

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Durchstanzproblem bei Stahlbetonbauten bei versetzten Stützen mit Stahlpilzen

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

unter der Leitung von

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

und als verantwortlich mitwirkende Assistenten

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Gerhard Kidery, BSc

E206

Institut für Hochbau und Technologie
Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ing. Ales Hartman

0627131

Braunhubergasse 25-29, Stg.3, Top 7
A- 1110 Wien
hartmik@seznam.cz

Wien, am 10.3.2014

Unterschrift (Hartman Ales)

Danksagung

Ich möchte mich für die sehr hilfreiche Betreuung meiner Diplomarbeit bei Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Techn. Andreas Kolbitsch und Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Gerhard Kidery, BSc herzlich bedanken.

Ein großer Dank gilt meiner Verlobten, die mich durch meine In- und Auslandsstudienzeit begleitet hat. Ich möchte mich auch für die Unterstützung und das Verständnis bedanken.

Ein besonderer Dank gilt auch meinen Eltern, die mich in jeder Hinsicht während des Studiums aber auch in den Jahren davor unterstützt haben.

ABSTRACT

The main goal of this work is the description, calculation and analysis of the structural behavior of flat slabs with punching in the area of eccentric arranged interior columns with shear reinforcement in form of steel mushrooms and double head bolts under moment-shear force interaction. It will examine the behavior of moment- shear force interaction in the reinforced concrete ceiling at variable intervals of eccentric concentrated load acting. In addition, the structural behavior of interior columns with shear reinforcement will be modeled and calculated taking the momentum-shear interaction into account. The results will be summarized by several examples with different beta values in a unified calculation procedure for the eccentric punching. In the calculation the following methods are primary combined.

- With the help of theoretical considerations and simplified support models (for example truss models) supporting- and failure mechanisms are illustrated and explained qualitatively and pictorially.

- By means of a suitable linear 2D and 3D- finite- element model compared the punching positions are numerically simulated and single flat slab reinforced with steel mushrooms or double headed bolts. Thus, the structural behavior is within a shear reinforced area treated in fundamentals and analyzed in detail by numerical work.

Das Hauptziel dieser Arbeit besteht in der Beschreibung, der Berechnung sowie der Analyse des Tragverhaltens von Flachdecken beim Durchstanzen im Bereich von exzentrisch angeordneten Innenstützen mit Schubbewehrung in Form von Stahlpilzen und Doppelkopfbolzen unter Momenten-Querkraft-Interaktion. Darüber hinaus wird das Tragverhalten von Innenstützen mit Schubbewehrung unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion modelliert und berechnet. Es wird untersucht, wie sich die Momenten-Querkraft-Interaktion in der Stahlbetondecke bei variablen Abständen vom Auflagerpunkt der von oben exzentrisch wirkenden Einzellasten verhält. Die Ergebnisse werden dann an zwei Beispielen mit unterschiedlichen Beta-Werten in einem einheitlichen Bemessungsansatz für das exzentrische Durchstanzen zusammengeführt. Bei der Berechnung werden folgende Methoden kombiniert:

- Mit Hilfe theoretischer Überlegungen und vereinfachter Tragmodelle (beispielsweise Stabwerkmodelle) werden Trag- und Bruchmechanismen veranschaulicht bzw. qualitativ und bildhaft erklärt.
- Anhand eines geeigneten linearen 2D sowie eines 3D-Finite-Elemente-Vergleichsmodells werden die Durchstanzstellen numerisch simuliert und einzelne Flachdecken mit Stahlpilzen bzw. Doppelkopfbolzen bewehrt.

So wird das Tragverhalten innerhalb eines schubbewehrten Bereiches in Grundzügen behandelt und ausführlich durch numerische Berechnungen analysiert.

INHALTSVERZEICHNIS

ABSTRACT.....	3
INHALTSVERZEICHNIS.....	5
BEZEICHNUNGEN UND EINHEITEN	7
1 VORWORT/EINLEITUNG.....	10
2 EXZENTRISCHES DURCHSTANZEN: GRUNDLAGEN.....	14
2.1 geschichtliche Entwicklung der Flachdecken.....	14
2.2 Tragmechanismen und Versagensarten	16
2.2.1 Zentrisches Durchstanzen.....	17
2.2.2 Exzentrisches Durchstanzen.....	21
2.2.3 Mechanismen der Momentenübertragung.....	24
2.3 Theoretische Modelle und empirische Berechnungsansätze	29
2.3.1 Spannungsverteilungen in Schnitten	30
2.3.1.1 Lineare Schubspannungsverteilung	30
2.3.1.2 Spannungsverteilung nach der elastischen Plattentheorie.....	31
2.3.1.3 Der Momentenfaktor γ_v	33
2.3.2 Balkenanalogien	35
2.3.2.1 Hawkins, Corley (1971).....	35
2.3.2.2 Rangan, Hall (1983).....	37
2.3.2.3 Desayi, Seshadri (1997-1).....	37
2.3.3 Interaktionsansätze	40
2.3.3.1 Hanson, Hanson (1968).....	41
2.3.3.2 Stamenkovic, Chapman (1972).....	41
2.3.3.3 Herzog (1974)	43
2.3.4 Bruchflächenmodelle.....	44
2.3.5 Rundschnittmodelle.....	47
2.3.6 Stabwerkmodelle	48
2.3.6.1 Simmonds, Alexander (1987)	48
2.3.6.2 Lim, Rangan (1995)	50
2.3.6.3 Sherif (1996)	51
2.4 Bemessungsnormen	52
2.4.1 DIN 1045	53
2.4.2 Eurocode 2.....	54
2.4.3 DIN 1045-1.....	58

3	STAHLPILZE.....	61
3.1	Allgemein.....	61
3.2	Grundlagen zur Berechnung.....	67
3.3	M-Q-Interaktion bei variablem Abstand der exzentrischen Last.....	72
4	DURCHSTANZEN AN VERSETZTEN INNENSTÜTZEN MIT STAHLPILZ.....	75
4.1	Einleitung zur eigenen Berechnung.....	75
4.2	Geometrie und statisches System.....	75
4.3	Berechnungsmodelle.....	77
4.3.1	RFEM Flachdeckenmodell 3D.....	77
4.3.2	RSTAB Vergleichsmodell 2D.....	78
4.4	Belastung und Berechnete Schnittgrößen.....	78
4.5	Eingabedaten und Berechnung der β -Werte.....	80
4.5.1	Achse 2/N.....	80
4.5.2	Achse 5/N.....	82
4.6	Durchstanznachweis, Notfallbewehrung und Bewehrungsanordnung.....	84
4.6.1	Achse 2/N.....	84
4.6.2	Notfallbewehrung.....	87
4.6.3	Zusätzliche Schubbewehrung infolge zu naher Einzellast.....	87
4.6.4	Achse 5/N.....	90
4.6.5	$V_{Rd,ct}$ und Betonzugspannungen im Durchstanzbereich.....	93
4.6.6	Notfallbewehrung.....	94
4.6.7	Zusätzliche Schubbewehrung infolge zu naher Einzellast.....	95
4.7	Stahlpilzquerschnitte.....	97
4.8	Doppelkopfanker.....	102
4.8.1	Achse 2/N.....	102
4.8.2	Achse 5/N.....	104
5	ZUSAMMENFASSUNG.....	106
	LITERATURVERZEICHNIS.....	108
	BILDVERZEICHNIS.....	113
	TABELLENVERZEICHNIS.....	115
	ANHANG.....	116
	RFEM Ausdrucke.....	116
	Stahlpilz-Kennwerte.....	121
	Bewehrungsskizzen.....	123

BEZEICHNUNGEN UND EINHEITEN

Die Symbole, die hier nicht eingefügt sind, werden im Text erläutert.

Bezeichnungen:

A_c [cm ²]	Betonquerschnittsfläche
A_s [cm ²]	Bewehrungsfläche
A_{sw} [cm ²]	Fläche der Durchstanz-Schubbewehrung
b [m]	Breite
c_x [m]	Randstützen: Seitenlänge der Stütze senkrecht zum freien Plattenrand, Eckstützen: größere Seitenlänge der Stütze
c_y [m]	Randstützen: Seitenlänge der Stütze parallel zum freien Plattenrand Eckstützen: kleinere Seitenlänge der Stütze
d_c [m]	Durchmesser einer Rundstütze
d [m]	mittlere statische Höhe
d_s [m]	Stabdurchmesser (Bewehrungsstahl)
e [m]	Ausmitte
E_c [N/m ²]	Elastizitätsmodul des Betons
E_s [N/m ²]	Elastizitätsmodul des Betonstahls
f_c (f_{ck}) [N/m ²]	(charakteristische) Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{c,c}$ ($f_{ck,c}$) [N/m ²]	(charakteristische) Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ct} (f_{ctk}) [N/m ²]	(charakteristische) Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$ [N/m ²]	Spaltzugfestigkeit des Betons
$f_{ct,b}$ [N/m ²]	Biegezugfestigkeit des Betons
f_y [N/m ²]	Fließgrenze des Bewehrungsstahls
f_{yw} [N/m ²]	Fließgrenze der Schubbewehrung
f_t [N/m ²]	Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
F [N]	Kraft, Belastung
G_f [N/m]	Bruchenergie des Betons
h [m]	Plattendicke
I [m ⁴]	Trägheitsmoment 2. Ordnung
l_c [m]	Stützenlänge
l [m]	Stützweite
M [Nm]	Biegemoment

M_u [Nm]	Bruchmoment bei Biegeversagen
u [m]	Rundschnittlänge
v [N/m ²]	Schubspannung in einem Rundschnitt
γ_v [-]	Momentenfaktor bei (linearen) Schubspannungsverteilungen
V [N]	Durchstanzlast, Querkraft
V_u [N]	Bruchlast bei Durchstanzversagen
$V_{u,calc}$ [N]	rechnerische Bruchlast bei Durchstanzversagen
ε [μm/m, %]	Dehnung des Betons bzw. des Stahls
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ [μm/m, %]	Hauptdehnungen
σ [N/m ²]	Normalspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ [N/m ²]	Hauptspannungen
τ [N/m ²]	Schubspannung
β [-]	Interaktionsfaktor
β_0 [-]	Interaktionsfaktor bei Platten ohne Schubbewehrung
α [-]	Faktor zur Berücksichtigung der Stützegeometrie
δ [-]	Variationskoeffizient
κ [-]	Maßstabsfaktor
κ_a [-]	Faktor zur Beschreibung des Übergangs vom Durchstanzen zum ebenen Plattenschub
ρ_l, ρ_l' [%]	(geometrischer) Biegezug- bzw. Biegedruckbewehrungsgrad innerhalb eines Rundschnitts im Abstand 1,5d von der Stütze
μ_g [%]	(geometrischer) Bewehrungsgrad im Gurtstreifen nach DIN 1045
z [m]	Hebelarm der inneren Kräfte
ω [%]	mechanischer Bewehrungsgrad

Einheiten:

Kräfte, Lasten:	kN, MN
Längen:	mm, cm, m
Momente:	kNm
Spannungen:	MN/m ² , MPa
Winkel:	rad, Grad
Bruchenergie:	N/m

Indizes:

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

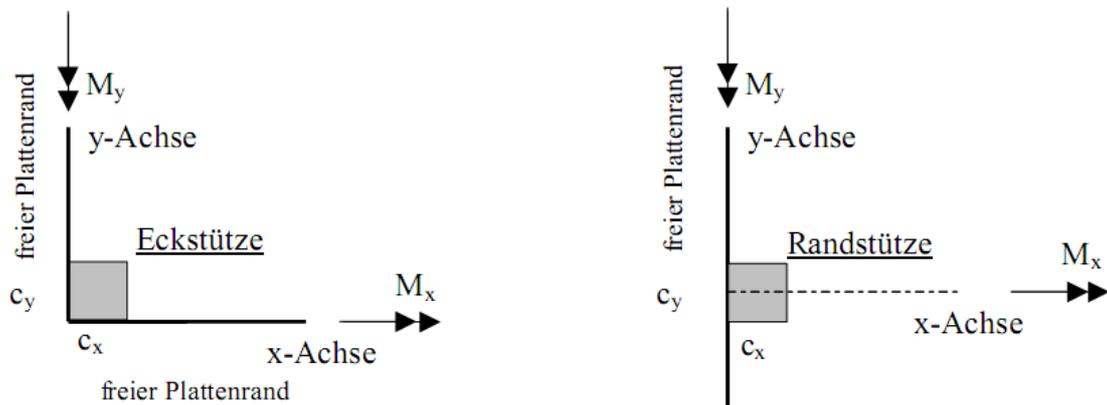


Bild 0.1: Definition der Achsen und Schrittgrößen nach Vocke [1]

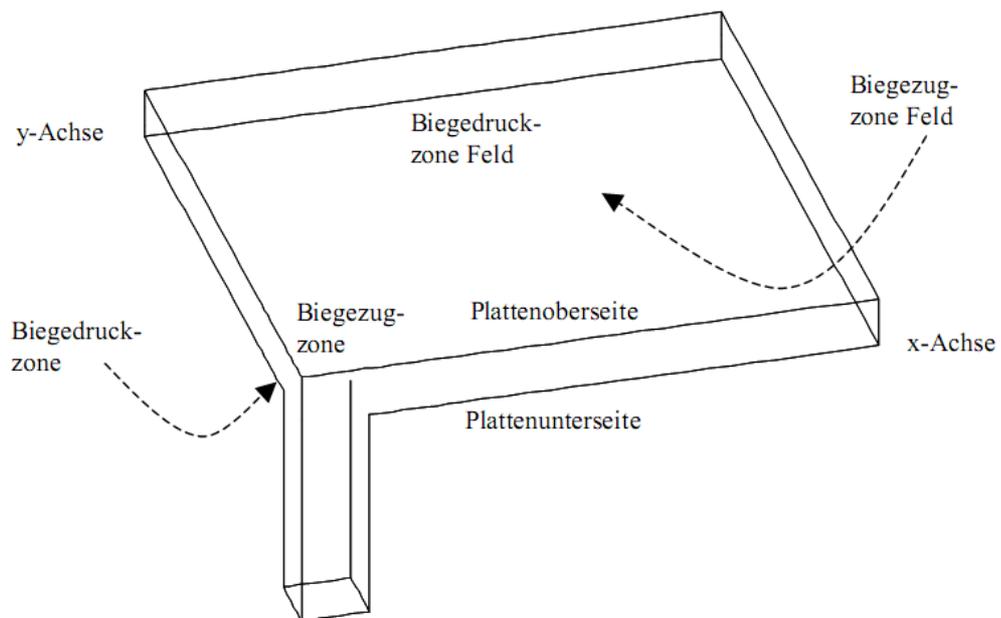


Bild 0.2: Definition der Achsen und Plattenbereiche nach [1]

1 VORWORT/EINLEITUNG

Sollen Hochbauten v.a. im Verwaltungsbau eine flexible und architektonische Raumnutzung erlauben, stellen Systeme aus Stahlbeton-Flachdecken und Stützen (punktgestützte Stahlbetonplatten) eine effiziente und wirtschaftliche Lösung dar. Die wirtschaftliche Bedeutung von Deckenkonstruktionen ist laut Schäfer [2] erheblich, da mehr als 50 % des Stahlbetons in Form von Decken eingebaut wird, was mehr als 60 % der Rohbaukosten ausmacht. Dieser Rohbaukostenanteil ist laut [72] allerdings nur bei Parkhäusern gültig, da bei Verwaltungsbauten Decken heute 40% der Rohbaukosten verursachen.

Die Stützen dieser Bauten werden häufig mit kleinen Abmessungen und aus hochfestem Beton vorgefertigt und stark bewehrt, um hohe Normalkräfte mit minimalen Querschnitten aufnehmen zu können.

Bei der Bemessung von Flachdecken ist für die Geometrie des Gesamtsystems (Stützweite, Plattendicke, etc.) neben dem Biegetragfähigkeits- und Durchbiegungsnachweis in vielen Fällen der Nachweis des Durchstanzens maßgebend.

Kennzeichnend für eine Flachdecke ist, dass die Decke direkt auf Stützen aufliegt (Bild 2.1a). Im Bereich der Stützen-Decken Verbindung entstehen bei Flachdecken hohe Momenten- und Querkraftbeanspruchungen, die sowohl ein Biegeversagen als auch ein Querkraftversagen verursachen können. Als Durchstanzen wird das lokale Querkraftversagen der Platte im Bereich von Einzellasten bzw. Stützen bezeichnet, bei dem ein kegelförmiger Bruchkörper aus der Platte herausgetrennt wird (siehe Bild 2.1b).

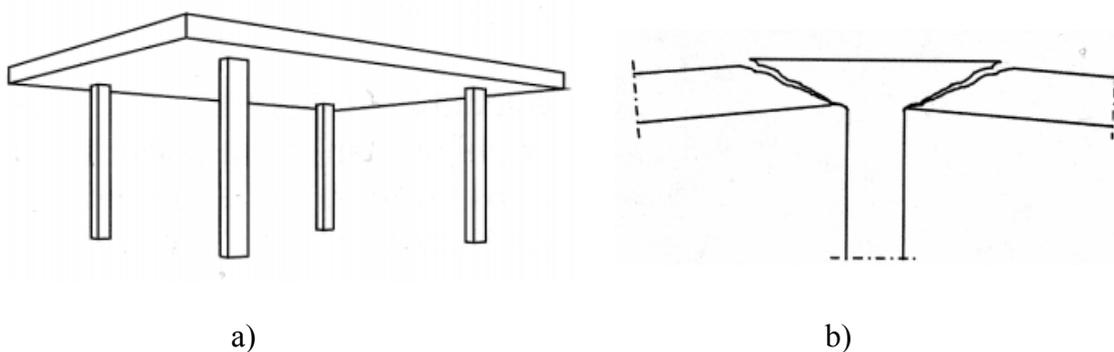


Bild 1.1: a) Flachdecke und b) Durchstanzen an einer Innenstütze nach Tuchlinks [3]

Zum zentrischen Durchstanzen im Bereich von Innenstützen liegen zahlreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen vor, sodass die bestehenden Bemessungsnormen und theoretischen Modelle die Durchstanztragfähigkeit mit angemessener Genauigkeit z.B. nach Reineck [4] beschreiben. Im Gegensatz dazu ist das Wissen für Stützen mit exzentrischer Belastung deutlich geringer. Allgemein entsteht exzentrisches Durchstanzen bei

mehreren Belastungsfällen (Bild 2.2). Der 1. Fall entsteht bei Rand- und Eckstützen, Fall 2 bei stützennahen Deckendurchbrüchen oder Aussparungen, der 3. Fall bei Stützen, wo sich kritische Rundschnitte von zwei oder mehreren Stützen überschneiden. Als 4. Fall bezeichnet man eine wirkende Einzel-, Linien- oder Flächenlast, welche die betroffene Innenstütze exzentrisch beansprucht. Da die bestehenden Normen nur gering auf den 4. Fall eingehen, wird dieser detailliert in der vorliegenden Diplomarbeit durchgerechnet und beschrieben (siehe Kapitel 4.3). Die exzentrisch wirkende Einzellast wird so groß gewählt, dass die herkömmliche Durchstanzbewehrung für die Stahlbetondecke nicht mehr ausreicht und ein spezielles Stahlverbundsystem in Form eines Stahlpilzes (siehe Kapitel 4) gewählt werden muss.

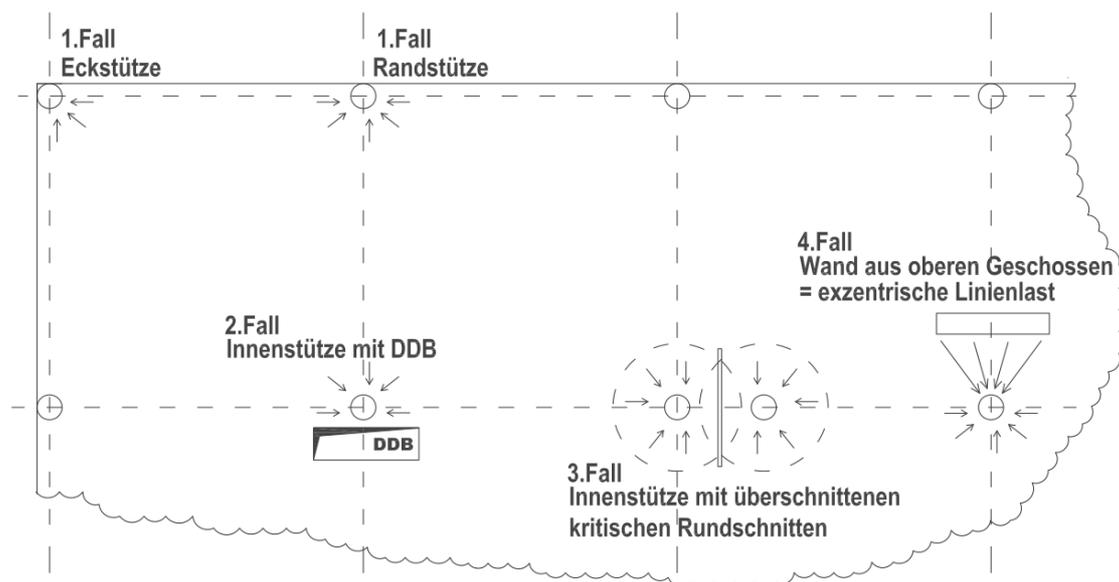


Bild 1.2: Beanspruchungsfälle für exzentrisch belastete Stützen (mögliche Durchstanzprobleme)

Das Durchstanzversagen im Bereich exzentrisch beanspruchter Innenstützen (z.B. bei einer „Abfangdecke“ über einer Tiefgarage, siehe Bild 2.3) ist durch die gleichzeitige Übertragung von Biegemomenten und Querkräften zwischen Stütze und Platte gekennzeichnet. Bild 2.3 zeigt die Lasteinleitung aus den oberen Geschossen (Stützenlast V) in die Decke, was zu einer exzentrischen Belastung der Stütze im Untergeschoss führt.

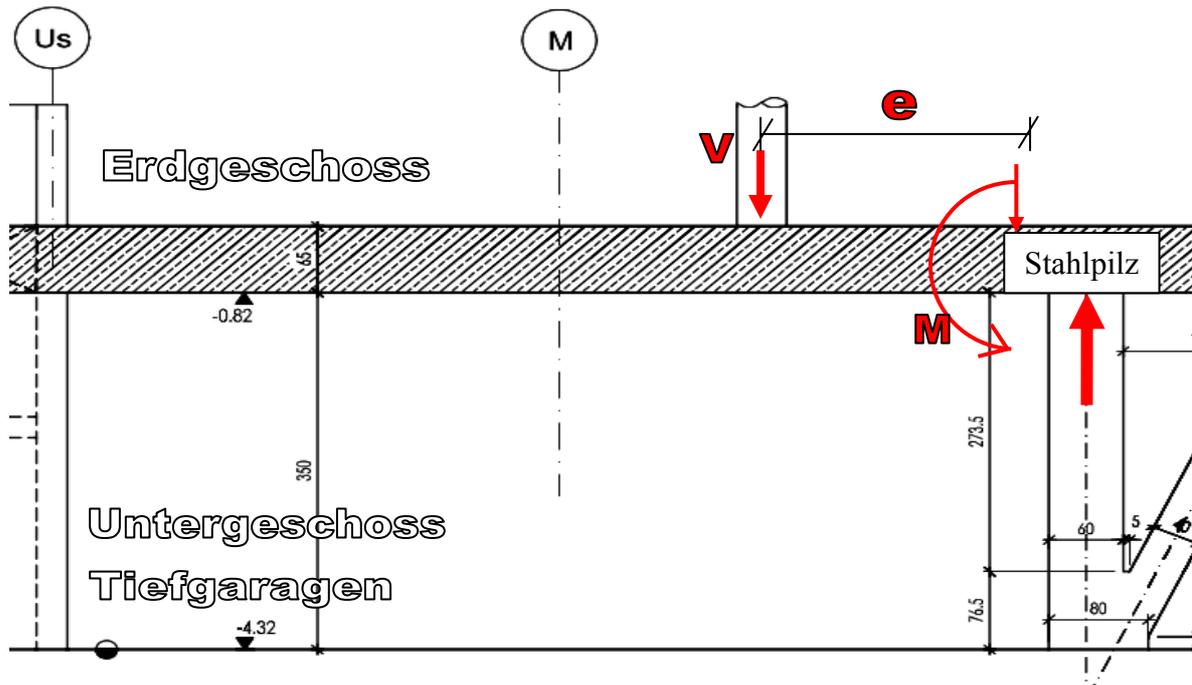


Bild 1.3: Belastungsschema einer exzentrisch beanspruchten Innenstütze mit Stahlpilz bei einer „Abfangdecke“ mit Exzentrizität $e = M/V$

Die Ausmitte oder Exzentrizität $e = M/V$ ist eine geeignete Kenngröße, mit der man den Beanspruchungszustand einer Stützendeckenverbindung definieren kann. Es handelt sich um das Verhältnis zwischen Einspannmoment M und Plattenquerkraft (Stützenkraft) V (Bild 2.3). Die Durchstanztragfähigkeit von so belasteten Flachdecken wird häufig durch Schubbewehrung wie z.B. Bügel, Doppelkopfbolzen oder Stahlpilze erhöht bzw. erreicht. Allerdings sind die Bemessungs- und Konstruktionsregeln der Schubbewehrung (z.B. Stahlpilz) bei sehr stark exzentrisch belasteten Stützen bei Flachdecken weder fundiert noch eindeutig, sodass in der Baupraxis kein einheitlicher Stand der Technik zu finden ist. Der Stützenraster wird im Hoch- und Industriebau heutzutage abhängig von der Nutzung der jeweiligen Geschoße vom Planer unterschiedlich ausgebildet, um die zur Verfügung stehende Geschoßfläche zu optimieren. Aus diesem Grunde ist der Stützenraster auf Grund der Stellplatzanordnung in Tiefgaragen in vielen Fällen nicht in allen Geschoßen einheitlich. Aus wirtschaftlichen Gründen sollen Abfangdecken über Tiefgaragen als Stahlbetonflachdecken möglichst dünn ausgeführt werden. Dadurch entsteht bei hoch belasteten versetzten Stützen, welche die vertikalen Lasten der oberen Geschoße in die Abfangdecke über der Tiefgarage einleiten, ein Durchstanzproblem im Bereich zwischen der darüberliegenden und der darunterliegenden Innenstütze. In solchen Fällen sind wegen großen Querkraften in der Flachdecke meistens nur Stahlpilze als Schubbewehrung möglich.

Die Forschung zum Tragverhalten von exzentrisch belasteten Stützen bei Flachdecken orientiert sich an experimentellen Untersuchungen und nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen. Die Forschung an Bauteilen wie Flachdecken mit wirklichkeitsgetreuen Abmessungen ist kostenintensiv und aufwendig.

Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen sind eine bedeutende Ergänzung zu experimentellen Untersuchungen und eröffnen neue Möglichkeiten, das Tragverhalten und den Prozess des Versagens beim Durchstanzen von Flachdecken zu analysieren.

2 EXZENTRISCHES DURCHSTANZEN: GRUNDLAGEN

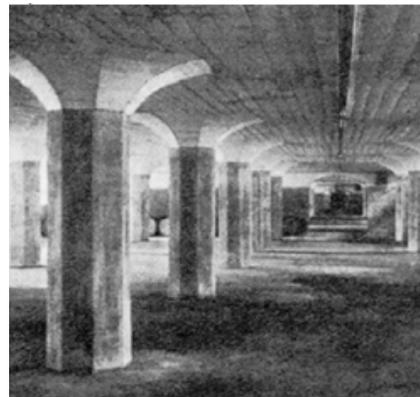
2.1 *geschichtliche Entwicklung der Flachdecken*

Für die Massivdecken wurden bis zum Beginn des 20. Jahrhunderts als Standardlösung für Hochbauten ausschließlich einachsige gespannte, sehr dünne Platten über Unterzügen in einem engen Raster ausgeführt. Bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts entstand in den USA eine punktgestützte Pilzdeckenlösung. Zur Vermeidung des hohen Schalungsaufwandes dieser Konstruktion wurde im Jahre 1906 von Ingenieur Turner mit dem Bovey Building in Minneapolis die erste unterzuglose, ausschließlich auf Stützen mit Kopfverstärkungen gelagerte Decke ausgeführt [5].

In Europa war vor allem der Schweizer Ingenieur und Bauunternehmer Robert Maillart wegweisend; unter anderem setzte er die bis heute gebräuchliche orthogonale Zweibahn-bewehrung auch für punktgestützte Platten ein und führte 1908 Belastungsversuche an einer Einfelddecke sowie an einer Neunfelddecke durch (Bild 3.1a). Seine Konstruktionsmethode wurde 1909 in der Schweiz patentiert [5]. Die erste Pilzdecke nach dem System Maillart wurde 1910 in Zürich errichtet (Bild 3.1b).



a)



b)

Bild 2.1: Flachdecken nach Maillart (1926): a) Belastungsversuche, b) Ausgeführte Pilzdecke aus dem Jahr 1910

Die Wirtschaftlichkeit seiner Konstruktion, sowie der Schutz durch Patente, ermöglichten Maillart eine Ausbreitung der Bauweise auf verschiedene europäische Länder wie Frankreich, Spanien oder Russland [7].

In Deutschland war die Ausführung von Pilz- oder Flachdecken zunächst nicht zulässig, da die ingenieurmäßigen Berechnungen von den Bauaufsichtsbehörden nicht anerkannt wurden [8]. Laut Marti [7] legten erst die Deutschen Eisenbetonbestimmungen von 1925 An-

forderungen an die Konstruktion von Flachdecken fest, was eine Berechnung der Biegemomente nach den jüngsten theoretischen Arbeiten von Lewe [9] und Marcus [10] zuließen. Die Forschungsarbeiten konzentrierten sich in dieser frühen Phase auf die Verformungen und das Biegetragverhalten von Flachdecken.

In den USA lösten Ende der 30er Jahre Flachdecken Pilzdecken weitgehend ab. In diesen Decken wurden über den Stützen Walzprofile verlegt, um ein Durchstanzen zu vermeiden.

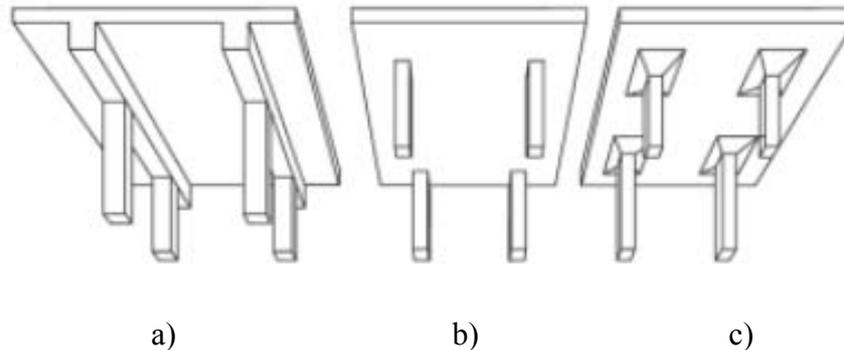


Bild 2.2: Übersichtsskizzen: a) Unterzugsdecke, b) Flachdecke, c) Pilzdecke

Nach dem zweiten Weltkrieg im Zuge des Wiederaufbaus in den 50er Jahren nahm der Einsatz von Flachdecken besonders in Deutschland sprunghaft zu.

Die Gefahr des Durchstanzens wurde nach Andrä et al. [10] zunächst durch Stützenköpfe („drop panels“) vermieden, aber erst die berühmten Arbeiten von Kinnunen, Nylander [12] befassten sich ausführlich mit der Problematik des Durchstanzens. Sie waren jedoch im wesentlichen auf Innenstützen beschränkt, da in den Randbereichen der Platte häufig Wände oder Unterzüge angeordnet wurden. Ausführlichere experimentelle und theoretische Untersuchungen zu Randstützen folgten Ende der 60er Jahre u. a. durch Beresford [13] und Hanson, Hanson [14].

In den 70er und 80er Jahren wurden schließlich zunehmend Untersuchungen zum Einsatz wirksamer Schubbewehrungen durchgeführt, wobei die 1980-1981 von Andrä patentierte Kopfbolzen-Dübelleiste [29], [30], [31] bis heute einen wesentlichen Einfluss auf die Bewehrungstechnik im Stahlbetonbau ausübt. Die bis Mitte der 80er Jahre durchgeführten Versuche und Berechnungsmodelle aus der Forschung sind in der Fachliteratur bei Kordina u. Nölting [15] zu finden, aktuelle und umfassende Darstellungen zum Durchstanzen bei Flachdecken weisen u.a. Staller [16]; Beutel [17]; Vocke [1] und Tuchlinski [3] auf.

2.2 Tragmechanismen und Versagensarten

Das im Stützbereich eintretende Querkraftversagen von punktförmig gestützten Platten (Flachdecken) oder Fundamenten bezeichnet man als Durchstanzen, bei welchem ein kegelförmiger Bruchkörper aus der Platte herausgetrennt wird (Bild 3.4a). Eigenschaften, wie Materialparameter (Betonqualität, Bewehrungsgrad etc.) und Geometrie der Verbindung zwischen Decke und Stütze (Stützenabmessungen, Plattendicke) beeinflussen die Art des Versagens und die Form des Bruchkörpers.

Eine deutliche Veränderung des Tragverhaltens tritt jedoch im Bereich von Rand- und Eckstützen bei sogenannter exzentrischer Beanspruchung auf, da zusätzlich zur Stützenkraft auch ein Stützenmoment in die Platte eingeleitet wird. Dieser Fall kann jedoch auch bei Innenstützen durch stark unterschiedliche Stützweiten, versetzte Stützenraster (Abfangdecke bei Tiefgaragen) bzw. Verkehrslastanordnungen sowie durch Horizontalbelastung bei nicht ausgesteiften Systemen entstehen. Nachfolgend werden die prinzipiellen Tragmechanismen (Bild 3.3) und unterschiedlichen Versagensarten beim zentrischen und exzentrischen Durchstanzen gegenübergestellt.

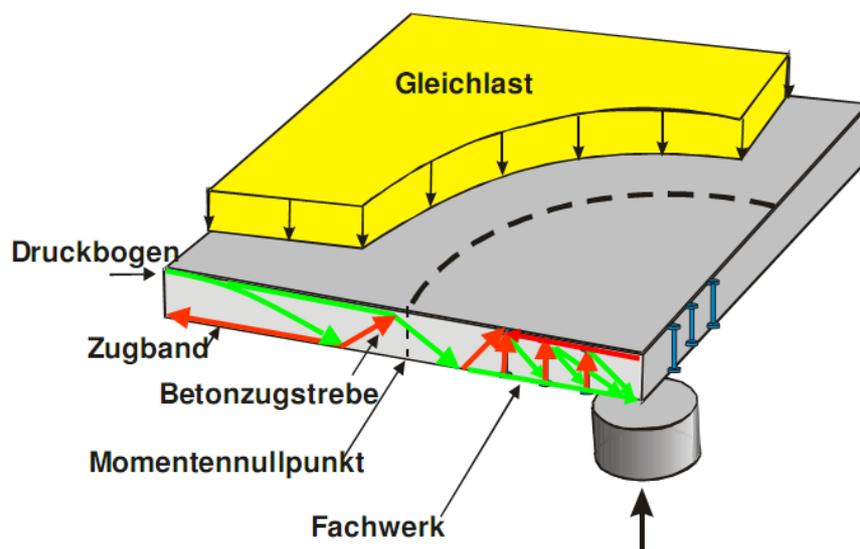


Bild 2.3: Tragmodellausschnitt bei Innenstützen laut VO 2010 Massivbau 2:Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

2.2.1 Zentrisches Durchstanzen

Das Durchstanzen von Flachdecken ist dadurch gekennzeichnet, dass in der Betondruckzone in Stützennähe ein konzentrierter Beanspruchungszustand aus radialen (auf die Stütze zulaufenden) und insbesondere auch tangentialen (ringförmigen) Betonstauchungen existiert. Aufgrund dieser mehrachsigen Druckbeanspruchung des Betons erreicht die Platte beim Durchstanzen eine höhere Schubtragfähigkeit als beim ebenen Plattenschub. Der konzentrierte Beanspruchungszustand entsteht durch die zweiachsige Krümmung der Platte im Stützbereich und ist in Bild 3.4b) anhand der Stauchungen in der Betondruckzone neben der Stütze nach Kordina, Nölting [15] dargestellt.

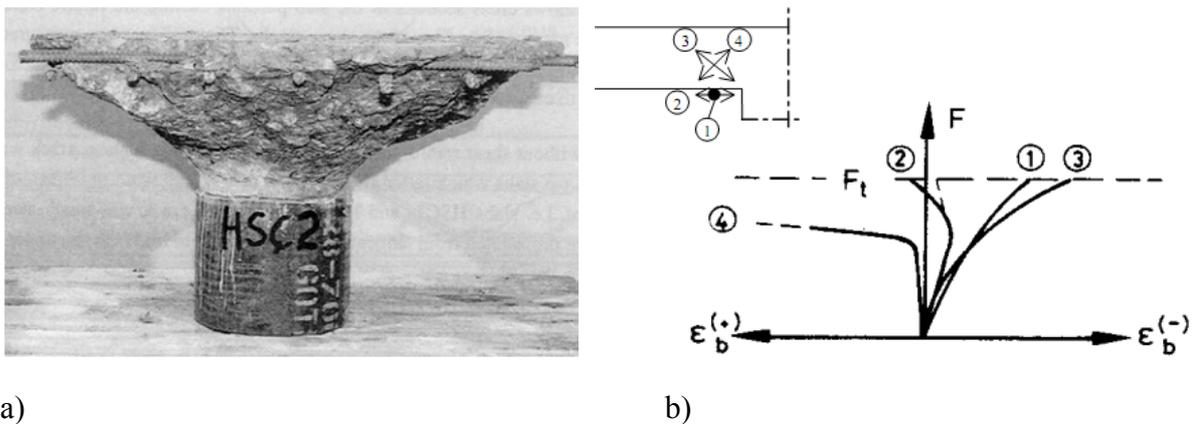


Bild 2.4: Durchstanzen: a) Kegel nach Hallgren [18], b) Stauchungen in der Betondruckzone nach Kordina, Nölting [15]

Die mehrachsige Druckbeanspruchung des Betons im Bereich der Stütze verursacht den Zuwachs der Schubtragfähigkeit. Die mehrachsige Druckzonebeanspruchung entsteht dadurch, dass in der Biegedruckzone zusätzlich zu den radialen Stauchungen (Kurve 2) ausgeprägte tangentialer Stauchungen (Kurve 1) auftreten (ringförmig um die Stütze).

Für den Bruchverlauf beim Durchstanzen von Flachdecken ist es laut Regan, Braestrup [19] charakteristisch, dass sich bereits deutlich vor Erreichen der Durchstanzlast geneigte Durchstanzrisse im Inneren der Platte bilden, die sich mit zunehmender Belastung stabil fortsetzen. Der Zusammenhang zwischen der Bildung von Biege- und Durchstanzrissen ist fraglich (Bild 3.5). Messungen der Plattendicke in Durchstanzversuchen ohne und mit Schubbewehrung (Bild 3.7a, Bild 3.7c) deuten darauf hin, dass die Bildung von Durchstanzrissen ca. ab einer 40 bis 60 prozentigen Ausnutzung der Tragfähigkeit der Stütze durch Durchstanzlastbeanspruchung beginnt (u. a. Kinnunen, Nylander [12], Kordina, Nölting [15], Eligehausen, Vocke [20]).

Das fortschreitende Wachstum der Risse (Bild 3.6) wird durch Einschnürung der Betondruckzone hervorgerufen. Versagen tritt dann auf, wenn die sich mit zunehmender Last immer instabiler ausbreitenden Risse die konzentrierte Betondruckzone durchtrennen. Beim Durchstanzen ist das Betonversagen maßgeblich. Es handelt sich um eine spröde und gefährliche Versagensart mit geringer Vorankündigungszeit (Bild 3.5b).

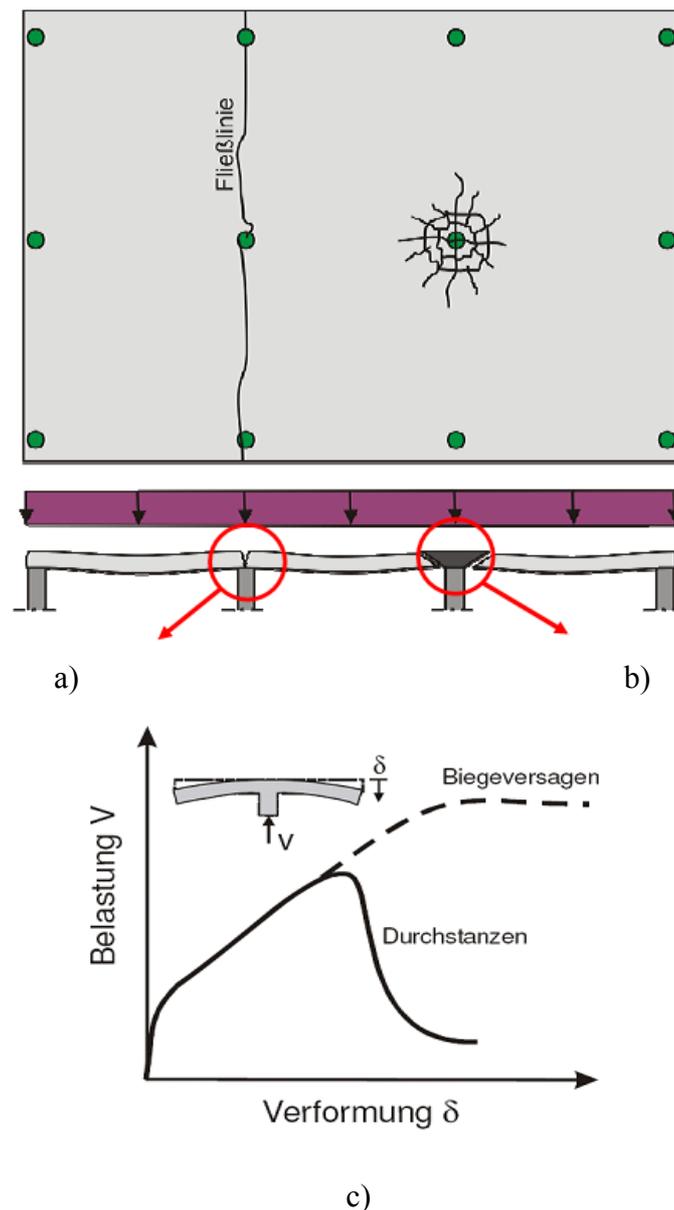


Bild 2.5: Versagensarten in der Flachdecke laut VO 2012 Halfen: Dr.-Ing. Marcus Ricker:

- a) Biegeversagen; Biegebruch (mit Vorankündigung, duktiler Versagen)
- b) Durchstanzversagen (ohne Vorankündigung, meist Kollaps der gesamten Tragstruktur)
- c) Durchstanz- und Biegeversagensgraf in einer Flachdecke

Als Versagenskriterium wurde in zahlreichen Arbeiten das Erreichen bestimmter kritischer Dehnungen in der Betondruckzone in radialer und/oder tangentialer Richtung benannt (Kinnunen, Nylander [12], Shehata [21], Broms [22], Hallgren [18]). In den letzten 20 Jahren wurde jedoch auch zunehmend auf die Größe und Verteilung der Zugspannungen im Beton und deren Einfluss auf das Versagen Rücksicht genommen (Georgopoulos [23], Menétrey [24]).

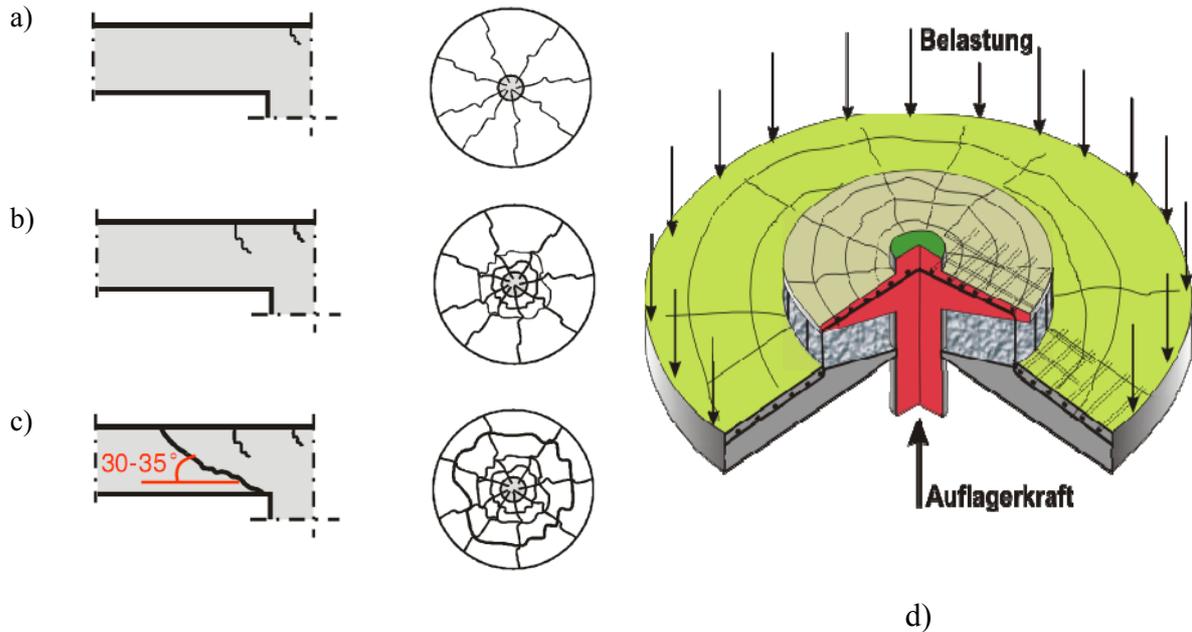


Bild 2.6: Durchstanzvorgang: Rissbilder beim Durchstanzen laut VO 2010 Massivbau 2, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

- a) sternförmig verlaufende Risse aus Biegebeanspruchung
- b) ringförmig verlaufende Risse an der Stütze
- c) unter 30-35° geneigter Schubriss
- d) kegelförmiger Bruchkörper

Um die Durchstanztragfähigkeit zu verbessern und das kurzfristige, spröde Versagen zu vermindern, werden Platten oftmals mit Schubbewehrung versehen. Dazu kann man grundsätzlich kostengünstige Bügel als Schubbewehrung einsetzen, obwohl diese laut Eli-gehansen [25] den Nachteil besitzen, dass sie sich in dünnen Bauteilen wie etwa Flachdecken aufgrund ihres relativ großen Verankerungsschlupfes der Lastaufnahme entziehen. Höhere Tragfähigkeiten können mit bauaufsichtlich zugelassenen Dübelleisten [26], Doppelkopfbolzen [27] oder Stahlpilzen nach DIN 1045-1 [28] erreicht werden. Das Durchstanzrissbild innerhalb eines mit Doppelkopfbolzen bewehrten Bereiches ist in Bild 3.7a)

anhand eines Sägeschnittes dargestellt. Man erkennt eine Reihe geneigter Durchstanzrisse, die durch die Doppelkopfbolzen zusammengehalten werden. Dieses Tragverhalten kann nach Andrä [31] und Eligehausen et al. [25] mit Hilfe eines räumlichen Fachwerkmodells erklärt werden (Bild 3.3), in welchem die zwischen den geneigten Durchstanzrisse verlaufenden Betondruckstreben durch die vertikale Durchstanzbewehrung (Bügel, Doppelkopfbolzen, Dübelleisten) „hochgehängt“ und in die Stütze weitergeleitet werden. Neueste Untersuchungen zum zentrischen Durchstanzen von Flachdecken mit Schubbewehrung sind bei Beutel [17] oder Piel [33] zu finden.

Wie Bild 3.7b) zeigt, kann das Versagen bei Platten mit Schubbewehrung auch außerhalb des schubbewehrten Bereiches auftreten. Dabei ist zu beachten, dass die günstig wirkende mehrachsige Druckbeanspruchung der Betondruckzone (vgl. Bild 3.4b) mit wachsendem Abstand von der Stütze nachlässt, sodass ein Übergang des Tragverhaltens vom Durchstanzen zum ebenen Plattenschub stattfindet [25].

Zur Berücksichtigung dieses Übergangs wurde von Eligehausen, Vocke [34] eine neue Bemessungsgleichung für den Nachweis außerhalb des schubbewehrten Bereiches vorgeschlagen, die in die bauaufsichtlichen Zulassungen für Dübelleisten [26] und Doppelkopfbolzen [27] sowie in modifizierter Form in die neue DIN 1045-1 (Stahlpilz) aufgenommen wurde.

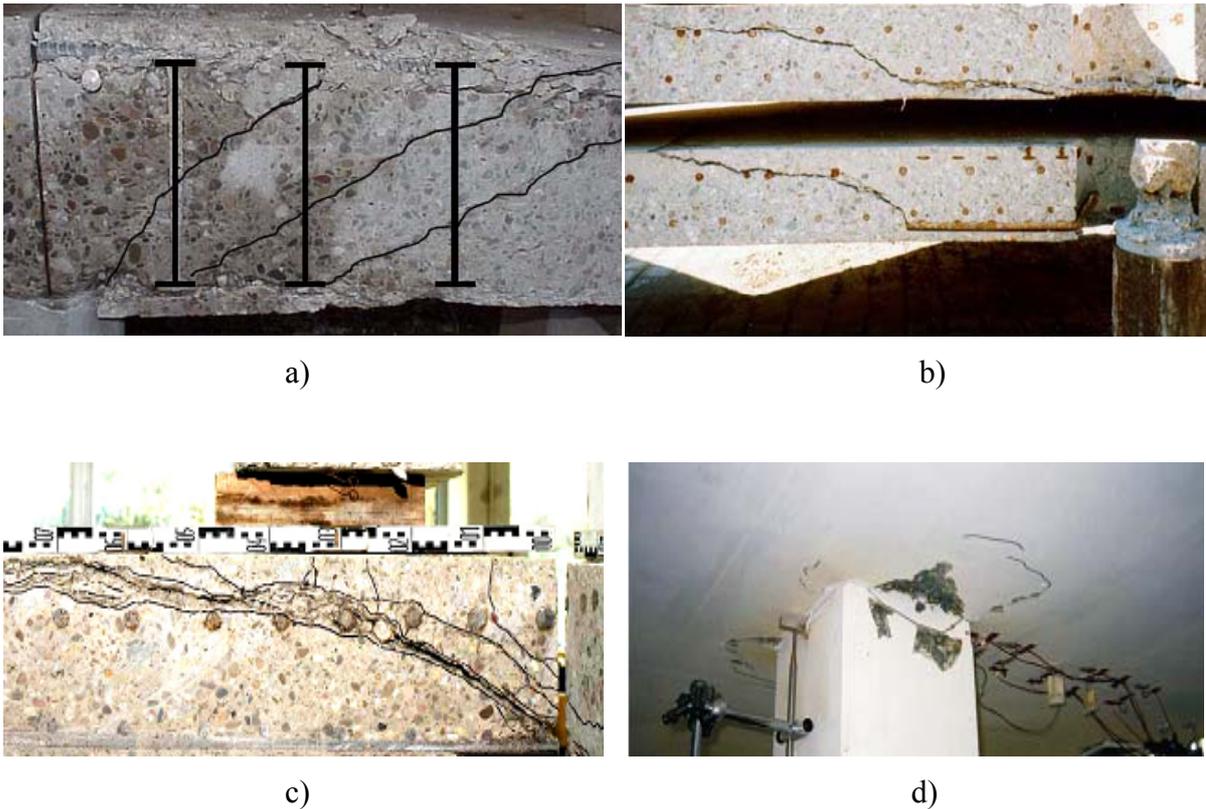


Bild 2.7: Versagensarten beim Durchstanzen mit Schubbewehrung laut VO 2012 Halfen, Dr.-Ing. Marcus Ricker:

- a) Innerhalb des schubbewehrten Bereiches nach Eligehausen, Vocke [20]
- b) außerhalb des schubbewehrten Bereiches nach Eligehausen et al. [25]
- c) ohne Durchstanzbewehrung
- d) Maximaltragfähigkeit überschritten (Versagen der Lasteinleitungszone)

2.2.2 Exzentrisches Durchstanzen

Bei einem Stützen-Decken Anschluss und der dazugehörigen Beurteilung der Tragwirkung ist es von entscheidender Bedeutung, ob das durchlaufende Stützmoment bei Innenstützen keine zusätzlichen Schnittgrößen in der Stütze hervorruft oder ob das so genannte „unbalanced Moment“ (= Einspannmoment der Platte in die Stütze) eingeleitet werden muss. Zwei Ursachen bewirken das unterschiedliche Tragverhalten von rotationssymmetrisch beanspruchten Innenstützen oder Eck- bzw. Randstützen:

Im rotationssymmetrischen Fall werden bei den Innenstützen keine Biegemomente zwischen Stütze und Platte übertragen. Im Gegensatz dazu zeigt der idealisierte Momentenverlauf in einer Flachdecke gemäß Bild 3.8, dass bei Randstützen infolge der Verträglichkeitsbedingungen ein Stützeinspannmoment mit der Achse parallel zum freien Platten-

rand entsteht. Bei Eck- und Randstützen wiederum entsteht keine Reduktion der für das zentrische Durchstanzen charakteristischen tangentialen Stauchungen in der Betondruckzone hin zum freien Plattenrand.

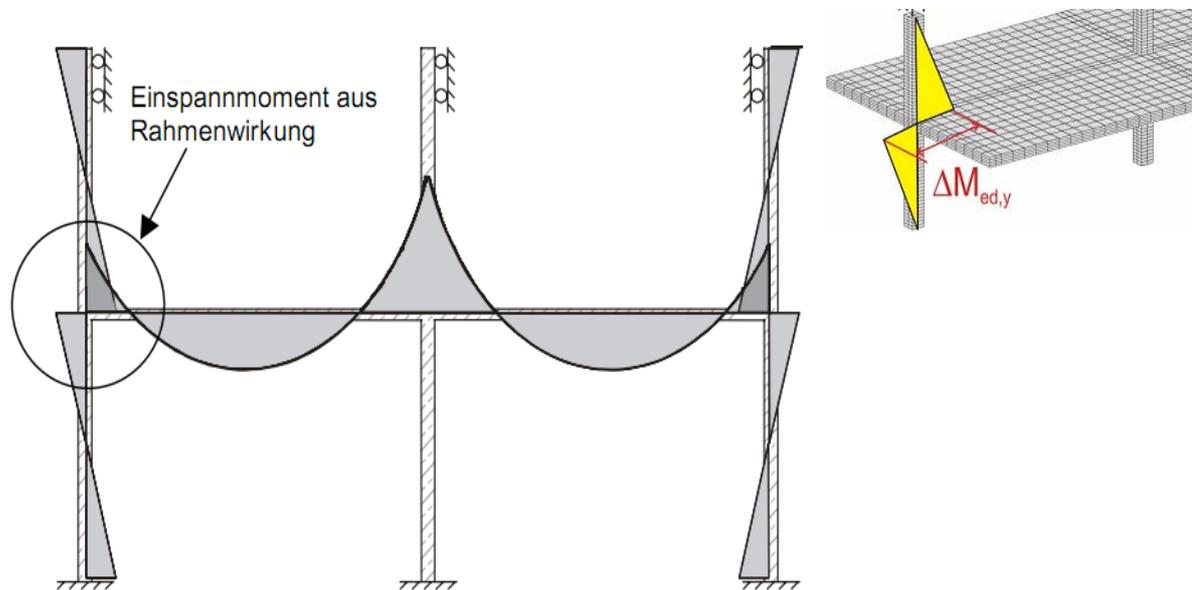


Bild 2.8: Idealisierter Momentenverlauf in einer Flachdecke und Einspannmoment $\Delta M_{ed,y}$

Rund um die Achse, die senkrecht zum freien Plattenrand verläuft, kann bei ungleichmäßigen Stützweiten oder Verkehrslastanordnungen auch ein weiteres Einspannmoment hinzukommen. Eckstützen sind dadurch charakterisiert, dass immer zwei Einspannmomente mit Achsen parallel zu den beiden freien Plattenrändern auftreten. Die Höhe der Stützeinspannmomente hängt in horizontal ausgesteiften Flachdeckensystemen primär von dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Stütze und Decke, und in weiterer Folge auch von Verkehrslaststellungen und Stützweiten ab. Bei horizontal nicht ausgesteiften Flachdeckensystemen treten markant höhere Einspannmomente auf, da die Stützen zur Aufnahme der horizontalen Belastungen (Wind, Erdbeben, etc.) dienen. In diesem Zusammenhang entstehen Einspannmomente auch aus Gründen des Gleichgewichtes und nicht nur aufgrund von Verträglichkeitsbedingungen.

Die Ausmitte oder Exzentrizität $e = M/V$ ist eine geeignete Kenngröße, mit welcher man den Beanspruchungszustand einer Stützendeckenverbindung definieren kann. Es handelt sich um das Verhältnis zwischen Einspannmoment M und Plattenquerkraft (Stützenkraft) V (Bild 2.2). Mit Hilfe der Auflagersbreite (z.B. Stütze) c kann man die unterschiedlichen

geometrischen Bedingungen vergleichen, indem man die Ausmitte e auf die Breite des Auflagers c senkrecht zur Achse des Anschlussmomentes bezieht.

Der Wert der bezogenen Ausmitte e/c hat deutlichen Einfluss auf die Tragwirkung, da durch die Momentenübertragung in der Decke zusätzliche Schubbeanspruchungen entstehen, die sich mit jenen, die infolge der Querkraft resultieren, in der Decke überlagern. Aufgrund dieser Momenten-Querkraft-Interaktion stellen sich in Abhängigkeit von der Höhe der Ausmitte unterschiedliche Versagenswirkungen ein. Nach Pöllet [35] und Kordina, Nölting [15] können daher in Abhängigkeit von der bezogenen Ausmitte e/c drei Bereiche unterschieden werden, deren typische Bruchbilder für eine Randstütze dargestellt sind (Bild 3.9).

Laut Vocke [1] wurde definiert, dass *„bei geringen bezogenen Ausmitten $0 \leq e/c < 0,5$ die Haupttragrichtung infolge der Durchlaufwirkung parallel zum freien Plattenrand verläuft, während senkrecht zum freien Plattenrand nur kleine Querkräfte und Momente übertragen werden. Daher tritt ein Schubversagen auf (Bild 3.9a), welches sich zuerst an den Stützenseitenflächen anmeldet, während an der Stützeninnenfläche erst später Beschädigungen stattfinden. Mit ansteigend bezogener Ausmitte wird die Tragrichtung senkrecht zum freien Plattenrand zunehmend aktiviert. Die Verdrehung der Stütze gegenüber der Platte um die Achse parallel zum freien Plattenrand lässt in der Platte zusätzliche Beanspruchungen entstehen, die in Bild 3.13 (Abschnitt 3.2.3) vereinfacht durch eine lineare Schubspannungsverteilung nach Di Stasio, Van Buren [36] dargestellt sind. Daraus resultieren insbesondere an der Stützeninnenfläche zusätzliche Schubspannungen, die sich mit denjenigen aus der Querkraft überlagern. Demgegenüber wird der freie Plattenrand durch die Momentenübertragung entlastet, da sich die Schubspannungen aus Biegung und Schub ganz oder teilweise kompensieren. Darüber hinaus entstehen an den Stützenseitenflächen horizontale Schubspannungen, da dort Torsionsmomente zwischen Stütze und Platte übertragen werden. Die Veränderung des Spannungszustandes führt dazu, dass das Schubversagen seinen Ursprung nicht mehr an den Stützenseitenflächen, sondern an der Stützenfrontfläche hat, wo sich Schubspannungen infolge von Querkraft und Momentenübertragung ungünstig überlagern. Der Schubriss pflanzt sich zu den freien Plattenrändern hin fort, bis sich ein gleichmäßig umlaufender Bruchkegel gebildet hat, der demjenigen des zentrischen Durchstanzens nahe kommt (Bild 3.9b). Diese Versagensart tritt etwa bei Ausmitten im Bereich $0,5 \leq e/c < 1,4$ ein und wird als Schubtorsionsbruch bezeichnet“*.

Laut Vocke [1]: *„Nimmt die bezogene Ausmitte weiter zu, werden die Momentenübertragung bzw. die Schubbeanspruchungen am freien Plattenrand infolge der Momentenüber-*

tragung maßgeblich. Das Versagen wird durch die Bildung von Torsionsrissen am freien Plattenrand eingeleitet, deren Neigung etwa senkrecht zu derjenigen bei Schubrissen ist (Bild 3.9c) und die sich zum Platteninneren hin fortpflanzen. Das Versagen ist meist mit einem Fließen der Anschluss- und Biegebewehrung sowie großen Verformungen verbunden. Diese Versagensart tritt etwa bei Ausmitten $e/c > 1,4$ ein und wird als Biegetorsionsbruch bezeichnet“.

Alle oben angegebenen Bereichsgrenzen für e/c gelten besonders für mittlere Bewehrungsgrade bei Randstützen. Der Bewehrungsgrad beeinflusst den Übergang zwischen den Versagensarten maßgebend, da hohe Bewehrungsgrade einen frühzeitigen Biegetorsionsbruch zunehmend ausschließen. Neben einer Veränderung der Versagensart ist mit zunehmender Ausmitte der Beanspruchung eine deutliche Veränderung der Durchstanztragfähigkeit zu verzeichnen. 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. Mit zunehmender Ausmitte der Beanspruchung ändert sich nicht nur die Versagensart, sondern es kommt auch zu einer deutlichen Veränderung der Durchstanztragfähigkeit.

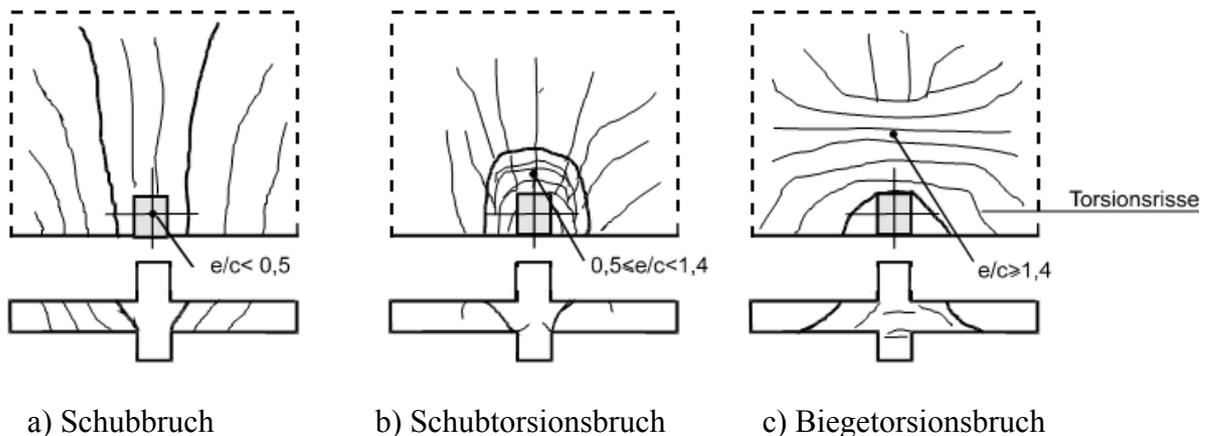


Bild 2.9: Bruchbilder einer Randstütze nach Kordina, Nölting [15]

2.2.3 Mechanismen der Momentenübertragung

Bei den Innenstützen, die rotationssymmetrisch belastet sind, sowie bei Eck- und Randstützen, die zentrisch belastet sind, wird eine Auflagerkraft von der Stütze in die Decke eingeleitet, die in der Decke durch Querkräfte weitergeleitet wird. Bei biegesteif angeschlossenen Eck- und Randstützen werden zusätzlich Biegemomente zwischen Decke und

Stütze übertragen. Die Weiterleitung eines Stützeinspannmomentes M um eine Achse, parallel zum freien Plattenrand in der Decke im Randstützenbereich, wird durch zwei Tragwirkungen realisiert:

- Die Decke wird auf Biegung und Querkraft im Bereich der Stützenfrontfläche beansprucht (Balkenwirkungsanalogie siehe Bild 3.10).
- Die Decke wird auf Torsion im Bereich der Stützensseitenflächen beansprucht.

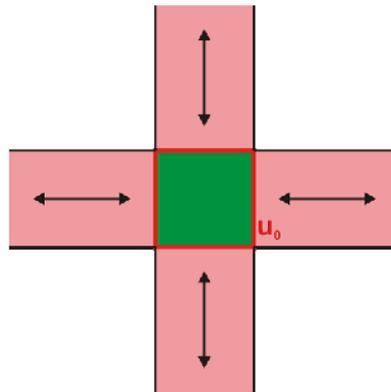


Bild 2.10: Analogie Balken bei Innenstützen laut VO 2012 Halfen: Dr.-Ing. Marcus Ricker

Zum genaueren Verständnis dieser Tragwirkung ist eine Randstütze dargestellt, die an ihrer Seitenfläche durch Schlitze von der Decke getrennt ist (Bild 3.11a). Dort wird das Stützenkopfmoment durch Biegung der Decke an der Stützenfrontfläche übertragen. Im zweiten Fall ist die Randstütze an ihrer Frontfläche durch einen Schlitz von der Decke getrennt, so dass das gesamte Einspannmoment durch die Torsion in der Decke weitergeleitet wird (Bild 3.11b). Diese Mechanismen zur Übertragung des Einspannmomentes treten in analoger Weise auch bei Eckstützen auf. Die Weiterleitung des Einspannmomentes einer Eckstütze wird durch Torsionsmomente in der Decke dargestellt (Bild 3.11c).

Maßgebende Einflussgrößen für die Aufteilung des Einspannmomentes in Biege- und Torsionsmomente in der Decke sind beispielsweise die Dimensionen der Stütze (Seitenlängenverhältnis, absolute Größe der Auflagerfläche), die Deckendicke, die Bewehrungsführung (Lagen) und das Momenten-Querkraft-Verhältnis. Diese Einflussgrößen sind vor allem von den Steifigkeitsverhältnissen abhängig.

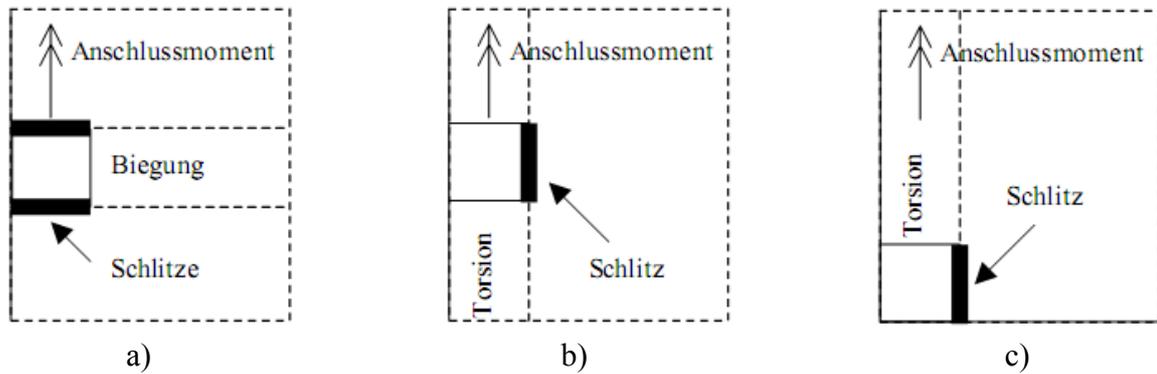


Bild 2.11: Übertragung des Anschlussmomentes nach Vocke [1]: a) reine Biegung bei Randstützen, b) reine Torsion bei Randstützen, c) reine Torsion bei Eckstützen

Laut Vocke [1]: „Diese Mechanismen zur Weiterleitung des Stützenmomentes erzeugen Beanspruchungen in der Platte, die sich mit denjenigen überlagern, die infolge der Stützenkraft bzw. der Plattenquerkraft entstehen. Insbesondere entstehen in der Platte infolge des Anschlussmomentes vertikale und horizontale Schubbeanspruchungen, deren Verteilung vereinfacht in Bild 3.12, und in Bild 3.13 in einem vertikalen Schnitt um eine Randstütze dargestellt ist. Bild 3.13a zeigt die Verteilung der vertikalen Schubspannungen, die vereinfacht gesagt an den Stützenseitenflächen linear verteilt und an der Stützenfrontfläche konstant sind. Darüber hinaus treten an den Stützenseitenflächen horizontale Schubspannungen auf (Bild 3.13b), die gemeinsam mit den linear verteilten vertikalen Schubspannungen den Torsionsmechanismus ergeben. Die Superposition der vertikalen Schubspannungen infolge eines Stützenmomentes nach Bild 3.13 mit den Schubspannungen infolge der Stützenkraft führt dazu, dass die maximale Schubbeanspruchung der Platte nicht nur von der Stützenkraft, sondern auch vom Stützenmoment abhängig ist. Bild 3.14, Bild 3.15 und Bild 3.16 veranschaulichen eine idealisierte lineare Schubspannungsverteilung infolge der Querkraft- und Momentübertragung. Man erkennt, dass die maximalen Schubspannungen bei Randstützen an der Stützenfrontfläche (Bild 3.16a) und bei Eckstützen an der inneren Stützenkante (Bild 3.16b) auftreten. Die Neigung der Spannungsverteilung wird umso steiler, je größer die Momentenbeanspruchung ist. Insgesamt ergibt sich aus den Spannungsspitzen, dass die maximal aufnehmbare Stützenkraft mit zunehmendem Stützenanschlussmoment abnimmt“.

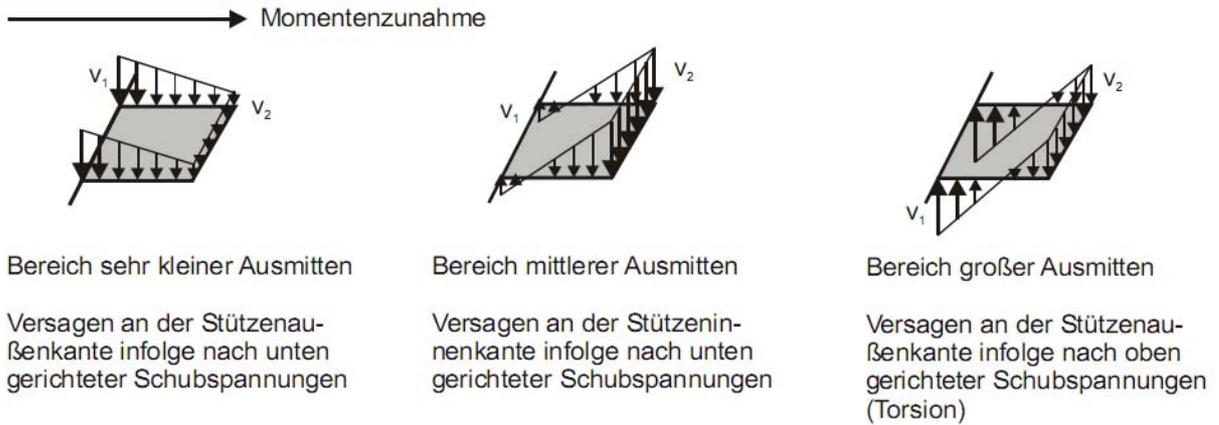


Bild 2.12: Verteilung der Schubspannungen in Abhängigkeit von der Momentenbeanspruchung nach Tuchlinski [3]

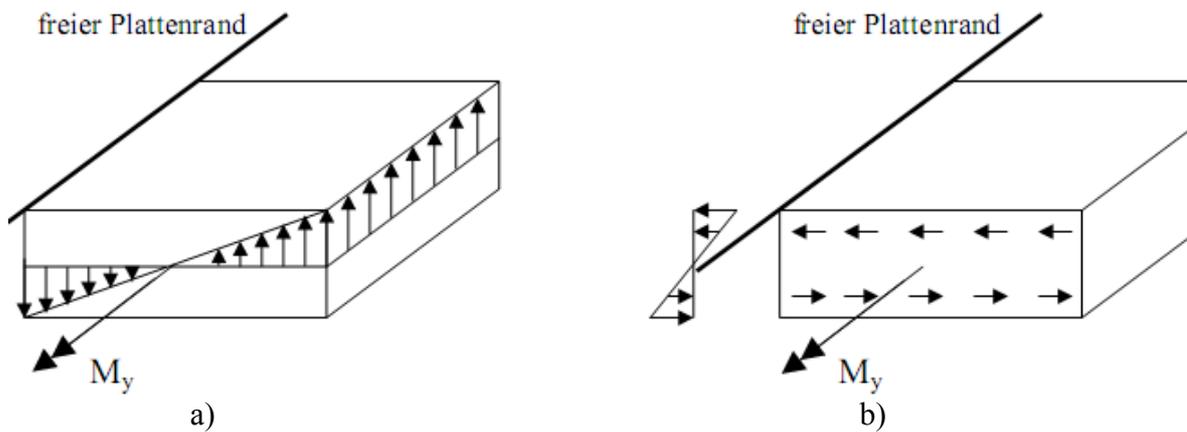


Bild 2.13: Schubspannungen infolge Momentenübertragung in einem vertikalen Schnitt nach Vocke [1]: a) vertikale Schubspannungen, b) horizontale Schubspannungen

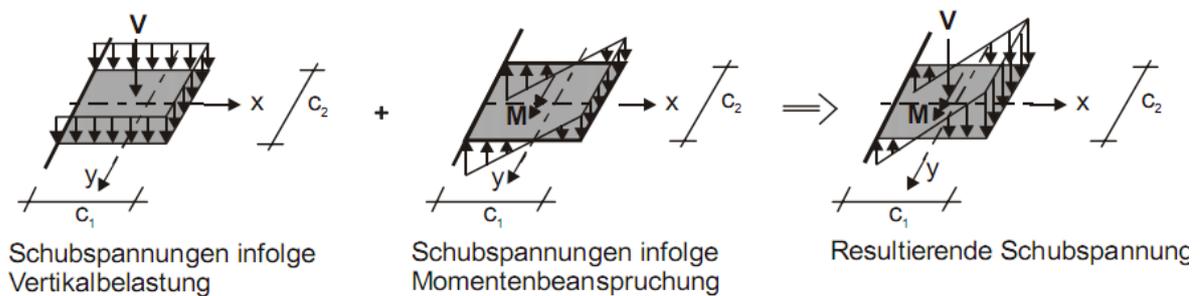


Bild 2.14: Ansatz einer linearen Schubspannungsverteilung bei Randstützen nach Tuchlinski [3]

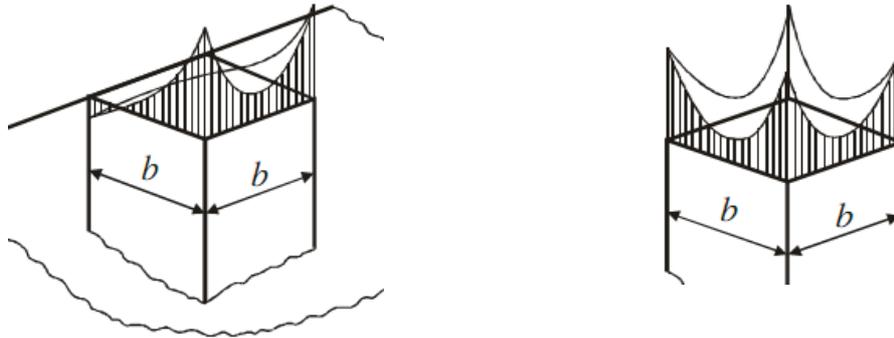


Bild 2.15: Resultierende Schubspannungen an Rand- und Innenstütze bei Moment-Querkraft Interaktion laut VO 2010 Massivbau 2:Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

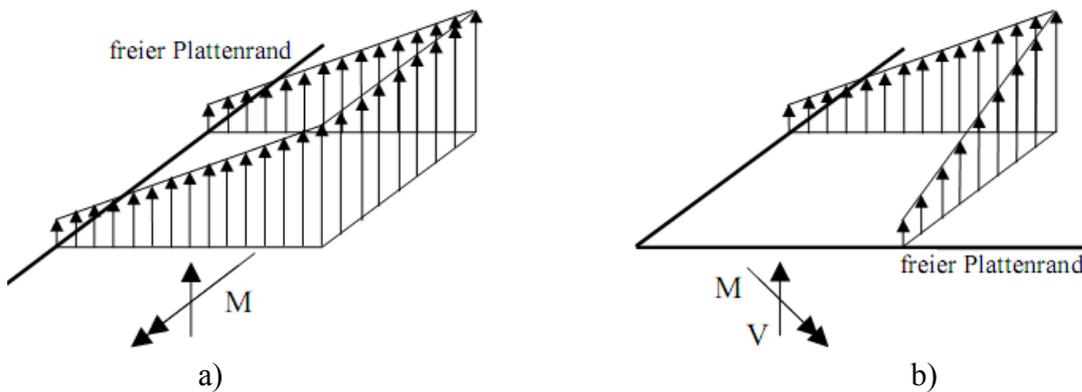


Bild 2.16: Idealierte Schubspannungsverteilung infolge Querkraft- und Momenten-Übertragung nach Vocke [1]: a) Randstütze, b) Eckstütze

Laut Tuchlinks [3]: „In den normativen Regelungen von DIN 1045 (7/88), DIN1045-1 [28], EC 2 [37] und der Neufassung von EC2 [38] wird die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit im Durchstanzbereich von Rand- und Eckstützen unabhängig von der Größe des einwirkenden Momentes über pauschale Faktoren oder verkleinerte Rundschnitte berücksichtigt. Model Code 90 [39] und ACI 318 [40] berücksichtigen hingegen die Größe des zu übertragenden Momentes“.

2.3 Theoretische Modelle und empirische Berechnungsansätze

Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Randstützen gehen die meisten theoretischen Modelle von einer Interaktion zwischen Querkraft und Moment aus, was bedeutet dass durch das einwirkende Moment die Tragfähigkeit einer Randstützen- Decken Verbindung maßgeblich beeinflusst wird. Seit Anfang der 60er Jahre wurden viele theoretische Modelle und Berechnungsansätze für das zentrische Durchstanzen sowie einige wenige für das Durchstanzen im Bereich von Eck- und Randstützen publiziert. Eine Zusammenfassung wichtiger Modelle zum zentrischen Durchstanzen wurde unter Mitwirkung des Autors Reineck [4] im fib-Bulletin „Punching“ veröffentlicht. Aus dem Nachweiskonzept von DIN 1045-1 resultierend, schaffte Vocke [1] einen Bemessungsansatz für das Durchstanzen im Bereich von Eck- und Randstützen. Der Durchstanznachweis besitzt dieselbe Rundschnittführung und Grundform wie der Nachweis nach DIN 1045-1, nimmt jedoch zusätzlich noch Rücksicht auf die bezogene Ausmitte e/c , die Stützengeometrie c_x/c_y , die bezogene Länge des schubbewehrten Bereiches l_s/d , sowie das charakteristische Tragniveau von Eck- und Randstützen. Die theoretischen Modelle zum exzentrischen Durchstanzen unterscheiden sich teilweise erheblich in ihren Grundannahmen und Schlussfolgerungen. Eine übersichtliche Zusammenfassung wurde von Braestrup, M.W. [74] verfasst. Es wird in der Tab.3.1 versucht, diese chronologisch sinnvoll in geeignete Kategorien einzuteilen (Grenzen zwischen den Kategorien überschneiden sich teilweise).

Tabelle 2.1: Übersicht theoretischer Modelle zum exzentrischen Durchstanzen

Kategorie:	Modell von:
Lineare Schubspannungsverteilung	Di Stasio, Van Buren (1960), Moe (1961) Dragosavic, van den Beukel (1974), Van den Beukel (1975)
Balkenanalogien	Hawkins, Corley (1971), Ingvarsson (1977) Rangan, Hall (1983), Luo, Durrani (1995) Desayi, Seshadri (1997-1)
Elastische Plattentheorie	Mast (1970)
Interaktionsansätze	Hanson N.W, Hanson J.M. (1968) Stamenkovic, Chapman (1974), Herzog (1974) Siao (1994)
Bruchflächenmodelle	Zaghlool (1971), Narui (1977), Pöllet (1983)
Rundschnittmodelle	Regan (1981)
Empirische Ansätze	Narasimhan (1971)
Plastizitätstheorie	Brändli (1984)
Stabwerkmodelle	Alexander, Simmonds (1987), Lim, Rangan (1995), Sherif (1996)

Die wichtigsten Kategorien sowie die charakteristischen Eigenschaften werden im nachfolgenden Text jeweils anhand mindestens eines theoretischen Modells vorgestellt.

2.3.1 Spannungsverteilungen in Schnitten

Bei Modellen der Kategorie Spannungsverteilungen in Schnitten wird die maximale Schubspannung in einem kritischen Schnitt um die Stütze gerechnet. Es wird jedoch keine gleichmäßig verteilte Schubspannung angesetzt, wie bei Rundschnittmodellen, sondern die Schubspannungsverteilung infolge der Momenten-Querkraft-Interaktion wird näherungsweise ermittelt. Auf nicht konstanten Spannungsverteilungen basieren auch die Bemessungsnormen ACI 318-99 und Model Code 90.

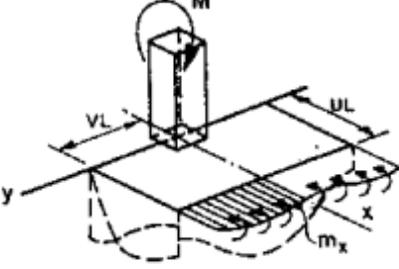
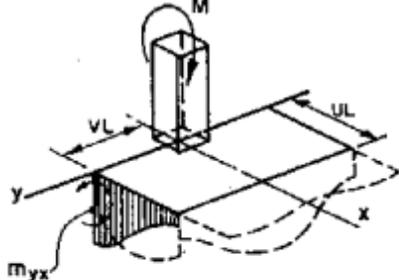
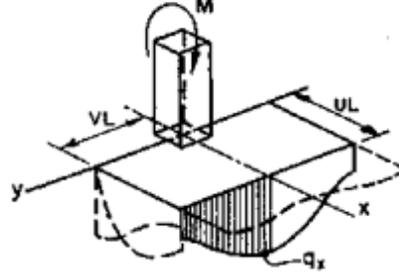
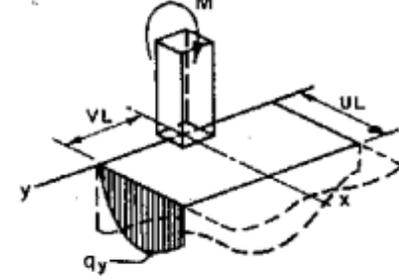
2.3.1.1 Lineare Schubspannungsverteilung

Empirische Berechnungsansätze wurden zunächst in den USA von Di Stasio, Van Buren [36] entworfen, später wurden die Ansätze mit einer linearen Verteilung der Schubspannungen in einem Rundschnitt um die Stütze von Hanson, Hanson [14] weiter erforscht. Die Annahmen und Resultate dieser Forschungsarbeiten sind noch heute wichtige Anhaltspunkte für den Durchstanznachweis in der Berechnungsnorm ACI 318-99 [40]. Die einwirkende Schubspannung wird bei diesen Ansätzen detailliert festgelegt. Auf der Widerstandsseite der Stütze-Platte Verbindung ist nur die Betondruckfestigkeit ein entscheidendes Kriterium.

Später wurden auch in Europa die Ansätze einer linearen Schubspannungsverteilung vor allem von Dragosavic, und Van den Beukel [41], [42], [43] aufgenommen und erweitert. Der größte Unterschied des Modells von Van den Beukel [42] im Vergleich zu anderen Modellen besteht darin, dass der Momentenfaktor γ_v (vgl. Kapitel 3.3.1.3 Der Momentenfaktor γ_v) mithilfe der Spannungsverteilung nach der elastischen Plattentheorie nach Mast [44], [45] deduziert wurde. Auch bei Van den Beukel [42], [43] wird die Widerstandsseite nur durch die Spaltzugfestigkeit des Betons bestimmt, was bedeutet, dass in erster Linie der Bewehrungsgrad bei einer ausführlichen Ermittlung der einwirkenden Schubspannungen nicht berücksichtigt wird.

2.3.1.2 Spannungsverteilung nach der elastischen Plattentheorie

Im Bereich von Innen- und Randstützen unter reinem Anschlussmoment hat Mast [44], [45] mit Hilfe der elastischen Plattentheorie die Schubspannungsverteilung definiert. Die Skizzen mit zuständigen Formeln für die Schubspannungsverteilungen sind in Bild 3.17a) veranschaulicht und es wurde für ein Berechnungsbeispiel einer linearen Schubspannungsverteilung entsprechend der Norm ACI 318 konzipiert (Bild 3.17b).

<p>(a)</p> 	$\int_0^{VL} m_x dy = \frac{M}{\pi} \left\{ \arctan \left(\frac{V}{U} \right) - \frac{1}{2} \frac{UV}{U^2 + V^2} \right\}$
<p>(b)</p> 	$\int_0^{UL} m_{yx} dx = M \frac{\pi}{4} \left\{ \left[\frac{2}{\pi^2} + \frac{V^2}{2} \right] \frac{UV}{U^2 + V^2} - \frac{V^2}{2} \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$ <p>Approximation:</p> $\int_0^{UL} m_{yx} dx = \frac{M}{2\pi} \frac{UV}{U^2 + V^2}$
<p>(c)</p> 	$\int_0^{VL} q_x dy = \frac{M}{L} \frac{\pi}{16} \left\{ V \frac{U^2 - (4/\pi)^2}{U^2 + V^2} - U \arctan \left(\frac{V}{U} \right) \right\}$ <p>Approximation:</p> $\int_0^{VL} q_x dy = - \frac{M}{L} \frac{1}{\pi} \frac{V}{U^2 + V^2}$
<p>(d)</p> 	$\int_0^{UL} q_y dx = - \frac{M}{L} \frac{1}{\pi} \left(\frac{U}{V} \right)^2 \frac{V}{U^2 + V^2}$ $\int_0^{UL} q_y x dx = M \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{UV}{U^2 + V^2} - \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$ <p>Note that: $\int_0^{UL} q_y dx \approx \left(\frac{U}{V} \right)^2 \int_0^{VL} q_x dy$</p>

a)

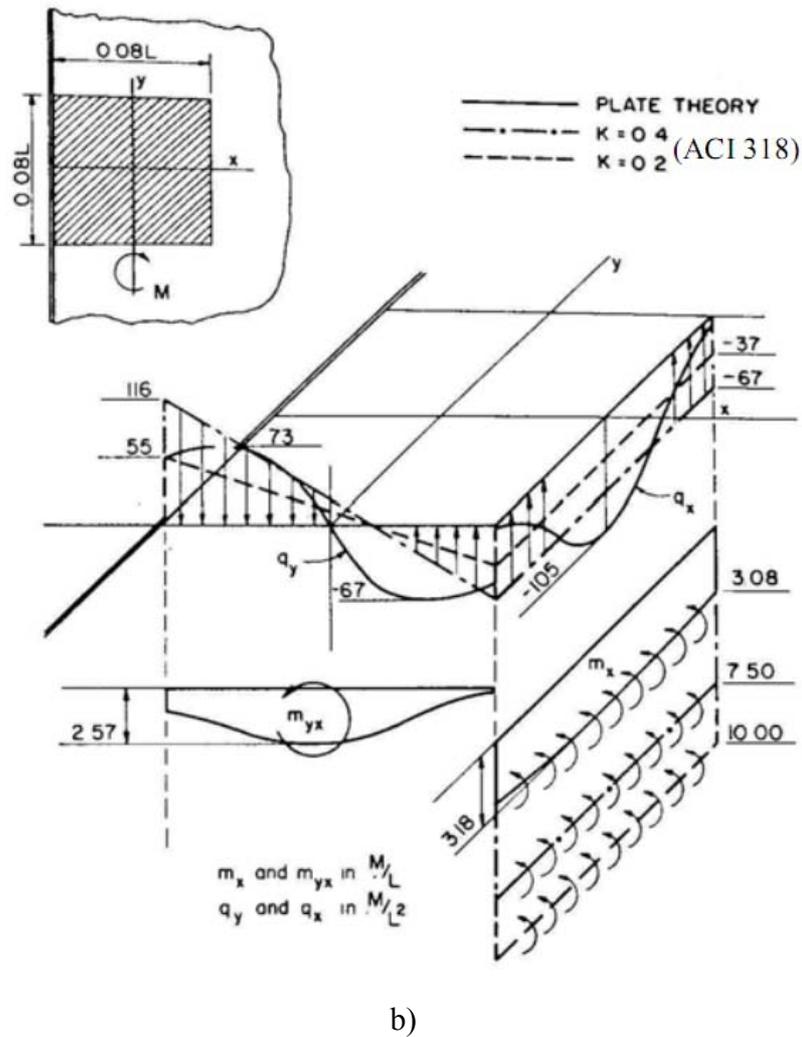


Bild 2.17: Anwendung der elastischen Plattentheorie durch Mast [45]

a) Schubspannungsverteilungen, b) Vergleich mit linearer Schubspannungsverteilung

Laut [1]:

„In Bild 3.17b) sieht man, dass die Ansätze in verschiedene Formen von Schubspannungsverläufen abgebildet sind. Während bei der linearen Schubspannungsverteilung die maximalen Schubspannungen an den Stützecken auftreten, weisen die Schubspannungen nach der Plattentheorie an den Stützecken ein Maximum auf und fallen zur Stützecke hin ab. Die Unterschiede zwischen beiden Verfahren sind umso größer, je schmaler die Stütze ausgebildet ist. Dies hängt nach Mast [44] damit zusammen, dass lineare Schubspannungsverteilungen den Einfluss von Torsionsmomenten an den Stützecken unterschätzen. Der Ansatz von Mast [44] wurde jedoch von Narui [47] kritisiert, da dieser den Verlauf der Spannungen nicht zutreffend abbildet.“

2.3.1.3 Der Momentenfaktor γ_v

Durch den Momentenfaktor γ_v gemäß (Gl. 3.1) wird der Anteil des Biegemomentes ausgedrückt, welcher über Schubspannungen übertragen wird.

$$\gamma_v = \frac{\text{Anschlussmoment, das durch Schubspannungen weitergeleitet wird}}{\text{gesamtes Anschlussmoment}} \quad \text{Gl. 3.1}$$

Bei Berechnungsansätzen mit nicht konstanten Schubspannungsverteilungen wird die Schubspannung in dem gegebenen Schnitt aus der Momentenbeanspruchung des Anschlusses errechnet und nicht nur aus der Querkraft. Bei dieser Annahme wurde nur ein gewisser Anteil des Anschlussmomentes durch Schubspannungen weitergeleitet, der übrige Anteil wird durch Biegung (Normalspannungen) übertragen.

Zur Berechnung des Momentenfaktors γ_v existieren viele theoretische und experimentelle Versuche, die im Verlauf des Textes chronologisch rekapituliert werden. Laut [1]: „*Bereits Moe [46] hat Versuche an exzentrisch belasteten Innenstützen unter Ansatz einer linearen Schubspannungsverteilung ausgewertet und daraus einen Wert $\gamma_v = 0,33$ abgeleitet. Hanson, Hanson [14] führten diese Arbeit durch weitere Versuche an Innen- und Randstützen fort und stellten fest, dass $\gamma_v = 0,33$ insbesondere für Randstützen unsicher sei. Daher schlugen Hanson, Hanson [14] mit $\gamma_v = 0,40$ einen Wert vor, der auch in ACI 318-71 übernommen wurde. Mast [44] leitet den Anteil des Momentes, der durch Schubspannungen übertragen wird, nicht aus Versuchen, sondern direkt aus der Spannungsverteilung gemäß der elastischen Plattentheorie ab. Hervorzuheben ist seine Feststellung, dass der Momentenfaktor γ_v nicht konstant sein kann, sondern erheblich von der Form des Rundschnitts bzw. der Stütze und den Randbedingungen abhängig ist. Mast [44] gibt in einer Tabelle Anteilswerte für die Lastübertragung durch Biegung, Schub und Torsion an, aus denen γ_v abgeleitet werden kann und im Bereich $0,3 \leq \gamma_v \leq 0,7$ liegt.*

Stamenkovic/Chapman [48] bestimmten zwar nicht ausdrücklich einen Momentenfaktor, geben jedoch an, dass in Durchstanzversuchen an Randstützen ca. 40 % des Anschlussmomentes durch Torsion in der Platte übertragen werde. Luo, Durrani [49] haben anhand von Versuchsauswertungen γ_v in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad, der statischen Höhe d und den Stützenabmessungen c_1, c_2 entsprechend (Gl.3.2) abgeleitet. Bei der Auswertung wurde der Referenzwert der Schubtragfähigkeit gemäß ACI 318 bestimmt, der den Beweh-

rungsgrad nicht berücksichtigt, so dass der festgestellte Einfluss des Bewehrungsgrades vermutlich durch die Art der Auswertung determiniert wird.

$$\gamma_v = 1,1 - 18\rho - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}}} \quad \text{Gl. 3.2}$$

Weiterhin haben Elgabry [50] und Elgabry, Ghali [51] mit Hilfe linearer Finite-Elemente-Berechnungen die in ACI 318-99 angegebene Gleichung für γ_v (vgl. Abschnitt 3.4.3) überprüft. Die Autoren stellten fest, dass die Gleichung des ACI für den äußeren Rundschnitt von Rand- und Eckstützen zu Widersprüchen führt und schlugen (Gl. 3.3) für γ_v bei Rand- und Eckstützen vor, so dass γ_v von der Geometrie des schubbewehrten Bereiches abhängt. Der Einfluss von (Gl. 3.3) auf die Berechnungsergebnisse wird im Rahmen der Auswertung der Versuchsdatenbank diskutiert.

Darüber hinaus haben Megally, Ghali [52] die Gültigkeit von (Gl. 3.3) mit Hilfe nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnungen überprüft und die Autoren kommen zu dem Ergebnis, dass (Gl. 3.3) der Einfluss der Rundschnittgeometrie auf γ_v zutreffend beschrieben werde und des Weiteren weitgehend unabhängig von weiteren Parametern wie der Ausmitte $e = M/V$ oder dem Längsbewehrungsgrad l sei. Dies widerspricht der Feststellung von Sherif [53], wonach γ_v umso geringer ist, je mehr Anschlussbewehrung vorhanden ist. Dilger, Sherif [54] haben die Entwicklung des Momentenfaktors γ_v im Laufe eines Durchstanzversuches anhand von Dehnungsmessungen auf der Biegebewehrung verfolgt und festgestellt, dass γ_v von 0,54 im elastischen Bereich auf 0,25 bei Höchstlast abnahm, d. h. die Momentenübertragung durch Schubspannungen baut sich mit der Bildung von Rissen im Beton kontinuierlich ab“.

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_x}{l_y - 0,2}}} = 0 \quad \text{für} \quad \frac{l_x}{l_y} \leq 0,2 \quad \text{Gl. 3.3}$$

mit: l_x, l_y = Projektionen des kritischen Rundschnittes auf den Hauptachsen x und y

Hauptsächlich bei der Berechnung von Durchstanzen mit Schubbewehrung hat sich mit Hilfe mehreren Untersuchungen deutlich bestätigt, dass die vorgeschlagene Gleichungen auf unterschiedlichen Rundschnitten zu ungenauen Ergebnissen führen, weil der Momentenfaktor γ_v ein nicht allgemeingültiger Hilfskoeffizient ist. Der Momentenfaktor γ_v zeigt

nicht das Verhältnis der Schubspannungen an der Momentenübertragung, sondern dient eher dazu, die Ungenauigkeiten der Schubspannungsverteilungen zu mildern.

2.3.2 Balkenanalogien

Bei dieser Theorie wird die Decke aus mehreren fiktiven, sich über den Stützen kreuzenden Balken gebildet (vgl. Bild 3.18 und 3.19). Die Modelle der Balkenanalogien nutzen die vorhandenen Erkenntnisse zum statischen Verhalten von Stahlbetonbalken unter kombinierter (Momenten-Querkraft-Interaktion) Belastung aus. Der Nachteil dieser vereinfachten Modelle besteht darin, dass die fiktiven Balken lediglich auf ihr Gleichgewicht hin untersucht werden und die Verträglichkeitsbedingungen außen vor gelassen werden.

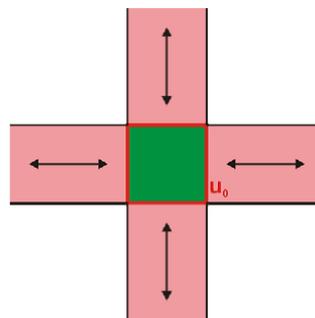


Bild 2.18: Balkenanalogie bei Innenstützen laut VO 2012 Halfen: Dr.-Ing. Marcus Ricker

2.3.2.1 Hawkins, Corley (1971)

In dieser Theorie werden die Decken im Bereich der Stütze in ein kreuzweise verlegtes Biege- und Torsionsbalkensystem zerlegt (Bild 3.19a). Die Biegemomente und Schubkräfte werden in die Stütze durch senkrecht zum freien Plattenrand liegende Biegebalken weitergeleitet. Die Schubkräfte und Torsionsmomente werden in die Stütze durch parallel zum freien Plattenrand verlaufenden Torsionsbalken weitergeleitet. In diesem Fall werden ein Biegetorsionsbruch und ein Schubtorsionsbruch als Versagensarten erkannt (siehe auch Kapitel 3.2.2). Folgende Randbedingungen wurden als Versagenskriterien festgestellt:

- Schubtorsionsbruch: Torsionsversagen an den Stützenseiten AB und CD
Schubversagen an der Stützenseite BC
- Biegetorsionsbruch: Torsionsversagen an den Stützenseiten AB und CD
Biegeversagen an der Stützenseite BC

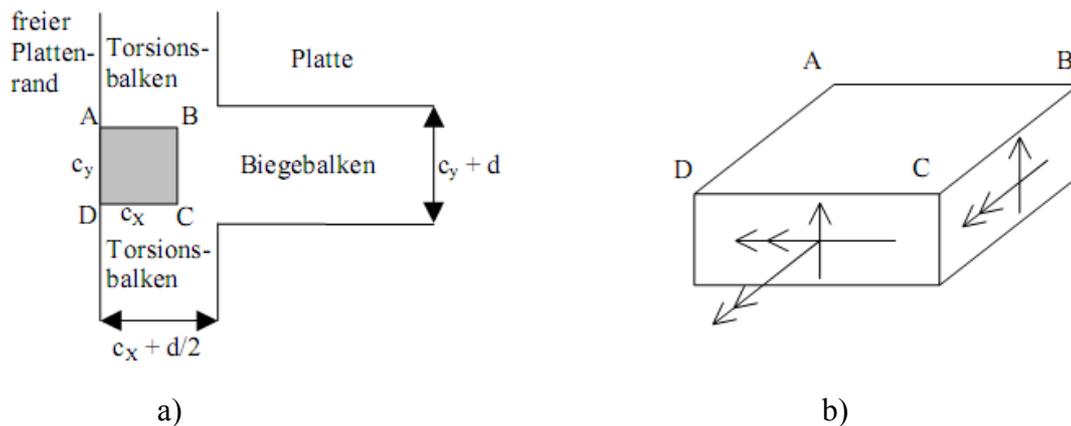


Bild 2.19: Balkenanalgie nach Hawkins, Corley [55]:

- a) Torsions- und Biegebalken
- b) Schnittgrößen in den Balken

Laut Vocke [1] „tritt ein Versagen ein, wenn für eine Versagensart beide Bedingungen eingetreten sind, d. h. die gedachten Balken können sich frei verformen und Verträglichkeitsbedingungen werden außer Acht gelassen. Auf diese Weise können die Tragfähigkeiten der einzelnen Stützensseitenflächen prinzipiell addiert werden. Die Biege- und Schubtragfähigkeit der gedachten Balken berechnen Hawkins, Corley [55] anhand ACI 318-63, die Torsionstragfähigkeit wird aus Hsu [56] abgeleitet. Dabei ist von Bedeutung, dass die Torsionstragfähigkeit der Torsionsbalken durch die Interaktionsgleichung (Gl. 3.4) von der Beanspruchung der Torsionsbalken auf Biegung und Schub abhängt. Die in der Interaktionsgleichung (Gl. 3.4) anzusetzende Schubbeanspruchung V der Torsionsbalken wird aus der Annahme abgeleitet, dass zunächst der Biegebalken die gesamte Stützenkraft überträgt. Lediglich Schubbeanspruchungen, welche die Schubtragfähigkeit V_0 der Stützensseitenfläche BC überschreiten, müssen auf die Torsionsbalken verteilt und in die Interaktionsgleichung zur Verminderung der Torsionstragfähigkeit eingeführt werden“.

$$M_t = \begin{cases} M_{t0} \cdot \sqrt{1 - V/V_0} & \text{für } M \leq 0,5M_0 \\ M_{t0} \cdot (1,7 - 1,4M/M_0) \sqrt{1 - (V/V_0)^2} & \text{für } M > 0,5M_0 \end{cases} \quad \text{Gl. 3.4}$$

mit: M_t = Torsionstragfähigkeit der Torsionsbalken

M_{t0} = Torsionstragfähigkeit der Torsionsbalken bei reiner Torsion nach Hsu (1968)

V, M = einwirkende Schubkraft, Biegemoment im Torsionsbalken

V_0, M_0 = Schub-, Biegetragfähigkeit der Torsionsbalken bei reiner Schub-, Biegebeanspruchung nach ACI 318-63

Bei diesem Ansatz hat die Momentenbeanspruchung der Platte parallel zum freien Plattenrand den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Randstützen-Deckenverbindung. Unglücklicherweise ist die praktische Anwendung des Modells kompliziert, da die Größen für Gleichung Gl.3.4 oft nicht bekannt sind. Aus diesem Grund kann man die Richtigkeit der Annahmen über die Verteilung der Schubkräfte zwischen Biege- und Torsionsbalken sehr schwer beurteilen, auch die Nichtberücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen sollte man laut [1] kritisch hinterfragen.

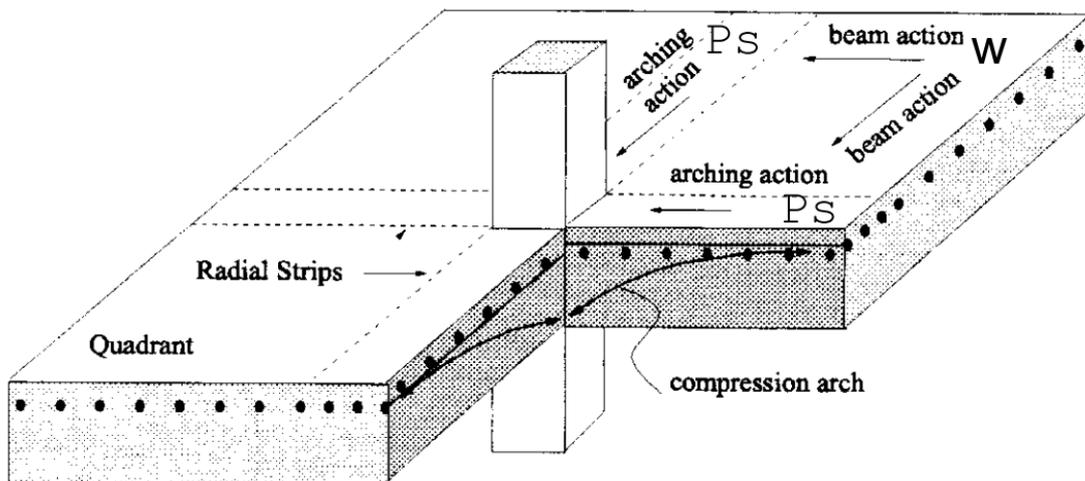
2.3.2.2 Rangan, Hall (1983)

Nach der Theorie nach Rangan, Hall [57] liegt der Schwerpunkt der Balkenanalogue in der Aussage, dass für die Systemtragfähigkeit der Randstützen -Plattenverbindung die statische Tragfähigkeit der Torsionsbalken ausschlaggebend ist. Bei Messungen der Dehnung der Biegezugbewehrung wurde festgestellt, dass der maßgebende Teil der Schubkräfte nach Rangan, Hall [57] über die Torsionsbalken (Stützensseitenflächen) in die Stütze weitergeleitet wurde. Außerdem wurde mit Hilfe der in Versuchen erhaltenen Rissbilder sowie Dehnungsmessungen abgeleitet, dass das Durchstanzen bei Randstützen durch ein lokales Torsionsschub-Versagen der Torsionsbalken ausgelöst wurde. Daher wurde bei dieser Theorie festgelegt, dass sobald das Torsionsmoment in den Torsionsbalken einen kritischen Wert T_{krit} erreicht, das Versagen des Gesamtverbindingssystem Stütze-Decke eintritt.

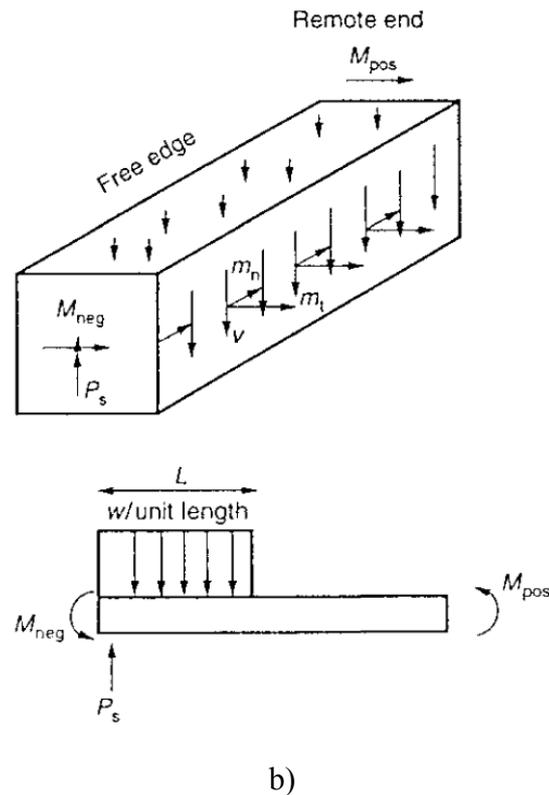
2.3.2.3 Desayi, Seshadri (1997-1)

Desayi, Seshadri [58] forschen und erweitern das Fachwerkmodell von Alexander, Simmonds [59] für exzentrische Beanspruchung. Gleich wie bei Grundüberlegungen von Alexander, Simmonds [59] wird die Decke auf den Plattenfelder und in radial auf die Stütze einlaufende Streifen untergliedert (Bild 3.20a). Das ganze System funktioniert so, dass die Deckenbelastung in den Deckenfeldern längs der Biegezugbewehrung durch Balkentragwirkung „beam action“ auf die Streifen geführt wird und in den Streifen „arching action“ durch Bogentragwirkung „compression arch“ radial auf die Stütze übertragen wird. Laut [1] bezeichnet die Bogentragwirkung die Schubübertragung mit Gradient im inneren Hebelarm und konstanter Dehnung in der Biegezugbewehrung, Balkentragwirkung diejenige mit konstantem inneren Hebelarm und Dehnungsgradienten in der Biegezugbewehrung. Diese Modellvorstellung führt zu der in Bild 3.20b) dargestellten Beanspruchung der radia-

len Laststreifen. Ersetzt man die Schnittgrößen durch eine statisch äquivalente Belastung w , ergibt sich die in Bild 3.20b) dargestellte idealisierte Belastung der radialen Streifen. Die wesentliche Annahme von Alexander, Simmonds [59] besteht nun darin, dass die Last w , die höchstens von den Plattenfeldern auf die Laststreifen übertragen werden kann, für die Durchstanzlast maßgebend ist. Aus Gleichgewichtsbedingungen am Laststreifen berechnet sich die Stützkraft P_s eines Laststreifens somit aus (Gl. 3.5), die gesamte Durchstanzlast ergibt sich durch Addition aller Laststreifen. Zur Bestimmung von w dient die Annahme, dass die Querkraft von den Plattenfeldern auf den Laststreifen durch den maximale Momentengradient in den Plattenfeldern senkrecht zu den Laststreifen begrenzt wird. Der maximale Momentengradient ergibt sich infolge der Balkentragwirkung aus dem maximalen Dehnungsgradient in der Biegezugbewehrung, so dass das Durchstanzversagen nach Alexander, Simmonds [59] „das Ergebnis eines Verbundversagens der Bewehrung“ in den Plattenfeldern ist. Zur Vereinfachung kann w jedoch auch durch die Schubtragfähigkeit einachsiger gespannener Platten ersetzt werden.



a)


Bild 2.20: Laststreifen:

- a) Anordnung nach Alexander, Simmonds [59]
 b) Freikörperbild und Ersatzbelastung nach Desayi, Seshardi [58]

$$P_s = \sqrt{2M_s w} \quad (\text{Gl. 3.5})$$

$$P_s = \frac{\sqrt{2M_s (k_1 v_c d)}}{1 + k_2 \frac{e}{c}} \quad (\text{Gl. 3.6})$$

- mit: M_s = Biegetragfähigkeit des Laststreifens
 w = Belastung des Laststreifens durch die Plattenfelder
 $k_1 k_2$ = empirische Faktoren
 v_c = Bemessungsschubspannung einachsiger gespannter Platten nach ACI 318

Desayi, Seshadri [58] bearbeiten Gleichung (Gl. 3.5) und verbessern diese unter Berücksichtigung exzentrischer Belastung zu Gleichung (Gl. 3.6). Der Faktor k_1 wurde empirisch zu $k_1 = 2,548$ angegeben und dient zur Berücksichtigung der erhöhten Torsionsbelastung der Laststreifen. Auf BS 8110 basierend wurde Faktor k_2 mit einem empirischen Wert $k_2 = 1,0$ festgelegt. Die Belastung w des Laststreifens durch die Plattenfelder wird durch die Bemessungsschubspannung einachsiger gespannter Decken gemäß ACI 318 abgeleitet. Obgleich mit diesem Berechnungsansatz im Vergleich mit der Versuchsdatenbank nach [1]

durchschnittliche Werte erzielt werden, erscheint insbesondere der Verbundbruch der Biegezugbewehrung bzw. die Schubtragfähigkeit am Rand der Laststreifen als alleiniges Versagenskriterium nicht für die Modellierung des Durchstanzens im Bereich von Rand- und Eckstützen geeignet. Die Übertragung des Modells auf exzentrische Beanspruchung war daher auch nur durch erhebliche empirische Korrekturen möglich.

2.3.3 Interaktionsansätze

Die Durchstanzlast V bei den Interaktionsansätzen ergibt sich aus der Tragfähigkeit bei reiner Momentenbeanspruchung M_0 und bei reiner Schubbeanspruchung V_0 unter Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen dem einwirkenden Moment M und der einwirkenden Querkraft V . Der Wandel von reiner Momentenbeanspruchung zu reiner Schubbeanspruchung wird dabei meist durch lineare oder quadratische Interaktion definiert (Bild 3.21).

Hanson, Hanson [14], Herzog [60] und Siao [61] haben meistens lineare Interaktionsgleichungen entsprechend Bild 3.21 eingesetzt. Die in Bild 3.21 angegebene quadratische Interaktionsgleichung wurde insbesondere von Stamenkovic/Chapman [48] verwendet. Die lineare Interaktionsgleichung wurde von [48] nur für Innenstützen sowie Randstützen mit randparallelen Momenten angesetzt.

Der größte Vorteil der nachfolgenden Ansätze ist die Vielseitigkeit der Interaktionsgleichungen bei der Anwendung. Die Tragfähigkeiten kann bei reiner Momentenbeanspruchung M_0 bzw. reiner Schubbeanspruchung V_0 durch beliebige Modellvarianten berechnet werden. Hanson, Hanson [14] und Siao [61] bestimmen die Momentenbeanspruchung M_0 mit der Hilfe der maximal aufnehmbaren Schubspannung unter dem Einfluss der Momentenübertragung, während Herzog [60] die Momentenbeanspruchung M_0 aus der linearen Biegetheorie ableitet. Das Modell von Siao [61] wurde nicht weiter verfolgt, da dieser Ansatz starke Ähnlichkeiten zu der Arbeit von Hanson, Hanson [14] gezeigt hat.

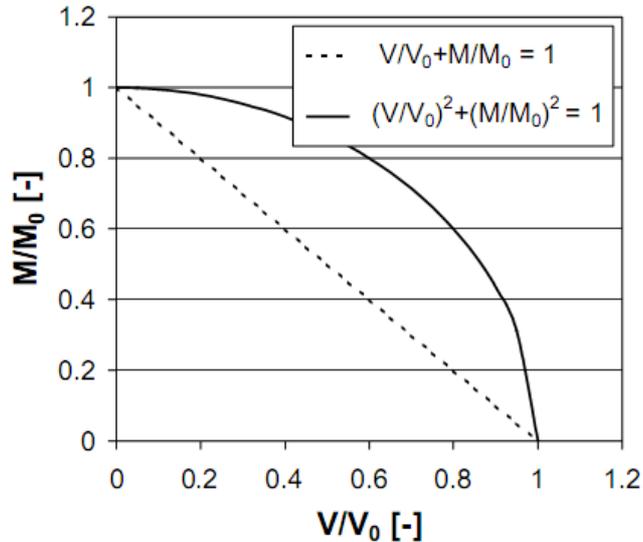


Bild 2.21: Lineare und quadratische Interaktion

2.3.3.1 Hanson, Hanson (1968)

Die Modelle von Hanson, Hanson [14] bauen auf den Ansätzen und Formeln mit linearer Schubspannungsverteilung von Di Stasio, Van Buren [36] und Moe [46] auf, bei welchen die maximale Schubspannung v_u in einem Rundschnitt um die Stütze gemäß (Gl. 3.7) berechnet wird. Durch Division mit v_u leiten Hanson, Hanson [14] (Gl. 3.8) ab und bestätigen dadurch, dass bei den Berechnungsansätzen mit linearer Schubspannungsverteilung eine lineare Interaktion zwischen Querkraft- und Momentenbeanspruchung festgelegt wird.

$$v_u = \frac{V}{A_c} + \frac{k \cdot M}{I_c/y} \quad | : v_u \quad (Gl. 3.7)$$

$$1 = \frac{V}{V_u} + \frac{k \cdot M}{v_u \cdot I_c/y} = \frac{V}{V_u} + \frac{M}{M_u} \quad (Gl. 3.8)$$

mit: $V_u =$ Tragfähigkeit unter reiner Schubbeanspruchung $= v_u A_c$

$$M_u = \text{Tragfähigkeit unter reiner Momentenbeanspruchung} = \frac{v_u \cdot I_c}{k \cdot y}$$

2.3.3.2 Stamenkovic, Chapman (1972)

Stamenkovic, Chapman [48] haben nach [1] als Entwicklungsstart zunächst anhand einer Interaktionsgleichung die Tragwirkungen von Innen-, Rand- und Eckstützen jeweils unter dem Einfluss von reiner Querkraft, reinem Biegemoment und reiner Torsion in der Decke

beobachtet. Zum genaueren Verständnis dieser Tragwirkung wurden Versuchskörper entsprechend Bild 3.11a (Kapitel 3.2.3) herangezogen, die an ihrer Seitenfläche durch Schlitze von der Decke getrennt sind. Dort wird das Stützenmoment durch Biegung der Decke an der Stützenfrontfläche übertragen. In zweitem Fall im Bild 3.11b (Kapitel 3.2.3) ist die Randstütze an ihrer Frontfläche durch einen Schlitz von der Decke getrennt, sodass das gesamte Einspannmoment durch Torsion in der Decke weitergeleitet wird. Diese Mechanismen zur Übertragung des Einspannmomentes treten in analoger Weise auch bei Eckstützen auf. Die Weiterleitung des Einspannmomentes einer Eckstütze wird durch Torsionsmomente in der Decke dargestellt (Bild 3.11c, Kapitel 3.2.3). Aus dieser Regel entstehen in der Decke „Biegebalken“ und „Torsionsbalken“ (vgl. Bild 3.19 in Kapitel 3.3.3), d.h. dass der Ansatz auch als Balkenanalgie (vgl. Kapitel 3.3.2) eingestuft werden könnte. Mit Hilfe von verschiedenen Untersuchungen sowie bereits getesteten Bemessungsansätzen haben Stamenkovic, Chapman [48] die in der Tabelle 3.2 eingefügten Gleichungen für eine reine Querkraftbelastung V der Decke sowie eine reine Biegebeanspruchung M_B und eine reine Torsionsbeanspruchung M_T der „fiktiven Balken“ angegeben. Im nächsten Schritt addierten Stamenkovic, Chapman [48] unter Vernachlässigung von Verformungs- oder Verträglichkeitsbedingungen die Tragwirkung der Biege- und Torsionsbalken zu einer Momenteneinheit M (Superposition) der Decke. Schließlich wurde aus Versuchsergebnissen die in Tabelle 3.2 angegebene quadratische Interaktionsgleichung abgeleitet, welche die getrennt voneinander ermittelten Querkraft- und Momenteneinheiten der Decke miteinander verbindet.

Tabelle 2.2: Schrittweises Vorgehen von Stamenkovic, Chapman [48]

Vorgehensweise (von oben nach unten)	Lastübertragung	Experimentelle Abbildung	Nachweisgleichung
	Querkraft V	Nur Stützenkraft	Modifizierte Gleichung nach Moe (1961)
	M_B („Biegebalken“)	Nur Stützenanschlussmoment sowie Schlitze an Stützenseitenflächen	Biegenachweis nach ACI 318
	M_T („Torsionsbalken“)	Nur Stützenanschlussmoment sowie Schlitze an Stützenstirnflächen	Modifizierte Gleichung nach Birkeland, Birkeland (1966)
	Moment M („Biegebalken“ und „Torsionsbalken“)	Nur Stützenanschlussmoment	Superposition: $M = M_B + M_T$
	Querkraft V und Moment M	Stützenkraft und Stützenanschlussmoment	Quadratische Interaktion: $\left(\frac{V}{V_0}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_0}\right)^2 = 1$

2.3.3.3 Herzog (1974)

Laut [1] hat Herzog [60] die in der Tabelle 3.3 angegebene lineare Interaktionsgleichung (Bild 3.21) und die Bemessungsgrößen zusammengeführt. An Innenstützen wurden die Tragfähigkeit bei reiner Schubbeanspruchung V_{u0} bzw. die Bruchschubspannung τ_u empirisch abgeleitet. Die Tragfähigkeit bei reiner Momentenbelastung M_{u0} ergibt sich hingegen aus der linearen Biegetheorie.

Tabelle 2.3: Bemessungsgrößen nach Herzog [60]

		Randstützen	Eckstützen
V_{u0}	Tragf. bei reiner Schubbeanspr.	$\tau_u \cdot u \cdot d \cdot R$	
M_{u0}	Tragf. bei reiner Momentenbeanspr.	$f_y \cdot a_{sl} \cdot z \cdot b$	
M_u	einwirkendes Moment	$V_u \left(e - \frac{c_x + d}{2} \right)$	$V_u \left(e - \frac{c}{2} \right)$
τ_u	Bruchschubspannung	$\tau_u = 1,6 \cdot \rho_l f_y / (1 + 12 \rho_l f_y / f_c)$	
b	mitwirkende Breite	$2c_x + c_y + d$	$2\sqrt{2}c$
R	Faktor für Stützengeometrie	$0,6 + 0,4c_x/c_y$	
mit:	z =	Hebelarm der inneren Kräfte	
	a_{sl} =	Längsbewehrungsmenge [cm^2/m]	

2.3.4 Bruchflächenmodelle

Für die Tragfähigkeitsberechnung bei den Bruchflächenmodellen wurde ein idealisierter Bruchkörper im Bereich der Decken-Stützenverbindungen definiert, die durch Schnitte durch die Decke entlang der in Untersuchungen verfolgten Flächen des Versagens geführt werden. Als Bruchflächenmodelle kann man beispielsweise die Ansätze von Zaghlool [62], Narui [47] und Pöllet [35] einstufen. Bei allen drei Autoren und ihren jeweiligen Modellen wurde der gemeinsame Umstand angenommen, dass die Tragfähigkeit in der betrachteten Bruchfläche unter Voraussetzung von folgenden drei Bedingungen erfüllt sein muss:

- Eine Versagensbedingung für Beton unter mehrachsiger Beanspruchung;
- Die Gleichgewichtsbedingungen;
- Die Verträglichkeitsbedingungen;

Wegen der vielen Ähnlichkeiten (wie z.B. der oben genannten drei Bedingungen oder der Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c von den verschiedenen Versagensformen) der Ansätze von Zaghlool [62], Narui [47] und Pöllet [35] wird der Ablauf der Berechnungsverfahren nachfolgend anhand des Modells von Pöllet [35] für den Biegetorsionsbruch bei Eckstützen beschrieben und in Bild 3.23 dargestellt.

Pöllet unterscheidet in Abhängigkeit vom betroffenen Momenten-Querkraft Verhältnis e/c zwei unterschiedliche Versagensarten: Bei kleiner Ausmitte und ausgeprägter Schubbrissbildung handelt es sich um einen „Schubtorsionsbruch“ oder „Schubbruch“ (Kapitel 3.2.2, Bild 3.9). Bei großen Ausmitten steigt der Torsionseinfluss und es liegt laut Pöllet ein „Biegetorsionsbruch“ vor. Für beide Versagensarten stellt der Autor die Ansätze zur Feststellung der Traglast vor. Die Nachweisverfahren und die Führung der kritischen Schnitte unterscheiden sich aber bei beiden Versagensarten grundsätzlich voneinander. So ist beim Schubbruch beispielweise nur eine schwache Momentenabhängigkeit zu beobachten. Die Grenzwerte für die maximale Durchstanzlast und das aufnehmbare Moment bei den Tragkraftverfahren werden nach [35] in Bild 3.22 dargestellt, die Momenten-Querkraft Interaktion hingegen kann man mit dem Ansatz nach Pöllet nicht detailliert beschreiben.

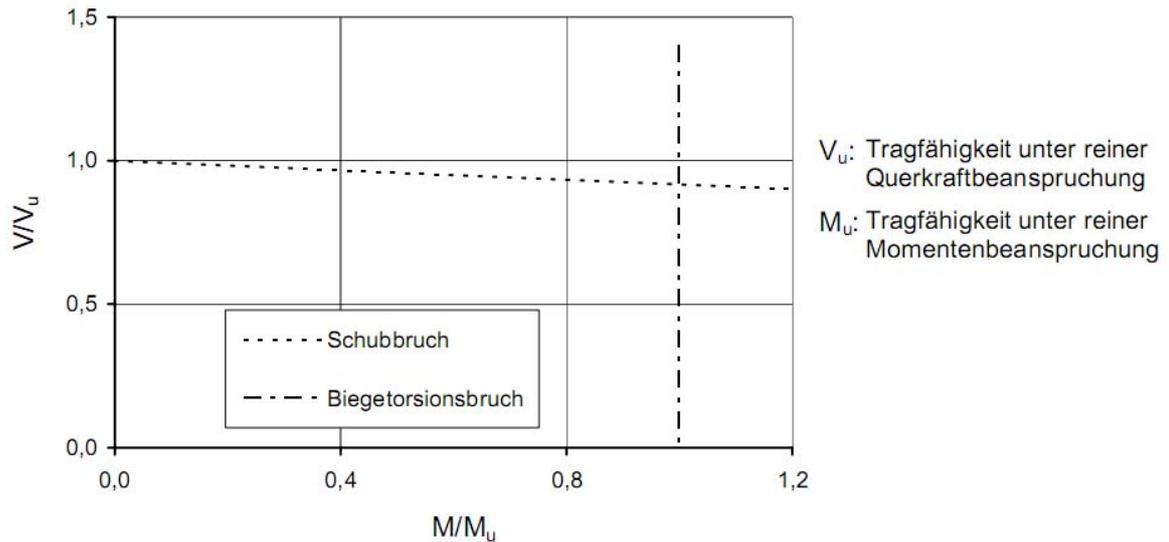


Bild 2.22: Momenten-Querkraft Diagramm nach [35]

Pöllet [35] bestimmt für sein Berechnungsmodell drei wesentliche Annahmen:

- Die Gesamtquerkraft ist auf die Stützenseitenflächen in Abhängigkeit von der Stützen- und Deckengeometrie (Beiwerte) verteilt. Die Beiwerte wurden in einer Finite-Elemente-Analyse festgestellt.
- An den Stützenseitenflächen befinden sich in der Decke konstante Druckzonenhöhen mit gleichmäßig verteilten Schub- und Druckspannungen;
- Im Stützenstreifen entsteht bei Versagen das Fließen der Biegezugbewehrung ;

Nach [1] können mit diesen Annahmen zu der in Bild 3.23 dargestellten idealisierten Bruchfläche einer Eckstützen- Plattenverbindung Gleichgewichtsbedingungen (Summe der Kräfte und Momente) aufgestellt werden. Durch das Auflösen dieser Gleichgewichtsbedingungen erhält man die vertikalen und horizontalen Schubspannungen (τ_v , τ_h mittig im Bild) sowie die Normalspannungen (σ_b mittig im Bild) in der Betondruckzone in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe. Die maßgebenden Schub- und Normalspannungen in der kritischen Bruchfläche erhält man schließlich durch Iteration über die Druckzonenhöhe.

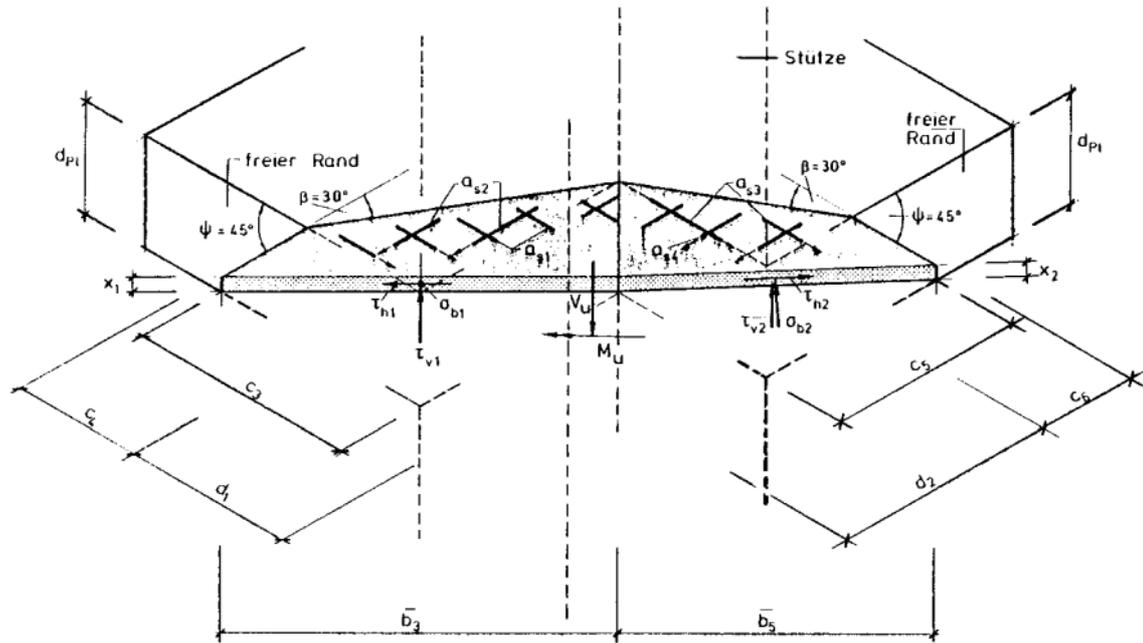


Bild 2.23: Idealisierter Bruchkörper einer Eckstützen-Plattenverbindung bei der Versagensart Biegetorsionsbruch nach [35]

Wie im Bild 3.24 dargestellt ist, erhält Pöllet [35] durch Gleichsetzen der berechneten Schub- und Normalspannungen mit einem Festigkeitskriterium für Beton die von der Verbindung übertragbaren Schnittgrößen. Das verwendete Festigkeitskriterium ist zusammen mit anderen aus der Literatur bekannten Kriterien für diese Diplomarbeit irrelevant (siehe Abbildung 3.24). Dabei wird die bezogene Schubfestigkeit des Betons τ_{xy}/β_p (β_p = Betondruckfestigkeit) in Abhängigkeit von der bezogenen Normalspannung σ_x/β_p definiert. Es handelt sich somit prinzipiell um einen normalen Biegenachweis, bei dem auf der Einwirkungsseite nicht nur Normal-, sondern auch Schubspannungen berücksichtigt werden müssen und auf der Widerstandsseite die Tragfähigkeit des Betons unter kombinierter Beanspruchung durch Normal- und Schubspannungen (Bruchkriterium) angesetzt wird.

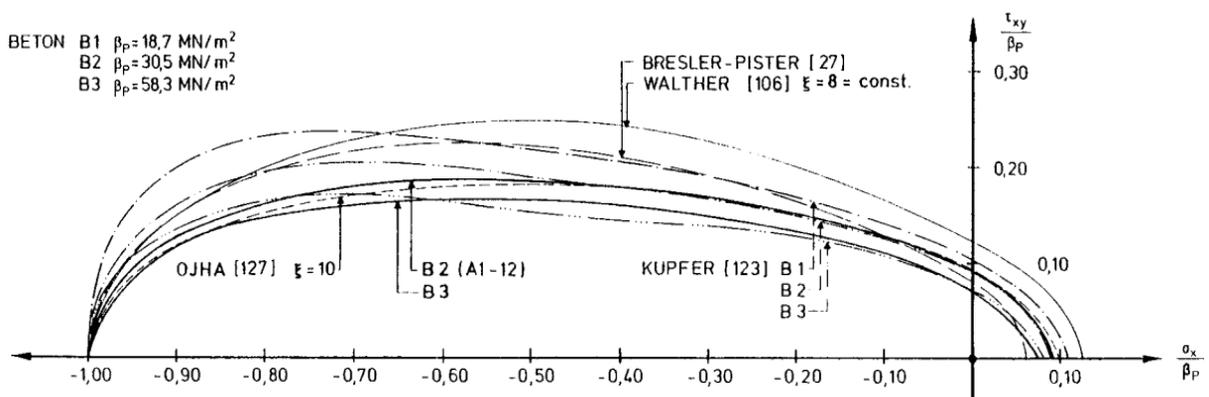


Bild 2.24: Bruchkriterium (=Festigkeitskriterium) für Beton nach [35]

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass von idealisierten Bruchkörpern nach Pöllet [35] ein Traglastverfahren sowohl für den Schubbruch als auch für den Biegetorsionsbruch hergeleitet wird. Die Tragfähigkeit wird dabei unter Verwendung des Momenten-Querkraft-Verhältnisses rechnerisch festgestellt und aus den einwirkenden Schnittgrößen ermittelt. Die Überprüfung des Bruchflächenmodells mit Hilfe der Versuchsergebnisse ergab gemäß [35] eine gute Übereinstimmung mit den Momenten-Querkraft-Verhältnissen.

2.3.5 Rundschnittmodelle

Rundschnittmodelle werden wegen ihrer klaren und einfachen Anwendbarkeit sehr oft in Bemessungsnormen verwendet. Diese Ansätze definieren um die Stütze herum einen kritischen Rundschnitt, in welchem wiederum eine konstant verteilte Schubspannung zu beobachten ist. Regan [63] hat mehrere ausführliche Rundschnittmodelle untersucht, wobei das bekannteste Modell ein ausführliches Rundschnittmodell für die Bemessung von Randstützen war. Der Schwerpunkt des Bemessungsentwurfes nach [63] liegt in der Grundüberlegung, dass es einen Zusammenhang zwischen der Ausmitte der Beanspruchung und der Länge des Rundschnittes um die Stütze gibt. In seinen Versuchsbeobachtungen stellt Regan [63] die drei Rundschnitte dar (Bild 3.25).

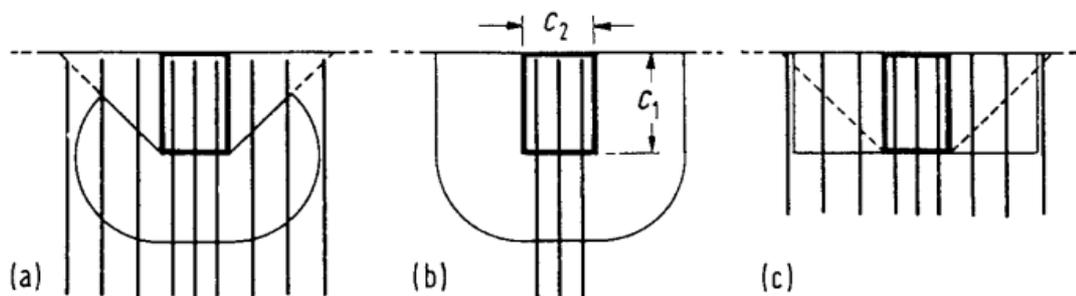


Bild 2.25 : Rundschnitte nach [63] für unterschiedliche Ausmitten

a) große Ausmitte (starker Momentenbeanspruchung); b) kleine Ausmitte; c) sehr kleine Ausmitte

Bei großen Ausmitten (starker Momentenbeanspruchung) besitzt der Rundschnitt eine reduzierte Länge, weil nach [63] in den dreieckförmigen Bereichen am freien Deckenrand infolge der Torsionsschädigung keine Schubkräfte übertragen werden können. Bei kleinen Ausmitten ist der Bereich um die Stütze gleichmäßig auf Schub beansprucht und der gesamte Rundschnitt ist um die Stütze bestimmt. Bei sehr kleiner oder sogar negativer Ausmitte wurde nach [63] angenommen, dass die meisten Schubkräfte zu zwei „fiktiven Balken“ entlang des freien Deckenrandes weitergeleitet werden.

2.3.6 Stabwerkmodelle

In der Praxis werden Stabwerkmodelle sehr gerne angewandt, weil sie den Kraftfluss innerhalb einer Platte veranschaulichen können. Mit dem Thema der Stabwerkmodelle beim zentrischen Durchstanzen haben sich u. a. Pralong [64] und André [65] beschäftigt. Auch Schlaich, Schäfer [66] haben zahlreiche Beispiele sowie die Grundlagen für die praktische Anwendung von Stabwerkmodellen veröffentlicht. Die Bemessungen mit Stabwerkmodellen wurden mittlerweile auch in DIN 1045-1 übernommen.

Für das exzentrische Durchstanzen (räumliche, nicht-symmetrische Problemstellungen) werden laut [1] diese realistischen Stabwerkmodelle jedoch zunehmend komplizierter. Es entsteht eine verminderte Anschaulichkeit, sowie ein erhöhter Berechnungsaufwand. Daher sind die Stabwerkmodelle beim exzentrischen Durchstanzen hauptsächlich für die Analyse und die Beschreibung des Kraftflusses geeignet.

2.3.6.1 Simmonds, Alexander (1987)

Bei Fachwerkmodellen wird nach Simmonds, Alexander [67] jeder Bewehrungsstab in der Platte abgebildet. Im Gegensatz dazu betrachten die meisten theoretischen Ansätze die Längsbewehrung der Platte als gleichmäßig verteilt mit einem mittleren Bewehrungsgrad. Das im Bild 3.26 dargestellte Fachwerkmodell dient zur Aufklärung des Kraftflusses in Randstützen-Deckenverbindungen, welches neben Bewehrungszugstreben aus folgenden Elementen besteht:

- shear struts: zur Plattenebene vertikal geneigte Druckstreben. Diese Schubstreben rufen die Schubkraftübertragung sowie die Momentenübertragung an der Stützensinnenseite hervor. In diesem Zusammenhang wird unterschieden, ob diese Schubstrebe eine Aufwärtsbewegung („uplift struts“) oder einer Abwärtsbewegung („gravity struts“) verursacht.
- anchoring struts: in der Platte horizontal geneigte Verankerungsstreben, die das Stützenmoment an die Stützensenkenfläche weiterleiten.

Mit Hilfe von direkt über der Stütze bzw. in ihrer Nähe liegenden Bewehrungsstäben („strut steel“), werden die durch die Druckstreben entstehenden Kräfte in die Stütze eingeleitet.

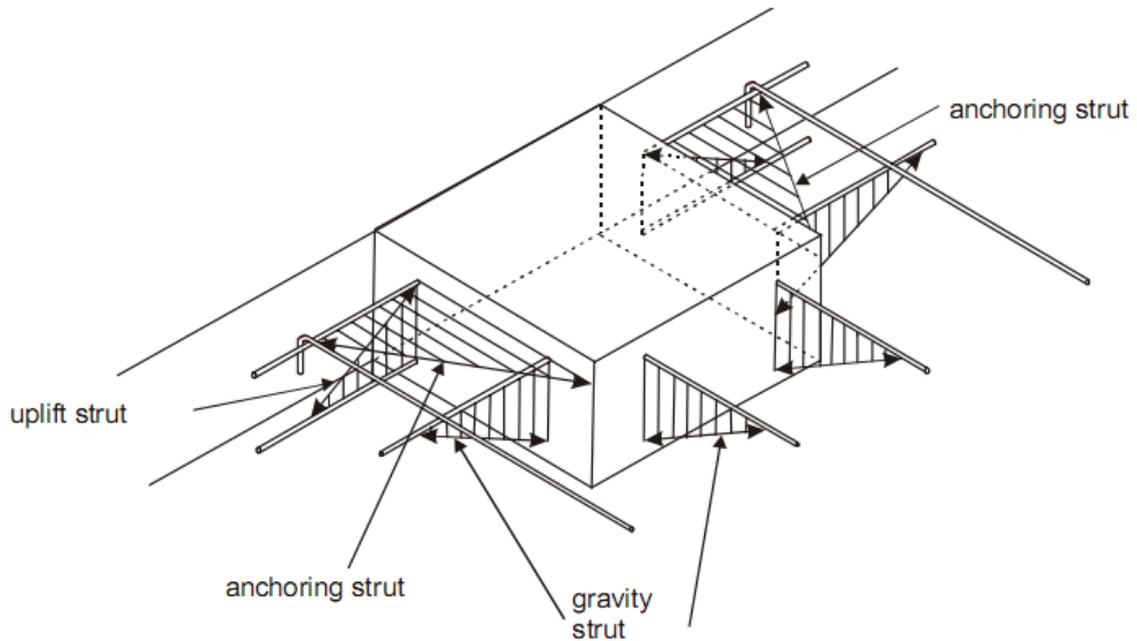


Bild 2.26: Fachwerkmodell für eine Randstütze nach [67]

Der Maximalwert der Schubstrebenneigung α und die maximal zulässige Stahlspannung begrenzen die Tragfähigkeit jeder Strebe. Der Winkel α ist ein Rechenwert, der mit Hilfe einer Regressionsanalyse aus Versuchen abgeleitet wurde. Bruchursache ist nach [67] das Überschreiten der maximal aufnehmbaren senkrechten Komponente einer Druckstrebe. Die Einflussgrößen für die Bruchursache sind:

- Einflussbreite des Bewehrungsstabes
- Betondeckung
- Zugfestigkeit des Betons
- bezogene Stützenabmessungen.

Mit Hilfe des Fachwerkmodells vom Bild 3.26 berechnen [67] das in Bild 3.27 dargestellte Interaktionsdiagramm. Sobald die Momenten-Querkraft-Interaktion der betrachteten Stütze innerhalb des von der Kurve eingeschlossenen Bereichs liegt, gilt der Nachweis der Stütze als erfüllt. Nach [67] wird der Verlauf der Kurve zwischen den Berechnungspunkten A und B durch die Momenten-Querkraft-Interaktion an den Stützenseitenflächen determiniert, der Verlauf zwischen B und A' durch die Momenten-Querkraft-Interaktion an der Stützenfrontfläche. [67] vergleichen das Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen von Durchstanzversuchen. Für mittlere Längsbewehrungsgrade stellen die Autoren eine gute Übereinstimmung zwischen der Berechnung und den Versuchsergebnissen fest.

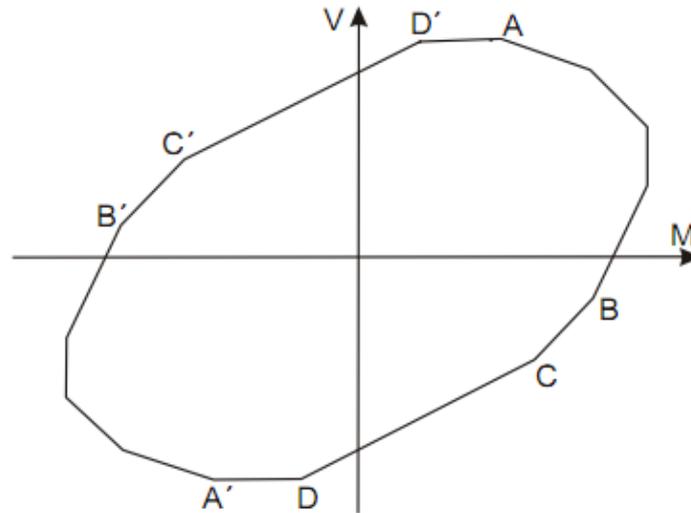


Bild 2.27: Momenten-Querkraft-Interaktion für eine Randstütze (berechnetes Interaktionsdiagramm) nach [67]

Allerdings ist bei Fachwerkmodellen ein Versagen der Betondruckstreben nicht berücksichtigt. Für sehr große Längsbewehrungsgrade mit dem Wert $\rho_1 > 3\%$ liefert laut [1] und [3] die Auswertung der Berechnung des Fachwerkmodells unsichere Ergebnisse, da zunehmend auch das Betondruckstrebenversagen an Bedeutung gewinnt.

2.3.6.2 Lim, Rangan (1995)

Die wesentliche Veränderung bei Lin, Rangan [68] gegenüber dem Fachwerkmodell (Truss Model) von [67] liegt in der Bestimmung des Neigungswinkels der Schubstreben für durchstanzbewehrte Platten. Bei der Berechnung des Strebenwinkels α wird die Tragwirkung der Schubbewehrung (Durchstanzversuch an Rand- und Eckstützen mit Kopfbolzendübeln) berücksichtigt. Es wird nicht mehr für jeden Stab in der Nähe der Stütze ein eigener Winkel errechnet, sondern es wird sowohl für die Stützenvorderkante als auch für die Stützenseitenkante jeweils ein durchschnittlicher Strebenwinkel festgelegt. Die vertikalen Komponenten der Druckstreben mit Annahme fließender Durchstanzbewehrung müssen nicht nur der ebenen Schubfestigkeit der Platte, sondern zusätzlich auch noch der Zugfestigkeit der Kopfbolzen entsprechen.

2.3.6.3 Sherif (1996)

Laut seiner Meinung unterstelle der in ACI 318A [40] angenommene Ansatz eines nur von der Stützegeometrie abhängigen Momentenfaktors γ_v eine lineare Interaktion zwischen Moment und Querkraft und bewertet damit die tatsächliche Interaktion über. Damit Scherif [53] den Momentenfaktor γ_v (vgl. Abschnitt 3.3.1) in Abhängigkeit von der Bewehrungsaufteilung bestimmen kann, konstruierte er das in Bild 3.28 abgebildete Fachwerkmodell. Den von der Biegung in der Decke übertragbaren Anteil $M_{s\text{-flex}}$ des Stützenmomentes formuliert [53] nach Gl. 3.9. In dieser Gleichung werden Zugkräfte aller innerhalb einer Torsionsversagensbruchlinie liegenden Längsbewehrungsstäbe mit deren Hebelarm multipliziert und aufsummiert.

$$M_{s\text{-flex}} = \sum_{i=1}^n (T_i - C_i \cos \theta_i) \cdot z \quad (\text{Gl.3.9})$$

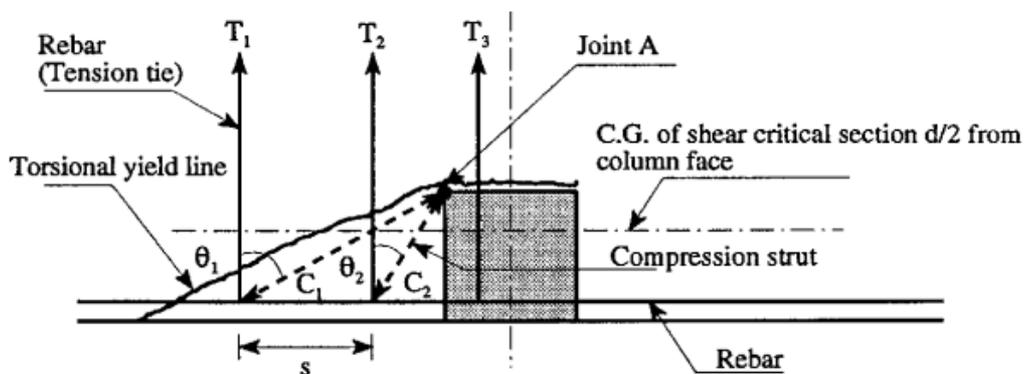
mit: $M_{s\text{-flex}}$ = übertragbarer Anteil des Stützenmomentes durch Biegung in der Platte

T_i, C_i = Zugkraft im Bewehrungsstab i , Druckkraft in der Betonstrebe i

θ_i = Winkel zwischen den Streben T_i und C_i

z = innerer Hebelarm, ca. $0,9 d$

Laut [1] wird der Term $(T_i - C_i \cos \theta_i)$ aus Gleichgewichtsgründen für alle Stäbe außerhalb des Stützstreifens mit Null festgelegt. Darüber hinaus funktioniert die Lastübertragung durch die Stäbe T1 und T2 nicht mit einem Biege-, sondern mit einem Torsionsmechanismus (Bild 3.28). Nur Stab T3, der im Stützstreifen liegt, kann zur Berechnung des Biegeanteiles herangezogen werden.



a)

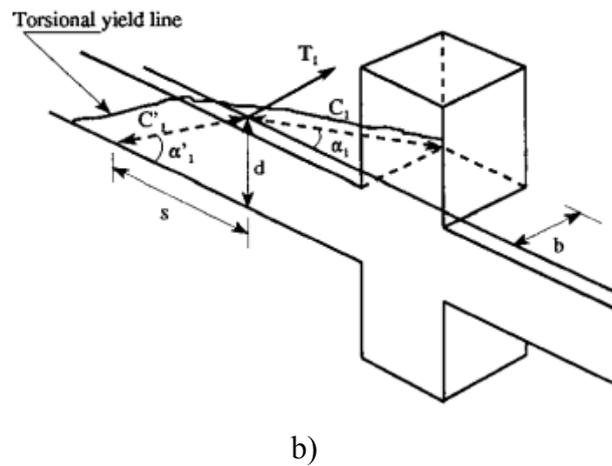


Bild 2.28: Fachwerkmodell nach [53]: a) Grundriss, b) Axonometrie

2.4 Bemessungsnormen

Die Bemessungsgleichungen und das Nachweiskonzept für Tragsicherheit zum Thema exzentrisches Durchstanzen von Flachdecken weist sehr große Unterschiede in internationalen Bemessungsnormen auf. Nachfolgend werden die für den europäischen Raum geeigneten ausgewählten Bemessungsnormen EC 2, DIN 1045 und DIN 1045-1, welche die Stahlpilzproblematik und das exzentrische Durchstanzen bei Stahlbetondecken mit versetzten Innenstützen, Rand- und Eckstützen behandeln, vorgestellt. Dabei werden besonders die allgemeinen Regelungen für den Durchstanznachweis von Stahlbetonplatten mit Schubbewehrung beschrieben. In Tabelle 3.4 findet sich eine wichtige Zusammenstellung von Bemessungsparametern der jeweiligen Normen.

Tabelle 2.4: Parameter bei den Durchstanznachweisen ausgewählter Normen

	Eurocode 2	DIN 1045	DIN 1045-1
Betondruckfestigkeit	$\sqrt[3]{f_c}$	\approx linear	$\sqrt[3]{f_c}$
Bewehrungsgrad	$1,2 + 40 \rho_l$	$\sqrt{\rho_l}$	$\sqrt[3]{\rho_l}$
Bewehrungsgüte	-	ok	-
Statische Höhe Maßstabfaktor	1,6 - d	linear	$1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$
Stützengeometrie	-	-	-
Abstand Rundschnitt	2,0 d	0,5 d	1,5 d
$e = M/V$	-	-	-
Lasterhöhungsfaktor	1,4 / 1,5	1,4	1,4 / 1,5

Der Abstand des kritischen Rundschnittes u um die Stütze wird in den unterschiedlichen Bemessungsnormen verschieden festgelegt (vgl. Tabelle 3.4 und Bild 3.29). Die Rundschnittführung kann praktisch frei gewählt werden und hat keine statisch-mechanische Bedeutung. In jedem Fall muss aber die Schubspannung in der Decke entsprechend nachgewiesen werden. Durch den Abstand des Rundschnittes von der Stütze entsteht eine Verknüpfung zwischen den Stützenabmessungen und der statischen Plattennutzhöhe. Deswegen hat die Stützenabmessung bei dem kritischen Rundschnitt im Abstand $0,5d$ von der Stütze eine deutlichere Einwirkung auf die Durchstanzlast als bei einem Rundschnitt im Abstand $1,5d$ und $2,0d$.

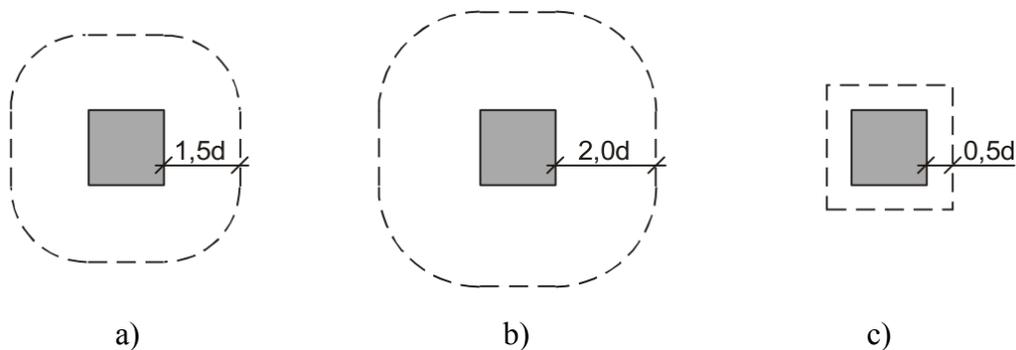


Bild 2.29: Kritischer Rundschnitt bei rechteckiger Stütze nach a) DIN 1045-1, b) EC 2 und c) DIN 1045

Die Moment-Querkraft Interaktion zur Berücksichtigung einer exzentrischen Beanspruchung der Decken-Stützenverbindungen ist in diesen drei europäischen Normen nicht enthalten, d.h. Eurocode 2, DIN 1045 und DIN 1045-1 berücksichtigen das Stützenanschlussmoment M und die vorhandene Exzentrizität e nicht. Zu diesem Zweck dient bei diesen Normen der pauschale Lasterhöhungsfaktor β (siehe Kap.3.4.2), der rechnerisch die einwirkende Schubspannung vergrößert.

2.4.1 DIN 1045

Die zulässige Schubspannung bei Stützen gemäß (Gl.3.11) darf die rechnerische Schubspannung τ_r (Gl.3.10) im kritischen Rundschnitt nicht überschreiten.

$$\tau_r = Q_r / u \cdot d \quad (\text{Gl.3.10})$$

mit: Q_r = maximal angreifende Querkraft
 μ = Umfang des kritischen Rundschnittes
 d = Nutzhöhe der Platte, Mittelwert aus beiden Richtungen

Die rechnerische Schubspannung τ_r wird in einem Rundschnitt im Abstand $d/2$ von dem Stützenrand bestimmt. DIN 1045 gibt bei Eck- und Randstützen die Erhöhung der einwirkenden Schubspannung um 40 % an. Nach DIN 1045 kann alternativ zur Erhöhung der einwirkenden Schubspannung um 40 % auch die exzentrische Beanspruchung berücksichtigt werden. Es fehlt allerdings ein Ansatz, wie man die pauschale Lasterhöhung mit einbezieht. Deswegen wurde festgelegt, dass bei auf der sicheren Seite liegenden Randstützen die 0,6-fache bzw. bei Eckstützen die 0,3-fache Rundschnittlänge einer flächengleichen runden Innenstütze verwendet wird. Nach [1] führt diese Vereinfachung zu relativ kurzen Rundschnitten in der Platte im Vergleich zu tatsächlich vorhandenen Rundschnitten.

$$\tau_r = 1,3 \cdot \alpha_s \sqrt{\mu_g} \tau_{011} \quad (\text{Gl. 3.11})$$

mit: τ_{011} = Schubspannungsgrundwert in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit nach DIN 1045, Tabelle 13

μ_g = Längsbewehrungsgrad im inneren und äußeren Gurtstreifen

α_s = Faktor der Stahlsorte

Außerhalb der schubbewehrten Bereiche in der Platte wurde in DIN 1045 keine Regelung für den Durchstanznachweis definiert. Allerdings sind in den bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung (u. a. DIBt 1997-2), die auf DIN 1045 basieren, laut [1] (Gl. 3.12) Nachweise enthalten, die Rückschlüsse auf das Durchstanzen außerhalb des schubbewehrten Bereiches zulassen. Gl. 3.12 beschreibt den Tragfähigkeitsübergang vom Durchstanzen gemäß (Gl.3.11) zum ebenen Plattenschub (τ_{011}) mit zunehmender Länge des schubbewehrten Bereiches l_s/d .

$$\tau_{ra} = \frac{1,3 \cdot \alpha_s \sqrt{\mu_g} \tau_{011}}{1 + 0,25 l_s/d} \geq \tau_{011} \quad (\text{Gl. 3.12})$$

2.4.2 Eurocode 2

Die Moment-Querkraft Interaktion beim Durchstanzen im Bereich von versetzten Innenstützen ist nach EC 2 mit einem Lasterhöhungsfaktor β berücksichtigt, die von einer Momentbeanspruchung abhängig ist. Die exzentrische Momentbeanspruchung wird immer auf

der Einwirkungsseite berechnet. Dabei wird die einwirkende Durchstanzlast mit den konstanten Lasterhöhungsfaktoren $\beta = 1,15$ bei geometrisch einfachen Innenstützen, $\beta = 1,4$ bei Randstützen und $\beta = 1,5$ bei Eckstützen multipliziert. In speziellen Fällen, wie beispielsweise bei versetzten Innenstützen mit großen exzentrischen Querkraftbelastungen sollte man den Faktor β selbst definieren (siehe Kap.3.4.3, Gl.3.13).

In einem kritischen Rundschnitt im Abstand $2,0 \cdot d$ von der Stütze wird nach EC 2 der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft pro Längeneinheit v_{Ed} (Tabelle 3.5) ermittelt und darf nicht größer sein, als der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes v_{Rd} (Tabelle 3.6).

Nach EC 2 ist die maximale Durchstanztragfähigkeit von schubbewehrten Platten nur von der Betonfestigkeit abhängig (Tabelle 3.7). Bei Platten mit Schubbewehrung wird in EC 2 auch ein Schubnachweis im äußeren Rundschnitt gefordert.

Laut [1] ist auf der Widerstandsseite der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft τ_{Rd} von besonderer Bedeutung. Dieser bildet den Einfluss der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} auf die aufnehmbare Querkraft beim Durchstanzen, aber auch beim Schubnachweis von nicht schubbewehrten Balken oder Platten ab.

Sicherheitsbeiwerte						
Einwirkung						
	γ_G	=1,35	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen			
	γ_Q	=1,50	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen			
Widerstand						
	γ_c	=1,50	Teilsicherheitsbeiwert für Beton			
	γ_s	=1,15	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl			
Einwirkung						
	$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$					
mit:	V_{Ed}		Bemessungswert der einwirkenden Querkraft			
	u_i		Umfang des betrachteten Rundschnittes			
In ausgesteiften Systemen:	β	=1,15 bei Innenstützen =1,40 bei Randstützen =1,50 bei Eckstützen	Beiwert zur Berücksichtigung einer nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung			
Innenstützen	β	$1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	für Innenstützen unter einachsiger Momentenbeanspruchung			
mit		c_1/c_2	≤ 0,5	1,0	2,0	≥ 3,0
		k	0,45	0,6	0,7	0,8
	u_1		Umfang des Nachweisschnittes im Abstand von 2,0·d vom Stützenrand			
	W_1	$\int_0^{u_1} e dl$	Widerstandsmoment unter Annahme einer vollplastischen Schubverteilung			
Rand- und Eckstützen	β	$= \frac{u_1}{u_1^*}$	Schubspannung gleichmäßig entlang u_1^* verteilt			
	u_1^*	Ersatzumfangschnitt				
		Randstütze			Eckstütze	
		<p>Das Diagramm zeigt eine Randstütze mit einer Ersatzumfangschnittlinie u_1^*. Die Stütze hat eine Dicke c_1 und eine Höhe c_2. Die Ersatzumfangschnittlinie verläuft im Abstand $2d$ vom Stützenrand. Die Länge der Ersatzumfangschnittlinie ist u_1^*. Die Stütze ist mit einem schraffierten Bereich dargestellt.</p>			<p>Das Diagramm zeigt eine Eckstütze mit einer Ersatzumfangschnittlinie u_1^*. Die Stütze hat eine Dicke c_1 und eine Höhe c_2. Die Ersatzumfangschnittlinie verläuft im Abstand $2d$ vom Stützenrand. Die Länge der Ersatzumfangschnittlinie ist u_1^*. Die Stütze ist mit einem schraffierten Bereich dargestellt.</p>	

Tabelle 2.5: Nachweiskonzept nach EC 2 zur Ermittlung der einwirkenden Schubspannung nach [3], „Vgl. Seite 31, Tabelle 2.4“.

Für Platten ohne Durchstanzbewehrung ist der Tragsicherheitsnachweis für Durchstanzen generell mit dem Nachweiskonzept nach DIN 1045-1 vergleichbar. Die Auswirkungen des

größeren kritischen Rundschnittes bei EC 2 im Vergleich zu DIN 1045-1 auf der Einwirkungsseite, wird durch die geringeren Vorfaktoren für Beton und Normalkraft kompensiert.

Bauteilwiderstand ohne Durchstanzbewehrung				
	$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + 0,1 \cdot \sigma_{cp})$			
	mit:	$C_{Rd,c}$	$= 0,18 / \gamma_c = 0,12$	für Normalbeton
		k	$= 1 + \sqrt{200 / d} \leq 2,0$	Berücksichtigung der Bauteilhöhe mit d in [mm]
		ρ_l	$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$	Längsbewehrungsgrad im kritischen Rundschnitt
		σ_{cp}	$= 0,5 \cdot (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})$	Bemessungswert der Betonnormalspannungen im kritischen Rundschnitt (positiv bei Druck)
		v_{min}	$= 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$	

Tabelle 2.6: Nachweiskonzept nach EC2 für Platten ohne Durchstanzbewehrung nach [3], „Vgl. Seite 32, Tabelle 2.5“.

maximale Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung				
	$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$			
	mit	u_0	$= 2 \cdot (c_1 + c_2)$ $= c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$ $= 3 \cdot d \leq c_2 + c_1$	Innenstützen Randstützen Eckstützen Rundschnitt direkt an der Stützenkante
		v	$= 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$	
		f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	Bemessungswert der Betonfestigkeit
		α_{cc}	$= 0,8$ bis $1,0$	Dauerstandsfestigkeitsbeiwert
Bauteilwiderstand mit Durchstanzbewehrung				
	$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d / s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} (1 / (u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha$			
	mit:	$f_{ywd,ef}$	$= 250 + 0,25 \cdot d$	Bemessungswert der Zugfestigkeit der Schubbewehrung mit d in [mm]
		A_{sw}		Querschnitt der Schubbewehrung
		u_1		Umfang des Nachweisschnittes im Abstand von $2,0 \cdot d$ vom Stützenrand
		s_r	$\leq 0,75 \cdot d$	radialer Abstand der Schubbewehrungsreihen
Umfang des Nachweisschnittes, wo keine Querkraftbewehrung mehr erforderlich ist				
	$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d)$			Abstand von der letzten Schubbewehrungsreihe $\leq 1,5 \cdot d$

Tabelle 2.7: Nachweiskonzept nach EC2 für Platten mit Durchstanzbewehrung nach [3], „Vgl. Seite 32, Tabelle 2.6“.

2.4.3 DIN 1045-1

In einem kritischen Rundschnitt im Abstand $1,5d$ von der Stütze wird nach DIN 1045-1 der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft pro Längeneinheit v_{Ed} bemessen und darf nicht größer als der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes v_{Rd} sein (Tabelle 3.8). Die exzentrische Momentbeanspruchung wird immer auf der Einwirkungsseite angegeben. Dabei wird die einwirkende Durchstanzlast mit den konstanten Lasterhöhungsfaktoren $\beta = 1,05$ bei geometrisch einfachen Innenstützen, $\beta = 1,40$ bei Randstützen und $\beta = 1,50$ bei Eckstützen multipliziert. Bei speziellen Fällen, wie bei versetzten Innenstützen mit großen exzentrischen Querkraftbelastungen muss der β Faktor selbst z.B. nach Heft 525 des DAfStb berechnet werden. In Heft 525 des DAfStb (2003) wird Gleichung 3.11 zur Ermittlung des Lasterhöhungsfaktors β angegeben.

$$\beta = 1 + \frac{\Delta M_{\text{Stütze}} / N_{\text{Stütze}}}{l_c} \quad (\text{Gl. 3.13})$$

mit: $\Delta M_{\text{Stütze}}$ = Moment, das im Knoten von der Stütze an die Deckenplatte abgegeben wird

$N_{\text{Stütze}}$ = Stützennormalkraft

l_c = Stützendurchmesser oder Seitenlänge

Bei der Verwendung des Lasterhöhungsfaktors β aus Gleichung 3.13 nach DIN 1045-1 ergeben sich nach [3] besonders im Bereich größerer bezogener Ausmitten sehr konservative, auf der sicher Seite liegende Resultate.

Sicherheitsbeiwerte			
Einwirkung			
	γ_G	=1,35	ständige Einwirkungen
	γ_Q	=1,50	veränderliche Einwirkungen
	γ_P	=1,00	Vorspannung
Widerstand			
	γ_c	=1,50	Beton
	γ_s	=1,15	Betonstahl und Spannstahl
Einwirkungsseite			
	$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u}$		
	mit:	V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
		β	=1,05 bei Innenstützen =1,40 bei Randstützen =1,50 bei Eckstützen Beiwert zur Berücksichtigung einer nichtrotations-symmetrischen Querkraftverteilung
		u	Umfang des kritischen Rundschnitts im Abstand von 1,5·d vom Stützenrand
Bauteilwiderstand ohne Durchstanzbewehrung			
	$V_{Rd,ct} = (0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}) \cdot d$		
	mit:	η_1	=1,0 für Normalbeton
		κ	= $1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$ Berücksichtigung der Bauteilhöhe mit d in [mm]
		ρ_l	$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,4 \cdot f_{cd} / f_{yd}$ $\leq 0,02$ Längsbewehrungsgrad im kritischen Rundschnitt
		f_{cd}	= $0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ Bemessungswert der Betonfestigkeit
		σ_{cd}	= $0,5 \cdot (\sigma_{cd,x} + \sigma_{cd,y})$ Bemessungswert der Betonnormalspannungen im kritischen Rundschnitt (negativ bei Druck)

Tabelle 2.8: Nachweiskonzept nach Din 1045-1 für Platten ohne Durchstanzbewehrung nach [3], „vgl. Seite 26, Tabelle 2.2“.

Laut [3] besteht ein deutlicher Unterschied im Vergleich zu EC 2 in der Festlegung der oberen Schubspannungsgrenze. Nach den Regelungen in EC 2 ist die Maximaltragfähigkeit von durchstanzbewehrten Decken nur von der Betonfestigkeit abhängig. Im Gegensatz dazu wird nach DIN 1045-1 die maximale Tragfähigkeit als der 1,5-fache Berechnungswert der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung angegeben. Norm DIN 1045-1 erfasst auch den Längsbewehrungsgrad der Decke.

Bei durchstanzbewehrten Flachdecken in DIN 1045-1 (Tabelle 3.9) wird der Übergangsbereich vom Durchstanzen zum ebenen Plattenschub berücksichtigt und die Durchstanzbewehrung wird ähnlich wie bei der Zugkraftdeckung bei Balken abgestuft. Außerhalb des schubbewehrten Bereiches von Platten mit Durchstanzbewehrung wird das Durchstanzkonzept der bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfbolzen (u. a. DIBt 1997-2) bzw. Dübelleisten in modifizierter Form empfangen.

maximale Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung			
	$V_{Rd,max} = 1,5 \cdot V_{Rd,ct}$		
Bauteilwiderstand mit Durchstanzbewehrung			
	$V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{u}$		für die erste Bewehrungsreihe im Abstand von $0,5 \cdot d$ vom Stützenrand
	$V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{u \cdot s_w}$		für die weiteren Bewehrungsreihen im Abstand $s_w = 0,75 \cdot d$ untereinander
mit:	κ_s	$= 0,7 + 0,3 \cdot \left(\frac{d - 400}{400} \right) \begin{matrix} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{matrix}$	Wirksamkeitsfaktor der Schubbewehrung mit d in [mm]
	A_{sw}		Querschnitt der Schubbewehrung
	u		Umfang des Nachweisschnittes
	s_w	$\leq 0,75 \cdot d$	wirksame Breite einer Bewehrungsreihe
Querkrafttragfähigkeit außerhalb des schubbewehrten Bereiches			
	$V_{Rd,ct,a} = \kappa_a \cdot V_{Rd,c}$		Nachweisschnitt im Abstand von $1,5 \cdot d$ von der letzten Bewehrungsreihe
mit:	κ_a	$1 - \frac{0,29 \cdot l_w}{3,5 \cdot d} \geq 0,71$	Übergang zum Querkraftwiderstand von Platten
	l_w		Länge des schubbewehrten Bereichs

Tabelle 2.9: Nachweiskonzept nach DIN 1045-1 für Platten mit Durchstanzbewehrung nach [3], „Vgl. Seite 27, Tabelle 2.3“.

3 STAHPILZE

3.1 Allgemein

Im Stützenbereich von Flachdecken entstehen sehr hohe Schubbeanspruchungen, die bei zu hoher Belastung zum Versagen der Decke durch Durchstanzen führen können. Laut [33] entsteht durch Kombination der Werkstoffe Beton und Stahl ein Verbundsystem, das im idealen Fall ein Zusammenwirken von radialen und tangentialen Spannungszuständen in Stützennähe bewirkt. Im Auflagerflansch des Stahlpilzes entwickelt sich eine Druckschale, deren Schubtragfähigkeit deutlich größer ist, als bei üblichen Durchstanzlösungen (z.B. Bügel, Dübelleisten). Über die gesamte Stahlpilzlänge erfolgt eine Umlagerung der Querkraftbeanspruchung auf das Stahlprofil, wodurch die Auflagerfläche der Stütze günstigerweise entlastet wird. Damit entsteht beim Stützenkopf keine konzentrierte Last mehr. Diese Sonderlösung kann in Fällen bei denen alle andere Durchstanzbewehrungselemente auf Durchstanzen versagen würden genutzt werden. Aus diesem Grund wurden diese speziellen Durchstanzbewehrungselemente, sogenannte Stahlpilze, von der Fa. Spannverbund [70] in den 90 er Jahren entwickelt. Ein Stahlpilz ist ein liegender, einbetonierter Rost aus Stahl in Stahlbetondecken (Bild 4.5). Zu den wichtigsten Vorteilen von Stahlpilzen zählen unter anderem:

- Eine sehr hohe Querkrafttragfähigkeit,
- Pilzform ist fast unabhängig von den Stützenabmessungen,
- kleinere Stützmomente,
- weniger Biegebewehrung und übersichtliche Bewehrungspläne,
- gerade Deckenschalungsunterkante,
- rascher Baufortschritt auf der Baustelle,

Laut [70] werden aufgrund von optimaler Raumausnutzung und flexibler Gebäudenutzung Stahlpilze für alle mögliche Deckengrundrisse (Bild 4.1) angepasst. Es werden vier verschiedene Grundtypen im Bauingenieurwesen verwendet, welche in Bild 4.2 dargestellt sind.

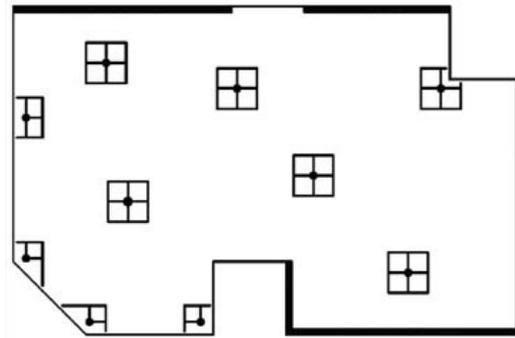


Bild 3.1: Allgemeine Übersichtsskizze mit unterschiedlicher Stahlpilzform laut [70]

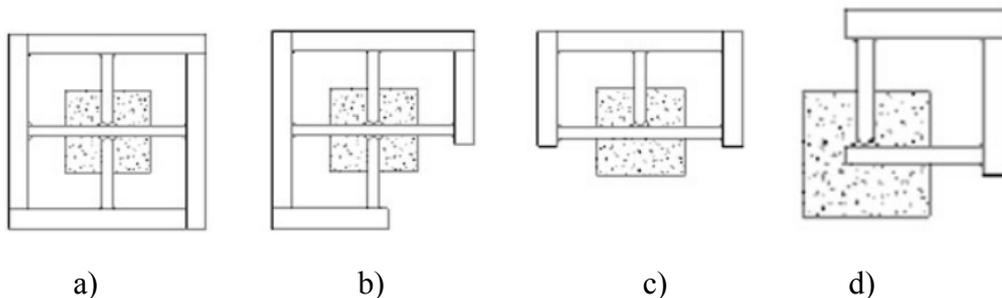


Bild 3.2: Stahlpilzformen laut [70], a) Innenstützenstahlpilz, b) 3/4-Pilze für Stützen bei einspringenden Gebäudeecken, c) 1/2-Pilze für Randstützen, d) 1/4-Pilze für Eckstützen

Übliche Verbindungen von Stahlpilz und Stützen erfolgen in Abhängigkeit vom Stützenmaterial und gliedern sich in drei Grundvarianten (Bild 4.3):

- a) Betonstützen: Der auf die Schalung über der Stütze gelegter Stahlpilz wird einbetoniert.
 - b) Stahlkernstützen: Der Stahlpilz wird in der Fertigteilfabrik mit der Stahlstütze verbunden und der Stützenstoß entsteht dann oberhalb der Flachdecke.
- Stahl- und Verbundstützen mit Verbindung auf der Baustelle:
- c) Stülplösung mit Zwischenplatte: Der Stahlpilz wird über die Stütze gestülpt und auf die eingeschweißte Zwischenplatte der Stütze gelegt.
 - d) Stülplösung mit Knaggen: Der Stahlpilz wird über die Stütze gestülpt und auf die seitlich an die Stütze angeschweißten Knaggen der Stütze gelegt.

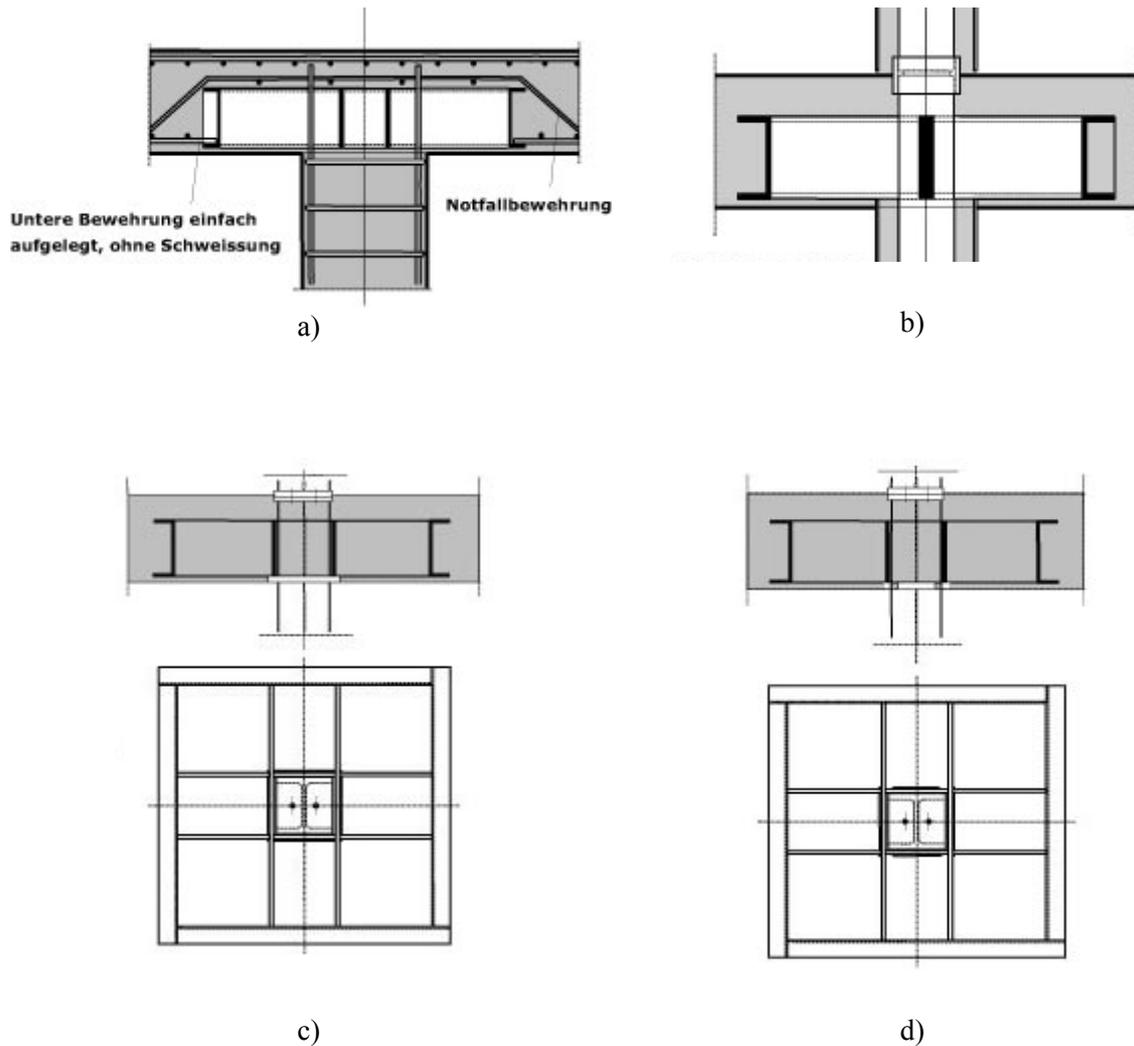


Bild 3.3: Anschlussstypen zwischen Stahlpilz und Stützen laut [70]:

Bei den meisten Flachdecken ohne Stahlpilze sind stützennahe Deckendurchbrüche aufgrund des Durchstanznachweises nicht möglich, da die konzentrierte Bewehrung in der Decke fast keinen freien Raum für allfällige Durchbrüche lässt. Mit dem Stahlpilz sind Deckendurchbrüche im Pilzinneren für die vertikale Leitungsführung direkt neben den Stützen möglich. Bei kleineren Deckendurchbrüchen bleibt die Kontinuität der Decke erhalten, der Durchstanznachweis selbst bleibt unverändert und die abgeschnittene Biegezugbewehrung wird nur ausgewechselt. Die Aufteilung der Stahlträger im inneren Raum von Stahlpilzen kann an die gewünschten Durchbrüche angepasst werden (Bild 4.4).

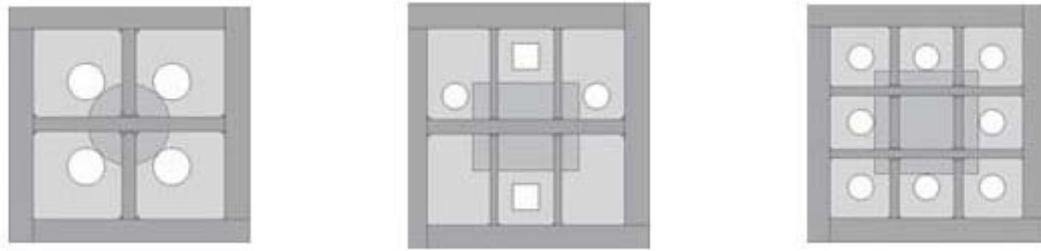


Bild 3.4: Deckendurchbrüche bei Stahlpilzen, Ausführungsbeispiele laut [70]

Laut [70] ist der einzige Arbeitsschritt bei der Montage eines Stahlpilzes dessen Einlegen in die Schalung vor dem Verlegen der unteren Lage der Bewehrung. Der Stahlpilz wird in der Regel 2 cm über der Deckenschalung mit dem Kran auf die Stahlbetonstütze eingelegt (Bild 4.5a). Die untere Lage der Bewehrung wird in das U-Profil hineingelegt und schließt einfach auf dem Unterflansch des U-Profiles ab (Bild 4.5b). Schlussendlich wird die Decke erst nach Verlegen der Notfallbewehrung und der oberen Deckenbewehrung betoniert. Die obere Deckenbewehrung verläuft ungehindert über den Stahlpilz hinweg.



a)

b)

Bild 3.5: a) Stahlpilztransport mit der Hilfe des Kranes, b) Verlegen von unterer Bewehrung auf dem Unterflansch des U-Profiles laut [70]

Laut [70] wird der Stahlpilz nicht nur als Deckendurchstanzelement verwendet, sondern auch als Fundamentpilz in die Fundamentplatte eingebaut. Wie in Bild 4.6 zu sehen ist, müssen bei der Montage die Setzplatten, die von dem Stahlpilzhersteller geliefert werden, auf Mörtelpatschen einnivelliert werden, die Stahlpilze mit Füßen auf Setzplatten fixiert, die untere Bewehrung durchgeführt und die obere Bewehrung in Randträger geführt werden.

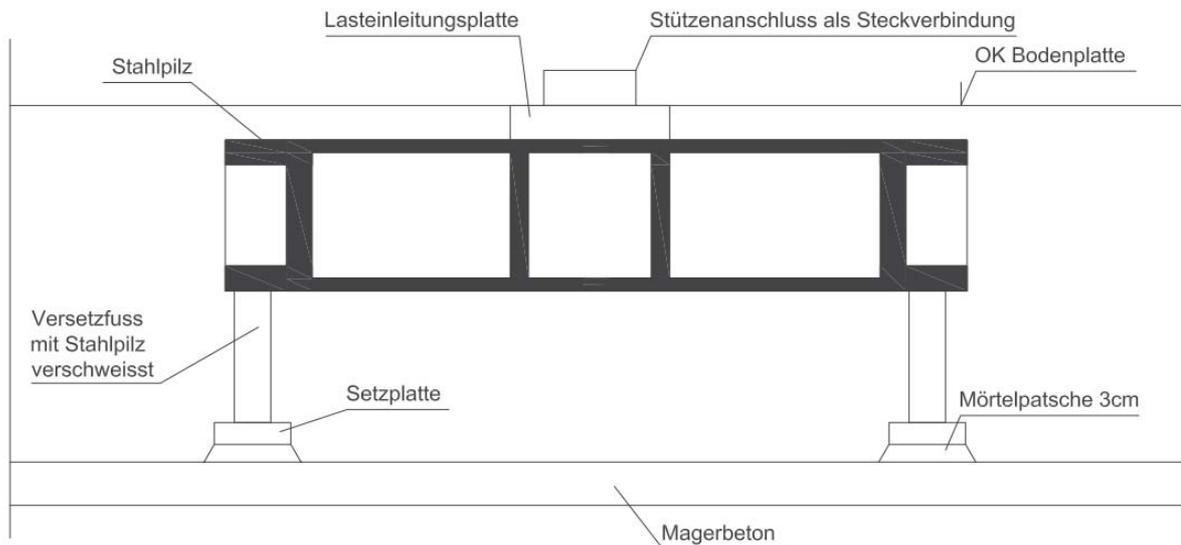


Bild 3.6: Fundamentpilz laut [70]

Für Randpilze (Bild 4.7a) ist wegen der nicht rotationssymmetrischen Beanspruchung anstelle des Nachweises gegen Durchstanzen ein Querkraftnachweis nach DIN 1045-1, Abschn. 10.3.3 zu führen. Damit entfällt die Berücksichtigung des Lasterhöhungsfaktors β . Für Eckpilze (Bild 4.7b) ist ein Durchstanznachweis, Querkraftnachweis (wie bei Randstützen) und Stahlteilenachweis zu führen.

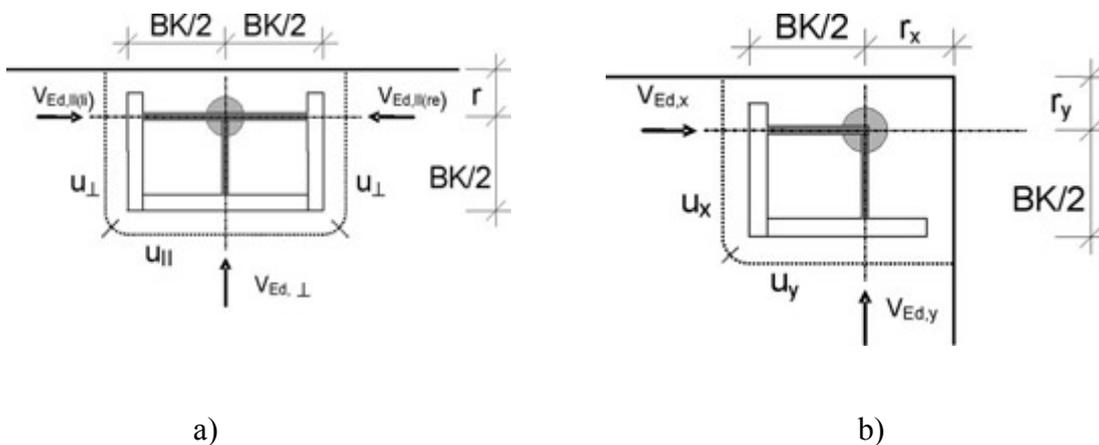


Bild 3.7: Wichtige Parameter für: a) Randpilze , b) Eckpilze laut [70]

Laut [70] vergrößert sich beim Durchstanzen von Flachdecken-Stahlpilzen die gestützte Auflagefläche und dadurch wird die Beanspruchung, ausgedrückt durch den Bemessungswert der Querkraft $v_{Ed} = \beta V_{Ed}/u$, reduziert. Damit ein ausreichender Steifigkeitsgrad gewährleistet werden kann, muss der Stahlpilz eine bestimmte Größe aufweisen. Der Durch-

stanzwiderstand der Decke nimmt mit zunehmender Auflagergröße (ab $4BK = 11d$, Bild 4.9) ab. Durchstanzbewehrungen in der Form von Doppelkopfbolzen vergrößern ebenfalls die gestützte Auflagerfläche, jedoch kann aufgrund der fehlenden Biegesteifigkeit der Durchstanzwiderstand innerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches nur bis zu einem bestimmten Wert erhöht werden:

$v_{Rd,max} = 1.5 v_{Rd,ct}$, bei Verlegung von Bügeln und $v_{Rd,max} = 1.9 v_{Rd,ct}$ bei Verlegung von Doppelkopfbolzen.

„Durchstanzbewehrungen können nicht bei beliebig kleinen Auflagergrößen eingesetzt werden: Bei abnehmendem Umfang des Nachweisschnittes u nimmt die Beanspruchung $v_{Ed} = \beta V_{Ed}/u$ zu und überschreitet den begrenzten Durchstanzwiderstand im Stützenbereich. Ausserdem kann es zu konstruktiven Problemen führen, wenn z.B. ein hoher Biegezugbewehrungsgrad mit engen Durchstanzbewehrungsabständen abgestimmt werden muss. Man darf dabei nicht vergessen, dass die erforderliche Notfallbewehrung (Einsturz-sicherung gemäß DIN 1045-1 Abs. 13.3.2 (12)) über die Stütze geführt werden muss.“ [70]

Kann der Durchstanznachweis für die Flachdecke mit einer Durchstanzbewehrung (Doppelkopfbolzen) oder mit einem Stahlpilz nicht geführt werden, ist die Erfüllung des Durchstanznachweises durch eine Kombination (Bild 4.8) der beiden Bauelemente möglich. Die Durchstanzbewehrung ihrerseits ermöglicht dem geometrisch begrenzten Stahlpilz eine Erhöhung des Durchstanzwiderstandes. Eine Stützenkopfverstärkung mit Hilfe des Stahlpilzes ermöglicht leichtere Biegezug- und Notfallbewehrungsführung.

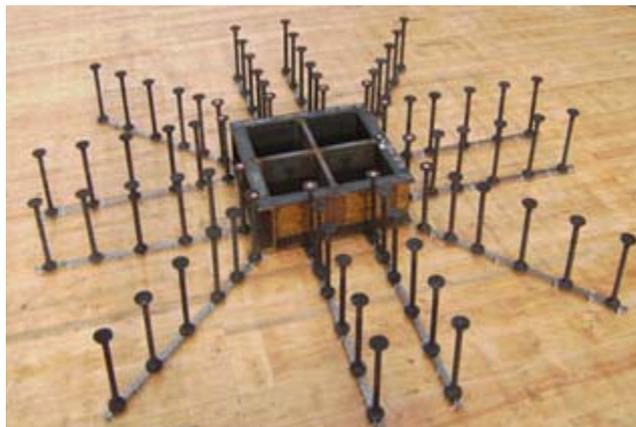


Bild 3.8: Kombination von Stahlpilz mit Doppelkopfbolzen laut [70]

3.2 Grundlagen zur Berechnung

Stahlpilze mit Zulassung für den österreichischen Baustellenmarkt werden laut [70] gemäß der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.1-234 basierend auf DIN 1045-1 (Durchstanzen), DIN EN 10025 und der Normenreihe DIN 18800 (Stahlteile, Teil 1) bemessen. Aufgrund dessen wird die Berechnung dieser speziellen Stahlpilzelemente in dieser Diplomarbeit fortführend nicht nach den Ö-Normen berechnet, sondern erfolgt nach DIN 1045-1 für Durchstanzen.

Im folgenden Text werden wichtige Parametern wie Bedingungen für die Materialeigenschaften, Geometrie, Belastungswerte und statische Prinzipien vorgestellt.

Die Bedingungen für die Materialeigenschaften:

- C20/25 bis C55/67 - Grenze der Betonqualität
- $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$ S235
- $f_{y,k} = 355 \text{ N/mm}^2$ S355 - Stahl des Stahlpilzes: Streckgrenze
- $f_{y,d} = 500 \text{ N/mm}^2$ BSt 500 - Betonstahl: Nennstreckgrenze

Geometrie (Bild 4.9):

- Statische Höhe des Querschnittes d
- Außenabmessungen der Stahlpilze BK
- Stahlpilzhöhe w
- Stahlpilzbereich: Durchstanzen u
- Traglastbereich der Biegung $b = 0,2 \cdot L$
- Spannweite L

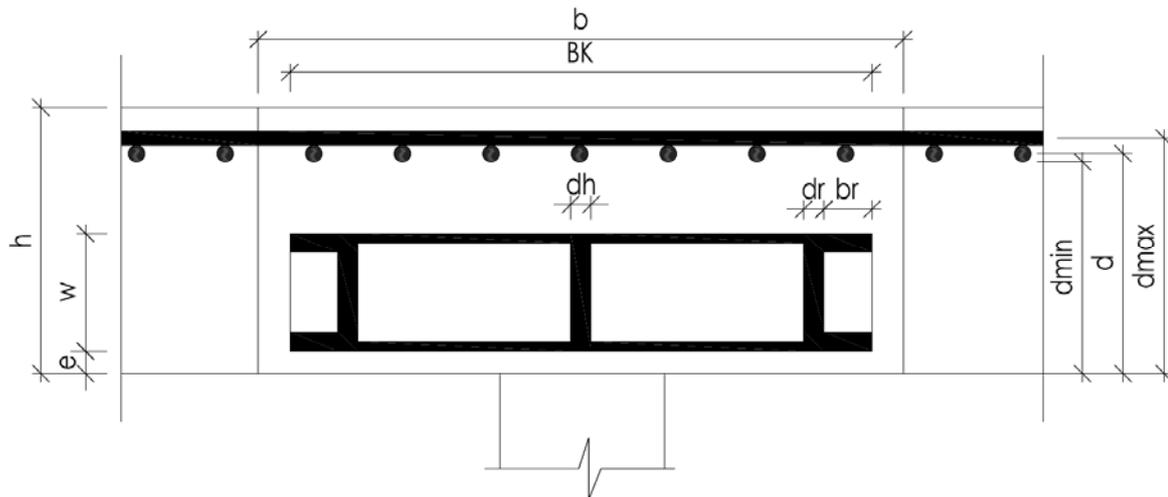


Bild 3.9: Abmessungen und Bezeichnungen des Stahlbetonquerschnittes laut [70]

Belastungswerte:

- Eigengewicht der Stahlbetondecke	g	[kN/m ²]
- Bodenauflast, Wände, Etc.	g1	[kN/m ²]
- Nutzlast, Verkehrslast	p	[kN/m ²]
- Gesamtbelastung für die Decke	q	[kN/m ²]
- Auflagerkraft (Deckenauflegerkraft)	R	[kN]
- Querkräfte je Stahlpilzrand	V	[kN]
- Momente am Rand des Pilzbereiches	m _{SG}	[kNm/m]
- Momente in der Stützenachse	m _{SS}	[kNm/m]
- Erforderliche Bewehrung im Gurtstreifen (0,4 L)	as	[cm ² /m]

Der Durchstanznachweis für Innenpilze wird gemäß DIN-1045-1, Abschnitt 10.5.4 berechnet. Der kritische Rundschnitt u_{crit} befindet sich im Abstand von $1,5 \cdot d$ von der Außenkante der Stahlpilzrandträger.

Bei der Erfüllung folgender Randbedingungen ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich:

$$1) \text{ bei } 4 \cdot BK \leq 11 \cdot d \Rightarrow \beta \cdot V_{Ed} \leq v_{Rd,ct} \cdot u_{crit} \quad (u_{crit} = 4 \cdot BK + 3\pi \cdot d)$$

$$2) \text{ bei } 4 \cdot BK > 11 \cdot d \Rightarrow \beta \cdot V_{Ed} \leq v_{Rd,ct} \cdot u'_{crit} \quad (u'_{crit} = 11 \cdot d + 3\pi \cdot d + (4 \cdot BK - 11 \cdot d) \cdot \frac{0.10}{0.14})$$

Laut [71] muss eine Durchstanzbewehrung dann vorgesehen werden, wenn die erforderliche Querkrafttragfähigkeit eines Deckenquerschnittes nicht nachgewiesen werden kann.

Die erforderliche Durchstanzbewehrung wird mit der Notfallbewehrung (= Einsturzsicherungsbewehrung) zur Vermeidung eines fortschreitenden Versagens gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 13.3.2 (12) gerechnet (Bild 4.10). Die Notfallbewehrung ist mit typischen Schrägaufbiegungen über den Stahlpilz verlegt und gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 10.5.5 (3) dimensioniert.

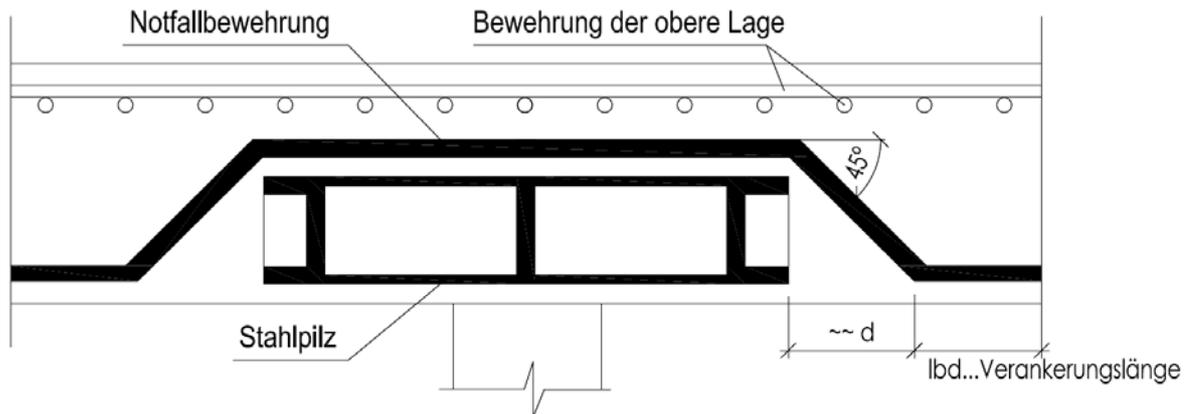


Bild 3.10: Führung der Notfallbewehrung über Stahlpilz

Die Verankerungslänge für die Notfallbewehrung (Kollapsbewehrung) legt man mittels Gleichung 4.1 fest. Allgemein gültig: $\text{erf } A_s = \text{erf } A_{s, \text{Kollaps}}$

$$l_{bd} = \max (1,3 \cdot a_a \cdot l_b \text{ oder } a_1 \cdot l_{b, \text{net}}) \quad (\text{Gl. 4.1})$$

mit: l_{bd} = Verankerungslänge

$$l_{b, \text{net}} = a_a \cdot (A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}}) \cdot l_b = l_{b, \text{min}}$$

a_a, a_1 ...Beiwerte zur Berücksichtigung der Verankerungsart

l_bGrundmaß der Verankerungslänge

$l_{b, \text{net}}$... Erforderliche Verankerungslänge

$l_{b, \text{min}}$... Mindestwert der Verankerungslänge

Das Biegemoment am Rand des Stahlpilzbereiches wird laut [71] durch den Verbundquerschnitt Beton-Bewehrung aufgenommen. Der Nachweis erfolgt durch den Vergleich des plastischen Biegemomentes mit dem einwirkenden Biegemoment. Der Sicherheitsfaktor $\gamma = M_{pl}/M_{vorh}$ muss grösser als 1,75 sein. Im Bild 4.11 ist der Spannungsverlauf in einem Stahlbetonquerschnitt am Rand des Stahlpilzes zu sehen. Auf Grund dieses Spannungsver-

laufes kann die erforderliche Notfallbewehrung mit den Gleichungen 4.2, 4.3 und 4.4 ermittelt werden.

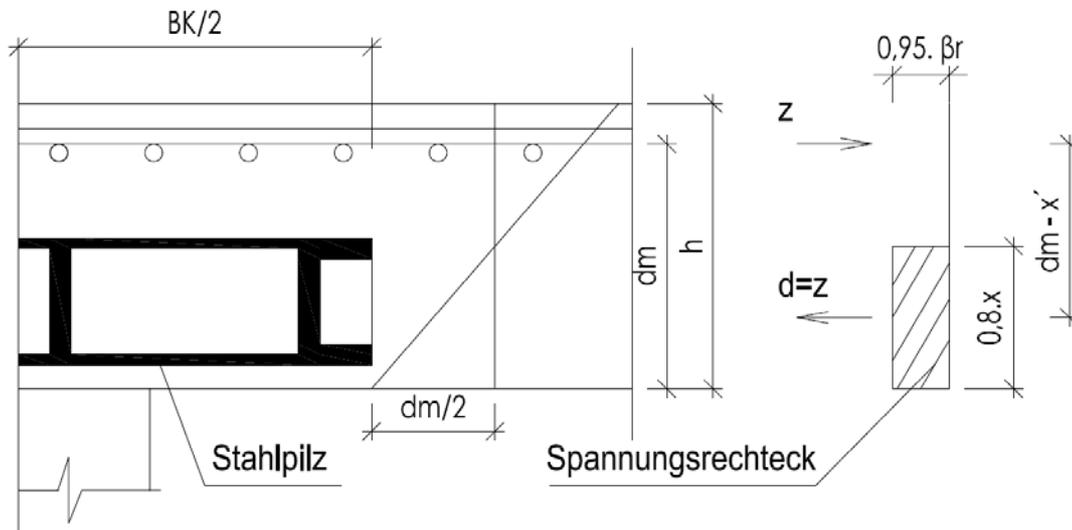


Bild 3.11: Spannungsverlauf in einem Stahlbetonquerschnitt am Rand des Stahlpilzbereiches zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrung in Bereich $b/2$ außerhalb der Stützenachse

$$b/2 = BK/2 + d_m/2$$

$$Z = a_s \cdot \beta_s \cdot b; 0,8 \cdot x = \frac{z}{(0,95 \cdot \beta_r \cdot b)}; b = 1 \text{ m} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

$$\gamma \cdot M = Z \cdot (d_m - x') \quad (\text{Gl. 4.3})$$

mit: $m_{SG} = M/b$ und den gebräuchlichen Einheiten ergibt sich nach Einsetzen Gl.4.4:

m_{SG} in [kNm/m], d_m in [cm], β_R, β_S in [kN/cm²]

$$a_{s,mSG} \geq 95 \cdot d_m \cdot \frac{\beta_R}{\beta_S} - \sqrt{\left(95 \cdot d_m \cdot \frac{\beta_R}{\beta_S}\right)^2 - 33250 \cdot \frac{\beta_R}{\beta_S^2} \cdot m_{SG}} \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \quad (\text{Gl. 4.4})$$

Laut [71] muss bei der Berechnung auch der Nachweis des Stahlpilzquerschnittes ausgeführt werden. Das entstehende Stützmoment muss vom Stahlbeton- und vom Pilzquerschnitt aufgenommen werden. Der Momentenverlauf für Innenstützen (oben im Bild) und Randstützen (unten im Bild) im Bild 4.12a ergibt sich durch Berechnung nach Heft 240, DafStb und im Bild 4.12b nach der Finite-Elemente-Methode. Die oben durchlaufende Bewehrung über der Stütze wird aus dem Randmoment m_{SG} (siehe Bild 4.12) für die Stahlbetondecke ermittelt. Der Anteil m_{SG} ist daher für die Bemessung des Stahlpilzes nicht zu berücksichtigen, weil dieses Moment durch die obere Durchstanzbewehrung ab-

gedeckt wird. Die Einflussbreite des für die Stahlpilzberechnung maßgebenden Momententeils $\Sigma\Delta m_s$ ist im Bild 4.12 durch die variable b definiert. Je nach Fall wird b unterschiedlich berechnet, wie in Abbildung 4.12 zu sehen ist. Die restliche Momentenfläche $\Sigma\Delta m_s$ ist durch den Stahlpilzquerschnitt unter Berücksichtigung des Querkrafteinflusses zu übernehmen (Gl.4.5).

$$\Sigma\Delta m_s \leq \frac{\Sigma M_{pl,V,Pilz}}{\gamma} \quad (Gl. 4.5)$$

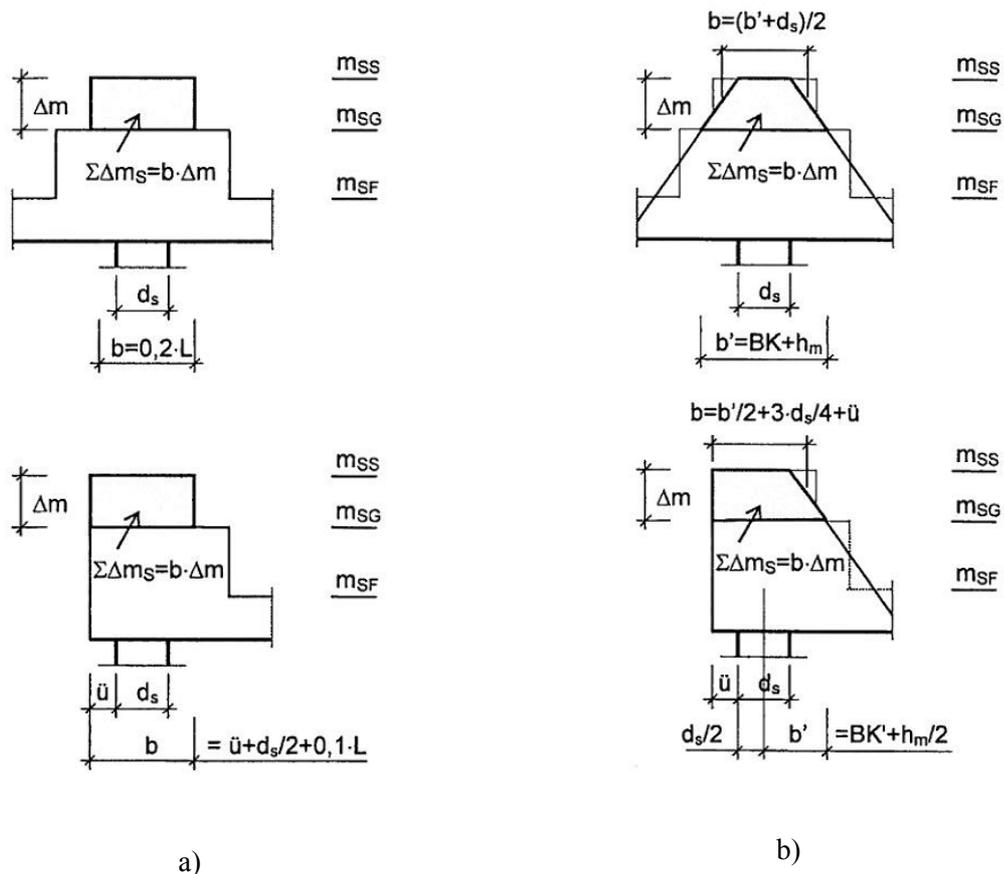


Bild 3.12: Momentenaufteilung bei der Stütze mit Stahlpilz gemäß [71] : a) Heft 240, DafStb b) finite Elemente

Es wird laut [71] angenommen, dass die Querkräfte im Pilzbereich alleine von den Stegen des Stahlpilzes aufgenommen werden. Bei gleichmäßiger Verteilung der Schubspannung über die Pilzhöhe w gilt für die Momenten-Querkraft-Interaktion:

Nach Gleichung 4.6 ergibt sich für Rand- und Zwischenträger des Stahlpilzes (Geometrie siehe Kap. 5.7) im Allgemeinen ein reduziertes Moment (plastisches Moment mit Querkraftinteraktion). Für Hauptträger ist nach Gleichung 4.7 ein Sicherheitsfaktor $\gamma_H = 1,7$ zu berücksichtigen.

$$M_{pl,V} = M_{pl} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma \cdot V}{V_{pl}}\right)^2} \quad (Gl. 4.6)$$

$$M_{pl,V,H} = M_{pl,H} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma_H \cdot V_H}{V_{pl,H}}\right)^2} \quad (Gl. 4.7)$$

3.3 *M-Q-Interaktion bei variablem Abstand der exzentrischen Last*

In diesem Kapitel wird untersucht, wie sich die Momenten-Querkraft-Interaktion in der Stahlbetondecke bei variablen Abständen vom Auflagerpunkt der von oben exzentrisch wirkenden Einzellasten verhält. Anhand eines geeigneten linearen 2D- (RSTAB) sowie eines 3D-Finite-Elemente-Vergleichsmodells (RFEM) werden die Belastungssituationen modelliert (graphische Ergebnisse siehe Anhang, RSTAB Ausdrücke Bild 0.1, 0.2 und 0.3).

Die wirkende Einzellast $V = 4410 \text{ kN}$ wird jeweils um $0,5 \text{ m}$ Abstand zu der belasteten Stütze verschoben (Bild 4.13). Es werden dann die Kopfanschlussmomente und Normalkräfte in der Stütze und zugehörige Querkräfte in der Stahlbetondecke am Außenrand der Stütze beobachtet. Der für das Durchstanzen wichtige Lasterhöhungsfaktor β wird mittels zwei Methoden ermittelt (Tabelle 4.1). Der maßgebende β - Wert (Bild 4.14) wird dann in Kapitel 5 an zwei Beispielen mit unterschiedlicher Geometrie in einem einheitlichen Bemessungsansatz für das exzentrische Durchstanzen errechnet.

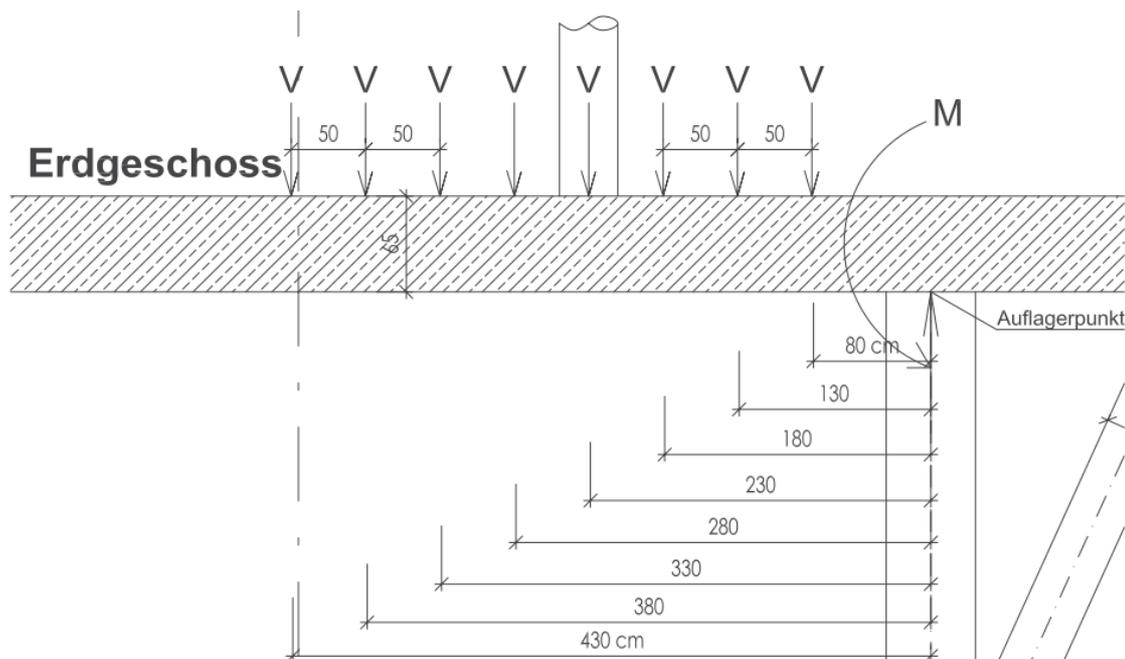


Bild 3.13: Prinzipielles variables Belastungsschema einer exzentrisch beanspruchten Innenstütze

Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β :1. Methode:

Der Lasterhöhungsfaktor β wird aus dem Querkraftverlauf in der Decke bei dem Auflagerpunkt der Stütze festgestellt (Gl.4.8)

$$\beta = \frac{2 \cdot V_{max}(V_{li}, V_{re})}{V_{li} + V_{re}} \quad (Gl. 4.8)$$

2. Methode:

Der Lasterhöhungsfaktor β wird aus dem Stützenanschnittmoment aus beiden Richtungen M_y, M_z in der Decke bei dem Auflagerpunkt der Stütze festgestellt.

$$M_{Ed} = \sqrt{(M_y)^2 + (M_z)^2}, N_{Ed} \dots \text{Normalkraft in der Decke, } l_c \dots \text{Durchmesser der Stütze}$$

$$\beta = 1 + \frac{M_{Ed}/N_{Ed}}{l_c} \quad (\text{siehe Gl.3.11, in Kapitel 3.4.3})$$

Tabelle 4.1 zeigt, dass für die betrachtete Abfangdecke mit $d = 65 \text{ cm}$ der Lasterhöhungsfaktor β aus dem Querkraftverlauf in der Decke beim Auflagerpunkt der Stütze maßgebend ist. Je näher die Einzellast in Richtung des Auflagers rückt, desto größer wird das Verhältnis zwischen Querkraft V_{li} und V_{re} und laut Gleichung 4.8 steigen die β - Werte entsprechend. Bei einem Abstand der Einzellast vom Auflager von $0,8 \text{ m}$ ist der Lasterhöhungsfaktor auf knapp $\beta = 1,4$ gestiegen. Damit wurden die Normenwerte für die Randstützen erreicht. Es muss also die Durchstanzlast V_{Ed} um 40% erhöht werden und um gewünschte Sicherheit zu gewährleisten.

Nach Bild 4.14 lässt sich zusammenfassend sagen, dass der Abstand der exzentrischen Einzellast den Lasterhöhungsfaktor β beeinflusst. Wenn der Abstand der Einzellast von der Stütze kleiner als der $1,3$ - fache Wert der mittleren statischen Höhe d ist, dann hat diese exzentrische Einzellast auf den Durchstanznachweis einen sehr großen Einfluss. In unserer Berechnung ($1,3 \cdot d = 0,8 \text{ m}$) ist der Lasterhöhungsfaktor auf $\beta = 1,4$ gestiegen. Andererseits spielt ab einem Abstand $\geq 4 \cdot d$ von der Stütze die exzentrisch wirkende Einzellast für das Durchstanzen keine Rolle mehr. Ab einem Abstand von $\geq 7 \cdot d (= 4,3 \text{ m})$ von der Stütze erhöht sich der Lasterhöhungsfaktor β (Bild 4.14), was vermutlich auf die Mitwirkung der Platte zurückzuführen ist.

Tabelle 3.1: Rechenergebnisse bei der variablen exzentrisch beanspruchten Innenstütze (Lasterhöhungsfaktor β)

Nr.:	Abstand e von der Stütze [m]:	Normalkraft in der Stütze N [kN]	Stützenkopfmoment My [kNm]	Stützenkopfmoment Mz [kNm]	Querkraft Vli [kNm]	Querkraft Vre[kNm]	Lasterhöhungsfaktor β aus V	Stützenanschnittmoment Med [kNm]	Lasterhöhungsfaktor β aus Med
1	4,3	6300	187	14,21	2063	2680	1,13	188	1,06
2	3,8	6420	204	14,32	2417	2717	1,06	205	1,06
3	3,3	6671	217	14,44	2785	2724	1,01	217	1,07
4	2,8	6900	226	14,51	3152	2692	1,08	226	1,07
5	2,3	7102	229	14,52	3514	2612	1,15	229	1,06
6	1,8	7267	225	14,57	3860	2475	1,22	225	1,06
7	1,3	7387	210	14,63	4181	2273	1,30	211	1,06
8	0,8	7449	178	14,59	4467	1997	1,38	179	1,05

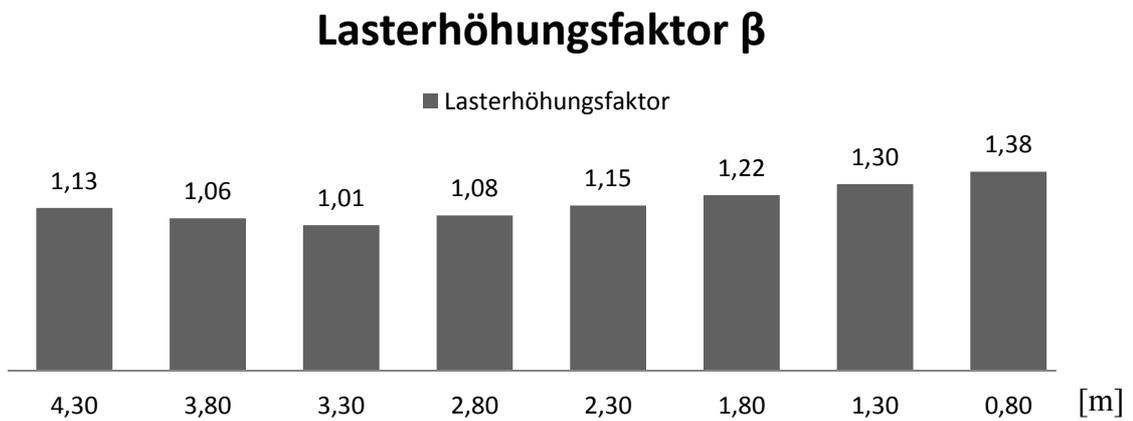


Bild 3.14: Einfluss des Abstandes der exzentrischen Einzellast auf den Lasterhöhungsfaktor β

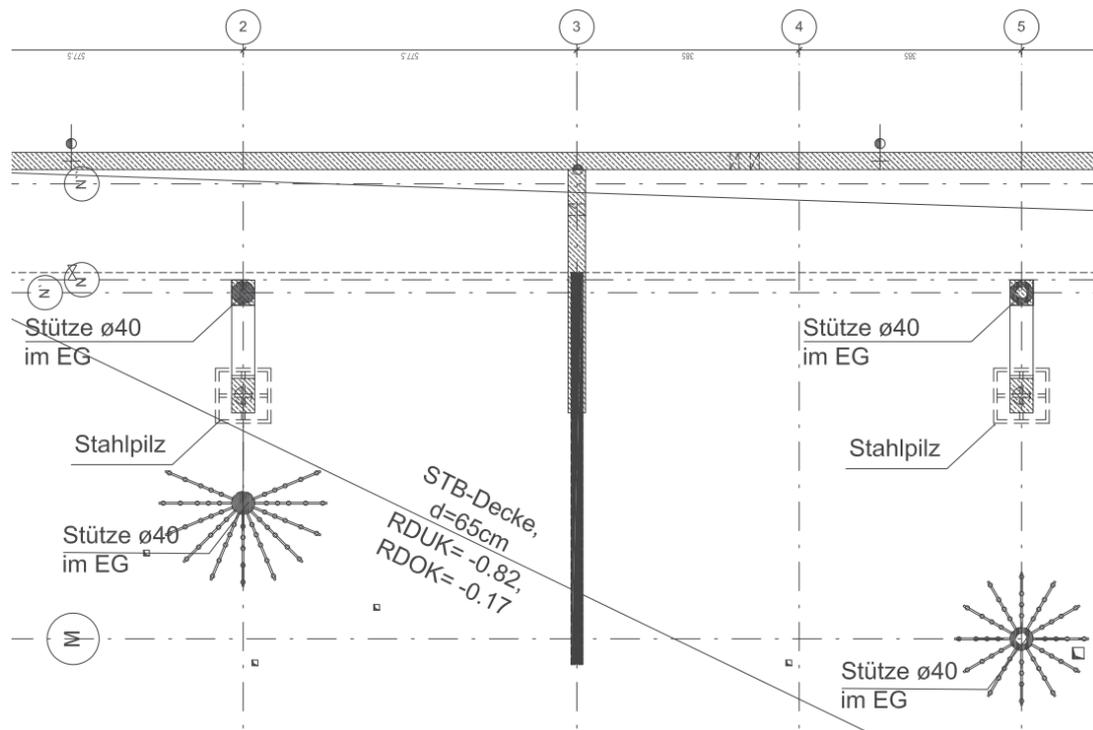
4 DURCHSTANZEN AN VERSETZTEN INNENSTÜTZEN MIT STAHLPILZ

4.1 Einleitung zur eigenen Berechnung

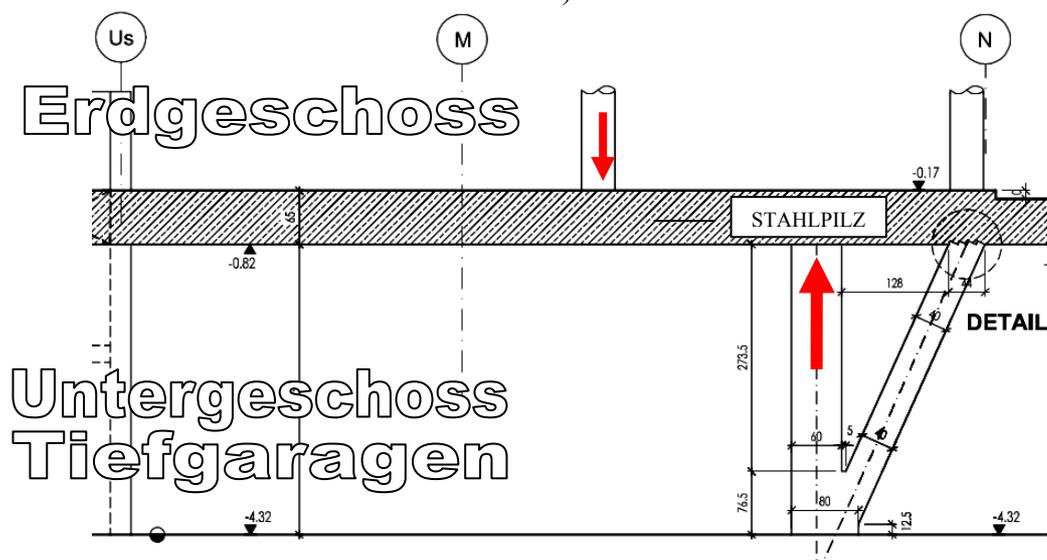
Im Rahmen der durchgeführten praxisorientierten statischen Berechnungen wurden die ausgewählten Bauteile mit Stahlpilz in der Decke über der Stütze betrachtet, um festzustellen, wie sich die Tragelemente verhalten. Es handelt sich um die Analyse des Tragverhaltens von exzentrisch beanspruchten Stahlbetondecken bei Innenstützen in Kombination von Stahlpilzen mit Doppelkopfbolzen unter Momenten-Querkraft-Interaktion. Die Ergebnisse werden anschaulich anhand von zwei Beispielen (Achse 2/N und 5/N, siehe Geometrie in Bild 5.1) mit unterschiedlichen β -Werten in einem einheitlichen Bemessungsansatz für das exzentrische Durchstanzen zusammengeführt. Mit Hilfe eines geeigneten linearen 2D sowie eines 3D-Finite-Elemente-Vergleichsmodells werden die Durchstanzstellen numerisch simuliert und einzelne Flachdecken mit Stahlpilzen bzw. Doppelkopfbolzen bewehrt.

4.2 Geometrie und statisches System

Die Decke über jener Tiefgarage, die in dieser Arbeit betrachtet wird, ist eine teils punkt- und wandgestützte Flachdecke mit einer Deckenstärke von 25 cm bis 65 cm und Betongüte C 45/55/XC1, Betondeckung $c = 30$ mm. Aufgrund eines Rasterwechsels im Untergeschoss (Tiefgarage) wird die Decke über Untergeschoss grundsätzlich mit einer Deckenstärke von 65 cm ausgeführt. In diesem Bereich wird sie als „Abfangdecke“ der darüber liegenden Geschosse herangezogen. Die in der Außenachse N des Hauses liegende Stützenreihe nimmt die Kraft im Untergeschoss durch eine V-Stütze auf (siehe Schnitt in Bild 5.1).



a)



b)

Bild 4.1: Geometrie der „Abfangdecke“ über Untergeschoss (Tiefgaragen)

- a) Ausschnitt aus Schalungsplan- Grundriss - Achse 2/N und 5/N
- b) Ausschnitt aus Schalungsplan- Schnitt - 2/N

Die Berechnung der Schnittgrößen in der Decke und in der Stütze erfolgte mit dem Finite-Element-Programm RFEM der Firma Dlubal. Die Bemessung erfolgte mit dem Zusatzmodell RF-Beton von RFEM. Auf der sicheren Seite liegend (Schnittgrößenkontrolle) wer-

den zwei Vergleichsmodelle in RFEM (3D) und RSTAB (2D) modelliert. Für die Deckenplatte wurde ein 2-dimensionales Plattenmodell mit einer 3D- Eingabe der V-Stützen gewählt, dessen Finite-Elemente eine Seitenlänge von 50 cm aufweisen. Als zweites Modell wurde der Teil der Stahlbetonflachdecke zwischen wirkender Einzellast und V-Stütze 40 x 60cm als Balken 65 x 580 cm (65 cm = Deckenhöhe, 580 cm = Stützenraster senkrecht zur Einzellast) in 2D modelliert (Bild 5.3). Alle Einwirkungen (ständige Lasten, Nutzlasten) sind als Lastfälle definiert.

4.3 Berechnungsmodelle

4.3.1 RFEM Flachdeckenmodell 3D

Mit dem FE-Programm Dlubal RFEM 4.06 (3D) wurde die Stahlbetonflachdecke mit V-Stützen modelliert (Bild 5.2). Die Stützen wurden unten gelenkig aufgelagert und oben eingespannt modelliert (Bild 5.4 und 5.5).

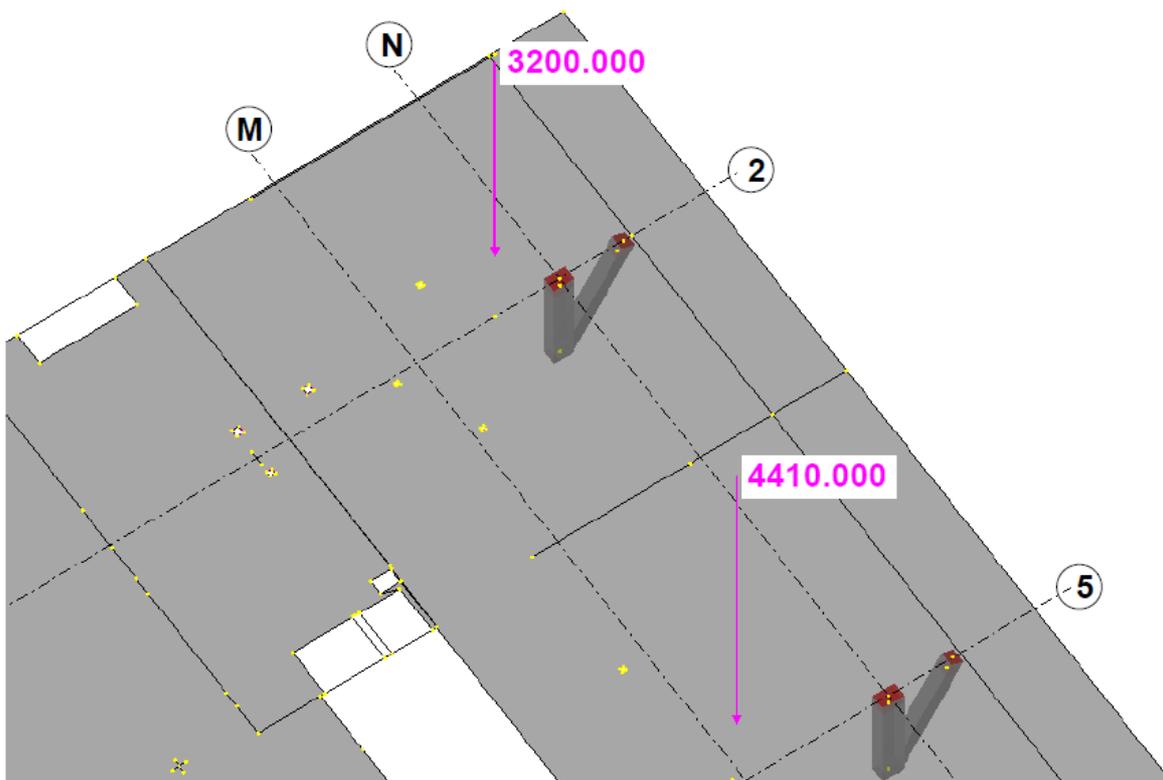


Bild 4.2: Isometrie von Normalkräften für die V-Stützen bei Achse 2/N

4.3.2 RSTAB Vergleichsmodell 2D

Mit dem FE-Programm Dlubal RSTAB 7.04 (2D) wurde der zu betrachtende Teil der Stahlbetonflachdecke als Balken 65 x 580 cm und die V-Stützen 40 x 60 cm modelliert (Bild 5.3). Die Stützen wurden unten gelenkig aufgelagert und oben eingespannt modelliert.

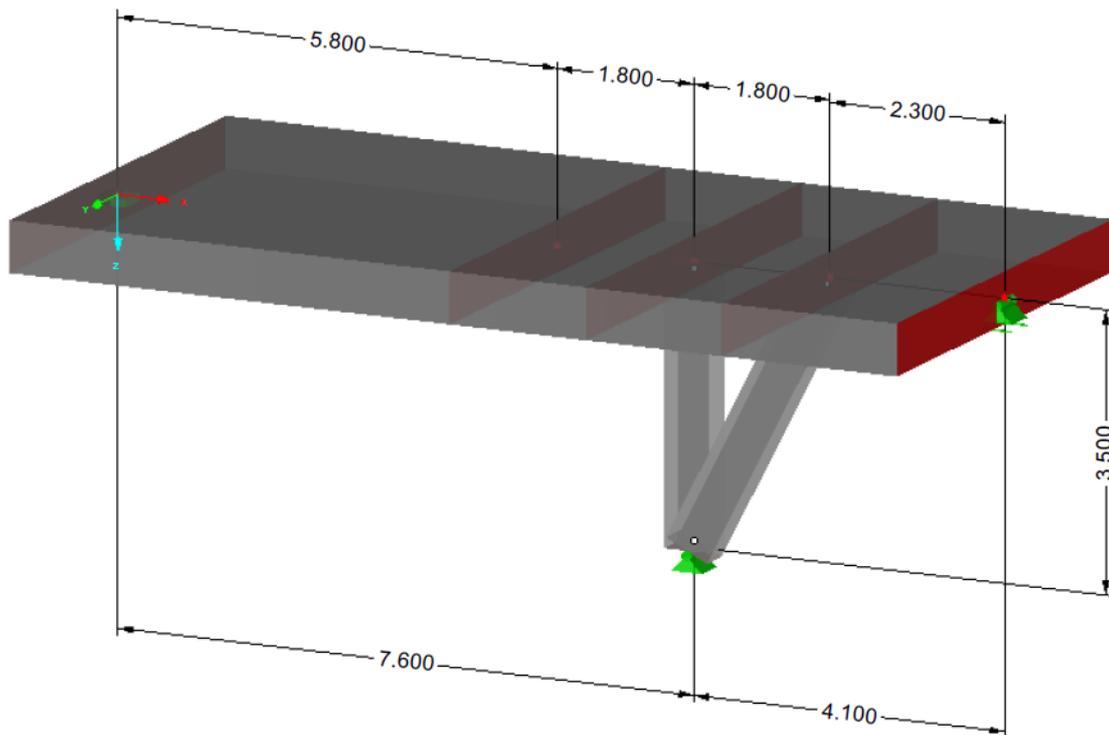


Bild 4.3: Isometrie für die V-Stützen und Flachdecke

Schließlich werden die Schnittgrößenverläufe zwischen 3D Platten- und 2D Stabmodell verglichen und maßgebende Werte werden für weitere Berechnungen verwendet.

4.4 Belastung und Berechnete Schnittgrößen

Die ständigen Lasten im Hochbau wurden gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 und ÖNORM B 1991-1-1 festgelegt. Das Eigengewicht der modellierten Bauteile wird von den Programmen DLUBAL - RFEM und RSTAB automatisch berücksichtigt. Die Nutzlasten in den Gebäuden werden gemäß ÖN B 1991 1-1 bestimmt. Neben den Flächen- und Punktlasten entsprechend den Nutzungskategorien der ÖN B 1991-1-1 werden gleichförmig verteilte Flächenlasten $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ für versetzbare Trennwände (Eigengewicht $\leq 3,0 \text{ kN/m}$) berücksichtigt. Als Einzellasten wirken die Belastung aus den Stützen der oberen Geschosse (siehe Bild 5.4 und 5.5).

Mit dem Software Dlubal wurden die maßgebenden Schnittgrößen (ULS) N , M_y , M_z bei den V-Stützen generiert (siehe Anhang- Bild 7.4 und 7.5).

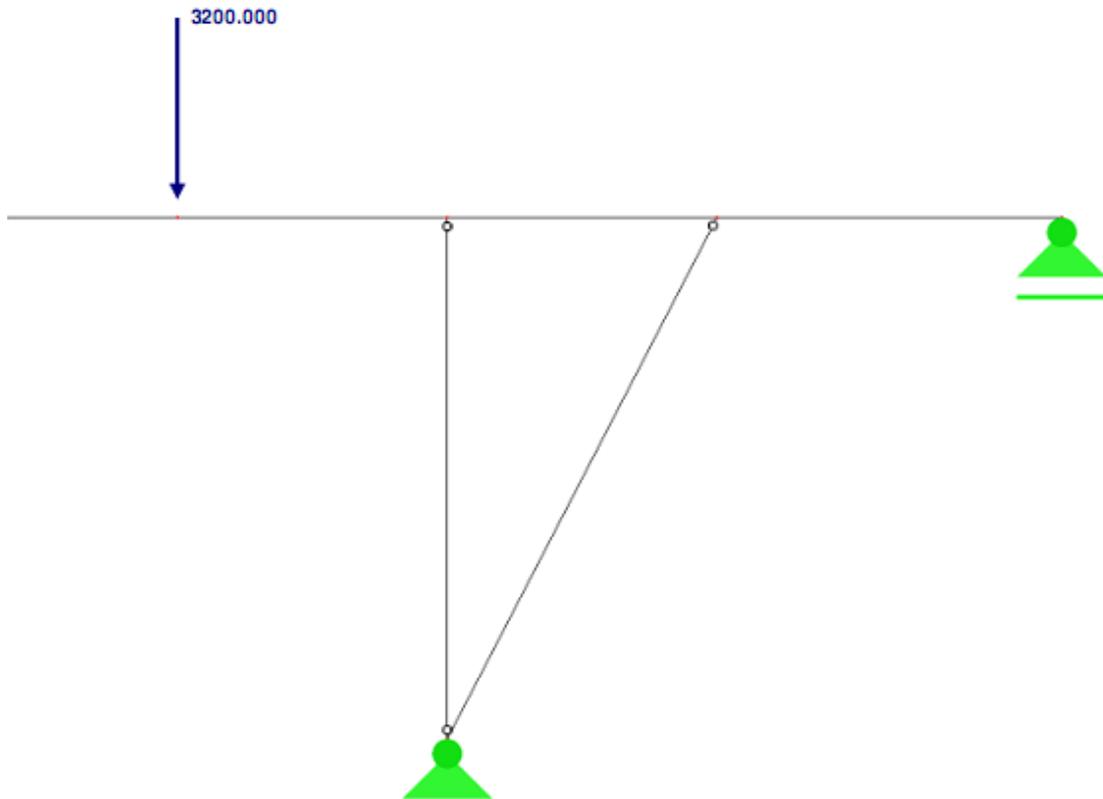


Bild 4.4: Vergleichsmodell: Schnitt Achse 2/N, Belastung ULS aus der Stütze von oberem Geschoße

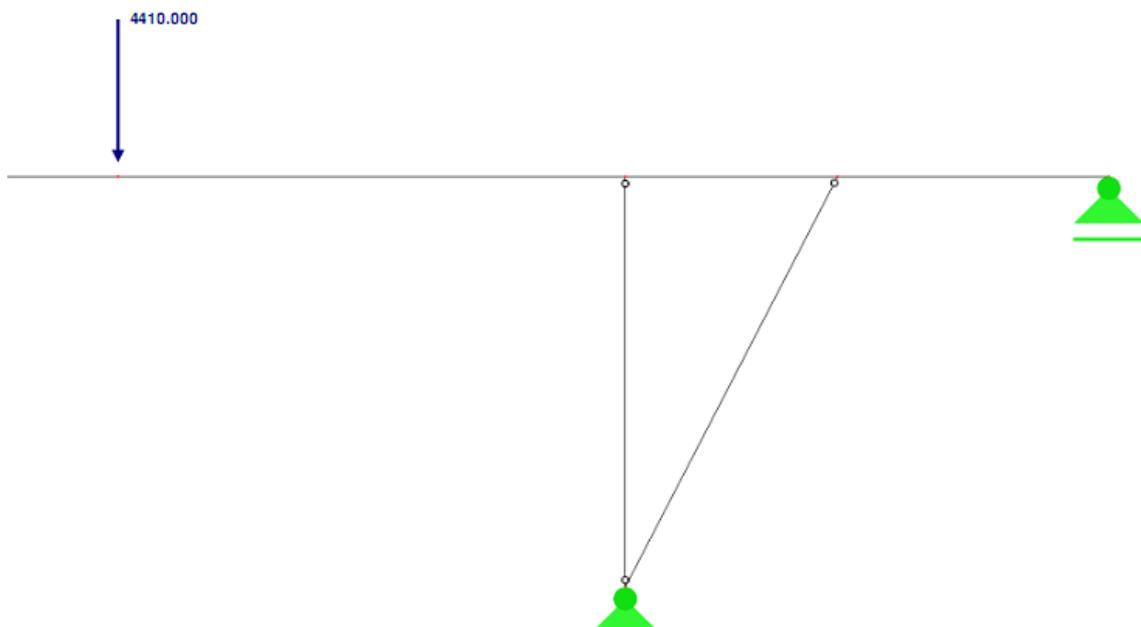


Bild 4.5: Vergleichsmodell: Schnitt Achse 5/N, Belastung ULS aus der Stütze von oberem Geschoße

4.5 Eingabedaten und Berechnung der β -Werte

Dieses Kapitel befasst sich mit der richtigen Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β . Bei Sonderfällen (z.B. System Stahlpilz), wo keine übliche Durchstanzbewehrung (Bügel, Dübel) zur Anwendung kommt, weil die Durchstanzlast für den Durchstanznachweis zu groß ist, muss man den richtigen Lasterhöhungsfaktor β dementsprechend ausrechnen. Erst dann kann man die Stahlpilzdimensionen festlegen und den Durchstanznachweis führen.

4.5.1 Achse 2/N

In Achse 2/N wurde für die betrachtete Stütze mit Hilfe eines RFEM- Modells eine Durchstanzkraft $V_{Ed} = 5.320 \text{ kN}$ ermittelt, welche als Auflagerreaktion durch die betrachtete Stahlbetondecke mit einer Dicke von $d = 65 \text{ cm}$ entsteht. Die Decke weist eine Betongüte von C45/55 und eine statisch effektive Höhe von $d_m = 59 \text{ cm}$ auf. Die endgültige Durchstanzkraft ergibt sich jedoch erst aus der Multiplikation von V_{Ed} mit dem Lasterhöhungsfaktor β . In betrachtetem Fall ergibt dies dann $\beta \cdot V_{Ed} = 7.448 \text{ kN}$ ($\beta = 1,4$). Die Spannweiten zwischen den einzelnen Stützen betragen in eine Richtung 5,8 und 5,8 m und in zweite Richtung 4,1 und 7,6 m (siehe Bild 5.3). Zur Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β wird mit in Kapitel 4.3 beschriebenen Methoden gerechnet. Für die Berechnung selbst wird der maßgebliche, höhere Wert aus beiden Methoden angenommen. Die erste Methode wird aus dem Querkraftverlauf V_{li} , V_{re} in der Decke aus dem 2D Modell bei dem Auflagerpunkt der Stütze festgestellt (Bild 5.6, siehe Gl.4.8, in Kapitel 4.3). $V_{li} = 2965 \text{ kN}$ ist die Querkraft links von der Stütze (näher zur wirkenden Einzellast). $V_{re} = 1734 \text{ kN}$ ist die Querkraft rechts von der Stütze (weiter entfernt von der wirkenden Kraft).

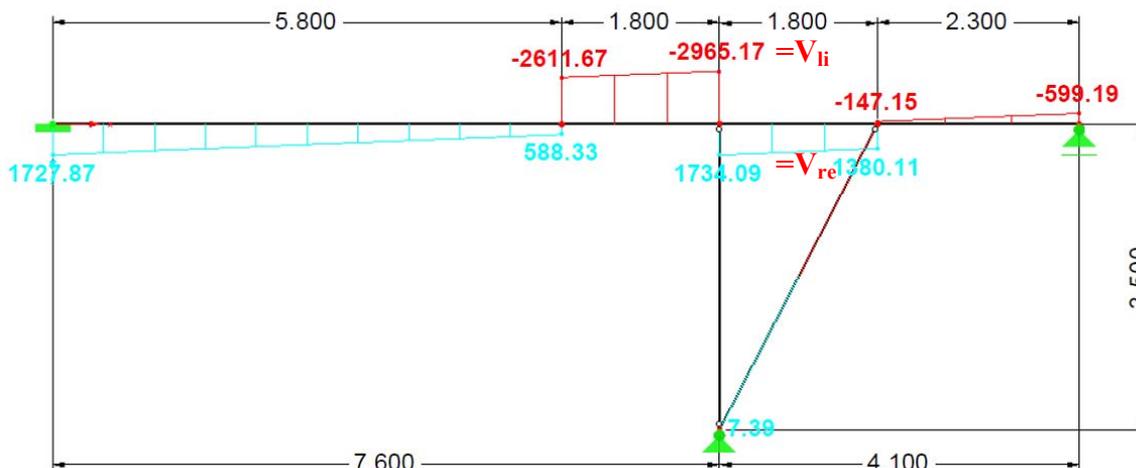


Bild 4.6: Querkraftverlauf im 2-dimensionalen Trägersystem bei Achse 2/N

Aus Gleichung Gl.4.8 in Kapitel 4.3 kann der zu diesem Querkraftverlauf zugehörige β -Wert berechnet werden. Für die Stütze in der Achse 2/N ergibt sich dann Wert $\beta = 1,26$.

Bei der zweiten Methode zur Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β werden die Stützenanschnittmomente aus beiden Richtungen M_y und M_z in der Decke im Auflagerpunkt der Stütze aus dem 3D RFEM-Modell entnommen. Bei dieser Methode ist der β -Wert von der Geometrie der Stütze l_c (Durchmesser der Stütze), der Normalkraft in der Stütze N_{Ed} und dem Anschnittmoment M_{Ed} (Gl.5.1) aus beiden Richtungen $M_y = 198$ kNm, $M_z = 11,2$ kNm (Bild 0.4, siehe Anhang) abhängig.

$$M_{Ed} = \sqrt{(M_y)^2 + (M_z)^2} = 198 \text{ kN}, N_{Ed} = 5.299 \text{ kN} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Die vorhandene Stütze 60 x 40 cm entspricht einer Stütze mit dem Durchmesser $l_c = 55$ cm. Laut Gl.3.11, in Kapitel 3.4.3 ergibt sich dann für die Stütze in Achse 2/N $\beta = 1,068$.

Aus den beiden Methoden zur Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β wurde letztendlich für die Berechnung der größere β -Wert gewählt. In betrachtetem Fall ist $\beta = 1,26$ maßgebend. Sicherheitshalber wird bei den weiteren Berechnungen für die Stützenachse 2/N statt mit $\beta = 1,26$ mit $\beta = 1,4$ (wie bei der Randstütze) gerechnet. In der ingenieurmäßigen Anwendung dient der erhöhte β -Werte zur Abdeckung einer möglichen Erhöhung der Nutzlasten welche in Zukunft auftreten können (z.B.: Nutzungsänderung von Räumlichkeiten).

4.5.2 Achse 5/N

In Achse 5/N wurde für die betrachtete Stütze mit Hilfe eines RFEM- Modells eine Durchstanzkraft $V_{Ed} = 6.300 \text{ kN}$ ermittelt, welche als Auflagerreaktion durch die betrachtete Stahlbetondecke mit einer Dicke von $d = 65 \text{ cm}$ entsteht. Die Decke weist eine Betongüte von C45/55 und eine statisch effektive Höhe von $d_m = 59 \text{ cm}$ auf. Die endgültige Durchstanzkraft ergibt sich jedoch erst aus der Multiplikation von V_{Ed} mit dem Lasterhöhungsfaktor β . In betrachtetem Fall ergibt dies dann $\beta \cdot V_{Ed} = 8.190 \text{ kN}$ ($\beta = 1,3$). Die Spannweiten zwischen den Stützen betragen in eine Richtung 7,7 und 7,7 m und in zweite Richtung 4,1 und 7,6 m (Bild 5.7).

Zur Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β wird mit in Kapitel 4.3 beschriebenen Methoden gerechnet. Für die Berechnung selbst wird der höhere β -Wert aus beiden Methoden angenommen. Die erste Methode wird aus dem Querkraftverlauf V_{li} , V_{re} in der Decke aus dem 2D Modell bei dem Auflagerpunkt der Stütze festgestellt (Bild 5.7, siehe Gl. 4.8, in Kapitel 4.3). $V_{li} = 2680 \text{ kN}$ ist die Querkraft links von der Stütze (näher zur wirkenden Einzellast). $V_{re} = 2063 \text{ kN}$ ist die Querkraft rechts von der Stütze (weiter entfernt von der wirkenden Kraft).

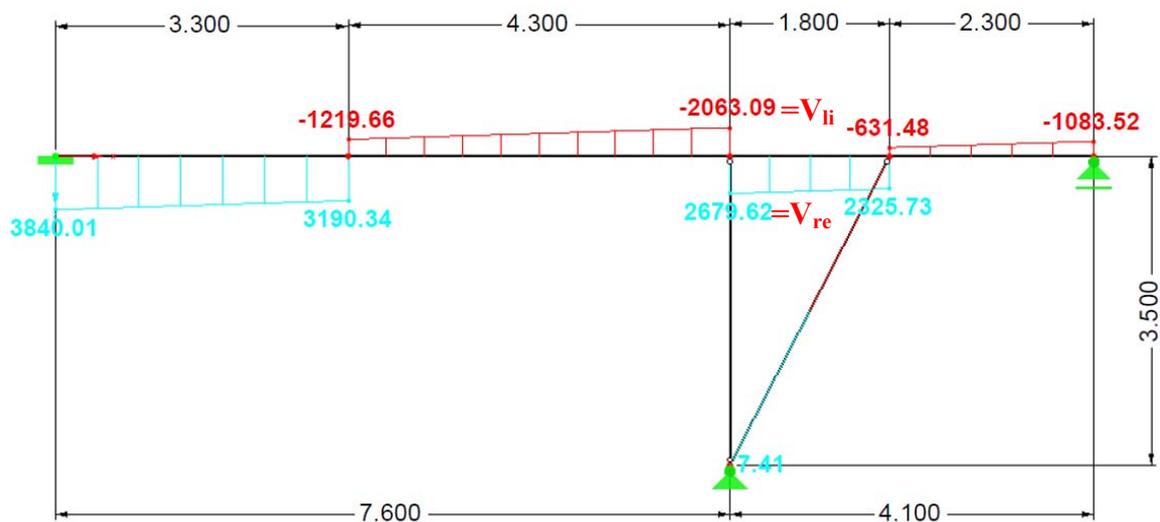


Bild 4.7: Querkraftverlauf im 2-dimensionalen Trägersystem bei Achse 5/N

Aus Gleichung Gl. 4.8 in Kapitel 4.3 kann der zu diesem Querkraftverlauf zugehörige β -Wert berechnet werden. Für die Stütze in der Achse 5/N ergibt sich dann Wert $\beta = 1,13$.

Bei der zweiten Methode zur Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β werden die Stützenanschnittmomente aus beiden Richtungen M_y und M_z in der Decke im Auflagerpunkt der Stütze aus dem 3D RFEM-Modell entnommen. Bei dieser Methode ist der β -Wert von der Geometrie der Stütze l_c (Durchmesser der Stütze), der Normalkraft in der Stütze N_{Ed} und dem Anschnittmoment M_{Ed} (Gl.5.2) aus beiden Richtungen $M_y = 187$ kNm, $M_z = 14,2$ kNm (Bild 0.5, siehe Anhang) abhängig:

$$M_{Ed} = \sqrt{(M_y)^2 + (M_z)^2} = 188 \text{ kNm}, N_{Ed} = 6.155 \text{ kN} \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Die vorhandene Stütze 60 x 40 cm entspricht einer Stütze mit dem Durchmesser $l_c = 55$ cm. Laut Gl.3.11, in Kapitel 3.4.3 ergibt sich dann für die Stütze in Achse 5/N $\beta = 1,051$.

Aus den beiden Methoden zur Festlegung des Lasterhöhungsfaktors β wurde letztendlich für die Berechnung der größere β -Wert gewählt. In betrachtetem Fall ist $\beta = 1,13$ maßgebend. Sicherheitshalber wird bei den weiteren Berechnungen für die Stützenachse 5/N statt mit $\beta = 1,13$ mit $\beta = 1,3$ gerechnet. In der ingenieurmäßigen Anwendung dient der erhöhte β -Werte zur Abdeckung einer möglichen Erhöhung der Nutzlasten welche in Zukunft auftreten können (z.B.: Nutzungsänderung von Räumlichkeiten).

4.6 Durchstanznachweis, Notfallbewehrung und Bewehrungsanordnung

4.6.1 Achse 2/N

Bei der Stütze in Achse 2/N wird der Durchstanznachweis mit Hilfe der Bemessungssoftware des Planungsbüros FCP [73] für Stahlbetondecken geführt (Bild 5.8 und 5.9). Alle Formeln und Nachweise werden gemäß DIN 1045-1 (Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1. Bemessung und Konstruktion) geführt. DIN 1045-1 wurde absichtlich bei der Berechnung angesetzt, weil die betrachteten Stahlpilze in der Praxis momentan nur die Zulassung nach DIN Norm haben. Bei dem Nachweis wurde mit einer Stahlpilzdimension von 160 x 160 cm (Breite x Länge) gerechnet. Die Stahlpilzdimension wurde laut [70] für eine typische Durchstanzlast vordimensioniert. Zuerst wird der Nachweis des Bauteiles (Stahlbetondecke) ohne Schubbewehrung geführt. Falls dieser nicht erfüllt wird und die wirkende Durchstanzkraft größer als die Widerstandskraft der Decke ist, ist eine Durchstanzbewehrung in der Decke vorzusehen. Im Fall von Achse 2/N wurde festgestellt, dass der Bauteil nur mit Durchstanzbewehrung statisch möglich ist.

Als Ergebnisse aus dem Durchstanznachweis nach DIN 1045-1 ist eine erforderliche Biegezugbewehrung $\rho_{x,y} = 47,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ (entspricht Stabdurchmesser 30 mm á 150 mm verlegt) in beiden Richtungen im Mittel in der oberen Lage vorzusehen (Bild 5.8). Es wurde die erforderliche Durchstanzbewehrung in Form von Schubkraftbewehrung in allen kritischen Rundsnitten gerechnet (Bild 5.9). Der Nachweis des Übergangs zur Quertragfähigkeit im äußeren Rundschnitt muss ebenfalls nachgewiesen werden.

Durchstanznachweis gemäß DIN 1045-1			
Projektnummer.:	TU Wien Diplomarbeit		
Projekt:	Durchstanzen bei der STB Decke		
Bauteil:	Achse 2/N		
Betongüte	C 45/55	$f_{ck} =$	4,50 kN/cm ²
Betonfestigkeit			
Bewehrungsstahl	BSt 500	$f_{yk} =$	43,48 kN/cm ²
Eingabegrößen			
Auflagerkraft	$V_{Ed} = 5320,0$ kN		
Beiwert für Lastexzentrizität	Randstützen	$\beta =$	1,40
Stützenabmessungen	<input type="radio"/> Rundstütze <input checked="" type="radio"/> Rechteckstütze		
	Länge:	160,0	cm
	Breite:	160,0	cm
Plattendicke	$h =$	65,0	cm
Betondeckung	$c =$	3,0	cm
Plattenüberstand längs:	$a_x =$	0,0	cm
Plattenüberstand quer:	$a_y =$	0,0	cm
mittlere Nutzhöhe	$d =$	59,0	cm
maßg. Umfang im Rundschnitt	$u =$	1196,06	cm (Nur für Innenstützen gültig)
vorhandene Zugbewehrung:			
Bewehrungsquerschn in x-Richtg.	$a_{sx} =$	47,12 cm ² /m	DM 30 / 15,0 cm
Bewehrungsquerschn in y-Richtg.	$a_{sy} =$	47,12 cm ² /m	DM 30 / 15,0 cm
Bewehrungsgrad d.Zugbew. in x-R.	$\rho_{sx} =$	0,799%	
Bewehrungsgrad d.Zugbew. in y-R.	$\rho_{sy} =$	0,799%	
Bemessungswert der Einwirkung:			
Bezogene Querkraft:	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / u =$	622,71 N/mm	= 6,23 kN/cm
Bauteile ohne Durchstanzbewehrung:			
$v_{Rd\alpha} = (0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}) \cdot d =$	431,3 N/mm	=	4,31 kN/cm
$\kappa =$	1,582		
$\eta_1 =$	1,0 (für Normalbeton)		
$\rho_1 =$	0,799%		
$\sigma_{cd} =$	0,0 (keine Druckspannungen in Rechnung gest.)		
$V_{Rd,c} =$	5158,64 kN	<	7448,00kN (= 144,4%)
Nachweis nicht erfüllt, Durchstanzbewehrung erforderlich !!!			
Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Durchstanzbewehrung:			
max. möglicher Bauteilwiderstand:	$v_{Rd,max} =$	647,0 N/mm	
	$V_{Rd,max} =$	7737,96 kN	> 7448,00kN (= 96,3%)
Bauteilnachweis mit Durchstanzbewehrung möglich			

Bild 4.8: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 2/N mithilfe einer von [73] individuell erstellten Excel- Bemessungssoftware

Nachweise gemäß DIN 1045-1
 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
 Teil 1: Bemessung und Konstruktion

TU Wien-Diplomarbeit
 Ales Hartman
 Datum: 26.08.2013
 Seite:.....

Erforderliche Durchstanzbewehrung im 1.Rundschnitt		0,08.d	vom Stützenrand (direkt am Pilz)
$\kappa_s =$	0,8425		
$s_{w1} =$	0,08.d	=	4,72 cm
$u_1 =$	669,66 cm		
$v_{Ed1} = \beta \cdot V_{Ed} / u_1 =$	1112,21 N/mm	=	11,12 kN/cm
$erf. VR_d, Sy = V_{Ed1} - VR_d, c =$	680,91 N/mm	=	6,81 kN/cm
$Asw = erf. VR_d, Sy / (\kappa_s \cdot f_{yd}) =$	18,59 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw1} =$	124,48 cm²		
Erforderliche Durchstanzbewehrung im 2. Rundschnitt		0,58.d	vom Stützenrand:
Abstand v om 1. Rundschnitt:		$s_{w2} =$	0,50.d = 29,5 cm
$u_2 =$	841,00 cm		
$v_{Ed2} = \beta \cdot V_{Ed} / u_2 =$	885,61 N/mm	=	8,86 kN/cm
$erf. VR_d, Sy = V_{Ed2} - VR_d, c =$	454,31 N/mm	=	4,54 kN/cm
$Asw = [erf. VR_d, Sy \cdot s_w / (\kappa_s \cdot f_{yd} \cdot d)] \cdot 1,5 =$	9,30 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw2} =$	52,15 cm²		
Erforderliche Durchstanzbewehrung im 3.Rundschnitt		1,08.d	vom Stützenrand:
Abstand vom 2. Rundschnitt:		$s_{w3} =$	0,50.d = 29,5 cm
$u_3 =$	1011,00 cm		
$v_{Ed3} = \beta \cdot V_{Ed} / u_3 =$	736,70 N/mm	=	7,37 kN/cm
$erf. VR_d, Sy = V_{Ed3} - VR_d, c =$	305,39 N/mm	=	3,05 kN/cm
$Asw = [erf. VR_d, Sy \cdot s_w / (\kappa_s \cdot f_{yd} \cdot d)] \cdot 1,5 =$	6,25 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw3} =$	42,14 cm²		
Ab 4.Rundschnitt (Abstand max. 0,75 d von U3 usw.)		1,83.d	vom Stützenrand:
n+1 Rundschnitt (1,5d von un)		$s_{w4} =$	0,75.d = 44,3 cm
$u_4 =$	1318,40 cm		
$v_{Ed4} = \beta \cdot V_{Ed} / u_4 =$	564,93 N/mm	=	5,65 kN/cm
$erf. VR_d, Sy = V_{Ed4} - VR_d, c =$	133,63 N/mm	=	1,34 kN/cm
$Asw = [erf. VR_d, Sy \cdot s_w / (\kappa_s \cdot f_{yd} \cdot d)] \cdot 1,5 =$	4,10 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw4} =$	36,07 cm²		
Letzter nachzuweisender Rundschnitt (keine rechnerische Durchstanzbewehrung erforderlich)			
Anzahl Bewehrungsreihen n:		n=	5 Reihen
$l_w =$	147,00 cm	=	2,49.d vom Stützenrand:
Nachweis des Übergangs zur Querkrafttragfähigkeit im äußeren Rundschnitt			
$r_{außen} =$	315,50 cm		
$u_{außen} =$	2119,60 cm		
$v_{Ed, außen} = (b \cdot V_{Ed} - \Delta V) / u_{außen} =$	333,04 N/mm	=	3,33 kN/cm
$\kappa_a =$	0,794		
$v_{Rd, ct} = \kappa_a \cdot v_{Rd, ct} =$	342,26 N/mm	>	$v_{Ed, außen} =$ 333,04 N/mm

Bild 4.9: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 2/N mithilfe einer von [73] individuell erstellten Excel- Bemessungssoftware: erforderliche Durchstanzschubbewehrung und Nachweis des Übergangs zur Querkrafttragfähigkeit im äußeren Rundschnitt

4.6.2 Notfallbewehrung

Eine Notfallbewehrung beim Auflagerpunkt der Stütze soll ein mögliches fortschreitendes Versagen der Stahlbetondecke verhindern (Bild 4.10). Laut DIN 1045-1, Abschnitt 13.3.2 (12) und Abschnitt 10.5.5 (3) ist sie mit typischen Schrägaufbiegungen über den Stahlpilz verlegt. Die Bemessung der Notfallbewehrung wird ausgehend von $V_{Ed} = 5.320 \text{ kN}$ von Seite 80 geführt:

aufzunehmende Querkraft charakteristisch	$V_{Ek} = V_{Ed} / 1.4$	3,800 kN
Festigkeit des Bewehrungsstahles	f_{yk}	47,83 kN/cm ²
Notfallbewehrung horizontal	$A_s = V_{Ek} / f_{yk}$	79,45 cm ²
Winkel der Notfallbewehrung	θ	45°
Notfallbewehrung schräg	$A_s = (V_{Ek} / \cos 45^\circ) / f_{yk}$	112,36 cm ²
Notfallbewehrung bezogen auf 4*BK(6,4m)	a_s	17,55 cm ² /m
gewählter Durchmesser	gew Ds	20,0 mm
	gew a_s /Stab	3,14 cm ²
erforderliche Stabanzahl je 2x Stahlpilzrand ($A_s / \text{gew.} a_s / 2$)	erf $n_{\text{Stäbe}}$ Gesamt	17,89 Stück
erforderliche Stabanzahl je Richtung	erf $n_{\text{Stäbe}}$ Gesamt/ Richtung	8,94 Stück (≈ 9 Stück)

Aus dem Querkraftverlauf in der Decke wird die Notfallbewehrung berechnet. In vorliegendem Fall wird die Notfallbewehrung $9 \cdot \emptyset 20$ je Richtung gewählt.

4.6.3 Zusätzliche Schubbewehrung infolge zu naher Einzellast

Aufgrund der Nähe der Einzellast zum Stahlpilz wird noch eine Betrachtung laut [71] vorgenommen, bei der die Last auf kurzem Wege in einem Streifen (deckengleicher fiktiver UZ) zum Stahlpilz geleitet wird. Die Streifenbreite ist gleich der Stahlpilzbreite $B = 160 \text{ cm}$. Die maximale Querkraft beträgt $V_{Ed, \max} = 2.965 \text{ kN}$ (vgl. Bild 5.6, s.80). Damit dieses fiktive Unterzugsystem funktioniert, sind im entsprechenden Streifen 4 zusätzliche Dübelleisten (jeweils zwischen Stütze aus EG und Stütze mit Stahlpilz aus UG) anzuordnen (Bild 5.19). Für den Gesamtnachweis des Durchstanzens inklusive der Berücksichtigung einer nahen Einzellast soll der entsprechende Schubbewehrungsgehalt nachgewiesen werden.

Der Durchstanznachweis ergibt 7 Ø 25 Dübel (Kopfanker) und der Tragfähigkeitsnachweis der nahen Last resultiert in 4 Ø 25 Dübel. Der Gesamtbewehrungsgehalt beträgt somit 11 Dübelleisten Ø 25 ($A_s = 54 \text{ cm}^2$). Daraus kann die vorhandene Schubbewehrung pro Meter ausgerechnet werden:

$$a_{s,\text{vorh}} = 54/1,6 \text{ (Breite des Stahlpilzes)} = 33,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die erforderliche Schubbewehrung wurde für die Querkraft $V_{\text{Ed,max}} = 2.965 \text{ kN}$ mit dem Programm ConDim berechnet und ist in Bild 5.10 veranschaulicht.

$$a_{s,\text{erf}} = 31,24 \text{ cm}^2/\text{m} < a_{s,\text{vorh}} = 33,75 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Die vorhandene Schubbewehrung ist größer als die erforderliche Schubbewehrung und damit ist der Schubbewehrungsnachweis erfüllt.

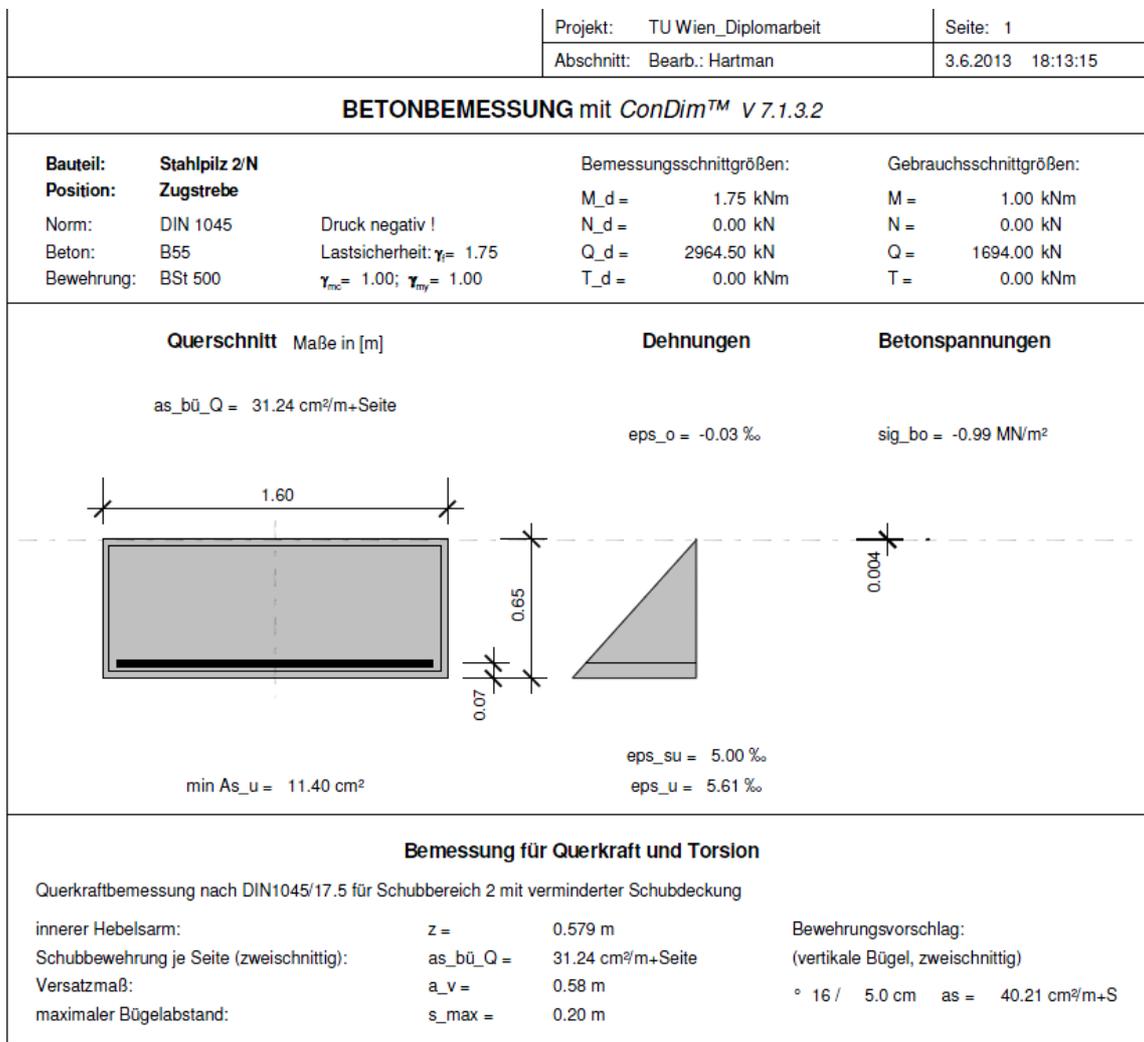


Bild 4.10: Ausschnitt aus dem Programm ConDim, Berechnung der Zugstrebe für die Decke in der Achse 2/N

Die ungleichmäßige Differenz der Querkraftwirkung $|V_{li} - V_{re}| = |V_{li} \dots \text{gemessene Querkraft näher zu der Einzellast} - V_{re} \dots \text{die weiter entfernte Querkraft von Einzellast}|$ wird durch an den Stahlpilz angeschweißte Bewehrung aufgenommen. Diese zusätzliche Bewehrung ist an dem unteren Flansch des Stahlpilzes angeschweißt und wird nach dem System der Querkraftwirkung am Rand des Stahlpilzes gerechnet (Bild 5.11).

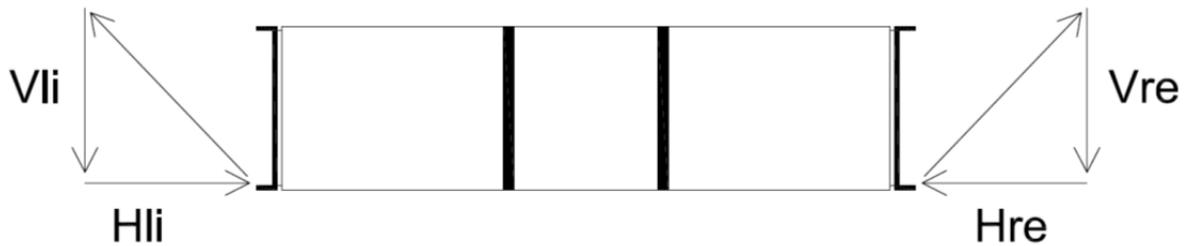


Bild 4.11: Systemschema der Querkraftwirkung am Rand des Stahlpilzes

Der horizontale Kraftwirkungsunterschied ist ähnlich der vertikalen Querkraftwirkung:

$$Z_{Ed} = \Delta H = |H_{li} - H_{re}| \approx |V_{li} - V_{re}| = |2965 - 1734| = 1231 \text{ kN}$$

Es muss laut Gl. 5.3 nachgewiesen werden, dass die gewählte Anzahl von angeschweißten Bewehrungsstäben (siehe Bild 5.17) mit entsprechendem Durchmesser und den entsprechenden Übergreifungslängen die horizontale Zugkraft voll abdecken kann. Im vorliegenden Fall wird folgende Bewehrung gewählt: $10 \text{ } \varnothing 20$, $Z_{Rd} = 10 \cdot \Pi \cdot (2^2/4) \cdot f_{yd} = 1366 \text{ kN}$

Nachweis:

$$\frac{Z_{Ed}}{Z_{Rd}} \leq 1 \quad (\text{Gl 5.3})$$

$0,9 \leq 1 \dots$ Der Nachweis wurde damit erfüllt.

4.6.4 Achse 5/N

Bei der Stütze in Achse 5/N wird der Durchstanznachweis mit Hilfe der Bemessungssoftware des Planungsbüros FCP [73] für Stahlbetondecken geführt (Bild 5.12 und 5.13). Alle Formeln und Nachweise sind gemäß DIN 1045-1 (Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1. Bemessung und Konstruktion) gerechnet. DIN 1045-1 wurde absichtlich bei der Berechnung angesetzt, weil die betrachteten Stahlpilze in der Praxis momentan nur die Zulassung nach DIN Norm haben. Bei dem Nachweis wurde mit einer Stützdimension (Stahlpilz) von 160 x 160 cm (Breite x Länge) gerechnet. Die Stahlpilzdimension wurde laut [70] für eine typische Durchstanzlast dimensioniert. Zuerst wird der Nachweis des Bauteiles (Stahlbetondecke) ohne Schubbewehrung geführt. Falls dieser nicht erfüllt wird und die wirkende Durchstanzkraft größer als die Widerstandskraft der Decke ist, ist eine Durchstanzbewehrung in der Decke vorzusehen. Im Fall von Achse 5/N wurde festgestellt, dass der Bauteil nur mit Durchstanzbewehrung statisch möglich ist.

Als Ergebnisse aus dem Durchstanznachweis nach DIN 1045-1 ist eine erforderliche Biegezugbewehrung $\rho_{x,y} = 59,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ (entspricht Stabdurchmesser 30mm á 120 mm verlegt) in beiden Richtungen im Mittel in der oberen Lage vorzusehen (Bild 5.12). Es wurde die erforderliche Durchstanzbewehrung in Form von Schubkraftbewehrung in allen kritischen Rundsnitten gerechnet (Bild 5.13). Der Nachweis des Übergangs zur Quertragfähigkeit im äußeren Rundschnitt muss ebenfalls nachgewiesen werden.

Nachweise gemäß DIN 1045-1
 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
 Teil 1: Bemessung und Konstruktion

TU Wien-Diplomarbeit
 Ales Hartman
 Datum: 26.08.2013
 Seite:.....

Durchstanznachweis gemäß DIN 1045-1			
Projektnummer.:	TU Wien Diplomarbeit		
Projekt:	Durchstanzen bei der STB Decke		
Bauteil:	Achse 5/N		
Betongüte	C 45/55	$f_{ck} =$	4,50 kN/cm ²
Betonfestigkeit			
Bewehrungsstahl	BSt 500	$f_{yk} =$	43,48 kN/cm ²
Eingabegrößen			
Auflagerkraft	$V_{Ed} =$ 6300,0 kN		
Beiwert für Lastexzentrizität	Innenstützen	$\beta =$ 1,30	
Stützenabmessungen	<input type="radio"/> Rundstütze <input checked="" type="radio"/> Rechteckstütze		
	Länge:	160,0	cm
	Breite:	160,0	cm
Plattendicke	$h =$	65,0	cm
Betondeckung	$c =$	3,0	cm
Plattenüberstand längs:	$a_x =$	0,0	cm
Plattenüberstand quer:	$a_y =$	0,0	cm
mittlere Nutzhöhe	$d =$	59,0	cm
maßg. Umfang im Rundschnitt	$u =$	1196,06	cm (Nur für Innenstützen gültig)
vorhandene Zugbewehrung:			
Bewehrungsquerschn in x-Richtg.	$a_{sx} =$	58,90 cm ² /m	DM 30 / 12,0 cm
Bewehrungsquerschn in y-Richtg.	$a_{sy} =$	58,90 cm ² /m	DM 30 / 12,0 cm
Bewehrungsgrad d.Zugbew. in x-R.	$\rho_{tx} =$	0,998%	
Bewehrungsgrad d.Zugbew. in y-R.	$\rho_{ty} =$	0,998%	
Bemessungswert der Einwirkung:			
Bezogene Querkraft:	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / u =$ 684,75 N/mm = 6,85 kN/cm		
Bauteile ohne Durchstanzbewehrung:			
$v_{Rd,c} = (0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}) \cdot d =$	464,6 N/mm = 4,65 kN/cm		
$\kappa =$	1,582		
$\eta_1 =$	1,0 (für Normalbeton)		
$\rho_1 =$	0,998%		
$\sigma_{cd} =$	0,0 (keine Druckspannungen in Rechnung gest.)		
$V_{Rd,c} =$	5556,98 kN	<	8190,00kN (= 147,4%)
Nachweis nicht erfüllt, Durchstanzbewehrung erforderlich !!!			
Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Durchstanzbewehrung:			
max. möglicher Bauteilwiderstand:	$v_{Rd,max} =$ 696,9 N/mm		
$V_{Rd,max} =$	8335,46 kN	>	8190,00kN (= 98,3%)
Bauteilnachweis mit Durchstanzbewehrung möglich			

Bild 4.12: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 5/N mithilfe einer von [73] individuell erstellten Excel- Bemessungssoftware

Erforderliche Durchstanzbewehrung im 1.Rundschnitt 0,08.d vom Stützenrand (direkt am Pilz)			
$\kappa_s =$	0,8425		
$s_{w,1} =$	0,08.d =	4,72 cm	
$u_1 =$	669,66 cm		
$v_{Ed1} = \beta \cdot V_{Ed} / u_1 =$	1223,01 N/mm	=	12,23 kN/cm
$erf. VRd,Sy = VRd,c =$	758,41 N/mm	=	7,58 kN/cm
$A_{sw} = erf. VRd,Sy / (\kappa_s \cdot f_{yd}) =$	20,70 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw,1} =$	138,65 cm ²		
Erforderliche Durchstanzbewehrung im 2. Rundschnitt 0,58.d vom Stützenrand:			
Abstand v om 1. Rundschnitt:			
$s_{w,2} =$	0,50.d =	29,5 cm	
$u_2 =$	841,00 cm		
$v_{Ed2} = \beta \cdot V_{Ed} / u_2 =$	973,84 N/mm	=	9,74 kN/cm
$erf. VRd,Sy = VRd,c =$	509,23 N/mm	=	5,09 kN/cm
$A_{sw} = [erf. VRd,Sy \cdot s_w / (\kappa_s \cdot f_{yd})] \cdot 1,5 =$	10,43 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw,2} =$	58,46 cm ²		
Erforderliche Durchstanzbewehrung im 3.Rundschnitt 1,08.d vom Stützenrand:			
Abstand vom 2. Rundschnitt:			
$s_{w,3} =$	0,50.d =	29,5 cm	
$u_3 =$	1011,00 cm		
$v_{Ed3} = \beta \cdot V_{Ed} / u_3 =$	810,09 N/mm	=	8,10 kN/cm
$erf. VRd,Sy = VRd,c =$	345,48 N/mm	=	3,45 kN/cm
$A_{sw} = [erf. VRd,Sy \cdot s_w / (\kappa_s \cdot f_{yd})] \cdot 1,5 =$	7,07 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw,3} =$	47,68 cm ²		
Ab 4.Rundschnitt (Abstand max. 0,75 d von U3 usw.) 1,83.d vom Stützenrand:			
n+1 Rundschnitt (1,5d von un)			
$s_{w,4} =$	0,75.d =	44,3 cm	
$u_4 =$	1318,40 cm		
$v_{Ed4} = \beta \cdot V_{Ed} / u_4 =$	621,21 N/mm	=	6,21 kN/cm
$erf. VRd,Sy = VRd,c =$	156,60 N/mm	=	1,57 kN/cm
$A_{sw} = [erf. VRd,Sy \cdot s_w / (\kappa_s \cdot f_{yd})] \cdot 1,5 =$	4,81 cm ² /m		Lotrechte Bügel
$A_{sw,4} =$	42,27 cm ²		
Letzter nachzuweisender Rundschnitt (keine rechnerische Durchstanzbewehrung erforderlich)			
Anzahl Bewehrungsreihen n:			
n=	5 Reihen		
$l_w =$	147,00 cm =	2,49.d	vom Stützenrand:
Nachweis des Übergangs zur Querkrafttragfähigkeit im äußeren Rundschnitt			
$r_{außen} =$	315,50 cm		
$u_{außen} =$	2119,60 cm		
$v_{Ed,außen} = (\beta \cdot V_{Ed} - \Delta V) / u_{außen} =$	368,05 N/mm	=	3,68 kN/cm
$\kappa_a =$	0,794		
$v_{Rd,ct,a} = \kappa_a \cdot v_{Rd,ct} =$	368,69 N/mm	>	$v_{Ed,außen} = 368,05 N/mm$

Bild 4.13: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 5/N mithilfe einer von [73] individuell erstellten Excel- Bemessungssoftware: erforderliche Durchstanzschubbewehrung und Nachweis des Übergangs zur Querkrafttragfähigkeit im äußeren Rundschnitt

4.6.5 $V_{Rd,ct}$ und Betonzugspannungen im Durchstanzbereich

Laut [71] dürfen im ganzen Durchstanzbereich keine Betonzugspannungen auftreten. Aus der Schrägstellung der speziellen V-Stützen in Achse N (2 und 5/N) entsteht die horizontale Abtriebskraft als Druckkraft in Richtung des Deckenrandes. Diese Kraft muss aufgenommen werden und anschließend außerhalb der Durchstanzbereiches in die Decke zurückgehängt werden (Bild 5.14). Die für die Abtriebskraft erforderliche Bewehrung wird in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

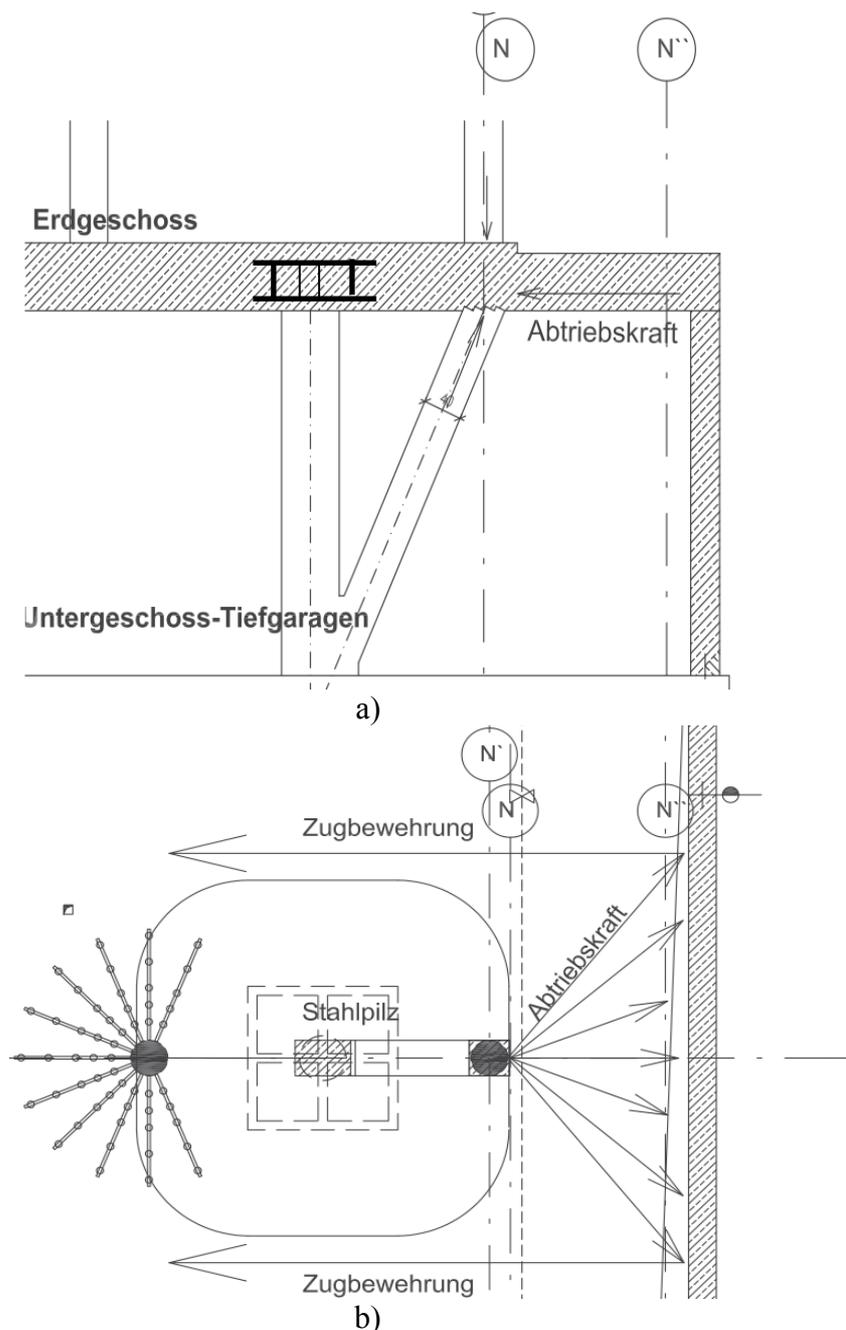


Bild 4.14: Übersichtsskizze der horizontalen Abtriebskräfte außer Durchstanzbereich: a) Schnitt und b) Grundriss

4.6.6 Notfallbewehrung

Eine Notfallbewehrung beim Auflagerpunkt der Stütze soll ein mögliches fortschreitendes Versagen der Stahlbetondecke verhindern (Bild 4.10). Laut DIN 1045-1, Abschnitt 13.3.2 (12) und Abschnitt 10.5.5 (3) ist sie mit typischen Schrägaufbiegungen über den Stahlpilz verlegt. Die Bemessung der Notfallbewehrung wird ausgehend von $V_{Ed} = 6.300 \text{ kN}$ von Seite 82 geführt:

aufzunehmende Querkraft charakteristisch	$V_{Ek} = V_{Ed} / 1.4$	4,500 kN
Festigkeit des Bewehrungsstahles	f_{yk}	47,83 kN/cm ²
Notfallbewehrung horizontal	$A_s = V_{Ek} / f_{yk}$	94,1 cm ²
Winkel der Notfallbewehrung	θ	45°
Notfallbewehrung schräg	$A_s = (V_{Ek} / \cos 45^\circ) / f_{yk}$	133,05 cm ²
Notfallbewehrung bezogen auf 4*BK(6,4 m)	a_s	20,79 cm ² /m
maximaler Durchmesser	max Ds	47,2 mm
gewählter Durchmesser	gew Ds	20,0 mm
	gew a_s /Stab	3,14 cm ²
erforderliche Stabanzahl je 2xPilzrand($A_s/a_s/2$)	erf $n_{\text{Stäbe}}$ Gesamt	21,19 Stück
erforderliche Stabanzahl je Richtung	erf $n_{\text{Stäbe}}$ Gesamt/Richtung	10,59 Stück (≈ 11 Stück)

Aus dem Querkraftverlauf in der Decke wird die Notfallbewehrung berechnet. In vorliegendem Fall wird die Notfallbewehrung $11 \cdot \emptyset 20$ je Richtung gewählt.

4.6.7 Zusätzliche Schubbewehrung infolge zu naher Einzellast

Aufgrund der Nähe der Einzellast zum Stahlpilz wird noch eine Betrachtung laut [71] vorgenommen, bei der die Last auf kurzem Wege in einem Streifen (deckengleiche fiktiver UZ) zum Stahlpilz geleitet wird. Die Streifenbreite ist gleich der Stahlpilzbreite $B=160$ cm. Die maximale Querkraft beträgt $V_{Ed,max}= 2.680$ kN (vgl. Bild 5.7, S.82). Damit dieses fiktive Unterzugsystem funktioniert, sind im entsprechenden Streifen 4 zusätzliche Dübelleisten (jeweils zwischen der Stütze aus den EG und der Stütze mit Stahlpilz aus den UG) anzuordnen (Bild 5.20). Für den Gesamtnachweis von Durchstanzen inklusive der Berücksichtigung naher Einzellast soll der entsprechende Schubbewehrungsgehalt nachgewiesen werden. Der Durchstanznachweis erfordert 7 $\emptyset 25$ Dübel (Kopfkanker) und der Tragfähigkeitsnachweis der naher Last resultiert in 4 $\emptyset 25$ Dübel. Der Gesamtbewehrungsgehalt beträgt somit 11 Dübelleisten $\emptyset 25$ ($A_s= 54$ cm²). Daraus kann die vorhandene Schubbewehrung pro Meter ausgerechnet werden:

$$a_{s,vorh} = 54/1,6 \text{ (Breite des Stahlpilzes)} = 33,75 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Die erforderliche Schubbewehrung wurde für die Querkraft $V_{Ed,max}= 2.680$ kN mit dem Programm ConDim berechnet und ist in Bild 5.15 veranschaulicht.

$$a_{s,erf.} = 25,52 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Bild 5.15)} < a_{s,vorh} = 33,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die vorhandene Schubbewehrung ist größer als die erforderliche Schubbewehrung und damit ist der Schubbewehrungsnachweis erfüllt.

		Projekt: TU Wien_Diplomarbeit	Seite: 1
		Abschnitt: Bearb.: Hartman	3.6.2013 18:16:16
BETONBEMESSUNG mit ConDim™ V 7.1.3.2			
Bauteil:	Stahlpilz 5/N	Bemessungsschnittgrößen:	Gebrauchsschnittgrößen:
Position:	Zugstrebe	M _d = 1.75 kNm	M = 1.00 kNm
Norm:	DIN 1045 Druck negativ !	N _d = 0.00 kN	N = 0.00 kN
Beton:	B55 Lastsicherheit: $\gamma_f = 1.75$	Q _d = 2679.25 kN	Q = 1531.00 kN
Bewehrung:	BSt 500 $\gamma_{mc} = 1.00$; $\gamma_{my} = 1.00$	T _d = 0.00 kNm	T = 0.00 kNm
Querschnitt Maße in [m]		Dehnungen	Betonspannungen
as_bü_Q = 25.52 cm ² /m+Seite		eps_o = -0.03 ‰	sig_bo = -0.99 MN/m ²
min As_u = 11.40 cm ²		eps_su = 5.00 ‰	
		eps_u = 5.61 ‰	
Bemessung für Querkraft und Torsion			
Querkraftbemessung nach DIN1045/17.5 für Schubbereich 2 mit verminderter Schubdeckung			
innerer Hebelsarm:	z = 0.579 m	Bewehrungsvorschlag:	
Schubbewehrung je Seite (zweischnittig):	as_bü_Q = 25.52 cm ² /m+Seite	(vertikale Bügel, zweischnittig)	
Versatzmaß:	a_v = 0.58 m	° 14 / 5.0 cm	as = 30.79 cm ² /m+S
maximaler Bügelabstand:	s_max = 0.20 m	° 16 / 7.5 cm	as = 26.81 cm ² /m+S

Bild 4.15: Ausschnitt aus dem Programm ConDim, Berechnung der Zugstrebe für 5/N

Die ungleichmäßige Differenz der Querkraftwirkung $|V_{li} - V_{re}| = |V_{li} \dots$ gemessene Querkraft näher zu der Einzellast - $V_{re} \dots$ die weiter entfernte Querkraft von Einzellast | wird durch an den Stahlpilz angeschweißte Bewehrung aufgenommen. Diese zusätzliche Bewehrung ist an dem unteren Flansch des Stahlpilzes angeschweißte und wird nach dem System der Querkraftwirkung am Rand des Stahlpilzes berechnet (Bild 5.11).

Der horizontale Kraftwirkungsunterschied ist ähnlich der vertikalen Querkraftwirkung:

$$Z_{Ed} = \Delta H = |H_{li} - H_{re}| \approx |V_{li} - V_{re}| = |2680 - 2063| = 617 \text{ kN}$$

Es muss laut Gl. 5.3 nachgewiesen werden, dass die gewählte Anzahl von angeschweißten Bewehrung (siehe Bild 5.17) mit entsprechenden Durchmesser und Übergreifungslänge die horizontale Zugkraft voll abdecken kann. In vorliegendem Fall werden folgende Bewehrung gewählt: $10 \text{ } \varnothing 20$, $Z_{Rd} = 10 \cdot \Pi \cdot (2^2/4) \cdot f_{yd} = 1366 \text{ kN}$

Nachweis laut Gl. 5.3:

$$0,45 \leq 1 \dots \text{ Der Nachweis wurde damit erfüllt.}$$

4.7 *Stahlpilzquerschnitte*

Zu einer Gesamtstatik gehört nicht nur der Durchstanznachweis sondern auch der Nachweis des Stahlpilzquerschnitts. Einzelne Bauelemente des Stahlpilzes müssen die entsprechenden Nachweise erfüllen, im folgenden Kapitel werden die einzelnen Nachweise vorgestellt.

Die einzelnen Stahlpilzquerschnitte werden beispielhaft für die größere Auflagerkraft aus den beiden Stützen in den Achsen 2/N und 5/N gewählt. Deswegen wird weiter mit der Auflagerkraft bei Achse 5/N gerechnet, da die Spannweiten sind bei Achse 2/N kleiner als bei Achse 5/N sind. Für die Stütze bei Achse 2/N wird ein identer Stahlpilz verwendet (Bild 5.17).

Der Nachweis für die Stahlpilzprofile bei Achse 5/N wurde nach Heft 240 DAfStb für folgenden Innenstahlpilz der Fa. Spannverbund [71] ausgeführt:

Pilzbreite (BK):	1600 mm
Randträger:	UNP 400 (Geometrie siehe Anhang, Bild 0.6)
Hauptträger (x-x):	1 x 60/400
Hauptträger (y-y):	1 x 60/400
Max. Auflagerkraft:	$V_{Ed} = 6300 \text{ kN}$, $V_{Ek} = 4500 \text{ kN}$, $\beta \times V_{Ek} = 1.3 \times 4500 = 5850 \text{ kN}$
Schweißnaht-Kehlnaht:	Randträger/ Hauptträger: 13 mm

Im folgenden Text werden die Querschnitts- und Schweißnahtberechnungen sowie die Verstärkungsplatte hinsichtlich der Stahlspannungsnachweise erläutert. Desweiteren zeigt Bild 5.16 die Querkräfte V1 und V2, die für die nachfolgenden Berechnungen relevant sind.

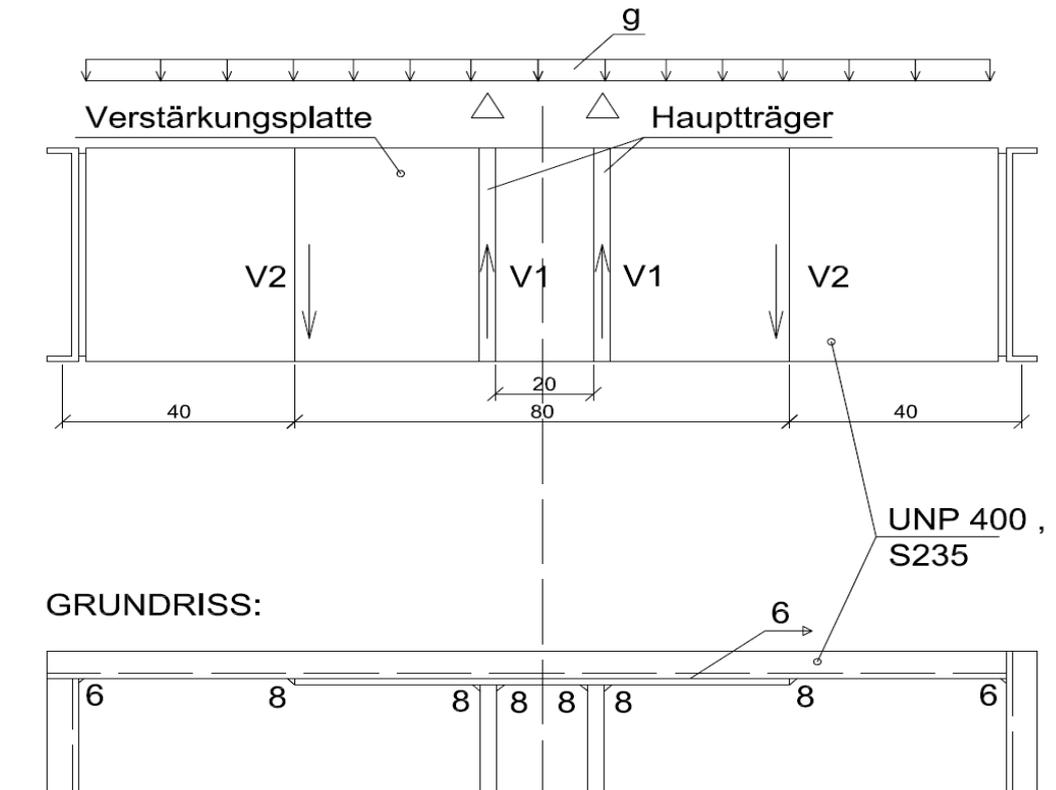


Bild 4.16: Systemschema für Stahlpilz und Schweißnahtberechnung

Im ersten Schritt der Berechnung wird die Gesamtbelastung pro lfm (Umfang des Stahlpilzes) definiert:

$$g_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / 4 \cdot BK = 1,3 \cdot 6300 / 4 \cdot 1,6 = 1280 \text{ kN/m}$$

Aus der Geometrie des Stahlpilzes und der Gleichlast werden die Querkräfte berechnet (Bild 5.16 und Bild 5.17). Es werden alle relevanten Nachweise für Stahlprofilelemente ausgeführt.

$$V_{1,Ed} = g_{Ed} \cdot 0,8 = 1280 \cdot 0,8 = 1024 \text{ kN}$$

$$V_{2,Ed} = g_{Ed} \cdot 0,4 = 1280 \cdot 0,4 = 512 \text{ kN}$$

Querkraft im UNP 400-Randträger (S235):

Es wird der Schubwiderstand im Randträger des Stahlpilzes mit der Stegbreite $t_w = 14 \text{ mm}$ und U-Profilhöhe = 382 mm nachgewiesen:

$$V_{Rd,pl} = A_v \cdot f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M1} = 382 \cdot 14 \cdot 235 / \sqrt{3} \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 726 \text{ kN} > 512 \text{ kN} \dots \text{Nachweis erfüllt}$$

Querkraft in der Verstärkungsplatte (S355):

Es wird der Schubwiderstand in der Verstärkungsplatte 370 x 20 mm nachgewiesen:

$$V_{Ed,max} = g_{Ed} \cdot [(1,6 - 0,2) / 2] = 896 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,pl} = A_v \cdot f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M1} = 370 \cdot 20 \cdot 355 / \sqrt{3} \cdot 1 \cdot 10^3 = 1577 \text{ kN} > 896 \text{ kN} \dots \text{Nachweis erfüllt}$$

Spannungsnachweis: Schweißnaht zwischen der Verstärkungsplatte (S355) und dem Hauptträger (Innenträger 400 x 30) (S355):

Es wird eine vertikale Schweißnaht mit der Länge $l_w = 370 \text{ mm}$ und $a_w = 8 \text{ mm}$ gewählt. Es wird jeweils ein Hauptträgersteg mit zwei Nähten verschweißt (Bild 5.17).

$$\sigma_{w,Ed} = V_{1,Ed} \cdot 10^3 / 2 \cdot l_w \cdot a_w = 1024 \cdot 10^3 / 2 \cdot 370 \cdot 8 = 173 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w,Rd} = 0,8 \cdot f_y / \gamma_s = 0,8 \cdot 360 / 1,1 = 261 \text{ N/mm}^2 > 173 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Nachweis erfüllt}$$

Spannungsnachweis: Schweißnaht zwischen der Verstärkungsplatte (S355) und dem UNP 400 (S235):

Es wird eine horizontale Schweißnaht mit $a_w = 6 \text{ mm}$ gewählt. Es wird jeweils eine Verstärkungsplatte mit zwei Nähten verschweißt (Bild 5.17).

$$\sigma_{w,Ed} = g_{Ed} / 2 \cdot a_w = 1280 / 12 = 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w,Rd} = 0,95 \cdot f_y / \gamma_s = 0,95 \cdot 235 / 1,1 = 203 \text{ N/mm}^2 > 107 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Nachweis erfüllt}$$

Es wird eine vertikale Schweißnaht mit der Länge $l_w = 370 \text{ mm}$ und $a_w = 8 \text{ mm}$ gewählt. Desweiteren wird eine Naht für den Verstärkungsplattenrand vorgesehen (Bild 5.17).

$$\sigma_{w,Ed} = V_{2,Ed} \cdot 10^3 / l_w \cdot a_w = 512 \cdot 10^3 / 370 \cdot 8 = 173 \text{ N/mm}^2 < 203 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Nachweis erfüllt}$$

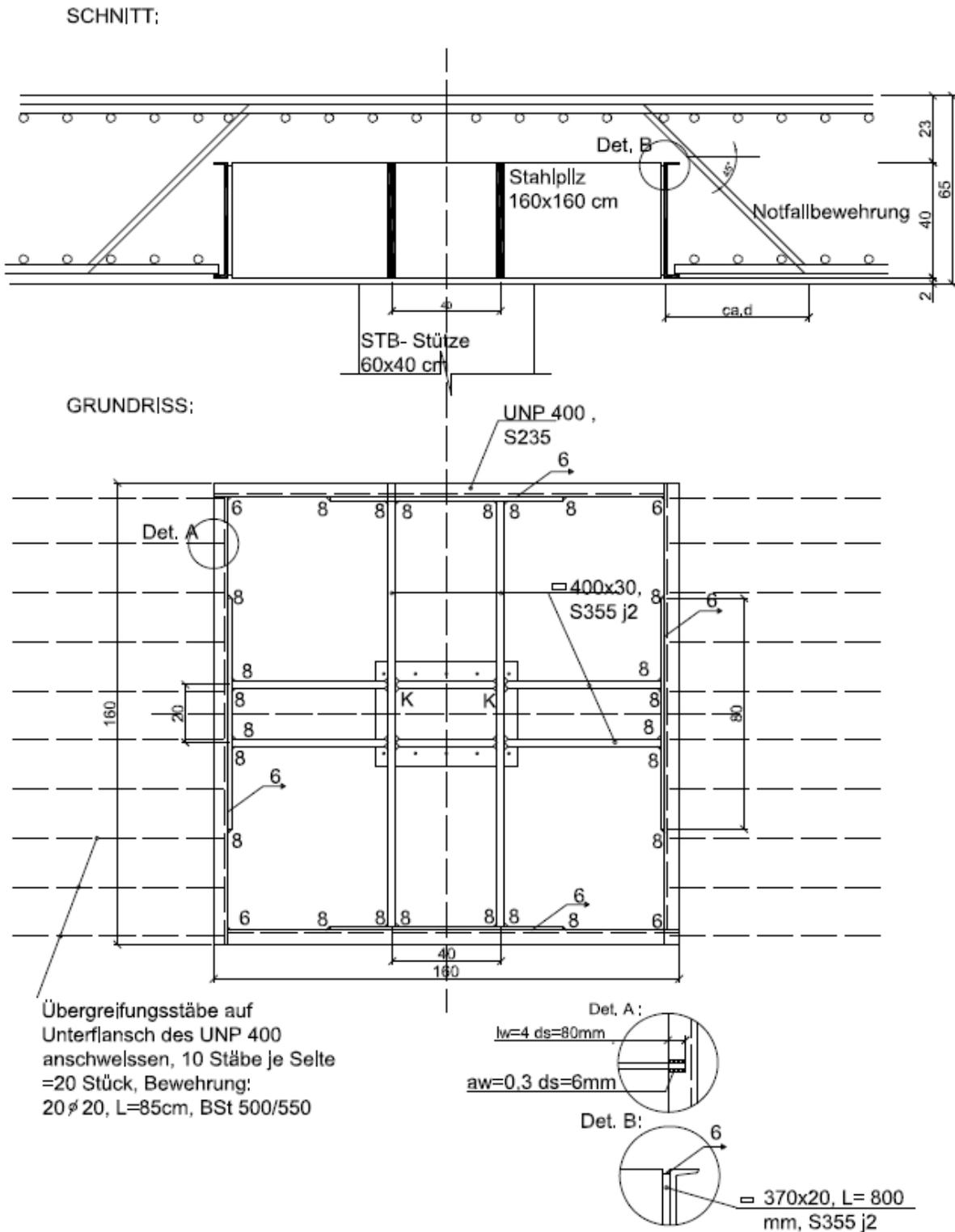


Bild 4.17: Stahlpilzskizze

Die Querkraftlasteinleitung in die Stahlbetonstütze 40 x 60cm wird laut [71] durch die zugehörige Zulassung für den Stahlpilz reguliert. Gemäß Stahlpilz-Zulassung 2011 Abschnitt 3.6.1 ist unter der Voraussetzung, dass es sich um eine Innenstütze ohne größere Decken-

durchbrüche handelt, keine Spaltzugbewehrung notwendig. Die Hauptvoraussetzung für diese Annahme ist die Verbügelung des Stützenkopfes, zudem muss die Stützenlängsbewehrung außerhalb der Hauptträger des Stahlpilzes verlaufen. Der Feuerwiderstand F90 ist gemäß Stahlpilz-Zulassung, Abschnitt 3.8, mit der vorhandenen Betondeckung 2 cm gewährleistet (min. 1 cm).

Lasteinleitung laut Spannverbund [71] in den Stahlpilz / Flanschbeanspruchung:

Gemäß Europilz-Zulassung sind keine besonderen Nachweise der Lasteinleitung vom umliegenden Stahlbeton in den Stahlpilz zu führen. Die Zulassung ist das Ergebnis von Versuchen sowie von umfangreichen numerischen Untersuchungen namhafter Professoren und Institute (Prof. Leonardth, Prof. Roili, Prof. Bocke, Prof. Hegger + Dr. Beutel in Achsen). Diese besagen, dass keine plastischen Verformungen z. B. des Randträgers (U-Profil UNP 400) in Querrichtung festgestellt werden können. Vielmehr wurde in diesen Untersuchungen deutlich, dass sich die Betondruckstreben außerhalb des Stahlpilzes im Bereich des Steges der Randträger abstützen:

- a) Durch Reibung, hervorgerufen durch die Anpressdruckkraft
- b) Durch Vertikalpressung im Bereich der Stegaurundung zum Flansch

4.8 Doppelkopfkanker

Die Kombination von Stahlpilzen mit Doppelkopfkankern verursacht einen höheren Durchstanzwiderstand im äußeren Bereich des Stahlpilzes. Im folgenden Kapitel wird die notwendige Anzahl von Doppelkopfkankern in dem für die Decke notwendigen Umfang berechnet.

4.8.1 Achse 2/N

Die erforderliche Durchstanzbewehrung $a_{sw}=18,59 \text{ cm}^2/\text{m}$ im 1. Rundschnitt $0,08 \cdot d$ vom Stützenrand (direkt am Pilz) bildet einen Umfang von $u_1=6,697 \text{ m}$ (Bild 5.9). Die erforderliche Durchstanzbewehrung pro Stahlpilz mit zugehörigem Umfang des Rundschnittes lässt sich nach folgender Formel bemessen:

$$\text{erf } a_{sw}=18,59 \text{ cm}^2/\text{m} \times 6,697 \text{ m} = 124,49 \text{ cm}^2$$

Im Umfang u_1 wurden auf Grund der Geometrie zur Abdeckung der Schubbelastung $32 \times$ Anker $\emptyset 25$ gewählt:

$A_{SW,\text{vorh}}=157 \text{ cm}^2 > A_{SW,\text{erf}}=124,49 \text{ cm}^2$ Die Querkraft wurde damit mit ausreichender Schubbewehrung abgedeckt.

Die geometrische Anordnung von HDB Doppelkopfkankern im Stahlbetonquerschnitt richtet sich nach dem Pilzreckbereich und dem Pilzseitenbereich mit ihren zugehörigen Längen. Aus diesen ergeben sich die Querabstände zwischen den einzelnen Ankern (Bild 5.18).

Der Pilzreckbereich ergibt sich aus (Durchstanzbereich, $u_{\text{Stahlpilzreck}} \leq 11d$):

$$\text{pilznaher Bereich: } S_{\perp} \leq 1,7 \cdot d = 100,3 \text{ cm}$$

$$\text{äußerer Bereich: } S_{\perp} \leq 3,5 \cdot d = 206,5 \text{ cm}$$

Der mittlere Pilzseitenbereich ergibt sich aus (In diesem Bereich entsteht die maximale Querkraftwirkung):

$$S_{\perp} \leq 1,5 \cdot h \approx 1,7 \cdot d = 100,3 \text{ cm}$$

In Bild 5.18 wird die erforderliche Schubbewehrung bzw. HDB-Doppelkopfkankeranordnung gezeigt:

Pos.A: HDB-25/595-5/1250 (50/2x270/2x440/50) – 18 Stück

(Erklärung: HDB- $\varnothing 25/d_m = 595$ mm/ Dübelleistenlänge = 1250 mm (einzelne Dübelabstände) – Anzahl von Dübel (Anker)

Pos.B: HDB-25/595-5/1180 (50/4x270/50) – 8 Stück

Pos.C: HDB-25/595-3/640 (50/2x270/50) – 14 Stück

Gesamt werden pro Stahlpilz 32 Kombinationen aus Durchstanzberechnung (siehe Berechnung Kap.5.6.1, Pos.A+Pos.C) + 2·4 Kombinationen aus zusätzlichen fiktiven Biegebalkenstreifen (siehe Berechnung Kap 5.6.3) gewählt.

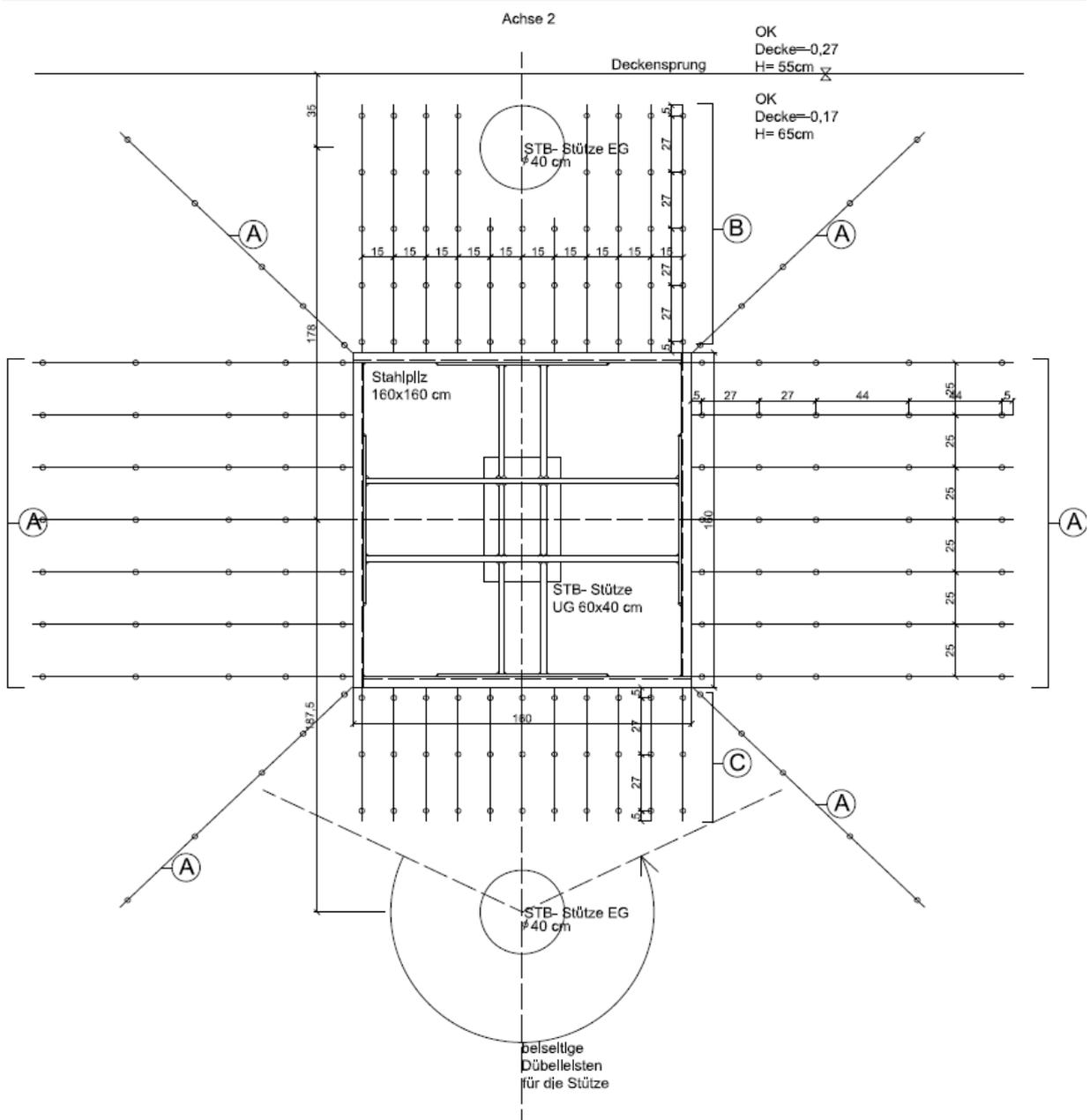


Bild 4.18: Schematische Anordnung von HDB Dübelleisten bei der Stütze 2/N

4.8.2 Achse 5/N

Die erforderliche Durchstanzbewehrung $a_{sw}=20,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ im 1. Rundschnitt $0,08 \cdot d$ vom Stützenrand (direkt am Pilz) bildet einen Umfang von $u_1= 6,697 \text{ m}$ (Bild 5.13). Die erforderliche Durchstanzbewehrung pro Stahlpilz mit zugehörigem Umfang des Rundschnittes lässt sich nach folgender Formel bemessen:

$$\text{erf } a_{sw}=20,7 \text{ cm}^2/\text{m} \times 6,697 \text{ m} = 138,63 \text{ cm}^2$$

Im Umfang u_1 wurden auf Grund der Geometrie zur Abdeckung der Schubbelastung 32 x Anker $\emptyset 25$ gewählt:

$A_{SW,\text{vorh}}= 157 \text{ cm}^2 > A_{SW,\text{erf}}= 138,63 \text{ cm}^2$ Die Querkraft wurde somit mit ausreichender Schubbewehrung abgedeckt.

Die geometrische Anordnung von HDB Doppelkopfankeern im Stahlbetonquerschnitt richtet sich nach dem Pilzeckbereich und dem Pilzseitenbereich mit ihren zugehörigen Längen. Aus diesen ergeben sich die Querabstände zwischen den einzelnen Ankern (Bild 5.19).

Der Pilzeckbereich ergibt sich aus (Durchstanzbereich, $u_{\text{Stahlpilzeck}} \leq 11d$):

$$\text{pilznaher Bereich: } S_{\perp} \leq 1,7 \cdot d = 100,3 \text{ cm}$$

$$\text{äußerer Bereich: } S_{\perp} \leq 3,5 \cdot d = 206,5 \text{ cm}$$

Der mittlere Pilzseitenbereich ergibt sich aus (In diesem Bereich entsteht die maximale Querkraftwirkung):

$$S_{\perp} \leq 1,5 \cdot h \approx 1,7 \cdot d = 100,3 \text{ cm}$$

In Bild 5.19 wird die erforderliche Schubbewehrung bzw. HDB-Doppelkopfankeeranordnung gezeigt:

Pos.A: HDB-25/595-5/1250 (50/2x270/2x440/50) – 29 Stück

Pos.B: HDB-25/595-5/1180 (50/4x270/50) – 8 Stück

Pos.C: HDB-25/595-3/640 (50/2x270/50) – 3 Stück

Gesamt werden pro Stahlpilz 32 Kombinationen aus Durchstanzberechnung (siehe Berechnung Kap.5.6.4, Pos.A+Pos.C) + 2·4 Kombinationen aus zusätzlichen fiktiven Biegebalkenstreifen (siehe Berechnung Kap 5.6.7) gewählt.

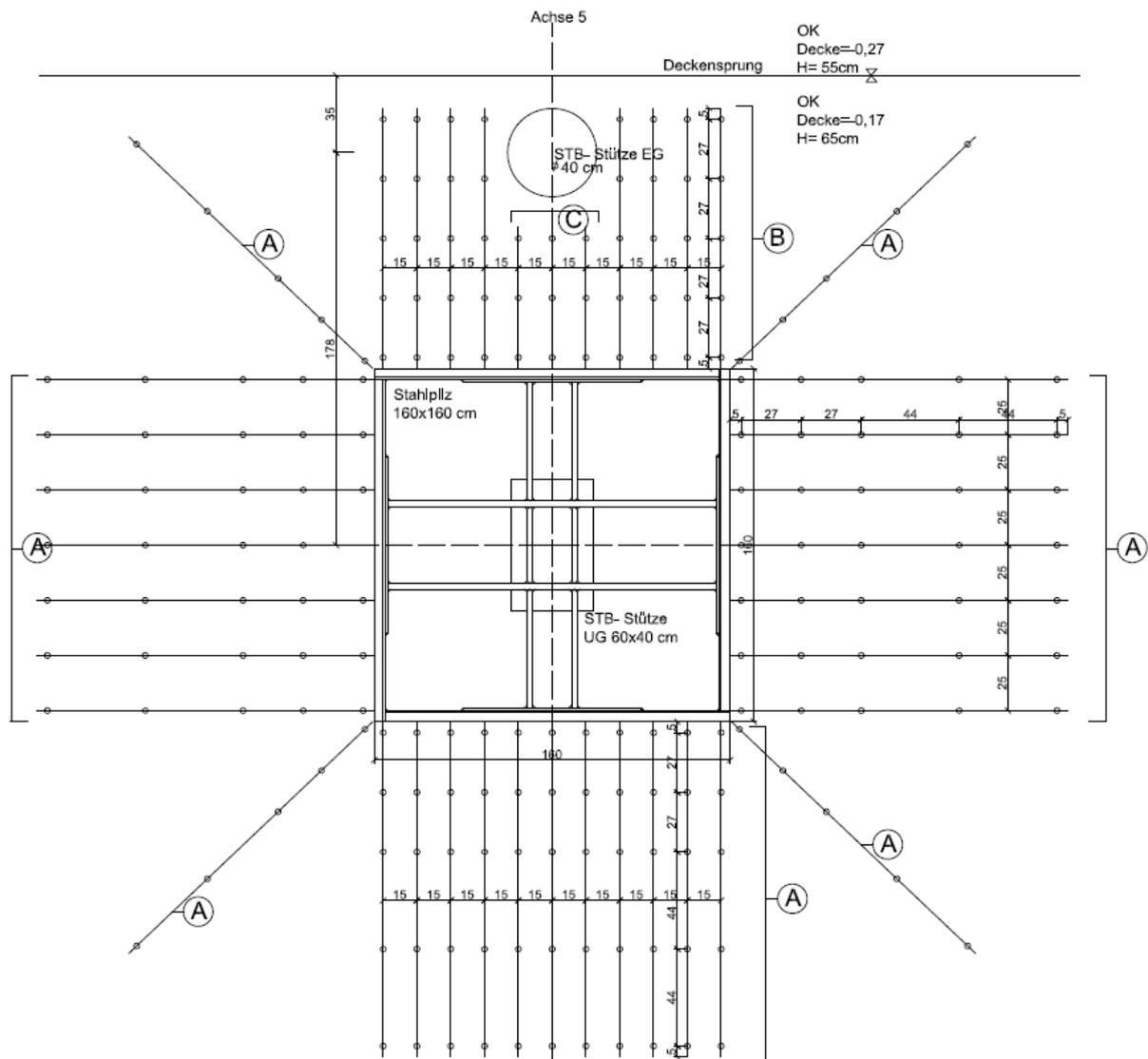


Bild 4.19: Schematische Anordnung von HDB Dübelleisten bei der Stütze 5/N

5 ZUSAMMENFASSUNG

Diese Diplomarbeit befasst sich mit der Berechnung sowie der Analyse des Tragverhaltens von Flachdecken beim Durchstanzen im Bereich von stark exzentrisch beanspruchten Innenstützen mit Stahlpilzen in Kombination mit Doppelkopfbolzen unter Momenten-Querkraft-Interaktion. Die Durchstanztragfähigkeit bei exzentrisch belasteten Innenstützen ist sehr stark von konstruktiven Details wie Deckendurchbrüchen, Aussparungen in der Decke sowie der Anordnung der Schub- und Stützenanschlussbewehrung abhängig.

Im ersten Teil dieser Diplomarbeit werden die wichtigsten Grundlagen des exzentrischen Durchstanzens sowie die wichtigsten Tragmechanismen, theoretischen Modelle und die für eine Stahlpilzberechnung maßgebenden Bemessungsnormen dargestellt und zusammengefasst. Im zweiten Teil wird untersucht, wie sich die Momenten-Querkraft-Interaktion in einer Stahlbetondecke bei variablen Abständen vom Auflagerpunkt der von oben exzentrisch wirkenden Einzellasten verhält. Dazu wird das Tragverhalten einer Flachdecke mit Stahlpilz im Bereich von zwei Innenstützen unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion erläutert und anhand von Beispielen berechnet. Die Ergebnisse werden anschließend mit unterschiedlichen Lasterhöhungsfaktoren (β -Wert) in einem einheitlichen Bemessungsansatz für das exzentrische Durchstanzen zusammengeführt (siehe Kapitel 5.5). An Hand von zwei Beispielen werden die wichtigsten Parametereigenschaften, wie beispielsweise der Einfluss der Betoneigenschaften sowie der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Durchstanztragfähigkeit veranschaulicht. Schließlich wird die Querkrafttragfähigkeit im äußeren Rundschnitt einer Flachdecke mit Schubbewehrung in Form von Dübelleisten nachgewiesen. Mit Hilfe dieses Berechnungsverfahrens wird unter Verwendung eines praxisnahen Berechnungsbeispiels der Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit integrierten Verbundlösungen (Stahlpilz) vorgestellt.

Durch Kombination der Werkstoffe Beton und Stahl entsteht ein Verbundsystem, das im idealen Fall ein Zusammenwirken von radialen und tangentialen Spannungszuständen in Stützennähe bewirkt. Im Auflagerflansch des Stahlpilzes entwickelt sich eine Druckschale, deren Schubtragfähigkeit deutlich größer ist als bei herkömmlichen Durchstanzlösungen. Über die gesamte Stahlpilzlänge erfolgt eine Umlagerung der Querkraftbeanspruchung auf das Stahlprofil, wodurch die Auflagerfläche der Stütze am Stützenkopf grösser wird. Dank dieser Querkraftwirkung entsteht keine konzentrierte Last beim Stützenkopf, da die Querkraft besser über den Stahlpilz verteilt wird.

Obwohl Stahlbetonflachdecken heutzutage die am häufigsten verwendeten Deckensysteme im Stahlbetonbau weltweit sind, wird die Problematik von Rand-, Eck- und exzentrisch belasteten Innenstützen in den normativen Regelungen noch immer sehr grob vereinfacht. Die meisten theoretischen Modelle und Ansätze sind aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes für praktische Berechnungen nicht geeignet. Obwohl als Hauptursache für einen etwaigen Verbesserungsbedarf bei exzentrisch belasteten Innenstützen die unzureichende Berücksichtigung der bezogenen Ausmitte sowie der bezogenen Länge des schubbewehrten Bereiches beim Durchstanznachweis festgestellt wurde, wird in Europa der Einfluss des Anschlussmomentes mit Hilfe des konstanten Lasterhöhungsfaktors β oftmals vereinfacht dargestellt. Dies führt in der Praxis meistens zu einer Überdimensionierung der Bewehrung.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Vocke, H. (2002): Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. Dissertation, Universität Stuttgart, 2002
- [2] Franz, G.; Schäfer, K. (1988): Konstruktionslehre des Stahlbetons, Band II. Berlin, Springer, 1988
- [3] Tuchlinski, D.H.G. (2004): Zum Durchstanzen von Flachdecken unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft Integration und der Vorspannung, Dissertation, RWTH Aachen 2004
- [4] Reineck, K.-H. (2001): Punching of structural concrete slabs. Bulletin d'Information Nr. 12, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2001
- [5] Turner, C. (1909): Concrete steel construction. Minneapolis, Farnham Printing & Stationery Co, 1909
- [6] Maillart, R. (1909): Konstruktion zur Raumabdeckung. Schweizer Patent Nr. 46928, Zürich, 1909
- [7] Marti, P.; Thürlimann, B. (1977): Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 72, 1977, Nr. 1, S. 7-12
- [8] Mayer, M. (1912): Die trägerlose Eisenbetondecke. Deutsche Bauzeitung, Jg. 46, 1912, Nr. 21, S. 162-166
- [9] Lewe, V. (1920): Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen. Bauingenieur, Jg. 1, 1920, Nr. 22, S. 631-636
- [10] Marcus, H. (1924): Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten. Berlin, Springer, 1924
- [11] Andrä, H. P.; Baur, H.; Stiglat, K. (1984-1, 1984-2, 1984-3): Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 79, 1984, Nr. 11, Nr. 12, Nr. 13, S. 258-263, S. 303-310, S. 328-333
- [12] Kinnunen, S.; Nylander, H. (1960): Punching of concrete slabs without shear reinforcement. Transactions of the Royal Institute of Technology, Nr. 158, Stockholm, 1960
- [13] Beresford, F. D. (1967): Tests on edge column connections of a flat-plate structure. Civil Engineering Transactions (Australien), Jg. CE9, 1967, S. 235-24

- [14] Hanson, N.; Hanson, J. (1968): Shear and moment transfer between concrete slabs and columns. *Journal of the Portland Cement Association Research and Development Laboratories*, Vol. 10, 1968, Nr. 1, S. 1-16
- [15] Kordina, K.; Nölting, D. (1986): Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten - Entwicklung von Bemessungsvorschlägen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 371, Berlin, Beuth, 1986
- [16] Staller, M. A.: Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanstragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten. Dissertation Technische Universität München, 2001
- [17] Beutel, R. (2002): Zum Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen. Dissertation, RWTH Aachen, 2002
- [18] Hallgren, M. (1996): Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs. Dissertation, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1996
- [19] Regan, P. E.; Braestrup, M. W. (1985): Punching shear in reinforced concrete: A state of the art report. *Bulletin d'Information* Nr. 168, Comité Euro-international du Béton, Lausanne, 1985
- [20] Eligehausen, R.; Vocke, H. (2000-1): Durchstanzversuche mit der Schöck Durchstanzbewehrung BOLE. Prüfbericht Nr. AF 00/3 S 99430/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2000 (unveröffentlicht)
- [21] Shehata, I. (1985): Theory of punching in reinforced concrete slabs. Dissertation, Polytechnic of Central London, 1985
- [22] Broms, C. E. (1990): Punching of flat plates – a question of concrete properties in biaxial compression and size effect. *ACI Structural Journal*, Jg. 87, 1990, Nr. 3, S. 292-304
- [23] Georgopoulos, T. (1987): Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherung gegen progressiven Kollaps. Dissertation, TU München, 1987
- [24] Menétrey, P. (1994): Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. Dissertation, ETH Lausanne, 1994
- [25] Eligehausen, R.; Hegger, J.; Beutel, R.; Vocke, H. (1999): Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten oder Doppelkopfkankern im Auflagerbereich. *Bauingenieur*, Jg. 74, 1999, Nr. 4, S. 202-209
- [26] DIBt (1997-1): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z 15.1-30 für Kopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützenbereich punktförmig gestützter Platten vom 24.11.1997. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1997
- [27] DIBt (1997-2): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z 15.1-94 für DEHADoppelkopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützenbereich punktförmig

- gestützter Platten vom 24.11.1997. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1997
- [28] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001
- [29] Andrä, H. P. (1979): Dübelleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei hochbelasteten Flachdecken. Die Bautechnik, Jg. 56, 1979, Nr. 7, S. 244-247
- [30] Andrä, H. P. (1980): Bewehrungselement zur Übertragung von Querkräften in plattenartigen Traggliedern. Deutsches Patent DE0003015407C2, 1980
- [31] Andrä, H.-P. (1981-1, 1981-2): Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten Bewehrung im Auflagerbereich. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 76, 1981, Nr. 3, Nr. 4, S. 53-57, S. 100-104
- [32] Andrä, H. P.; Dilger, W. A.; Ghali, A. (1979): Durchstanzbewehrung für Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 74, 1979, Nr. 5, S. 129-132
- [33] Piel, W. (2004): Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen. Dissertation, Universität Wuppertal, 2004
- [34] Eligehausen, R.; Vocke, H. (1997): Gutachtliche Stellungnahme zur Schubbemessung im inneren und äußeren Rundschnitt von punktförmig gestützten Platten, die mit DEHA Kopfbolzen-Dübelleisten bewehrt sind. Stuttgart, 1997 (unveröffentlicht)
- [35] Pöllet, L. (1983): Untersuchung von Flachdecken auf Durchstanzen im Bereich von Eck- und Randstützen. Dissertation, RWTH Aachen, 1983
- [36] Di Stasio, J.; van Buren, M. P. (1960): Transfer of bending moment between flat-plate floor and column. Journal of the ACI, Jg. 57, 1960, Nr. 57-14, S. 299-314
- [37] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Schlusssentwurf prEN 1992-1-1, Dezember 2003
- [38] Eurocode 2: DIN V ENV 1992 Teil 1-1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerk- Ken und Anwendungsregeln für den Hochbau. Berlin, Beuth 1992
- [39] Model Code 90: Model Code for concrete structures. Comité Euro-International du Béton et Fédération Internationale de la Précontrainte, Lausanne, 1990
- [40] ACI 318-99: Building code requirements for reinforced concrete. American Concrete Institute, Detroit, 1999
- [41] Dragosavic, M.; van den Beukel, A. (1974): Punching shear. Heron, Jg. 20, 1972, No. 2
- [42] Beukel, A. van den (1975): Shear capacity at locally supported slabs. TNO, Report BI 75-55, Delft, 1975

- [43] Beukel, A. van den (1976); Punching shear at inner, edge and corner columns. *Heron*, Jg. 21, 1976, Nr. 3
- [44] Mast, P. (1970-1): Stresses in flat plates near columns. *ACI Journal*, Jg. 67, 1970, Nr. 10, S. 761-768
- [45] Mast, P. (1970-2): Plate stresses at columns near the free edge. *ACI Journal*, Jg. 67, 1970, Nr. 11, S. 898-902
- [46] Moe, J.(1961): Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads, Portland Cement Association, Bulletin D47, Illinois, USA
- [47] Narui, S. (1977): Ultimate shear capacity of edge column-slab-connections, Dissertation, Stuttgart, 1977
- [48] Stamenkovic, A.; Chapman, J. C. (1972): Local strength of flat slabs at column heads. CIRIA Report Nr. 39, Construction Industry Research and Information Association, London, 1972
- [49] Luo, Y. H.; Durrani, A. J. (1995): Equivalent beam model for flat-slab buildings - part 2: exterior connections. *ACI Structural Journal*, Jg. 92, 1995, Nr. 2, S. 250-257
- [50] Elgabry, A. (1991): Shear and moment transfer of concrete flat plates. Dissertation, University of Calgary, 1991
- [51] Elgabry, A.; Ghali, A. (1996-1): Transfer of moments between columns and slabs: Proposed code revisions. *ACI Structural Journal*, Jg. 93, 1996, Nr. 1, S. 56-61
- [52] Megally, S.; Ghali, A. (2000): Punching of concrete slabs due to column moment transfer. *Journal of Structural Engineering*, Jg. 126, 2000, Nr. 2, S. 180-189
- [53] Sherif, A. G. (1996): Behavior of reinforced concrete flat slabs. Dissertation, University of Calgary, 1996
- [54] Dilger, W. H.; Sherif, A. G. (1995): Discussion of proposed revisions to building code requirements for reinforced concrete ACI 318-89 (revised 1992). *Concrete International*, Jg. 17, 1995, Nr. 7, S. 70-73
- [55] Hawkins, N. M.; Corley, W. G. (1971): Transfer of unbalanced moment and shear from flat plates to columns. *ACI Special Publication*, SP-30, Detroit, 1971, S. 147-176
- [56] Hsu, T. (1968): Torsion of structural concrete – interaction surface for combined torsion, shear and bending in beams without stirrups. *Journal of the ACI*, Jg. 65, 1968, Nr. 1, S. 51-60
- [57] Rangan, V. B.; Hall, A. S. (1983): Moment and shear transfer between slab and edge column. *ACI Structural Journal*, Jg. 80, 1983, Nr. 3, S. 183-191

- [58] Desayi, P.; Seshadri, H. (1997-1): Punching shear strength of flat slab corner column connections, Part 1: Reinforced concrete connections. Proc. Civ. Engrs. Structures and Buildings, Jg. 122, 1997, Nr. 1, S. 10-20
- [59] Alexander, S.; Simmonds, S. (1992): Bond model for concentric punching shear. ACI Structural Journal, Jg. 89, 1992, Nr. 3, S. 325-334
- [60] Herzog, M. (1974): Wichtige Sonderfälle des Durchstanzens von Stahlbeton- und Spannbetonplatten nach Versuchen. Bauingenieur, Jg. 49, 1974, Nr. 9, S. 333-342
- [61] Siao, W. B. (1994): Punching shear resistance of flat slabs: a beam strip analogy. ACI Structural Journal, Jg. 91, 1994, Nr. 5, S. 594-604
- [62] Zaghlool, E. R. F.; de Paiva, H. A. R.; Glockner, P. G. (1970): Tests of reinforced concrete flat plate floors. ASCE Journal of the Structural Division, Jg. 96, 1970, Nr. ST3, S. 487-506
- [63] Regan, P. E. (1981): Behavior of reinforced concrete flat slabs. CIRIA Report 89, Construction Industry Research and Information Association, London, 1981
- [64] Pralong, J. (1982): Poinçonnement symétrique des planchers-dalles. Bericht Nr. 131, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1982
- [65] Andrä, H.-P. (1982): Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken. Dissertation, Universität Stuttgart, 1982
- [66] Schlaich, J.; Schäfer, K. (1998): Konstruieren im Stahlbetonbau. Betonkalender, Teil II, Berlin, Ernst & Sohn, 1998, S. 721-895
- [67] Simmonds, S.; Alexander S. (1987): Truss model for edge column-slab connections. ACI Structural Journal, Jg. 84, 1987, Nr. 4, S. 296-303, Structural Journal, Jg. 91, 1994, Nr. 5, S. 594-604
- [68] Lim, F.; Rangan, V. (1995): Studies on concrete slabs with stud shear reinforcement in vicinity of edge and corner columns. ACI Structural Journal, Jg. 92, 1995, Nr. 5, S. 515-525
- [69] Elgabry, A.; Ghali, A. (1996-2): Moment transfer by shear in slab-column connections. ACI Structural Journal, Jg. 93, 1996, Nr. 2, S. 187-196
- [70] (<http://www.spannverbund.ch/>), Stand: 5.3.2014
- [71] Spannverbund- statische Berechnung (2011), Statik für Geilinger-Stahlpilz (Europilz), Dr.-Ing. D.Tonis, 28.6.2011-29.6.2011
- [72] Expertenforum Beton (2005), Vorgespannte Flachdecken, mit Vorspannung ohne Verbund-freie Spanngliedlage, Systemwahl für die Decken und Anwendungen, Dr. Hans-Rudolf Ganz, VSL International AG, Bern, Schweiz, 2005
- [73] (<http://www.fcp.at/de>), Stand 5.3.2014

[74] Braestrup, M.W.(1979): Punching shear in concrete slabs, Zeitschrift IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen. Band 28 (1979), S. 131-136

BILDVERZEICHNIS

Bild 0.1: Definition der Achsen und Schrittgrößen nach Vocke [1].....	9
Bild 0.2: Definition der Achsen und Plattenbereiche nach [1]	9
Bild 1.1: a) Flachdecke und b) Durchstanzen an einer Innenstütze nach Tuchlinks [3]....	10
Bild 1.2: Beanspruchungsfälle für exzentrisch belastete Stützen (mögliche Durchstanzprobleme)	11
Bild 1.3: Belastungsschema einer exzentrisch beanspruchten Innenstütze mit Stahlpilz bei einer „Abfangdecke“ mit Exzentrizität $e = M/V$	12
Bild 2.1: Flachdecken nach Maillart (1926): a) Belastungsversuche, b) Ausgeführte Pilzdecke aus dem Jahr 1910.....	14
Bild 2.2: Übersichtsskizzen: a) Unterzugsdecke, b) Flachdecke, c) Pilzdecke.....	15
Bild 2.3: Tragmodellausschnitt bei Innenstützen laut VO 2010 Massivbau 2:Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	16
Bild 2.4: Durchstanzen: a) Kegel nach Hallgren [18], b) Stauchungen in der Beton-.....	17
Bild 2.5: Versagensarten in der Flachdecke laut VO 2012 Halfen: Dr.-Ing. Marcus Ricker:	18
Bild 2.6: Durchstanzvorgang: Rissbilder beim Durchstanzen laut VO 2010 Massivbau 2, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	19
Bild 2.7: Versagensarten beim Durchstanzen mit Schubbewehrung laut VO 2012 Halfen, Dr.-Ing. Marcus Ricker:	21
Bild 2.8: Idealisierter Momentenverlauf in einer Flachdecke und Einspannmoment $\Delta M_{ed,y}$	22
Bild 2.9: Bruchbilder einer Randstütze nach Kordina, Nölting [15].....	24
Bild 2.10: Analogie Balken bei Innenstützen laut VO 2012 Halfen: Dr.-Ing. Marcus Ricker	25
Bild 2.11: Übertragung des Anschlussmomentes nach Vocke [1]: a) reine Biegung bei Randstützen, b) reine Torsion bei Randstützen, c) reine Torsion bei Eckstützen	26
Bild 2.12: Verteilung der Schubspannungen in Abhängigkeit von der Momentenbeanspruchung nach Tuchlinski [3]	27
Bild 2.13: Schubspannungen infolge Momentenübertragung in einem vertikalen.....	27
Bild 2.14: Ansatz einer linearen Schubspannungsverteilung bei Randstützen nach Tuchlinski [3]	27
Bild 2.15: Resultierende Schubspannungen an Rand- und Innenstütze bei Moment-Querkraft Interaktion laut VO 2010 Massivbau 2:Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger.....	28
Bild 2.16: Idealisierte Schubspannungsverteilung infolge Querkraft- und Momenten-	28
Bild 2.17: Anwendung der elastischen Plattentheorie durch Mast [45].....	32
Bild 2.18: Balkenanalogie bei Innenstützen laut VO 2012 Halfen: Dr.-Ing. Marcus Ricker	35
Bild 2.19: Balkenanalogie nach Hawkins, Corley [55]:.....	36
Bild 2.20: Laststreifen:	39
Bild 2.21: Lineare und quadratische Interaktion.....	41
Bild 2.22: Momenten-Querkraft Diagramm nach [35]	45

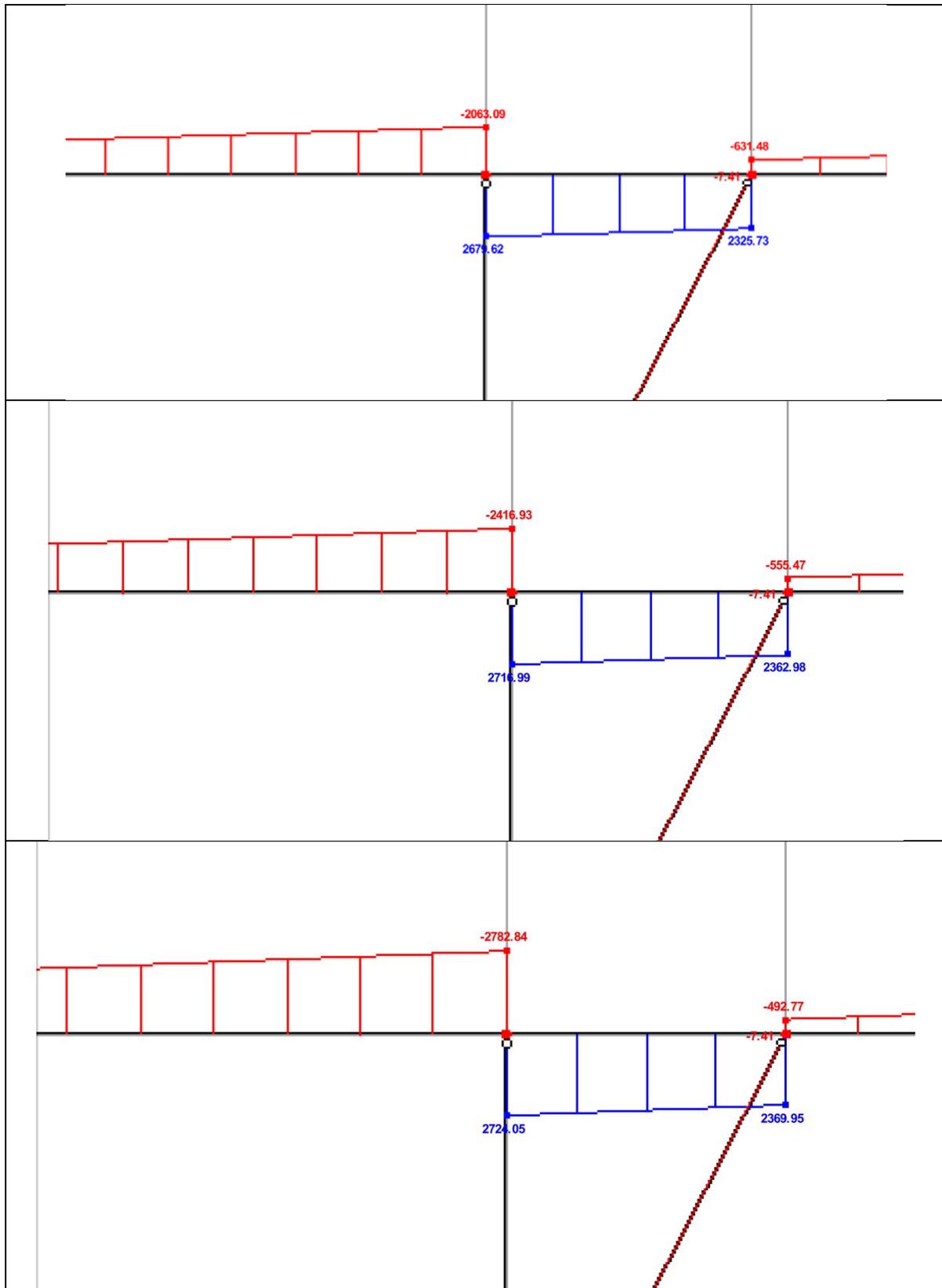
Bild 2.23: Idealisierter Bruchkörper einer Eckstützen-Plattenverbindung bei der Versagensart Biegetorsionsbruch nach [35].....	46
Bild 2.24: Bruchkriterium (=Festigkeitskriterium) für Beton nach [35].....	46
Bild 2.25 : Rundschnitte nach [63] für unterschiedliche Ausmitten.....	47
Bild 2.26: Fachwerkmodell für eine Randstütze nach [67].....	49
Bild 2.27: Momenten-Querkraft-Interaktion für eine Randstütze (berechnetes Ineraktionsdiagramm) nach [67]	50
Bild 2.28: Fachwerkmodell nach [53]: a) Grundriss, b) Axonometrie	52
Bild 2.29: Kritischer Rundschnitt bei rechteckiger Stütze nach a) DIN 1045-1, b) EC 2 und c) DIN 1045.....	53
Bild 3.1: Allgemeine Übersichtsskizze mit unterschiedlicher Stahlpilzform laut [70].....	62
Bild 3.2: Stahlpilzformen laut [70], a) Innenstützenstahlpilz, b) 3/4-Pilze für Stützen bei einspringenden Gebäudeecken, c) 1/2-Pilze für Randstützen, d) 1/4-Pilze für Eckstützen	62
Bild 3.3: Anschlusstypen zwischen Stahlpilz und Stützen laut [70]:.....	63
Bild 3.4: Deckendurchbrüche bei Stahlpilzen, Ausführungsbeispiele laut [70]	64
Bild 3.5: a) Stahlpilztransport mit der Hilfe des Kranes, b) Verlegen von unterer Bewehrung auf dem Unterflansch des U-Profiles laut [70]	64
Bild 3.6: Fundamentpilz laut [70]	65
Bild 3.7: Wichtige Parameter für: a) Randpilze , b) Eckpilze laut [70].....	65
Bild 3.8: Kombination von Stahlpilz mit Doppelkopfbolzen laut [70].....	66
Bild 3.9: Abmessungen und Bezeichnungen des Stahlbetonquerschnittes laut [70]	68
Bild 3.10: Führung der Notfallbewehrung über Stahlpilz.....	69
Bild 3.11: Spannungsverlauf in einem Stahlbetonquerschnitt am Rand des Stahlpilzbereiches zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrung in Bereich b/2 außerhalb der Stützenachse	70
Bild 3.12: Momentaufteilung bei der Stütze mit Stahlpilz gemäß [71] : a) Heft 240, DafStb b) finite Elemente	71
Bild 3.13: Prinzipielles variables Belastungsschema einer exzentrisch beanspruchten Innenstütze.....	72
Bild 3.14: Einfluss des Abstandes der exzentrischen Einzellast auf den Lasterhöhungsfaktor β	74
Bild 4.1: Geometrie der „Abfangdecke“ über Untergeschoss (Tiefgaragen).....	76
Bild 4.2: Isometrie von Normalkräften für die V-Stützen bei Achse 2/N.....	77
Bild 4.3: Isometrie für die V-Stützen und Flachdecke.....	78
Bild 4.4: Vergleichsmodell: Schnitt Achse 2/N, Belastung ULS aus der Stütze von oberen Geschoße	79
Bild 4.5: Vergleichsmodell: Schnitt Achse 5/N, Belastung ULS aus der Stütze von oberen Geschoße	79
Bild 4.6: Querkraftverlauf im 2-dimensionalen Trägersystem bei Achse 2/N.....	80
Bild 4.7: Querkraftverlauf im 2-dimensionalen Trägersystem bei Achse 5/N.....	82
Bild 4.8: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 2/N mithilfe einer von [73]	85
Bild 4.9: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 2/N mithilfe einer von [73]	86
Bild 4.10: Ausschnitt aus dem Programm ConDim, Berechnung der Zugstrebe für die Decke in der Achse 2/N.....	88
Bild 4.11: Systemschema der Querkraftwirkung am Rand des Stahlpilzes.....	89
Bild 4.12: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 5/N mithilfe einer von [73]	91

Bild 4.13: Ausschnitt des Durchstanznachweises für die Achse 5/N mithilfe einer von [73]	92
Bild 4.14: Übersichtsskizze der horizontalen Abtriebskräfte außer Durchstanzbereich: a) Schnitt und b) Grundriss	93
Bild 4.15: Ausschnitt aus dem Programm ConDim, Berechnung der Zugstrebe für 5/N	96
Bild 4.16: Systemschema für Stahlpilz und Schweißnahtberechnung	98
Bild 4.17: Stahlpilzskizze	100
Bild 4.18: Schematische Anordnung von HDB Dübelleisten bei der Stütze 2/N	103
Bild 4.19: Schematische Anordnung von HDB Dübelleisten bei der Stütze 5/N	105
Bild 0.1: Querkraftverläufe bei variablen Abständen 4,3 m, 3,8 m, 3,3 m der Einzellast von Stütze	116
Bild 0.2: Querkraftverläufe bei variablen Abständen 2,8 m, 2,3 m, 1,8 m der Einzellast von Stütze	117
Bild 0.3: Querkraftverläufe bei variablen Abständen 1,3 m, 0,8 m der Einzellast von Stütze	118
Bild 0.4: Achse 2/N : Schnittgrößen bei der Stützenkopf aus dem 3D Modell	119
Bild 0.5: Achse 5/N : Schnittgrößen bei der Stützenkopf aus dem 3D Modell	120
Bild 0.6: Stahlprofilabmessungen von UNP 400	122
Bild 0.7: Ausschnitt aus dem Bewehrungsplan für untere Lage und Zulagen bei der Achse 5/N	123
Bild 0.8: Ausschnitt aus dem Bewehrungsplan für obere Lage und Zulagen bei der Achse 5/N	123
Bild 0.9: Ausschnitt aus dem Schalungsplan mit Doppelkopfanke für den Stahlpilz bei der Achse 5/N	124

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1: Übersicht theoretischer Modelle zum exzentrischen Durchstanzen	29
Tabelle 2.2: Schrittweises Vorgehen von Stamenkovic, Chapman [48]	43
Tabelle 2.3: Bemessungsgrößen nach Herzog [60]	43
Tabelle 2.4: Parameter bei den Durchstanznachweisen ausgewählter Normen	52
Tabelle 2.5: Nachweiskonzept nach EC 2 zur Ermittlung der einwirkenden Schubspannung nach [3], „Vgl. Seite 31, Tabelle 2.4“	56
Tabelle 2.6: Nachweiskonzept nach EC2 für Platten ohne Durchstanzbewehrung nach [3], „Vgl. Seite 32, Tabelle 2.5“	57
Tabelle 2.7: Nachweiskonzept nach EC2 für Platten mit Durchstanzbewehrung nach [3], „Vgl. Seite 32, Tabelle 2.6“	57
Tabelle 2.8: Nachweiskonzept nach Din 1045-1 für Platten ohne Durchstanzbewehrung nach [3], „vgl. Seite 26, Tabelle 2.2“	59
Tabelle 2.9: Nachweiskonzept nach DIN 1045-1 für Platten mit Durchstanzbewehrung nach [3], „Vgl. Seite 27, Tabelle 2.3“	60
Tabelle 3.1: Rechenergebnisse bei der variablen exzentrisch beanspruchten Innenstütze (Lasterhöhungsfaktor β)	74

ANHANG

RFEM Ausdrucke**Bild 0.1:** Querkraftverläufe bei variablen Abständen 4,3 m, 3,8 m, 3,3 m der Einzellast von Stütze

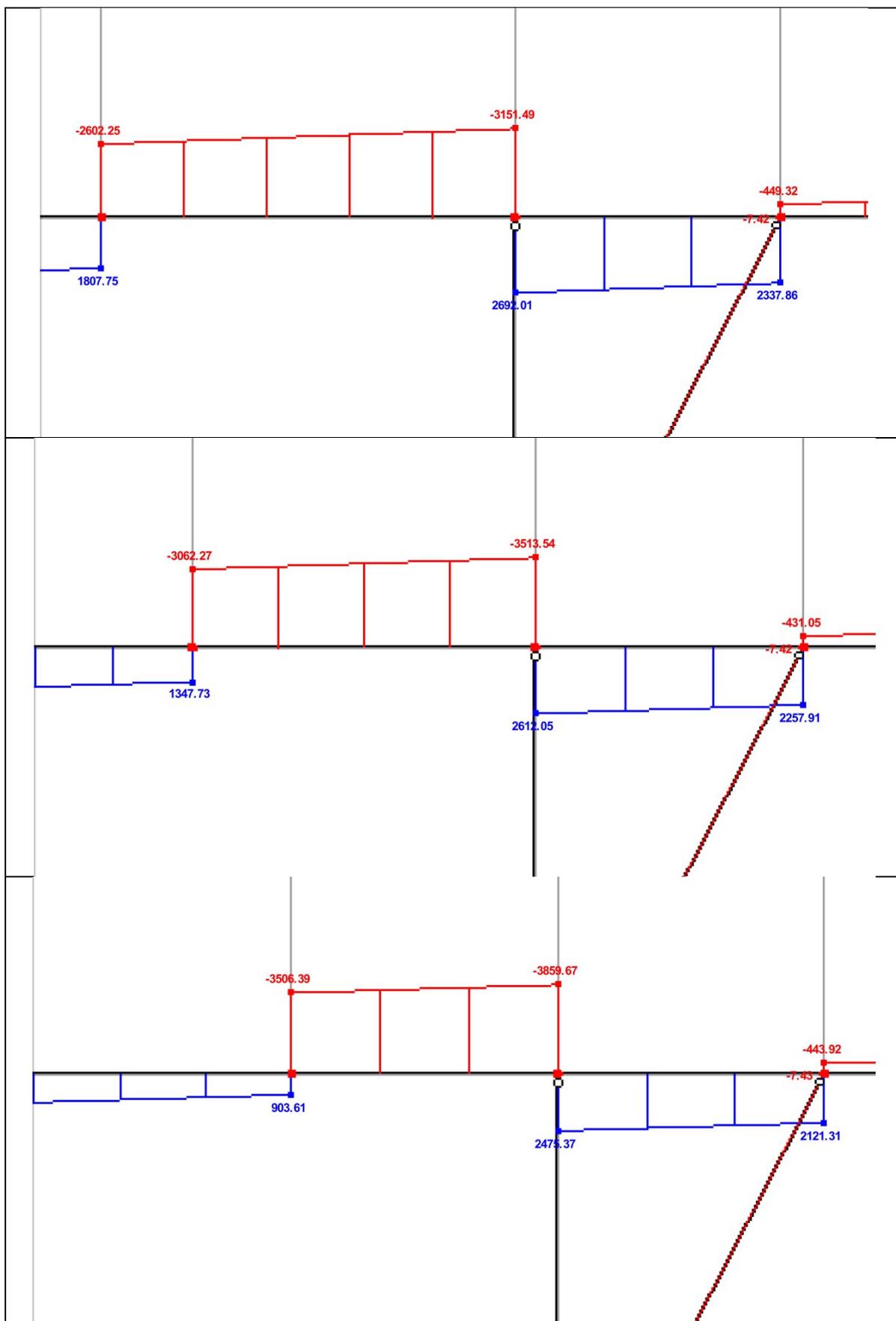


Bild 0.2: Querkraftverläufe bei variablen Abständen 2,8 m, 2,3 m, 1,8 m der Einzellast von Stütze

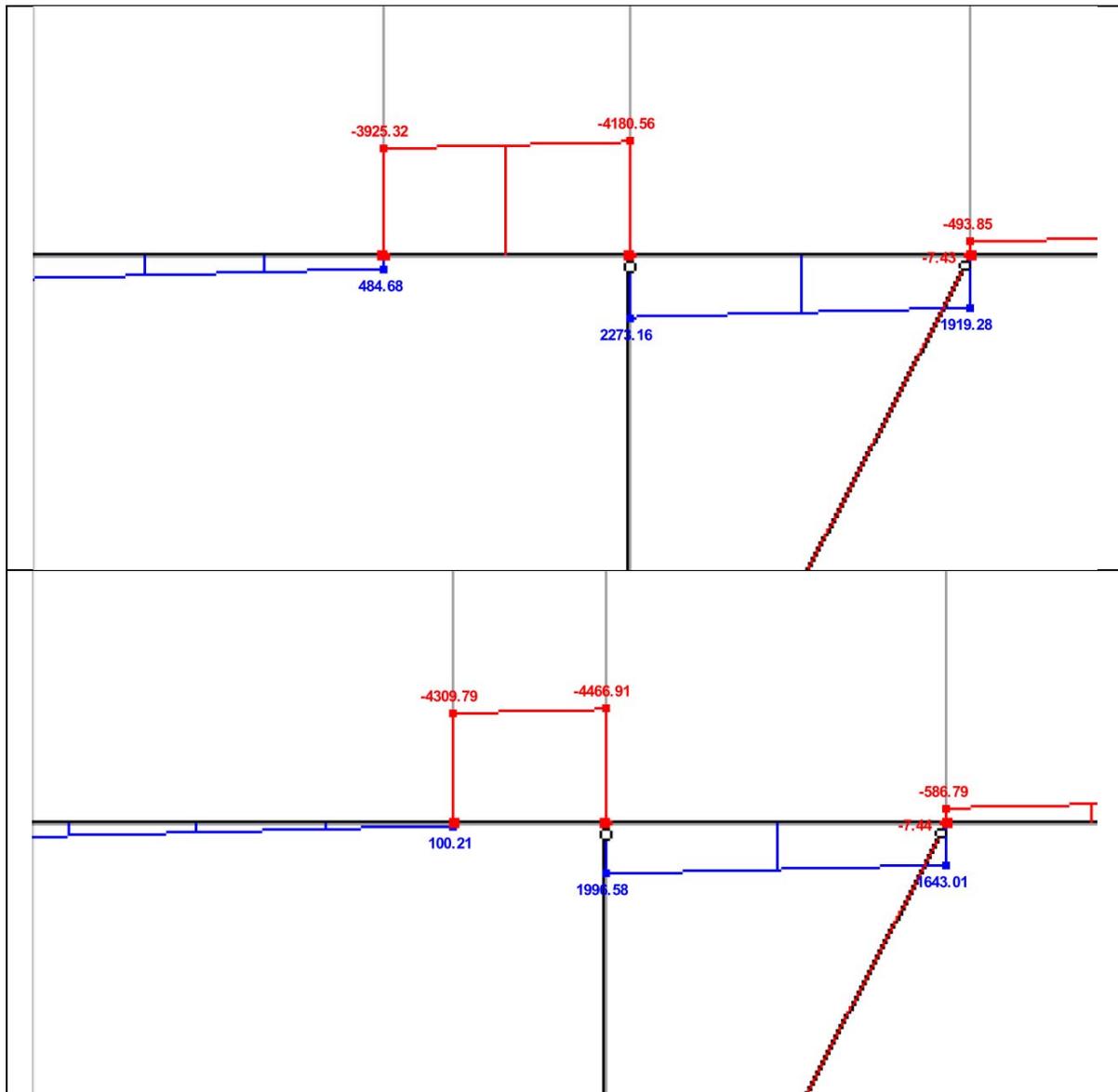


Bild 0.3: Querkraftverläufe bei variablen Abständen 1,3 m, 0,8 m der Einzellast von Stütze

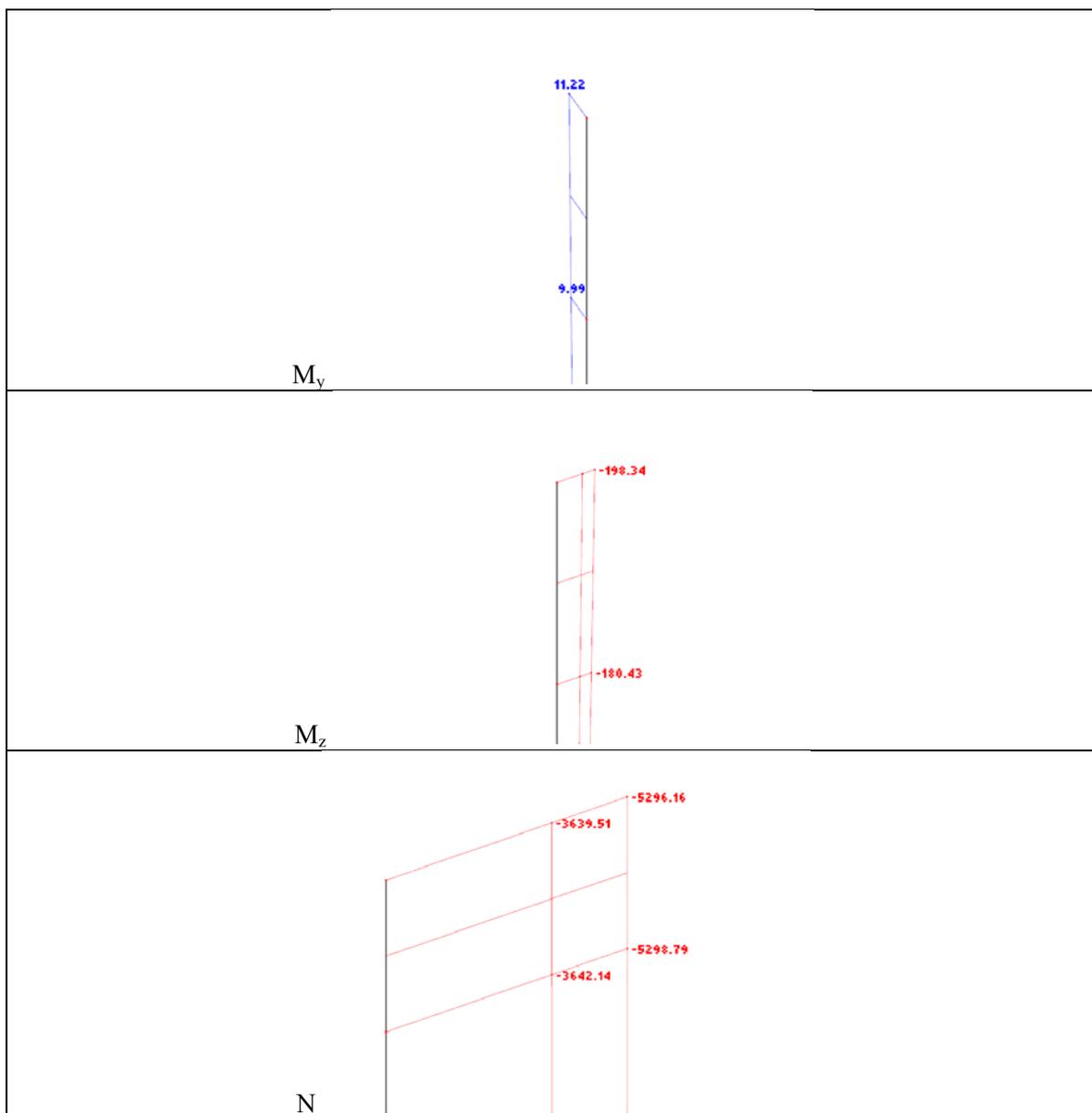


Bild 0.4: Achse 2/N : Schnittgrößen bei der Stützenkopf aus dem 3D Modell

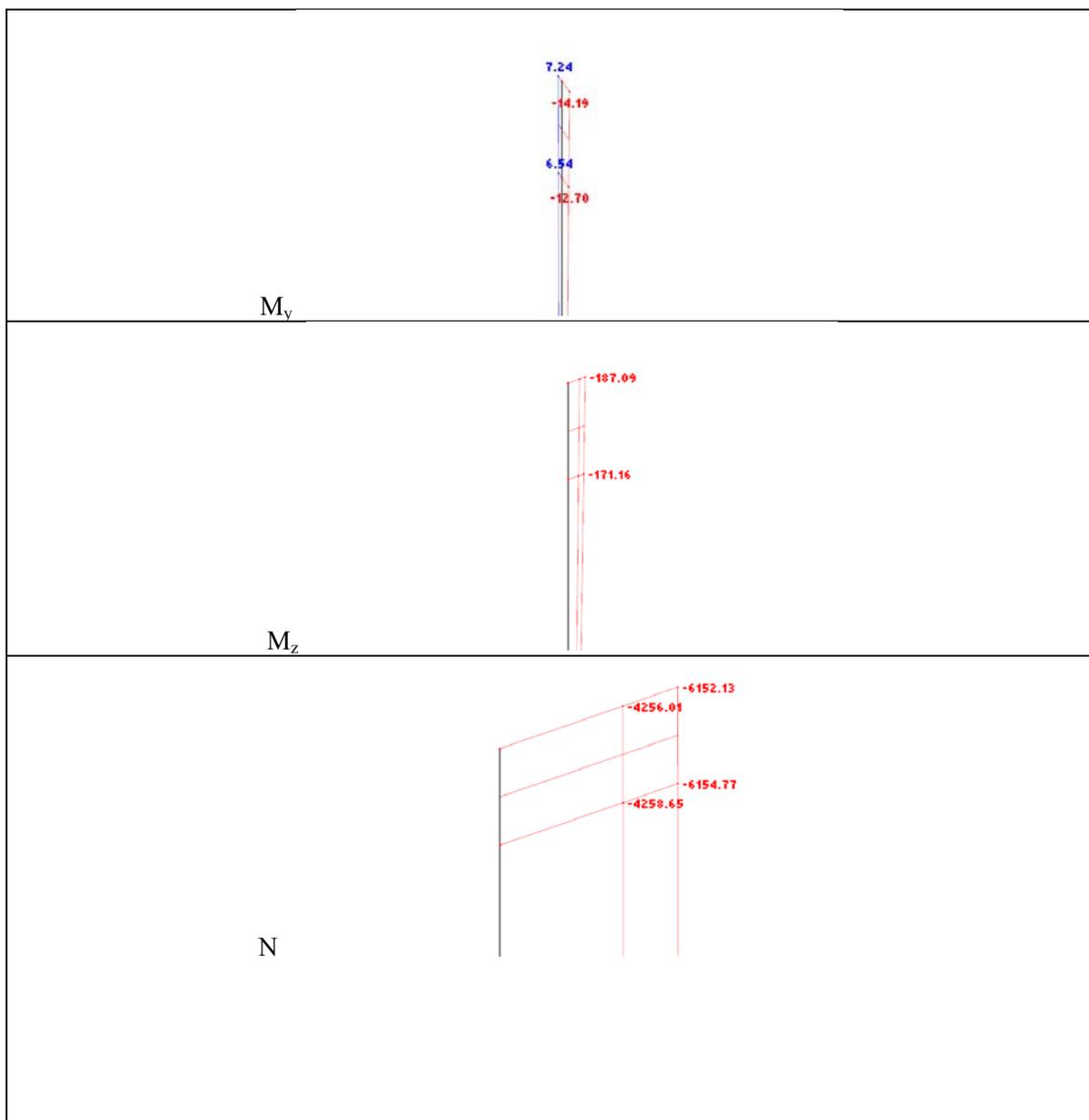


Bild 0.5: Achse 5/N : Schnittgrößen bei der Stützenkopf aus dem 3D Modell

Stahlpilz-Kennwerte

Zusammenfassung der Ergebnisse und gewählte Stahlpilz nach [71]:

		x-x	y-y	Einheiten
Geometrie:	Stützenart (Tafel 3.5/Heft 240)	2	3	-
	Stützenweite 1 (z.B. Rand) ($0,67 \leq l_1/l_2 \leq 1,5$)	7.70	5.10	m
	Stützenweite 2 (z.B. Innen) ($0,67 \leq l_1/l_2 \leq 1,5$)	7.70	7.60	m
	Stützenweite (mittel) l_m , ($0,67 \leq l_1/l_2 \leq 1,5$)	7.70	6.35	m
	Auflagerbreite d_s ($\leq 2/3$ Pilzbreite) 40%	0.64	0.64	m
	Deckendicke d	65	65	cm
	Statische Höhe	59	59	cm
Material:	Auflagerbreite Randträger b_a	50	50	cm
	Grenzspannung Bewehrungsstahl β_s (DIN 1045)	500	500	N/mm ²
	Grenzspannung Beton β_R (DIN 1045), C45/55	30	30	N/mm ²
	Hauptträger -Grenzspannung Profilstahl $f_{y,k}$ (DIN 18800/T.1)	360	360	N/mm ²
	Randträger -Grenzspannung Profilstahl $f_{y,k}$ (DIN 18800/T.1)	240	240	N/mm ²
	Beiwert Kehlnahtbeiwert α_w (DIN 18800/T.1)	0.95	0.95	-
	Schnittkräfte:	Bezogene Auflagerbreite d_s / l_{min}	0.083	0.125
Stützweitenverhältnis ε , $\varepsilon = l_{m,x(v)} / l_{m,v(x)}$		1.213	0.825	-
Korrekturbeiwert c , (Tafel 3.4/ Heft 240)		0.9311	1.2544	-
Momentenbeiwert k_{ss}^g (Tafel 3.4/ Heft 240)		-0.2223	-0.1935	-
Momentenbeiwert k_{ss}^p (Tafel 3.4/ Heft 240)		-0.2671	-0.2150	-
Stützmoment m_{SS} , $m_{SS} = (k_{ss}^g \cdot g + k_{ss}^p \cdot p) \cdot c \cdot l_m^2$		-1132.01	-865.73	kNm/m
Stützmoment m_{SG} , $m_{SG} = 0.7 m_{SS}$		-792.41	-606.01	kNm/m
Momentendifferenz $\Delta m_S = m_{SS} - m_{SG}$		-339.60	-259.72	kNm/m
Max. Querkraft am Pilzrand (1.Randträger) V_1		1127	1127	kN
Min. Querkraft am Pilzrand (2.Randträger) V_2		1127	1127	kN
Max. Querkraft am Pilzrand (1.Randträger) f_x $\beta_x V_1$		1463	1463	kN
Min. Querkraft am Pilzrand (2.Randträger) f_x $\beta_x V_2$	1463	1463	kN	
	4 x V_1 oder V_2	4507kN >	4500kN	
Kontrolle:	$\sum V_{RT} \geq \max.$ Auflagerkraft	5850kN \approx	5850kN	

GG Stahlpilz:	Max V, 1.Randträger, $V_1.RT=0,5V_1(BK-2bR-ba)/(BK-2bR)$	466.3	466.3	kN
	Max V, 1.Randträger, $V_2.RT=0,5V_2(BK-2bR-ba)/(BK-2bR)$	466.3	466.3	kN
	Max V, Hauptträger, VHT	1462.5	1462.5	kN
Schweißnaht:	Kehlnaht Randträger/Hauptträger, erf. $aH=1,5$ $VHT/(n \cdot h \cdot \alpha_w \cdot f_{y,k})$	12.1	12.1	mm
Nahtnachweis:	gewählter $a \geq \text{erf.} a$	13 >	12.1	mm

	Breite ½ zugehörige Gurtstreifen $b=0,2 \cdot L$	1.27	1.54	m
	Moment $ \sum \Delta mS = b \cdot \Delta mS $	431.3	399.9	kNm
	Plastisches Moment 1.Randträger $M_{pl,V,R1}$	220.4	220.4	kNm
	Plastisches Moment 2.Randträger $M_{pl,V,R2}$	220.4	220.4	kNm
	Plastisches Moment Hauptträger $M_{pl,V,H}$	749.0	749.0	kNm
	Zul. Moment Stahlpilz Gesamt M_{Zul}	587.6	587.6	kNm
Stahlelemente:	Nachweis: $M_{Zul} \geq \sum \Delta mS $	x-x	588 > 431	kNm
		y-y	588 > 400	kNm

UNP - European standard channels

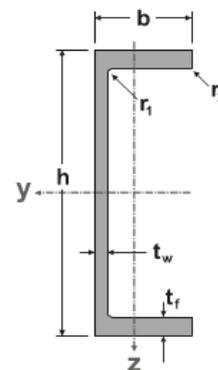
In accordance with DIN 1026-1, tolerances according to EN 10279 Tab. 1, grade according to EN 10088-3: 1D

UPN - Fers U normaux européens

Conformes à DIN 1026-1, tolérances selon EN 10279 Tab.1, nuance selon EN 10088-3: 1D

UNP - Europäische U-Stahl Normalprofile

Gemäß DIN 1026-1: 2000, Toleranzen nach EN 10279 Tab. 1, Güte nach EN 10088-3: 1D



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Poid Weight Gewicht
	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r1 mm	r2 mm	G kg/m
UNP 400*	400	110	14.0	18.0	2.0	1.0	71.8

Bild 0.6: Stahlprofilabmessungen von UNP 400

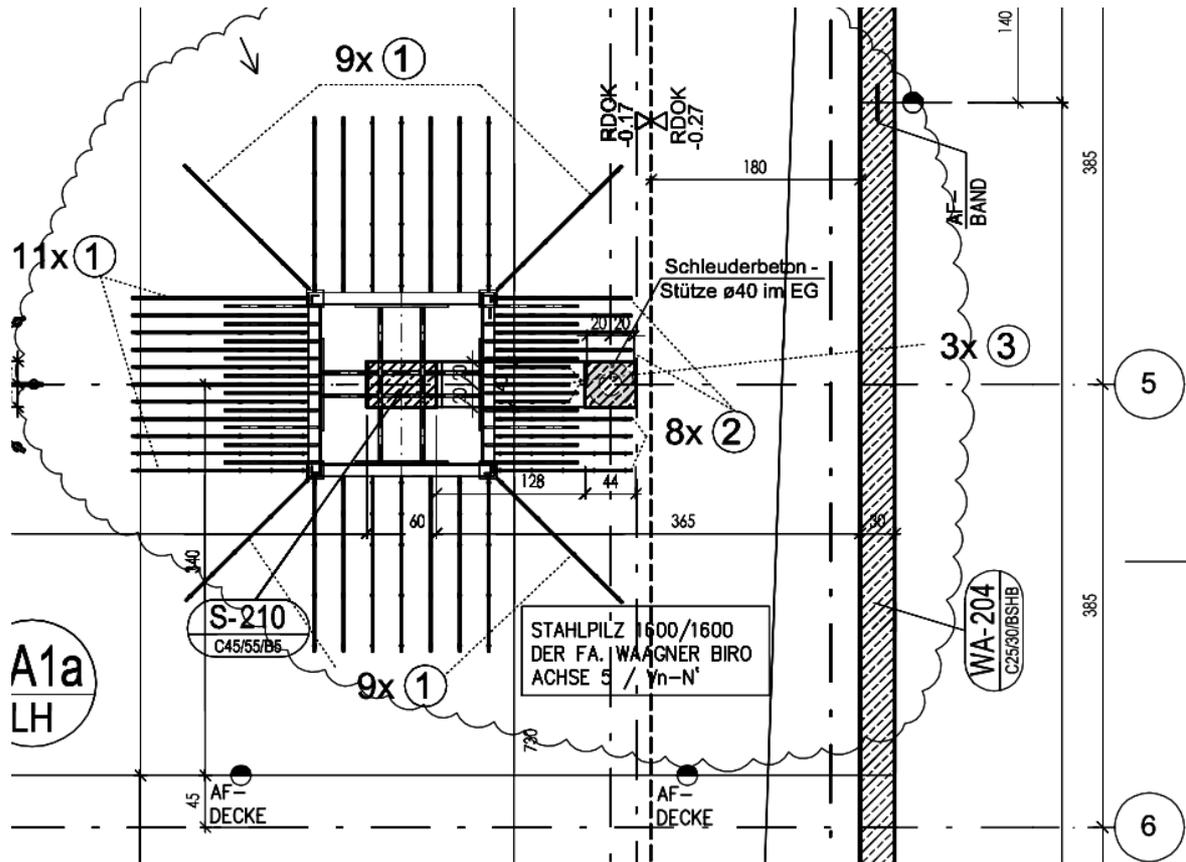


Bild 0.9: Ausschnitt aus dem Schalungsplan mit Doppelkopfancker für den Stahlpilz bei der Achse 5/N