S. H. Simmonds und S. D. B. Alexander, „Truss model for edge column-slab connections,“ *Structural Journal*, Nr. 5, Vol. 91, pp. 594-604, 1994.
- [28] J. Hegger, Vorlesung Massivbau 2 - Durchstanzen, Aachen: Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2010.
- [29] K. Kordina und D. Nölting, „Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten – Entwicklung von Bemessungsvorschlägen,“ *DAfStb*, Nr. 371, 1986.
- [30] P. E. Regan und M. W. Braestrup, „Punching shear in reinforced concrete: A state of the art report,“ in *Bulletin d'Information Nr. 168, Comité Euro-international du Béton*, Lausanne, 1985.

- [31] C. Siburg, F. Häusler und H. Josef, „Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode2,“ *Bauingenieur*, Bd. 87, pp. 216-225, 2012.
- [32] R. Baumgart, Durchstanznachweis nach EC2, Hochschule Darmstadt, 2012.
- [33] J. Higger, M. Ricker und F. Häusler, „Zur Durchstanzbemessung von ausmittig beanspruchten Stützenknoten und Einzelfundamenten nach Eurocode 2,“ *Beton- und Stahlbetonbau 103*, Heft 11 2008.
- [34] G. König und N. V. Tue, Grundlagen des Stahlbetonbaus - Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1, Vieweg+Teubner, 2003.
- [35] M. Staller, Durchstanzen von Flachdecken und Fundamenten - Einführung in den Eurocode 2, München, 2012.
- [36] W. Kohler, „Kollapsbewehrung nach DIN 1045-1 - Bewehrung zur Vermeidung eines fortschreitenden Versagens von punktförmig gestützten Stahlbetonplatten,“ in *Tech-News 2008/3 Fachgebiet: Stahlbetonbau*, Stuttgart, 2008, pp. 1-3.
- [37] M. Ricker und F. Häusler, „Europäische Bemessungsregeln für Doppelkopfkanker als Durchstanzbewehrung,“ in *Beton- und Stahlbetonbau 109*, Bd. Heft 1, Berlin, Ernst & Sohn Verlag, 2014, pp. 30-42.
- [38] J. Hegger und J. C. H. F. Walraven, „Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2,“ in *Beton- und Stahlbetonbau 105*, Berlin, Ernst & Sohn, 2010, pp. 206-215.
- [39] I. Danielewicz, „Hochschule Magdeburg-Stendal, Fachbereich Bauwesen,“ [Online]. Available: <https://www.bauwesen.hs-magdeburg.de/danielewicz/media/Forschungsprojekte/Seminare%20Weiterbildung/Durchstanznachweis%20nach%20DIN%201045-1%20V1.pdf>. [Zugriff am 27 08 2014].
- [40] A. Muttoni, Einführung in die Norm SIA 262 - Durchstanzen, Lausanne: Schweizerischer Ingenieur- und Architekturverein, 2003.
- [41] A. Muttoni und S. Guandalini, Kommentar zum Durchstanzen nach Norm SIA 262, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006.
- [42] A. Lindorf, „Durchstanzbemessung von Doppelkopfkankern nach Europäischen Technischen Zulassungen,“ in *Beton- und Stahlbetonbau 108*, Heft 10, Berlin, 2013, pp. 691-700.
- [43] U. Baumeister und J. Furche, „Filigran-Durchstanzbewehrung für Flachdecken,“ Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG, Leese, Deutschland, Köln, Heft 02-03.
- [44] F. Trägersysteme, „FILIGRAN-Durchstanzbewehrung FDB II-für Filigran-Flachdecken,“ FILIGRAN Trägersysteme GmbH & Co. KG, Leese, 2013.
- [45] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz und J. Kunz, „Nachträgliche Durchstanzbewehrung

- zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken,“ in *Bauingenieur Band 83*, 2008, pp. 503-511.
- [46] J. Kunz, M. Diggelmann und A. Muttoni, „Decken-Verstärkung gegen Durchstanzen,“ in *Der Bauingenieur*, 2008.
- [47] F. Jesse und F. Kaplan, „Verfahren für Biegeverstärkungen an Stahlbetonbauteilen,“ in *Bautechnik 88*, Berlin, Ernst & Sohn, 2011, pp. 433-442.
- [48] SIKA Österreich GmbH, Vortragsfolien: Faserverbundwerkstoffe für das Bauingenieurwesen.
- [49] J. Hegger und D. Tuchlinski, „Zum Durchstanzen von Flachdecken – Einfluß der Momenten-Querkraft Interaktion und der Vorspannung,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 101, pp. 742-753, 10 2006.
- [50] SIKA Österreich. GmbH, Präsentationsfolien: Faserverbundwerkstoffe für das Bauingenieurwesen.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Deckenarten: a) Unterzugsdecke, b) Flachdecke und c) Pilzdecke, aus [4].....	1
Abbildung 2: Richtwerte für Deckenstärken [10]	2
Abbildung 3: a) typische Flachdecke und b) Durchstanzversagen an einer Innenstütze aus [3] (nach [8])	3
Abbildung 4: Hauptmomentenverlauf bei Flachdecken laut Zilch et al. [4]	6
Abbildung 5: Unterteilung von Flachdecken, laut ÖNORM EN 1992-1-1 [14]	8
Abbildung 6: Lastsektoren und Lasteinzugsflächen, aus [4].....	9
Abbildung 7: a) Sampoong Department Store nach dem Einsturz, b) Geschossplan des Nordflügels, aus [15]	11
Abbildung 8: Einsturz des obersten Parkdecks am Piper Row Car Park 1997, aus [16]	12
Abbildung 9 : Modell nach Kinnunen und Nylander, aus [8] (nach [5])	14
Abbildung 10: Fachwerksysteme nach ANDRÄ [20], zitiert nach [19]	16
Abbildung 11: Versagensmechanismen nach ANDRÄ [20], zitiert nach [19]	16
Abbildung 12: Bruchkriterium nach MUTTONI [25], zitiert nach [19]	17
Abbildung 13: Ermittlung der Durchstanzlast aus dem Schnittpunkt der Last- Verformungskurve und dem Bruchkriterium, zitiert nach [19].....	18
Abbildung 14: M-Q Diagramm nach PÖLLET [18], zitiert nach [8]	19
Abbildung 15: Fachwerkmodell einer Randstütze [6], zitiert nach [8]	21
Abbildung 16: Momenten-Querkraft-Interaktion für eine Randstütze [6] zitiert nach [8].....	22
Abbildung 17: Tragmodell einer Innenstütze, aus [28].....	24
Abbildung 18: a) Durchstanzkegel aus [1] (nach [9]) und b) Stauchungen in der Betondruckzone aus [1] (nach [29])	26
Abbildung 19: Durchstanzversagensarten: a) ohne Durchstanzbewehrung, b) innerhalb und c) außerhalb der Durchstanzbewehrung, d) Maximaltragfähigkeit überschritten, aus [31]	27
Abbildung 20: Idealisierter Momentenverlauf laut [1].....	28
Abbildung 21: Bruchbilder von Randstützen nach KORDINA u. NÖLTING, aus [1] (nach [29])	30
Abbildung 22: Übertragungsmechanismus: a) reine Biegung bei Randstützen, b) reine Torsion bei Randstützen und c) reine Torsion bei Eckstützen, aus [1].....	31
Abbildung 23: Schubspannungen infolge Momentenübertragung: a) vertikale Schubspannungen, b) horizontale Schubspannungen, aus [1].....	32

Abbildung 24: Idealisierter linearer Schubspannungsverlauf: a) Randstütze, b) Eckstütze, aus [1].....	33
Abbildung 25: Kritische Rundschnitte nach DIN 1045-1 (EN 1992-1-1) [4]	35
Abbildung 26: Kritischer Rundschnitt bei stütznahen Öffnungen [4]	36
Abbildung 27: Kritischer Rundschnitt bei Rand- und Eckstützen nach DIN 1045-1 (EN 1992-1-1) [4]	37
Abbildung 28: Vollplastische Schubspannungsverteilung nach EN 1992-1-1, aus [14].....	38
Abbildung 29: Vollplastische Spannungsverteilung in Abhängigkeit des Momentes [33]	39
Abbildung 30: Konstante Lasterhöhungsfaktoren nach DIN 1045-1 (EN 1992-1-1), gemäß [4]	41
Abbildung 31: Abmessungen des Rundschnittes b_y und b_z [14].....	42
Abbildung 32: Vergleich der β -Faktoren zwischen dem ausführlichen und dem vereinfachten Verfahren, gemäß [33]	43
Abbildung 33: Kollapsbewehrung - Wirkungsweise und Last-Verformungs-Diagramm, laut [4].....	47
Abbildung 34: Mögliche Versagensformen einer Platte mit Durchstanzbewehrung, aus BEUTEL [17].....	48
Abbildung 35: Fachwerkmodelle für durchstanzbewehrte Platten, aus [4]	49
Abbildung 36: Schnittführung zum Nachweis der Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1: a) Durchstanzbewehrung mit vertikalen Bügelschenkeln und b) Durchstanzbewehrung mit Schrägstäben, laut [4].....	55
Abbildung 37: a) Äußerer Rundschnitt u_{out} , b) Effektiver äußerer Rundschnitt $u_{out,ef}$, aus [4]	57
Abbildung 38: Regeln zur Bewehrungsanordnung nach DIN 1045-1: a) Durchstanzbewehrung mit vertikalen Bügelschenkeln und b) Durchstanzbewehrung mit Schrägstäben, laut [4]	58
Abbildung 39: Anordnung der Bewehrung nach EN 1992-1-1, zitiert nach [4].....	59
Abbildung 40: Nachweisschnitte nach SIA 262 (2003).....	61
Abbildung 41: Bügelbewehrung (geschlossener Bügel) [19]	64
Abbildung 42: Vergleich der Versuchsbruchlast nach HÄUSLER [19] mit den Bemessungsansätzen nach EN 1992-1-1 (links) und DIN 1045-1 (rechts)	65
Abbildung 43: a) Doppelkopfbolzen, b) Dübelleiste und c) Anordnung an einer Innenstütze [19].....	66
Abbildung 44: oben) Sägeschnitt durch den durchstanzbewehrten Bereich, unten) Von den ersten beiden Reihen der Doppelkopfbolzen aufgenommene Kraft in Abhängigkeit zur einwirkenden Querkraft, aus [37]	67

Abbildung 45:a) Gitterträger E bzw. KT und b) Gitterträger EQ bzw. KTS , aus [19]	69
Abbildung 46: Filigran Durchstanzbewehrung (FDB), aus [43].....	70
Abbildung 47: Filigran Durchstanzbewehrung II, aus [44].....	70
Abbildung 48: a) Geilinger-Stahlpilz und b) Verbundträgerkreuz, aus [4].....	72
Abbildung 49: Geilinger-Stahlpilz mit Doppelkopfbolzen, aus [3]	72
Abbildung 50: Nachträglich eingemörtelte Durchstanzbewehrung, aus [46]	74
Abbildung 51: Verstärkungsanker Hilti HZA-P [46].....	74
Abbildung 52: Verstärkung der Biegelängsbewehrung im Durchstanzbereich [48].....	77
Abbildung 53: Spritzbeton als Verstärkung des durchstanzgefährdeten Bereich einer Flachdecke, aus [47]	78
Abbildung 54: Tragende Struktur eines Bürogebäudes.....	79
Abbildung 55: Einflussbreite für den Ersatzdurchlaufträger.....	84
Abbildung 56: Schnittgrößen im GZT.....	85
Abbildung 57: Lasteinflussflächen der jeweiligen Stützen	91
Abbildung 58: Bereiche für den Ansatz der Mindestmomente, aus [4]	92
Abbildung 59: Leistenanordnung an IS1 (Nemetschek Frilo).....	102
Abbildung 60: Leistenanordnung an RS1 (Nemetschek Frilo)	103
Abbildung 61: Leistenanordnung an ES1 (Nemetschek Frilo)	104
Abbildung 62. Verlauf der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von statischer Nutzhöhe und Betongüte	106
Abbildung 63: Verlauf des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Betongüte	107
Abbildung 64: Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsart	108
Abbildung 65: Durchstanztragfähigkeit bei Rand- und Eckstützen in Abhängigkeit des Randabstandes	109

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Vereinfachte Aufteilung des Biegemoments bei Flachdecken [14]	8
Tabelle 2: Bemessungsgrößen nach [1]	20
Tabelle 3: k-Werte für rechteckige Lasteinflussflächen, aus [14]	38
Tabelle 4: Widerstandsmoment W_1 für rechteckige Innen-, Rand- und Eckstützen [33]	40
Tabelle 5: Systemeinteilung.....	80
Tabelle 6: Bemessungswerte der Baustoffe	80
Tabelle 7: Aufteilung der Ständigen Lasten	82
Tabelle 8: Lastaufstellung	83
Tabelle 9: Bemessungslasten [in KN/m] für die Berechnung des Ersatzdurchlaufträgers	84
Tabelle 10: Max/Min Schnittgrößen infolge IQ 100	85
Tabelle 11: Statische Nutzhöhen.....	86
Tabelle 12: Mindestlängsbewehrung $A_{s,min}$	87
Tabelle 13: Feldmomente der A-Systeme.....	87
Tabelle 14: Stützmomente der A-Systeme.....	88
Tabelle 15: Feldmomente der B-Systeme	88
Tabelle 16: Stützmomente der B-Systeme	89
Tabelle 17: Feldmomente der C-Systeme	89
Tabelle 18: Stützmomente der C-Systeme	90
Tabelle 19: Einflussflächen der jeweiligen Stützen	91
Tabelle 20: Auflagerkräfte nach Lasteinflussflächen	91
Tabelle 21: Überprüfung der Mindestdurchstanzbiegebewehrung am System A1	93
Tabelle 22: Erforderliche Kollapsbewehrung laut DIN 1045-1	94
Tabelle 23: Laststeigerungsfaktoren laut EN 1992-1-1	95
Tabelle 24: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an IS1	96
Tabelle 25: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an RS1	97
Tabelle 26: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an ES1	97
Tabelle 27: Lösungsvorschläge.....	98
Tabelle 28: Bügelbewehrung an IS1	99
Tabelle 29: Bügelbewehrung an RS1.....	99
Tabelle 30: Bügelbewehrung an ES1	100
Tabelle 31: Doppelkopfbolzen an IS1	101
Tabelle 32: Doppelkopfbolzen an RS1	102

Tabelle 33: Doppelkopfbolzen an ES1	103
Tabelle 34: Kostenermittlung bei Bügelbewehrung	105
Tabelle 35: Kostenermittlung bei Doppelkopfbolzen	105

Anhang

Anhang

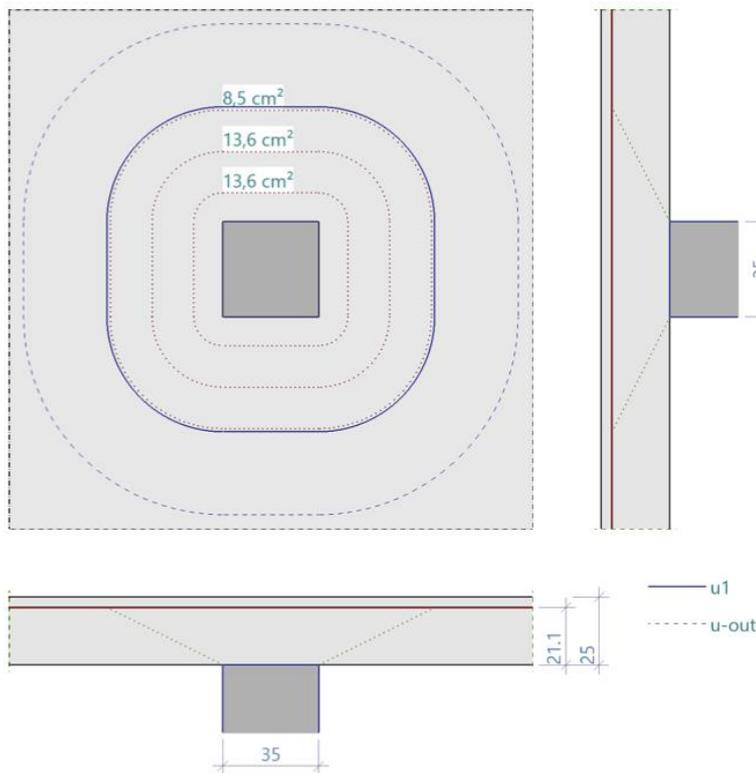
Überprüfung der Bemessungstabellen mittels Nemetschek Frilo (Studentenversion)

Bügelbewehrung an IS1 am System B5

System

Grafik

Maßstab 1 : 25



Geometrie und Material

Bemessung Durchstanzen nach ÖNORM B 1992-1-1:2011-12-01

Platte	$h =$	25.0 cm	$d_m =$	21.1 cm
Innenstütze	$c_x =$	35.0 cm	$c_y =$	35.0 cm

Baustoffe	Beton:	C 35/45	Stahl:	B 550(A)
-----------	--------	---------	--------	----------

Bewehrungsbereiche :

rechner. Bewehrungsbreite	cal $b_g =$	100.0 cm	
vorh. Bewehrung in x-Richtung	$A_{sx} =$	31.6 cm ²	= 31.6 cm ² /m
vorh. Bewehrung in y-Richtung	$A_{sy} =$	31.6 cm ²	= 31.6 cm ² /m
erforderl. Bewehrungsbreite	erf $b_g \geq$	180.3 cm	
erforderl. Bewehrung für vorh. p	$A_{sx} =$	57.0 cm ²	
erforderl. Bewehrung für vorh. p	$A_{sy} =$	57.0 cm ²	

Ergebnisse**NACHWEIS nach ÖNORM B 1992-1-1:2011-12-01, ebene Platte n 6.4**

vorgeg. Querkraft $V_E = 960.0$ kN
 Erhöhung $\beta = 1.150$

LasteinzugsRundschnitt $u_0 = 140.0$ cm (bei $a = 0.0$ cm)
 BemessungsQuerkraft $V_{Ed,u0} = 3.737$ N/mm²
 BemessungsWiderstand $V_{Rd,max} = 4.232$ N/mm²

Die Durchstanzbewehrung umfaßt die äußerste Lage der Biegebewehrung.

krit. Rundschnitt $u_1 = 405.2$ cm (bei $a = 42.2$ cm)
 BemessungsQuerkraft $V_{Ed} = 1.291$ N/mm²
 Vorfaktor $C_{Rd,c} = 0.120$
 Maßstabsfaktor $k = 1.974 < 2.0$
 BemessungsWiderstand $V_{Rd,c} = 0.886$ N/mm²
 $V_{min} = 0.574$ N/mm²

Ergebnis: $V_{Rd,c} < V_{Ed}$, $V_{Ed,u0} \leq V_{Rd,max}$ Durchstanzbewehrung erforderlich

erforderlicher Bewehrungsgrad (ρ je Richtung) :

ohne Schubbewehrung erf $\rho = 4.633$ % = 97.8 cm²/m
 Schubbewehrung aus BSt erf $\rho = 1.032$ % = 21.8 cm²/m
 max. Bewehrungsgrad zul $\rho \leq 1.952$ % = 41.2 cm²/m
 erf. Bewehrungsgrad für Mindestbewehrung min $\rho = 0.580$ % = 12.2 cm²/m
 vorh. Bewehrungsgrad vorh $\rho = 1.498$ % = 31.6 cm²/m

Der Wirkungsbereich der Mindestbewehrung ist Tabelle 13 zu entnehmen.

äußerer Rundschnitt :

äußerer Rundschnitt $l_{out} = 72.7$ cm ($l_r + 1.5 \cdot d_m$)
 Rundschnittlänge $u_{out} = 596.6$ cm
 BemessungsQuerkraft $V_{Ed} = 0.877$ N/mm²
 BemessungsWiderstand $V_{Rd,c} = 0.886$ N/mm² $> V_{Ed}$ OK
 $V_{min} = 0.574$ N/mm²

ERGEBNIS : Durchstanzbew. B 500(A), $\alpha = 90^\circ$, $s_r = 15.2$ cm

Reihe	K_{sw}	s_r	l_r	u	erf. A_{sw}	a_{sw}	min. A_{sw}
-	-	cm	cm	cm	cm ²	cm ² /m	cm ²
1	1.6	10.6	10.6	206.3	13.6	6.6	1.4
2	1.6	15.2	25.8	302.0	13.6	4.5	2.9
3	1.0	15.2	41.0	397.7	8.5	2.1	3.8

Hinweis: Stabdurchmesser $d_s \leq 11$ mm (Durchstanzbewehrung)

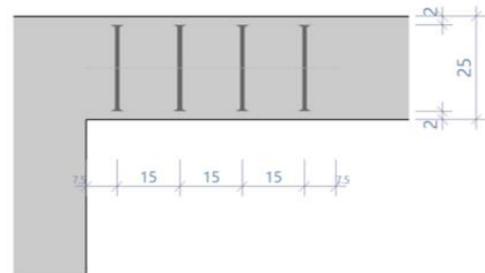
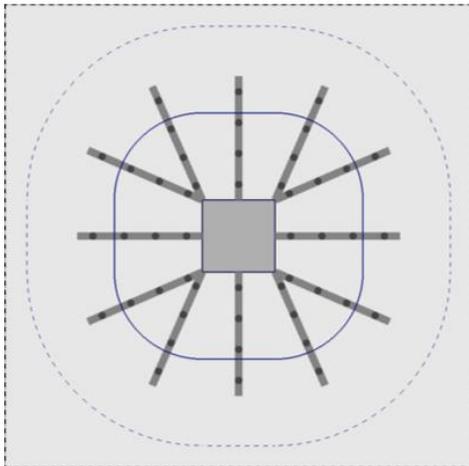
Kollapsbewehrung unten $A_{su} \geq 12.5$ cm² ($A_s = V_{Ed}/f_{yk}$, $\gamma_F = 1.0$)

Doppelkopfbolzen an IS1 am System B5

System

Grafik

Maßstab 1 : 33



— u1
- - - - u-out

Geometrie und Material

Bemessung Durchstanzen nach ÖNORM B 1992-1-1:2011-12-01

Platte $h = 25.0 \text{ cm}$ $d_m = 21.1 \text{ cm}$
Innenstütze $c_x = 35.0 \text{ cm}$ $c_y = 35.0 \text{ cm}$

Baustoffe Beton: C 35/45 Stahl: B 550(A)

Bewehrungsbereiche :

rechner. Bewehrungsbreite $\text{cal } b_g = 100.0 \text{ cm}$
vorh. Bewehrung in x-Richtung $A_{sx} = 31.6 \text{ cm}^2 = 31.6 \text{ cm}^2/\text{m}$
vorh. Bewehrung in y-Richtung $A_{sy} = 31.6 \text{ cm}^2 = 31.6 \text{ cm}^2/\text{m}$
erforderl. Bewehrungsbreite $\text{erf } b_g \geq 203.3 \text{ cm}$
erforderl. Bewehrung für vorh. ρ $A_{sx} = 64.2 \text{ cm}^2$
erforderl. Bewehrung für vorh. ρ $A_{sy} = 64.2 \text{ cm}^2$

Bewehrungsgrade (ρ je Richtung) :

max. Bewehrungsgrad $\text{zul } \rho \leq 1.952 \% = 41.2 \text{ cm}^2/\text{m}$
erf. Bewehrungsgrad für Mindestbewehrung $\text{min } \rho = 0.580 \% = 12.2 \text{ cm}^2/\text{m}$
vorh. Bewehrungsgrad $\text{vorh } \rho = 1.498 \% = 31.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Der Wirkungsbereich der Mindestbewehrung ist Tabelle 13 zu entnehmen.

Ergebnisse

NACHWEIS für Schöck BOLE:

vorgeg. Querkraft $V_E = 960.0 \text{ kN}$
Erhöhung $\beta = 1.150$

krit. Rundschnitt $u_1 = 405.2 \text{ cm}$ (bei $a = 42.2 \text{ cm}$)
BemessungsQuerkraft $v_{Ed} = 1.291 \text{ N/mm}^2$
Vorfaktor $C_{Rd,c} = 0.120$
Maßstabsfaktor $k = 1.974 < 2.0$
BemessungsWiderstand $v_{Rd,c} = 0.886 \text{ N/mm}^2$
 $v_{min} = 0.574 \text{ N/mm}^2$
BemessungsWiderstand $v_{Rd,max} = 1.737 \text{ N/mm}^2 (= 1.96 * v_{Rd,c})$

Ergebnis: $V_{Rd,c} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ Durchstanzbewehrung erforderlich

Durchstanzbewehrung mit Schöck-BOLE nach ETA-13/0076 (März 2013)

äußerer Rundschnitt : erf $u_{out} = 596.5$ cm erf $L_s = 41.0$ cm
 vorh $u_{out} = 668.7$ cm vorh $L_s = 52.5$ cm

BemessungsQuerkraft $V_{Ed} = 0.782$ N/mm²
 BemessungsWiderstand $V_{Rd,c} = 0.886$ N/mm²
 $V_{min} = 0.574$ N/mm²

max. zul. Abstand bei $d_m = 36.0$ cm \geq vorh Abstand bei $d_m = 26.0$ cm
 bei $L_s = 73.9$ cm \geq bei $L_s = 38.8$ cm
 auf Leiste = 16.0 cm \geq auf Leiste = 15.0 cm

Bolzen : B 500(A), Dd=12 mm, mit zul F = 48.6 kN, vorh F = 46.0 kN, L = 21.0 cm
 Bolzen erf : 23 Stk. Zone C + 12*2 Stk. Zone D
 Bolzen gew : 12 Leisten * (2C + 2D) Bolzen = 48 Stk-Ges
 Betondeckung unter/ über Bolzen : $c_u = 2.0$ cm, $c_o = 2.0$ cm
 gew. Leistentyp je Stütze :

12*Schöck BOLE 12 - 210 - 4 / 600 - 20(75/150/150/150/75)
 Kollapsbewehrung unten $A_{su} \geq 12.5$ cm² ($A_s = V_{Ed}/f_{yk}$, $\gamma_F = 1.0$)

Preisliste Bewehrungsstahl**Baustahl****Baustahl 550**

Wir liefern ausschließlich Bewehrungsstahl mit den
Kennwerten für Stahl nach ÖNORM B 4200 Teil7 Tabelle 1, Gruppe
BSt 550

Dimension	kg/m	<i>Material</i>	<i>Material</i>
		<i>inkl. schneiden/ biegen</i>	<i>inkl. schneiden / biegen / flechten</i>
		€/kg	€/kg
08 mm	0,395	1,60	2,32
10 mm	0,617	1,60	2,32
12 mm	0,888	1,50	2,12
14 mm	1,21	1,50	2,12
16 mm	1,58	1,50	2,12
20 mm	2,47	1,45	2,02
26 mm	4,17	1,45	2,02
30 mm	5,55	1,45	2,02
36 mm	7,99	1,67	2,19



Schöck Bole®

Die Durchstanzbewehrung Schöck Bole® wird je nach Typ zu einem bestimmten Zeitpunkt beim Verlegen der Deckenbewehrung eingebracht.

Der Bole® Typ Standard wird nach dem Verlegen der unteren Lage der Deckenbewehrung von oben eingesetzt. Die beweglichen Auflageböcke mit Abstandhaltern ermöglichen ein problemloses Durchdringen der unteren Bewehrung zum Schalboden. Das Produkt wird einbaufertig geliefert. Zur Montage werden keine weiteren Teile benötigt. Dies bietet somit ein hohes Maß an Einbausicherheit. Dieser Typ ist für den Einbau auf der Baustelle geeignet.

Der Bole® Typ O wird nach dem Verlegen der oberen Lage der Deckenbewehrung eingebaut und ist daher ebenfalls einen leichten und schnellen Einbau auf der Baustelle geeignet.

Der Bole® Typ U wird vor dem Verlegen der unteren Bewehrungslage eingebaut. Abstandhalter werden lose mitgeliefert. Dieser Bole® Typ eignet sich sowohl für den Einsatz auf der Baustelle als auch im Fertigteilwerk.

Der Bole® Typ F ist speziell für den Einsatz im Fertigteilwerk entwickelt worden und reiht sich optimal in den Fertigungsablauf ein.

Der Bole® Typ K kommt bei Fundamentplatten zum Einsatz. Sie wird durch Abstellen der Leiste auf der unteren Bewehrungslage eingebaut.



Schnelle Verarbeitung

Die einbaufertige Lieferung ermöglicht einen schnellen Einbau auf der Baustelle.

Einfacher Einbau

Kann je nach Typ vor, nach oder während der Verlegung der Bewehrung eingebaut werden.

Zugelassen

Durchstanzbewehrung mit europäisch technischer Zulassung ETA 13/0076.

Hinweisfahne

Am ersten Bolzen zur Kennzeichnung der Einbaurichtung mit genauer Typenbezeichnung. Bei Bedarf Aufdruck der Stützenposition im Plan sowie Plannummer.

Doppelkopfbolzen

Aus Betonstahl B500B

Optimale Einbausicherheit

Betondeckung wird durch Abstandhalter sauber eingehalten. Betondeckung von 20/25/...50 mm.

Preisliste Schöck Bole®

Schöck Bole®

Produktgruppe 25

Durchstanz- bewehrung	Preise gelten für alle Typen Preis in Euro / Bolzen									
	Bolzenhöhe in mm	Liefer- zeit	Bolzen- durchmesser 10	Bolzen- durchmesser 12	Bolzen- durchmesser 14	Bolzen- durchmesser 16	Bolzen- durchmesser 20	Bolzen- durchmesser 25		
130	B	5,50	6,00	keine Liefermöglichkeit						
140	B	5,60	6,00						6,60	
150	B	5,60	6,10						6,70	
160	B	5,70	6,10						6,70	7,70
170	B	5,70	6,20						6,80	7,70
180	B	5,80	6,20						6,80	7,80
190	B	5,80	6,30	6,90	7,90	10,30	12,50			
200	B	5,90	6,30	7,00	8,00	10,40	12,70			
210	B	5,90	6,40	7,00	8,00	10,50	13,00			
220	B	6,00	6,40	7,10	8,10	10,70	13,20			
230	B	6,00	6,50	7,10	8,20	10,80	13,40			
240	B	6,10	6,50	7,20	8,20	10,90	13,60			
250	B	6,10	6,60	7,20	8,30	11,00	13,90			
260	B	-	6,60	7,30	8,40	11,20	14,10			
270	B	-	-	-	8,50	11,30	14,30			
280	B	-	-	-	8,50	11,40	14,50			
290	B	-	-	-	8,60	11,50	14,70			
300	B	-	-	-	8,70	11,60	15,00			
310	B	-	-	-	8,80	11,80	15,20			
320	B	-	-	-	8,80	11,90	15,40			
330	B	-	-	-	8,90	12,00	15,60			
340	B	-	-	-	9,00	12,10	15,80			
350	B	-	-	-	9,10	12,20	16,10			
360	B	-	-	-	9,10	12,40	16,30			
370	C	-	-	-	-	12,50	16,50			
380	C	-	-	-	-	12,60	16,70			
390	C	-	-	-	-	12,70	17,00			
400	C	-	-	-	-	12,80	17,20			
410	C	-	-	-	-	13,00	17,40			
420	C	-	-	-	-	13,10	17,60			
430	C	-	-	-	-	13,20	17,80			
440	C	-	-	-	-	13,30	18,10			
450	C	-	-	-	-	13,40	18,30			
460	C	-	-	-	-	13,60	18,50			
470	C	-	-	-	-	13,70	18,70			
480	C	-	-	-	-	13,80	19,00			
490	C	-	-	-	-	13,90	19,20			
500	C	-	-	-	-	14,00	19,40			

Beispiel Preisermittlung für Schöck Bole 12-180-3

Bolzendurchmesser: 12, Bolzenhöhe: 180 mm, Bolzenanzahl: 3
 $3 \cdot 6,20 \text{ €/Bolzen} = 18,60 \text{ € je Bole}$

Hinweis:

Keine Lieferung von Einzelbolzen; eine Schöck Bole® hat min. 2 Bolzen. Preise für weitere Bolzenhöhen auf Anfrage. Schöck Bole® Typ F bis zu einer Bolzenhöhe von 400 mm lieferbar. Schöck Bole® Typ K nur in Durchmesser 20 und 25 mm und ab einer Bolzenhöhe ≥ 350 mm lieferbar.



Schöck Bole® Standard



Schöck Bole®-O



Schöck Bole®-U



Schöck Bole®-F für Fertigteilwerke



Schöck Bole®-K

