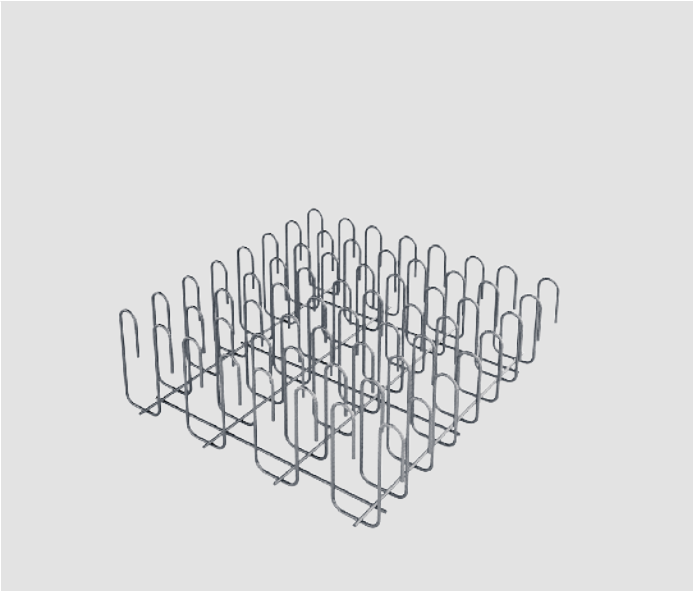
Durchstanzbemessung in der Schweiz

Fachreferat zur Durchstanzbemessung

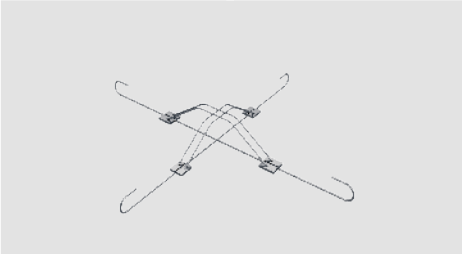
Dr. Stefan Lips, Leviat AG, Schweiz
Prof. Dr. Albin Kenel, Hochschule für Technik Luzern

HALFEN HDB
Doppelkopfanker

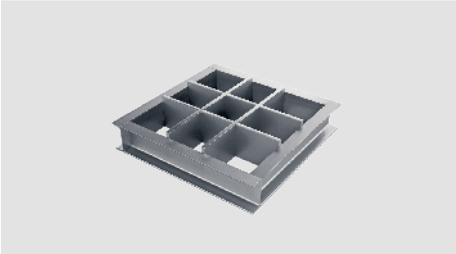


Aschwanden DURA®
Körbe

Aschwanden DURA®
SR-Elemente



Aschwanden DURA®
S-Elemente

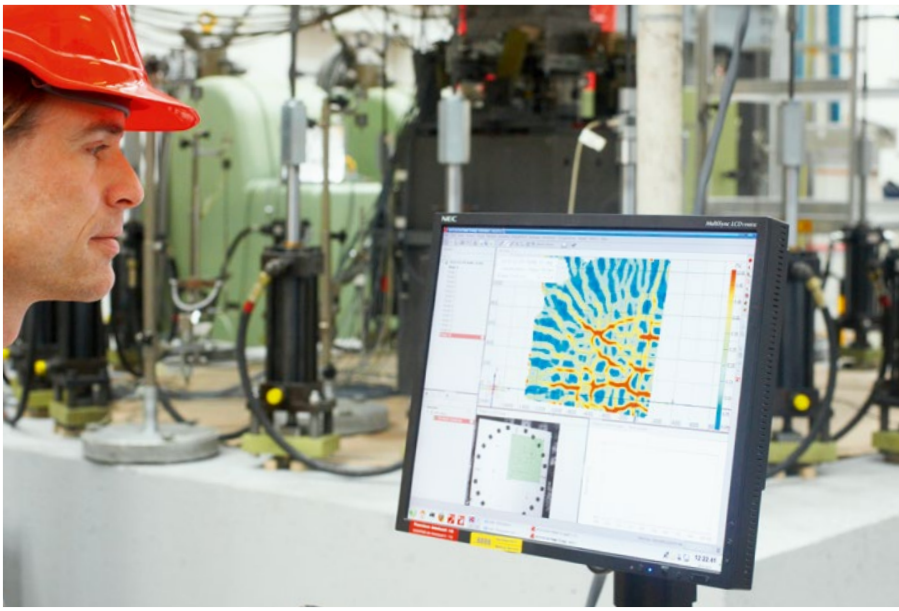


Aschwanden DURA® und HALFEN HSP
Stahlpilze

Leviat®

A CRH COMPANY

Innovative Technologien und Konstruktionslösungen, die der Industrie ermöglichen sicherer, stärker und schneller zu bauen.



Inhalt

1 Einleitung 5

1.1 Zielsetzung des Dokuments 5

1.2 Geschichtliches 5

1.3 Bezeichnungen 12

2 Bemessung nach SIA 262:2013 15

2.1 Das Schweizer Bemessungsmodell 15

2.2 Bruchwiderstand Bruchrotation 21

2.3 Näherungsstufen 25

2.4 Ungleichmässige Querkraftverteilung 29

2.5 Sicherstellen des Verformungsverhaltens 42

2.6 Bodenplatten/Fundamente 45

2.7 Konstruktive Durchbildung 47

2.8 Biegebewehrung 52

2.9 Recyclingbeton 53

2.10 Vorspannung 55

2.11 Aussparungen 63

2.12 Deckenabsätze 64

2.13 Brandschutz 65

3 Berechnung nach Gutachten 67

4 Berechnung nach TWK 69

5 Durchstanzsysteme 71

5.1 Bügelkörbe 71

5.2 Doppelkopfanker 71

5.3 S-Elemente 71

5.4 Stahlpilze 71

6 Erhaltung von Flachdecken 73

6.1 Zustandserfassung 73

6.2 Belastungsgeschichte / Aktivierung 76

6.3 Verstärkungsmöglichkeiten 78

6.4 Biegebewehrung 79

7 Software Anwendung 81

7.1 Bemessungsprozess 81

7.2 Eingabeparameter 81

7.3 Lösungen 93
7.4 Zwischenresultate 95
8 Bemessungsbeispiele 99
8.1 Grundlagen 99
8.2 Beispiel 1: Rechteckige Innenstütze (DURA) 99
8.3 Beispiel 2: Quadratische Randstütze (DURA) 115
8.4 Beispiel 3: Wandecke (DURA) 127
8.5 Beispiel 4: Ovale Innenstütze (HDB) 136
8.6 Beispiel 5: Runde Eckstütze (HDB) 147
9 Literaturverzeichnis 159
9.1 Normen 159
9.2 Literatur zur elastischen Plattentheorie 160
9.3 Literatur zur plastischen Plattentheorie 161
9.4 Literatur zum Durchstanzen 162
9.5 Literatur zur normativen Entwicklung 163
9.6 Literatur zu Recyclingbeton 163
9.7 Literatur zur Zustandserfassung 163
Anhang A Diagramme 165
Anhang B Datenblatt für Näherungsstufe 3 173

1 Einleitung

1.1 Zielsetzung des Dokuments

In der heutigen Zeit haben Ingenieure:innen den Anspruch robuste, ökologische und ökonomische Bauwerke zu erstellen und zu erhalten. Für diese Forderung bietet Leviat dank der Produktevielfalt das optimale Bauprodukt für die jeweilige Projektsituation. Um mit diesen Bauprodukten auch vollumfänglich den Ansprüchen gerecht zu werden ist einerseits eine transparente Dokumentation der Bemessungsgrundlagen, wie z.B. mit vollständigen, öffentlich zugänglichen Gutachten, und anderseits eine nachvollziehbare Bemessung der Bauprodukte entscheidend. Zudem müssen die Bauprodukte auch mühelos bei der Ausführung eingebaut werden können. Ein möglichst hoher theoretischer Tragwiderstandswert bringt wenig, wenn das Bauprodukt nicht innerhalb der dazu notwendigen Randbedingungen z.B. Einbautoleranzen eingebaut werden kann. Das Ziel dieses Dokuments ist es, diese Planungsphilosophie zu untermauern. Es beschreibt die Grundlagen der Durchstanzbemessung in der Schweiz, gibt Hinweise und Empfehlungen für Situationen, die nicht direkt in der Bemessungsnorm beschrieben sind, und zeigt wie die Ergebnisse der Durchstanzbemessungsmodule des Leviat Projektmanagers auf Plausibilität überprüft werden können. Dieses Dokument soll somit die Ingenieure:innen bei der Durchstanzbemessung unterstützen, so dass robuste, ökologische und ökonomische Bauwerke entstehen und erhalten werden können - nicht nur auf dem Plan sondern auch in der Ausführung.

1.2 Geschichtliches

Elastische Plattentheorie

Die ersten Versuche zur Lösung des Problems der Durchbiegung von elastischen Oberflächen wurden von Euler 1764 unternommen. Bei der Beschreibung der Schwingung einer vollkommen flexiblen Membran betrachtete er diese als aus zwei Systemen von gespannten, senkrecht zueinanderstehenden Saiten bestehend. Euler nutzte diese Idee auch zur Untersuchung von Schwingungen von Glocken.

Jakob Bernoulli entwickelte 1789 unter Verwendung der gleichen Notation wie Euler eine Differentialgleichung für Platten, wobei er bereits die Plattensteifigkeit und die senkrechte Beanspruchung berücksichtige. Bernoulli machte deutlich, dass seine Gleichung nur eine Annäherung ist – er vernachlässigte die gemischten Ableitungen der Verformungen.

Das grosse Interesse an der Theorie der Platten wurde durch Chladnis Arbeiten in der Akustik im Jahre 1787 und insbesondere durch seine Experimente mit schwingenden Platten geweckt. Indem er eine Platte mit feinem Sand bedeckte, konnte Chladni das Vorhandensein von Knotenlinien für verschiedene Modi ihrer Bewegung zeigen und die entsprechenden Frequenzen bestimmen. Im Jahr 1809 lud die französische Akademie Chladni zu einer Vorführung seiner Experimente ein, und Napoleon, der dem Treffen beiwohnte, war sehr beeindruckt davon. Auf Anregung des Kaisers schlug die französische Akademie als Thema für einen Preis das Problem der Ableitung einer mathematischen Theorie der Plattenschwingungen und den Vergleich der theoretischen Ergebnisse mit den experimentell gewonnenen vor.

Im Oktober 1811, dem Schlusstermin des Auswahlverfahrens, erschien nur eine Kandidatin, Sophie Germain. Sophie Germain machte bei der Berechnung jedoch einen Fehler und schaffte es daher nicht, die richtige Gleichung zu finden. Sie hat den Preis nicht gewonnen. Lagrange, der zu den

Preisrichtern gehörte, bemerkte jedoch ihren Fehler, und nachdem er einige Korrekturen vorgenommen hatte, erhielt er bereits 1811 eine zufriedenstellende Form der erforderlichen Gleichung.

Die Akademie schlug das Thema erneut vor, mit einer neuen Frist im Oktober 1813, und Sophie Germain meldete sich erneut als Kandidatin für den Preis an. Sie hatte nun die richtige Gleichung, aber die Richter verlangten eine physikalische Begründung für die Grundannahme. Sie war wieder nicht erfolgreich. Doch die Akademie beschloss, den Preis noch einmal auszuloben. Beim dritten Mal gewann Sophie Germain den Preis (1816), obwohl die Richter nicht ganz zufrieden mit ihrer Arbeit waren. Ihre Arbeit publizierte sie zusammenfassend im Jahre 1821.

Ein weiterer Versuch, die Theorie der Platten zu verbessern, wurde von Poisson 1814 unternommen. Um der Theorie eine physikalische Bedeutung zu geben, nahm Poisson an, dass die Platte aus Teilchen besteht, zwischen denen molekulare Kräfte wirken.

Navier hat die erste zufriedenstellende Theorie über die Biegung von Platten aufgestellt und 1823 publiziert. In seiner Arbeit nahm Navier - wie Poisson - an, dass die Platte aus Molekülen besteht, aber er liess sie über die Dicke verteilt und nahm an, dass ihre Verschiebungen während der Biegung parallel zur Mittelebene der Platte und proportional zum Abstand von dieser Ebene verlaufen. So fand er die richtige Differentialgleichung für jede Belastungsgeometrie. Navier wendete seine Gleichung auf das Problem einer einfach gestützten rechteckigen Platte an, für die er die entsprechenden Randbedingungen angab und die richtige Lösung in Form einer doppelten trigonometrischen Reihe lieferte. Diese verwendete er für die Fälle einer gleichmässig verteilten Last und einer in der Mitte konzentrierten Last. Diese Ergebnisse waren die ersten zufriedenstellenden Lösungen, die für Probleme bei der Biegung von Platten gegeben wurden.

1850 schloss Kirchhoff die langandauernde Debatte über die Theorie der dünnen elastischen Platten ab. Anschliessend wurde das Problem der punktgestützten Platten erstmals im Zusammenhang mit der Bemessung von Kesselabdeckplatten für Dampfmaschinen behandelt. Lavoinne betrachtete 1872 eine gleichmässig belastete, unendlich ausgedehnte Platte mit einem rechteckigen Auflagergrundriss; er wandte einen Fourier-Reihenansatz Ansatz an, wobei er die Annahme traf, dass die Auflagerreaktionen gleichmässig über kleine quadratische Flächen verteilt seien und vernachlässigte den Poisson-Effekt. Grashof behandelte 1878 dasselbe Problem mit einer polynomialen Näherung für die Durchbiegungsfunktion. Er berücksichtigte den Poisson-Effekt, konnte aber bestimmte Randbedingungen nicht befriedigen, wie Hruban 1921 feststellte.

Maillart kannte den Ansatz von Grashof, hielt ihn aber für seine Zwecke für unbrauchbar, weil er auf gleichmässig verteilte Lasten beschränkt war und die Versteifungswirkung von Stützen und Stützenkopfverstärkungen (Betonpilze) vernachlässigte. Das Fehlen einer soliden Theorie für Flachdecken führte zu erheblichen Unterschieden in den Bewehrungsgehalten zwischen den verschiedenen konkurrierenden Systemen, wie MacMillan 1910 feststellte. Auf der Grundlage von einfachen Gleichgewichtsüberlegungen kam Nichols 1914 zum Schluss, dass die meisten Systeme keine ausreichende Bewehrung aufwiesen.

Eine umfassende Theorie für Flachdecken wurde von Westergaard und Slater 1921 entwickelt. Unter Verwendung der Methode der finiten Differenzen behandelten sie verschiedene Lastfälle,

diskutierten den aussteifenden Effekt von Stützen und Stützenkopfverstärkungen und verglichen ihre Theorie mit den verfügbaren experimentellen Daten.

In Deutschland war es zunächst unmöglich, Flachdecken zu bauen, weil es keine anerkannte Theorie zur Bemessung gab und weil jede bautechnische Berechnung behördlich geprüft werden musste, wie Mayer 1912 feststellte. Schliesslich wurden – gemäss Mörsch 1926 – Anforderungen für den Flachdeckenbau festgelegt, die vorschrieben, dass die Momente entweder nach Lewe (1920, 1922) oder Marcus (1924) zu bestimmen sind. Als vereinfachende Alternative wurde auch die Anwendung eines Ersatzrahmenverfahrens erlaubt. Der Ansatz von Lewe ähnelte der Analyse von Lavoinne (1872); er behandelte mehrere Lastfälle und berücksichtigte den Poisson-Effekt. In ähnlicher Weise wie Westergaard und Slater (1921), verwendete Marcus finite Differenzen und berücksichtigte eine Vielzahl von geometrischen Randbedingungen und Belastungen.

Maillart profitierte davon, dass es in der Schweiz keine strengen Vorschriften gab. Von der ersten Anwendung, dem Lagerhaus Giesshübel in Zürich (Bild 1), bis zur letzten, der Tuchfabrik Gugelmann in Langenthal, konnte er eine grosse Anzahl von Flachdecken bauen. Alle diese Platten wurden nach seinem Bemessungsverfahren von 1909 – basierend auf seinen Versuchen, siehe Bild 2 – erstellt, siehe auch seine Veröffentlichungen zu diesem Thema von 1926 und 1932.

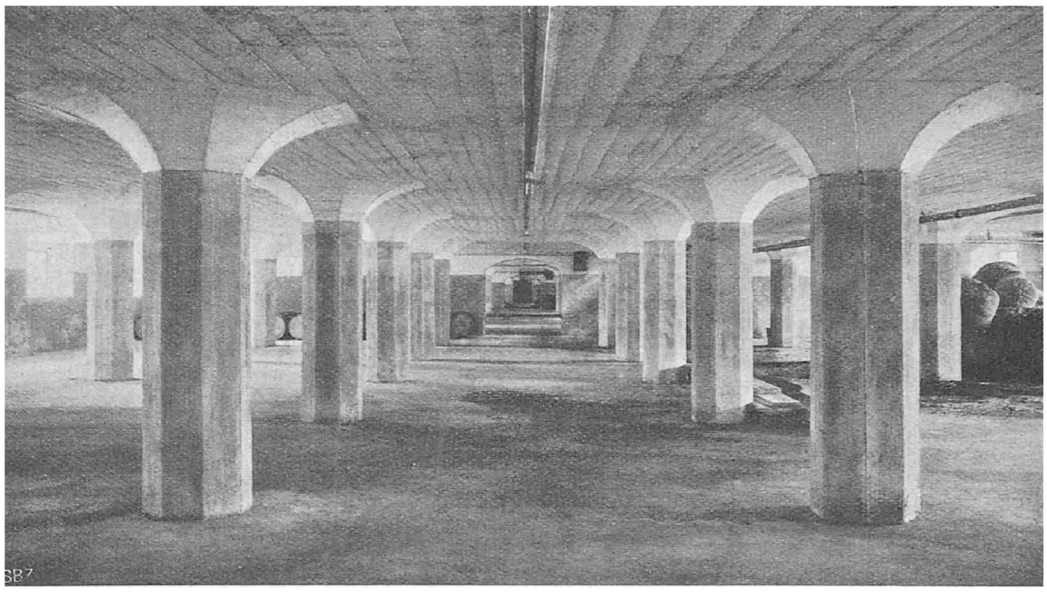


Bild 1: Pilzdecken für 2000 kg/m2- im Lagerhaus Giesshübel der Zürcher Lagerhausgesellschaft

Kaufmann berichtet 1916 von einigen von der Firma Züblin als erster Firma in Deutschland ausgeführten Pilzdecken für Lagergebäude im Jahre 1913 im Strassburger Rheinhafen, an denen Probebelastungen vorgenommen und die als kritisch erachteten Durchbiegungen gemessen wurden.

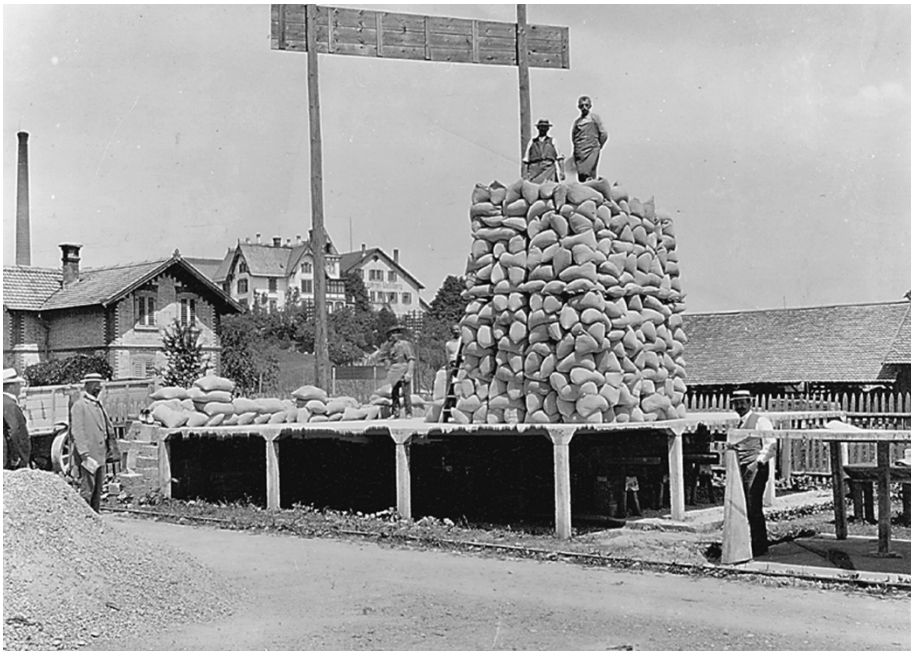


Bild 2: Erste Versuche mit unterzugslosen Decken um 1908

Turners Flachdeckenbauweise in den USA aus 1909, stellt eine Schlüsselentwicklung in der Geschichte des Betonbaus dar. Erstmals wurden Betonplatten ohne Unterzüge gebaut, die nur von Stützen getragen wurden. Der Betonbau hatte eine neue Bauform gefunden, deren Erfolg bis heute anhält. In Europa wurde die Flachdeckenbauweise von Robert Maillart vorangetrieben. Im Gegensatz zu Turner, der eine vierfache Bewehrung verwendete (Bild 3a), legte Maillart die Bewehrung nur in zwei orthogonalen Richtungen ein (Bild 3b).

a) b)

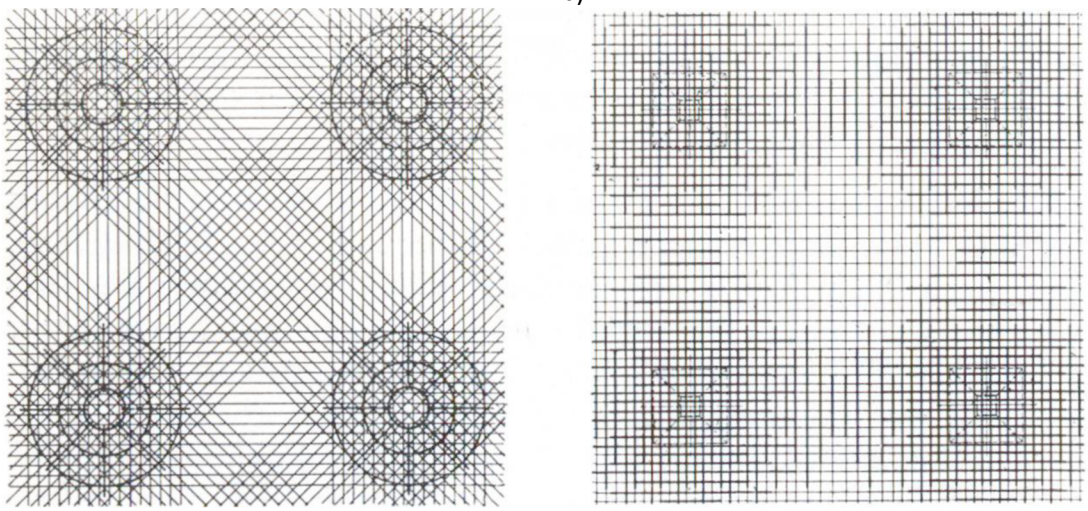


Bild 3: Anordnung der Deckenbewehrung: a) vierfache Bewehrung nach Turner und b) zwei orthogonalen Richtungen nach Maillart

Plastische Plattentheorie
Die Entwicklung der auf Tragwerke angewendeten Grenztragfähigkeitstheorie scheint mit den Arbeiten von Kazinczy (1914) und Kist (1917) über plastische statisch unbestimmte Träger ihren Anfang zu nehmen. Die allmähliche Entfaltung der Plastizitätstheorie lieferte eine robuste Basis für die Grenztragfähigkeitstheorie plastischer Tragwerke. Die vereinfachte Theorie der Grenztragfähigkeit von Platten von Johansen (1931) und Gwosdew (1938) und die experimentelle und theoretische Arbeit über plastische Rahmentragwerke der Gruppe von Baker (1949) stellen einige wichtige Schritte in der Entwicklung der ingenieurtechnischen Grenztragfähigkeitstheorie dar. Die vereinheitlichte Theorie der Grenztragfähigkeitsberechnung und -bemessung ist 1956 von Prager unabhängig von dem heuristischen Wege von Gwosdew (1938) formuliert worden. Sawczuk und Jäger haben 1962 eine umfassende Darstellung der Grundlagen für obere (Fliessgelenklinientheorie) und untere (Momentenfelder) Grenzwerte der Tragfähigkeit von Platten zusammengestellt und mit Versuchsergebnissen an Stahlbetonplatten verglichen.

Hillerborg zeigte 1975 mit seiner «Streifenmethode», dass die Behandlung von Platten als zueinander orthogonale Balkenscharen eine Anwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie darstellt, und dass die Aufteilung der Belastung in die beiden frei und an jeder Stelle der Platte unterschiedlich gewählt werden darf. Die Streifenmethode eignet sich naturgemäss primär für die Behandlung von linien- oder flächengestützten Platten mit verteilter Belastung. 1981 zeigte Marti, dass durch Verwendung von diskontinuierlichen Drillmomentenfeldern in Flachdecken Einzellasten und punktförmige Stützungen behandelt werden können. 1984 erweiterte Nielsen die Streifenmethode, um auch konzentrierte Belastungen und Punktstützen zu berücksichtigen. Die auf ein Plattenelement unter allgemeiner Beanspruchung einwirkenden Schnittgrössen können mit einem 1990 von Marti vorgestellten Sandwichmodell aufgenommen werden. Im Sinne einer Gleichgewichtslösung werden dabei die Biege- und Drillmomente sowie allfällige Membrankräfte den Sandwichdeckeln zugewiesen, während der Sandwichkern die Querkräfte aufnimmt.

In der Schweiz wurden «Plastische Bemessungsmethoden» von Thürlimann und Ziegler 1963 bzw. «Plastische Berechnung von Platten» durch Thürlimann 1974 eingeführt. Die «Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton» wurde 1983 durch Thürlimann, Marti et al bzw. 1999 das «Tragverhalten von Stahlbeton» durch Marti et. al an Fortbildungskursen für Bauingenieure:innen an der ETH Zürich eingeführt.

Durchstanzen
Die im Bereich von Stützen und vergleichbaren Krafteinleitungen auftretenden hohen Schubbeanspruchungen können bei fehlender Bügelbewehrung zu schlagartigem Durchstanzversagen führen. Dieses Verhalten ist mit plastizitätstheoretischen Modellen infolge des spröden Bruchvorganges nur bedingt erfassbar. Versuche zeigen, dass der Durchstanzwiderstand von zahlreichen Parametern abhängt, insbesondere von der Zug- und Druckfestigkeit des Betons, vom Bewehrungsgehalt und von der konstruktiven Ausbildung der Bewehrung. Die Bemessungsvorschriften in den gängigen Normen beruhen auf (semi-)empirischen, an Versuchen kalibrierten Beziehungen. Dabei wird in der Regel ein massgebender Umfang in einem bestimmten Abstand vom Stützenrand definiert und der Durchstanzwiderstand als Produkt dieses Umfanges mit der statischen Höhe der Platte und einem rotationsabhängigen Schubwiderstand ausgedrückt.

Im Rahmen einer Diskussion über die zutreffende Bemessung der «Füsse von Eisenbetonstützen» zieht Henkel 1916 amerikanische (Durchstanz-) Versuche aus den Jahren 1909 bis 1912 – 1913 publiziert von Talbot ausgeführt in der Versuchsanstalt der Universität Illinois an bewehrten und unbewehrten Einzelfundamenten – zur Untermauerung seines Bemessungsverfahrens heran.

Umfangreiche Untersuchungen wurden u.a. von Kinnunen und Nylander 1960 ausgeführt. Sie legten ihre Versuche so an, dass im Gegensatz zu den bisher aus Versuchen hergeleiteten globalen Bemessungsvorgaben (die nur in zu den Versuchen ähnlich gelagerten Fällen Aussagekraft hatten), alle Parameter von Einfluss erfassbar wurden und damit eine Theorie allgemeiner Art erstellt werden konnte. Diese Theorie beeinflusste ebenfalls die Regeln zur Durchstanzbemessung in der SIA 162:1968.

Moe wählte 1961 als kritischen Schnitt den Stützenumfang. Auf diesen werden die Bruchlasten bzw. die rechnerischen Schubspannungen bezogen. Die Durchstanzlast ist abhängig von der Kraft, die die Flachdecke auf Biegung aufnehmen kann. Er schlägt als Durchstanzlast eine halbempirisch gewonnene Beziehung vor. Vom Quadrat abweichende Stützenquerschnitte sind durch umfangsgleiche Quadrate zu ersetzen.

An der EPFL wurde unter der Leitung von Muttoni anhand von zehn Durchstanzversuchen an Stahlbetonplatten ein semi-mechanisches Tragmodell hergeleitet und 2003 bzw. 2008 publiziert. Dabei wird der Durchstanzwiderstand als Funktion der radialen Plattenrotation ψ am Stützenanschnitt definiert. Zur Berechnung der Grenzrotation ψ wird das 1991 von Muttoni und Schwartz empirisch hergeleitete Bruchkriterium verwendet, welches für das Berechnungsverfahren in SIA 262:2003 und SIA 262:2013 ebenfalls verwendet wird. Obwohl das Durchstanzen ein Querkraftversagen ist, werden die Plattenrotation und somit die Durchbiegung kurz vor dem Versagen vor allem durch das Biegetragverhalten der Platte bestimmt.

Normative Entwicklung in der Schweiz

Die Schweizer Tragwerksnormen sind international anerkannt für ihre Vorreiterrolle, für ihre knappe Formulierung der wichtigsten Prinzipien und ihren allgemeinen Charakter, sowie für die Ermöglichung von Innovationen und Abweichungen. Der Artikel SIA 262 0.4.1 ist dafür ein bedeutendes Beispiel: « Ausnahmen von der vorliegenden Norm sind zulässig, wenn sie durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet werden oder wenn neue Entwicklungen und Erkenntnisse dies rechtfertigen.».

Die aktuelle Norm repräsentiert die jüngste Etappe einer über hundertjährigen Tradition, während der Erneuerungen regelmässig stattfanden, siehe SIA (1994) bzw. Bild 4.

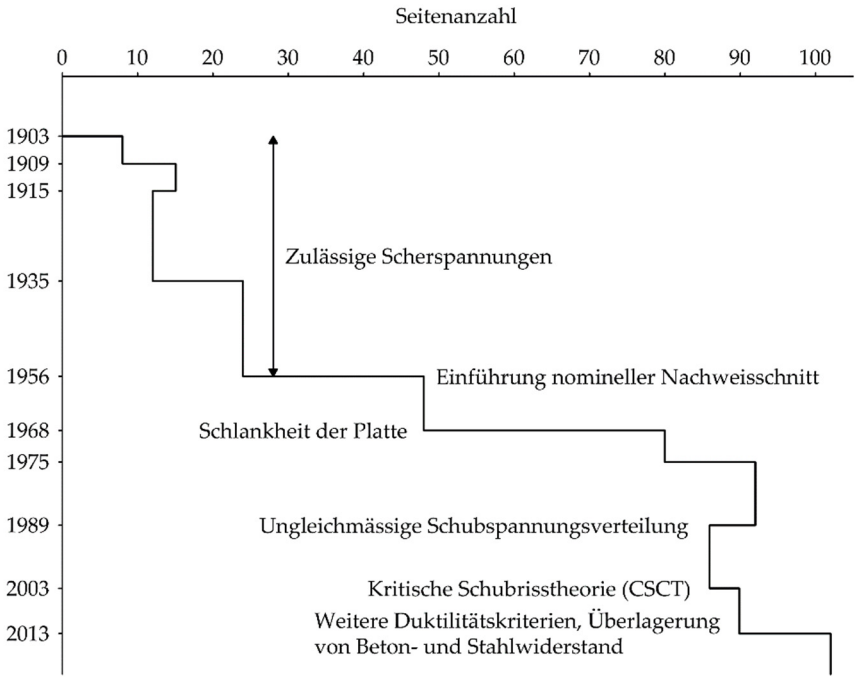


Bild 4: Schweizer Normen «Betonbauten» seit 1903; überarbeitete und ergänzte Darstellung aus der SIA Dokumentation D0182.

Die aktuelle SIA 262:2013 ist eine Überarbeitung der SIA 262:2003, welche eine Antwort auf das Harmonisierungsbedürfnis bezüglich der europäischen Normen darstellte. Sie stellt jedoch ebenfalls den Versuch dar, diesen Harmonisierungs-Anspruch mit der Schweizer Tradition und ihren Vorteilen zu versöhnen.

1.3 Bezeichnungen

a	äquivalente Stützenabmessung
a_2	tangentialer Abstand zwischen den Anker bei der zweiten Ankerreihe
a_{Korb}	Korbabmessung
a_R	Randabstand der Stütze (Randstütze)
a_{Rx}, a_{Ry}	Randabstand der Stütze in x- bzw. y-Richtung (Eckstütze)
a_p	Querschnittsfläche des Spannstahls
a_s	Querschnittsfläche der Biegebewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung
A_{sx}, A_{sy}	Querschnittsfläche der Biegebewehrung in x- bzw. y-Richtung
a_x, a_y	Stützenabmessung in x- bzw. y-Richtung
b	Durchmesser in flächengleichen Kreis umgewandelter Fläche innerhalb des Nachweisschnittes
b_{srx}, b_{sry}	oberer Grenzwert für die repräsentative Breite des Stützstreifens quer zum Plattenrand
b_s	repräsentative Breite der Stützstreifen
b_{sx}, b_{sy}	repräsentative Breite des Stützstreifens in x- bzw. y-Richtung
c	Stahlpilzabmessung
c_{eff}	Stahlpilzabmessung ohne Randprofil
c_o	Bewehrungsüberdeckung oben
c_u	Bewehrungsüberdeckung unten
d	mittlere statische Höhe
d_x, d_y	statische Höhe der Bewehrung in x- bzw. y-Richtung
D_{max}	Grösstkorn der Gesteinskörnung
d_p	statische Höhe des Spannstahls
d_{v0}	schubwirksame statische Höhe im Nachweisschnitt u_0
d_{v1}	schubwirksame statische Höhe im Nachweisschnitt u_1
d_{v2}	schubwirksame statische Höhe im Nachweisschnitt u_2
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul der Bewehrung
e_u	Exzentrizität der Resultierenden der Auflagerkraft
$e_{u,x}$, $e_{u,x}$	Exzentrizität der Resultierenden der Auflagerkraft in x- bzw. y-Richtung
Δe	Abstand des Schwerpunktes des Nachweisschnittes zur Stützenachse
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung
$f_{bd,red}$	reduzierter Bemessungswert der Verbundspannung bei glatten Doppelkopfanker
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{pd}	Bemessungswert der Fliessgrenze von Spannstahl
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit von Spannstahl
f_{sd}	Bemessungswert der Fliessgrenze der Bewehrung
h	Plattenstärke

h_A	Stützeneinsenkung
h_p	Stahlpilzhöhe
h_{zp}	Höhenlage des Pilzes
η_{fc}	Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des spröderen Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit
η_t	Umrechnungsfaktor für Betonfestigkeiten zur Berücksichtigung von Einwirkungsdauer und Betonalter
I	Trägheitsmoment
k	Rotationssteifigkeit
k_e	Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichen Schubspannungsverteilung entlang des Nachweisschnittes
k_{e1}	Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichen Schubspannungsverteilung entlang des äusseren Nachweisschnittes
k_g	Beiwert zur Berücksichtigung der Rissverzahnung
k_r	Beiwert zur Bestimmung des Durchstanzwiderstands von Platten
k_{sys}	Systembeiwert der Durchstanzbewehrung
l_x, l_y	Spannweite in x- bzw. y-Richtung
M_d	resultierendes Stützeneinspannmoment
m_{Dd}	Bemessungswert des Dekompressionsmoments
$m_{sd,x}$, $m_{sd,y}$	Bemessungswert des Mittelwerts der Biegemomente im Stützstreifen in x- bzw. y-Richtung mit Berücksichtigung des Plattendrillmoments
$m_{Rd,x}$, $m_{Rd,y}$	Mittlerer Biegewiderstand im Stützstreifen in x- bzw. y-Richtung
M_{xd}, M_{yd}	Stützeneinspannmomente um die x- bzw. y-Achse
n_d	Bemessungswert der beim Auflager wirkenden Plattennormalkraft
n_R	Anzahl der Doppelkopfankerleisten
ρ_x, ρ_y	Biegebewehrungsgehalt in x- bzw. y-Richtung
r_{sx}, r_{sy}	Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in x- bzw. y-Richtung
ρ_w	Durchstanzbewehrungsgehalt der Körbe
p_d	Bemessungswert der Spannkraft
q_d	Verteilte Nutzlast
s	Teilung der Biegebewehrung
s_x, s_y	Stababstand der Durchstanzbewehrung in x- bzw. y-Richtung
s_0	Abstand zwischen der Auflagerkante und des ersten Doppelkopfanker
s_1	Abstand zwischen den Doppelkopfanker
σ_{sd}	Bemessungswert der Stahlspannungen in der Durchstanzbewehrung
σ_{Bd}	Bemessungswert der Bodenpressung
σ_{p0}, $\sigma_{p\infty}$	Spannung im Spannstahl zur Zeit t = 0 bzw. nach Abzug aller Verluste ($t = \infty$)
τ_{cd}	Bemessungswert der Schubspannungsgrenze
u_0	Umfang des Nachweisschnitts im Bereich der Stütze
u_1	Umfang des Nachweisschnitts ausserhalb der Durchstanzbewehrung
u_2	Umfang des Nachweisschnitts ausserhalb des Stahlpilzes oder S-Elements

v_d	Bemessungswert der Querkraft pro Längeneinheit
V_d	Bemessungswert der Durchstanzlast
V_{Rd}	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstands der Bügelbewehrung
$V_{Rd,c0}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands des Betons im Bereich der Stütze
$V_{Rd,c1}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands des Betons ausserhalb der Durchstanzbewehrung
$V_{Rd,c2}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands des Betons ausserhalb des Stahlpilzes
$V_{Rd,cc0}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands bei Versagen der Betondruckdiagonale im Bereich der Stütze
$V_{Rd,cc2}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands bei Versagen der Betondruckdiagonale ausserhalb des Stahlpilzes
$V_{Rd,s0}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands der Durchstanzbewehrung im Bereich der Stütze
$V_{Rd,s2}$	Bemessungswert des Durchstanzwiderstands der Durchstanzbewehrung ausserhalb des Stahlpilzes
ψ	Plattenrotation
ψ_x, ψ_y	Plattenrotation in x- bzw. y-Richtung
ψ_R	Plattenrotation beim Bruch
$\emptyset$	Stützendurchmesser
$\emptyset_s$	Stabdurchmesser der Biegebewehrung
$\emptyset_{sw}$	Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung

2 Bemessung nach SIA 262:2013

2.1 Das Schweizer Bemessungsmodell

Dem Bemessungsmodell der SIA 262:2013 liegt die sogenannte Theorie des kritischen Schubrisses zugrunde. Diese Theorie wurde von Prof. Dr. A. Muttoni an der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne entwickelt. Die Grundidee dieser Theorie ist, dass sich infolge von Verformungen im Bereich von punktuellen Auflagern oder Einzelkräften ein kritischer Schubriss öffnet. Mit zunehmender Öffnung dieses kritischen Schubrisses kann weniger Querkraft im Nachweisschnitt übertragen werden.

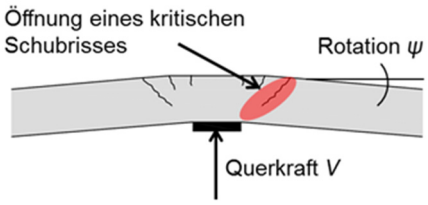


Bild 5: Modell des kritischen Schubrisses

Die Übertragung der Querkraft erfolgt gemäss Modellvorstellungen grundsätzlich durch die Rissverzahnung (aggregate interlock) im Schubriss und mithilfe einer geneigten Druckstrebe in der Biegedruckzone. Da der Widerstand gemäss Modellvorstellung verformungsabhängig ist, ist die Bestimmung des Verformungsverhaltens der Platte von entscheidender Bedeutung. Am einfachsten erklärt sich dieses Modell daher anhand eines Querkraft-Rotationsdiagramms.

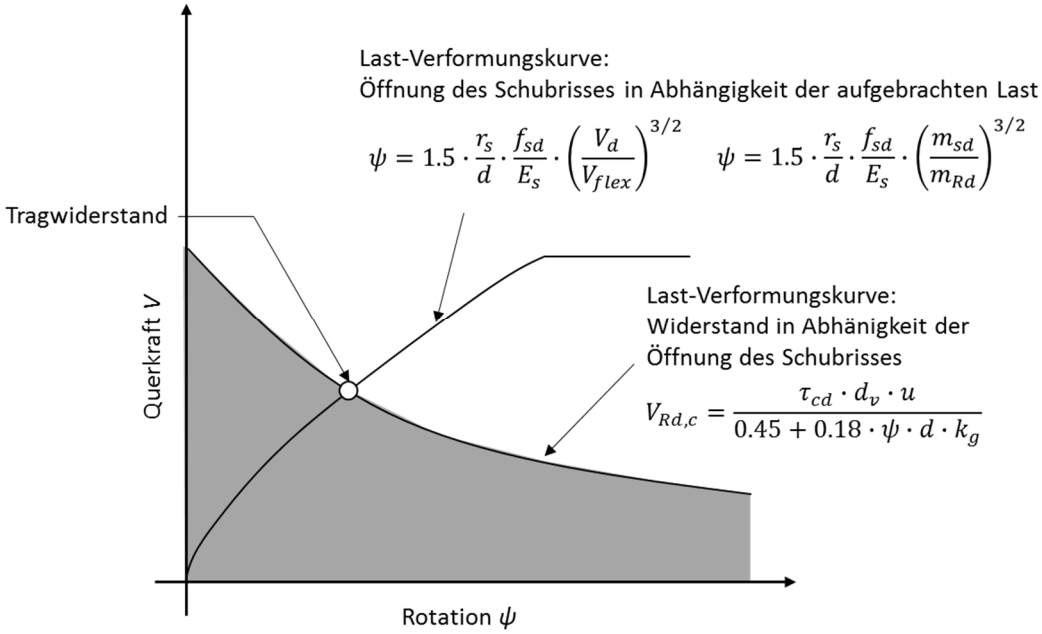


Bild 6: Querkraft-Rotationsdiagramm für Platte ohne Durchstanzbewehrung

Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

Das Diagramm zeigt zum einen das Verformungsverhalten der Platte. Mit zunehmender Einwirkung vergrössern sich die Rotationen überproportional. In der Norm wird dies mit Gleichung (59) abgebildet, wobei m_{sd} als Funktion von V_d die Einwirkung berücksichtigt.

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}}\right)^{3/2} \tag{1}$$

wobei r_s der Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in radialer Richtung, d die mittlere statische Höhe, f_{sd} der Bemessungswert der Fliessgrenze der Biegebewehrung, E_s der E-Modul der Biegebewehrung, m_{sd} der Bemessungswert der mittleren Biegemomente im Stützstreifen und m_{Rd} der Bemessungswert des mittleren Biegewiderstands im Stützstreifen ist.

Die zweite Kurve ist das sogenannte Bruchkriterium für Platten ohne Durchstanzbewehrung, welches zeigt, dass mit zunehmender Rotation und proportionaler Schubrissöffnung der Widerstand abnimmt. In der Norm SIA 262:2013 zeigt sich dies anhand der Gleichungen (57) & (58):

$$V_{Rd,c} = \frac{\tau_{cd} \cdot d_v \cdot u}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \tag{2}$$

wobei τ_{cd} der Bemessungswert der Schubspannungsgrenze, d_v die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft, u der Umfang des Nachweisschnittes, ψ die Rotation der Platte, d die statische Höhe und k_g ein Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns der Gesteinskörnung ist.

Der Schnittpunkt der beiden Kurven ergibt den Tragwiderstand ($V_d = V_{Rd}$).

Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

Bei Platten mit Durchstanzbewehrung ist der Durchstanznachweis etwas komplexer, da drei verschiedene Versagensmechanismen zu betrachten sind.

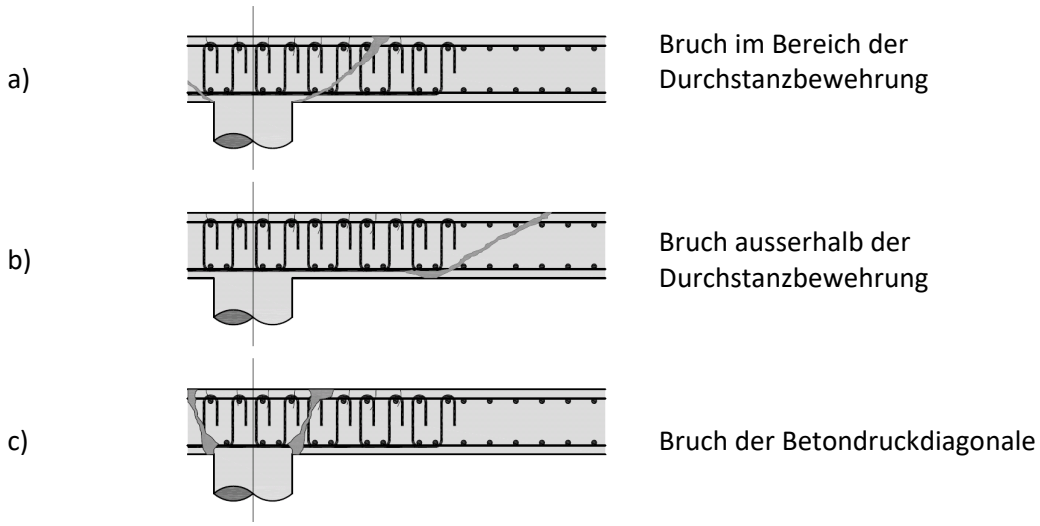


Bild 7: Versagensmechanismen für Platten mit Durchstanzbewehrung: a) Bruch innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs, b) Bruch ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs und c) Bruch der Betondruckdiagonale an der Stützenkante

Beim Bruch im Bereich der Durchstanzbewehrung ergibt sich der Widerstand aus der Superposition des Betonanteils und des Stahlanteils infolge der Durchstanzbewehrung. Beide Komponenten sind dabei jeweils von der Rotation abhängig. Für den Betonanteil liegt derselbe Ansatz wie bei Platten ohne Durchstanzbewehrung zugrunde. Für den Stahlanteil gilt die Modellannahme, dass die Durchstanzbewehrung infolge der Öffnung des Schubrisses aktiviert wird. D.h., mit zunehmender Rotation erhöht sich die Spannung in der Durchstanzbewehrung bis die Fliessspannung erreicht wird.

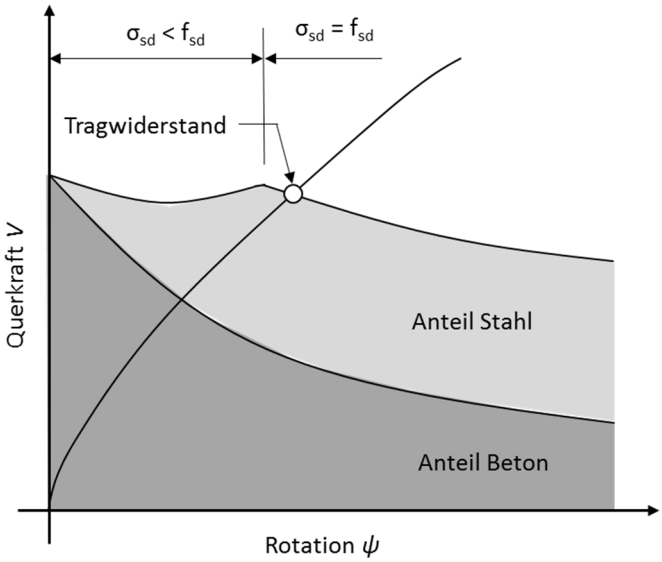


Bild 8: Querkraft-Rotationsdiagram für Nachweis des Widerstandes im durchstanzbewehrten Bereich

Diese Addition der beiden Anteile lässt sich folgendermassen formulieren

$$V_{Rd,cs} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \tag{3}$$

wobei $V_{Rd,c}$ der Tragwiderstand gemäss Gleichung (2) ist und $V_{Rd,s}$ ergibt sich aus

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin\beta \tag{4}$$

wobei ΣA_{sw} die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung innerhalb des Abstandes von $0.35d_v$ und $1.0d_v$ von der Auflagerkante, k_e der Beiwert zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Querkraftverlauf entlang des Nachweisschnittes, σ_{sd} der Bemessungswert der Spannung in der Durchstanzbewehrung und β der Winkel zwischen Plattenmittelebene und Stabrichtung der Durchstanzbewehrung ist.

Der Bemessungswert der Spannungen ergibt sich aus

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\emptyset_{sw}}\right) \leq f_{sd} \tag{5}$$

wobei E_s der E-Modul der Bewehrung, ψ die Plattenrotation, f_{bd} der Bemessungswert der Verbundspannung, f_{sd} der Bemessungswert der Fliessgrenze, d die statische Höhe und $\emptyset_{sw}$ der Durchmesser der Durchstanzbewehrung ist.

Es gilt anzumerken, dass obwohl in Gleichung (4) der Winkel zwischen Plattenmittelebene und Stabrichtung der Durchstanzbewehrung berücksichtigt wird, Gleichung (5) nur für vertikal eingebaute Durchstanzbewehrung gültig ist. Bei geneigter Durchstanzbewehrung können die Stahlspannungen mit folgendem Ansatz abgeschätzt werden:

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi \cdot cos(\beta - \pi/4) \cdot sin(\beta)}{4} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\emptyset_{sw} \cdot sin\,\beta}\right) \leq f_{sd} \qquad (6)$$

wobei E_s der E-Modul der Bewehrung, ψ die Plattenrotation, β der Winkel zwischen Plattenmittelebene und Stabrichtung der Durchstanzbewehrung, f_{bd} der Bemessungswert der Verbundspannung, f_{sd} der Bemessungswert der Fliessgrenze, d die statische Höhe und $\emptyset_{sw}$ der Durchmesser der Durchstanzbewehrung ist.

Zudem bedarf es bezüglich der zu berücksichtigen Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung ΣA_{sw} folgendes zu beachten. Gemäss Norm darf die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung innerhalb des Abstandes von $0.35d_v$ und $1.0d_v$ von der Auflagerkante bei der Bemessung berücksichtigt werden. Dies bedeutet grundsätzlich, dass jeder einzelne Bügel oder Doppelkopfanker angerechnet werden darf, der innerhalb dieses Bereichs liegt. Umgekehrt bedeutet dies natürlich ebenfalls, dass Bügel oder Doppelkopfanker, die gerade nicht mehr in diesem Bereich sind, nicht angerechnet werden dürfen. Diese diskrete Betrachtung führt daher dazu, dass der Tragwiderstand ganz unterschiedlich ausfällt, ob ein Anker gerade noch innerhalb oder gerade ausserhalb der Grenze ist. Dies betrifft nicht nur die Bemessung, sondern auch die Ausführung. Falls z.B. eine Reihe von Durchstanzbewehrung in der Bemessung berücksichtigt wurde, muss diese dann auch in der Ausführung innerhalb dieses Bereiches liegen, was nicht in jedem Fall einfach sichergestellt werden kann. Bild 9 zeigt mögliche Gefahren bei der Ausführung. Falls bei der Bemessung jeweils zwei Ankerreihen berücksichtigt sind (Bild 9a) müssen diese auf der Baustelle auch in dem Bereich von $0.35d_v$ und $1.0d_v$ (grün markierter Bereich in Bild 9) zuzüglich des normativen Toleranzbereichs von 10 mm pro Seite eingebaut werden. Wird allerdings der zweite Anker zu weit entfernt (Bild 9b) oder der erste Anker zu nahe am Auflager eingebaut (Bild 9c), stimmt die Ausführung nicht mehr mit der Bemessung überein. Es resultiert ein deutlich tieferer rechnerischer Tragwiderstand.

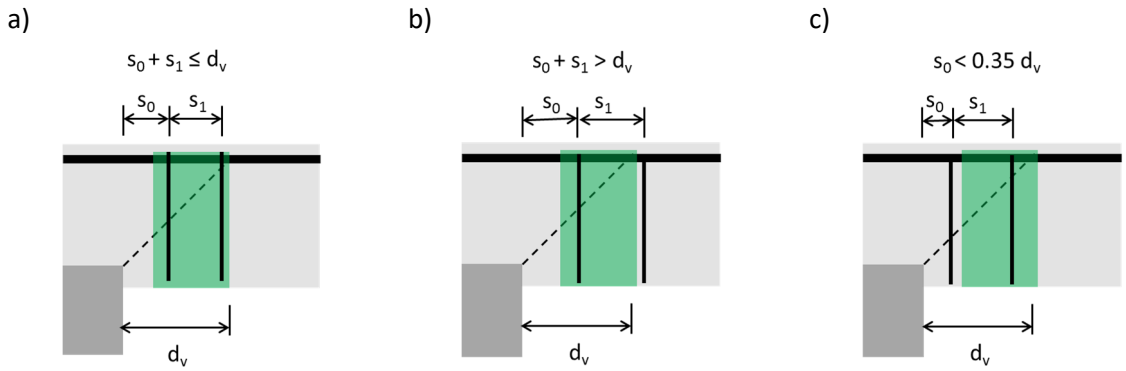


Bild 9: Diskrete Betrachtung der anrechenbare Durchstanzbewehrung

Anstatt einer diskreten Betrachtung empfiehlt es sich daher mit einem mittleren Durchstanzbewehrungsgehalt zu arbeiten, wie dies auch in anderen Normen und wissenschaftlichen Arbeiten oftmals gemacht wird. Dies führt zwar üblicherweise zu konservativeren Resultaten, ermöglicht aber eine grössere Toleranz bei der Ausführung.

Für DURA Körbe kann somit die anrechenbare Durchstanzbewehrung anhand des Durchstanzbewehrungsgehaltes bestimmt werden. Für eine rechteckige Stütze ergibt sich die Durchstanzbewehrungsfläche aus

$$A_{sw} = \left[2 \cdot (a_x + a_y) + 2 \cdot \left(0.35 + \frac{0.75}{2}\right) \cdot d_v \cdot \pi\right] \cdot 0.65 d_{v0} \cdot \rho_w \tag{7}$$

wobei a_x und a_y die Stützenabmessungen, d_v die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft und ρ_w der Durchtanzbewehrungsgehalt ist.

Der Durchstanzbewehrungsgehalt ergibt sich anhand des Durchmessers $Ø_{sw}$ der Bügel und deren Teilung s_x bzw. s_y.

$$\rho_w = \frac{Ø_{sw}^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1}{s_x \cdot s_y} \tag{8}$$

Bei Doppelkopfanker, wo keine gleichmässige Verteilung der Durchstanzbewehrung vorhanden ist, kann der anzurechnende Anteil anhand des Abstandes zwischen der Auflagerkante und des ersten Ankers s_0 und des Abstandes zwischen dem ersten und zweiten Anker s_1 berechnet werden. Somit ergibt sich für die Durchstanzbewehrungsfläche:

$$A_{sw} = n_r \cdot \frac{\pi}{4} Ø_{sw}^2 \cdot \frac{d_v}{s_0 + 0.5 s_1} \tag{9}$$

wobei n_r die Anzahl Leisten, $Ø_{sw}$ der Durchmesser der Anker, d_v die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft, s_0 der Abstand zwischen der Auflagerkante und des ersten Ankers und s_1 der Abstand zwischen dem ersten und zweiten Anker ist.

Dieser Ansatz beruht auf der Annahme, dass ein Teil der Kraft im zweiten Anker direkt zur Stütze geht und einen Teil mit dem ersten Anker über Verbund aufgehängt wird. Je näher der zweite Anker an der Stütze ist, desto mehr Kraft geht direkt auf die Stütze und je weiter der zweite Anker von der Stützenkante weg ist, desto mehr Kraft geht zum ersten Anker. Deshalb ist bei diesem Verfahren der Widerstandanteil bzw. die berücksichtigte Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung von den Ankerabständen abhängig.

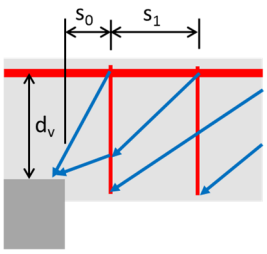


Bild 10: Kraftverlauf bei den ersten beiden Ankerreihen

Beim Bruch ausserhalb der Durchstanzbewehrung wird derselbe Ansatz wie bei Platten ohne Durchstanzbewehrung verwendet. Allerdings befindet sich der Nachweisschnitt in diesem Fall ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs und ist demzufolge um einiges grösser. Da jedoch die Durchstanzbewehrung auf einer bestimmten Höhe eingebaut wird, gilt es auch die veränderte schubwirksame Höhe d_{v1} zu beachten.

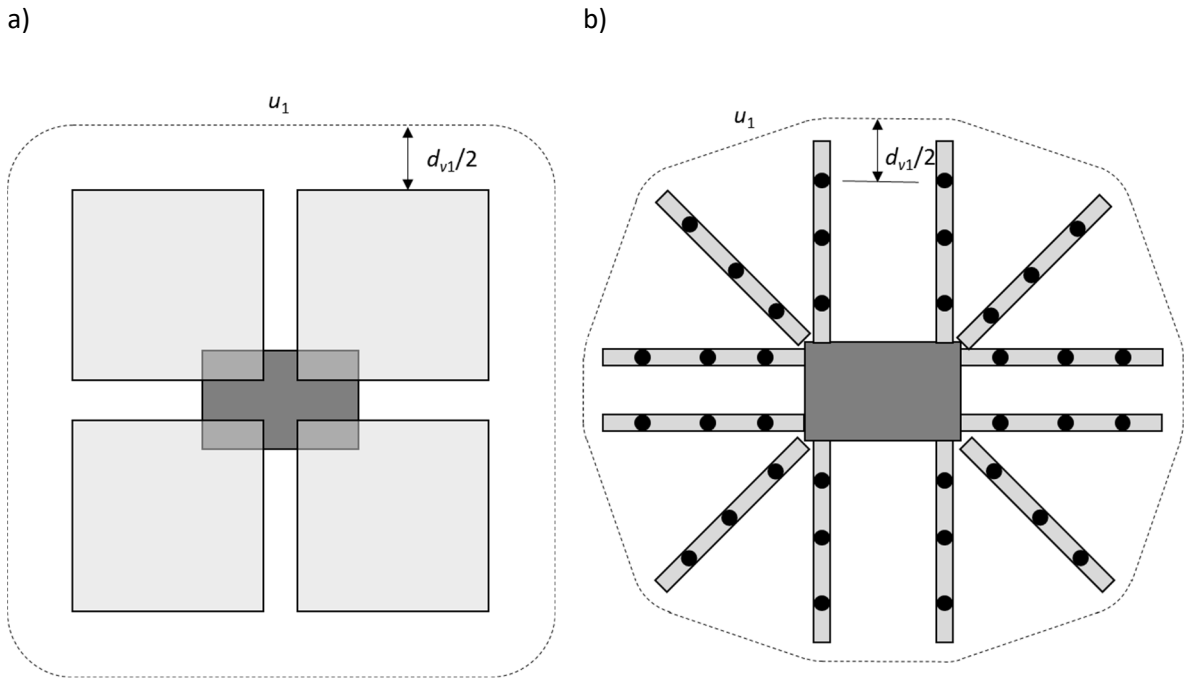


Bild 11: Äusserer Nachweisschnitt bei a) Bügelkörben und b) Doppelkopfanker

Der Widerstand in Abhängigkeit der Plattenrotation ergibt sich für den äusseren Nachweis zu:

$$V_{Rd,c,out} = \frac{\tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot u_1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot u_1 \qquad (10)$$

wobei τ_{cd} der Bemessungswert der Schubspannungsgrenze, d_{v1} die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft am äusseren Nachweisschnitt, u_1 der Umfang des äusseren Nachweisschnittes, ψ die Rotation der Platte, d die statische Höhe und k_g ein Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns der Gesteinskörnung ist.

Beim Bruch der Betondruckdiagonale bei der Stützenkante wird ein vereinfachter empirischer Ansatz verwendet. Das Bruchkriterium für Platten ohne Durchstanzbewehrung wird dabei um einen Faktor k_{sys} erhöht. Gemäss Norm ist der k_{sys}-Wert = 2.0, wie in Gleichung (69) der SIA 262:2013 dargestellt. Dieser Faktor darf aber erhöht werden, falls ein auf Versuchen abgestütztes Gutachten vorhanden ist, das zeigt, dass ein gleiches Sicherheitsniveau wie für Platten ohne Durchstanzbewehrung erreicht wird.

$$V_{Rd} = k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \tag{11}$$

wobei τ_{cd} der Bemessungswert der Schubspannungsgrenze, d_v die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft und u der Umfang des Nachweisschnittes ist.

Es gilt jedoch noch darauf hinzuweisen, dass das Bruchkriterium um den Faktor k_{sys} erhöht wird und nicht der Tragwiderstand im Vergleich zu Platten ohne Durchstanzbewehrung. Wie im nachfolgenden Diagramm gezeigt wird, ist der Unterschied im Tragwiderstand ΔV_{Rd} (Differenz Tragwiderstand mit und ohne Durchstanzbewehrung) deutlich geringer als $(k_{sys}-1)\cdot V_{Rd,c}(\psi)$.

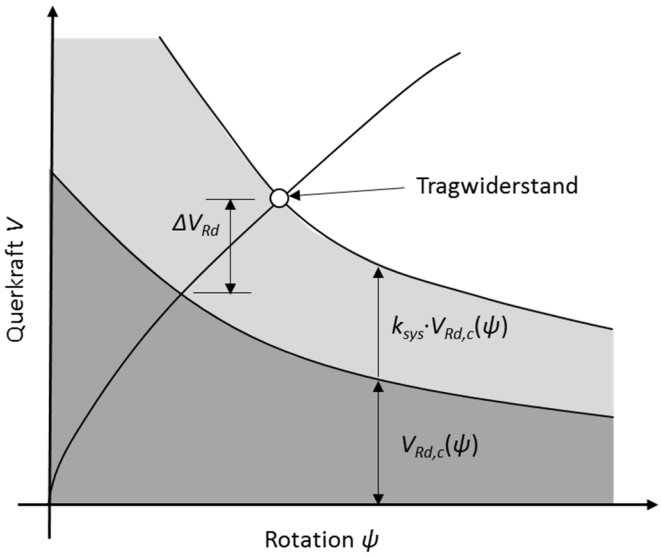


Bild 12: Querkraft-Rotationsdiagram für Nachweis des Widerstandes der Betondruckdiagonale

2.2 Bruchwiderstand Bruchrotation

Für das Verständnis der Gleichungen in der Norm SIA 262:2013 bezüglich Durchstanzen ist es wichtig, gewisse Werte und deren Zusammenhänge zu erkennen. In der Norm sind allerdings verschiedene Werte nicht exakt beschrieben, deshalb werden an dieser Stelle folgende Begriffe wie die Bemessungslast V_d, die fiktive Rotation $\psi(V_d)$, der fiktive Tragwiderstand $V_{Rd}(V_d)$, der Bruchwiderstand V_{Rd} und die Bruchrotation ψ_R eingeführt. Die Bemessungsquerkraft V_d gilt als Einwirkung, auf welche die Platte bemessen wird. Die fiktive Rotation ist der Wert, den man erhält, wenn man gemäss Gleichung (59) der Norm SIA 262:2013 die Rotation bestimmt. Dabei wird die Berechnung von m_{sd} auf dem gleichen Einwirkungsniveau wie die Bemessungsquerkraft V_d durchgeführt. Bei Näherungsstufe 2 ist es direkt ersichtlich, da in SIA 262:2013, 4.3.6.4.7 für die Bestimmung von m_{sd} die Bemessungskraft V_d verwendet wird. Aber auch bei der Bemessung auf

Näherungsstufe 3 gehören die Werte m_{sd} und V_d zu einer gewissen Einwirkungssituation ($g_d + q_d$). Daher korrespondieren diese Werte ebenfalls. Würde sich z.B. die Einwirkung $g_d + q_d$ erhöhen, würde sich (bei einer linear-elastischen Berechnung) m_{sd} und V_d im gleichen Masse vergrössern.

Zu jeder Einwirkungssituation (g_d+q_d, V_d, m_{sd}) kann mit Gleichung (1) eine fiktive Rotation bestimmt werden. Diese Rotation ergibt sich gemäss Theorie, falls auf der Platte genau die Bemessungslast V_d (bzw. $g_d + q_d$) wirkt. Diese Rotation sagt aber noch nichts über das tatsächliche Rotationsvermögen der Platte aus. Deshalb macht es theoretisch wenig Sinn, diesen Wert für die Einhaltung der Verformungskriterien zu verwenden. Für den Tragsicherheitsnachweis wird mit dieser fiktiven Rotation ein fiktiver Tragwiderstand berechnet. Dieser fiktive Tragwiderstand muss grösser als die Bemessungsquerkraft V_d sein, um den Tragsicherheitsnachweis zu erfüllen. Allerdings sagt der fiktive Tragwiderstand genau wie die fiktive Rotation nichts über das tatsächliche Tragvermögen der Platte aus.

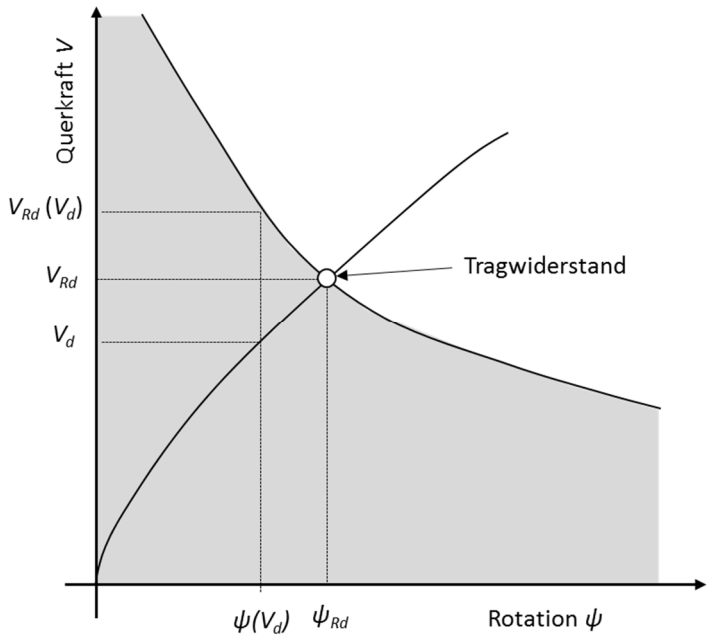


Bild 13: Definition der Bruchrotation

Das tatsächliche Tragvermögen und Rotationsvermögen ergibt sich durch die Bruchlast und die Bruchrotation. Deshalb werden z.B. im DURA und HDB Bemessungsmodul diese Werte berechnet und ausgegeben. Für diese Berechnung ist allerdings ein iteratives Vorgehen notwendig, denn diese Werte erhält man, falls die Querkraft zur Bestimmung der Rotation gleich dem Tragwiderstand ist. Dies ist die Last und die dazugehörige Rotation, die man in Theorie erhält, wenn man die Platte sukzessive belastet, bis die Stütze durch die Platte durchstanzt. Deshalb werden diese Werte in diesem Dokument als Bruchwiderstand V_{Rd} und Bruchrotation ψ_R bezeichnet.

2.3 Stützstreifenbreite

Für die Berechnung der Rotation wird der Biegewiderstand sowie die Biegemomente – bei Näherungsstufe 3 – jeweils auf den Stützstreifen bezogen. Die hierzu benötigte Stützstreifenbreie ist gemäss SIA 262:2013 in Abhängigkeit der Abstände zwischen Stützenachse und Momentennullpunkten definiert. Gemäss Gleichung (60) der SIA 262:2013 gilt für den Stützstreifenbreite

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \leq l_{min} \tag{12}$$

wobei r_{sx} und r_{sy} der Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in x- bzw. y-Richtung und l_{min} die geringste Spannweite ist.

Auf Näherungsstufe 2 werden r_{sx} und r_{sy} anhand der grösseren Spannweiten bestimmt und somit existieren auch nur zwei Werte. Auf Näherungsstufe 3 empfiehlt es sich die Abstände zwischen Stützenachse und Momentennullpunkten in allen vier Richtungen zu betrachten. Somit ergibt sich für die Stützstreifenbreite in diesem Fall zu

$$b_s = 1.5\sqrt[4]{r_{sx1} \cdot r_{sx2} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}} \leq l_{min} \tag{13}$$

wobei r_{sx} und r_{sy} der Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in x- bzw. y-Richtung und l_{min} die geringste Spannweite ist.

Bei Rand- und Eckstützen wird die maximale Stützstreifenbreite in beide Richtungen durch den Plattenrand begrenzt. Während die Breite des Stützstreifenbreite parallel zum Rand offensichtlich durch den Rand begrenzt ist, wird die Breite des Stützstreifens senkrecht zum Rand mittels eines 45° Ausbreitwinkel begrenzt. Bild 14 zeigt die Stützstreifenbreite und die jeweiligen Grenzen für die verschiedenen Auflagersituationen.

Die Norm SIA 262:2013 gibt keine Angaben bei Randsituationen für runde oder ovale Stützen. In diesen Fällen empfiehlt es sich die Stützstreifenbreite Anhand eines umschliessenden Rechtecks zu bestimmen (Bild 14f).

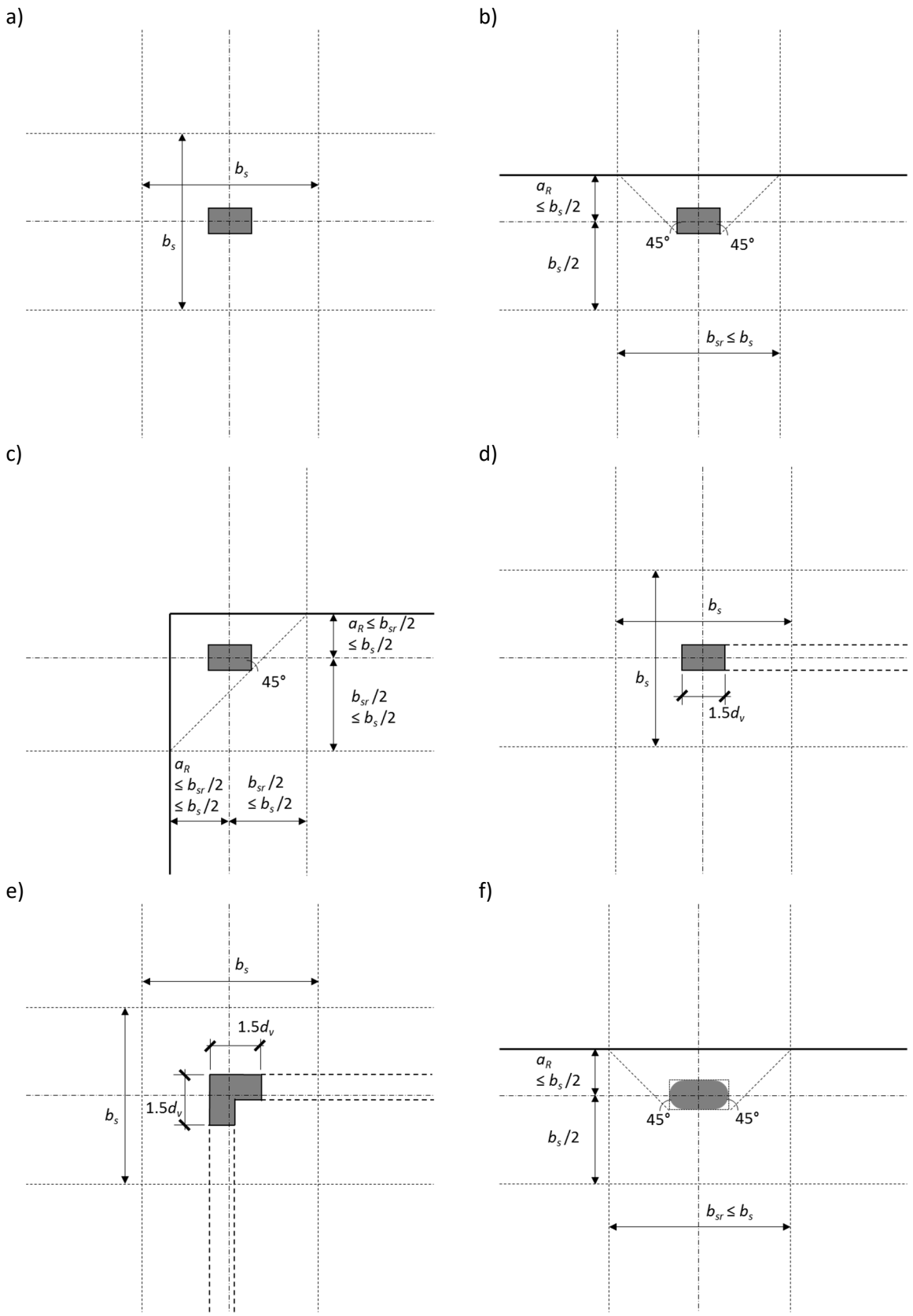


Bild 14: Definition der Stützstreifen bei (a Innenstützen, b) Randstützen, c) Eckstützen, d) Wandenden, e) Wandecken und f) ovalen Randstützen

2.4 Näherungsstufen

Die SIA 262:2013 kennt drei Näherungsstufen für die Durchstanzbemessung. Dabei ist die Näherungsstufe 1 für die Vordimensionierung gedacht, die Näherungsstufe 2 für die Bemessung von regelmässig gestützten Flachdecken ($0.5 \leq l_x/l_y \leq 2.0$) und Näherungsstufe 3 für alle restlichen Fälle.

Näherungsstufe 1

Bei der Näherungsstufe 1 wird das Verhältnis m_{sd}/m_{Rd} zu 1.0 gesetzt und der radiale Abstand zwischen der Stützenachse und dem Nullpunkt des Bemessungsmoments in radialer Richtung r_s wird zu 0.22 l_x bzw. 0.22 l_y angenommen, wobei l_x und l_y die jeweils grössere Spannweite in x- und y-Richtung ist. In üblichen Fällen, wenn die Biegemomente linear-elastisch bestimmt werden und die Platten ebenfalls dementsprechend bewehrt werden, führt dieser Ansatz zu einer deutlichen Überschätzung der Rotation und demnach zu einer deutlichen Unterschätzung des Durchstanzwiderstandes.

Ein Grund hierfür ist, dass m_{sd} in diesem Fall von einer plastischen Schnittkraftverteilung ausgeht und nicht einer linear-elastischen. Um diesen Umstand zu korrigieren müsste man wie bei Näherungsstufe 3 den Vorfaktor bei der Bestimmung der Rotation von 1.5 auf 1.2 ändern. Werden zudem weitere Annahmen betreffend üblichen Deckenschlankheiten (r_s/d) gemacht, kann man die Bemessung weiter vereinfachen. Dieses Vorgehen führte zu den im Anhang enthaltenen Abschätzungsdiagramme, welche zur Vorbemessung dienen können. Obwohl diese Abschätzungsdiagramme bei Standardfällen sehr gute Übereinstimmung mit der Bemessung nach Näherungsstufe 2 liefern, sollte die eigentliche Bemessung stehts mit Näherungsstufe 2 oder 3 durchgeführt werden.

Näherungsstufe 2

Bei der Anwendung der Näherungsstufe 2 wird der radiale Abstand zwischen der Stützenachse und dem Nullpunkt des Bemessungsmoments r_s und die Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen m_{sd} mit den Näherungsformeln in der SIA 262:2013 bestimmt. Wie bei der Näherungsstufe 1 wird der radiale Abstand zwischen der Stützenachse und dem Nullpunkt des Bemessungsmoments in radialer Richtung r_s wird zu 0.22 l_x bzw. 0.22 l_y angenommen, wobei l_x und l_y die jeweils grössere Spannweite in x- und y-Richtung ist. Die Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen m_{sd} werden gemäss SIA 262:2013 Ziffer 4.3.6.4.7 bestimmt, welche Gleichungen für die Fälle von Innen-, Rand- und Eckstützen enthalten.

Werte für Wandenden und Wandecken sind nicht angegeben. Bei Wandenden kann durch eine plastische Schnittkraftbestimmung gezeigt werden, dass das Verhältnis von m_{sd}/V_d ähnlich demjenigen einer Innenstütze ist. Daher können bei Wandenden die Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen folgendermassen bestimmt werden:

$$m_{sd} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s}\right) \tag{14}$$

wobei V_d der Bemessungswert der Querkraft, $e_{u,i}$ die Komponente der Exzentrizität e_u in der betrachteten Richtung der Bewehrung und b_s die Breite des Stützstreifens ist.

Tabelle 1: Bestimmung der Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen m_{sd} für die Näherungsstufe 2

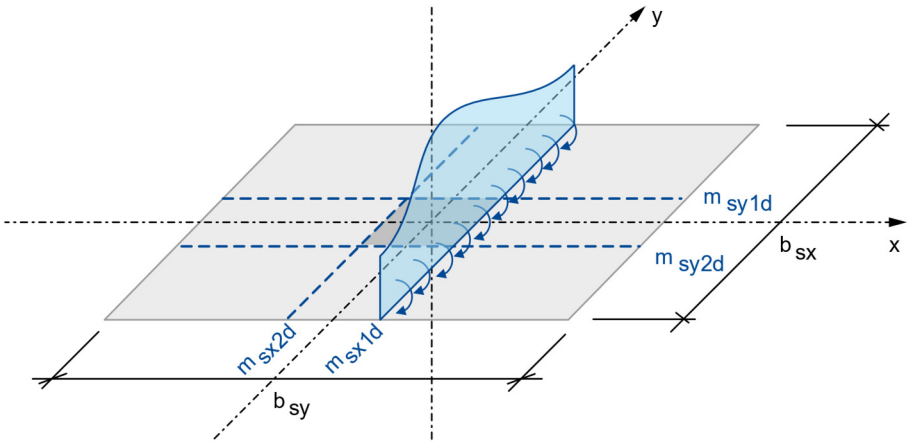
Innenstützen		$m_{sd} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{\lvert e_{u,i} \rvert}{2b_s}\right)$
Randstützen	Stützstreifen parallel zum Rand	$m_{sd} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{\lvert e_{u,i} \rvert}{2b_s}\right) \geq \frac{V_d}{4}$
	Stützstreifen senkrecht zum Rand	$m_{sd} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{\lvert e_{u,i} \rvert}{b_s}\right)$
Eckstützen		$m_{sd} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{\lvert e_{u,i} \rvert}{b_s}\right) \geq \frac{V_d}{2}$
Wandenden		$m_{sd} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{\lvert e_{u,i} \rvert}{2b_s}\right)$
Wandecken		Kein allgemeingültiger Ansatz für Näherungsstufe 2 möglich

Bei Wandecken hingegen ist es nicht möglich eine einfache Beziehung zwischen der Querkraft und den Mittelwerten der Bemessungsmomente in den Stützstreifen herzuleiten. Daher ist es nicht möglich eine sichere Beziehung anzugeben und die Berechnung muss zwingend auf Näherungsstufe 3 durchgeführt werden.

Näherungsstufe 3

Für die Berechnung nach Näherungsstufe 3 sind der radiale Abstand zwischen der Stützenachse und dem Nullpunkt des Bemessungsmoments in radialer Richtung r_s und die Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen m_{sd} anhand einer linear-elastischen FEM Analyse zu ermitteln. Dabei gilt es anzumerken, dass die Bemessungsmomente jeweils die Kombination aus den Biegemomenten und den Drillmomenten (SIA 262:2013, 4.3.2.6) sind.

a)



b)

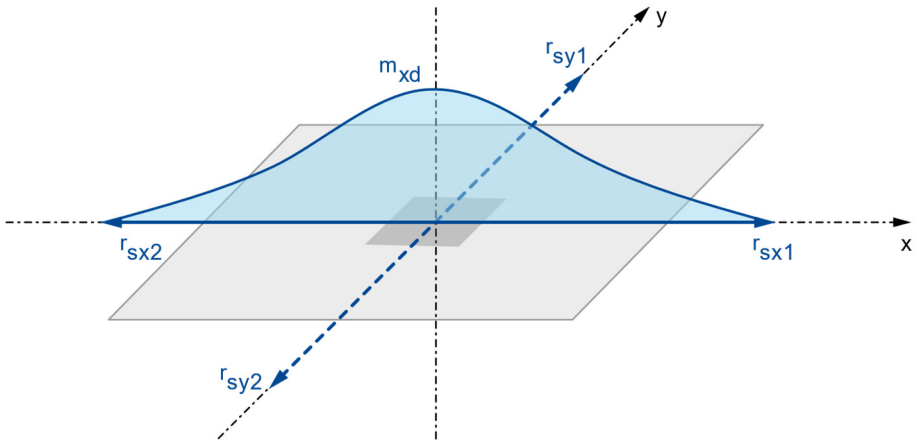


Bild 15: Eingabeparameter für die Bemessung nach Näherungsstufe 3: a) Mittlere Bemessungsmomente im Stützstreifen und b) radialer Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt

Nullpunkt des Bemessungsmoments

Der Nullpunkt des Bemessungsmoments in radialer Richtung r_s lässt sich in der Regel in den FEM-Programmen relativ einfach darstellen. Die Bestimmung erfolgt mit einer linear-elastischen Berechnung. Am besten eignet sich eine Darstellung mit Isolinien der Bemessungsmomente (Kombination Biege- und Drillmomente). Dabei kann der Abstand vom Schwerpunkt des Auflagers (Stütze, Wandende oder Wandecke) zum Momentennullpunkt direkt gemessen werden. Es gilt jedoch darauf hinzuweisen, dass die Genauigkeit stark von der Elementgrösse abhängig ist. Durch die unterschiedlichen Elementtypen und Berechnungsalgorithmen der verschiedenen FEM-Programme kann keine generelle Empfehlung für die Elementgrösse gemacht werden. Allerdings sollte im Bereich der zu erwartenden Nullstelle – eventuell ist eine lokale Verfeinerung erforderlich – die Elementgrösse nicht mehr als 5% der Spannweite betragen.

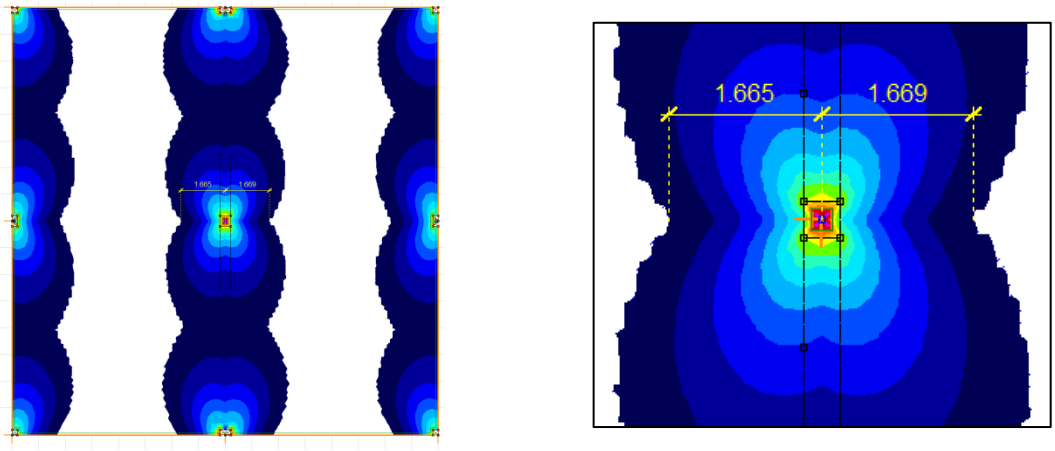


Bild 16: Bestimmung des radialen Abstandes zwischen Stützenachse und Momentennullpunkts

Bei sehr unregelmässig gestützten Flachdecken kann es vorkommen, dass auf einer Seite der Stütze keinen Momentennullpunkt existiert. Es kann auch Situationen geben, wo der Momentnullpunkt weit entfernt von der Stütze zu liegen kommt, obwohl die Verformung auf dieser Seite sehr gering ist. In diesen Fällen kann kein Wert verwendet werden oder die Verwendung des Wertes macht wenig Sinn. In diesen Fällen ist die entsprechende Stützenseite für die Durchstanzberechnung nicht relevant. Daher kann sie vernachlässigt werden. Da beim DURA oder HDB Bemessungsmodul dennoch vier Angaben verlangt werden, kann für die Seite, wo keine Angaben vorhanden sind, die Werte der gegenüberliegenden Seite eingetragen werden.

Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen

Die Mittelwerte der Bemessungsmomente in den Stützstreifen m_{sd} können ebenfalls mithilfe einer linear-elastischen FEM-Berechnung bestimmt werden. Je nach verwendeter Software gibt es verschiedene Methoden, den entsprechenden Wert zu erhalten. Vielfach kann ein Schnitt entlang der Stützenkante mit der Länge der Stützstreifenbreite definiert werden, wo die Software anschliessend direkt den Mittelwert der Momente rechtwinklig zum Schnitt (Drehung um die Schnittachse) darstellt. Weil es sich um einen Mittelwert handelt, ist die Bestimmung dieses Parameters nur schwach durch die Elementgrösse beeinflusst. Da diese Momente in Verhältnis zur angreifenden Querkraft etwas höher ausfallen als bei einer plastischen Schnittkraftbetrachtung, die bei Näherungsstufe 2 zu Grunde liegt, kann bei der Bestimmung der Rotation der Faktor 1.5 mit 1.2 ersetzt werden. Dies führt zur folgenden Gleichung

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}}\right)^{3/2} \tag{15}$$

wobei r_s der Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in radialer Richtung, d die mittlere statische Höhe, f_{sd} der Bemessungswert der Fliessgrenze der Biegebewehrung, E_s der E-Modul der Biegebewehrung, m_{sd} der Bemessungswert der mittleren Biegemomente im Stützstreifen (Näherungsstufe 3) und m_{Rd} der Bemessungswert des mittleren Biegewiderstands im Stützstreifen ist.

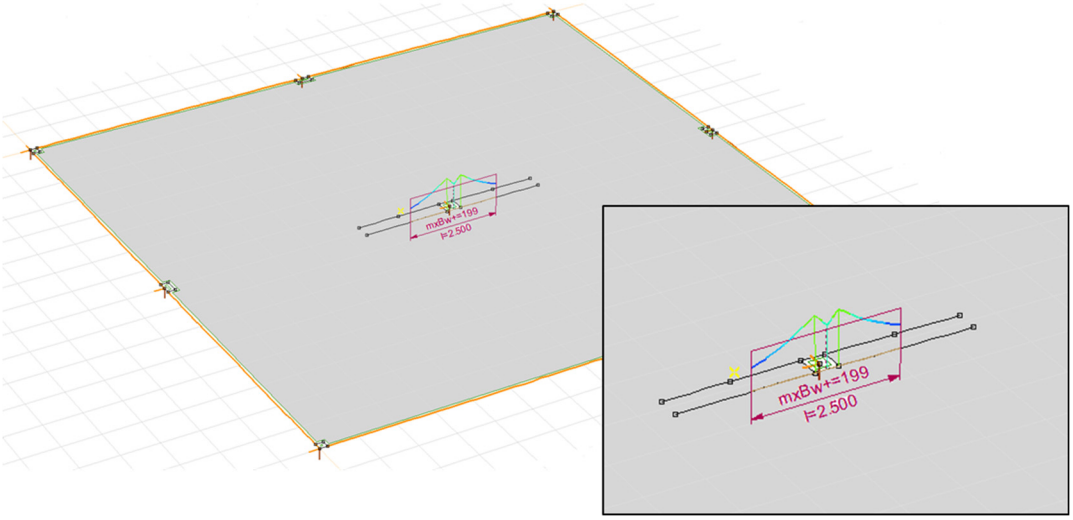


Bild 17: Bestimmung der mittleren Bemessungsmomente im Stützstreifen

Diese Parameter sind in der Regel jeweils auf allen vier Stützenseiten zu bestimmen und können anschliessend in das DURA oder HDB Bemessungsmodul übertragen werden. Als Hilfe dient das FEM-Datenblatt im Anhang B.

Näherungsstufe 4
Im Vergleich zur SIA 262:2013 beinhaltet der fib Model Code 2010 zusätzlich eine vierte Näherungsstufe. Diese Näherungsstufe soll eine bessere Nachrechnung von bestehenden Bauten ermöglichen. Dabei werden die Rotation unter Berücksichtigung der Rissbildung, Fliessen der Biegebewehrung und weiteren nicht-linearen Effekte ermittelt. In der Regel bedingt dies eine nicht-lineare FEM Analyse der Tragstruktur. Eine nichtlineare FEM Analyse erfordert allerdings ein erhebliches Fachwissen von der Anwendung von entsprechenden Berechnungsprogrammen, insbesondere zur Modellierung und zur korrekten Interpretation deren Resultate.

2.5 Ungleichmässige Querkraftverteilung

Unregelmässige Geometrien sowie ungleichmässige Belastungen können zu einer ungleichmässigen Querkraftverteilung entlang des Nachweisschnittes führen. Da davon ausgegangen wird, dass keine grösseren Querkraftumlagerungen stattfinden können, wird der Durchstanzwiderstand jeweils auf den Maximalwert der Querkraft entlang des Nachweisschnittes dimensioniert. Hierfür ist der in der SIA 262:2013 definierte k_e-Wert zuständig. Es gilt allerdings anzumerken, dass im Gegensatz zu anderen Normen wie z.B. Eurocode, der k_e-Wert nicht die Querkrafteinwirkung erhöht, sondern die Nachweisschnittlänge reduziert. Obwohl es für den Tragsicherheitsnachweis grundsätzlich keinen Unterschied ergibt, ist dieses Vorgehen insofern mit dem Bemessungsmodell konsistent, da die ungleichmässige Querkraftverteilung auf der Widerstandseite und nicht auf der Einwirkungsseite bzw. beim Verformungsverhalten der Platte angesetzt werden sollte.

Neben den unregelmässigen Geometrien sowie den ungleichmässigen Belastungen ist die Steifigkeit der Stütze entscheidend. In der Regel ergeben sich nur grössere Variationen im Querkraftverlauf entlang des Nachweisschnittes, falls Momente in die Stütze geleitet werden können. Falls die Stütze mittels mechanischen Gelenks vollständig gelenkig an die Decke angeschlossen wird, müssen aufgrund der Gleichgewichtsbetrachtung die Querkräfte um jede mögliche Achse gedreht im

Gleichgewicht sein. Obwohl grundsätzlich Stützen als Pendelstützen bemessen werden, ergeben sich gewisse Einspannmomente in die Stütze selbst wenn sie nicht zugsteif angeschlossen werden. Diese Einspannmomente können zu einem ungleichmässigen Querkraftverlauf entlang des Nachweisschnitt führen, was schliesslich in der Durchstanzberechnung berücksichtigt werden muss.

Diese Stützeneinspannmomente sind auch in der Berechnung des k_e-Wertes in der SIA 262:2013 enthalten, wenn nicht die Näherungswerte der Ziffer 4.3.2.6.5 verwendet werden.

Der k_e-Wert berechnet sich durch

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} \tag{16}$$

wobei b der Durchmesser der in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnitts und e_u die Exzentrizität zwischen der Resultierenden der Auflagerkraft und dem Nachweisschnittschwerpunkt ist.

Nachfolgend sind für verschiedene Fälle die Gleichungen für die Berechnung von b und e_u dargestellt. Es gilt darauf zu achten, dass diese Formeln nur gültig sind, falls der Nachweisschnitt keine Unterbrechungen, wie z.B. bei Aussparungen oder grossen Stützenabmessungen, aufweist. Zudem gelten die Definitionen von Bild 18 und Bild 19.

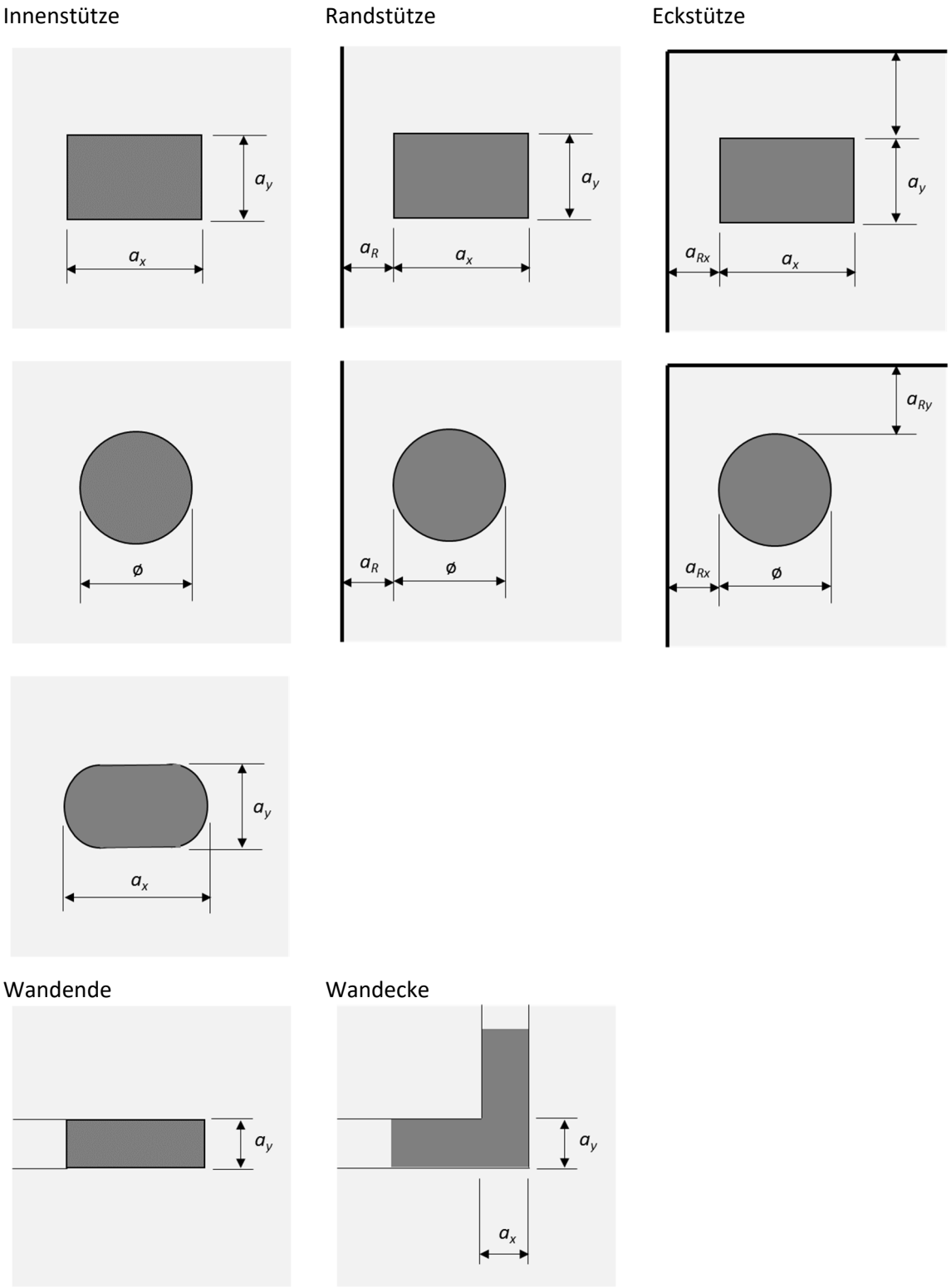
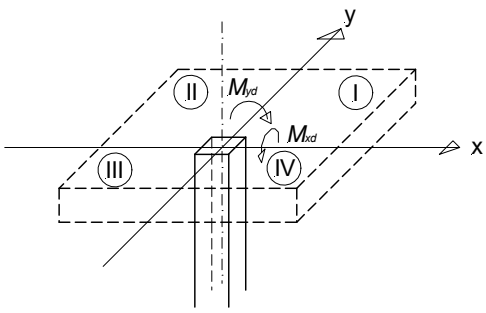


Bild 18: Definition der Grundrissparameter für Berechnungsformeln



Vorzeichenregelung für nachfolgende Gleichungen

Quadrant I	M_{xd} = - ($e_{V,y}$ = +) M_{yd} = + ($e_{V,x}$ = +)
Quadrant II	M_{xd} = - ($e_{V,y}$ = +) M_{yd} = - ($e_{V,x}$ = -)
Quadrant III	M_{xd} = + ($e_{V,y}$ = -) M_{yd} = - ($e_{V,x}$ = -)
Quadrant IV	M_{xd} = + ($e_{V,y}$ = -) M_{yd} = + ($e_{V,x}$ = +)

Bild 19: Definition der Vorzeichen für Berechnungsformeln

Rechteckige Innenstütze

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} \tag{17}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v) - d_v{}^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} \tag{18}$$

Runde Innenstütze

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} \tag{19}$$

$$b = \emptyset + d_v \tag{20}$$

Ovale Innenstütze

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} \tag{21}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(a_x - a_y) \cdot (a_y + d_v) + (a_y + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right]} \tag{22}$$

Rechteckige Randstütze

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) \cdot \left(\frac{\frac{d_v}{2} - a_R}{2}\right) + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{a_x + d_v}{2}\right)}{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) + (a_y + d_v)} \tag{23}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} \tag{24}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \tag{25}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(a_x + \frac{d_v}{2} + a_R\right) \cdot (a_y + d_v) - \frac{{d_v}^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} \tag{26}$$

Runde Randstütze

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{\frac{(\emptyset + d_v)^2}{2} - \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right)^2}{(\emptyset + d_v) \cdot \frac{\pi}{2} + 2 \cdot \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right)} \tag{27}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} \tag{28}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \tag{29}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right) \cdot (\emptyset + d_v) + (\emptyset + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{8}\right]} \tag{30}$$

Rechteckige Eckstütze

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{\frac{1}{2} \cdot \left[\left(a_x + a_{Rx} + \frac{d_v}{2}\right) \cdot \left(\frac{d_v}{2} - a_{Rx}\right) + \left(a_y + a_{Ry} + \frac{d_v}{2}\right) \cdot (a_x + d_v)\right]}{a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry} + d_v} \tag{31}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \left[\left(a_y + a_{Ry} + \frac{d_v}{2}\right) \cdot \left(\frac{d_v}{2} - a_{Ry}\right) + \left(a_x + a_{Rx} + \frac{d_v}{2}\right) \cdot (a_y + d_v)\right]}{a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry} + d_v} \tag{32}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \tag{33}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(a_x + \frac{d_v}{2} + a_{Rx}\right) \cdot \left(a_y + \frac{d_v}{2} + a_{Ry}\right) - \frac{{d_v}^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} \tag{34}$$

Runde Eckstütze

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[(\emptyset + d_v)^2 + (2a_{Ry} + \emptyset) \cdot (\emptyset + d_v) - 2\left(\frac{\emptyset}{2} + a_{Rx}\right)^2\right]}{(\emptyset + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\emptyset + a_{Rx} + a_{Ry})} \tag{35}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[(\emptyset + d_v)^2 + (2a_{Rx} + \emptyset) \cdot (\emptyset + d_v) - 2\left(\frac{\emptyset}{2} + a_{Ry}\right)^2\right]}{(\emptyset + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\emptyset + a_{Rx} + a_{Ry})} \tag{36}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \tag{37}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(\emptyset + \frac{d_v}{2} + a_{Rx}\right) \cdot \left(\emptyset + \frac{d_v}{2} + a_{Ry}\right) - \frac{(\emptyset + d_v)^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} \tag{38}$$

Wandende

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{d_v^2 + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{5d_v}{4}\right)}{5d_v + a_y} \tag{39}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} \tag{40}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \tag{41}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[2d_v \cdot (a_y + d_v) - \frac{{d_v}^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} = d_v \sqrt{\frac{8}{\pi}\left(\frac{a_y}{d_v} + \frac{12 + \pi}{16}\right)} \tag{42}$$

Wandecke

$$x_V = \frac{(1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y) \cdot \frac{a_x}{2}}{(1.5d_v)^2 - (1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y)} \tag{43}$$

$$y_V = \frac{(1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y) \cdot \frac{a_y}{2}}{(1.5d_v)^2 - (1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y)} \tag{44}$$

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \left(\frac{3d_v}{4} - x_V\right) \tag{45}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} + \left(\frac{3d_v}{4} - y_V\right) \tag{46}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \tag{47}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[4d_v^2 - \frac{{d_v}^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} \cong 2.24d_v \tag{48}$$

Beispiel

Als Beispiel wird die k_e-Wert Berechnung bei einer runden Stütze mit Aussparung betrachtet. Die Aussparung verringert den Umfang des Nachweisschnittes um ¼. Die Stütze hat einen Durchmesser von ø 200 mm. Die schubwirksame Höhe ist d_v = 220 mm und die Bemessungslast beträgt V_d = 350 kN. Die Last greift im Quadrant III an und erzeugt Stützeneinpannmomente $|M_{dx}|$ = 3 kNm und $|M_{dy}|$ = 3 kNm.

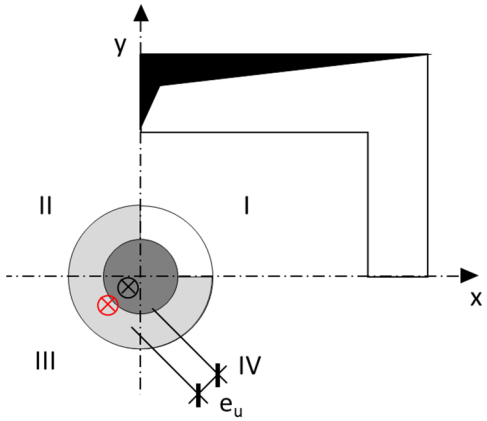


Bild 20: Beispiel zur k_e-Wertberechnung - Grundriss der Situation

Der Radius der Stütze ist:

$$r_c = \frac{200}{2} = 100\ mm \tag{49}$$

und des Nachweisschnittes

$$r_u = r_c + \frac{d_v}{2} = 100 + \frac{220}{2} = 210\ mm \tag{50}$$

Der Durchmesser, der in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnitts, wird ohne den Einfluss der Aussparung betrachtet:

$$b = 2r_u = 2 \cdot 210 = 420\ mm \tag{51}$$

Der Linienschwerpunkt des ¾ Kreises ergibt sich als:

$$x_s = y_s = -\frac{2\sqrt{2}}{3} \cdot \frac{r_u}{\pi} \cdot sin\frac{3\pi}{4} = -44.56\ mm \tag{52}$$

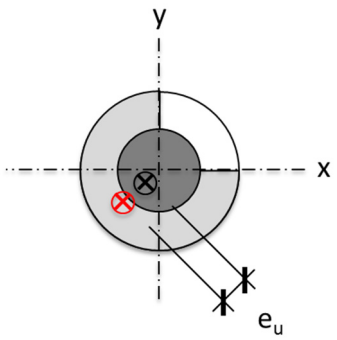


Bild 21: Beispiel zur k_e-Wertberechnung – Exzentrizität e_u

Der Abstand zwischen dem Linienschwerpunkts des Nachweisschnitts und der Lastexzentrizität ergibt sich zu:

$$e_u = \sqrt{\left(\frac{M_{yd}}{V_d} - x_s\right)^2 + \left(\frac{-M_{xd}}{V_d} - y_s\right)^2}$$

$$e_u = \sqrt{\left(-\frac{3 \cdot 10^3}{350} - (-44.56)\right)^2 + \left(-\frac{3 \cdot 10^3}{350} - (-44.56)\right)^2} = 50.9\ mm \tag{53}$$

Daraus folgt der k_e-Wert für diese Stützensituation:

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{50.9}{420}} = \underline{0.89} \tag{54}$$

Die für die Berechnung des k_e-Werts notwendige Stützeneinspannmomente werden in der Regel mit einer FEM-Berechnung bestimmt. Es gilt aber auf eine sorgfältige Modellierung zu achten. Im Wesentlichen sind folgende Punkte zu beachten:

- Die Steifigkeit der Stütze sollte für die Plattenauflager berücksichtigt werden (keine freien bzw. voll eingespannte Plattenauflager verwenden)
- Das Plattenauflager sollte als Fläche modelliert werden (keine Punktverbindungen)

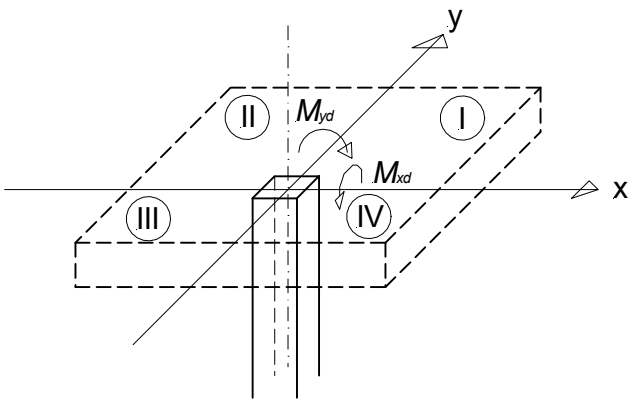


Bild 22: Definition der Stützeneinspannmomente und Quadrant der Lastresultierenden

In vielen FEM-Programmen lässt sich eine Stütze mit dem Querschnitt und der Länge definieren. In diesem Fall ist die Steifigkeit der Stütze bereits berücksichtigt. Ist dies nicht der Fall, kann die Rotationssteifigkeit mit $4E_c I/L$ für eine unten eingespannte Stütze ($3E_c I/L$ falls der Stützenfuss gelenkig modelliert werden soll) angenommen werden. Ist eine darüberstehende Stütze vorhanden, muss diese ebenfalls berücksichtigt werden. Dies führt zu einer entsprechenden Vergrösserung der Rotationssteifigkeit.

Als Beispiel für eine Betonstütze mit den Abmessungen 400 x 400 mm^2, einer Länge von 3 m und einem E-Modul von 30‘000 N/mm^2 ergibt sich eine Rotationssteifigkeit k von:

$$k = \frac{4E_c I}{l} = \frac{4 \cdot 30000 \cdot 400^4/12}{3000} \cdot 10^{-6} = 85333 \text{ kNm} \tag{55}$$

Ebenfalls lässt sich der Stützen-/Plattenanschluss in einigen FEM-Programmen direkt als Fläche modellieren. Ist dies nicht der Fall, kann die Platte lokal durch ein steifes Element ergänzt werden.

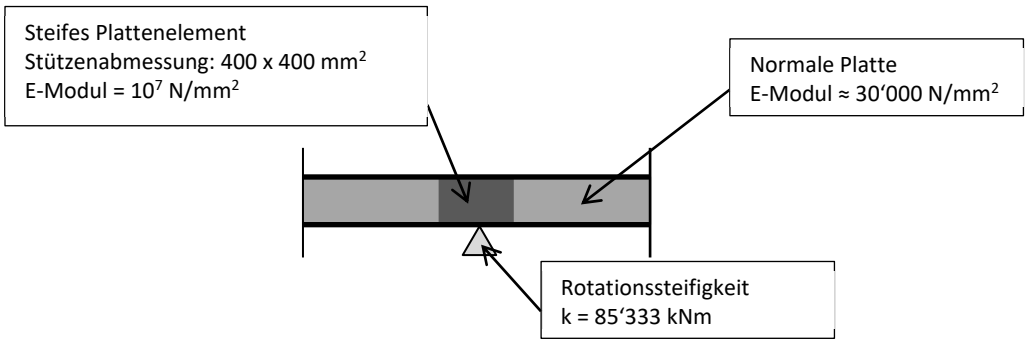


Bild 23: Mögliche Modellierung zur Abbildung eines Flächenauflagers

Im Zusammenhang mit der Bestimmung des Stützeneinspannmomentes gilt es ebenfalls festzuhalten, dass auch Stützen oberhalb der Betrachteten Flachdecke ein Einspannmoment generieren können. Somit ist in diesen Fällen zu beachten, dass nicht nur die Stützenreaktion der unteren Stütze betrachtet werden muss, sondern der Momentsprung zwischen der oberen und der unteren Stütze.

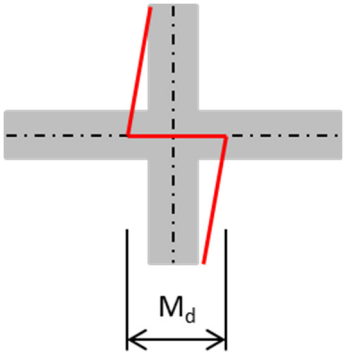


Bild 24: Definition des Stützeneinspannmomentes bei einer ober- und unterliegenden Stütze

Wandenden und Wandecken

Etwas aufwändiger ist die Bestimmung der Einspannmomente bei Wandenden und Wandecken, da diese Werte nicht direkt herausgelesen werden können. Eine Möglichkeit besteht darin, das Wandende bzw. die Wandecke als fiktive Stütze zu modellieren. Hierbei gilt es jedoch zu beachten, dass die fiktive Stütze mit der Wand starr verbunden wird, da sie ansonsten zu weich modelliert wird.

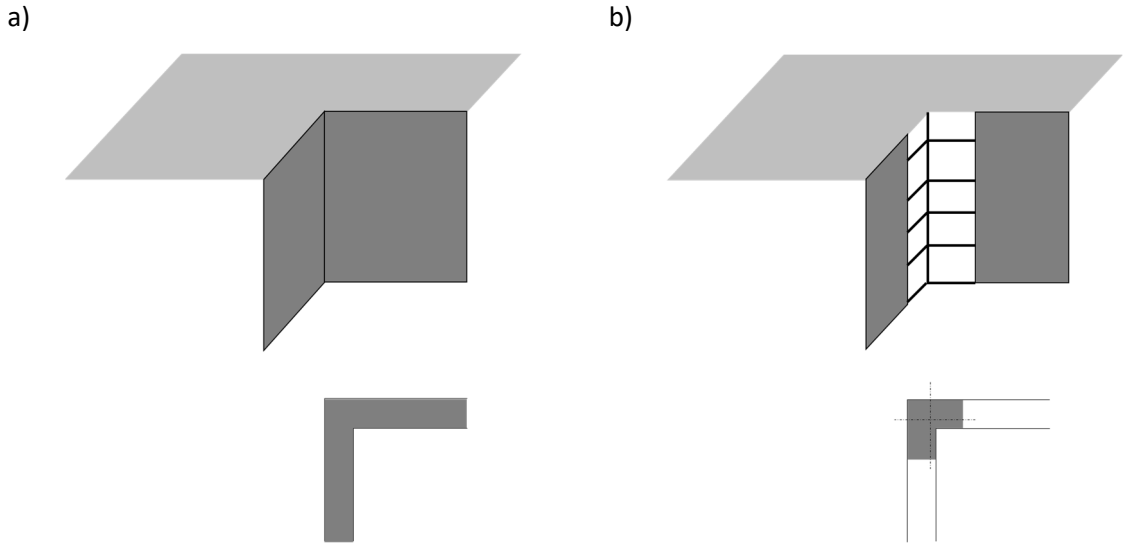


Bild 25: Mögliche Modellierung von Wandecken mit (a) Linienlagerung und b) als fiktive Stütze

Eine andere Möglichkeit besteht darin, dass der k_e-Wert direkt anhand der Querkraftverteilung entlang des Nachweisschnittes bestimmt wird. Anhand vom Mittel- und Maximalwert kann ebenfalls der k_e-Wert bestimmt werden

$$k_e = \frac{v_{d,mittel}}{v_{d,max}} \tag{56}$$

Somit können die Auflager als Linienauflager modelliert werden. Allerdings ist bei dieser Methode sehr entscheidend wie die FE-Netzgrösse gewählt wird, da die Querkraftbestimmung, insbesondere im Bereich von Singularitäten, bei FE-Berechnungen streuen kann. Daher müssen in der Regel verschiedene Netzgrössen untersucht werden, bis eine stabile Lösung gefunden wird.

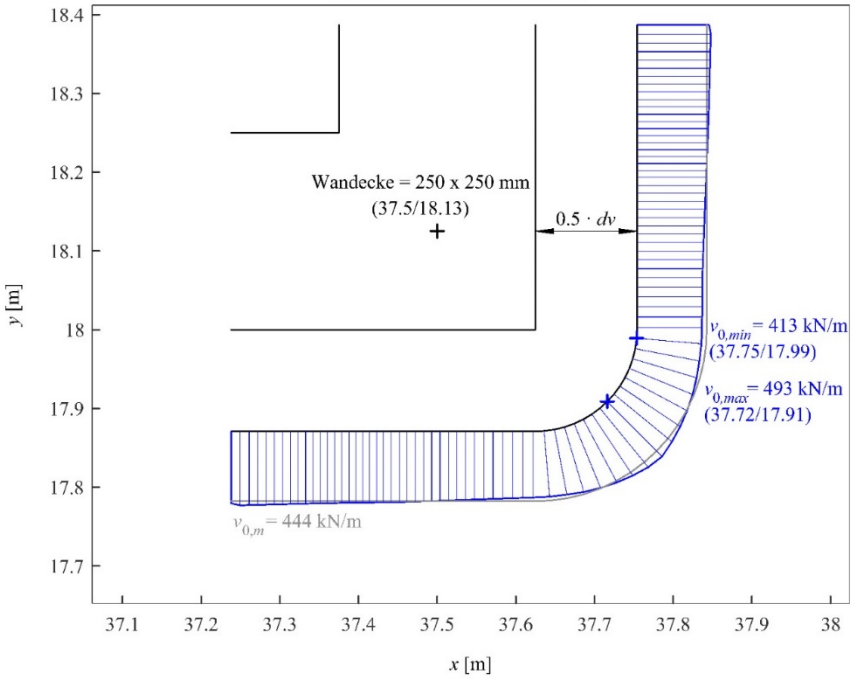


Bild 26: Querkraftverlauf entlang des Nachweisschnittes bei einer Wandecke

Näherungswerte

Gemäss SIA 262:2013, 4.3.6.2.5 können bei regelmässig gestützten Flachdecken mit gleichmässigen angrenzenden Spannweiten und biegesteif angeschlossenen Stützen, die nicht für die Aufnahme der horizontalen Einwirkungen ausgelegt sind, Näherungswerte für den k_e-Wert verwendet werden:

- Innenstützen: 0.9
- Wandenden und Wandecken: 0.75
- Randstützen: 0.7
- Eckstützen: 0.65

Da bei Innenstützen der Widerstandsgewinn bei Verwendung der Stützeneinspannmomenten anstatt dem Näherungswert gering ist und bei Wandenden und Wandecken einen gewissen Aufwand in der Modellierung notwendig ist, ist die Anwendung der Näherungswerte gerechtfertigt, solange die Randbedingungen eingehalten sind. Bei Rand- und Eckstützen ist es allerdings der Fall, dass die Näherungswerte sehr vorsichtig angesetzt wurden, um den möglichst schlimmsten Fall abzudecken, was allerdings sehr steife Stützen bedingt. Daher ist es bei Rand- und Eckstützen angebracht, den geringen Mehraufwand der Bestimmung der Stützeneinspannmomente aufzubringen.

Es gilt darauf hinzuweisen, dass wenn der k_e-Wert nicht anhand der Stützeneinspannmomente bestimmt wird, die Exzentrizität unter Umständen dennoch in der weiteren Durchstanzberechnung berücksichtigt werden muss. Wie bereits erläutert ist die ungleichmässige Querkraftverteilung und somit der k_e-Wert von den Stützeneinspannmomenten bzw. der Lastexzentrizitäten abhängig. Das

heisst aber auch im Umkehrschluss, dass ein z.B. mit Näherungswerten angenommener k_e-Wert ein entsprechendes Stützeneinspannmoment impliziert. Dies bedeutet einerseits, dass zu überprüfen ist, ob das Stützeneinspannmoment überhaupt in die Stütze übertragen werden kann. Anderseits muss das Stützeneinspannmoment bei einer Berechnung auf Näherungsstufe 2 in der Bestimmung der mittleren Biegemomente im Stützstreifen m_{sd} berücksichtigt werden.

Diesbezüglich kann zuerst die Exzentrizität e_u anhand des k_e-Wertes bestimmt werden:

$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b \tag{57}$$

Mit der Exzentrizität e_u und dem Abstand des Schwerpunkts des Nachweisschnitts zur Stützenachse Δe lässt sich schliesslich das Moment beim Stützenkopf bestimmen.

$$M_d = (e_u - \Delta \mathrm{e}) \cdot V_d \tag{58}$$

Als Beispiel dient eine Innenstütze (Schwerpunkt des Nachweisschnittes in Stützenachse: Δe = 0) mit ø250 mm bei einer Decke mit d_v = 260 mm. Gemäss SIA 262:2013, 4.3.6.2.5 kann k_e näherungsweise zu k_e = 0.9 angenommen werden.

$$e_u = \frac{1 - 0.9}{0.9} \cdot 510 = 57 \text{ mm} \tag{59}$$

Dies führt bei einer Last von 1000 kN zu einem Moment von:

$$M_d = 0.057 \cdot 1000 = 57 \text{ kNm} \tag{60}$$

Generell ist zu prüfen, ob diese Momente in die Stütze eingeleitet werden können.

Weiter muss die Exzentrizität e_u auch in der Bestimmung der mittleren Biegemomente im Stützstreifen m_{sd} berücksichtigt werden:

$$m_{sd,i} = V_d \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_{s,i}} \right) \tag{61}$$

Dabei muss anhand der resultierenden Exzentrizität e_u die Exzentrizitäten in x- und y-Richtung ($e_{u,x}$ und $e_{u,y}$) bestimmt werden. Diese können unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen, wie z.B. Spannweiten und Steifigkeiten, ermittelt werden.

Das vorhergehend beschriebene Vorgehen ist vom theoretischen Standpunkt aus gesehen richtig. Allerdings kann die Berechnung auch vereinfacht werden, falls der Einfluss der Exzentrizitäten gering ist. Dies ist z.B. bei Innenstützen der Fall. Somit lässt sich in diesen Fällen das mittlere Biegemoment im Stützstreifen vereinfacht bestimmen:

$$m_{sd,i} = \frac{V_d}{8} \tag{62}$$

Bei anderen Situationen, wie z.B. bei Rand- und Eckstützen, sollte die Exzentrizität immer bei der Bestimmung des mittlere Biegemoment im Stützstreifen berücksichtigt werden, da in diesen Fällen der Einfluss als nicht mehr als gering betrachtet werden kann.

Einzugsflächen

In der Vergangenheit wurde der k_e-Wert teilweise auch anhand von den Lasteinzugsflächen bestimmt. Dabei wurden z.B. die unterschiedlichen Spannweiten ins Verhältnis gesetzt, um einen k_e-Wert zu bestimmen. Dies berücksichtigt zwar die exzentrische Belastung einer Flachdecke, nicht aber die Stützensteifigkeit. Da eine exzentrische Belastung allein nur begrenzt zu einer ungleichmässigen Querkraftverteilung entlang des Nachweisschnittes führt, wird mit dieser Methode der k_e-Wert unterschätzt, was zu sehr konservativen Ergebnissen führen kann. Deshalb wird empfohlen auf die Anwendung solch einer Methode zu verzichten.

2.6 Sicherstellen des Verformungsverhaltens

In früheren Normengenerationen war es in der Regel – sofern keine speziellen konstruktiven Anforderungen vorhanden waren – jeweils so, dass die Lösung umso wirtschaftlicher und somit besser war, je weniger Durchstanzbewehrung benötigt wurde. Dadurch, dass die Norm SIA 262:2013 nicht nur ausschliesslich die Tragsicherheit bezüglich der Beanspruchung verlangt, sondern auch Anforderungen an das Verformungsvermögen der Tragstruktur formuliert, gibt es nun wesentlich mehr Parameter zu berücksichtigen, um die optimale Lösung zu finden. Für die Beurteilung der Lösungen gibt es dennoch gewisse Regeln.

Bedingung 1: $\psi < 0.008$ (SIA 262, 4.1.4.2.6)

Gemäss Norm SIA 262:2013 sollte dieser Wert vermieden werden. In der Praxis lässt sich dies nicht immer umsetzen, da vielfach unterschiedliche Spannweiten bei gleichbleibender Plattenstärke vorhanden sind. Soweit möglich, sollte in diesem Fall die Biegebewehrung bei den kürzeren Spannweiten reduziert werden, um ein möglichst grosses Verformungsvermögen zu erhalten, ohne jedoch plastische Umlagerungen zu generieren.

Bedingung 2: $\psi < 0.020$ (SIA 262, 4.1.4.2.5)

Gemäss Norm SIA 262:2013 dürfen Schnittkräfte nicht ohne rechnerischen Nachweis des Verformungsvermögens umgelagert werden. Dies soll verhindern, dass Platten konstruiert werden, die versagen, bevor sich die in der Bemessung angenommene Momentenverteilung einstellen kann. Da diese Grenze in der Praxis nur schwer zu erreichen ist, muss für die Umlagerung von Schnittkräften, z.B. Momentumlagerung vom Stützenbereich in den Feldbereich, ein Verformungsnachweis geführt werden. Dies kann z.B. anhand einer nichtlinearen FEM-Berechnung erfolgen, was allerdings einen erheblichen Mehraufwand für den/die Ingenieur:in bedeutet. Wird die

Bewehrung jedoch anhand der Bemessungsmomente einer linear-elastischen Berechnung (z.B. mittels FEM-Berechnung ohne manuelle Umlagerungen der Biegemomente) bestimmt, muss diese Ziffer nicht beachtet werden.

Bedingung 3: $\psi < 0.020$ und $V_{Rd,s}/V_d < 0.5$ (SIA 262, 4.3.6.1.2)
Gemäss Norm SIA 262:2013 müssen Schnittkräfte aus aufgezwungenen Verformungen berücksichtigt werden, falls die Rotation kleiner als 0.020 und das Verhältnis des Widerstandanteils der Durchstanzbewehrung zum Bemessungswert kleiner als 0.5 ist. Wie bereits unter Bedingung 2 vermerkt, ist die Grenze der Rotation in der Praxis nur schwer zu erreichen. Falls der/die Ingenieur:in die Schnittkräfte infolge Kriechen, Schwinden, differenziellen Setzungen usw. in der Bemessung nicht berücksichtigen möchte, ist es am einfachsten, bei allen durchstanzkritischen Stellen Durchstanzbewehrung anzuordnen, die mindestens 50% der Bemessungslast übernimmt. Es gilt anzumerken, dass ein Stahlpilz allein nicht als Durchstanzbewehrung gilt. In diesem Fall wird empfohlen, einen Stahlpilz in Kombination mit Durchstanzbewehrung zu verwenden. Dies hat zudem den Vorteil, dass ein Pilz mit geringerer Abmessung gewählt werden kann.

Bedingung 4: $V_{Rd,s}/V_d < 0.5$ (SIA 262, 4.3.6.1.3)
Gemäss Norm SIA 262:2013 muss eine Sicherung gegen Totaleinsturz angeordnet werden, falls das Verhältnis des Widerstandanteils der Durchstanzbewehrung zum Bemessungswert kleiner als 0.5 ist. Um diese Bedingung zu erfüllen, empfiehlt es sich, bei allen durchstanzkritischen Stellen Durchstanzbewehrung anzuordnen, die mindestens 50% der Bemessungslast übernimmt. Dies spart einen erheblichen Anteil an Längsbewehrung auf der Biegedruckseite der Platte und erspart dem/der Ingenieur:in eine zusätzliche zeitintensive Dimensionierung der Einsturzsicherung.

Bedingung 5: $\psi \geq 0.020$ und $V_{Rd,s}/V_d \geq 0.5$
Aufgrund den Bedingungen 1 bis 4 ergibt sich die Schlussfolgerung, dass keine weiteren Berechnungen und Massnahmen notwendig sind, falls die Rotation $\psi \geq 0.020$ und das Verhältnis $V_{Rd,s}/V_d \geq 0.5$ ist.

Zusammengefasst kann festgehalten werden, dass die Lösungen mit grössten Lastreserven bzw. grösstem Verformungsvermögen die grösste Tragsicherheit für das Gesamtbauwerk aufweisen. Dies kann allerdings zu Mehrkosten führen. Wird auf plastische Umlagerungen verzichtet, kann vielfach bei geringen bis mittleren Lasten eine Durchstanzbewehrung ohne Mehraufwand eine ideale und wirtschaftliche Lösung darstellen. Bei grossen Durchstanzlasten ist meistens eine Kombination von Stahlpilz und Durchstanzbewehrung die ideale Lösung. In Anbetracht der Bedingungen an das Verformungsverhalten sollte auf Platten ohne Durchstanzbewehrung gänzlich verzichtet werden. Bild 27 fasst die verschiedenen Bedingungen und deren Konsequenzen zusammen.

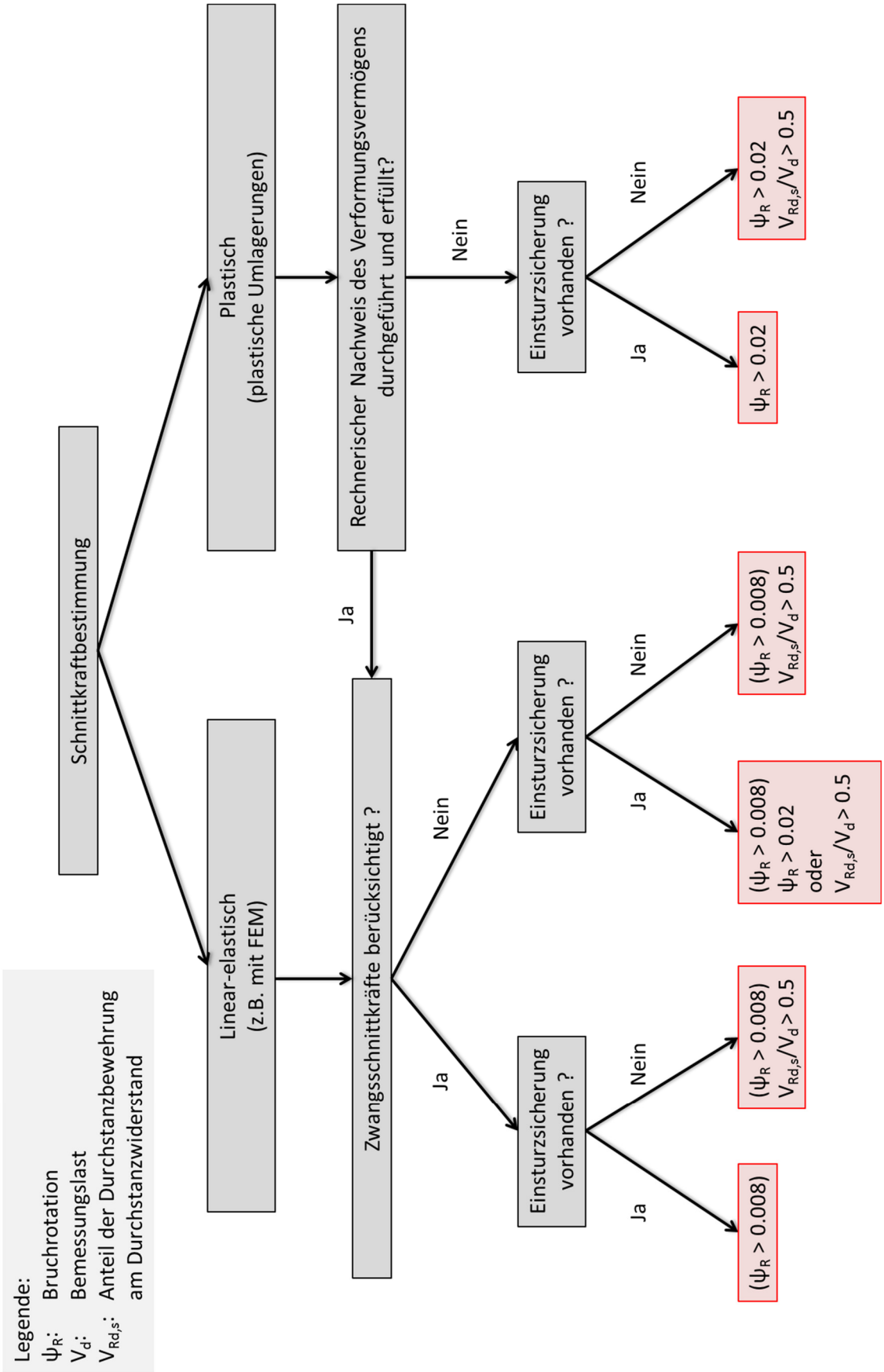


Bild 27: Anforderungen ans Verformungsverhalten unter Berücksichtigung der Randbedingungen

2.7 Bodenplatten/Fundamente

Grundsätzlich werden Bodenplatten gleich wie Flachdecken bemessen. Es gibt allerdings Unterschiede bei den Verformungsbedingungen. Die Ziffer 4.1.4.2.6, „Rotationen kleiner als 0.008 sollten vermieden werden“, und 4.1.4.2.5, „Schnittgrössen dürfen bei Rotation kleiner als 0.02 nicht ohne rechnerischen Nachweis des Verformungsvermögens umgelagert werden“, beziehen sich gemäss SIA 262:2013 explizit auf Flachdecken. Dementsprechend kann davon ausgegangen werden, dass sie nicht für Bodenplatten anzuwenden sind.

Steife Platten

In Bezug auf Bodenplatten ergibt sich allerdings auch eine problematische Situation mit dem Bemessungsansatz der Norm SIA 262:2013. Dies betrifft zwar nicht nur Bodenplatten, sondern auch gedrungene Flachdecken, aber im Fall von Bodenplatten ist die Problematik am offensichtlichsten. Bei der Bemessung der Durchstanzbewehrung wird davon ausgegangen, dass die Durchstanzbewehrung durch die Plattenrotation aktiviert wird. Bei Bodenplatten bzw. gedrungenen Flachdecken ergeben sich erwartungsgemäss nur geringe Rotationen. Dies führt gemäss dem zugrundeliegenden Modell zu geringen Spannungen in der Durchstanzbewehrung (SIA 262:2013, Gl. (68)). Dies kann anhand der nachfolgenden Diagramme gezeigt werden (Bild 28). Bei geringer statischer Höhe ist der Widerstand vielfach durch die Betondruckdiagonale begrenzt. Bei grösserer statischer Höhe wechselt der massgebende Nachweis infolge der geringen Spannungen in der Durchstanzbewehrung zum Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs. Beim nachfolgenden Beispiel (Bild 28a) nimmt der berechnete Widerstand ab einer statischen Höhe von ca. 350 mm (entspricht in etwa einer Plattendicke von h = 400 mm) rasch ab. Dies führt dazu, dass nur noch ein geringer Widerstandsgewinn durch die Durchstanzbewehrung entsteht. Dies verunmöglicht praktisch die Erfüllung von Bedingung (66) der Norm SIA 262:2013 ($V_{Rd,s} > 0.5\ V_d$), wie das Diagramm rechts (Bild 28b) zeigt.

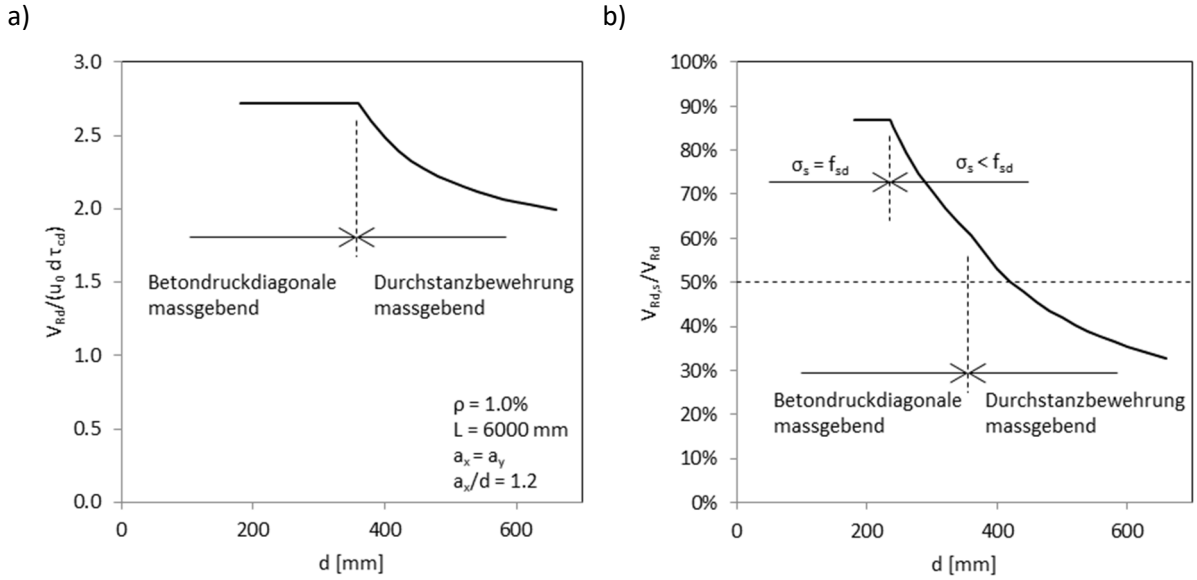


Bild 28: a) Durchstanzwiderstand in Abhängigkeit der statischen Höhe und b) Verhältnis von Tragwiderstandsanteil der Durchstanzbewehrung zum Durchstanzwiderstand in Abhängigkeit der statischen Höhe

Um dieser Problematik entgegenzuwirken empfiehlt sich ein Ansatz mit einem minimalen Durchstanzwiderstand, falls Durchstanzbewehrung vorhanden ist. Bei diesem Ansatz wird davon ausgegangen, dass bei gedrungen Platten, wie z.B. Bodenplatten, die Aktivierung der Durchstanzbewehrung infolge von Schubverformungen stattfindet und diese somit die Fliessspannung erreicht. Da allerdings für eine vollständige Aktivierung der Durchstanzbewehrung grosse Schubverformungen notwendig sind, ist mit einem vollständigen Verlust des Traganteils des Betons an den Durchstanzwiderstand zu rechnen. D.h., in diesem Fall darf lediglich der Anteil der Durchstanzbewehrung ohne jeglichen Traganteil des Betons an den Durchstanzwiderstand angerechnet werden.

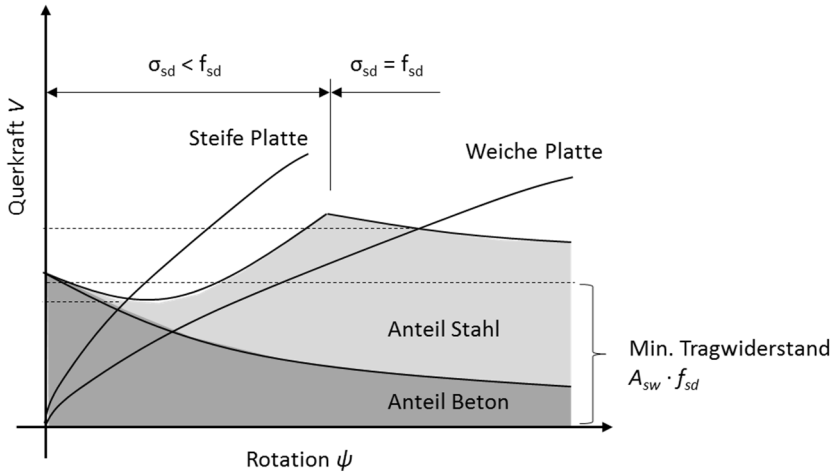


Bild 29: Vergleich der Durchstanzbemessung einer steifen und weichen Stahlbetonplatte.

Für die Nachweise der Betondruckdiagonale und ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs können bei steifen Bodenplatten dieselben Ansätze verwendet werden wie bei weichen Flachdecken. Der etwas andere Versagensmechanismus bei steifen Platten wird beim Nachweis der Betondruckdiagonale mit der oberen Grenze in Gleichung (69) der SIA 262:2013 und beim Nachweis ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs mit der oberen Grenze in Gleichung (58) der SIA 262:2013 berücksichtigt.

$$V_{Rd} \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \tag{63}$$

wobei τ_{cd} der Bemessungswert der Schubspannungsgrenze, d_v die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft und u der Umfang des Nachweisschnittes ist.

bzw.

$$V_{Rd,c,out} \leq 2 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot u_1 \tag{64}$$

wobei τ_{cd} der Bemessungswert der Schubspannungsgrenze, d_{v1} die wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft am äusseren Nachweisschnitt, u_1 der Umfang des äusseren Nachweisschnittes ist.

Einzelfundamente

Einzelfundamente können generell wie Bodenplatten behandelt werden. Dabei können die Eingabeparameter für die Spannweiten l_x und l_y folgendermassen bestimmt werden:

$$l_x = a_{Fx}/0.22 \tag{65}$$

$$l_y = a_{Fy}/0.22 \tag{66}$$

wobei a_{Fx} die längere Distanz zwischen Stützenzentrum und Fundamentrand in x-Richtung und a_{Fy} die längere Distanz zwischen Stützenzentrum und Fundamentrand in y-Richtung ist.

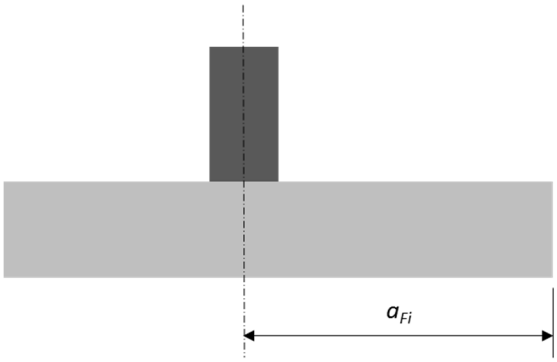


Bild 30: Definition der Abmessung bei Einzelfundamenten

2.8 Konstruktive Durchbildung

Bei der Anordnung von Durchstanzbewehrung gilt es verschiedene konstruktive Regeln zu beachten. Zusammenfassend sind folgende Regeln einzuhalten:

- Die Durchstanzbewehrung muss aus mindestens zwei Reihen bestehen.
- Der maximal erlaubte radiale Abstand zwischen der Durchstanzbewehrung in Funktion der schubwirksamen Höhe ist von der Plattendicke abhängig.
- Der Abstand s_0 sollte kleiner als der Abstand s_1 sein.
- Der tangentiale Abstand im zweiten Ring der Durchstanzbewehrung darf 1.5 d_v nicht überschreiten.
- Die Durchstanzbewehrung soll in der Zug- wie Druckzone vollständig verankert sein.
- Der Abstand zwischen gedrückten Plattenoberfläche und der Durchstanzbewehrung c_v sollte $d_v/6$ nicht überschreiten.
- Der maximal erlaubte Durchmesser der Durchstanzbewehrung $\varnothing_{sw}$ ist von der Plattendicke abhängig.

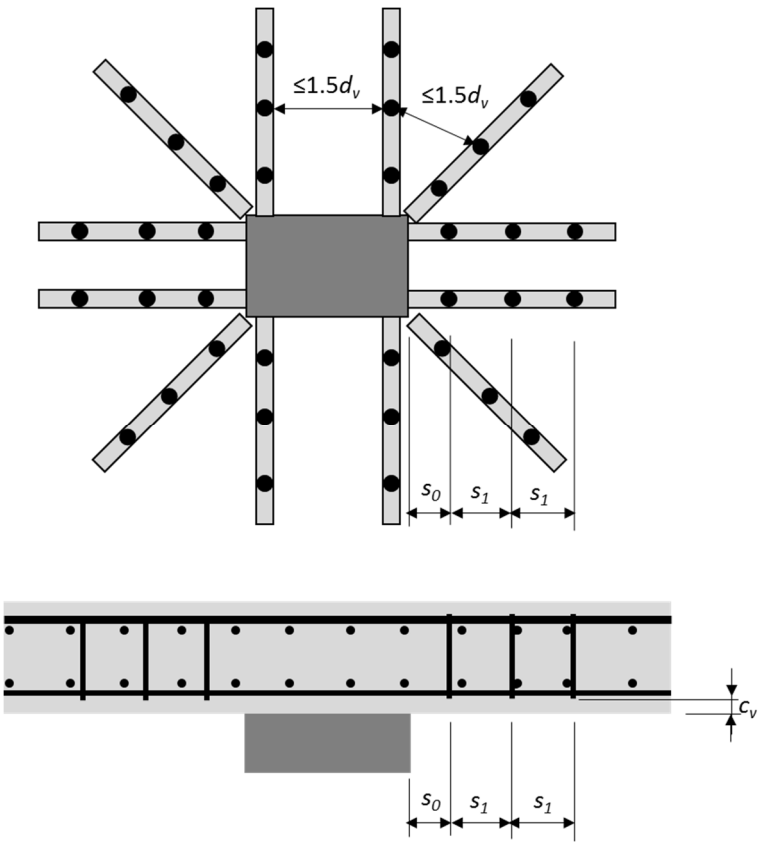


Bild 31: Definitionen der Abstände der Durchstanzbewehrung

Bei der Verwendung von Stahlpilzen in Kombination mit Durchstanzbewehrung sind die Abstände sinngemäss einzuhalten. Dabei gilt zu beachten, dass sich der Abstand s_0 auf die Stegachse des Randprofils bezieht, da sich die Betondruckdiagonale in diesem Bereich abstützt. Abweichungen hierzu sind grundsätzlich nur zulässig, wenn dies mit Versuchen nachgewiesen wird.

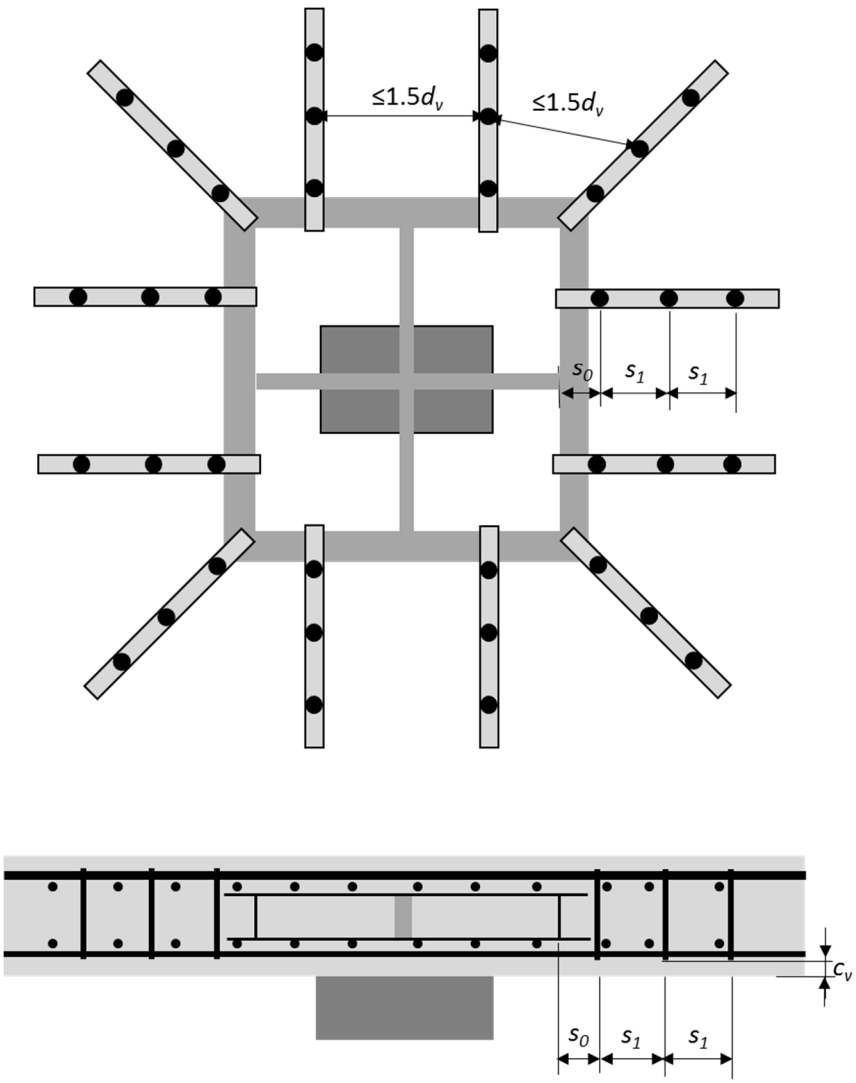


Bild 32: Definitionen der Abstände der Durchstanzbewehrung bei Platten mit Stahlpilzen

Diese konstruktiven Bedingungen stellen sicher, dass keine unerwünschte Versagensmechanismen auftreten, die nicht durch die Bemessung abgedeckt werden. Die maximalen radialen Abstände stellen sicher, dass sich kein Bruch zwischen den einzelnen Durchstanzbewehrungsstäben einstellt. Der maximale tangentiale Abstand im zweiten Ring stellt sicher, dass kein Bruch zwischen zwei Strahlen entsteht. Die Verankerung muss in der Zug- wie in der Druckzone verankert sein, damit keine Delamination der Zug- oder Druckzone stattfindet. Auf Seite der Druckzone gibt es daher auch die Bedingung, dass der Abstand zwischen gedrückten Plattenoberfläche und der Durchstanzbewehrung $d_v/6$ nicht überschreiten soll. Falls dieser Abstand dennoch grösser als $d_v/6$ ist, müssen die Durchstanzwiderstände $V_{Rd,c}$ gemäss SIA 262:2013 Gleichung (69) und $V_{Rd,s}$ gemäss SIA 262:2013 Gleichung (67) um 30% abgemindert werden (SIA 262:2013, Ziffer 5.5.3.11).

Neben den normativen Regeln zu den Abständen zwischen der Durchstanzbewehrung stellen sich noch weitere Randbedingungen bezüglich der Anordnung der Durchstanzbewehrung. Insbesondere bei Randbereichen und Bereiche bei Aussparungen wird eventuell eine spezielle Betrachtung notwendig. Während die Bügelkörbe auch in diesen Situationen vollflächig angeordnet werden und dadurch in der Regel keine spezielle Betrachtung benötigen, ist dies bei den lokalen Anordnungen,

wie es bei Doppelkopfankern der Fall ist, anders. Hierbei stellt sich die Frage, in welchen Bereichen einzelne Ankerreihen weggelassen werden können. Grundsätzlich hängt dies vor allem vom vorhanden Querkraftverlauf ab. Es muss sichergestellt werden, dass es nicht an einer unbewehrten Stelle zu einem vorzeitigen Querkraftversagen kommt und sich wie ein Reissverschluss um die Stütze herum fortsetzt.

Bei Plattenrändern ist der Abstand der Stütze zum Plattenrand ein wesentlicher Aspekt des Querkraftverlaufs. Daher sollte die Anordnung der Durchstanzbewehrung diesem Aspekt auch Rechnung tragen. Eine empfohlene Methode ist, dass die Anordnung grundsätzlich auf einer Innenstützensituation basiert und dann entsprechend des Plattenrandabstandes angepasst wird. Falls die Stütze genügend weit vom Plattenrand entfernt ist, wird die Anordnung der Durchstanzbewehrung nicht beeinflusst (Bild 33a). Ist die Stütze näher am Plattenrand sollte die Anzahl Ankerreihen im Bereich des Plattenrandes reduziert werden (Bild 33b). Das Weglassen der Durchstanzbewehrung in ganzen Bereichen sollte auf Fälle beschränkt werden, wo die Stütze nahe am Plattenrand ist. Bei Doppelkopfanker kann als Randbedingung definiert werden, dass falls weniger als zwei Ankerreihen Platz finden, die Ankerleiste weggelassen werden kann (Bild 33c).

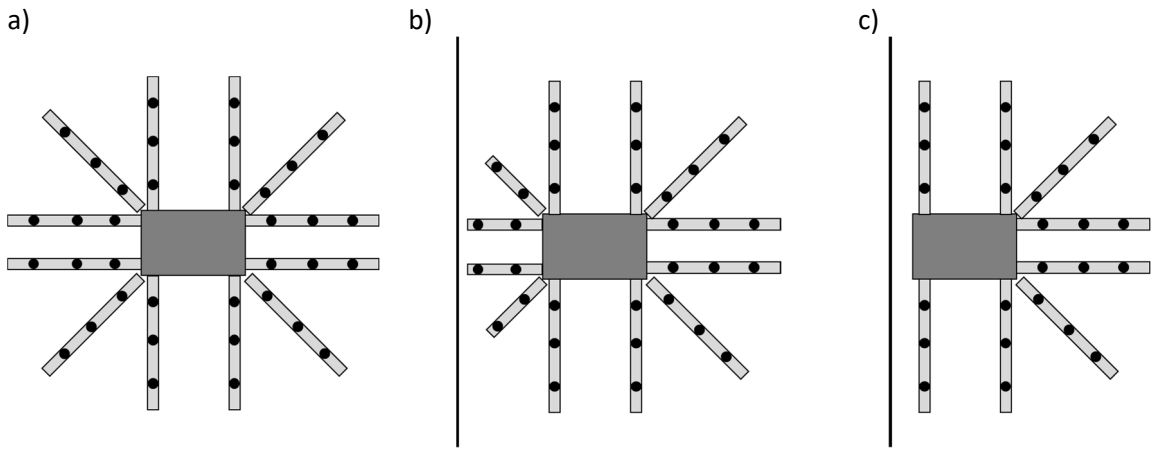


Bild 33: Anordnung der Durchstanzbewehrung bei Plattenränder

Bei Aussparungen ergeben sich ähnliche Problemstellungen wie beim Plattenrand. Grundsätzlich sollte auch dort von einer ungestörten Innenstützensituation ausgegangen werden. Bei Aussparungen in Stützennähe wird der Querkraftverlauf durch die Aussparung beeinflusst. Daher kann in diesen Fällen ebenfalls das Weglassen oder das kürzen von einzelnen Ankerleisten in Betracht gezogen werden. Ist jedoch die Aussparung weiter von der Stütze entfernt, wird deren Einfluss auf den Querkraftverlauf verringert. Deshalb empfiehlt sich in diesen Fällen keine Anpassung der Ankeranordnung, obwohl wie im Kapitel 2.11 Aussparungen erläutert wird, in diesen Fällen nicht die gesamte Durchstanzbewehrung an den Durchstanzwiderstand angerechnet werden darf.

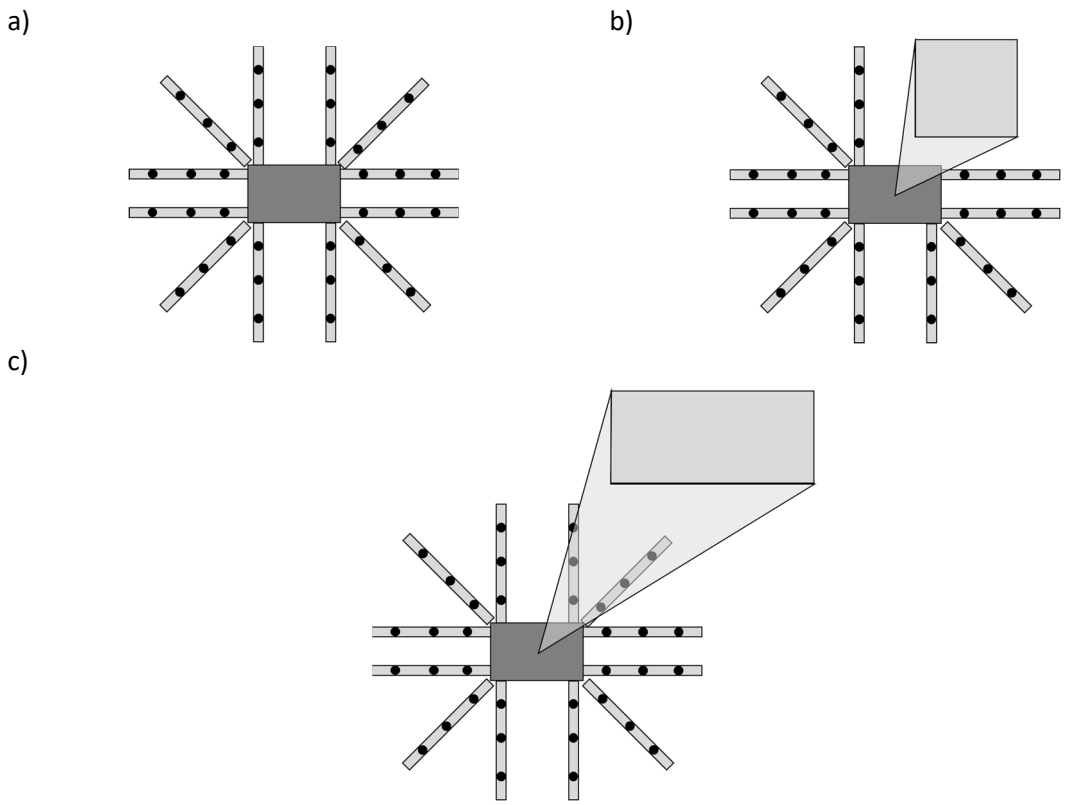


Bild 34: Anordnung der Durchstanzbewehrung bei Aussparungen

Bei Stahlpilzen ergibt sich noch eine zusätzliche Randbedingung in Bereichen mit grossen Aussparungen. Um die Kraftübertragung bei Stahlpilzen sicherzustellen ist es zwingend notwendig, dass der Stahlpilz im Gleichgewicht ist. D.h., wenn auf einer Seite auf den Stahlpilz vertikal belastet wird, führt dies auf der anderen Seite des Stahlpilz zur selben Beanspruchung. Daher ist zu beachten, dass dies nur funktioniert, wenn dort die Stahlbetonplatte diese Beanspruchung abdecken kann. Falls eine Aussparung zu nahe am Stahlpilzrand ist, ist dies unter Umständen nicht mehr möglich. Zudem zeigt sich auch in diesen Fällen die Wichtigkeit, dass einzelne Ankerleisten nicht einfach weggelassen werden dürfen, wie Bild 35 zeigt.

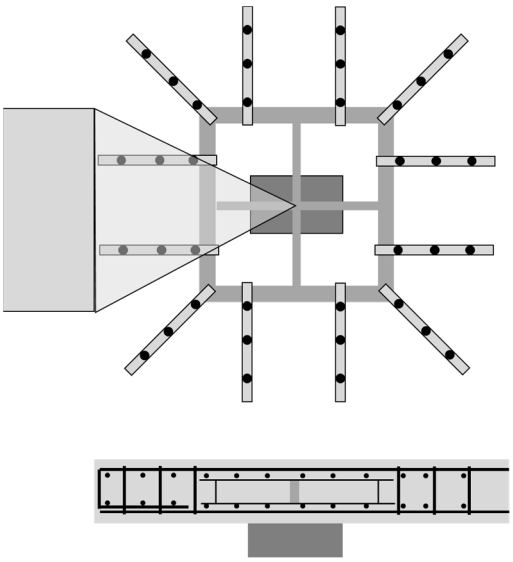


Bild 35: Anordnung der Durchstanzbewehrung mit Stahlpilzen und Aussparungen

Eine Ausnahme bilden in dieser Hinsicht Stahlpilze die biegesteif mit der Stütze verbunden sind, wie dies teilweise bei vorfabrizierten Stahlbetonstützen oder Stahl/Beton-Verbundstützen der Fall ist. Diese Stahlpilze können mittels Stützeneinspannung ins Gleichgewicht gebracht werden. In diesen Fällen gilt es aber sicherzustellen, dass die Stütze dieses sich bildende Einspannmoment auch aufnehmen kann.

2.9 Biegebewehrung

Wie bereits beschrieben ist der Durchstanzwiderstand von der Verformung bzw. von der Rissbildung im Bereich der Stütze abhängig. Daher spielt die Steifigkeit der Platte eine erhebliche Rolle. Somit stellen sich auch Anforderungen an die Biegebewehrung. Neben dem Durchmesser und der Teilung, welche in die Berechnung des Biegewiderstandes einfliessen, sind auch die Verteilbreite und die Länge der Bewehrung hinsichtlich der Verankerung zu beachten.

Verteilbreite

Da bei der Bestimmung der Rotation der Wert m_{Rd} dem mittleren Biegewiderstand im Stützstreifen entspricht, muss die dabei berücksichtigte Biegebewehrung auch im Stützstreifen angeordnet werden. D.h., falls man mit einem konstanten Durchmesser und einer konstanten Teilung rechnet, ist diese Bewehrung über den gesamten Stützstreifen anzuordnen.

Bewehrungslänge

Die Länge der Bewehrungsstäbe ergibt sich durch die Vorgaben zur Verankerungslänge. Gemäss SIA 262:2013, Ziffer 5.5.3.7 ist die Biegebewehrung mindestens in einem Abstand von 2.5 d_v vom Nachweisschnitt, aber maximal beim Nullpunkt der dazugehörigen Biegemoments, vollständig zu verankern. Dabei ist zu beachten, dass jeweils der äusserste Nachweisschnitt betrachtet wird.

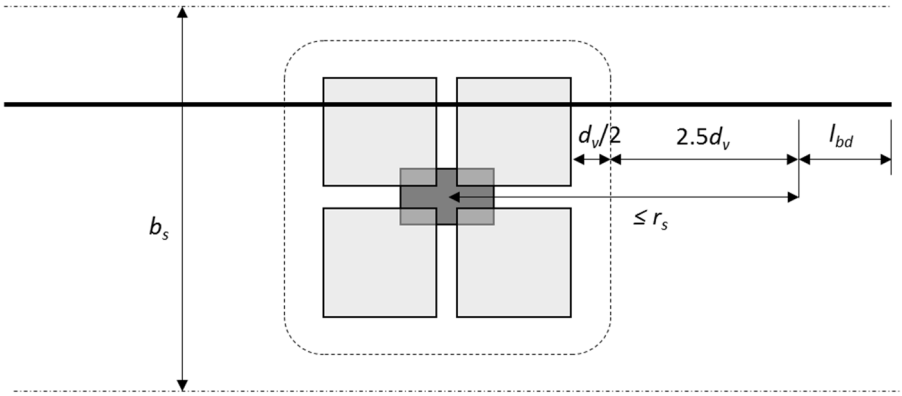


Bild 36: Anordnung und benötigte Länge der Biegebewehrung

Im Neubau ist es sicherlich sinnvoll die Verteilung und Länge der Bewehrung grosszügig auszulegen und auf eine zu starke Abstufung in diesen Bereichen zu verzichten. Bei der Erhaltung von Bauwerken ist unter Umständen eine teilweise Anrechnung von nicht vollständig verankerter Biegebewehrung oder eine abgestufte Betrachtung z.B. bei runden Nachweisschnitten möglich. Allerdings ist in diesen Fällen wichtig, dass die getroffenen Annahmen betreffend der Bewehrungsanordnung auch beim ausgeführten Bauwerk zutreffen.

2.10 Recyclingbeton

Einleitung

Im Rahmen der nachhaltigen Verwendung von Baustoffen gewinnt die Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen im Betonbau stetig an Bedeutung. Der Verbrauch natürlicher Gesteinskörnungen und die Ablagerung von mineralischem Rückbaumaterial in Deponien können damit vermindert und die Vorkommen natürlicher Gesteinskörnung geschont werden.

Recyclingbeton (aus Betongranulat (C) oder aus Mischgranulat (M)) kann sich jedoch in wesentlichen Eigenschaften von Beton aus natürlicher Gesteinskörnung unterscheiden und bedarf teilweise spezieller Regelungen. Hierzu existiert das SIA-Merkblatt 2030:2021 «Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen», das auf dem heutigen Wissensstand basiert und die heutigen Tragwerksnormen und Umweltvorschriften berücksichtigt. Es soll die sichere Anwendung von Recyclingbeton im Betonbau nach Norm SIA 262:2013 ermöglichen. Gegenüber der 2010 erstmals publizierten Version des SIA-Merkblatts 2030 ergaben sich verschiedene Änderungen.

Eine erste Änderung ist die Umbenennung des Titels des Merkblatts, da das Merkblatt die Verwendung rezyklierter Gesteinskörnung nicht nur im Recyclingbeton, sondern auch im Beton allgemein regelt. Zudem wurden Recyclingbetonklassen eingeführt. Dies Aufgrund des Wunsches, Recyclingbeton mit hohen Gehalten an rezyklierter Gesteinskörnung einfach ausschreiben zu können. Daher wurden jeweils zwei Recyclingbetonklassen mit Betongranulat (C) bzw. Mischgranulat (M) eingeführt. Zudem wurde eine neue neuen Gesteinskörnungsart «Gesteinskörnung aus der Behandlung» eingeführt. Da durch die Inkraftsetzung der Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen (VVEA) im Jahre 2016 der Kreislaufwirtschaft ein noch grösseres Gewicht gegeben wird, sollten verwertbare Stoffe nicht mehr deponiert, sondern in den Produktionsprozess zurückgeführt werden. Aus diesem Grunde wurde eine neue Gesteinskörnungsart – Gesteinskörnung aus der Behandlung – eingeführt, deren Verwendung in Anhang A des Merkblattes geregelt ist.

Eine weitere Neuigkeit sind die neu eingeführten E-Modulklassen. Diese erfolgte aufgrund der grossen Bedeutung des Elastizitätsmoduls (E-Modul) von Recyclingbeton auf das Verformungsverhalten. Bei den Bemessungsgrundlagen ergaben sich Anpassungen bei der Querkraft- und Durchstanzbemessung. Zudem darf für Spannbeton und ermüdungsgefährdete Bauteile Recyclingbeton RC-M nicht und Recyclingbeton RC-C nur nach den entsprechenden Voruntersuchungen verwendet werden.

Materialdefinitionen

Die Materialien sind gemäss dem SIA-Merkblatt 2030:2021 folgendermassen definiert:

- Beton:
  Es gilt die SN EN 206:2013+A2:2021, Ziffer 3.1.1.1, sowie: Beton nach Eigenschaften darf rezyklierte Gesteinskörnung zu weniger als 25 Massenprozent Betongranulat (C) oder zu weniger als 10 Massenprozent Mischgranulat (M) enthalten, sofern die geforderten Eigenschaften erfüllt werden.

- Recyclingbeton:
  Beton nach Eigenschaften gemäss SN EN 206:2013+A2, dessen Gesteinskörnungsgemisch mindestens den definierten Anteil an rezyklierten Gesteinskörnungen C oder M enthält.

- Recyclingbeton RC-C:
  Beton nach Eigenschaften gemäss SN EN 206:2013+A2, dessen Gesteinskörnungsgemisch mindestens 25 Massenprozent Betongranulat (C) enthält, ist als RC-C zu bezeichnen. Recyclingbeton RC-C ist in die folgenden Klassen mit den deklarierten Anteilen an Betongranulat (C) eingeteilt:
  RC-C25: 25 M.-% ≤ C < 50 M.-% (in Massenprozent)
  RC-C50: 50 M.-% ≤ C ≤ 100 M.-% (in Massenprozent)
  Dem Recyclingbeton RC-C darf kein Mischgranulat (M) zugegeben werden.

- Recyclingbeton RC-M:
  Beton nach Eigenschaften gemäss SN EN 206:2013+A2, dessen Gesteinskörnungsgemisch mindestens 10 Massenprozent Mischgranulat M enthält, ist als RC-M zu bezeichnen. Recyclingbeton RC-M ist in die folgenden Klassen mit den deklarierten Anteilen an Mischgranulat (M) eingeteilt:
  RC-M10: 10 M.-% ≤ M < 40 M.-% (in Massenprozent)
  RC-M40: 40 M.-% ≤ M ≤ 100 M.-% (in Massenprozent)
  Dem Recyclingbeton RC-M darf Betongranulat (C) zugegeben und als Mischgranulat (M) angerechnet werden, wenn der Mindestanteil an Mischgranulat (M) der jeweiligen Recyclingbetonklasse mindestens 40 Massenprozent beträgt.

Materialeigenschaften von Recyclingbeton
Der Elastizitätsmodul von Recyclingbeton E_{rcm} ist (durch den Beton-Lieferanten) zu deklarieren, da dieser stark vom Gehalt und der Zusammensetzung der rezyklierten Gesteinskörnung abhängt und nicht nach SIA 262:2013, Ziffer 3.1.2.3.3 (Beiwert k_E), abgeschätzt werden kann.

Der Temperaturausdehnungskoeffizient α_T kann bei RC-C wie bei Beton mit natürlicher Gesteinskörnung und bei RC-M wie bei Leichtbeton angenommen werden.

Das Kriechverhalten von Recyclingbeton kann unter Verwendung des Elastizitätsmoduls E_{rcm} abgeschätzt werden, indem die Kriechzahl von «Normalbeton» um 25% vergrössert wird.

Das Schwindverhalten von Recyclingbeton kann abgeschätzt werden, indem der Endwert des Schwindmasses $\varepsilon_{cs,\infty}$ mit dem Verhältnis der E-Moduli von Normalbeton zu Recyclingbeton (η_r) gemäss Gleichung (69) vergrössert wird.

Bemessung mit Recyclingbeton
Die Bemessungsregeln von SIA 262:2013 können unter Berücksichtigung der im SIA-Merkblatt 2030:2021 aufgeführten Anpassungen sinngemäss angewendet werden. Recyclingbeton RC-C kann bis auf die Ausnahmen betreffend Spannbeton und Ermüdung und unter Berücksichtigung der grösseren Verformungen gemäss den Regeln der SIA 262:2013 bemessen werden.

Zur Bemessung mit Recyclingbeton RC-M sind zusätzliche Regeln zu beachten. Diese Regeln zur Bemessung von Recyclingbeton RC-M im SIA-Merkblatt 2030:2021 basieren auf experimentellen Untersuchungen an der Hochschule Luzern, durchgeführt 2013 und 2018, sowie einem zusammenfassenden Bericht z.Hd. der Normkommission SIA 262.

Die maximale Betonstauchung ist definiert als

$$\varepsilon_{c2d} = 0.003 \cdot \eta_r \geq 0.002 \tag{67}$$

$$\varepsilon_{c1d} = 0.67 \cdot \varepsilon_{c2d} \tag{68}$$

wobei η_r das Verhältnis der E-Moduli von Normalbeton zu Recyclingbeton ist.

$$\eta_r = \frac{E_{rcm}}{E_{cm}} \leq 1 \tag{69}$$

Bei der Querkraftbemessung ist der Wert k_g aus Gleichung (37) der SIA 262:2013 mit dem Faktor 1.2 zu vergrössern. Dies hat aus Auswirkungen auf die Durchstanzbemessung, wo der Wert k_g ebenfalls verwendet wird. Zudem sind bei der Durchstanzbemessung die Faktoren 2 und 3.5 in Gleichung (69) der SIA 262:2013 auf 1.5 und 2.5 zu verkleinern. Bild 37 zeigt den Einfluss der angepassten Werte auf das Bruchkriterium im Last-Rotationsdiagramm.

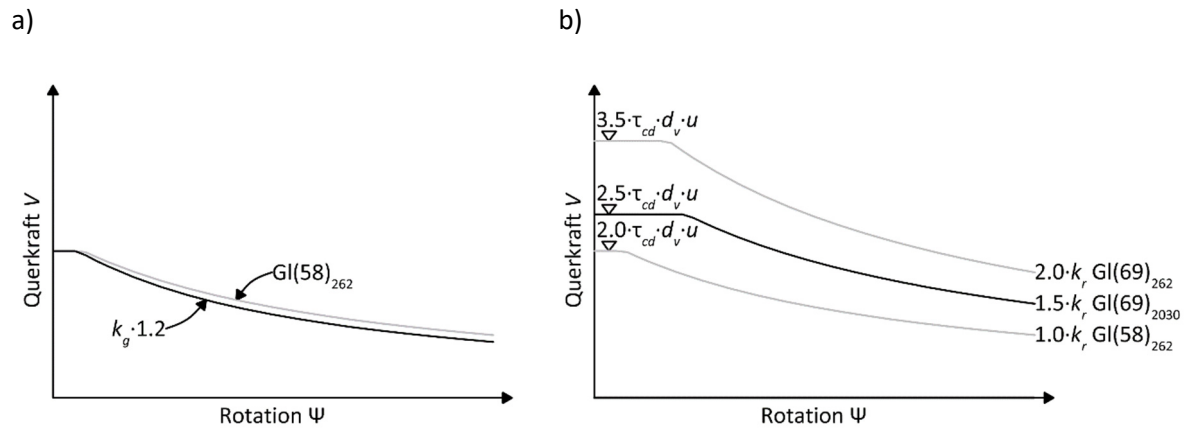


Bild 37: Einfluss der Bemessungsregeln des SIA-Merkblatt 2030:2021 auf das Bruchkriterium hinsichtlich Durchstanzen: (a) Vergrösserung von k_g und (b) Reduktion der Zahlenwerte zur Kontrolle des Bruchs der Betondruckdiagonale bei der Stützenkante.

2.11 Vorspannung

Generell hat die Vorspannung von Flachdecken neben den Vorteilen für die Biegetraglast und das Riss- und Durchbiegungsverhalten auch einen erheblichen Vorteil bezüglich des Durchstanzens von Flachdecken. In der Norm SIA 262:2013 kann die Wirkung der Vorspannung ebenfalls im Durchstanznachweis berücksichtigt werden. Allerdings muss festgehalten werden, dass bei der Berücksichtig der Vorspannung bei der Durchstanzberechnung wesentliche Punkte zu beachten sind.

Grundsätzlich stellt sich bei Vorspannung die Frage nach der Bemessungsmethode. Zum einen kann generell die Vorspannung als einwirkende Schnittkraft (Umlenkkräfte und Ankerkräfte) oder als Eigenspannungszustand in der Querschnittsanalyse betrachtet werden. Obwohl nachfolgend beide Betrachtungsweisen dargelegt werden, wird für die einfachere Verständlichkeit empfohlen, bei der Bemessung die Vorspannung als Einwirkung zu betrachten.

Eine weitere Herausforderung in der Anwendung des Durchstanznachweises stellt sich bezüglich der unterschiedlichen Wirkungsweisen der Vorspannung. Es muss zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund unterschieden werden. Während mit Verbund die Tragreserve des Spannkabels infolge des zusätzlichen Spannungsaufbaus (über Verbund) bei der Plattenverformung bis zur Spannung f_{pd} erreicht werden kann, wirken bei Vorspannung ohne Verbund näherungsweise nur die Spannungen infolge der aufgebrachten Vorspannungskraft.

Weiter ist die Kraftverteilung infolge der Ankerkräfte zu beachten. Je nach Tragwerksgeometrie kann es sein, dass die Druckkräfte in der Stahlbetonplatte infolge der Ankerkräfte nicht wie erhofft bei der betrachteten Stütze wirken. Dies kann der Fall sein, wenn gegen ein starres Widerlager gespannt wird. Allerdings kann es auch sein, dass die Druckwirkung bereits an anderen Orten abgebaut wird, wie z.B. bei parallel zur Spannrichtung verlaufenden Wänden. So muss zuerst für den Durchstanznachweis untersucht werden, ob die Druckkraft -als Membrankraft- tatsächlich bei der betrachteten Stütze wirkt. Schon allein aus diesem Grund empfiehlt sich eine Betrachtung der Vorspannung als Einwirkung. Das nachfolgende Bild zeigt den Normalkraftverlauf in der Flachdecke für zwei Situationen. Je nach Situation ergeben sich bei der Stütze unterschiedliche Normalkrafteinwirkungen. Betrachtet man die Stütze in Bildmitte, so ist zu sehen, dass im Bild 38a) die volle Normalkraft wirkt während im Bild 38b) die Normalkraft reduziert ist. Somit ist auch das Dekompressionsmoment bei der Situation gemäss Bild 38b) geringer anzusetzen als bei der Situation gemäss Bild 38a).

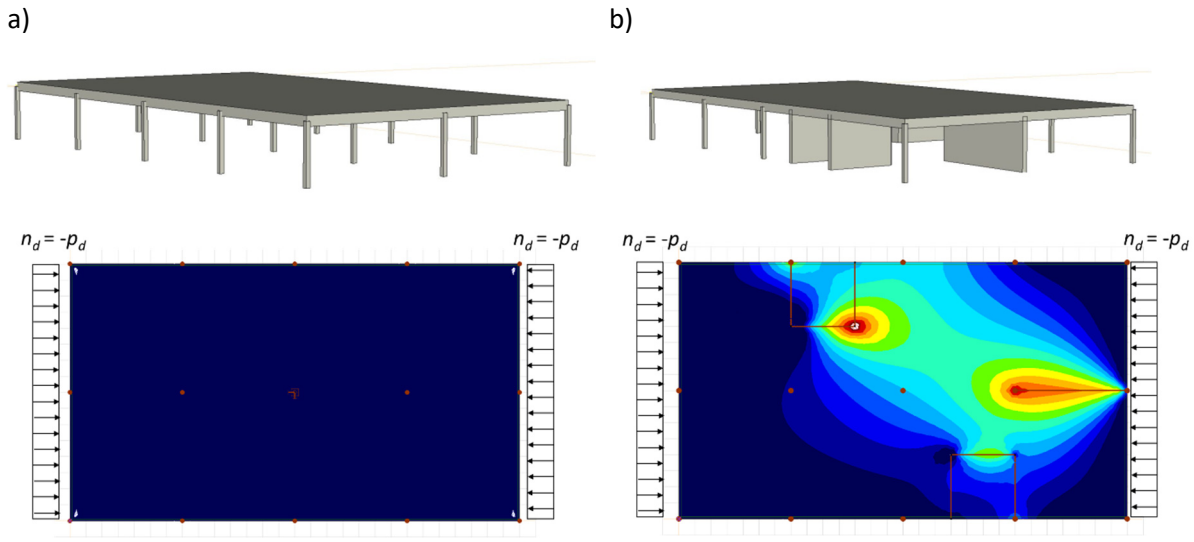


Bild 38: Normalkraftverlauf bei a) unbehinderter und b) behinderter Verformung in Längsrichtung

Die Norm SIA 262:2013 behandelt die Vorspannung für den Durchstanznachweis in Ziffer 4.3.6.2.6 und in Ziffer 4.3.6.4.3. Die erstgenannte Ziffer besagt, dass die innerhalb von Nachweisschnitt angreifende Umlenkkraft – in der Regel ist dies die belastende Komponente der Umlenkkraft – von der Einwirkung abgezogen werden kann. Dies bezieht sich auf die Betrachtung der Vorspannung als Einwirkung. Wird die Vorspannung als Eigenspannungszustand betrachtet, kann die günstige Wirkung der Vorspannung analog Ziffer 4.3.3.4.9 (Querkraft) berücksichtigt werden. Dabei wird die Querkrafteinwirkung um den vertikalen Anteil des geneigten Spanngliedes im Nachweisschnitt abgemindert.

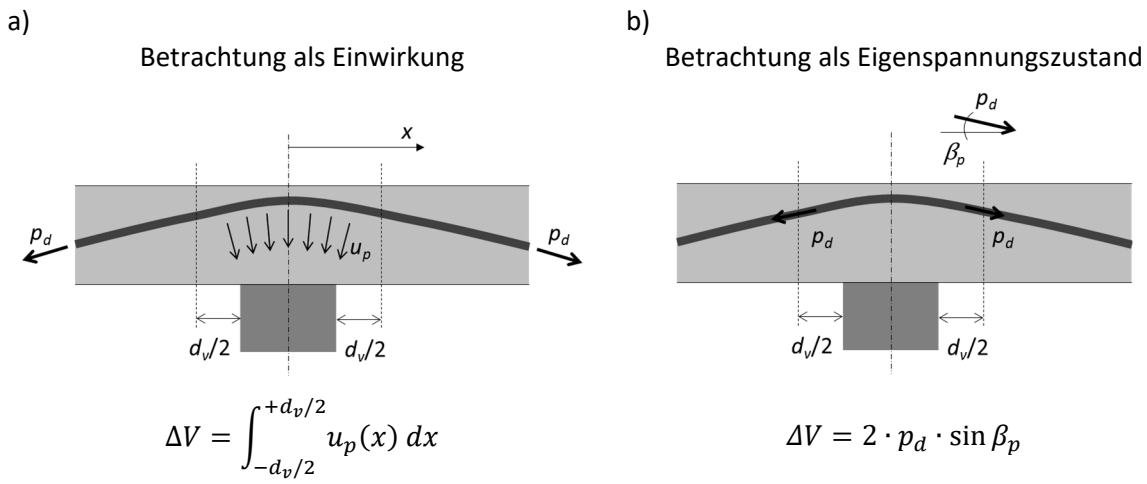


Bild 39: Abminderung der Querkrafteinwirkung bei a) Betrachtung der Vorspannung als Einwirkung und b) bei Betrachtung der Vorspannung als Eigenspannungszustand

Die Ziffer 4.3.6.4.3 besagt, dass in Gleichung (59) das Biegemoment im Stützstreifen m_{sd} mit (m_{sd} - m_{Dd}) und der Biegewiderstand m_{Rd} mit (m_{Rd} - m_{Dd}) ersetzt werden kann, wobei m_{Dd} das Dekompressionsmoment im Stützstreifen bezeichnet. Somit gilt grundsätzlich für den Ansatz auf Näherungsstufe 3:

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd} - m_{Dd}}{m_{Rd} - m_{Dd}}\right)^{3/2} \tag{70}$$

Wobei sich in Anbetracht der verschiedenen Betrachtungen und Vorspanneigenschaften die Frage stellt, wie die jeweiligen Werte bestimmt werden. Diesbezüglich sind nachfolgend für die wichtigsten Fälle die Formeln zur Bestimmung dieser Werte zusammengestellt.

Herausfordernd am Verständnis dabei ist, dass innerhalb dieser Gleichung (70) verschiedene Einflüsse der Vorspannung vorhanden sind. Zusätzlich kommt erschwerend dazu, dass je nach Betrachtungsweise diese Einflüsse an unterschiedlichen Stellen in der Gleichung auftreten. Für den Fall, dass die Vorspannung als Einwirkung betrachtet werden, ergeben sich folgende Einflüsse.

Das mittlere Biegemoment im Stützstreifen (m_{sd}) wird im Vergleich zum vorhanden Biegemoment ohne Berücksichtigung der Vorspannung in Abhängigkeit der Kabelgeometrie – infolge der Umlenkkräfte – reduziert. Dieser Effekt kann beim Durchstanznachweis allerdings nur auf Näherungsstufe 3 berücksichtigt werden.

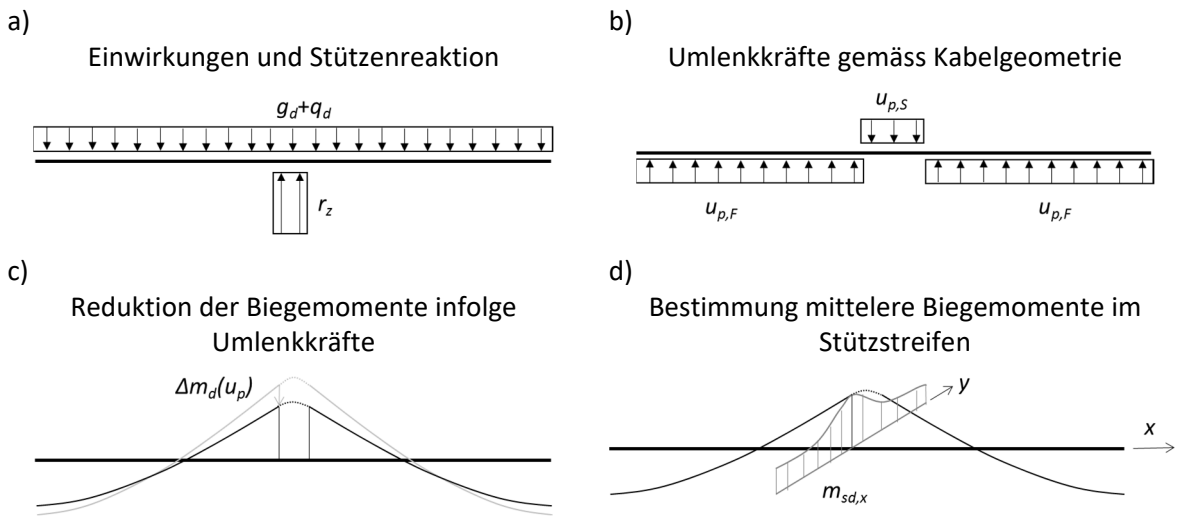


Bild 40: Berücksichtigung der Vorspannung bei der Bestimmung der mittleren Biegemomente im Stützsteifen.

Der Biegewiderstand m_{Rd} erhöht sich im Vergleich zum Biegewiderstand ohne Vorspannung. Allerdings ergibt sich diese Erhöhung nur wenn Verbund vorhanden ist oder wenn bei der betrachteten Stütze Normalkräfte infolge der Ankerkräfte wirken.

Falls Verbund vorhanden ist, kann zusätzlich noch die Differenz des Bemessungswerts des Spannstahlwiderstands und der Bemessungswert der Vorspannkraft ($a_p \cdot f_{pd} - p_d$) – die sogenannte «Spannungsreserve» – mobilisiert werden. Dies führt bei einer Exzentrizität des Spanngliedes zu einem Zuwachs des Biegewiderstandes. Falls bei der betrachteten Stütze Normalkraft infolge der Ankerkräfte wirken, erhöht sich der Biegewiderstand weiter infolge zusätzlicher Druckkraft im betrachteten Querschnitt.

Das Dekompressionsmoment berücksichtigt im Durchstanznachweis, dass infolge der Vorspannung die Rissbildung im Stahlbetonquerschnitt reduziert wird. Mit zunehmender Rotation wird der Einfluss des Dekompressionsmoments geringer, wie im Bild 41 zu sehen ist.

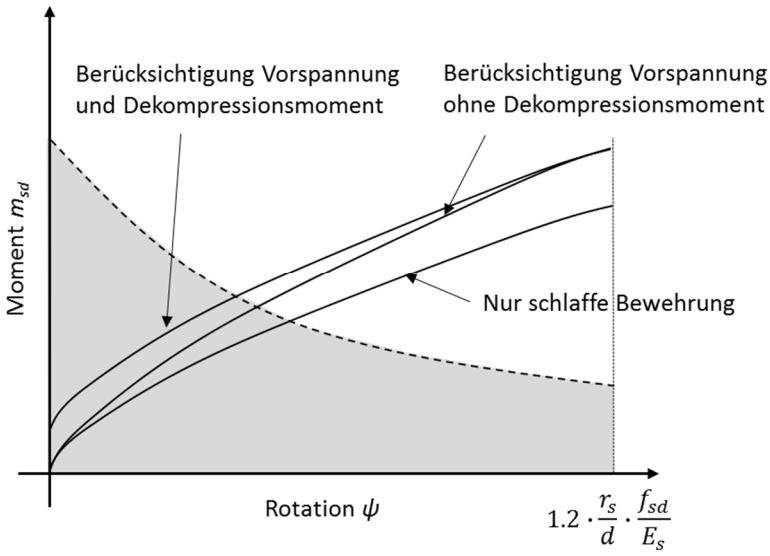


Bild 41: Einfluss der Vorspannung auf das Momenten-Rotationsdiagramm

Für den Fall, dass die Vorspannung als Eigenspannungszustand betrachtet wird, ist das mittlere Biegemoment im Stützstreifen (m_{sd}) gleich dem vorhanden Biegemoment ohne Vorspannung. Allerdings wird in diesem Fall der Biegewiderstand deutlich erhöht, da nun für dessen Berechnung der Bemessungswert des Spannstahlwiderstands ($a_p \cdot f_{pd}$) mitberücksichtigt wird. Dies ist jedoch nur bei Vorspannung mit Verbund und falls bei der betrachteten Stütze Normalkraft infolge der Ankerkräfte wirken der Fall. Ansonsten sind nur Teilaspekte zu berücksichtigen. Das Dekompressionsmoment kann in ähnlicher Weise wie bei der Betrachtung der Vorspannung als Einwirkung ermittelt werden. Jedoch ist die Exzentrizität des Vorspanngliedes zu berücksichtigen.

Nachfolgend sind für die unterschiedlichen Betrachtungsweisen die Gleichungen zur Bestimmung vom Biegewiderstand m_{Rd} und dem Dekompressionsmoment m_{Dd} zusammengestellt. Dabei gilt folgende Vorzeichenregelung:

- p_d (Zugkraft im Spannglied): positiv
- n_d (Normalkraft in Flachdecke): negativ falls Druck (Regelfall); positiv falls Zug

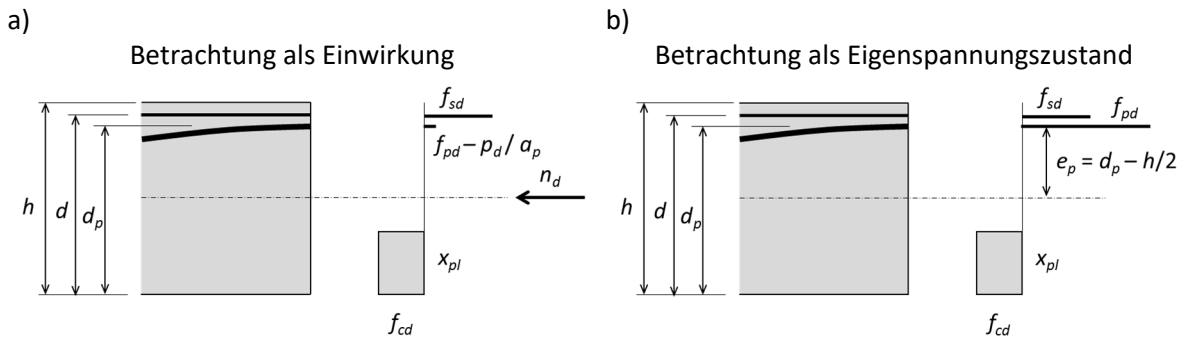


Bild 42: Kräfte und Spannungen im Querschnitt bei a) Betrachtung der Vorspannung als Einwirkung und b) bei Betrachtung der Vorspannung als Eigenspannungszustand

In den nachfolgenden Gleichungen wird der Biegewiderstand m_{Rd} um die Schwerachse des Betonquerschnittes bestimmt.

Betrachtung als Einwirkung mit Verbund und wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} + \left(a_p \cdot f_{pd} - p_d\right) - n_d\right)/f_{cd} \tag{71}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + \left(a_p \cdot f_{pd} - p_d\right) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{72}$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right) \tag{73}$$

Betrachtung als Eigenspannungszustand mit Verbund und wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} + a_p \cdot f_{pd}\right)/f_{cd} \tag{74}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + a_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{75}$$

$$m_{Dd} \approx p_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e\right) = p_d \cdot \left(d_p - \frac{d}{3}\right) \tag{76}$$

Betrachtung als Einwirkung ohne Verbund und wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} - n_d\right)/f_{cd} \tag{77}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{78}$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right) \tag{79}$$

Betrachtung als Eigenspannungszustand ohne Verbund und wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} + p_d\right)/f_{cd} \tag{80}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{81}$$

$$m_{Dd} \approx p_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e\right) = p_d \cdot \left(d_p - \frac{d}{3}\right) \tag{82}$$

Betrachtung als Einwirkung mit Verbund aber ohne wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} + \left(a_p \cdot f_{pd} - p_d\right)\right) / f_{cd} \tag{83}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + \left(a_p \cdot f_{pd} - p_d\right) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{84}$$

$$m_{Dd} = 0 \tag{85}$$

Betrachtung als Eigenspannungszustand mit Verbund aber ohne wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} + a_p \cdot f_{pd} - p_d\right) / f_{cd} \tag{86}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + a_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{87}$$

$$m_{Dd} = p_d \cdot e = p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) \tag{88}$$

Betrachtung als Einwirkung ohne Verbund und ohne wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd}\right) / f_{cd} \tag{89}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{90}$$

$$m_{Dd} = 0 \tag{91}$$

Betrachtung als Eigenspannungszustand ohne Verbund und ohne wirkende Normalkraft

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd}\right) / f_{cd} \tag{92}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \tag{93}$$

$$m_{Dd} = p_d \cdot e = p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) \tag{94}$$

Beispiel

Bei diesem Beispiel wird die Vorspannung als Einwirkung betrachtet. Die Hüllrohre werden nachträglich ausinjiziert und daher wirken die Kabel im Verbund. Aufgrund der Kabelanordnung und des Tragsystems wird angenommen, dass 40% der Vorspannkraft bei der Stütze als Normalkraft wirkt. Zudem wird im Beispiel der Nachweis für den Zeitpunkt t = ∞ durchgeführt, wobei die Spannverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation mit 15% der aufgebrachten Vorspannkraft angenommen werden. Zusätzlich werden in diesem Beispiel folgende Werte verwendet:

Beton	f_{ck}	30 N/mm²	Beiwerte	γ_c	1.5
Betonstahl	f_{sk}	500 N/mm²		γ_s	1.15
	E_s	205000 N/mm²		σ_{p0}/f_{pk}	0.7
Vorspannung	f_{pk}	1770 N/mm²		$\sigma_{p\infty} / \sigma_{p0}$	0.85
	f_{pd}	1320 N/mm²		η_t	1.0
				η_{fc}	1.0
Geometrie	h	400 mm			
	d	350 mm			
	d_p	300 mm			
Bewehrung	a_s	2010 mm²/m			
Vorspannung	a_p	628 mm²/m			
	$p_{d,\infty}$	661 kN/m	$(0.85 \cdot 0.7 \cdot f_{pk} \cdot a_p)$		

$$f_{cd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2 \tag{95}$$

$$f_{sd} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ N/mm}^2 \tag{96}$$

$$n_d = -40\% \cdot p_d = -40\% \cdot 661 = -265 \text{ kN/m} \tag{97}$$

$$x_{pl} = 0.85x = \left(a_s \cdot f_{sd} + \left(a_p \cdot f_{pd} - p_d\right) - n_d\right)/f_{cd}$$

$$x_{pl} = \left(2010 \cdot 435 + (628 \cdot 1320 - 661000) - (-265000)\right)/(20 \cdot 1000) \tag{98}$$

$$x_{pl} = 65 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + \left(a_p \cdot f_{pd} - p_d\right) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right)$$

$$m_{Rd} = 2010 \cdot 435 \cdot \left(350 - \frac{400}{2}\right) + (628 \cdot 1320 - 661000) \cdot \left(300 - \frac{400}{2}\right) \tag{99}$$

$$+65 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot \left(\frac{400}{2} - \frac{65}{2}\right) = 366\ kNm/m$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right) \tag{100}$$

$$m_{Dd} \approx -(-265000) \cdot \left(\frac{400}{2} - \frac{350}{3}\right) = 22\ kNm/m$$

Dies kann in ähnlicher Weise für die andere Bewehrungsrichtung erfolgen.

Da die Vorspannung als Einwirkung betrachtet wurde, sind bei der Bestimmung der mittleren Biegemomente im Stützstreifen m_{sd} die Umlenkkräfte zu berücksichtigen. D.h., für die Bestimmung der Biegemomenten in der FE-Software sind die Umlenkkräfte als Einwirkung einzugeben.

2.12 Aussparungen

Gemäss SIA 262, Ziffer 4.3.6.2.3 müssen Aussparungen berücksichtigt werden, wenn sie näher als 5 d_v vom Nachweisschnitt entfernt sind. Grundsätzlich wäre dies zu verstehen, dass dies jeweils vom äusserten Nachweisschnitt aus betrachtet werden muss, falls Durchstanzbewehrung vorhanden ist. Bei einer genaueren Betrachtung macht dies wenig Sinn. Wenn man bedenkt, dass die Schlankheit von Flachdecken in einem Bereich von

$$\frac{d}{L} \approx \frac{1}{30} \tag{101}$$

liegt.

Unter Berücksichtigung von

$$r_s \approx 0.22L \tag{102}$$

ergibt sich für den radialen Abstand zwischen Stützenzentrum und Momentennullpunkt

$$r_s \approx 6.6d \tag{103}$$

Daher befindet sich Aussparungen mit einem Abstand von 5.5d_v von der Stützenkante entfernt in der Regel bereits im Bereich des Momentennullpunkts. Die Aussparung hat in diesem Fall selbstverständlich immer noch einen Einfluss auf den Querkraftverlauf. Allerdings findet an dieser Stelle kein Durchstanzen mehr statt.

Beim Einbau von Stahlpilze könnte man Argumentieren, dass der Momentennullpunkt von der Stütze weg verschoben wird. Dies kann bei steifen Stahlpilzen der Fall ein. Doch würden in so einem Fall vor allem das tangential verlaufende Biegemoment stark reduziert, so dass deutlich geringere Plattenrotationen zu erwarten sind. Somit ist auch in diesen Fällen die Begrenzung von 5.5d_v von der Stützenkante zu empfehlen.

Des Weiteren muss erwähnt werden, dass gemäss Norm in den Bereichen von 5d_v vom Nachweisschnitt nur radial verlaufende Leitungen zulässig sind. Falls man nun bei Platten mit Durchstanzbewehrung diesen Abstand von äusserstem Umfang ansetzen würde, werden Leitungsanordnungen praktisch verunmöglicht, selbst in Bereichen, die nicht mehr zum durchstanzgefährdeten Bereich gehören. Allerdings gilt zu erwähnen, dass die Querkrafttragfähigkeit an jeder Stelle in der Platte in jedem Fall gewährleistet sein muss. Unter Umständen ist eine zusätzliche Bewehrung um die Leitungen herum anzuordnen (z.B. DURA Box).

Die Berücksichtigung von Aussparungen in der Bemessung erfolgt durch eine Unterbrechung des Nachweisschnittes. Die Unterbrechung ist durch zwei Strahlen, die vom Auflagerzentrum aus zu den Extremitäten der Aussparung verläuft, definiert (Bild 43). Ebenfalls ist die Durchstanzbewehrung innerhalb des durch die Strahlen definierten Bereichs bei der Bemessung nicht zu berücksichtigen. Falls mit einem Durchstanzbewehrungsgehalt gerechnet wird, kann der Abzug im Verhältnis der Gesamtlänge des Nachweisschnitts bei der Auflagerkante zur durch die Aussparung reduzierten Länge des Nachweisschnitts berechnet werden.

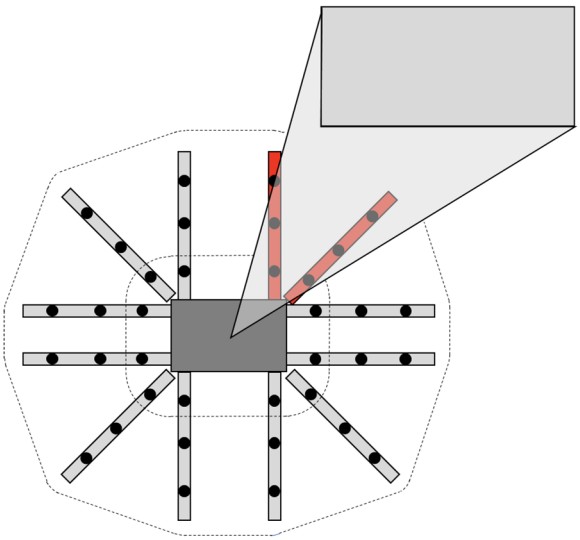


Bild 43: Berücksichtigungen von Aussparungen

Die Aussparungen können auch Einfluss auf die Anordnung der Durchstanzbewehrung haben. Dies wird im Kapitel 2.7 Konstruktive Durchbildung diskutiert.

2.13 Deckenabsätze

Deckenabsätze in durchstanzgefährdeten Bereichen stellen eine komplexe Situation dar, denn sie haben Einfluss auf wesentliche Parameter der Durchstanzbemessung. Neben den offensichtlich unterschiedlichen schubwirksamen Höhen entlang der Nachweisschnitte verändert sich ebenfalls der Querkraftverlauf und die Biegesteifigkeit der Platte. Erschwerend kommt hinzu, dass je nach Lage und Geometrie des Deckenabsatzes der Einfluss ganz unterschiedliche sein kann. Dies kann von praktisch keinen Einfluss bis hin zur Veränderung zu einem Balkentragsystems gehen. Während im ersten Fall eine übliche Durchstanzbemessung geführt werden kann, sind im letzteren Fall Querkraftnachweise zu führen. Ebenfalls gibt es immer mehr eine Tendenz, dass Stützen nicht direkt unter den Deckenabsätzen platziert werden, was aus statischer Sicht offensichtlich nicht ideal ist und die Komplexität der Durchstanzbemessung weiter erhöht. Bild 44 zeigt einigen Beispiele von verschiedenen Deckenabsätzen.

Bild 44: Beispiele von verschiedenen Deckenabsätzen

Durch die Vielzahl an möglichen Varianten, ist es unmöglich ein Standardvorgehen zu definieren. Allerdings gibt es grundsätzliche Aspekte zu beachten, die das Vorgehen definieren. Als erstes ist sicherlich zu unterscheiden, ob es sich immer noch um eine Durchstanzsituation handelt oder es infolge des Deckenabsatzes eine Balkentragwirkung entsteht. Falls es immer noch als Durchstanzsituation betrachtet wird, kann unter Umständen ein pragmatischer Ansatz sein, dass die Berechnung konstant mit der dünnsten Deckenstärke geführt wird. Dies ist auf der sicheren Seite liegend. In jedem Fall ist es in diesen Situationen sinnvoll die Berechnung nach Näherungsstufe 3 durchzuführen und der k_e-Wert anhand der Deckeneinspannmomente zu bestimmen. Es gilt aber zu beachten, dass der Deckenabsatz auch in der FE-Berechnung modelliert wird.

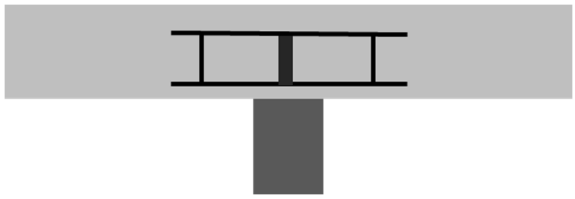
Führt eine vereinfachte Bertachtung zu keiner Lösung können die unterschiedliche Querkraftverteilung, die unterschiedlichen schubwirksamen Höhen und die unterschiedlichen Biegewiderstände bzw. Biegesteifigkeiten berücksichtigt werden. In solch Spezialsituationen ist es jedoch immer sinnvoll im Zweifelsfall Durchstanzbewehrung einzusetzen, da dadurch das Verformungsvermögen der Platten erheblich gesteigert wird und so das Tragsystem zusätzliche Robustheit erhält.

2.14 Brandschutz

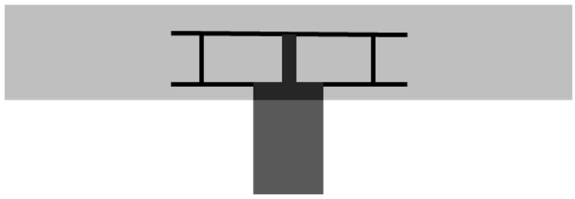
Für die Durchstanzbewehrung gilt, wie für die Stahlbetonplatte, die Tabelle 16 der SIA 262:2013 unter Berücksichtigung von SIA 262-C1:2017. D.h. die Durchstanzbewehrung muss die angegebenen Überdeckungen einhalten. Dabei gilt zu beachten, dass diese Überdeckung auch in der Ausführung eingehalten werden.

Bei Stahlpilzen ist entscheidend wie das genaue Anschlussdetail bei der Stütze aussieht. So werden bei vorfabrizierten Stahlbetonstützen oder Stahl/Beton-Verbundstützen oftmals Kopfplatten verwendet, die direkt mit dem Stahlpilz verbunden werden. Dies hat, neben der Überdeckung, einen Einfluss auf den Brandwiderstand des Stahlpilzes. Hersteller von Stahlpilzen haben in der Regel eine VKF Brandschutzanerkennung, so dass sie die entsprechenden Angaben über die Brandwiderstandsdauer in den entsprechenden Situationen machen können.

a)



b)



c)

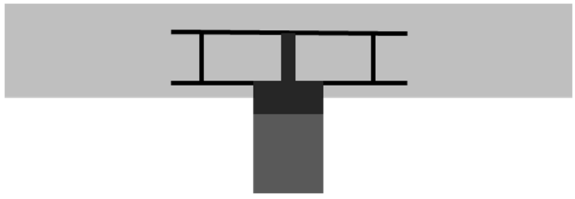


Bild 45: Beispiele von Anschlussdetails eines Stahlpilzes an eine Stütze: a) Stütze ohne Kopfplatte aus Stahl, b) Stütze mit Kopfplatte aus Stahl vollständig in der Decke eingesenkt und c) Stütze mit Kopfplatte aus Stahl teilweise in der Decke eingesenkt.

3 Berechnung nach Gutachten

Gemäss SIA 262, 4.3.6.5.8 darf der Faktor 2 in Gleichung (69) erhöht werden, wenn eine besonderes wirksame Durchstanzbewehrung angeordnet wird, dessen erhöhte Wirksamkeit experimentell nachgewiesen wurde. Dieser Faktor 2 wird deshalb oft auch als Systembeiwert bzw. k_{sys} bezeichnet. Wie der Name bereits andeutet, ist der Systembeiwert unter anderem vom Durchstanzsystem abhängig. Allerdings ist zu beachten, dass dieser Wert kein physikalischer Parameter ist, sondern für jedes System experimentell bestimmt werden muss. D. h., der k_{sys} ist nicht ausschliesslich vom Durchstanzsystem, sondern auch von verschiedenen anderen Parametern, wie z.B. von der Anordnung der Durchstanzbewehrung, der Platten- und Stützengeometrie und dem Biegebewehrungsgehalt abhängig. Es ist deshalb darauf zu achten, wie der k_{sys}-Wert für das jeweilige System bestimmt wurde – insbesondere in Anbetracht dessen, dass er teilweise als Marketinginstrument missbraucht wird. Um die Qualität eines Gutachtens bzw. die Bestimmung des k_{sys}-Werts zu beurteilen, können folgende Anhaltspunkte betrachtet werden:

- Um die Qualität des Gutachtens beurteilen zu können, muss es für den/der Ingenieur:in einsehbar und nachvollziehbar sein.
- Das Gutachten bzw. die Bestimmung des k_{sys}-Wertes sollte wie die Bemessung auf dem neusten Stand der Technik sein. Demzufolge muss sich das Gutachten auf die aktuell gültige Bemessungsnorm beziehen.
- Eine experimentelle Bestimmung eines Parameters bedingt eine gewisse Anzahl an Versuchen mit der Variation aller entscheidenden Faktoren.
- Die Anordnung der Durchstanzbewehrung hat einen wesentlichen Einfluss auf den Systembeiwert. Deshalb ergeben sich bei gewissen Durchstanzsystemen zusätzliche Verlegebedingungen, die zum Teil in der Praxis nur sehr schwierig einzuhalten sind. Obwohl sich bei einigen Gutachten die Verlegetoleranzen bei nur wenigen cm bewegen, müssen sie zwingend eingehalten werden, da der k_{sys}-Wert mit exakt diesen Abständen bestimmt wurde. Werden diese Abstände nicht eingehalten, muss teilweise mit einem geringeren k_{sys} bzw. einem geringeren Sicherheitsniveau gerechnet werden. Schliesslich kann ein Gutachten bzw. der darin enthaltene k_{sys}-Wert nur seriös angewendet werden, wenn die Anordnung in der Praxis der Anordnung in den Versuchen entspricht.
- Verschiedene Gutachten haben spezielle Klauseln. Je nachdem wird die Verantwortung vollumfänglich dem/der Anwender:in des Gutachtens zugeschoben, sprich: die Verantwortung liegt beim/bei der projektierenden Bauingenieur:in. Es ist daher darauf zu achten, ob das Gutachten nur für Laborversuche oder aber auch für reale Fälle angewendet werden darf.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass bei einer Bemessung nach Gutachten, wie z.B. mit einem erhöhten k_{sys}-Wert, ebenfalls alle relevanten Randbedingungen berücksichtigt werden müssen. Die Umsetzung der Bemessungsgrundlagen, d. h., die Randbedingungen, sind sowohl bei der Projektierung als auch auf der Baustelle, z.B. mit entsprechenden Kontrollen der Verlegebedingungen, sicherzustellen.

4 Berechnung nach TWK

Bei der Berechnung von Schutzbauten sind die Technische Weisungen für die Konstruktion und Bemessung von Schutzbauten (TWK) massgebend. Neben den Definitionen der Einwirkungen sind darin auch Vorgaben zur Berechnung der Tragwiderstandes und zur konstruktiven Durchbildung enthalten, wobei in vielen Fällen auf die Bemessungsmethoden der SIA 262 verwiesen wird. Betreffend Durchstanzen wird daher ebenfalls das Bemessungsmodell der SIA 262 verwendet. Allerdings dürfen bei der Bemessung erhöhte Materialkennwerte verwendet werden.

Betonklasse	C25/30	C30/37
Druckfestigkeit f_{cd}	38 N/mm^2	44 N/mm^2
Schubspannungsgrenze τ_{cd}	1.6 N/mm^2	1.7 N/mm^2
Verbundspannung f_{bd}	3.6 N/mm^2	4.0 N/mm^2
Elastizitätsmodul E_c	35000 N/mm^2	35000 N/mm^2

Betonstahl	B500B / B500C
Fliessgrenze f_{sd}	600 N/mm^2
Elastizitätsmodul E_s	205000 N/mm^2

Baustahl	S235, S275, S355. S460
Streckgrenze f_{yd}	$f_{yd} = 1.3\ f_y$

Sofern keine experimentelle Untersuchungen für die im TWK zu Grunde liegenden Beanspruchungen (Luftstoss, Erdstoss, etc.) erfolgten, sind selbstverständlich bei der Bemessung nach TWK, insbesondere für den k_{sys} Wert gemäss Gleichung (11), die normativen Werte zu verwenden.

5 Durchstanzsysteme

In der Schweiz sind verschiedene Durchstanzsysteme auf dem Markt, die ihre Stärken und Schwächen haben.

5.1 Bügelkörbe

Bügelkörbe, wie die Aschwanden DURA Körbe, bestehen aus Einzelbügel, die zu einem Bewehrungskorb zusammengeschweisst wird. Der Vorteil dabei ist, dass viele Bügel mit dünnen Durchmessern vorhanden sind. Somit sind sie in der Baustellenanwendung robust, da sie beim Verlegen einen grossen Toleranzbereich -in der Regel eine Teilung- aufweisen, sofern dies auch in der Bemessung berücksichtigt wurde. Zudem bilden die Körbe mit der Biegebewehrung ein stabiles System, wo auch gleich die richtige statische Höhe sichergestellt wird.

5.2 Doppelkopfanker

Im Vergleich zu Bügel haben die Doppelkopfanker, wie die Halfen HDB, den Vorteil, dass sie dank des Ankerkopfes eine bessere Verankerung aufweisen. Dies führt dazu, dass damit auch höhere Durchstanzwiderstände erreicht werden können. Es gilt aber anzumerken, dass die bessere Verankerung nur teilweise für den höheren Tragwiderstand verantwortlich ist. Wichtig in diesem Zusammenhang ist ebenfalls die Lage der Doppelkopfanker. Insbesondere die Lage der an der Stütze nächstgelegen Anker ist für die Maximaltragfähigkeit entscheidend. Daher muss auch auf eine korrekte Anordnung geachtet werden und führt dazu, dass der Einbau und insbesondere die Baukontrolle aufwändiger als bei Bügelkörben ist. Um den richtigen Einbau sicherzustellen werden die Ankerleisten am besten vor dem Einbau der Biegebewehrung auf der Schalung fixiert.

5.3 S-Elemente

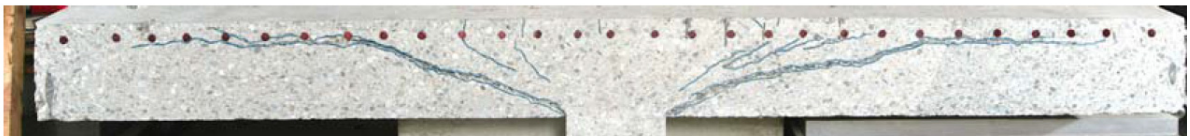
Aufgebogene Bewehrungsstäbe sind bereits seit Jahrzehnten im Einsatz. Das Aschwanden DURA-S Element ist eine patentierte Weiterentwicklung dessen. Der Vorteil gegenüber ursprünglichen aufgebogenen Stäben ist die bessere Verankerung durch die Verankerungsplatte sowie der zusätzliche Druckstab. Oftmals ist es schwierig mindestens 50% der Bemessungslast V_d nur alleine mit den S-Elementen abzudecken. Allerdings haben Versuche gezeigt, dass die Kombination von S-Elementen mit DURA Körben eine sehr leistungsstarke Lösung hinsichtlich Durchstanzwiderstand und Verformungsvermögen ergibt. Damit lässt sich einfach 50% der Bemessungslast V_d erreichen. Zudem verbessert die Kombination auch die Lasteinleitung an der Stützenkante, so dass im Vergleich zu einer reinen Korb- oder S-Elementlösung ein erhöhter k_{sys} Wert angesetzt werden kann.

5.4 Stahlpilze

Bei sehr hohen Lasten und insbesondere in Kombination mit schlanken Stützen ermöglichen Stahlpilze eine sichere Krafteinleitung. Im Gegensatz zu Durchstanzbewehrungen entlasten die Stahlpilze den Lasteinleitungsbereich an der Stützenkante. Somit kann ein Durchstanzversagen oder ein Versagen der Betondruckdiagonale an der Stützenkante verhindert werden. Diese Versagensart verschiebt sich zum Randprofil des Stahlpilzes. Daher sind Stahlpilze insbesondere in Kombination mit zusätzlicher Durchstanzbewehrung eine äusserst leistungsstarke Durchstanzverstärkung. In diesen Fällen wird der Tragwiderstand meistens durch die geometrischen Randbedingungen, wie z.B. die maximal mögliche Pilzhöhe, limitiert.

Da die Stahlpilze ziemlich steif ausgebildet werden, besteht immer wieder die Befürchtung, dass die Verformungsfähigkeit der Platte negativ beeinträchtigt wird. Diese Befürchtung ist allerdings bei DURA und HSP Stahlpilzen unbegründet. Es ist zwar so, dass der Stahlpilz die Stahlbetonplatte versteift. Allerdings ist diese Versteifung üblicherweise ziemlich gering, so dass die Lastverformungskurve nur geringfügig beeinflusst wird. Da aber auch der Durchstanzwiderstand erheblich gesteigert wird und somit das Bruchkriterium verschoben wird, erhöht sich das Verformungsverhalten immer im Vergleich zu Platten ohne Durchstanzbewehrung. Bei Stahlpilzen in Kombination mit Durchstanzbewehrung können somit sehr grosse Verformungen erreicht werden.

a)



b)

c)

Bild 46: Schnittbilder von Platten nach dem Durchstanzversuch von a) einer Platte ohne Durchstanzbewehrung [Guandalini], b) von einer Platte mit Durchstanzbewehrung und c) mit einem Stahlpilz und Durchstanzbewehrung.

Die Stahlpilze sind ein bewährtes Mittel zur Durchtanzverstärkung. Jedoch gibt es bei der Anwendung von Stahlpilzen einen Punkt, der besondere Beachtung geschenkt werden muss. Falls der Pilz zwischen zwei Stützen eingebaut wird, muss sichergestellt werden, dass der Stahlpilz nicht vertikal belastet wird. D.h., der Stahlpilz darf nicht ohne weiteres als Lastdurchleitung der oberen und unteren Stützen dienen. Ebenso sollte der Stahlpilz nicht mit der Lasteinleitung direkt verbunden sein, z.B. an einen Stahlkern angeschweisst, da durch die Deformation der Lastdurchleitung ebenfalls zusätzliche Spannung in den Stahlpilz übertragen wird. Ansonsten muss dies bei der Berechnung mitberücksichtigt werden. Die Problematik kann anhand den Vergleichsspannungen von von Mises erklärt werden. Grundsätzlich erhalten die kreuzweise angeordneten Stahlstege der Stahlpilze Schubspannungen und Normalspannungen infolge des Biegemoments in den Stegen. Kommen nun zusätzliche Einwirkungen, wie z.B. zusätzliche Spannungen in vertikaler Richtung (z-Richtung) σ_z, erhöht sich die Vergleichsspannung und der Stahlpilz erreicht früher seinen Tragwiderstand.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_x\sigma_z - \sigma_y\sigma_z + 3\left(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2\right)} \leq f_y \qquad (104)$$

Falls man auf eine spezielle Bemessung des Stahlpilzes verzichten möchte, sollte eine vom, Stahlpilz unabhängige Lastdurchleitung angeordnet werden, die die gesamte durchzuleitende Kraft aufnimmt.

6 Erhaltung von Flachdecken

Grundsätzlich gibt es bei der Erhaltung von Flachdecken gegenüber dem Neubau zwei Aspekte zu beachten. Einerseits ist man gezwungen mit den bestehenden Randbedingungen zu arbeiten, wie z.B. Geometrien, Bewehrung, Materialqualitäten und anderseits ist die Last-Historie, in Bezug zum Durchstanzen die bereits vorhanden Verformung bzw. Rissbildung, zu beachten.

6.1 Zustandserfassung

Der Entscheid für eine Überprüfung zur Erhaltung von Tragwerken kann verschiedene Gründe haben:

- Änderung der Nutzung, neue Nutzungszustände und Gefährdungsbilder
- Ersatz oder Änderung bestehender haustechnischer Anlagen mit verbundenen Eingriffen
- Verlängerung der ursprünglich geplanten Nutzungsdauer
- Instandsetzung nach Schädigungen infolge Langzeiteinflüssen aus Umwelt und Nutzung oder als Folge von aussergewöhnlichen Einwirkungen wie Anprall, Brand, Explosion oder Erdbeben
- Zweifel hinsichtlich der aktuellen Zuverlässigkeit der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Robustheit
- Behördliche Auflagen und neue Erkenntnisse aus der technischen Entwicklung (z.B. neue Normen).

Aktualisierung von Baustoffkennwerten - Vorgehen

Die Aktualisierung der Baustoffeigenschaften erfolgt in der Regel iterativ. Falls sich mit vorsichtig geschätzten oder aus Bauwerksakten ermittelten Baustoffeigenschaften ein ungenügender Tragwiderstand oder ein nicht duktiles Tragverhalten ergibt, ist eine Entnahme und Prüfung von Proben aus dem Bauwerk erforderlich. Angaben zur Schätzung der Baustoffkennwerte liefern die Tabelle 7 (Betondruckfestigkeit und Schubspannungsgrenze), Tabelle 8 (Betonstahl) und Tabelle 9 (Spannstahl) im Anhang A der SIA 269/2:2011. Auch falls die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung (z.B. Schweissstellen in Abbiegungsbereichen, zu kurze Verankerungslängen) der SIA 262:2013 nicht eingehalten sind, sind die Baustoffeigenschaften am Bauwerk zu prüfen. Dies zeigt, dass der erforderliche Umfang zur Bestimmung der Baustoffeigenschaften auch von den Ergebnissen der Tragwerksanalyse abhängig ist.

Aktualisierung von Baustoffkennwerten - Betoneigenschaften

Die Druckfestigkeit von Beton lässt sich direkt an Bohrkernen bestimmen. Dieses Verfahren ist am aussagekräftigsten und, da pro Bauwerksteil (z.B. Stütze, Unterzug, Deckenfeld, Wandscheibe) im Minimum nur drei Bohrkerne benötigt werden, vergleichsweise zerstörungsarm. Als Referenzverfahren werden Bohrkerne mit einem Nenndurchmesser und einer Länge von 100 mm gemäss SN EN 12504-1:2009 geprüft und nach SN EN 13791:2019 bewertet. Angaben zur Umrechnung der Festigkeitswerte von Probekörpern unterschiedlicher Geometrie sind in der SIA Dokumentation D0240 (Abschnitt «Aktualisierung von Baustoffkennwerten») zu finden.

Die indirekten Prüfungen bieten Alternativen zu Bohrkernprüfungen für die Bewertung der Betondruckfestigkeit in einem Bauwerk. Sie können aber auch als Ergänzung zu Daten dienen, die aus einer begrenzten Anzahl an Bohrkernen ermittelt wurden. Die indirekten Verfahren sind ihrem Wesen nach eingeschränkt zerstörend oder zerstörungsfrei. Bei der Prüfung nach einem indirekten

Verfahren wird nicht die Druckfestigkeit, sondern eine andere physikalische Messgrösse (z.B. Rückprallenergie, Impulsgeschwindigkeit im Festkörper) ermittelt. Daher ist es notwendig, eine Beziehung zwischen den Ergebnissen der indirekten Prüfungen und der Druckfestigkeit von Bohrkernen herzustellen. Wenn ausschliesslich indirekt geprüft wird, kann das Ergebnis nur für eine Schätzung der Betondruckfestigkeit herangezogen werden.

Aktualisierung von Baustoffkennwerten - Stahleigenschaften
Seit Beginn des Stahlbetonbaus Ende des 19. Jahrhunderts (Wayss 1887) sind viele verschiedene Stahlsorten aus unterschiedlichen Herstellungsprozessen und mit teilweise phantasievollen Bauformen eingesetzt worden (Russwurm 1993). Bis 1925 standen ausschliesslich glatte, gewalzte Rund- und Flacheisen als Bewehrungsstähle zur Verfügung. Die Ausnutzung der Druckfestigkeit biegebeanspruchter Bauteile erforderte höhere Stahlgüten sowie profilierte Oberflächen zur Verankerung und zum Verbund. Es wurde versucht, Stähle unterschiedlicher Festigkeit durch unterschiedliche Oberflächen oder durch Kennzeichnung vor Verwechslung zu schützen. Diese Tatsache ermöglicht es in vielen Fällen auch in bestehenden Bauteilen Stähle aufgrund ihrer Oberfläche einer Betonstahlgruppe zuzuordnen – insbesondere, wenn das Herstellungsjahr des Bauteils bekannt ist. Eine Hilfe bieten die Register der normkonformen Betonstähle, welche ab den späten 1970-er Jahren durch die Empa geführt und vom SIA publiziert wurden.

Das ASTRA Forschungsprojekt AGB 2008/007 bezweckte, die vorhandenen Informationen bestehender Prüfberichte, Herstellerangaben und normativen Bestimmungen alter Bewehrungen systematisch zu erfassen. Mit verschiedenen Merkmalen zu mechanischen Eigenschaften sowie weiteren Merkmalen zur Identifikation (inkl. Bilder der Stahloberfläche bzw. Rippenbild) wurde die Datenbank derart aufgebaut, dass durch eine Eingrenzung der Merkmale Stichproben zusammengefasst und statistisch analysiert werden können. Die Sicherheit bei der Festlegung der Rechenwerte kann durch die Vergleichsmöglichkeit einer kleinen Prüfserie mit statistischen Angaben aus der Datenbank erhöht werden. Die Datenbank ist über das Internet zugänglich: www.steeldata.ch. Angaben zur minimal erforderlichen Probenlänge ausgebauter Stäbe sowie zur Ermittlung charakteristischer Werte sind in der SIA Dokumentation D0240 (Abschnitt «Aktualisierung von Baustoffkennwerten») zu finden.

Proben von Betonstahl sind gemäss SN EN ISO 15630-1:2019 und Proben von geschweissten Matten gemäss SN EN ISO 15630-2:2019 zu prüfen. Die erforderlichen Probenlängen sind in den Prüfvorschriften festgehalten. Beim Ausbau von Probestäben zur Prüfung der mechanischen Eigenschaften des Betonstahls mittels Zugversuches steht die Schädigung des Bauteils dem repräsentativen Probenvolumen bzw. der erforderlichen Probenlänge gegenüber.

Aktualisierung von Baustoffkennwerten - Spannstahleigenschaften
In früheren Bemessungsnormen des SIA z.B. SIA 162:1989 wurde die Fliessgrenze als 0.2%-Dehngrenzenspannung definiert. Die Swisscodes d.h. die aktuellen Projektierungsnormen des SIA haben die europäische Regelung d.h. die Definition der Fliessgrenze als 0.1%-Dehngrenzenspannung übernommen. Falls das idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramm der SIA 262 für die Tragwerksanalyse verwendet wird, ist der Definitionsänderung Rechnung zu tragen. Die Spannungsdifferenz infolge der unterschiedlichen Normierung macht ca. 70 N/mm^2 bis 90 N/mm^2 aus. Die heutigen Spannstähle zeigen einen viel direkteren Übergang von der elastischen in die verfestigende Phase.

Proben von Spannstahl sind gemäss SN EN ISO 15630-3:2019 zu prüfen. Die erforderlichen Probenlängen sind in den Prüfvorschriften festgehalten. Der Einspannbereich ist i.d.R. aufwändiger konstruiert und dementsprechend ist die Klemmlänge etwas länger. Es gelten ähnliche Überlegungen zur minimal erforderlichen Probenlänge wie für den Betonstahl, siehe auch die Hinweise in der SIA Dokumentation D0240 (Abschnitt «Aktualisierung von Baustoffkennwerten»).

Aktualisierung der Biegebewehrung
Die anrechenbare Biegebewehrung im repräsentativen Stützstreifen ist mitentscheidend für die Tragsicherheit. Ohne Schalungs- und Bewehrungspläne wird die Überprüfung erschwert. Ergibt eine erste Beurteilung zu geringe Erfüllungsgrade, so ist die vorhandene Biegebewehrung zwingend zu aktualisieren – insbesondere auch bei vermuteter Korrosion.

Gemäss der heutigen Erfahrung kann mit den Messgeräten auf magnetischer Basis die genaue Lage der Bewehrungsstäbe, oft aber nicht deren Tiefe und Durchmesser zuverlässig und ausreichend genau bestimmt werden (Kenel & Jacobs 2008). In gewissen Fällen kann diese Methode brauchbare Ergebnisse liefern, und es sind nur punktuelle Sondierungen zur Kalibrierung notwendig.

Die Anordnung der Bewehrung kann zuverlässig mit dem Ferroscan oder dem Profometer ermittelt werden. Für die Bestimmung der Durchmesser sind meist Sondagen erforderlich. Die Sondagefenster werden zweckmässig im Bereich der Verankerung der Biegebewehrung angeordnet, um gleichzeitig die konstruktiven Anforderungen an die Verankerungslänge zu überprüfen.

Abweichungen der statischen Höhe beeinflussen den Erfüllungsgrad massgebend. Eine Reduktion um 10 mm (und damit noch im Toleranzbereich der SIA 262:2013, Anhang A) reduziert den Erfüllungsgrad signifikant – insbesondere bei dünnen Platten.

Verringerte statische Nutzhöhen können sich aus dem ungenauen Verlegen der Bewehrung ergeben oder weil sich die obere Biegebewehrung beim Betonieren gesetzt hat. Sie können aber auch das Resultat einer zu hohen Lage der Auflagerfläche sein, wie im Fall von Gretzenbach nach dem Einsturz vermutet wurde (siehe SIA D0226 - Tragsicherheit von Einstellhallen).

Berücksichtigung von Zwängungen
Die Tragsicherheit einer Flachdecke ohne Durchstanzbewehrung hängt wegen ihres im Allgemeinen ziemlich spröden Verhaltens auch von zu erwartenden Zwängungen ab. Differenzielle Setzungen der Fundationen, die sich anhand von Verformungen und von Rissen in der Bodenplatte zeigen sowie Horizontalversätze, die sich oft bei Dilatationsfugen erkennen lassen, sollten aufgenommen und bei der Überprüfung berücksichtigt werden.

Hinweise zur Detektion kritischer Fälle
Der in der SIA Dokumentation D0226 aufgeführte Vergleich der verschiedenen Normen ermöglicht es, schon vor dem Beginn eines Nachweises die gemäss heutigen Normen wahrscheinlich kritischen Fälle zu erkennen:

- Platten mit einem mittleren Bewehrungsgehalt ($0.5\% < \rho < 1.2\%$), für die sich gemäss früheren Normen deutlich höhere Durchstanzwiderstände ergaben
- Durchstanzen von Stützen grosser Abmessungen ($a/d > 2$)
- dicke Platten ($d > 0.30$ m)

- schlanke Platten, die nach den Normen von 1956 oder 1989 bemessen wurden, oder dicke Platten, die nach der Norm von 1968 bemessen wurden.

Zudem können weitere Fälle besonders kritisch sein, wenn bedeutende Einflüsse mit ungünstiger Wirkung bei der Bemessung vernachlässigt wurden. Zu erwähnen sind hier:

- Der Einspanneffekt, der sich besonders bei ungleichmässigen Spannweiten auswirkt. Bei Einstellhallen ist die mittlere Spannweite oft tatsächlich viel länger als die Randfelder, woraus sich ein überaus erheblicher Einspanneffekt ergibt. Dieser Effekt wurde früher leider oft übersehen.
- Die effektive statische Höhe muss im Fall von Arbeitsfugen, Stützenkopfverstärkungen oder Stahlpilzen, die bezüglich der Plattenunterseite zu hoch angeordnet wurden, reduziert werden. Die daraus resultierende, ungünstige Auswirkung auf den Durchstanzwiderstand wurde oft vernachlässigt, weil frühere Normen keine expliziten Angaben dazu enthielten.

6.2 Belastungsgeschichte / Aktivierung

Die Belastungsgeschichte sowie deren Auswirkung auf den Durchstanzwiderstand wird am besten anhand von Last-Rotationskurven dargestellt. Bild 47 zeigt als Beispiel die Last-Historie einer Stahlbetonplatten. Dabei erfährt die Stahlbetonplatte eine Initialbelastung durch die ständigen Einwirkungen. Anschliessend wird die Stahlbetonplatte durch eine veränderliche Nutzlast immer wieder be- und entlastet (ΔV_{NL}). Während dieser Zeit wird zu einem bestimmten Zeitpunkt auch die maximale Belastung erreicht. Diese maximale Last ist entscheidend, da diese die Rissbildung bzw. die Verformung definiert. Da bei einer Entlastung die geöffneten Risse nicht wieder vollständig geschlossen werden, resultiert eine bleibende Verformung. Die maximal vorhandene bleibende Verformung ψ_{res} wird dabei durch die vorhin erwähnte maximale Last definiert.

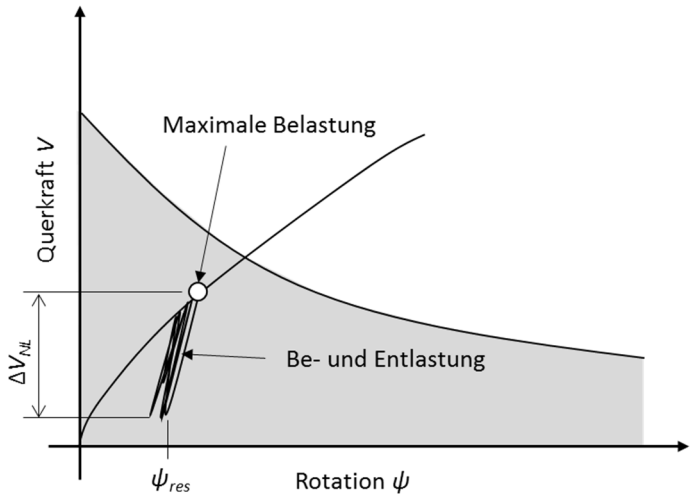


Bild 47: Last-Rotationsdiagramm bei Be- und Entlastung

Sofern an dieser Stahlbetonplatte nichts verändert wird, ist diese Belastungsgeschichte nicht entscheidend. Sollte allerdings der Durchstanzwiderstand nachträglich erhöht werden, wird die Belastungsgeschichte entscheidend. Denn je nach gewählten Verstärkungssystem gibt es verschiedene Aspekte zu beachten, da diese bleibenden Verformungen grundsätzlich im

Zusammenhang mit der bleibende Rissöffnung im durchstanzkritischen Bereich stehen. Wird z.B. nachträglich eine Durchstanzbewehrung eingebaut, ist es entscheidend wie gross die bestehende Rissöffnung ist, um die Aktivierungsverhalten der Bewehrung zu bestimmen.

Bild 48 zeigt das Verhalten einer nicht-vorgespannten nachträglich installierten Durchstanzbewehrung. Selbst wenn die Stahlbetonplatte für den Einbau entlastet wird, ist eine bleibende Rotation vorhanden. Damit die Durchstanzbewehrung vollständig mitträgt, muss sich die Platte weiter verformen können, sprich es ist eine Zusatzrotation notwendig. Falls jedoch die bleibenden Verformungen bereits sehr gross waren, wird der Tragwiderstand erreicht bevor sich die nachträglich installierte Durchstanzbewehrung vollständig aktiveren konnte. Sprich der Tragwiderstand wird erreicht bevor die Durchstanzbewehrung die Fliessspannung erreicht. Somit ist unter Umständen der Widerstandsgewinn infolge der Durchstanzbewehrung geringer als erwünscht. Zudem ist es üblicherweise der Fall, dass die maximale Belastung und daher auch die maximalen bleibenden Rotationen nicht bekannt sind. Somit muss eine Bemessung der Verstärkungslösung mit der nötigen Sicherheit durchgeführt werden.

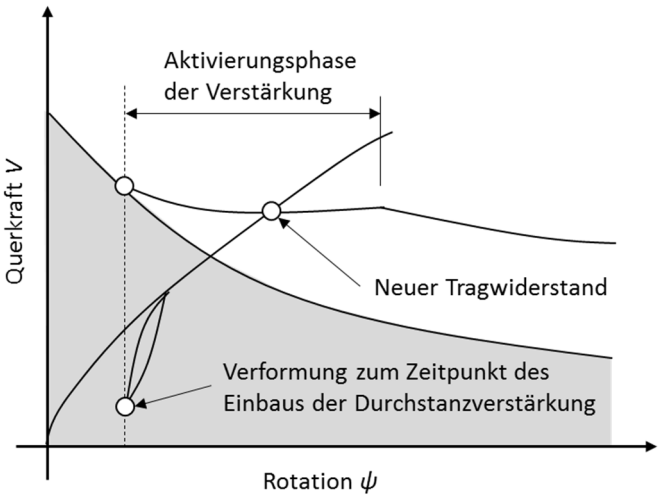


Bild 48: Last-Rotationsdiagramm für nicht-vorgespannte Durchstanzverstärkungen

Eine wirksame Massnahme, um die Problematik mit der vorhandenen bleibenden Rotation zu entschärfen ist die Vorspannung der nachträglich installierten Durchstanzbewehrung (Siehe Bild 49). Somit wird der negative Einfluss der bleibenden Rotationen minimiert. Durch die Vorspannung kann sichergestellt werden, dass die nachträglich installierte Durchstanzbewehrung in jedem Fall die Fliessspannung erreicht bevor der Tragwiderstand erreicht wird. Es empfiehlt sich daher immer vorgespannte Verstärkungen vorzusehen. Dies gilt nicht nur für nachträglich installierte Durchstanzbewehrung, sondern auch nachträglich installierte Stützenkopfvergrösserung wie z.B. extern installierte Stahlpilze (RINO-Exo).

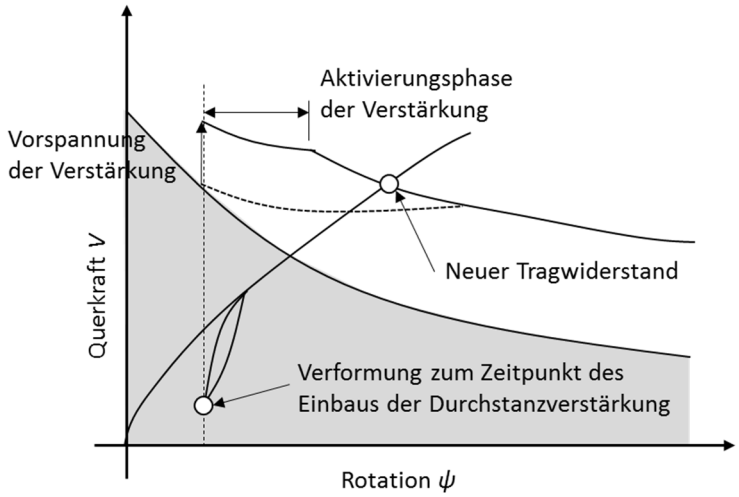


Bild 49: Last-Rotationsdiagramm für vorgespannte Durchstanzverstärkungen

6.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Neben der kompletten Veränderung des Tragsystems z.B. Einbau von zusätzlichen Stützen oder Träger, können zwei Systeme zur Durchstanzverstärkungen unterschieden werden: eine nachträglich installierte Durchstanzbewehrung (z.B. RINO Bar) und eine nachträglich installierte Stützenkopfvergrösserung (z.B. RINO Exo).

a) b)

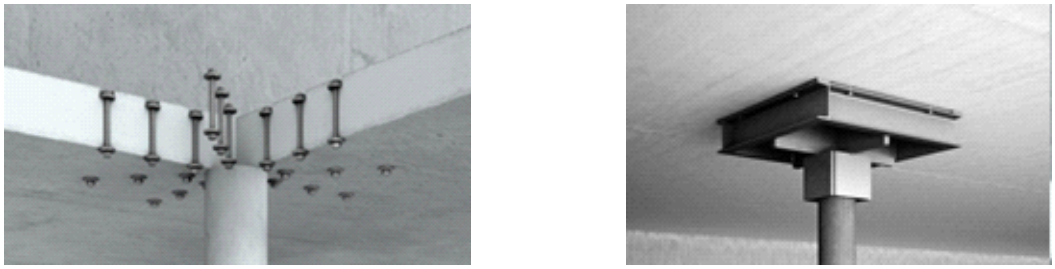


Bild 50: Durchstanzverstärkungssysteme a) nachträglich installierte Durchstanzbewehrung und b) nachträglich installierte Stützenkopfvergrösserung

Nachträglich installierte Durchstanzbewehrungen werden innerhalb der Platte eingebaut, dies hat den wesentlichen Vorteil, dass sie die Nutzung des Raumes nicht wesentlich beeinflussen. Allerdings müssen Löcher in die Stahlbetonplatten gebohrt werden. Zudem ist je nach System Zugang von unten und oben notwendig. Da bei Durchstanzbewehrung die Stahlbetonplatte mittragen muss, insbesondere die Betondruckstrebe bei der Stützenkante, ist die Tragwiderstandssteigerung beschränkt. Üblicherweise liegt die mögliche Tragwiderstandssteigerung zwischen 30 – 50%.

Wird eine grössere Tragwiderstandsteigerung benötigt oder soll nicht in die Stahlbetondecke gebohrt werden, ist eine Stützenkopfvergrösserung empfehlenswert. Hierbei kann ein externer Stahlpilz angebracht werden. Dieser kann wie die nachträgliche Durchstanzbewehrung vorgespannt werden, so dass eine sichere Kraftübertragung stattfinden kann. Der Vorteil dieser Lösung ist, dass auch sehr grosse Tragwiderstandssteigerungen möglich sind. Dabei wird die mögliche Tragwiderstandsteigerung mehrheitlich durch den zur Verfügung stehenden Raum beschränkt.

6.4 Biegebewehrung

Oftmals wird vergessen, dass zur Steigerung des Durchstanzwiderstandes auch eine entsprechende Biegebewehrung notwendig ist. Zum einen wird für eine effektive Steigerung eine gewisse Steifigkeit der Platte benötigt. Zum anderen muss auch die Verankerung der Biegebewehrung sichergestellt werden.

Ist die Biegebewehrung zu schwach ausgebildet, kann unter Umständen eine Aufbetonschicht eine geeignete Massnahme darstellen. Dabei wird die Zugzone mit zusätzlicher Bewehrung verstärkt. Zudem wird durch den zusätzlichen Beton auch die schubwirksame Höhe vergrössert.

7 Software Anwendung

7.1 Bemessungsprozess

Die DURA und HDB Bemessungsmodule für die Durchstanzbemessung sind im Leviat Projektmanager integriert und prozessorientiert konzipiert. Im Leviat Projektmanager können die Projektdaten für verschiedene Projekte erstellt und geändert werden. Einmal im Leviat Projektmanager erhobene Projektdaten können daher auch für andere Bemessungsmodule verwendet werden.

Im DURA bzw. HDB Explorer können beliebig viele Positionen erfasst und weiterbearbeitet werden. Jede Stützenposition kann bemessen, abgelegt und nach veränderten Randbedingungen wieder aufgerufen und neu bemessen werden. Die Software schlägt alternative Modelle vor, die angewählt und weiterverfolgt werden können. Die verschiedenen Stützenpositionen werden übersichtlich und mit der Angabe der Bearbeitungstiefe der Bemessung im Explorer dargestellt und zusammengefasst.

Eingabe und Bemessung werden auf der rechten Bildschirmseite vorgenommen. Die Eingabe erfolgt generell von oben nach unten. Diese intuitive Anordnung erlaubt eine effiziente und strukturierte Handhabung der Software.

Die Zusammenstellung der Eingaben und die detaillierte Resultatausgabe für jede Position erlauben einen schnellen Überblick. In der Ausgabe erhält man die Detailstatik für die Durchstanzbemessung. Diese Zusammenstellung kann der Leviat AG direkt per E-Mail als Offertanfrage unterbreitet werden. Die Leviat AG erstellt für Sie eine Offerte mit allen von Ihnen gewählten Lösungen. Entsprechend Ihrer Wahl generiert die Bemessungssoftware aus den zentral verwalteten Daten eine Bestellliste. Der Ausschreibungstext wird aus den zentral verwalteten Daten generiert und kann beispielsweise als Text über die Zwischenablage oder als pdf exportiert werden. Zusätzlich können die gewählten Lösungen als dxf-Datei exportiert und in ein CAD-Programm eingelesen werden.

7.2 Eingabeparameter

Die Eingabe in der Software ist in verschiedene Untergruppen gegliedert, die sich auf der Benutzeroberfläche auf- und zuklappen lassen. Die nachfolgenden Tabellen erläutern die entsprechenden Eingabeparameter in den einzelnen Gruppen.

Grundlagen

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Stützenname	Text	Eingabe der Bezeichnung dieser Bemessungsposition
Anzahl	Zahl	Eingabe der Anzahl dieser Bemessungsposition im Projekt.
Näherungsstufe	2 3	Wahl der Näherungsstufe für die Bemessung
Bemessungsgrundlage	Norm Gutachten TWK	Wahl, ob die Bemessung nach Norm SIA 262:2013, gemäss DURA/HDB Gutachten oder der Technische Weisungen für die Konstruktion und Bemessung von Schutzbauten (TWK) durchgeführt werden soll.

Plattentyp	Flachdecke Bodenplatte	Es wird festgelegt, ob es sich um eine Flachdecke oder Bodenplatte handelt. Je nach Auswahl gilt es bei der Bewehrungseingabe zu beachten, dass die Biegezugseite oben bzw. unten liegt.
Ermüdungssichere Körbe verwenden	Ja Nein	Bei ermüdungsbeanspruchten Platten sind DURA 60F und DURA 60FL Körbe vorgesehen, die keine Schweissungen im statisch beanspruchten Bügelbereich aufweisen. Wird «*ermüdungssichere Körbe verwenden*» angewählt, werden ausschliesslich diese Körbe als Lösung angezeigt. Diese Eingabe ist nur im DURA Bemessungsmodul enthalten.
HDB Einbau	auto von oben unten	Für die HDB Doppelkopfanker kann die Einbaulage festgelegt werden. Dies hat keinen Einfluss auf die Durchstanzbemessung. Jedoch wird dies im dxf-Export und bei der Berechnung der Zubehörteile für den Ausschreibungstext und die Bestellliste berücksichtigt. Bei der Wahl «*auto*» werden bei reinen HDB Lösungen die Leisten unten und bei HDB/HSP Kombinationen oben angeordnet.

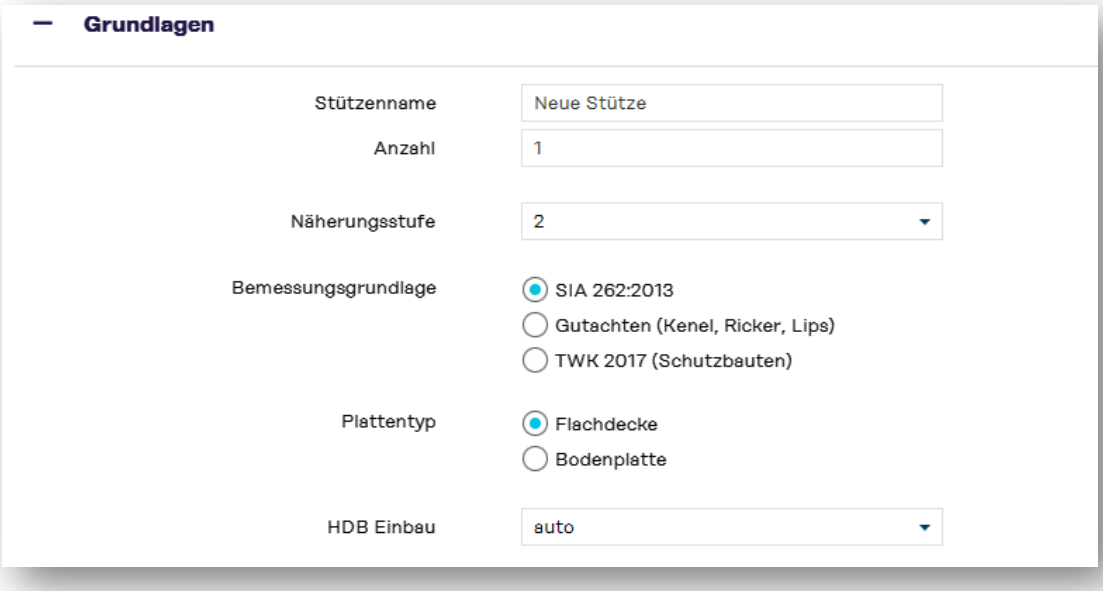


Bild 51: Eingabe der Grundlagen (Beispiel HDB Bemessungsmodul)

a) b)

Bild 52: Einbaumöglichkeiten von Doppelkopfanker: a) von unten und b) von oben

Material

Betonsorte	Normalbeton Recyclingbeton RC-C Recyclingbeton RC-M	
Festigkeitsklasse	C20/25 C25/30 C30/37 C35/45 C40/50 C45/55 C50/60	Bei der Bemessungsgrundlage TWK wird nur zwischen C25/30 und C30/37 unterschieden. Daher stehen in diesem Fall nur diese beiden Klassen zur Auswahl.
Grösstkorndurchmesser	D_{max} [mm]	Für den Durchmesser des Grösstkorns des Zuschlags kann ein Wert zwischen 0 und 32 mm eingegeben werden. (Gemäss SIA 262, 4.3.3.2.1 ist bei Beton mit f_{ck} > 70 N/mm^2 und Leichtbeton D_{max} = 0 zu setzen.) Bei der Bemessung mir Recyclingbeton sind keine Anpassungen notwendig. Dies wird bereits durch die Software berücksichtigt.
Betonstahl	B500A B500B B500C B700B	Die Eingabe des Betonstahls bezieht sich auf die Stahlqualität der Biegebewehrung.

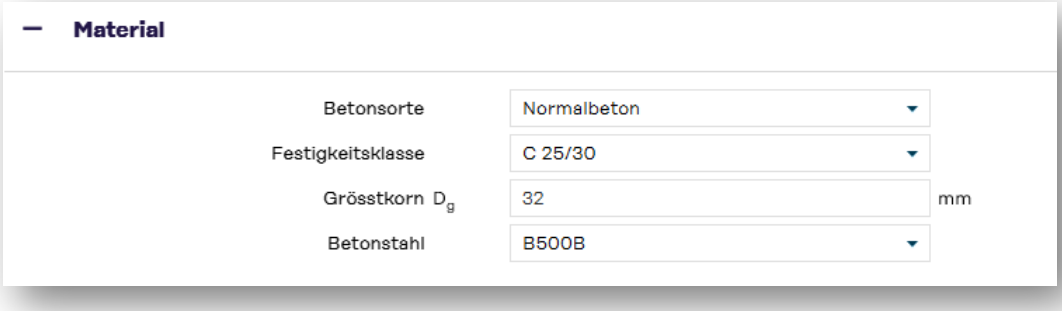


Bild 53: Eingabe der Materialdaten

Stützengeometrie

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Querschnittsform	Rechteck Oval Kreis Wandende Wandecke	Aufgrund der fehlenden Normgrundlagen können Wandecken nicht nach Näherungsstufe 2 berechnet werden.
Lage		Die Orientierung der Plattenränder bei Rand- und Eckstützen sowie die Orientierung der Wände kann anhand der Grafiken gewählt werden.
Querschnitt Abmessung	a_x [mm] a_y [mm] ø [mm]	
Randabstand	a_R [mm] a_{Rx} [mm] a_{Ry} [mm]	Bei Rand- und Eckstützen ist der Abstand zum Rand einzugeben. Der Abstand bezieht sich immer auf die Stützenkante.
Auflagereinsenkung	h_A [mm]	Stützen werden häufig vorgefertigt und mit Kopfplatten versehen. Diese Kopfplatten werden oft in die Decke eingelassen. Da in diesem Fall die Auflagerfläche höher liegt als die untere Deckenoberfläche, wird der Durchstanzwiderstand reduziert. Diese Einsenkung der Stütze in die Decken- bzw. Bodenplatte kann mit dem Wert h_A berücksichtigt werden.

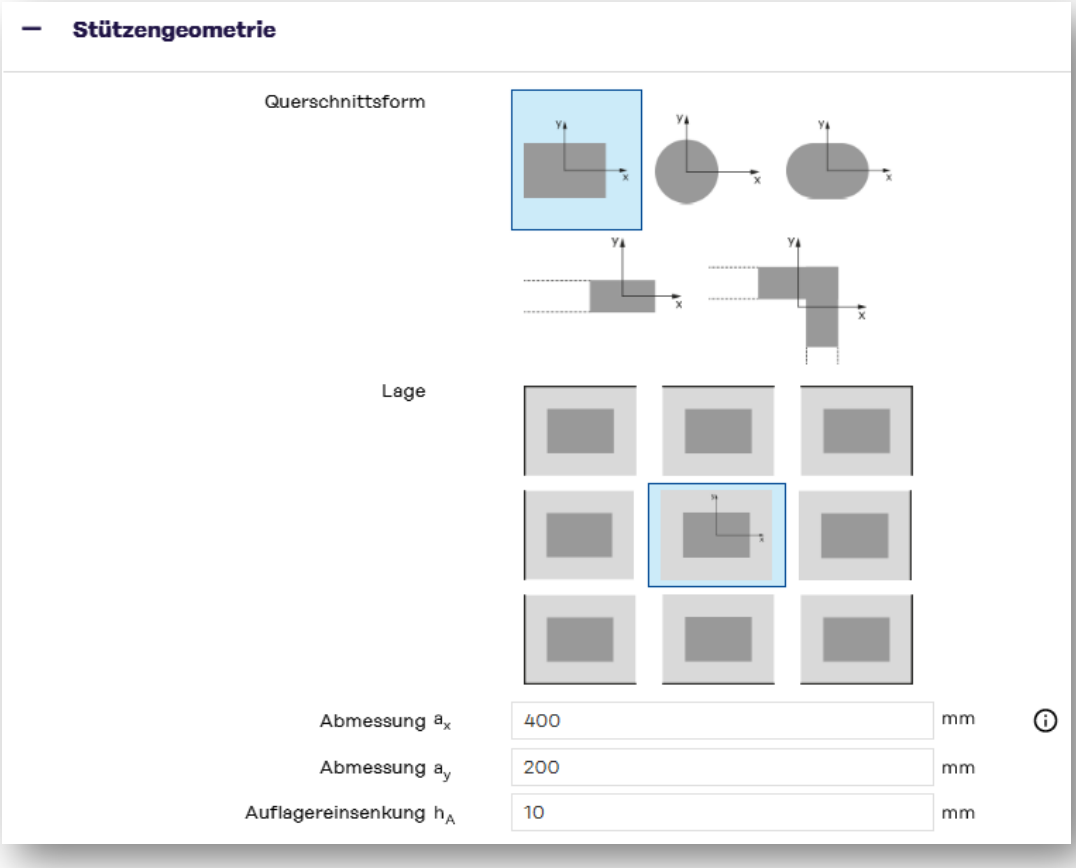


Bild 54: Eingabe der Stützengeometrie

Plattengeometrie und Aussparungen

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Plattenstärke	h [mm]	Gemäss SIA 262, 5.5.3.12 ist der Mindestbügelabstand einzuhalten. In der Bemessungssoftware gelten daher für DURA Körbe folgende untere Grenzen für die Plattenstärke: - Korbfamilie 1: Bügelabstand 100 mm, h_{min} = 180 mm - Korbfamilie 2: Bügelabstand 150 mm, h_{min} = 240 mm - Korbfamilie 3: Bügelabstand 200 mm, h_{min} = 320 mm Bei geringen Plattenstärken kann u. U. die Bedingung SIA 262, 5.5.3.11 ($c_v \leq d_v / 6$) nicht eingehalten werden. In diesem Fall reduziert die Bemessungssoftware automatisch die Widerstände $V_{Rd,c}$ und $V_{Rd,s}$.
Max. Spannweiten	l_x [mm] l_y [mm]	Bei den Spannweiten ist jeweils die längere Spannweite (Abstand von Stützenachse zu Stützenachse) in x- und y-Richtung einzugeben. Gemäss SIA 262, 4.3.6.4.2 kann

	nur nach Näherungsstufe 2 bemessen werden, falls das Spannweitenverhältnis innerhalb der folgenden Grenzen liegt: $0.5 \leq l_x / l_x \leq 2.0$. Wenn diese Bedingung nicht eingehalten ist, kann in der Bemessungssoftware nur nach Näherungsstufe 3 gerechnet werden. Bei Einzelfundamenten ist die Spannweite als $$l_i = a_{Fi}/0.22$$ einzugeben, wobei a_{Fi} die längere Distanz zwischen dem Stützenzentrum und des Fundamentrandes ist.

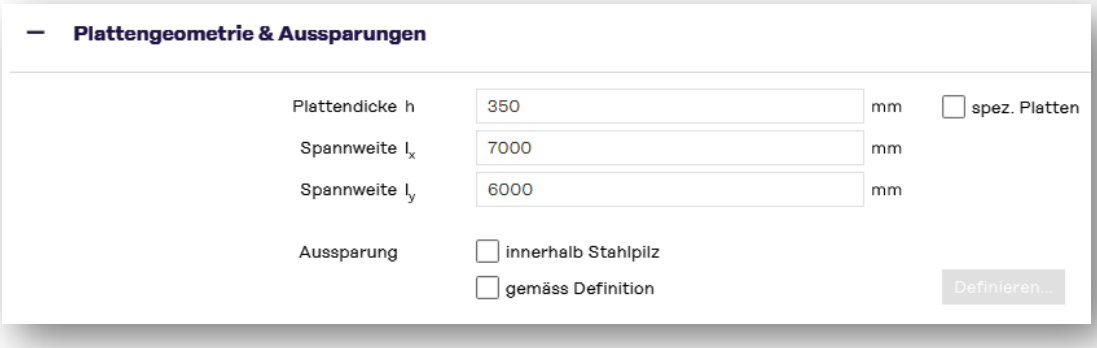


Bild 55: Eingabe der Plattengeometrie und Aussparungen

Aussparungen	Aussparungen können auf einer grafischen Oberfläche definiert werden. Die Anzahl der Aussparungen ist nicht beschränkt. Beim Verlegevorschlag für Körbe, S-Elemente oder Pilz werden die Aussparungen jedoch nicht erfasst. Dies kann dazu führen, dass Körbe z.B. verschoben, teilweise weggelassen oder zerschnitten werden müssen. Falls Aussparungen ausserhalb eines Pilzes geplant sind, ist zu prüfen, ob die Pilzgrösse keine Behinderung darstellt. Bei pilznahen Aussparungen ist unter Umständen dem Brandschutz bzw. dem Randabstand zum Pilz gebührend Rechnung zu tragen. Es ist ebenfalls zu prüfen, ob die Lage der S-Elemente nicht in Konflikt mit einer geplanten Aussparung steht. Bei HDB Doppelkopfanker werden die Leisten bei Konflikten mit Aussparungen automatisch gekürzt oder entfernt.

	Grundsätzlich können Aussparungen bei derselben Stütze sowohl innerhalb als auch ausserhalb des Pilzes definiert werden. Falls eine Aussparung innerhalb des Pilzes definiert wird, ist zu prüfen, ob dafür der erforderliche Freiraum im Pilz vorhanden ist. Befinden sich Aussparungen innerhalb eines Stahlpilzes, ist eine Markierung an der entsprechenden Stelle in der Software («Innerhalb Pilz») erforderlich. Diese ist auch dann nötig, wenn gleichzeitig Aussparungen (ausserhalb des Stahlpilzes) mittels Strahlen definiert werden. Falls die Aussparungen jedoch ausschliesslich innerhalb des Stahlpilzes liegen, genügt die Markierung «innerhalb Pilz», d. h., eine Definition von Strahlen erübrigt sich.

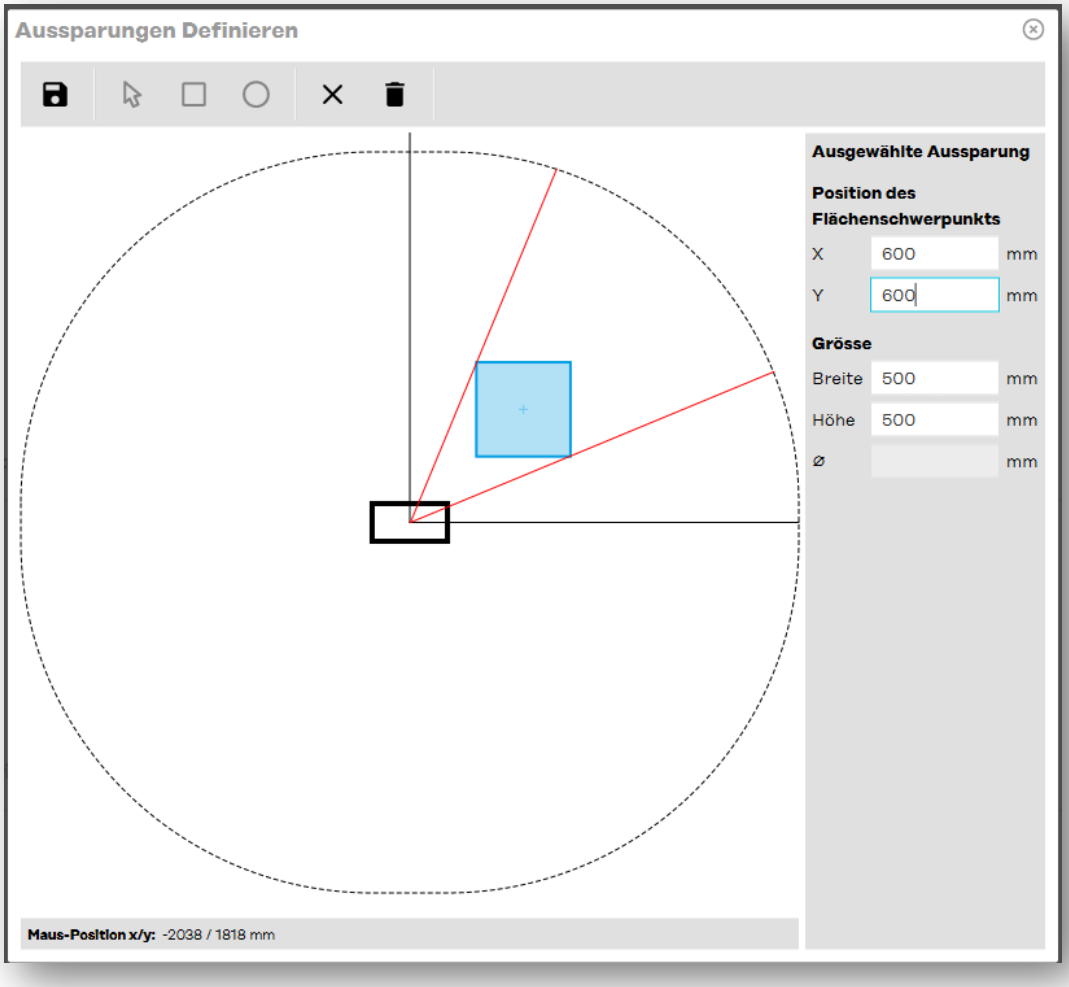


Bild 56: Eingabe von Aussparungen

Eingabe Näherungsstufe 3

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Spannweiten	L [mm]	Bei den Spannweiten sind jeweils die Spannweiten (Abstand von Stützenachse zu Stützenachse) in x- und y-Richtung einzugeben. Diese Eingabe wird in der Bemessung nicht verwendet und ist daher optional. Diese Werte dienen aber als gute Kontrolle der Nullpunktabstände.
Nullpunktabstände	r_s [mm]	r_s bezeichnet den Abstand zwischen Stützenachse und Nullpunkts des Bemessungsmoments in radialer Richtung.
Mittlere Biegemomente im Stützstreifen	m_{sd} [kNm/m]	m_{sd} ist der Mittelwert des Bemessungsmoments im Stützstreifen bei der Auflagerkante.

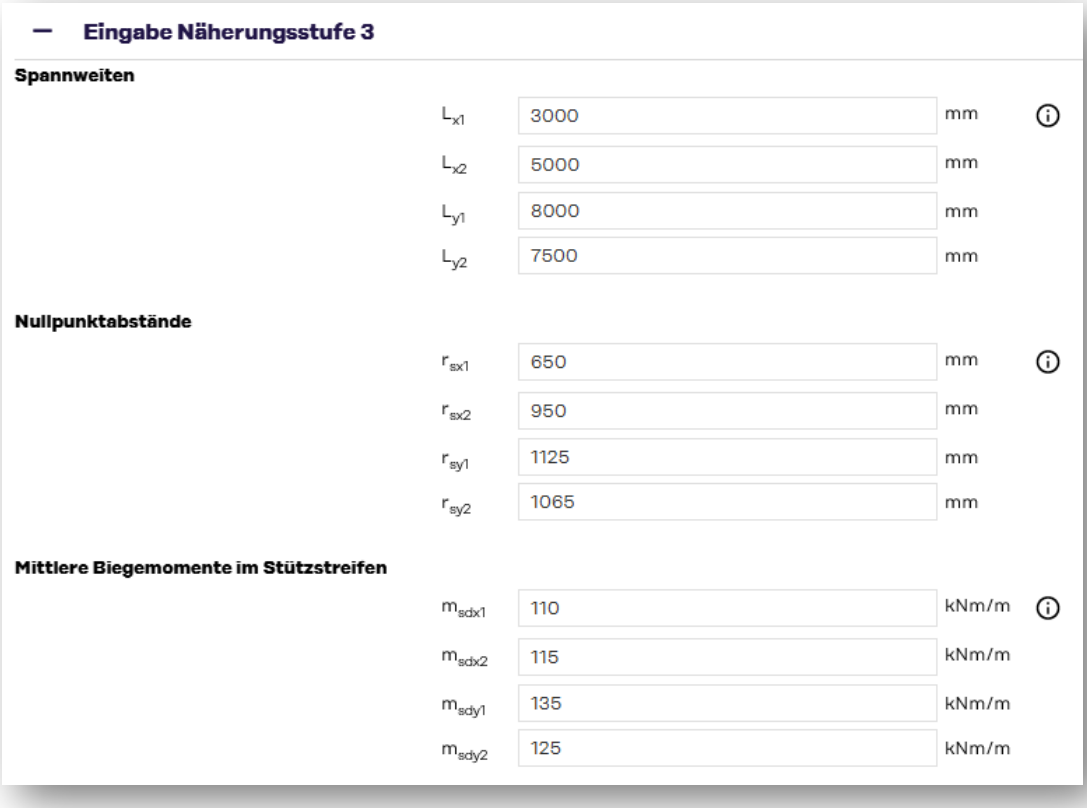


Bild 57: Eingabe der Werte für die Bemessung nach Näherungsstufe 3

Einwirkungen

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Durchstanzkraft	V_d [kN]	Die Bemessungslast V_d ist ohne Abzug der Lasten innerhalb des Nachweisschnittes einzugeben (Ausnahme: Umlenkkräfte infolge Vorspannung). Die einzelnen Abzüge werden von der Software berechnet.
Auflast und Nutzlast Bodenpressung	q_d [kN/m^2] σ_{Bd} [kN/m^2]	Bei Flachdecken ist die im Stützenbereich wirkende verteilte Nutzlast und evtl. vorhandene Auflast (ohne Eigengewicht) und bei Bodenplatten die Bodenpressung einzugeben. Anhand dieser Werte wird der Abzug der Last innerhalb des Nachweisschnittes berechnet. Die Umlenkkräfte infolge Vorspannung sollten bei der Eingabe von V_d berücksichtigt werden.
Aufgezwungene Verformungen	Ja/Nein	Es kann gewählt werden, ob zusätzliche Querkraft ΔV_d oder zusätzliche Rotation $\Delta\psi$ infolge aufgezwungener Verformungen berücksichtigt werden sollen.
k_e mit Stützeneinspann-momente bestimmen		Standardmässig ist die manuelle Eingabe des k_e-Wertes eingestellt. Daher ist die Checkbox, welche die Bemessung mit Stützeneinspannmomente aktiviert, ausgeschaltet.
Abminderungsbeiwert	k_e [-]	Es können die Näherungswerte aus der Norm SIA 262, 4.3.6.2.5 bzw. eigene berechnete Werte eingegeben werden.
Stützeneinspann-momente	$\|M_{xd}\|$ [kNm] $\|M_{yd}\|$ [kNm] Quadrant [I, II, III, IV]	Ist die die Bemessung mit Stützeneinspannmomente aktiviert, wird der k_e-Wert direkt von der Bemessungssoftware anhand der Stützeneinspannmomente berechnet. Hierfür sind die Beträge der Stützeneinspannmomente und der Quadrant der Lastresultierenden einzugeben. Falls eine darüberstehende Stütze vorhanden ist, gilt es die Differenz zwischen Kopfmoment der unteren und Fussmoment der oberen Stütze, d.h. der Wert des Momentensprungs, einzugeben.
Exzentrizität e_u bei der Berechnung von m_{sd} berücksichtigen	Ja/Nein	Die Checkbox definiert, ob die Exzentrizität e_u in der Berechnung der Biegemomente im Stützstreifen m_{sd} berücksichtigt werden soll oder nicht (SIA 262:2013, Gl. (61) – (64)).

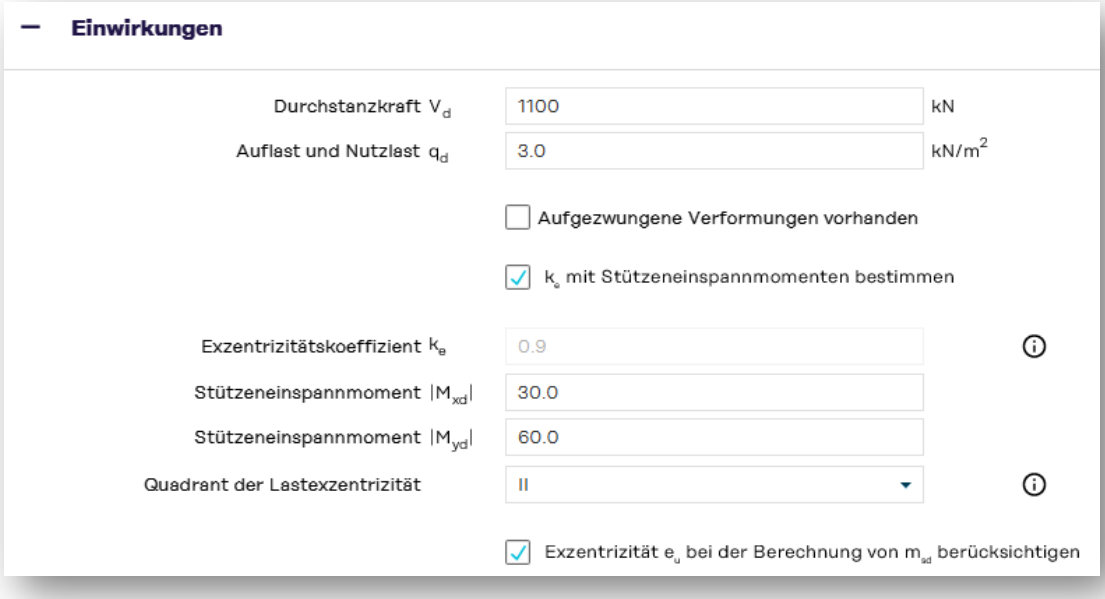


Bild 58: Eingabe der Einwirkungen

Bewehrung

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Bewehrungsüberdeckung oben und unten	c_o [mm] c_u [mm]	Abstand der Oberfläche der Bewehrung von der Betonoberfläche.
Ausrichtung der Bewehrung x-Richtung	1. und 4. Lage 2. und 3. Lage	Die Auswahl gibt an, welche Bewehrungslagen in x-Richtung verlaufen.
Bewehrung x-Richtung Bewehrung y-Richtung	$Ø_s$ [mm] Teilung [mm]	Die Zug- und Druckbewehrung kann anhand der Durchmesser und der Teilung eingegeben werden. Beim DURA Bemessungsmodul definiert die Teilung der 2. und 3. Lage die Korbfamilie: Korbfamilie 1: s = 100 mm Korbfamilie 2: s = 150 mm (oder 75 mm) Korbfamilie 3: s = 200 mm Es darf nur die Bewehrung innerhalb des Stützstreifens berücksichtigt werden, die vollständig verankert ist (SIA 262:2013, 5.5.3.7). Mit dem Taschenrechnersymbol neben der Eingabe des Durchmessers, kann die Eingabehilfe zur Bewehrungseingabe geöffnet werden. Mit dieser Eingabehilfe können Durchmesser und Teilung entweder durch die Querschnittsfläche pro Meter oder durch den Bewehrungsgehalts gewählt werden.

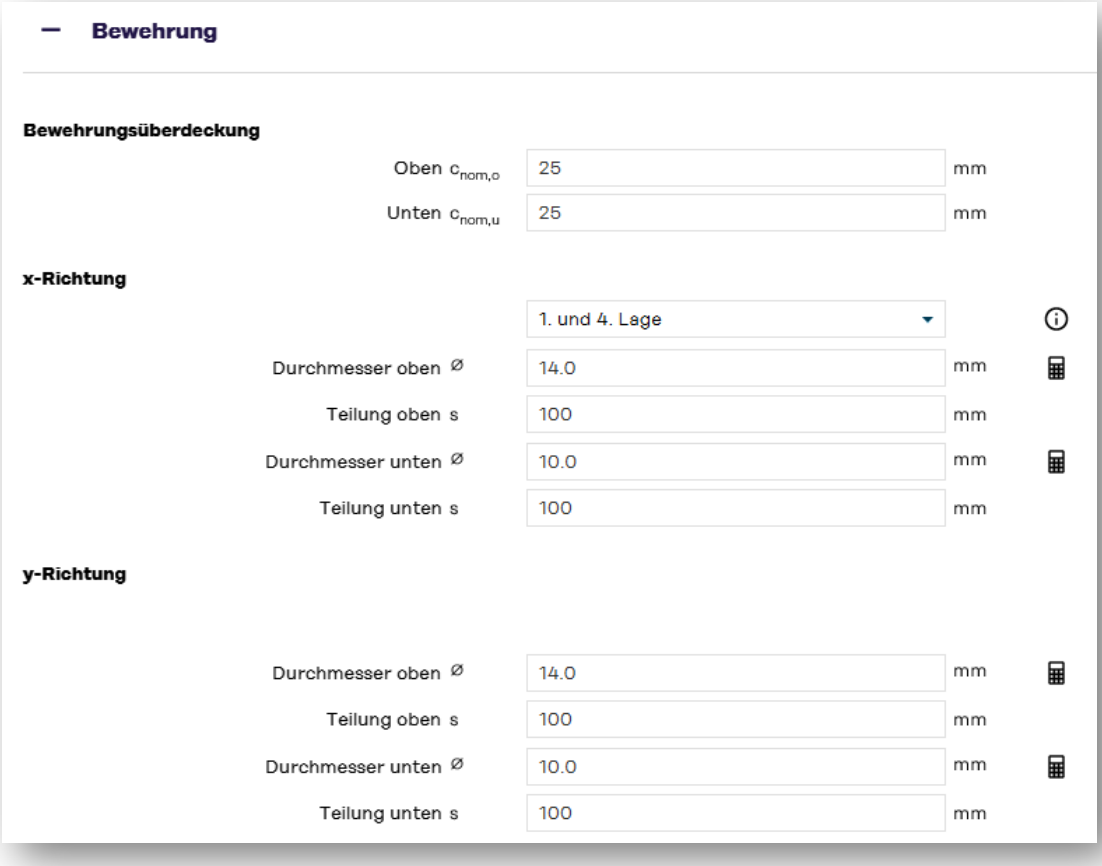
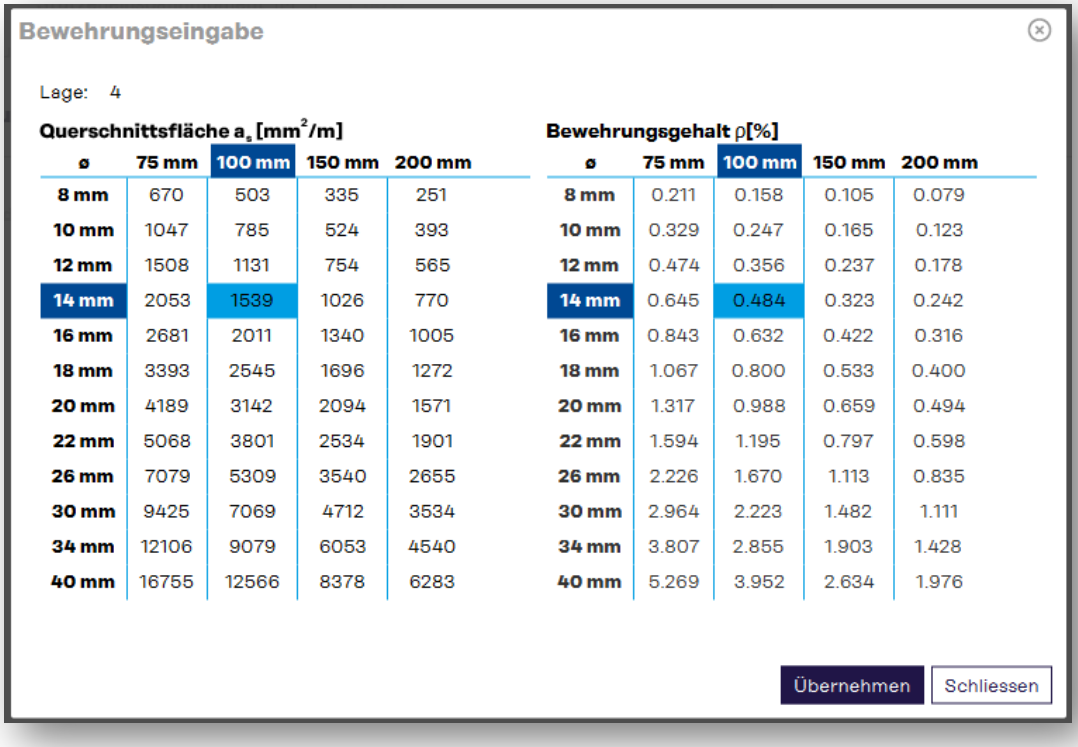


Bild 59: Eingabe der Biegebewehrung



Bewehrungseingabe

Lage: 4

Querschnittsfläche a_s [mm²/m]

ø	75 mm	100 mm	150 mm	200 mm
8 mm	670	503	335	251
10 mm	1047	785	524	393
12 mm	1508	1131	754	565
14 mm	2053	1539	1026	770
16 mm	2681	2011	1340	1005
18 mm	3393	2545	1696	1272
20 mm	4189	3142	2094	1571
22 mm	5068	3801	2534	1901
26 mm	7079	5309	3540	2655
30 mm	9425	7069	4712	3534
34 mm	12106	9079	6053	4540
40 mm	16755	12566	8378	6283

Bewehrungsgehalt ρ[%]

ø	75 mm	100 mm	150 mm	200 mm
8 mm	0.211	0.158	0.105	0.079
10 mm	0.329	0.247	0.165	0.123
12 mm	0.474	0.356	0.237	0.178
14 mm	0.645	0.484	0.323	0.242
16 mm	0.843	0.632	0.422	0.316
18 mm	1.067	0.800	0.533	0.400
20 mm	1.317	0.988	0.659	0.494
22 mm	1.594	1.195	0.797	0.598
26 mm	2.226	1.670	1.113	0.835
30 mm	2.964	2.223	1.482	1.111
34 mm	3.807	2.855	1.903	1.428
40 mm	5.269	3.952	2.634	1.976

Übernehmen Schliessen

Bild 60: Eingabehilfe für die Eingabe der Biegebewehrung

Vorspannung

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Vorspannung vorhanden? Biegewiderstand Dekompressionsmoment	Ja/Nein m_{Rd} [kNm/m] m_{Dd} [kNm/m]	Soll für die Berechnung eine allfällig vorhandene Vorspannung mitberücksichtigt werden, müssen der Biegewiderstand und das Dekompressionsmoment eingegeben werden. In diesem Fall wird der Biegewiderstand nicht anhand der Bewehrungseingabe berechnet, sondern die manuellen Eingabewerte verwendet. Daher kann diese Eingabe auch für die manuelle Eingabe von Biegewiderständen verwendet werden.

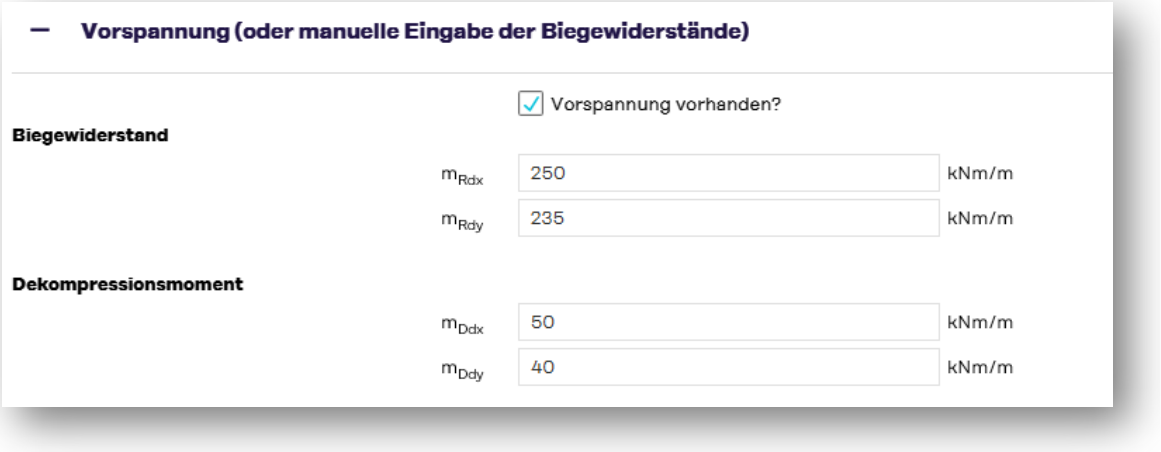


Bild 61: Eingabe der Vorspannungswerte oder bei manueller Eingabe von Biegewiderstände

Stahlpilz

Eingabeparameter	Wert	Erläuterung
Maximale Stahlpilzhöhe	$h_{p,max}$ [mm]	Mit $h_{p,max}$ kann die maximale Höhe des Stahlpilzes definiert werden. Wird die Höhe zu gross eingeben, wird bei der Berechnung einen Hinweis ausgegeben und die maximale Höhe automatisch reduziert.
Einbauhöhe	h_{zp} [mm]	Mit h_{zp} kann die Einbauposition des Stahlpilzes definiert werden. h_{zp} ist die vertikale Distanz zwischen dem Auflager und dem Stahlpilz.

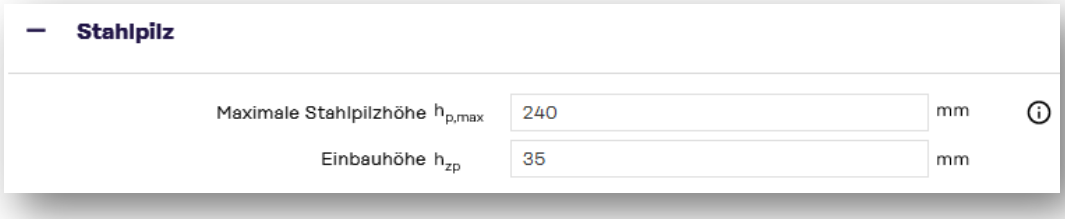


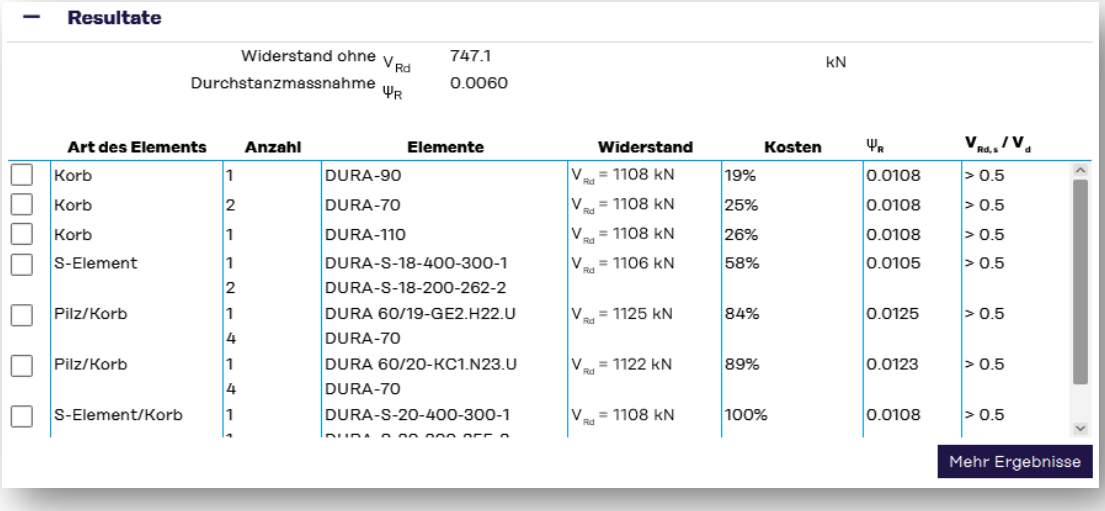
Bild 62: Eingabe der Randbedingungen für die Stahlpilzbemessung

7.3 Lösungen

Die unterschiedlichen Lösungen werden in der Lösungstabelle ausgegeben. In dieser Lösungstabelle finden sich folgende Informationen.

Art des Elements	Gibt Auskunft, welches Produkt oder welche Produktkombination verwendet wird.
Anzahl	Gibt die Anzahl der einzelnen Elemente an.
Elemente	Gibt die detaillierte Bezeichnung der Elemente an.
Widerstand	Gibt den Tragwiderstand der entsprechenden Lösung an. Bei der Bemessungssoftware wird ebenfalls die Last bei Flachdecken bzw. Reaktion bei Bodenplatten, welche innerhalb des Nachweisschnittes

	angreift, zum Tragwiderstand addiert (Siehe Eingabeparameter *„Bemessungswert der Durchstanzlast“*)
Kosten	Gibt die Kosten relativ zur teuersten Lösung an. Dadurch kann die wirtschaftlichste Lösung gefunden werden.
ψ_R	Gibt die Rotation beim Bruch an. Diese Information wird für die Einhaltung der Verformungsbedingung benötigt (SIA 262, 4.1.4.2.6; 4.1.4.2.5; 4.3.6.1.2)
$V_{Rd,s}/V_d$	Gibt an, ob das Verhältnis des Widerstandanteils der Durchstanz-bewehrung $V_{Rd,s}$ zum Bemessungswert V_d grösser oder kleiner als 0.5 ist. Diese Information wird für die Einhaltung der Verformungsbedingungen benötigt (SIA 262, 4.3.6.1.2; 4.3.6.1.3)
Mehr Ergebnisse	Mit einem Klick auf «*Mehr Ergebnisse*» werden weitere Lösungen angezeigt, die jedoch nicht alle Kriterien an das Verformungsverhalten einhalten.



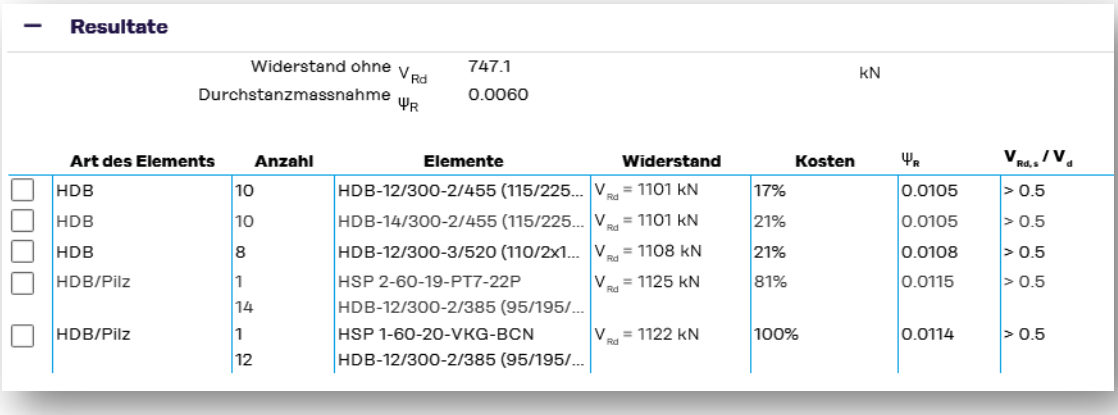
Resultate

Widerstand ohne Durchstanzmassnahme V_{Rd} 747.1 kN
ψ_R 0.0060

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s}$ / V_d
☐	Korb	1	DURA-90	V_{Rd} = 1108 kN	19%	0.0108	> 0.5
☐	Korb	2	DURA-70	V_{Rd} = 1108 kN	25%	0.0108	> 0.5
☐	Korb	1	DURA-110	V_{Rd} = 1108 kN	26%	0.0108	> 0.5
☐	S-Element	1 2	DURA-S-18-400-300-1 DURA-S-18-200-262-2	V_{Rd} = 1106 kN	58%	0.0105	> 0.5
☐	Pilz/Korb	1 4	DURA 60/19-GE2.H22.U DURA-70	V_{Rd} = 1125 kN	84%	0.0125	> 0.5
☐	Pilz/Korb	1 4	DURA 60/20-KC1.N23.U DURA-70	V_{Rd} = 1122 kN	89%	0.0123	> 0.5
☐	S-Element/Korb	1	DURA-S-20-400-300-1	V_{Rd} = 1108 kN	100%	0.0108	> 0.5

Mehr Ergebnisse

Bild 63: Resultatübersicht (Bemessungsmodul DURA)



Resultate

Widerstand ohne Durchstanzmassnahme V_{Rd} 747.1 kN
ψ_R 0.0060

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s}$ / V_d
☐	HDB	10	HDB-12/300-2/455 (115/225...	V_{Rd} = 1101 kN	17%	0.0105	> 0.5
☐	HDB	10	HDB-14/300-2/455 (115/225...	V_{Rd} = 1101 kN	21%	0.0105	> 0.5
☐	HDB	8	HDB-12/300-3/520 (110/2x1...	V_{Rd} = 1108 kN	21%	0.0108	> 0.5
☐	HDB/Pilz	1 14	HSP 2-60-19-PT7-22P HDB-12/300-2/385 (95/195/...	V_{Rd} = 1125 kN	81%	0.0115	> 0.5
☐	HDB/Pilz	1 12	HSP 1-60-20-VKG-BCN HDB-12/300-2/385 (95/195/...	V_{Rd} = 1122 kN	100%	0.0114	> 0.5

Bild 64: Resultatübersicht (Bemessungsmodul HDB)

7.4 Zwischenresultate

An verschiedenen Stellen sind Zwischenresultate der Bemessung ersichtlich. Diese Zwischenresultate werden in separaten Fenstern angezeigt, die mit dem Button (i) geöffnet werden können.

Zwischenresultat	Wert	Erläuterung
Schubwirksame Höhe	d_v [mm]	Die schubwirksame Höhe bezeichnet die Höhe, die zur Schubübertragung angerechnet werden kann.
Lastexzentrizität	e_x [mm] e_y [mm]	Die Lastexzentrizität wird durch die Stützeneinspannmomente und die einwirkende Durchstanzlast bestimmt.
Schwerpunkt Nachweisschnitt	x_c [mm] y_c [mm]	Der Linienschwerpunkt des Nachweisschnittes ist eine geometrische Grösse. Bei der Bestimmung sind Unterbrechungen im Nachweisschnitt, wie z.B. infolge Aussparungen, mitzuberücksichtigen.
Distanz e_u	e_u [mm]	Die Distanz e_u ist die Distanz zwischen dem Angriffspunkt der Resultierenden der Auflagerkraft und dem Schwerpunkt des Nachweisschnitts.
Flächengleicher Durchmesser	b [mm]	Die Grösse b beschreibt den Durchmesser der in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnitts.
k_e-Wert	k_e [-]	Mit dem k_e-Wert wird er ungleichmässige Querkraftverlauf entlang des Nachweisschnittes berücksichtigt.
Reduktionswert Aussparung	k_{ARed} [-]	Der Faktor k_{Ared} ist das Verhältnis der Länge des durch eine Aussparung beinträchtigen Nachweisschnitts zur Länge des ungestörten Nachweisschnitt.
Umfang Nachweisschnitt	u [mm]	Die angegebene Länge des Nachweisschnittes berücksichtigt den k_e-Wert sowie Unterbrechungen im Nachweisschnitt, z.B. infolge Aussparungen.

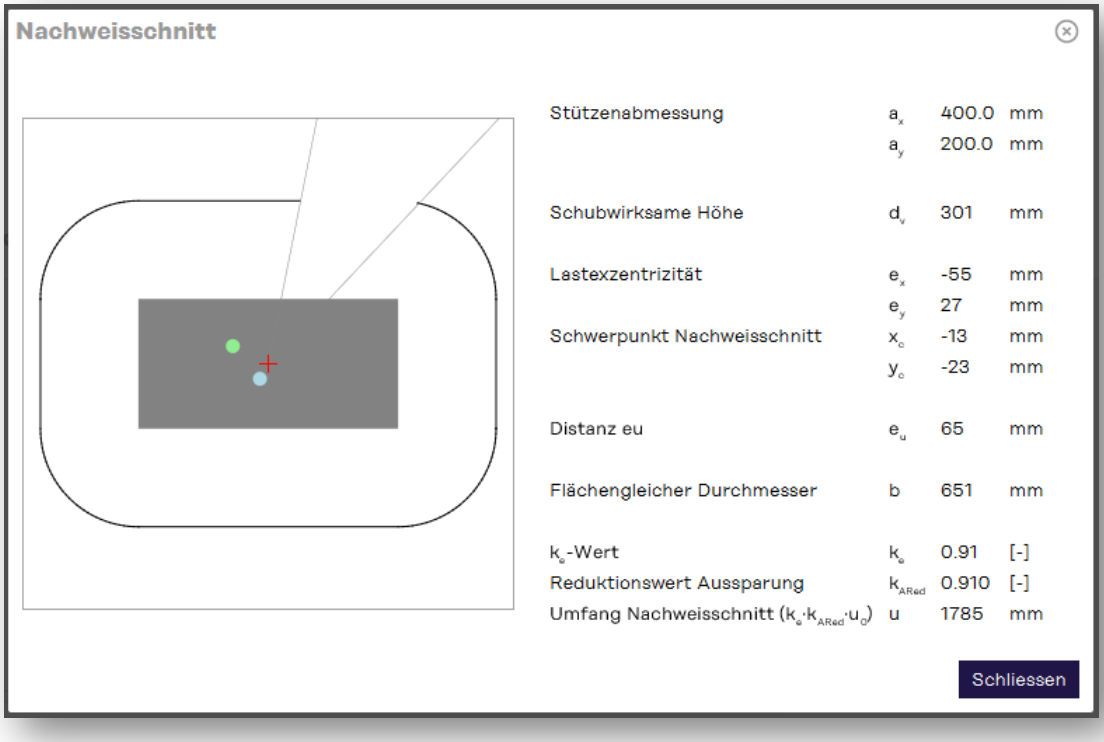


Bild 65: Zwischenresultate zur Umfang- und k_e-Wertberechnung

Zwischenresultat	Wert	Erläuterung
Stützstreifenbreite	b_s [mm]	b_s gibt die Breite des Stützstreifens an. Ist diese in x- sowie y-Richtung unterschiedlich, werden beide Werte angegeben.
Bewehrungsdurchmesser	ø [mm]	Der Durchmesser der Biegebewehrung wird jeweils für alle 4 Bewehrungslagen angegeben.
Teilung der Bewehrung	s [mm]	Die Teilung der Biegebewehrung wird jeweils für alle 4 Bewehrungslagen angegeben.
Statische Höhe	d [mm]	Die statische Höhe wird jeweils für alle 4 Bewehrungslagen angegeben.
Biegewiderstand	m_{Rd} [kNm]	Der Biegewiderstand jeweils für alle 4 Bewehrungslagen angegeben.

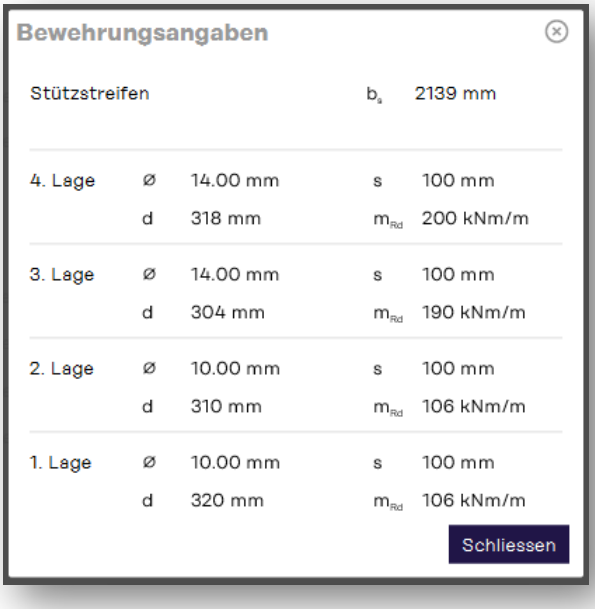


Bild 66: Zwischenresultate zur Biegebewehrung und Biegewiderstände

Die nachfolgenden Zwischenresultate sind zurzeit nur im HDB Bemessungsmodul ersichtlich.

Zwischenresultat	Wert	Erläuterung
Umfang des äusseren Nachweisschnitt	U_{out} [mm]	U_{out} gibt die Länge des Nachweisschnittes ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs an. k_e-Wert und Aussparungen sind bereits mitberücksichtigt.
Durchstanzbewehrungs-fläche	A_{sw} [mm^2]	A_{sw} ist die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung, die in der Bemessung berücksichtigt wird.
Durchstanzwiderstand Betondruckdiagonale	$V_{Rd,cc}$ [kN]	$V_{Rd,cc}$ ist der berechnete Durchstanzwiderstand für das Bruchkriterium «Betondruckdiagonale».
Durchstanzwiderstand innerhalb durchstanz-bewehrten Bereich	$V_{Rd,cs}$ [kN]	$V_{Rd,cs}$ ist der berechnete Durchstanzwiderstand für das Bruchkriterium «Durchstanzen innerhalb durchstanzbewehrten Bereich».
Durchstanzwiderstand des Anteils der Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ ist der berechnete Durchstanzwiderstandsanteil der Durchstanzbewehrung.
Durchstanzwiderstand ausserhalb durchstanz-bewehrten Bereich	$V_{Rd,out}$ [kN]	$V_{Rd,out}$ ist der berechnete Durchstanzwiderstand für das Bruchkriterium «Durchstanzen ausserhalb durchstanzbewehrten Bereich».
Rotation beim Bruchkriterium Betondruckdiagonale	$\psi_{Rd,cc}$ [-]	$\psi_{Rd,cc}$ ist die berechnete Bruchrotation für das Bruchkriterium «Betondruckdiagonale».

Rotation beim Bruchkriterium Durchstanzen innerhalb durchstanzbewehrten Bereich	$\psi_{Rd,cs}$ [-]	$\psi_{Rd,cs}$ ist die berechnete Bruchrotation für das Bruchkriterium «Durchstanzen innerhalb durchstanzbewehrten Bereich».
Rotation beim Bruchkriterium Durchstanzen ausserhalb durchstanzbewehrten Bereich	$\psi_{Rd,out}$ [-]	$\psi_{Rd,out}$ ist die berechnete Bruchrotation für das Bruchkriterium «Durchstanzen ausserhalb durchstanzbewehrten Bereich».

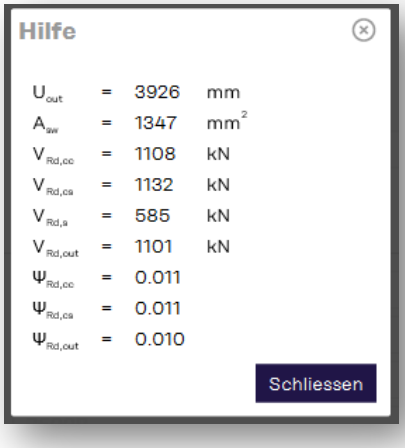


Bild 67: Zwischenresultate zur Durchstanzbemessung (nur HDB)

8 Bemessungsbeispiele

8.1 Grundlagen

Die Bemessung des DURA Durchstanzsystems und der HDB Doppelkopfanker wird anhand von Beispielen erläutert. Für die Beispiele werden folgende Materialien verwendet:

Betonsorte	C25/30	f_{cd}	16.7 N/mm^2
		τ_{cd}	1.0 N/mm^2
		f_{bd}	2.4 N/mm^2
Grösstkorndurchmesser		d_g	32 mm
Bewehrungsstahl	B500B	f_{sd}	435 N/mm^2

8.2 Beispiel 1: Rechteckige Innenstütze (DURA)

Eine erste Abschätzung des Tragwiderstands kann mit den Diagrammen im Anhang dieses Dokuments erfolgen. Für die Abschätzung bedarf es lediglich der Plattenstärke und des Stützenquerschnitts.

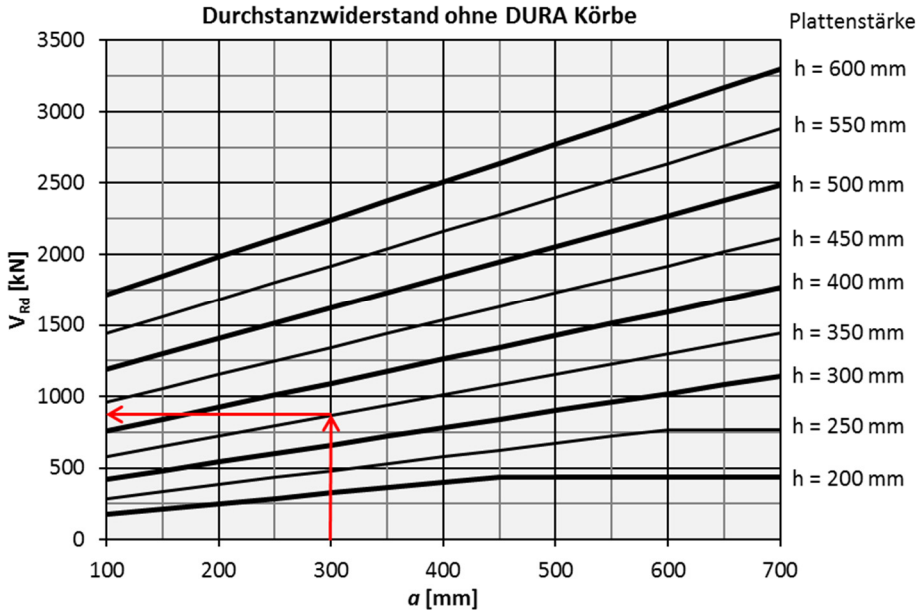
Durchstanzlast	V_d = 1100 kN	Querschnitt	a_x = 400 mm
			a_y = 200 mm
Plattenstärke	h = 350 mm		

Bei einer rechteckigen Innenstütze ergibt sich für den Wert a:

$$a = \frac{a_x + a_y}{2} = \frac{400 + 200}{2} = 300 \text{ mm} \tag{105}$$

Es zeigt sich, dass der zu erwartende Widerstand ohne Durchstanzbewehrung bei etwa $V_{Rd,c0}$ = 850 kN ist. Bei Decken mit DURA Durchstanzbewehrung liegt der maximale Durchstanzwiderstand bei etwa $V_{Rd,cc0}$ = 1300 kN. D. h., der erforderliche Tragwiderstand kann voraussichtlich mit DURA Körben erreicht werden.

a)



b)

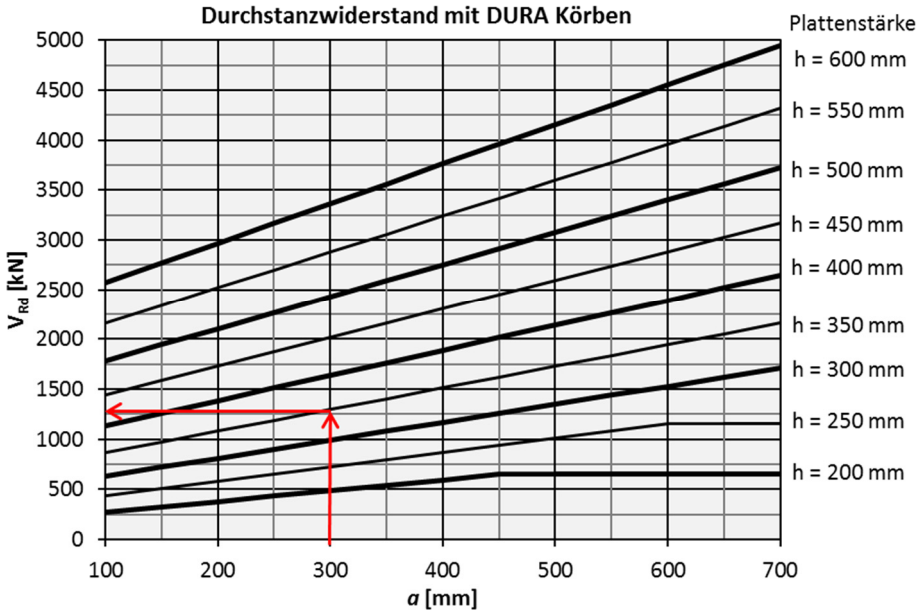


Bild 68: Beispiel 1 - Abschätzung des Tragwiderstands a) ohne DURA Körbe und b) mit DURA Körben

Die eigentliche Bemessung des Beispiels wird auf Näherungsstufe 2 durchgeführt. Für die Berechnung auf Näherungsstufe 2 sind folgende Angaben erforderlich.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Berechnungsgrundlage	Gutachten	Die Bemessung erfolgt auf Basis des DURA Gutachtens.
Plattentyp	Flachdecke	
Ermüdungssichere Körbe verwenden	Nein	Bei diesem Beispiel werden keine ermüdungssicheren Körbe benötigt.
Betonsorte	C25/30	
Grösstkorndurchmesser	32 mm	
Bewehrungsstahl	B500B	
Querschnitt	a_x = 400 mm a_y = 200 mm	
Stützeneinsenkung	h_A = 0 mm	Die Stützeneinsenkung wird für dieses Beispiel als 0 mm angenommen.
Plattenstärke	h = 350 mm	
Max. Spannweiten	l_x = 7000 mm l_y = 6000 mm	
Durchstanzlast	V_d = 1100 kN	
Nutzlast	q_d = 10 kN /m^2	
Aufgezwungene Verformungen	Nicht berücksichtigen	Bei der Bemessung wird versucht, die Bedingungen der Ziffer SIA 262:2013, 4.3.6.1.2 zu erfüllen. D. h. Schnittkräfte von aufgezwungenen Verformungen werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.
Stützeneinspannmomente und Quadrant der Lastresultierenden	$\|M_{xd}\|$ = 30 kNm $\|M_{yd}\|$ = 60 kNm Quadrant = II	Da die Stütze grössere Steifigkeit um die y-Achse aufweist es plausibel, dass der Betrag des Moments M_{yd} grösser als M_{xd} ist.
Bewehrungsüberdeckung oben und unten	c_o = 20 mm c_u = 20 mm	
Bewehrung x-Richtung	1./4. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 4. Lage 1. Lage
Bewehrung y-Richtung	2./3. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 3. Lage 2. Lage
Stahlpilz	$h_{p,max}$ = 250 mm h_{zp} = 40 mm	Es werden Werte eingeben, die den Pilz zwischen den Bewehrungslagen platzieren.

Diese Eingaben ergeben einen Durchstanzwiderstand ohne Massnahme von 804 kN und eine Bruchrotation von ψ_R = 0.0061. Es kann festgestellt werden, dass der Tragwiderstand ohne Massnahmen nicht erfüllt ist. Weiter wurden bei der Schnittkraftermittlung die aufgezwungenen Verformungen nicht berücksichtigt. D. h., gemäss SIA 262:2013, 4.3.6.1.2 muss entweder die Plattenrotation grösser als 0.020 oder es muss eine Durchstanzbewehrung verwendet werden, die mindestens 50% der Bemessungslast übernimmt. Da die Rotation unter 0.008 ist, sollte auch bezüglich des Verformungsverhaltens eine Durchstanzbewehrung verwendet werden.

Resultate

Widerstand ohne	V_{Rd}	803.8	kN
Durchstanzmassnahme	ψ_R	0.0061	

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s} / V_d$
☑	Korb	1	DURA-90	V_{Rd} = 1189 kN	19%	0.0107	> 0.5
☐	Korb	2	DURA-70	V_{Rd} = 1305 kN	25%	0.0123	> 0.5
☐	Korb	1	DURA-110	V_{Rd} = 1309 kN	26%	0.0123	> 0.5
☐	S-Element	1 1	DURA-S-20-400-310-1 DURA-S-20-200-265-2	V_{Rd} = 1148 kN	49%	0.0101	> 0.5
☐	Pilz/Korb	1 4	DURA 60/19-GE2.H22.E DURA-70	V_{Rd} = 1148 kN	84%	0.0140	> 0.5
☐	Pilz/Korb	1 4	DURA 60/24-KE1.N22.E DURA-70	V_{Rd} = 1114 kN	86%	0.0138	> 0.5
☐	S-Element/Korb	1	DURA-S-20-400-310-1	V_{Rd} = 1463 kN	100%	0.0151	> 0.5

Bild 69: Beispiel 1 – Resultate nach Gutachten

Bei diesem Beispiel wurden keine plastischen Umlagerungen gemacht, da die Bewehrungen anhand einer linear-elastischen Schnittkraftberechnung bestimmt wurden. D. h., selbst wenn die Bruchrotation geringer als 0.02 ist, muss kein zusätzlicher Nachweis geführt werden. Aus diesem Grund wird für dieses Beispiel ein DURA-90 Korb gewählt. Die Tragsicherheit bezüglich der Traglast ist mit einem Durchstanzwiderstand von V_{Rd} = 1189 kN erfüllt. Ausserdem gibt es mit einer Bruchrotation von ψ_R = 0.0107 und einem $V_{Rd,s}/V_d$ > 0.5 keine weiteren Nachweise zu führen.

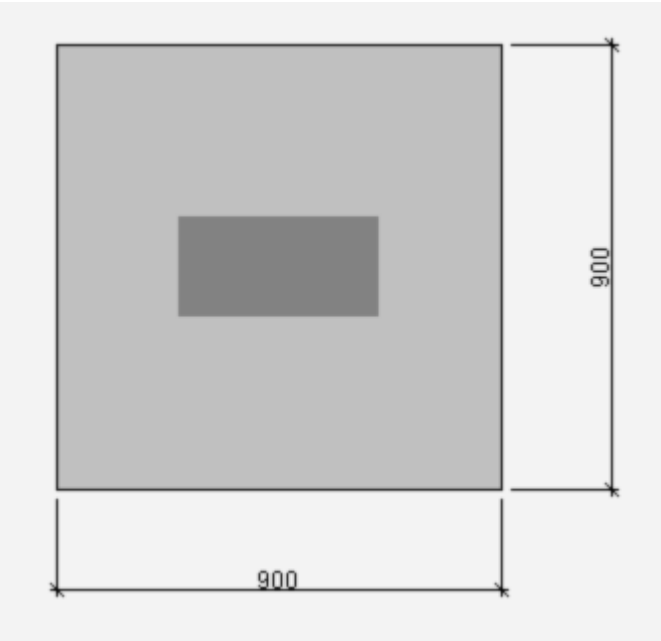


Bild 70: Beispiel 1 - Anordnung der gewählten Korblösung

Plausibilisierung der Lösung

Für eine sichere Bemessung ist es zwingend erforderlich, die von der Software berechneten Resultate anhand von einfachen Handrechnungen auf deren Plausibilität zu überprüfen. Dabei ist keine komplette Nachrechnung notwendig.

Material	$f_{cd} = 16.7\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{bd} = 2.4\ \mathrm{N/mm^2}$ $\tau_{cd} = 1.0\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{sd} = 435\ \mathrm{N/mm^2}$	Bewehrungsfläche	$A_{sx} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$ $A_{sy} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$
Statische Höhe	$d_x = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ \mathrm{mm}$ $d_y = 323 - 14 = 309\ \mathrm{mm}$ $d = 316\ \mathrm{mm}$ $d_v = 316\ \mathrm{mm}$	Bewehrungsgehalt	$\rho_x = 0.48\%$ $\rho_y = 0.50\%$

Überprüfung k_e-Wert

Als erstes wird der k_e-Wert überprüft. Bei einer Innenstütze ohne Aussparungen (d. h. der Schwerpunkt des Nachweisschnittes befindet sich im Stützenzentrum) ergibt sich die Exzentrizität e_u anhand der Stützeneinspannmomente und der dazugehörigen Einwirkung V_d:

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} = \frac{\sqrt{30^2 + (-60)^2}}{1100} = 61.0\ \mathrm{mm} \tag{106}$$

Der Durchmesser einer in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnittes ergibt sich bei einer Innenstütze als:

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v) - d_v{}^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(400 + 316) \cdot (200 + 316) - 316^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} = 666\ \mathrm{mm} \tag{107}$$

Mithilfe von b und e_u lässt sich der Beiwert k_e bestimmen:

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{666}} = \underline{0.92} \tag{108}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete k_e-Wert mit dem k_e-Wert der Software übereinstimmt.

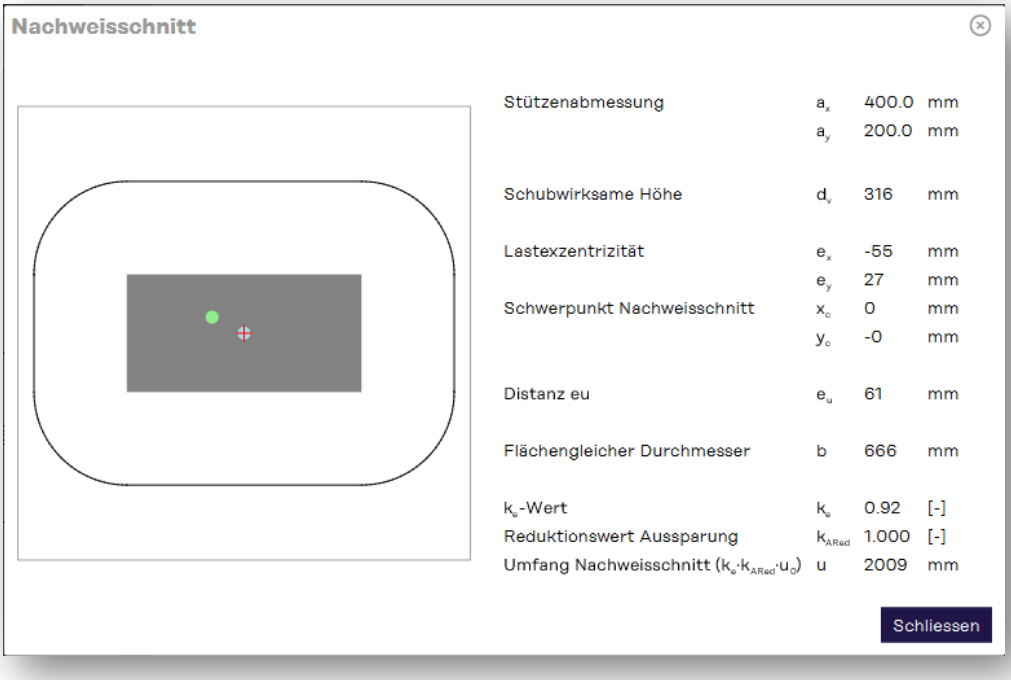


Bild 71: Beispiel 1 - Zwischenresultate zur Umfang- und k_e-Wertberechnung

Überprüfung Rotation

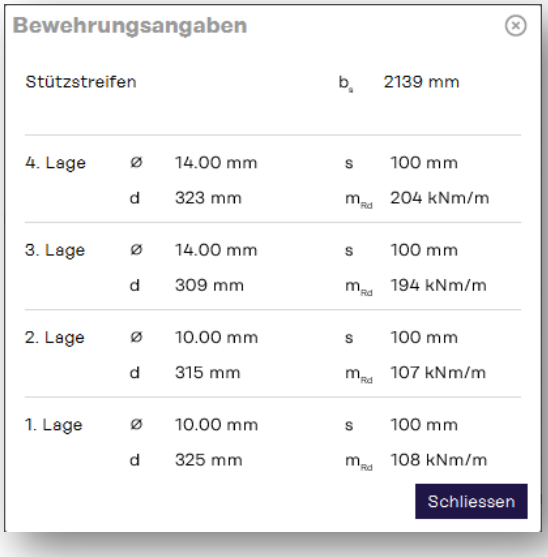
Für die Überprüfung der Rotation muss in einem ersten Schritt der Biegewiderstand in x- und y-Richtung ermittelt werden:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \tag{109}$$

$$m_{Rd,x} = 0.0047 \cdot 323^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0048 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 204\ \mathrm{kNm/m} \tag{110}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0050 \cdot 309^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0050 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 194\ \mathrm{kNm/m} \tag{111}$$

Dabei wurde die Druckbewehrung vernachlässigt. Die Bemessungssoftware berücksichtigt allerdings die Druckbewehrung für die Berechnung des Biegewiderstandes.



Bewehrungsangaben

Stützstreifen			b_s	2139 mm
4. Lage	⌀	14.00 mm	s	100 mm
	d	323 mm	m_{Rd}	204 kNm/m
3. Lage	⌀	14.00 mm	s	100 mm
	d	309 mm	m_{Rd}	194 kNm/m
2. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	315 mm	m_{Rd}	107 kNm/m
1. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	325 mm	m_{Rd}	108 kNm/m

Schliessen

Bild 72: Beispiel 1 - Zwischenresultate zur Biegebewehrung und Biegewiderstände

Zusätzlich sind zur Bestimmung der Rotation die Abstände zwischen den Stützenachsen und den Momentennullpunkten sowie die Stützstreifenbreite erforderlich:

$$r_{sx} = 0.22\, L_x = 0.22 \cdot 7000 = 1540 \text{ mm} \tag{112}$$

$$r_{sy} = 0.22\, L_y = 0.22 \cdot 6000 = 1320 \text{ mm} \tag{113}$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 2139 \text{ mm} \tag{114}$$

Bei der Bestimmung der Mittelwerte der Momente in den Stützstreifen ist folgendes zu beachten: Bei der Überprüfung der Resultate der Software wird nicht – wie bei einer Handbemessung – die Bemessungskraft V_d, sondern der von der Bemessungssoftware ausgegebene Widerstand V_{Rd} verwendet. Da einerseits das Resultat für den Widerstand ohne Durchstanzbewehrung und anderseits der Widerstand der gewählten Korblösung überprüft werden sollen, werden die Mittelwerte der Momente in den Stützstreifen für beide Fälle in x- und y-Richtung bestimmt:

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s}\right) \tag{115}$$

$$e_{ux} = \frac{M_{yd}}{V_d} = \frac{-60}{1100} = -54.5 \text{ mm} \tag{116}$$

$$e_{uy} = \frac{M_{xd}}{\mathrm{V_d}} = \frac{30}{1100} = 27.3 \text{ mm} \tag{117}$$

$$m_{sd,x} = 804 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139}\right) = 111 \text{ kNm/m} \tag{118}$$

$$m_{sd,y} = 804 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139}\right) = 106 \text{ kNm/m} \tag{119}$$

$$m_{sd,x} = 1189 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139}\right) = 164 \text{ kNm/m} \tag{120}$$

$$m_{sd,y} = 1189 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139}\right) = 156 \text{ kNm/m} \tag{121}$$

Mithilfe der vorgängig bestimmten Parameter lassen sich die Rotationen wiederum für die Lösung ohne und die Lösung mit Durchstanzbewehrung bestimmen:

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2} \tag{122}$$

Ohne Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{111}{204}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.006} \tag{123}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{105}{194}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.005 \tag{124}$$

Mit Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{164}{204}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.011} \tag{125}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{156}{194}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.010 \tag{126}$$

Es zeigt sich, dass die massgebenden Rotationen mit derjenigen aus der Bemessungssoftware übereinstimmen.

Überprüfung des Tragwiderstandes

Für die Überprüfung der Tragwiderstände werden in einem ersten Schritt der Umfang des Nachweisschnittes bei der Stütze u_0 sowie der Umfang des Nachweisschnittes ausserhalb des Korbes u_1 bestimmt. Der Umfang des Nachweisschnittes im Bereich der Stütze ergibt sich als:

$$a_x \leq 3 \cdot d_{v0} \quad a_y \leq 3 \cdot d_{v0} \tag{127}$$

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[2 \cdot (a_x + a_y) + d_{v0} \cdot \pi\right]$$
$$k_e \cdot u_0 = 0.92 \cdot [2 \cdot (400 + 200) + 316 \cdot \pi] = 2013 \text{ mm} \tag{128}$$

Da die Schubverteilung entlang des äusseren Nachweisschnittes gleichmässiger ist als in Stützennähe, darf der k_e-Wert für die Berechnung des Umfangs des äusseren Nachweisschnittes erhöht werden. Der erhöhte k_e-Wert kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$d_{v1} = 350 - 20 - 14 - 20 - 10 = 286 \text{ mm} \tag{129}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(a_{Korb} + d_{v1})^2 - d_{v1}{}^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(900 + 286)^2 - 286{}^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} = 1330 \text{ mm} \tag{130}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{1330}} = \underline{0.96} \tag{131}$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = k_{e1} \cdot [4 \cdot a_{Korb} + d_{v1} \cdot \pi]$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.96 \cdot [4 \cdot 900 + 286 \cdot \pi] = 4301 \text{ mm} \tag{132}$$

Der k_r-Wert lässt sich mithilfe der von der Software ausgegebenen Rotationen, die bereits vorgängig überprüft wurden, bestimmen. Dies wiederum für den Fall ohne und mit Durchstanzbewehrung.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \tag{133}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0061 \cdot 316 \cdot 1.0} = 1.25 \tag{134}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0107 \cdot 316 \cdot 1.0} = 0.94 \tag{135}$$

Der Tragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung ergibt sich als:

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,c0} = 1.25 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = \underline{795 \text{ kN} \approx V_{Rd} = 804 \text{ kN}} \tag{136}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Tragwiderstand gut mit der Lösung der Software übereinstimmt.

Bei der Bemessungssoftware wird ebenfalls die Last, die innerhalb des Nachweisschnittes angreift, zum Tragwiderstand V_{Rd} addiert. Bei Flachdecken ist dieser Anteil jedoch in der Regel gering und kann daher bei einer Handüberprüfung vernachlässigt werden. Bei Bodenplatten kann die Reaktion infolge der zulässigen Bodenpressung innerhalb des Nachweisschnittes jedoch relevant sein und sollte daher auch bei der Handüberprüfung berücksichtigt werden.

Für die Überprüfung des Tragwiderstands der gewählten Korblösung sind jeweils alle drei Nachweise – Betondruckdiagonale, Durchstanzen im Bereich des Korbes und Durchstanzen ausserhalb des Korbes – zu überprüfen. Der Widerstand der Betondruckdiagonale bei der Bemessung nach Gutachten ergibt sich aus:

$$\begin{gathered} V_{Rd,cc0} = 2.5 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \\ V_{Rd,cc0} = 2.5 \cdot 0.94 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = 1495 \text{ kN} \\ 1495 \text{ kN} < 3.5 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = 2226 \text{ kN} \\ \underline{V_{Rd,cc0} = 1495 \text{ kN} > V_{Rd} = 1189 \text{ kN}} \end{gathered} \tag{137}$$

Es zeigt sich, dass der berechnete Tragwiderstand grösser als der Wert der Software ist. D. h., dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Der Tragwiderstand ausserhalb des DURA Korbes ergibt sich anhand des Umfangs des Nachweisschnittes ausserhalb des Korbes:

$$\begin{gathered} V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1 \\ V_{Rd,c1} = 0.94 \cdot 1.0 \cdot 286 \cdot 4301 \cdot 10^{-3} = \underline{1156 \text{ kN} \cong V_{Rd} = 1189 \text{ kN}} \end{gathered} \tag{138}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand etwa gleich dem von der Software berechneten massgebenden Widerstand und kleiner als der Widerstand der Betondruckdiagonale ist. D. h., dies ist höchstwahrscheinlich der massgebende Nachweis.

Für den Nachweis im Bereich des DURA Korbes sind als erstes die Spannungen in der Durchstanzbewehrung anhand der von der Software ausgegebenen Rotation zu ermitteln. Hierfür benötigt man den Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung. Dieser ist in der DURA Produktdokumentation dargestellt. Bei einem DURA-90 Korb ist $Ø_{sw}$ = 10 mm. Dies führt zu folgenden Stahlspannungen in der Durchstanzbewehrung:

$$\begin{gathered} \sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6}\left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{Ø_{sw}}\right) \leq f_{sd} \\ \sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0107}{6}\left(1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{316}{10}\right) = 429 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2 \end{gathered} \tag{139}$$

Die Fläche der Durchstanzbewehrung für die gewählte DURA Korblösung lässt sich anhand des Durchstanzbewehrungsgehalts bestimmen. Der Durchstanzbewehrungsgehalt ist ebenfalls in der Produktdokumentation aufgeführt und beträgt bei einem DURA-90: ρ_w = 0.79%. Bei Berechnung nach DURA Gutachten ergibt sich für die anrechenbare Durchstanzbewehrung:

$$A_{sw} = \left[2 \cdot (a_x + a_y) + 2 \cdot \left(0.25 + \frac{0.75}{2}\right) \cdot d_{v0} \cdot \pi\right] \cdot 0.75 d_{v0} \cdot \rho_w$$
$$A_{sw} = [2 \cdot (400 + 200) + 1.25 \cdot 316 \cdot \pi] \cdot 0.75 \cdot 316 \cdot 0.79\% = 4570 \text{ mm}^2 \tag{140}$$

Mithilfe der Spannungen und der Fläche der Durchstanzbewehrung ergibt sich der Tragwiderstand als:

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw}$$
$$V_{Rd,cs0} = 0.94 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 + 0.92 \cdot 429 \cdot 4570 = \underline{2402 \text{ kN} > V_{Rd} = 1189\text{kN}} \tag{141}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand um einiges grösser ist als der von der Software berechnete massgebende Widerstand und ebenfalls um einiges grösser als der Widerstand ausserhalb der Durchstanzbewehrung. D. h., dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Es kann ebenfalls gezeigt werden, dass die Angabe der Software $V_{Rd,s}/V_d$ > 0.5 zutrifft (Bemessung nach Gutachten):

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot f_{sd} \cdot A_{sw} = 0.92 \cdot 435 \cdot 4570 = \underline{1829 \text{ kN} > \frac{V_d}{2} = 550 \text{ kN}} \tag{142}$$

Wie bereits vermutet, ist der Nachweis ausserhalb der Durchstanzbewehrung der massgebende Nachweis. Der von Hand berechnete Wert stimmt gut mit der Lösung der Software überein. Demzufolge kann das Resultat der Software als richtig angenommen werden.

Plausibilisierung einer Lösung mit Stahlpilz und Körben

Wird als Lösung eine Kombination von Körben mit einem Stahlpilz gewählt, kann die Handüberprüfung in ähnlicher Weise wie bei einer reinen Korblösung geführt werden. Allerdings wird bei Lösungen mit Stahlpilz und Kombinationen von Stahlpilz mit Körben in den meisten Fällen der Widerstand des Stahlpilzes und nicht der Durchstanzwiderstand der Platte massgebend. Da der Widerstand des Stahlpilzes durch Leviat garantiert wird, muss dieser nicht selber von der/vom Ingenieur:in überprüft werden. Es kann jedoch nachgewiesen bzw. überprüft werden, ob die Platte nicht massgebend wird. D.h., der Durchstanzwiderstand der Platte muss grösser oder gleich dem in der Software angegebenen Widerstand sein. Eine Überprüfung der Rotation ist in diesem Fall

schwieriger, da die Rotation für den Durchstanzwiderstand der Platte bestimmt wird. Wie dieses Beispiel aber zeigt, kann die Bruchrotation ebenfalls von Hand abgeschätzt bzw. überprüft werden.

Als Beispiel werden dieselben Eingabewerte wie vorgängig verwendet. Die Bemessung nach Gutachten berücksichtigt das Zusammenwirken von Stahlbetonplatte und Stahlpilz. Um den Aufwand der Handüberprüfung einer Lösung mit Stahlpilz zu begrenzen, wird von einer Bemessung nach SIA 262:2013 statt nach Gutachten ausgegangen. Die gewählte Lösung ergibt einen Tragwiderstand von V_{Rd} = 1148 kN und eine Bruchrotation von ψ_R = 0.0127.

Resultate

Widerstand ohne	V_{Rd}	803.8 kN
Durchstanzmassnahme	ψ_R	0.0061

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s}$ / V_d
☐	Korb	1	DURA-90	V_{Rd} = 1187 kN	19%	0.0107	> 0.5
☐	Korb	2	DURA-70	V_{Rd} = 1187 kN	25%	0.0110	> 0.5
☐	Korb	1	DURA-110	V_{Rd} = 1187 kN	26%	0.0110	> 0.5
☐	S-Element	1 1	DURA-S-20-400-310-1 DURA-S-20-200-265-2	V_{Rd} = 1148 kN	49%	0.0101	> 0.5
☑	Pilz/Korb	1 4	DURA 60/19-GE2.H22.U DURA-70	V_{Rd} = 1148 kN	84%	0.0127	> 0.5
☐	Pilz/Korb	1 4	DURA 60/24-KE1.N22.U DURA-70	V_{Rd} = 1114 kN	86%	0.0125	> 0.5
☐	S-Element/Korb	1	DURA-S-20-400-310-1	V_{Rd} = 1187 kN	100%	0.0110	> 0.5

Bild 73: Beispiel 1 – Resultate nach SIA 262:2013

Bei einer Kombination von Stahlpilz und Körben werden die Körbe kreuzförmig um den Stahlpilz angeordnet.

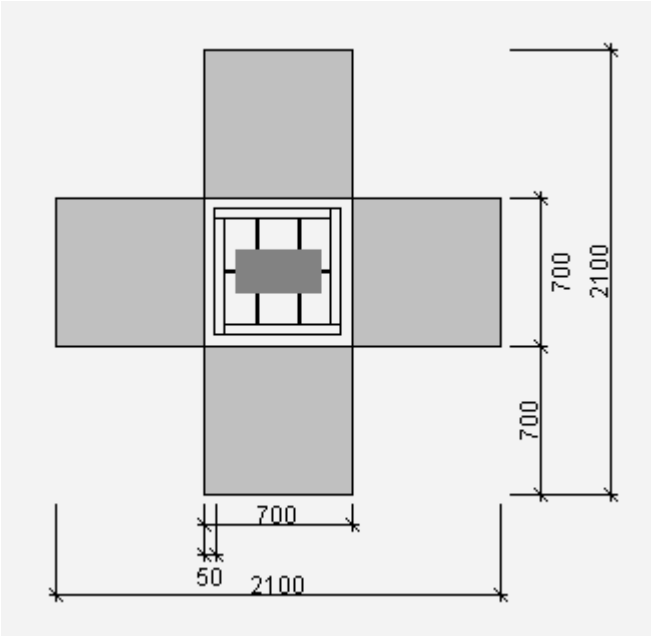


Bild 74: Beispiel 1 - Anordnung der gewählten Stahlpilz/Korblösung

Überprüfung Tragwiderstand

Für die Berechnung des Widerstandes ausserhalb des Pilzes muss die schubwirksame statische Höhe bestimmt werden:

$$d_{v2} = h - c_o - \frac{\emptyset_{4Lg} + \emptyset_{3Lg}}{2} - h_A - h_{zp}$$
$$d_{v2} = 350 - 20 - 14 - 0 - 40 = 276 \text{ mm} \tag{143}$$

Beim Stahlpilz stützen sich die Schubkräfte beim Steg des Randprofils ab und nicht am Ende des Flansches. Deshalb müssen für die Berechnung des Umfangs des äusseren Nachweisschnittes die Abstände der Profilstege ermittelt werden. Die Grösse des Randprofils wird allerdings aus marktwirtschaftlichen Gründen nicht von der Software ausgegeben. Für eine Handüberprüfung lässt sich aber die Breite des Randprofils einfach abschätzen. Für dieses Beispiel wird angenommen, dass die Breite des Randprofils pro Profil etwa 10% der Pilzgrösse entspricht. Dies ergibt schliesslich die Länge bzw. Breite von:

$$c_{eff} \cong 0.8 \cdot 600 = 480 \text{ mm} \tag{144}$$

Da die Schubverteilung entlang des Nachweisschnittes ausserhalb des Stahlpilzes wie bei den Körben ebenfalls gleichmässiger verteilt ist als im Bereich der Stützen, darf der k_e-Wert für die Berechnung des Umfangs des äusseren Nachweisschnittes erhöht werden. Der erhöhte k_e-Wert kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(480 + 276)^2 - 276^{\,2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} = 841 \text{ mm} \tag{145}$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{841}} = \underline{0.93} \tag{146}$$

Der Umfang des Nachweisschnittes ausserhalb des Stahlpilzes ergibt sich als:

$$k_e \cdot u_2 = 0.93 \cdot [4 \cdot 480 + 276 \cdot \pi] = 2599 \text{ mm} \tag{147}$$

Mithilfe der Rotation aus der Software kann der k_r-Wert berechnet werden:

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0$$
$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0127 \cdot 316 \cdot 1.0} = 0.85 \tag{148}$$

Für den Nachweis ausserhalb des Pilzes können die DURA Körbe mitberücksichtigt werden:

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6}\left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\emptyset_{sw}}\right) \leq f_{sd}$$
$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0127}{6}\left(1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{316}{10}\right) = 509\ \mathrm{N/mm^2} \rightarrow 435\ \mathrm{N/mm^2} \tag{149}$$

Da die Körbe nur entlang der Pilzseiten angeordnet werden, wird bei der Bestimmung der Querschnittsfläche der anrechenbaren Durchstanzbewehrung nur die innere Länge der Randprofile verwendet ohne die Ausrundungen.

$$A_{sw} = 4 \cdot 480 \cdot 0.65 \cdot 276 \cdot 0.79\% = 2721\ \mathrm{mm^2} \tag{150}$$

Der Tragwiderstand kann bei DURA Pilzen in Kombination mit DURA Körben ebenfalls mit dem additiven Modell berechnet werden:

$$V_{Rd,cs2} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot k_e \cdot u_2 + k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw}$$
$$V_{Rd,cs2} = 0.85 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2599 + 0.93 \cdot 435 \cdot 2721 = \underline{1711\ \mathrm{kN} > V_{Rd} = 1148\ \mathrm{kN}} \tag{151}$$

Es zeigt sich, dass der Tragwiderstand der Handüberprüfung deutlich grösser ist als der Widerstand gemäss der Software.

Es kann auch gezeigt werden, dass die Angabe der Software $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ zutrifft (Bemessung nach Norm):

$$V_{Rd,s2} = k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw} = 0.93 \cdot 435 \cdot 2721 = \underline{1100\ \mathrm{kN} > \frac{V_d}{2} = 550\ \mathrm{kN}} \tag{152}$$

Zusätzlich muss wiederum überprüft werden, ob der Nachweis der Betondruckdiagonale erfüllt wird:

$$V_{Rd,cc2} = 2.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v2} \cdot k_e \cdot u_2 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_2$$
$$V_{Rd,cc2} = 2 \cdot 0.85 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2599 = 1219\ \mathrm{kN}$$
$$1308\ \mathrm{kN} < 3.5 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2599 = 2692\ \mathrm{kN} \tag{153}$$
$$\underline{V_{Rd,cc2} = 1219\ \mathrm{kN} > V_{Rd} = 1148\ \mathrm{kN}}$$

Es zeigt sich, dass der Tragwiderstand der Handüberprüfung grösser ist als der Widerstand gemäss der Software.

Für eine abschliessende Nachrechnung muss ebenfalls der Nachweis ausserhalb der Körbe geführt werden. Dieser Nachweis ist analog wie vorgängig bei der Nachrechnung der Körbe zu führen.

Da in diesem Beispiel die Diagonaldistanz des äusseren Nachweisschnittes grösser als 2 · 1.5 d_{v1} ist, ergibt sich für den Umfang des Nachweisschnittes ausserhalb der Körbe:

$$k_e \cdot u_1 = 0.93 \cdot [4 \cdot 700 + 286 \cdot \pi + 4 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 286] = 6631 \text{ mm} \tag{154}$$

Dies führt zu einem Tragwiderstand ausserhalb der DURA Körbe von

$$V_{Rd,c1} = 0.85 \cdot 1.0 \cdot 286 \cdot 6631 = \underline{1612 \text{ kN} > V_{Rd} = 1148 \text{ kN}} \tag{155}$$

Es zeigt sich, dass der Tragwiderstand der Handüberprüfung grösser ist als der Widerstand gemäss der Software.

Die von Hand berechneten Werte sind allesamt deutlich höher als die Lösung der Software. Dies bedeutet, dass in diesem Fall sich der in der Software angegebene Tragwiderstandswert auf den Widerstand des Stahlpilzes bezieht. Da aber alle Durchstanznachweise höher als die Einwirkung liegen, zeigt die Handüberprüfung dennoch, dass das Resultat der Software sicher ist.

Überprüfung Rotation

Die Bruchrotationen beziehen sich immer auf die Durchstanzbemessung bzw. auf ein Durchstanzversagen. D.h., falls der Tragwiderstand des Stahlpilzes massgebend wird, wie in diesem Beispiel der Fall ist, gibt es keine direkt dazugehörige Bruchrotation. In diesen Fällen gibt die Software die Bruchrotation des massgebenden Durchstanzversagens an. In diesem Beispiel ist dies der Widerstand der Betondruckdiagonale. Da dieser Wert im DURA Bemessungsmodul nicht direkt ersichtlich ist, wird der Wert aus der Handüberprüfung ($V_{Rd,cc2}$ = 1219 kN) verwendet.

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2b_s}\right) \tag{156}$$

$$m_{sd,x} = 1219 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139}\right) = 168 \text{ kNm/m} \tag{157}$$

$$m_{sd,y} = 1219 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139}\right) = 160 \text{ kNm/m} \tag{158}$$

Mithilfe der vorgängig bestimmten Parameter lassen sich die Rotationen bestimmen:

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2} \tag{159}$$

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{168}{203}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.012 \cong 0.013} \tag{160}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{160}{193}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.010 \tag{161}$$

Die Rotation entspricht der Bruchrotation der Software.

8.3 Beispiel 2: Quadratische Randstütze (DURA)

Abschätzung Tragwiderstand

Eine erste Abschätzung des Tragwiderstands kann mit den Diagrammen im Anhang dieses Dokuments erfolgen. Für die Abschätzung bedarf es lediglich der Plattenstärke und des Stützenquerschnitts.

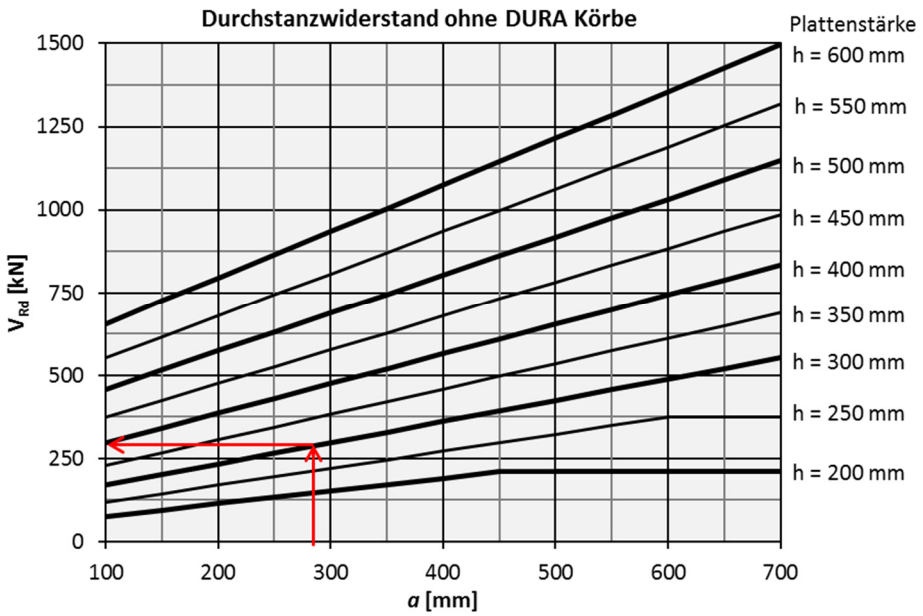
Durchstanzlast	V_d = 379 kN	Querschnitt	a_x = 250 mm a_y = 250 mm
Plattenstärke	h = 300 mm	Randabstand	a_R = 50 mm

Bei rechteckigen Randstützen kann der Wert a wie folgt bestimmt werden:

$$a = \frac{a_x + 2(a_y + a_R)}{3} = \frac{250 + 2(250 + 50)}{3} = 283 \text{ mm} \tag{162}$$

Es zeigt sich, dass der zu erwartende Widerstand ohne Durchstanzbewehrung bei etwa 285 kN liegt. Bei Decken mit Durchstanzbewehrung liegt der maximale Durchstanzwiderstand bei etwa 420 kN. D. h., der erforderliche Tragwiderstand kann voraussichtlich mit DURA Körben erreicht werden.

a)



b)

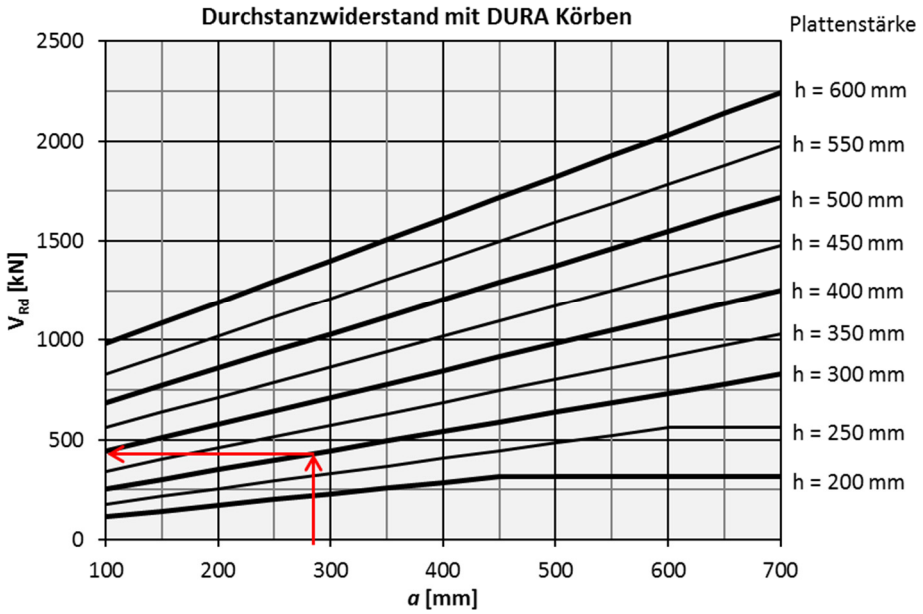


Bild 75: Beispiel 2 - Abschätzung des Tragwiderstands a) ohne DURA Körbe und b) mit DURA Körben

Näherungsstufe 2 Bemessung

Die eigentliche Bemessung des Beispiels wird auf Näherungsstufe 2 durchgeführt. Für die Berechnung auf Näherungsstufe 2 sind folgende Angaben erforderlich.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Berechnungsgrundlage	Norm SIA 262:2013	Die Bemessung erfolgt nach Norm (k_{sys}=2.0)
Plattentyp	Flachdecke	
Ermüdungssichere Körbe verwenden	Nein	Bei diesem Beispiel werden keine ermüdungssicheren Körbe benötigt.
Betonsorte	C25/30	
Grösstkorndurchmesser	32 mm	
Bewehrungsstahl	B500B	
Querschnitt	a_x = 250 mm a_y = 250 mm a_R = 50 mm	
Stützeneinsenkung	h_A = 0 mm	Die Stützeneinsenkung wird für dieses Beispiel als 0 mm angenommen.
Plattenstärke	h = 300 mm	
Max. Spannweiten	l_x = 8000 mm l_y = 6000 mm	Bei diesem Beispiel ist der Rand parallel zur y-Achse. Daher ist l_x jeweils senkrecht und l_y parallel zum Plattenrand.
Durchstanzlast	V_d = 379 kN	
Nutzlast	q_d = 10 kN /m^2	
Aufgezwungene Verformungen	Nicht berücksichtigen	Bei der Bemessung wird versucht, die Bedingungen der Ziffer SIA 262:2013, 4.3.6.1.2 zu erfüllen. D. h. Schnittkräfte von aufgezwungenen Verformungen werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.
Stützeneinspannmomente und Quadrant der Lastresultierenden	$\|M_{xd}\|$ = 1 kNm $\|M_{yd}\|$ = 34 kNm Quadrant = IV	Die Stützeneinspannmomente wurden anhand einer FEM-Berechnung bestimmt.
Bewehrungsüberdeckung oben und unten	c_o = 20 mm c_u = 20 mm	
Bewehrung x-Richtung	2./3. Lage ø10 mm s=100 ø10 mm s=100	 3. Lage 2. Lage
Bewehrung y-Richtung	1./4. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 4. Lage 1. Lage

Diese Eingaben ergeben einen Durchstanzwiderstand ohne Massnahme von 359 kN und eine Bruchrotation von ψ_R = 0.0098. Es kann festgestellt werden, dass der Tragwiderstand ohne Massnahmen nicht erfüllt ist. Weiter wurden bei der Schnittkraftermittlung die aufgezwungenen Verformungen nicht berücksichtigt. D. h., gemäss SIA 262, 4.3.6.1.2 muss entweder die Plattenrotation grösser als 0.02 sein, oder es muss eine Durchstanzbewehrung verwendet werden, die mindestens 50% der Bemessungslast übernimmt. Da die Rotation weit unter 0.02 ist, muss auch bezüglich des Verformungsverhaltens eine Durchstanzbewehrung verwendet werden.

Bei diesem Beispiel wurden keine plastischen Umlagerungen gemacht, da die Bewehrungen anhand einer elastischen Schnittkraftberechnung bestimmt wurden. D. h., selbst wenn die Bruchrotation geringer als 0.02 ist, muss kein zusätzlicher Nachweis geführt werden. Aus diesem Grund wird für dieses Beispiel ein DURA-90 Korb gewählt. Die Tragsicherheit bezüglich der Traglast ist mit einem Durchstanzwiderstand von V_{Rd} = 518 kN erfüllt. Ausserdem gibt es mit einer Bruchrotation von ψ_R = 0.0171 und einem Verhältnis $V_{Rd,s}/V_d$ > 0.5 keine weiteren Nachweise zu führen.

Resultate

Widerstand ohne V_{Rd} 358.9 kN

Durchstanzmassnahme ψ_R 0.0098

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s}$ / V_d
☐	Korb	1	DURA-90	V_{Rd} = 518 kN	37%	0.0171	> 0.5
☐	Korb	2	DURA-70	V_{Rd} = 518 kN	50%	0.0171	> 0.5
☐	S-Element/Korb	1	DURA-SR-12-280-231-2	V_{Rd} = 518 kN	100%	0.0171	> 0.5
		1	DURA-S-12-250-260-1				
		2	DURA-70				

Bild 76: Beispiel 2 - Resultate

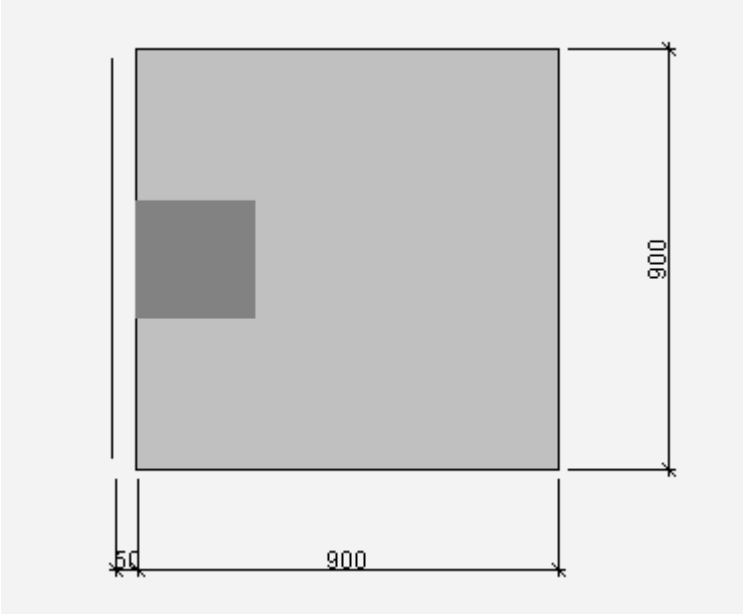


Bild 77: Beispiel 2 - Anordnung der gewählten Lösung

In diesem Beispiel liefert die Abschätzung der Traglast im Vergleich zu den Resultaten der Berechnung auf Näherungsstufe 2 relativ konservative Werte. Dies erklärt sich dadurch, dass der k_e-Wert in diesem Beispiel mit 0.96 deutlich grösser als der Näherungswert der Norm (0.70) ist. Würde man die Abschätzung mit diesem Verhältnis multiplizieren, ergibt sich:

$$V_{Rd,c} = 285 \cdot \frac{0.96}{0.70} = 391 \text{ kN} \tag{163}$$

$$V_{Rd,cc0} = 420 \cdot \frac{0.96}{0.70} = 576 \text{ kN} \tag{164}$$

Im Vergleich zur Berechnung des Tragwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung auf Näherungsstufe 2 ist nun eine Differenz von ca. 10% vorhanden und bei der Berechnung des Tragwiderstandes mit Durchstanzbewehrung von ca. 12%. Allerdings, wie später gezeigt wird, ist bei diesem Beispiel der Abschätzungswert sogar näher bei den Resultaten einer Berechnung nach Näherungsstufe 3 als die Resultate der Berechnung auf Näherungsstufe 2.

Wie bereits erwähnt, gilt es in diesem Beispiel anzumerken, dass der berechnete k_e-Wert verglichen mit dem Näherungswert relativ hoch ist. Dies liegt daran, dass die Betonstütze mit einer Seitenlänge von 250 mm eine geringe Steifigkeit besitzt und deshalb nur eine geringe Stützeneinspannung vorhanden ist. Dies kann auch bei der Betrachtung der Schubspannungsverteilung im Nachweisschnitt gezeigt werden. Bild 78 zeigt die resultierende Schubspannungsverteilung entlang des Nachweisschnitts (die Ausrundungen in den Ecken des Nachweisschnitts sind nicht dargestellt).

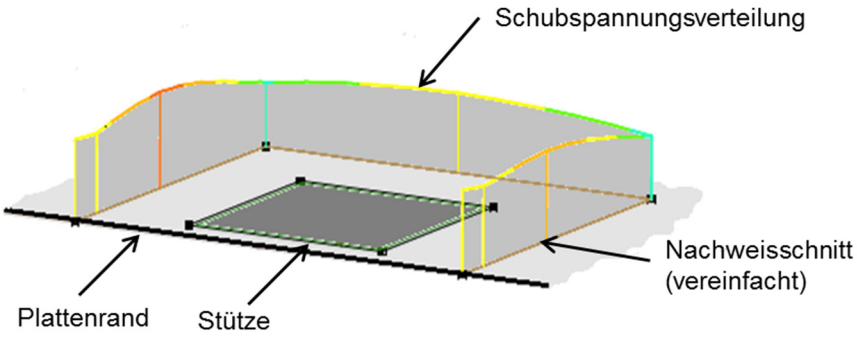


Bild 78: Beispiel 2 - Schubspannungsverteilung

Näherungsstufe 3 Bemessung

Bei regelmässig gestützten Innenstützen entsprechen die Resultate bei einer Bemessung auf Näherungsstufe 2 etwa derjenigen einer Berechnung auf Näherungsstufe 3. Daher lohnt sich der zusätzliche Aufwand in den wenigsten Fällen. Bei Rand- und Eckstützen sowie in Bereichen von Wandenden und Wandecken kann sich jedoch eine genauere Untersuchung lohnen. Für eine

Bemessung auf Näherungsstufe 3 sind folgende zusätzliche Angaben mithilfe eines FEM-Programms zu bestimmen. Die Daten können am einfachsten auf dem FEM-Datenblatt (Anhang B) notiert und anschliessend in die Software übertragen werden.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Spannweiten	L_{x1} = 8000 mm L_{y1} = 6000 mm L_{y2} = 5000 mm	
Nullpunktsabstände	$r_{s,x1}$ = 471 mm $r_{s,y1}$ = 1566 mm $r_{s,y2}$ = 1593 mm	
Biegemomente im Stützstreifen	$m_{sd,x1}$ = 34 kNm/m $m_{sd,y1}$ = 110 kNm/m $m_{sd,y1}$ = 93 kNm/m	

Stützenbezeichnung	Beispiel 2 Randstütze			
Querkraft	V_d [kN]	379		
Stützenkopfmoment	$\|M_{xd}\|$ [kNm]	1		
	$\|M_{yd}\|$ [kNm]	34		
	Quadrant	IV		
Näherungsstufe 3	x_1	x_2	y_1	y_2
Spannweite l [mm]	8000	–	6000	5000
Nullpunktabstand r_s [mm][1)]	471	–	1566	1593
Bemessungsmoment m_{sd} [kNm/m]	34	-	110	93
Stützstreifenbreite	b_{sx} [mm]	850	b_{sy} [mm]	966
[1)] Bei Rand- und Eckstützen zu beachten	2/3 b_{srx} [mm]	567	2/3 b_{sry} [mm]	–

Bild 79: Beispiel 2 - Angaben der Werte für Näherungsstufe 3

Die Breiten der Stützstreifen können anhand der Nullpunktsabstände r_s und des Randabstands a_R bestimmt werden. Für die Berechnung der Stützstreifenbreite gilt generell die Gleichung SIA 262 (60):

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \tag{165}$$

Bei Näherungsstufe 1 und 2 ist bei unterschiedlichen angrenzenden Spannweiten gemäss SIA 262, 4.3.6.4.4 jeweils die grössere Spannweite für die Werte r_{sx} und r_{sy} zu berücksichtigen. Für Näherungsstufe 3 wird allerdings in der Norm SIA 262 keine Angabe gemacht, welches r_{sx} und r_{sy} zu berücksichtigen ist. Da die Stützstreifenbreite durch die Spannweiten in alle Richtungen beeinflusst wird, empfiehlt es sich, für Näherungsstufe 3 folgenden Ansatz zu verwenden:

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{r_{sx1} \cdot r_{sx2} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}} \tag{166}$$

Bei der Randstütze im Beispiel ergibt sich die Stützstreifenbreite zu:

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{r_{sx1} \cdot r_{sx1} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}}$$
$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{471 \cdot 471 \cdot 1566 \cdot 1593} = 1293 \text{ mm} \tag{167}$$

$$b_{sx} = a_{sy} + 2 \cdot (a_{sx} + a_R) = 250 + 2 \cdot (250 + 50) = 850 \text{ mm} < b_s \tag{168}$$

$$b_{sy} = \frac{b_s}{2} + \frac{a_x}{2} + a_R = \frac{1293}{2} + \frac{250}{2} + 50 = 822 \text{ mm} \tag{169}$$

Da in diesem Fall der gemessene Nullpunktsabstand $r_{s,x1} < 2/3\ b_{sr}$ ist, gilt gemäss SIA 262, 4.3.6.4.8: $r_{s,x1} = 2/3\ b_{srx} = 567$ mm. Die Bemessungssoftware überprüft diese Bedingung automatisch. D. h., selbst wenn in der Eingabe $r_{s,x1} = 471$ mm eingegeben wird, rechnet die Bemessungssoftware mit $r_{s,x1} = 567$ mm.

Bei der Berechnung auf Näherungsstufe 3 zeigt sich, dass der Tragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung erreicht wird. Da aber die Rotation gleich 0.008 ist, die Schnittkräfte aus aufgezwungenen Verformungen nicht berücksichtigt wurden und keine Einsturzsicherung vorgesehen ist, wird trotzdem eine Durchstanzbewehrung angeordnet. Um in diesem Fall in der Software eine Lösung zu erhalten, wird die Bemessungskraft V_d von 379 kN auf 399 kN ($V_{Rd,c}$ + 5 kN) erhöht, und die Biegemomente im Stützstreifen und die Stützeneinspannmomente werden im Verhältnis $V_{d,neu}/V_{d,alt}$ = 399/379 = 1.05 angepasst.

Die neuen Biegemomente im Stützstreifen sind:

	x_1	y_1	y_2
m_{sd} [kNm/m]	36	116	98

und die neuen Stützeneinspannmomente:

$|M_{xd}|$ = 1 kNm
$|M_{yd}|$ = 36 kNm
Quadrant = IV

Dies führt zur Lösung mit einem DURA-90 Korb, die eine Bruchrotation von 0.0142 ermöglicht und einen Widerstandsanteil der Durchstanzbewehrung von mindestens 50% V_d hat.

Resultate

Widerstand ohne	V_{Rd}	393.6 kN
Durchstanzmassnahme	ψ_R	0.0082

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s} / V_d$
☐	Korb	1	DURA-90	V_{Rd} = 576 kN	37%	0.0145	> 0.5
☐	Korb	2	DURA-70	V_{Rd} = 576 kN	50%	0.0145	> 0.5
☐	S-Element/Korb	1	DURA-SR-12-280-231-2	V_{Rd} = 577 kN	100%	0.0145	> 0.5
		1	DURA-S-12-250-260-1				
		2	DURA-70				

Bild 80: Beispiel 2 – Resultate Näherungsstufe 3 mit erhöhter Einwirkungslast

Plausibilisierung der Lösung

Für eine sichere Bemessung ist es zwingend erforderlich, die von der Software berechneten Resultate anhand von einfachen Handrechnungen auf deren Plausibilität zu überprüfen. Dabei ist keine komplette Nachrechnung notwendig.

Material

$$f_{cd} = 16.7\ \mathrm{N/mm^2} \quad f_{bd} = 2.4\ \mathrm{N/mm^2}$$
$$\tau_{cd} = 1.0\ \mathrm{N/mm^2} \quad f_{sd} = 435\ \mathrm{N/mm^2}$$

Statische Höhe

$$d_x = d_y - \frac{14+10}{2} = 261\ \mathrm{mm}$$
$$d_y = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273\ \mathrm{mm}$$
$$d = 267\ \mathrm{mm}$$
$$d_v = 267\ \mathrm{mm}$$

Bewehrungsfläche

$$A_{sx} = 785\ \mathrm{mm^2/m}$$
$$A_{sy} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$$

Bewehrungsgehalt

$$\rho_x = 0.30\%$$
$$\rho_y = 0.56\%$$

Überprüfung k_e-Wert

Als erstes wird der k_e-Wert überprüft. Bei einer quadratischen Randstütze ohne Aussparungen ergibt sich aus:

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) \cdot \left(\frac{\frac{d_v}{2} - a_R}{2}\right) + \left(a_y + d_v\right) \cdot \left(\frac{a_x + d_v}{2}\right)}{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) + \left(a_y + d_v\right)}$$

$$e_{u,x} = \frac{34000}{379} - \frac{2 \cdot \left(250 + 50 + \frac{267}{2}\right) \cdot \left(\frac{\frac{267}{2} - 50}{2}\right) + (250 + 267) \cdot \left(\frac{250 + 267}{2}\right)}{2 \cdot \left(250 + 50 + \frac{267}{2}\right) + (250 + 267)} \tag{170}$$

$$e_{u,x} = 89.7 - 122.7 = -33.0 \text{ mm} \tag{171}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V_d} = \frac{-1000}{379} = -2.6 \text{ mm} \tag{172}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} = 33.1 \text{ mm} \tag{173}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(a_x + \frac{d_v}{2} + a_R\right) \cdot \left(a_y + d_v\right) - \frac{{d_v}^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(250 + \frac{267}{2} + 50\right) \cdot (250 + 267) - \frac{267^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} = 525\ mm \tag{174}$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{33.1}{525}} = \underline{0.94} \tag{175}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete k_e-Wert mit dem k_e-Wert der Software nahezu übereinstimmt. Die Differenz zwischen der Handrechnung (0.94) und der Software (0.96) ergibt sich dadurch, dass die Software den Schwerpunkt des tatsächlichen Nachweisschnittes mit Ausrundungen berücksichtigt und die Handrechnung die Ausrundungen mit geraden Linien vereinfacht.

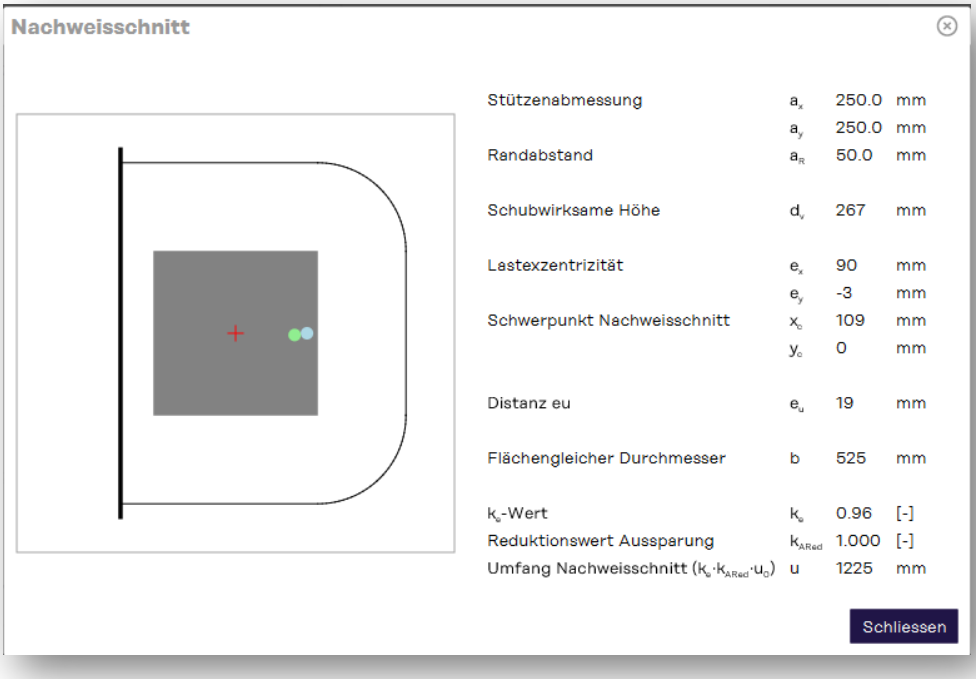


Bild 81: Beispiel 2 - Zwischenresultate zur Umfang- und k_e-Wertberechnung

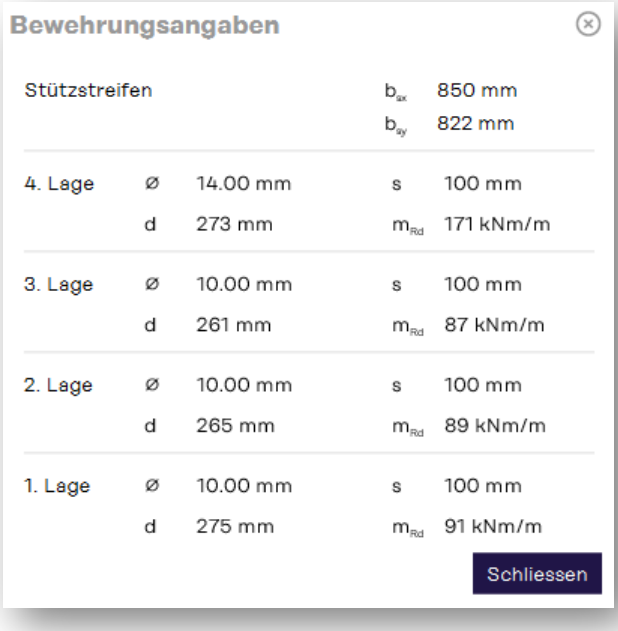
Überprüfung Rotation

Für die Überprüfung der Rotation muss in einem ersten Schritt der Biegewiderstand in x- und y-Richtung ermittelt werden:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \tag{176}$$

$$m_{Rd,x} = 0.0030 \cdot 261^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0030 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 85.4\ \mathrm{kNm/m} \tag{177}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0056 \cdot 273^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0056 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 168\ \mathrm{kNm/m} \tag{178}$$



Bewehrungsangaben

Stützstreifen			b_{ax}	850 mm
			b_{ay}	822 mm
4. Lage	⌀	14.00 mm	s	100 mm
	d	273 mm	m_{Rd}	171 kNm/m
3. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	261 mm	m_{Rd}	87 kNm/m
2. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	265 mm	m_{Rd}	89 kNm/m
1. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	275 mm	m_{Rd}	91 kNm/m

Schliessen

Bild 82: Beispiel 2 - Zwischenresultate zur Biegebewehrung und Biegewiderstände

Mithilfe der Parameter aus der FEM-Berechnung lassen sich die Rotationen für den Tragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung bestimmen. Die Biegemomente im Stützstreifen müssen allerdings entsprechend dem Verhältnis V_{Rd}/V_d = 393/379 = 1.04 erhöht werden, um die Rotation beim Bruch zu erhalten:

$$\psi_i = 1.2 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2} \tag{179}$$

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{567}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{35.4}{85.4}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.001 \tag{180}$$

$$\psi_{y1} = 1.2 \cdot \frac{1566}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{114.4}{168}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.008} \tag{181}$$

$$\psi_{y2} = 1.2 \cdot \frac{1593}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{96.7}{168}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.007 \tag{182}$$

Es zeigt sich, dass die massgebende Rotation mit derjenigen aus der Bemessungssoftware übereinstimmt.

Überprüfung des Tragwiderstandes

Für die Überprüfung der Tragwiderstände wird in einem ersten Schritt der Umfang des Nachweisschnittes bei der Stütze u_0 bestimmt:

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[2 \cdot (a_x + a_R) + a_y + d_v \cdot \frac{\pi}{2}\right]$$
$$k_e \cdot u_0 = 0.96 \cdot \left[2 \cdot (250 + 50) + 250 + 267 \cdot \frac{\pi}{2}\right] = 1219 \text{ mm} \tag{183}$$

Der k_r -Wert lässt sich mithilfe der von der Software ausgegebenen Rotationen, die bereits vorgängig überprüft wurden, bestimmen.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0$$
$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.008 \cdot 267 \cdot 1.0} = 1.20 \tag{184}$$

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot k_e \cdot u_0$$
$$V_{Rd,c0} = 1.20 \cdot 1.0 \cdot 267 \cdot 1219 \cdot 10^{-3} = \underline{390 \text{ kN} \approx V_{Rd} = 394 \text{ kN}} \tag{185}$$

Es zeigt sich, dass der berechnete Tragwiderstand etwa dem der Software entspricht.

8.4 Beispiel 3: Wandecke (DURA)

Modellierung

Die Modellierung erfolgt linear-elastisch ungerissen mit einer FE-Software. Dabei werden die Decken und Wände als Schalenelemente modelliert und monolithisch miteinander verbunden. Die Wände sind am Fuss linienförmig aufgelagert.

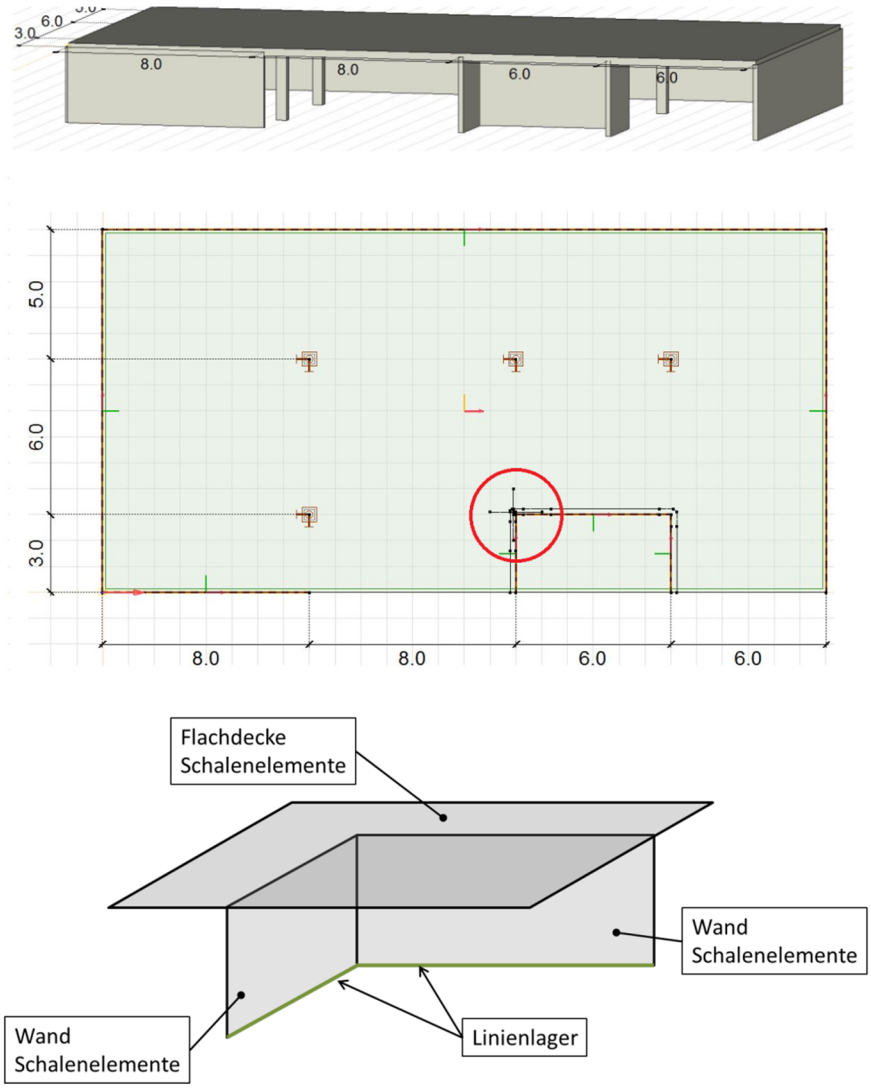


Bild 83: Beispiel 3 – Modellierung der Wandecke

Da in diesem Fall die Durchstanzeinwirkung nicht wie bei Stützen direkt anhand der Reaktion bestimmt werden kann, wird die Bemessungslast anhand des Querkraftverlaufs im Nachweisschnitt bestimmt. Bei Wandecken ist die Nachweisschnittlänge gemäss Norm mit 1.5 d_v vom Eckpunkt anzunehmen (siehe Figur 22c, SIA 262:2013).

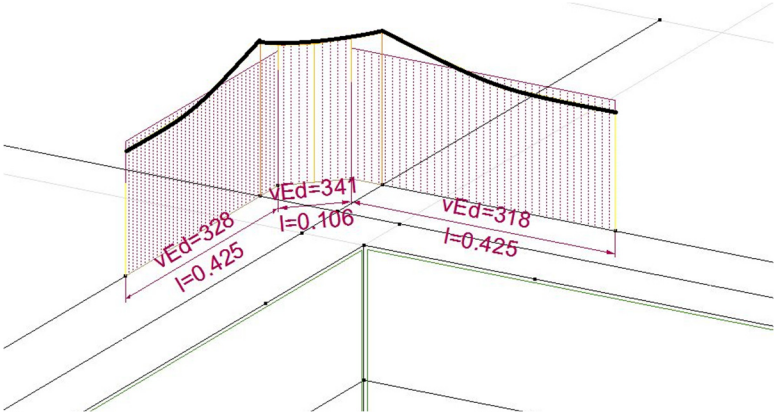


Bild 84: Beispiel 3 - Querkraftverlauf

Die Integration der Querkräfte entlang des Nachweisschnittes ergibt die Bemessungslast für den Durchstanznachweis (V_d = 310 kN). Es gilt darauf hinzuweisen, dass bei der Eingabe in die Software die Bemessungslast noch um die Last, welche innerhalb des Nachweisschnittes angreift, erhöht werden muss (V_d = 313 kN), da die Bemessungssoftware diese automatisch in der Bemessung berücksichtigt und den Durchstanzwiderstand um den entsprechenden Wert vergrössert.

Näherungsstufe 3 Bemessung

Die eigentliche Bemessung des Beispiels wird auf Näherungsstufe 3 durchgeführt, da bei Wandecken keine normkonforme Berechnung auf Näherungsstufe 2 ausgeführt werden kann.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Berechnungsgrundlage	Norm SIA 262:2013	Die Bemessung erfolgt nach Norm (k_{sys}=2.0)
Plattentyp	Flachdecke	
Ermüdungssichere Körbe verwenden	Nein	Bei diesem Beispiel werden keine ermüdungssicheren Körbe benötigt.
Betonsorte	C25/30	
Grösstkorndurchmesser	32 mm	
Bewehrungsstahl	B500B	
Querschnitt	a_x = 200 mm a_y = 200 mm	
Stützeneinsenkung	h_A = 0 mm	Die Stützeneinsenkung wird für dieses Beispiel als 0 mm angenommen.
Plattenstärke	h = 300 mm	
Spannweiten	L_{x1} = 8000 mm L_{y2} = 6000 mm	
Nullpunktabstände	r_{sx1} = 1570 mm r_{sy2} = 1170 mm	
Mittlere Biegemomente im Stützstreifen	m_{sdx1} = 134 kNm/m m_{sdy2} = 105 kNm/m	

Stützenbezeichnung	Beispiel 3 Wandecke			
Querkraft	V_d [kN]	313		
Stützenkopfmoment Berechnung von ke mit Querkraftverlauf im Nachweisschnitt	$\lvert M_{xd} \rvert$ [kNm]	–		
	$\lvert M_{yd} \rvert$ [kNm]	–		
	Quadrant	–	$ke = \frac{325}{372} = 0.87$	
Näherungsstufe 3	x_1	x_2	y_1	y_2
Spannweite l [mm]	8000	–	–	6000
Nullpunktabstand r_s [mm][1)]	1570	–	–	1170
Bemessungsmoment m_{sd} [kNm/m]	134	–	–	105
Stützstreifenbreite	b_{sx} [mm]	2000	b_{sy} [mm]	2000
[1)] Bei Rand- und Eckstützen zu beachten	2/3 b_{srx} [mm]	–	2/3 b_{sry} [mm]	–

Bild 85: Beispiel 3- Angaben der Werte für Näherungsstufe 3

Da bei dieser Modellierungsmethode keine Stützeneinspannmomente bestimmt werden können, wird der k_e-Wert anhand der Querkraftverteilung im Nachweisschnitt ermittelt:

$$k_e = \frac{v_{d,mittel}}{v_{d,max}} = \frac{325}{372} = 0.87 \tag{186}$$

Der k_e-Wert berücksichtigt den ungleichmässigen Verlauf der Querkraftbeanspruchung entlang des Nachweisschnittes. Für den Nachweis der Tragsicherheit wird der maximale Wert der Querkraft $v_{d,max}$ dem Widerstand v_{Rd} gegenübergestellt. Die Norm SIA 262:2013 berücksichtigt diesen Umstand durch den Reduktionsfaktor k_e für den Nachweisschnitt. D.h. die einwirkende Querkraft wird auf $k_e \cdot u_0$ verteilt. Daraus folgt, dass auf die reduzierte Länge $v_{d,max}$ wirkt. Aus dieser Betrachtung kann k_e aus $v_{d,mittel}$ und $v_{d,max}$ bestimmt werden.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Durchstanzlast	V_d = 313 kN	
Nutzlast	q_d = 11.3 kN /m^2	
Aufgezwungene Verformungen	Nicht berücksichtigen	Bei der Bemessung wird versucht, die Bedingungen der Ziffer SIA 262:2013, 4.3.6.1.2 zu erfüllen. D. h. Schnittkräfte von aufgezwungenen Verformungen werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.
k_e-Wert	0.87	
Bewehrungsüberdeckung oben und unten	c_o = 20 mm c_u = 20 mm	
Bewehrung x-Richtung	1./4. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 4. Lage 1. Lage
Bewehrung y-Richtung	2./3. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 3. Lage 2. Lage

Diese Eingaben ergeben einen Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung von 276 kN und eine Bruchrotation von ψ_R = 0.009. Es kann festgestellt werden, dass der Tragwiderstand ohne Massnahmen nicht erfüllt ist.

Resultate

Widerstand ohne	V_{Rd}	275.7	kN
Durchstanzmassnahme	ψ_R	0.0086	

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s}$ / V_d
☐	Korb	1	DURA-70	V_{Rd} = 346 kN	20%	0.0122	> 0.5
☐	S-Element/Korb	1	DURA-SR-12-379-260-1	V_{Rd} = 402 kN	100%	0.0152	> 0.5
		1	DURA-SR-12-379-231-2				
		3	DURA-70				

Bild 86: Beispiel 3 - Resultatausgabe

Bei diesem Beispiel wurden keine plastischen Umlagerungen gemacht, da die Bewehrungen anhand einer elastischen Schnittkraftberechnung bestimmt wurden. D. h., selbst wenn die Bruchrotation geringer als 0.02 ist, muss kein zusätzlicher Nachweis geführt werden. Aus diesem Grund wird für dieses Beispiel ein DURA-70 Korb gewählt. Die Tragsicherheit bezüglich der Traglast ist mit einem Durchstanzwiderstand von V_{Rd} = 346 kN erfüllt. Ausserdem gibt es mit einer Bruchrotation von ψ_R = 0.012 und einem Verhältnis $V_{Rd,s}/V_d$ > 0.5 keine weiteren Nachweise zu führen.

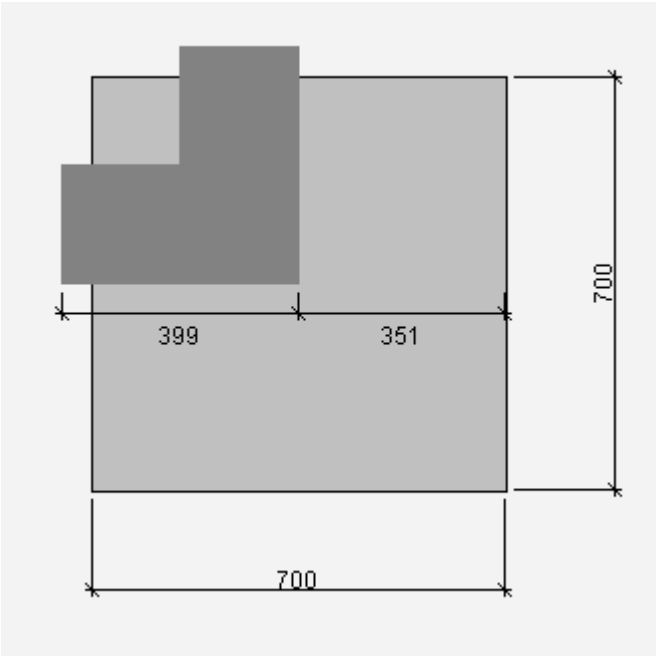


Bild 87: Beispiel 3 - Anordnung der gewählten Lösung

Plausibilisierung der Lösung

Für eine sichere Bemessung ist es zwingend erforderlich, die von der Software berechneten Resultate anhand von einfachen Handrechnungen auf deren Plausibilität zu überprüfen.

Material	$f_{cd} = 16.7\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{bd} = 2.4\ \mathrm{N/mm^2}$ $\tau_{cd} = 1.0\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{sd} = 435\ \mathrm{N/mm^2}$	Bewehrungsfläche	$A_{sx} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$ $A_{sy} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$
Statische Höhe	$d_x = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273\ \mathrm{mm}$ $d_y = 300 - 20 - 14 - \frac{14}{2} = 259\ \mathrm{mm}$ $d = 266\ \mathrm{mm}$ $d_v = 266\ \mathrm{mm}$	Bewehrungsgehalt	$\rho_x = 0.56\%$ $\rho_y = 0.59\%$

Überprüfung Rotation

Für die Überprüfung der Rotation muss in einem ersten Schritt der Biegewiderstand in x- und y-Richtung ermittelt werden:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \tag{187}$$

$$m_{Rd,x} = 0.0056 \cdot 273^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0056 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 168\ \mathrm{kNm/m} \tag{188}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0059 \cdot 259^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0059 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 159\ \mathrm{kNm/m} \tag{189}$$

Mithilfe der Parameter aus der FEM-Berechnung lassen sich die Rotationen bestimmen. Die Biegemomente im Stützstreifen müssen allerdings entsprechend dem Verhältnis V_{Rd}/V_d erhöht werden, um die Rotation beim Bruch zu erhalten. Für die Nachrechnung der Rotation ohne Durchstanzbewehrung ergibt sich V_{Rd}/V_d = 276/313 = 0.882 und für die Nachrechnung mit Durchstanzbewehrung ergibt sich V_{Rd}/V_d = 346/313 = 1.105.

$$\psi_i = 1.2 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2} \tag{190}$$

Ohne Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{1570}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{0.882 \cdot 134}{168}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.009} \tag{191}$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{1170}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{0.882 \cdot 105}{159}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.005 \tag{192}$$

Mit Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{1570}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{1.105 \cdot 134}{168}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.012} \tag{193}$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{1170}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{1.105 \cdot 105}{159}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.007 \tag{194}$$

Es zeigt sich, dass die massgebenden Rotationen mit denjenigen aus der Bemessungssoftware übereinstimmen.

Überprüfung des Tragwiderstandes

Für die Überprüfung der Tragwiderstände werden in einem ersten Schritt der Umfang des Nachweisschnittes bei der Wandecke u_0 sowie der Umfang des Nachweisschnittes ausserhalb des Korbes u_1 bestimmt. Der Umfang des Nachweisschnittes im Bereich der Stütze ergibt sich als:

$$\begin{gathered} k_e \cdot u_0 = k_e \cdot d_v \cdot \left(2 \cdot 1.5 + \frac{\pi}{4}\right) \\ k_e \cdot u_0 = 0.87 \cdot 266 \cdot \left(2 \cdot 1.5 + \frac{\pi}{4}\right) = 876 \text{ mm} \end{gathered} \tag{195}$$

Da die Schubverteilung entlang des äusseren Nachweisschnittes gleichmässiger ist als in Stützennähe, darf der k_e-Wert für die Berechnung des Umfangs des äusseren Nachweisschnittes erhöht werden. Der erhöhte k_e-Wert kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$b_0 \cong 2.24 \cdot d_{v0} = 2.24 \cdot 266 = 596 \text{ mm} \tag{196}$$

$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b_0 = \frac{1 - 0.87}{0.87} \cdot 596 = 89 \text{ mm} \tag{197}$$

$$d_{v1} = 300 - 20 - 14 - 20 - 10 = 236 \text{ mm} \tag{198}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(a_{Korb} + 0.5 \cdot d_{v1})^2 - \frac{{d_{v1}}^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(700 + 0.5 \cdot 236)^2 - \frac{{236}^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]} = 921 \text{ mm} \tag{199}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_1}} = \frac{1}{1 + \frac{89}{921}} = \underline{0.91} \tag{200}$$

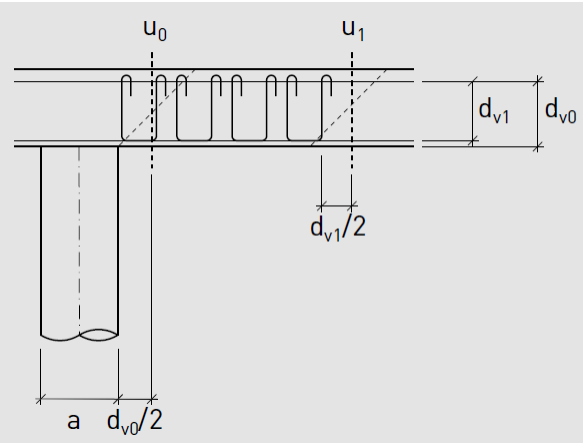


Bild 88: Beispiel 3 - Zu betrachtende Nachweisschnitte

$$k_{e1} \cdot u_1 = k_e \cdot \left[2 \cdot a_{Korb} + d_{v1} \cdot \frac{\pi}{4} \right]$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.91 \cdot \left[2 \cdot 700 + 236 \cdot \frac{\pi}{4} \right] = 1446 \text{ mm} \tag{201}$$

Der k_r - Wert lässt sich mithilfe der von der Software ausgegebenen Rotationen, die bereits vorgängig überprüft wurden, bestimmen. Dies jeweils für den Fall mit und ohne Durchstanzbewehrung.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \tag{202}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0086 \cdot 266 \cdot 1.0} = 1.16 \tag{203}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0122 \cdot 266 \cdot 1.0} = 0.96 \tag{204}$$

Für die Überprüfung des Tragwiderstands ohne Durchstanzbewehrung ergibt sich aus:

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$
$$V_{Rd,c0} = 1.16 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = \underline{270\ \text{kN}\ \approx\ V_{Rd} =\ 276\ \text{kN}} \tag{205}$$

Das Ergebnis entspricht dem Resultat der Software.

Für die Überprüfung des Tragwiderstands der gewählten Korblösung sind jeweils alle drei Nachweise – Betondruckdiagonale, Durchstanzen im Bereich des Korbes und Durchstanzen ausserhalb des Korbes – zu überprüfen. Der Widerstand der Betondruckdiagonale bei der Bemessung nach Norm ergibt sich aus:

$$V_{Rd,cc0} = 2.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$
$$V_{Rd,cc0} = 2.0 \cdot 0.96 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = 447\ \text{kN}$$
$$V_{Rd,cc0} = 447\ \text{kN} > 3.5 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = 816\ \text{kN} \tag{206}$$
$$\underline{V_{Rd,cc0} = 447\ \text{kN}\ >\ V_{Rd} = 346\ \text{kN}}$$

Es zeigt sich, dass der berechnete Tragwiderstand deutlich grösser als der Wert der Software ist. D. h., dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Der Tragwiderstand ausserhalb des DURA Korbes ergibt sich anhand des Umfangs des Nachweisschnittes ausserhalb des Korbes:

$$V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1$$
$$V_{Rd,c1} = 0.96 \cdot 1.0 \cdot 236 \cdot 1446 \cdot 10^{-3} = \underline{328\ \text{kN}\ \cong V_{Rd} = 346\text{kN}} \tag{207}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand etwa gleich dem von der Software berechneten massgebenden Widerstand und kleiner als der Widerstand der Betondruckdiagonale ist. D. h., dies ist höchstwahrscheinlich der massgebende Nachweis. Die Abweichung ergibt sich, neben einigen Rundungsdifferenzen, durch den Lastabzug innerhalb des Nachweisschnittes, der in der Handüberprüfung vernachlässigt wurde.

Für den Nachweis im Bereich des DURA Korbes ist als erstes die Spannung in der Durchstanzbewehrung anhand der von der Software ausgegebenen Rotation zu ermitteln. Hierfür benötigt man den Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung. Dieser ist in der DURA

Produktdokumentation dargestellt. Bei einem DURA-70 Korb ist $Ø_{bg}$ = 10 mm. Dies führt zu folgenden Stahlspannungen in der Durchstanzbewehrung:

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6}\left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{Ø_{sw}}\right) \leq f_{sd}$$
$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0122}{6}\left(1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{266}{10}\right) = 478\ \mathrm{N/mm^2} > \underline{435\ \mathrm{N/mm^2}} \tag{208}$$

Die Fläche der Durchstanzbewehrung für die gewählte DURA Korblösung lässt sich anhand des Durchstanzbewehrungsgehalts bestimmen. Der Durchstanzbewehrungsgehalt ist ebenfalls in der Produktdokumentation aufgeführt und beträgt bei einem DURA-70: ρ_w = 0.79%. Dies ergibt für die anrechenbare Durchstanzbewehrung:

$$A_{sw} = \left[2 \cdot 1.5\, d_v + 2\left(0.35 + \frac{0.65}{2}\right) \cdot d_{v0}/4 \cdot \pi\right] \cdot 0.65 d_{v0} \cdot \rho_w$$
$$A_{sw} = [2 \cdot 1.5 \cdot 266 + 1.35 \cdot 266/4 \cdot \pi] \cdot 0.65 \cdot 266 \cdot 0.79\% = 1475\ \mathrm{mm^2} \tag{209}$$

Mithilfe der Spannungen und der Fläche der Durchstanzbewehrung ergibt sich der Tragwiderstand als:

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw}$$
$$V_{Rd,cs0} = 0.96 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 + 0.87 \cdot 435 \cdot 1475 = 223.7\ \mathrm{kN} + 558.2\ \mathrm{kN} \tag{210}$$
$$\underline{V_{Rd,cs0} = 782\ \mathrm{kN} > V_{Rd} = 346\ \mathrm{kN}}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand um einiges grösser ist als der von der Software berechnete massgebende Widerstand und ebenfalls um einiges grösser als der Widerstand ausserhalb der Durchstanzbewehrung. D. h., dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Es kann ebenfalls gezeigt werden, dass die Angabe der Software $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ zutrifft:

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw} = \underline{558\ \mathrm{kN} > \frac{V_d}{2} = 157\ \mathrm{kN}} \tag{211}$$

Wie bereits vermutet, ist der Nachweis ausserhalb der Durchstanzbewehrung der massgebende Nachweis. Der von Hand berechnete Wert stimmt gut mit der Lösung der Software überein. Demzufolge ist das Resultat der Software plausibel.

8.5 Beispiel 4: Ovale Innenstütze (HDB)

Die Bemessung des Beispiels wird auf Näherungsstufe 2 durchgeführt. Für die Berechnung auf Näherungsstufe 2 sind folgende Angaben erforderlich.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Berechnungsgrundlage	Gutachten	Die Bemessung erfolgt auf Basis des HDB Gutachtens.
Plattentyp	Flachdecke	
Einbau	auto	Bei der Wahl «*auto*» werden bei reinen HDB Lösungen die Leisten unten und bei HDB/HSP Kombinationen oben angeordnet.
Betonsorte	C25/30	
Grösstkorndurchmesser	32 mm	
Bewehrungsstahl	B500B	
Querschnitt	a_x = 500 mm a_y = 300 mm	
Stützeneinsenkung	h_A = 0 mm	Die Stützeneinsenkung wird für dieses Beispiel als 0 mm angenommen.
Plattenstärke	h = 450 mm	
Max. Spannweiten	l_x = 8500 mm l_y = 8500 mm	
Durchstanzlast	V_d = 2500 kN	
Nutzlast	q_d = 20 kN /m^2	
Aufgezwungene Verformungen	Nicht berücksichtigen	Bei der Bemessung wird versucht, die Bedingungen der Ziffer SIA 262:2013, 4.3.6.1.2 zu erfüllen. D. h. Schnittkräfte von aufgezwungenen Verformungen werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.
Stützeneinspannmomente und Quadrant der Lastresultierenden	$\|M_{xd}\|$ = 40 kNm $\|M_{yd}\|$ = 80 kNm Quadrant = II	Da die Stütze grössere Steifigkeit um die y-Achse aufweist ist es plausibel, dass der Betrag des Moments M_{yd} grösser als M_{xd} ist.
Bewehrungsüberdeckung oben und unten	c_o = 30 mm c_u = 30 mm	
Bewehrung x-Richtung	1./4. Lage ø20 mm s=100 ø10 mm s=100	 4. Lage 1. Lage
Bewehrung y-Richtung	2./3. Lage ø20 mm s=100 ø10 mm s=100	 3. Lage 2. Lage
Stahlpilz	$h_{p,max}$ = 340 mm h_{zp} = 40 mm	Es werden Werte eingeben, die den Pilz zwischen den Bewehrungslagen platzieren.

Diese Eingaben ergeben einen Durchstanzwiderstand ohne Massnahme von 1445 kN und eine Bruchrotation von ψ_R = 0.0034. Es kann festgestellt werden, dass der Tragwiderstand ohne Massnahmen nicht erfüllt ist. Weiter wurden bei der Schnittkraftermittlung die aufgezwungenen

Verformungen nicht berücksichtigt. D. h., gemäss SIA 262, 4.3.6.1.2 muss entweder die Plattenrotation grösser als 0.020 oder es muss eine Durchstanzbewehrung verwendet werden, die mindestens 50% der Bemessungslast übernimmt. Da die Rotation unter 0.008 ist, sollte auch bezüglich des Verformungsverhaltens eine Durchstanzbewehrung verwendet werden.

Resultate

Widerstand ohne	V_{Rd}	1'444.8 kN
Durchstanzmassnahme	ψ_R	0.0034

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s}$ / V_d
☑	HDB	8	HDB-25/395-3/860 (150/2x...	V_{Rd} = 2554 kN	31%	0.0077	> 0.5
☐	HDB	12	HDB-20/395-3/840 (150/2x...	V_{Rd} = 2541 kN	35%	0.0081	> 0.5
☐	HDB	10	HDB-25/395-3/900 (150/2x...	V_{Rd} = 2639 kN	39%	0.0080	> 0.5
☐	HDB/Pilz	1 14	HSP 2-60-27-PTV-22W HDB-20/395-3/810 (135/2x2...	V_{Rd} = 2642 kN	93%	0.0080	> 0.5
☐	HDB/Pilz	1 16	HSP 3-60-21-VT8-BBU HDB-20/395-3/810 (135/2x2...	V_{Rd} = 2564 kN	96%	0.0081	> 0.5
☐	HDB/Pilz	1 12	HSP 1-60-31-VKV-LMT HDB-20/395-3/810 (135/2x2...	V_{Rd} = 2578 kN	100%	0.0080	> 0.5

Bild 89: Beispiel 4 - Resultatausgabe

Bei diesem Beispiel wurden keine plastischen Umlagerungen gemacht, da die Bewehrungen anhand einer linear-elastischen Schnittkraftberechnung bestimmt wurden. D. h., selbst wenn die Bruchrotation geringer als 0.02 ist, muss kein zusätzlicher Nachweis geführt werden. Aus diesem Grund wird für dieses Beispiel 8 HDB-25/395-3/860 gewählt. Die Tragsicherheit bezüglich der Traglast ist mit einem Durchstanzwiderstand von V_{Rd} = 2554 kN erfüllt. Ausserdem gibt es mit einer Bruchrotation von ψ_R = 0.0077 und einem $V_{Rd,s}/V_d$ > 0.5 keine weiteren Nachweise zu führen.

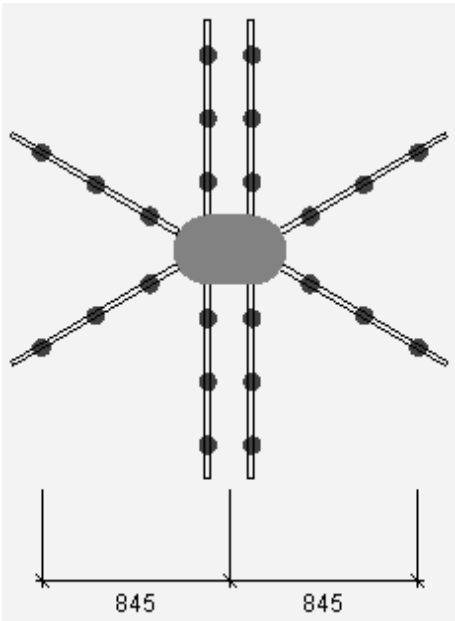


Bild 90: Beispiel 4 - Anordnung der gewählten Lösung

Plausibilisierung der Lösung

Für eine sichere Bemessung ist es zwingend erforderlich, die von der Software berechneten Resultate anhand von einfachen Handrechnungen auf deren Plausibilität zu überprüfen. Dabei ist keine komplette Nachrechnung notwendig.

Material	$f_{cd} = 16.7\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{bd} = 2.4\ \mathrm{N/mm^2}$ $\tau_{cd} = 1.0\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{sd} = 435\ \mathrm{N/mm^2}$	Bewehrungsfläche	$A_{sx} = 3142\ \mathrm{mm^2/m}$ $A_{sy} = 3142\ \mathrm{mm^2/m}$
Statische Höhe	$d_x = 450 - 30 - \frac{20}{2} = 410\ \mathrm{mm}$ $d_y = 410 - 20 = 390\ \mathrm{mm}$ $d = 400\ \mathrm{mm}$ $d_v = 400\mathrm{mm}$	Bewehrungsgehalt	$\rho_x = 0.77\%$ $\rho_y = 0.81\%$

Überprüfung k_e-Wert

Als erstes wird der k_e-Wert überprüft. Bei einer Innenstütze ohne Aussparungen (d. h., der Schwerpunkt des Nachweisschnittes befindet sich im Stützenzentrum) ergibt sich die Exzentrizität e_u anhand der Stützeneinspannmomente und der dazugehörigen Einwirkung V_d:

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} = \frac{\sqrt{40^2 + (-80)^2}}{2500} \cdot 10^3 = 35.8\ \mathrm{mm} \tag{212}$$

Der Durchmesser einer in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnittes ergibt sich bei einer Innenstütze als:

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(a_x - a_y) \cdot (a_y + d_v) + (\mathrm{a}_y + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[(500 - 300) \cdot (300 + 400) + (300 + 400)^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right]} = 817\ \mathrm{mm} \tag{213}$$

Mithilfe von b und e_u lässt sich der Beiwert k_e bestimmen:

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{35.8}{817}} = \underline{0.96} \tag{214}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete k_e-Wert mit dem k_e-Wert der Software übereinstimmt.

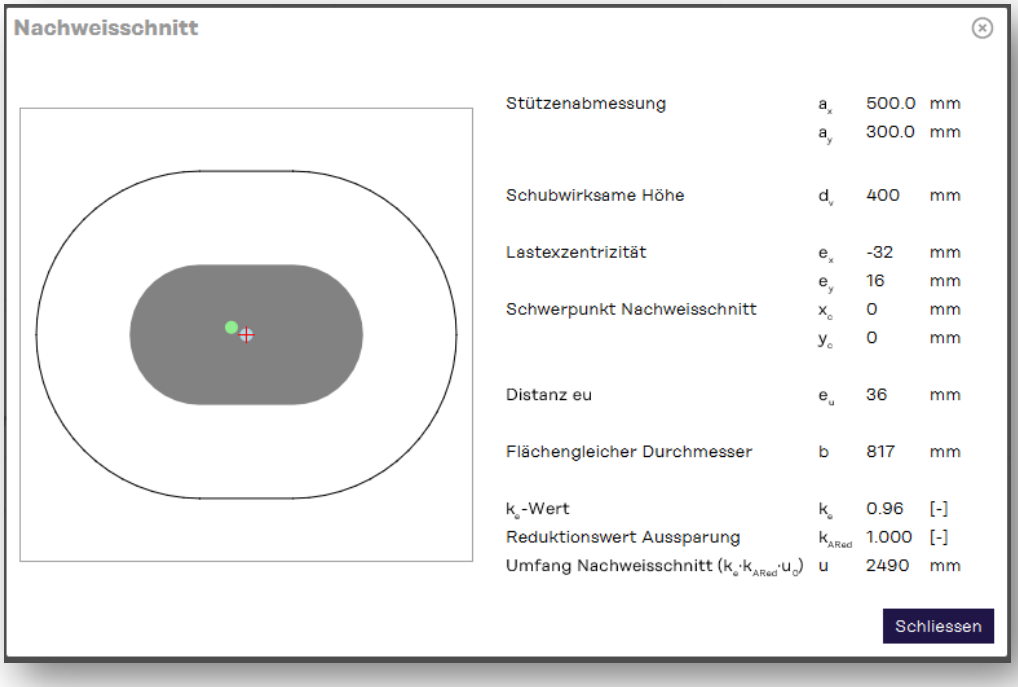


Bild 91: Beispiel 4 - Zwischenresultate zur Umfang- und k_e-Wertberechnung

Überprüfung Rotation

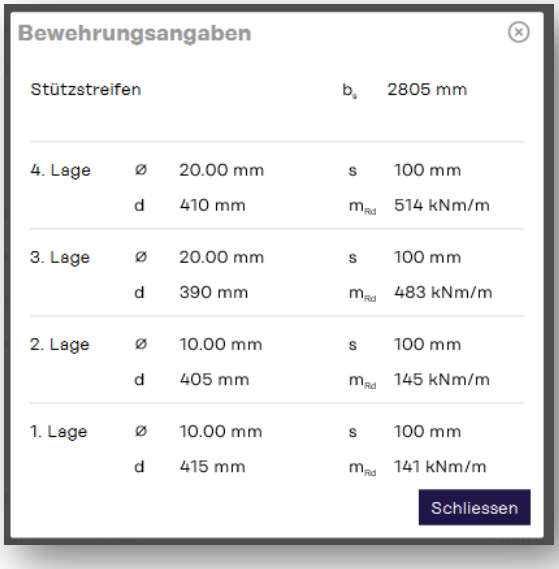
Für die Überprüfung der Rotation muss in einem ersten Schritt der Biegewiderstand in x- und y-Richtung ermittelt werden:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \tag{215}$$

$$m_{Rd,x} = 0.0077 \cdot 410^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0077 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 504 \text{ kNm/m} \tag{216}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0081 \cdot 390^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0081 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 477 \text{ kNm/m} \tag{217}$$

Dabei wurde die Druckbewehrung vernachlässigt. Die Bemessungssoftware berücksichtigt allerdings die Druckbewehrung für die Berechnung des Biegewiderstandes.



Bewehrungsangaben

Stützstreifen			b_s	2805 mm
4. Lage	⌀	20.00 mm	s	100 mm
	d	410 mm	m_{Rd}	514 kNm/m
3. Lage	⌀	20.00 mm	s	100 mm
	d	390 mm	m_{Rd}	483 kNm/m
2. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	405 mm	m_{Rd}	145 kNm/m
1. Lage	⌀	10.00 mm	s	100 mm
	d	415 mm	m_{Rd}	141 kNm/m

Schliessen

Bild 92: Beispiel 4 - Zwischenresultate zur Biegebewehrung und Biegewiderstände

Zusätzlich sind zur Bestimmung der Rotation die Abstände zwischen den Stützenachsen und den Momentennullpunkten sowie die Stützstreifenbreite erforderlich:

$$r_{sx} = 0.22\, L_x = 0.22 \cdot 8500 = 1870 \text{ mm} \tag{218}$$

$$r_{sy} = 0.22\, L_y = 0.22 \cdot 8500 = 1870 \text{ mm} \tag{219}$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 2805 \text{ mm} \tag{220}$$

Bei der Bestimmung der Mittelwerte der Momente in den Stützstreifen ist folgendes zu beachten: Bei der Überprüfung der Resultate der Software wird nicht – wie bei einer Handbemessung – die Bemessungskraft V_d, sondern der von der Bemessungssoftware ausgegebene Widerstand V_{Rd} verwendet. Da einerseits das Resultat für den Widerstand ohne Durchstanzbewehrung und anderseits der Widerstand der gewählten Lösung überprüft werden sollen, werden die Mittelwerte der Momente in den Stützstreifen für beide Fälle in x- und y-Richtung bestimmt:

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s}\right) \tag{221}$$

$$e_{ux} = \frac{M_{yd}}{V_d} = \frac{-80}{2500} = -32 \text{ mm} \tag{222}$$

$$e_{uy} = \frac{M_{xd}}{\mathrm{V_d}} = \frac{40}{2500} = 16 \text{ mm} \tag{223}$$

$$m_{sd,x} = 1445 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-32|}{2 \cdot 2805}\right) = 189 \text{ kNm/m} \tag{224}$$

$$m_{sd,y} = 1445 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|16|}{2 \cdot 2805}\right) = 185 \text{ kNm/m} \tag{225}$$

$$m_{sd,x} = 2554 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-32|}{2 \cdot 2805}\right) = 334 \text{ kNm/m} \tag{226}$$

$$m_{sd,y} = 2554 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|16|}{2 \cdot 2805}\right) = 327 \text{ kNm/m} \tag{227}$$

Mithilfe der vorgängig bestimmten Parameter lassen sich die Rotationen wiederum für die Lösung ohne und die Lösung mit Durchstanzbewehrung bestimmen:

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2} \tag{228}$$

Ohne Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{189}{504}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.0034 \tag{229}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{184}{477}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.0035} \tag{230}$$

Mit Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{334}{504}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.0080 \tag{231}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{327}{477}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.0084} \tag{232}$$

Es zeigt sich, dass die massgebenden Rotationen mit derjenigen aus der Bemessungssoftware in etwa übereinstimmen. Geringfügige Abweichungen können durch Rundungsdifferenzen, der Nichtberücksichtigung der Druckbewehrung und der Nichtberücksichtigung des Abzugs der Last innerhalb des Nachweisschnittes erklärt werden.

Überprüfung des Tragwiderstandes

Für die Überprüfung der Tragwiderstände werden in einem ersten Schritt der Umfang des Nachweisschnittes bei der Stütze u_0 sowie der Umfang des Nachweisschnittes ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs u_1 bestimmt. Der Umfang des Nachweisschnittes im Bereich der Stütze ergibt sich als:

$$a_x - \mathrm{a_y} \leq 3 \cdot d_{v0} \tag{233}$$

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[2 \cdot \left(a_x - a_y\right) + \left(d_{v0} + a_y\right) \cdot \pi\right]$$
$$k_e \cdot u_0 = 0.96 \cdot [2 \cdot (500 - 300) + (400 + 300) \cdot \pi] = 2495 \text{ mm} \tag{234}$$

Da die Schubverteilung entlang des äusseren Nachweisschnittes gleichmässiger ist als in Stützennähe, darf der k_e-Wert für die Berechnung des Umfangs des äusseren Nachweisschnittes erhöht werden. Der erhöhte k_e-Wert kann durch ein angepasster b-Wert (Durchmesser eines flächengleichen Kreises der Fläche innerhalb des Nachweisschnittes) berechnet werden. Vereinfachend kann der äussere Nachweisschnitt als Kreis angenommen werden. Somit ergibt sich der b-Wert und der k_e-Wert durch:

$$d_{v1} = 450 - 30 - 20 - 30 = 370 \text{ mm} \tag{235}$$

$$b \cong a_y + 2 \cdot [s_0 + (n_A - 1) \cdot s_1] + d_{v1}$$
$$b \cong 300 + 2 \cdot [150 + (3 - 1) \cdot 280] + 370 = 2090\ mm \tag{236}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{35.8}{2090}} = \underline{0.98} \tag{237}$$

Am einfachsten lässt sich der Umfang graphisch mithilfe der dxf Ausgabe bestimmen. Vereinfachend kann er auch durch zwei Halbkreise und zwei Zwischenstücke bestimmt werden.

$$u_1 \cong \left[a_y + 2 \cdot [s_0 + (n_A - 1) \cdot s_1] + d_{v1}\right] \cdot \pi + 2 \cdot \left(a_x - a_y\right)$$
$$u_1 \cong [300 + 2 \cdot [150 + (3 - 1) \cdot 280] + 370] \cdot \pi + 2 \cdot (500 - 300) \tag{238}$$

$$u_1 \cong 6965 \text{ mm} \tag{239}$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.98 \cdot 6965 = 6826 \text{ mm} \tag{240}$$

Dieser Wert überschätzt grundsätzlich den Umfang etwas, da der äussere Nachweisschnitt nicht einer Ausrundung, sondern einem Polygonzug folgt. Der in der Software ausgegebene Wert von 6609 mm kann aber mit dieser vereinfachten Betrachtung in der Handrechnung als plausibel eingestuft werden.

Der k_r-Wert lässt sich mithilfe der von der Software ausgegebenen Rotationen, die bereits vorgängig überprüft wurden, bestimmen. Dies wiederum für den Fall ohne und mit Durchstanzbewehrung.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \tag{241}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0034 \cdot 400 \cdot 1.0} = 1.44 \tag{242}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0078 \cdot 400 \cdot 1.0} = 1.00 \tag{243}$$

Der Tragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung ergibt sich als:

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$
$$V_{Rd,c0} = 1.44 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 \cdot 10^{-3} = \underline{1437\ \text{kN} \ \cong\ V_{Rd} = 1445\ \text{kN}} \tag{244}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Tragwiderstand gut mit der Lösung der Software übereinstimmt.

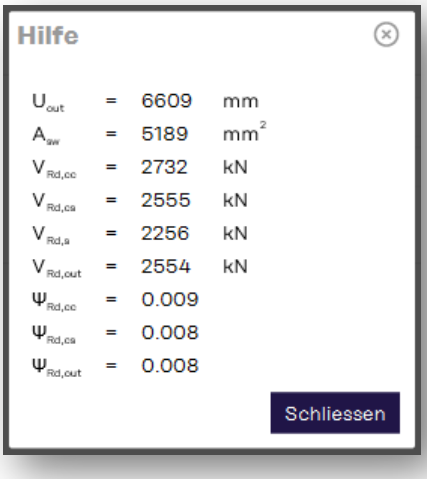


Bild 93: Beispiel 4 - Zwischenresultate der Tragwiderstände

Bei der Bemessungssoftware wird ebenfalls die Last, die innerhalb des Nachweisschnittes angreift, zum Tragwiderstand V_{Rd} addiert. Bei Flachdecken ist dieser Anteil jedoch in der Regel gering und kann daher bei einer Handüberprüfung vernachlässigt werden. Bei Bodenplatten kann die Reaktion infolge der zulässigen Bodenpressung innerhalb des Nachweisschnittes jedoch relevant sein und sollte daher auch bei der Handüberprüfung berücksichtigt werden.

Für die Überprüfung des Tragwiderstands der gewählten HDB-Lösung sind jeweils alle drei Nachweise – Betondruckdiagonale, Durchstanzen im Bereich der Doppelkopfanker und

Durchstanzen ausserhalb der Durchstanzbewehrung – zu überprüfen. Der Widerstand der Betondruckdiagonale bei der Bemessung nach Gutachten ergibt sich aus:

$$V_{Rd,cc0} = 3.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,cc0} = 3.0 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 \cdot 10^{-3} = 2994 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,cc0} = 2994 \text{ kN} > 3.5 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 \cdot 10^{-3} = 3493 \text{ kN} \tag{245}$$

$$\underline{V_{Rd,cc0} = 2994 \text{ kN} > V_{Rd} = 2500 \text{ kN}}$$

Es zeigt sich, dass der berechnete Tragwiderstand grösser als der Wert der Software ist. D. h. dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Der Tragwiderstand ausserhalb der Durchstanzbewehrung ergibt sich anhand des Umfangs des Nachweisschnittes ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs. Für diese Plausibilitätskontrolle wurde der äussere Umfang aus der Software, der bereits auf Plausibilität überprüft wurde, verwendet.

$$V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1$$

$$V_{Rd,c1} = 1.00 \cdot 1.0 \cdot 370 \cdot 6689 \cdot 10^{-3} = \underline{2475 \text{ kN} \cong V_{Rd} = 2500 \text{ kN}} \tag{246}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand etwa gleich dem von der Software berechneten massgebenden Widerstand ist. D. h., es wurde eine genügend grosse Fläche durchstanzbewehrt.

Für den Nachweis im Bereich der Durchstanzbewehrung sind als erstes die Spannungen in der Durchstanzbewehrung anhand der von der Software ausgegebenen Rotation zu ermitteln:

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6}\left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\emptyset_{sw}}\right) \leq f_{sd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0077}{6}\left(1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{400}{25}\right) = 286 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2 \tag{247}$$

Die Fläche der anrechenbare Durchstanzbewehrungsfläche für die gewählte HDB Lösung lässt sich folgendermassen bestimmen.

$$k_e \cdot A_{sw} = k_e \cdot n_r \cdot \frac{\pi}{4} \emptyset^2 \cdot \frac{d_v}{s_0 + 0.5 s_1}$$
$$k_e \cdot A_{sw} = 0.96 \cdot 8 \cdot \frac{\pi}{4} 25^2 \cdot \frac{400}{150 + 0.5 \cdot 280} = 5200\ mm^2 \tag{248}$$

Mithilfe der Spannungen und der Fläche der Durchstanzbewehrung ergibt sich der Tragwiderstand als:

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{sd}$$
$$V_{Rd,cs0} = 1.00 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 + 5200 \cdot 286 = \underline{2487\ \mathrm{kN} \cong V_{Rd} = \ 2500\mathrm{kN}} \tag{249}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand etwa gleich dem von der Software berechneten massgebenden Widerstand. D. h. die gewählte Anzahl, Durchmesser und Abstände der Doppelkopfanker wurden richtig gewählt.

Es kann ebenfalls gezeigt werden, dass die Angabe der Software $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ zutrifft (Bemessung nach Gutachten):

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot A_{sw} \cdot f_{sd} = 5200 \cdot 435 = \underline{2262\ \mathrm{kN} > \frac{V_d}{2} = 1250\ \mathrm{kN}} \tag{250}$$

Die von Hand berechnete Werte stimmen gut mit der Lösung der Software überein. Demzufolge kann das Resultat der Software als richtig angenommen werden.

Bei Doppelkopfanker sind allerdings nicht nur die Tragwiderstände zu überprüfen, sondern auch die konstruktiven Anforderungen. Oftmals wird dies vergessen und so Anordnungen kreiert, die weder der Norm entsprechen noch experimentell bestätigt wurden.

Der erste Anker sollte gemäss Gutachten bei 0.375d_v liegen:

$$\frac{s_0}{d_v} = \frac{150}{400} = 0.375 = 0.375 \tag{251}$$

Der zweite Anker sollte bei maximal 1.125d_v angeordnet werden:

$$\frac{s_0 + s_1}{d} = \frac{150 + 280}{400} = 1.075 \ < 1.125 \tag{252}$$

Zudem sollten die tangentialen Abstände bei der zweiten Ankerreihe kleiner als 1.5d_v sein. Am einfachsten können die Abstände im dxf Export nachgemessen werden. Sie sind aber auch leicht zu berechnen. Bei der gewählten Anordnung sind die Abstände in der Ausrundung am grössten. Die entsprechende Sekante ergibt sich durch

$$\begin{gathered} a_2 = 2 \cdot \left(\frac{a_y}{2} + s_0 + s_1\right) \cdot \sin\frac{\alpha}{2} \\ a_2 = 2 \cdot \left(\frac{300}{2} + 150 + 280\right) \cdot \sin\frac{60}{2} = 580 \text{ mm} < 1.5 \cdot 400 = 600 \text{ mm} \end{gathered} \tag{253}$$

8.6 Beispiel 5: Runde Eckstütze (HDB)

Die Bemessung des Beispiels wird auf Näherungsstufe 2 durchgeführt. Für die Berechnung auf Näherungsstufe 2 sind folgende Angaben erforderlich.

Eingabeparameter	Wert	Hinweise zur Wahl der Parameter
Berechnungsgrundlage	Gutachten	Die Bemessung erfolgt auf Basis des HDB Gutachtens.
Plattentyp	Flachdecke	
Einbau	auto	Bei der Wahl «*auto*» werden bei reinen HDB Lösungen die Leisten unten und bei HDB/HSP Kombinationen oben angeordnet.
Betonsorte	C25/30	
Grösstkorndurchmesser	32 mm	
Bewehrungsstahl	B500B	
Querschnitt	ø = 200 mm a_{Rx} = 250 mm a_{Ry} = 250 mm	
Stützeneinsenkung	h_A = 0 mm	Die Stützeneinsenkung wird für dieses Beispiel als 0 mm angenommen.
Plattenstärke	h = 250 mm	
Max. Spannweiten	l_x = 4500 mm l_y = 3800 mm	
Durchstanzlast	V_d = 275 kN	
Nutzlast	q_d = 3 kN /m^2	
Aufgezwungene Verformungen	Nicht berücksichtigen	Bei der Bemessung wird versucht, die Bedingungen der Ziffer SIA 262:2013, 4.3.6.1.2 zu erfüllen. D. h. Schnittkräfte von aufgezwungenen Verformungen werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.
Stützeneinspannmomente und Quadrant der Lastresultierenden	$\|M_{xd}\|$ = 35 kNm $\|M_{yd}\|$ = 40 kNm Quadrant = III	
Bewehrungsüberdeckung oben und unten	c_o = 25 mm c_u = 25 mm	
Bewehrung x-Richtung	1./4. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 4. Lage 1. Lage
Bewehrung y-Richtung	2./3. Lage ø14 mm s=100 ø10 mm s=100	 3. Lage 2. Lage
Stahlpilz	$h_{p,max}$ = 240 mm h_{zp} = 40 mm	Es werden Werte eingeben, die den Pilz zwischen den Bewehrungslagen platzieren.

Diese Eingaben ergeben einen Durchstanzwiderstand ohne Massnahme von 213.5 kN und eine Bruchrotation von ψ_R = 0.0106. Es kann festgestellt werden, dass der Tragwiderstand ohne Massnahmen nicht erfüllt ist. Weiter wurden bei der Schnittkraftermittlung die aufgezwungenen Verformungen nicht berücksichtigt. D. h. gemäss SIA 262, 4.3.6.1.2 muss entweder die Plattenrotation grösser als 0.020 oder es muss eine Durchstanzbewehrung verwendet werden, die

mindestens 50% der Bemessungslast übernimmt. Da die Rotation unter 0.008 ist, sollte auch bezüglich des Verformungsverhaltens eine Durchstanzbewehrung verwendet werden.

Resultate

Widerstand ohne	V_{Rd}	213.5 kN
Durchstanzmassnahme	ψ_R	0.0106

	Art des Elements	Anzahl	Elemente	Widerstand	Kosten	ψ_R	$V_{Rd,s} / V_d$
☐	HDB	2	HDB-12/205-4/565 (80/3x1...	V_{Rd} = 288 kN	95%	0.0159	> 0.5
		2	HDB-12/205-2/295 (80/135/...				
		1	HDB-12/205-3/430 (80/2x1...				
☐	HDB	3	HDB-12/205-3/470 (80/2x1...	V_{Rd} = 279 kN	100%	0.0149	> 0.5
		3	HDB-12/205-2/315 (80/155/...				
☐	HDB	3	HDB-12/205-4/505 (80/3x11...	V_{Rd} = 281 kN	100%	0.0154	> 0.5
		2	HDB-12/205-2/275 (80/115/...				

Bild 94: Beispiel 5 - Resultatausgabe

Bei diesem Beispiel wurden keine plastischen Umlagerungen gemacht, da die Bewehrungen anhand einer linear-elastischen Schnittkraftberechnung bestimmt wurden. D. h. selbst wenn die Bruchrotation geringer als 0.02 ist, muss kein zusätzlicher Nachweis geführt werden. Für dieses Beispiel werden 3 HDB-12/205-3/470 & 3 HDB-12/205-2/315 gewählt. Auch wenn die zwei weiteren dargestellten Lösungen ebenfalls richtig sind, erscheint diese Anordnung am besten die vorhandene Situation abzubilden. Die Tragsicherheit bezüglich der Traglast ist mit einem Durchstanzwiderstand von V_{Rd} = 279 kN erfüllt. Ausserdem gibt es mit einer Bruchrotation von ψ_R = 0.0149 und einem $V_{Rd,s}/V_d$ > 0.5 keine weiteren Nachweise zu führen.

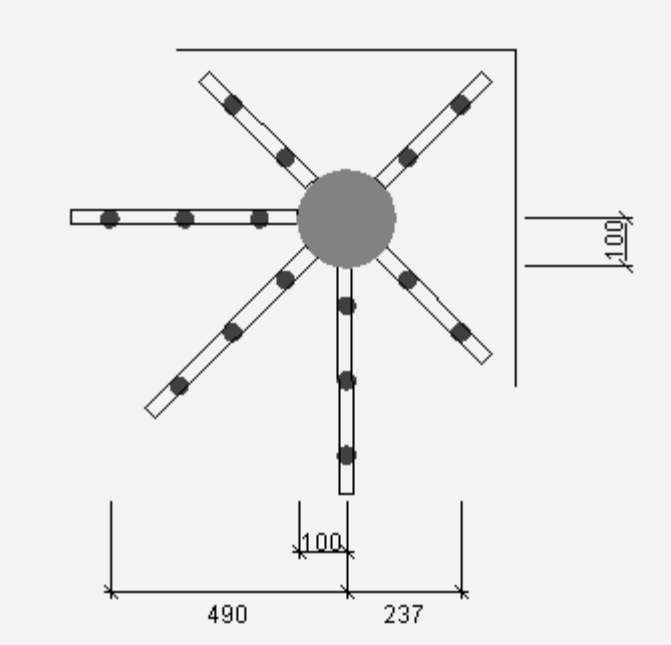


Bild 95: Beispiel 5 - Anordnung der gewählten Lösung

Plausibilisierung der Lösung

Für eine sichere Bemessung ist es zwingend erforderlich, die von der Software berechneten Resultate anhand von einfachen Handrechnungen auf deren Plausibilität zu überprüfen. Dabei ist keine komplette Nachrechnung notwendig.

Material	$f_{cd} = 16.7\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{bd} = 2.4\ \mathrm{N/mm^2}$ $\tau_{cd} = 1.0\ \mathrm{N/mm^2}$ $f_{sd} = 435\ \mathrm{N/mm^2}$	Bewehrungsfläche	$A_{sx} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$ $A_{sy} = 1539\ \mathrm{mm^2/m}$
Statische Höhe	$d_x = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218\ \mathrm{mm}$ $d_y = 218 - 14 = 204\ \mathrm{mm}$ $d = 211\ \mathrm{mm}$ $d_v = 211\ \mathrm{mm}$	Bewehrungsgehalt	$\rho_x = 0.71\%$ $\rho_y = 0.75\%$

Überprüfung k_e-Wert

Als erstes wird der k_e-Wert überprüft. Bei einer Eckstütze ohne Aussparungen (d. h. der Schwerpunkt des Nachweisschnittes befindet sich im Stützenzentrum) ergibt sich die Exzentrizität e_u anhand der Stützeneinspannmomente und der dazugehörigen Einwirkung V_d:

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{4}\cdot\left[(\emptyset + d_v)^2 + \left(2a_{Ry} + \emptyset\right)\cdot(\emptyset + d_v) - 2\left(\frac{\emptyset}{2} + a_{Rx}\right)^2\right]}{(\emptyset + d_v)\cdot\frac{\pi}{4} + \left(\emptyset + a_{Rx} + a_{Ry}\right)} =$$

$$\frac{-40\cdot 10^3}{275} + \frac{\frac{1}{4}\cdot\left[(200 + 211)^2 + (2\cdot 250 + 200)\cdot(200 + 211) - 2\left(\frac{200}{2} + 250\right)^2\right]}{(200 + 211)\cdot\frac{\pi}{4} + (200 + 250 + 250)} \tag{254}$$

$$e_{u,x} = 94\ \mathrm{mm}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{4}\cdot\left[(\emptyset + d_v)^2 + (2a_{Rx} + \emptyset)\cdot(\emptyset + d_v) - 2\left(\frac{\emptyset}{2} + a_{Ry}\right)^2\right]}{(\emptyset + d_v)\cdot\frac{\pi}{4} + \left(\emptyset + a_{Rx} + a_{Ry}\right)} = \tag{255}$$

$$\frac{35\cdot 10^3}{275} + \frac{\frac{1}{4}\cdot\left[(200 + 211)^2 + (2\cdot 250 + 200)\cdot(200 + 211) - 2\left(\frac{200}{2} + 250\right)^2\right]}{(200 + 211)\cdot\frac{\pi}{4} + (200 + 250 + 250)}$$

$$e_{u,y} = 76\ \mathrm{mm}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} = \sqrt{94^2 + 76^2} = 120\ \mathrm{mm} \tag{256}$$

Der Durchmesser einer in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnittes ergibt sich bei einer runden Eckstütze als:

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(\emptyset + \frac{d_v}{2} + a_{Rx}\right) \cdot \left(\emptyset + \frac{d_v}{2} + a_{Ry}\right) - \frac{(\emptyset + d_v)^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[\left(200 + \frac{211}{2} + 250\right) \cdot \left(200 + \frac{211}{2} + 250\right) - \frac{(200 + 211)^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)\right]} \tag{257}$$

$$b = 618 \text{ mm}$$

Mithilfe von b und e_u lässt sich der Beiwert k_e bestimmen:

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{120}{618}} = \underline{0.84} \tag{258}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete k_e-Wert mit dem k_e-Wert der Software übereinstimmt.

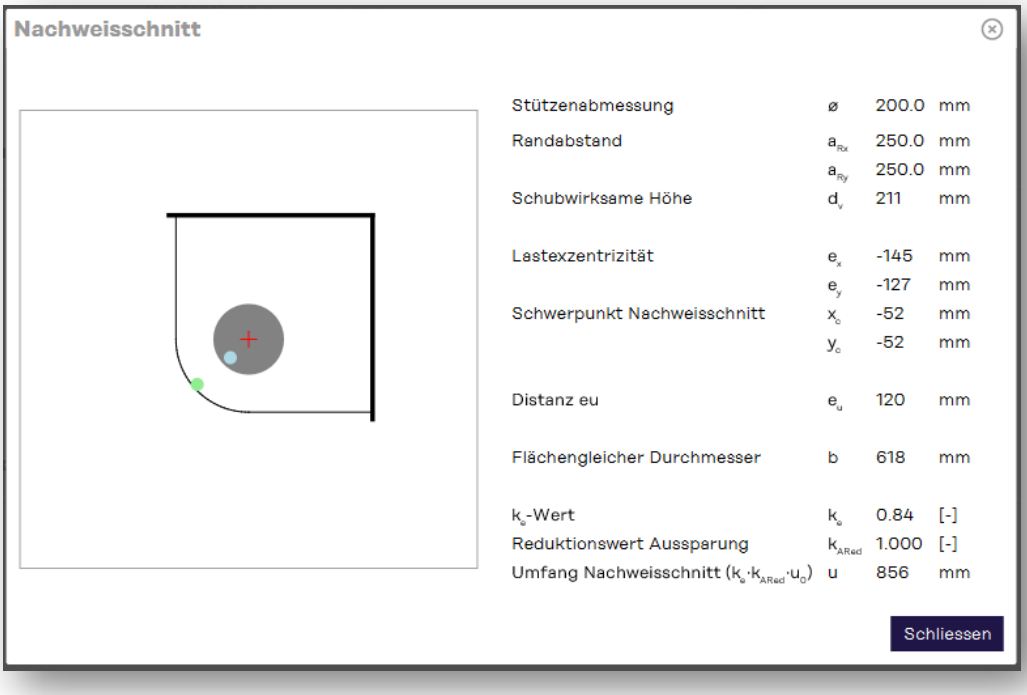


Bild 96: Beispiel 5 - Zwischenresultate zur Umfang- und k_e-Wertberechnung

Überprüfung Rotation

Für die Überprüfung der Rotation muss in einem ersten Schritt der Biegewiderstand in x- und y-Richtung ermittelt werden:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \tag{259}$$

$$m_{Rd,x} = 0.0071 \cdot 218^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0071 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 133 \text{ kNm/m} \tag{260}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0075 \cdot 204^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0075 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 123 \text{ kNm/m} \tag{261}$$

Dabei wurde die Druckbewehrung vernachlässigt. Die Bemessungssoftware berücksichtigt allerdings die Druckbewehrung für die Berechnung des Biegewiderstandes.

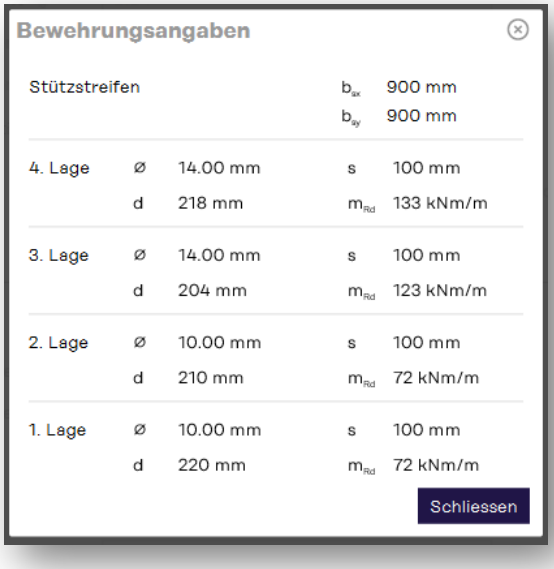


Bild 97: Beispiel 5 - Zwischenresultate zur Biegebewehrung und Biegewiderstände

Zusätzlich sind zur Bestimmung der Rotation die Abstände zwischen den Stützenachsen und den Momentennullpunkten sowie die Stützstreifenbreite erforderlich:

$$r_{sx} = 0.22\, L_x = 0.22 \cdot 4500 = 990 \text{ mm} \tag{262}$$

$$r_{sy} = 0.22\, L_y = 0.22 \cdot 3800 = 836 \text{ mm} \tag{263}$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1365 \text{ mm} \tag{264}$$

Randeinfluss:

$$b_{s,x} = \frac{\emptyset}{2} + \mathrm{a_{Ry}} + \frac{\emptyset}{2} + \mathrm{a_{Rx}} = 200 + 250 + 200 + 250 = 900\ \mathrm{mm} \tag{265}$$

$$b_{s,y} = \frac{\emptyset}{2} + \mathrm{a_{Rx}} + \frac{\emptyset}{2} + \mathrm{a_{Ry}} = 200 + 250 + 200 + 250 = 900\ \mathrm{mm} \tag{266}$$

Bei der Bestimmung der Mittelwerte der Momente in den Stützstreifen ist folgendes zu beachten: Bei der Überprüfung der Resultate der Software wird nicht – wie bei einer Handbemessung – die Bemessungskraft V_d, sondern der von der Bemessungssoftware ausgegebene Widerstand V_{Rd} verwendet. Da einerseits das Resultat für den Widerstand ohne Durchstanzbewehrung und anderseits der Widerstand der gewählten Lösung überprüft werden sollen, werden die Mittelwerte der Momente in den Stützstreifen für beide Fälle in x- und y-Richtung bestimmt:

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{b_s}\right) \geq \frac{1}{2} V_{Rd} \tag{267}$$

$$e_{ux} = -94\ \mathrm{mm} \tag{268}$$

$$e_{uy} = -76\ \mathrm{mm} \tag{269}$$

$$m_{sd,x} = 214 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-94|}{900}\right) = 49\ \mathrm{kNm/m} < \frac{1}{2} 214 = \underline{107\ \mathrm{kN/m}} \tag{270}$$

$$m_{sd,\mathrm{y}} = 214 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-76|}{900}\right) = 45\ \mathrm{kNm/m} < \frac{1}{2} 214 = \underline{107\ \mathrm{kN/m}} \tag{271}$$

$$m_{sd,x} = 279 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-94|}{900}\right) = 64\ \mathrm{kNm/m} < \frac{1}{2} 279 = \underline{140\ \mathrm{kN/m}} \tag{272}$$

$$m_{sd,\mathrm{y}} = 279 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|-76|}{900}\right) = 58\ \mathrm{kNm/m} < \frac{1}{2} 279 = \underline{140\ \mathrm{kN/m}} \tag{273}$$

Mithilfe der vorgängig bestimmten Parameter lassen sich die Rotationen wiederum für die Lösung ohne und die Lösung mit Durchstanzbewehrung bestimmen:

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2} \tag{274}$$

Ohne Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{990}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{107}{133}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.0108} \tag{275}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{836}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{107}{123}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.0102 \tag{276}$$

Mit Durchstanzbewehrung

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{990}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{140}{133}\right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.0161} \tag{277}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{836}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{140}{123}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.0153 \tag{278}$$

Es zeigt sich, dass die massgebenden Rotationen mit derjenigen aus der Bemessungssoftware in etwa übereinstimmen. Geringfügige Abweichungen können durch Rundungsdifferenzen, der Nichtberücksichtigung der Druckbewehrung und der Nichtberücksichtigung des Abzugs der Last innerhalb des Nachweisschnittes erklärt werden.

Überprüfung des Tragwiderstandes

Für die Überprüfung der Tragwiderstände werden in einem ersten Schritt der Umfang des Nachweisschnittes bei der Stütze u_0 sowie der Umfang des Nachweisschnittes ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs u_1 bestimmt. Der Umfang des Nachweisschnittes im Bereich der Stütze ergibt sich als:

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[a_{Rx} + a_{Ry} + 2\frac{\emptyset}{2} + (\emptyset + d_{v0}) \cdot \pi/4\right]$$
$$k_e \cdot u_0 = 0.84 \cdot [250 + 250 + 200 + (200 + 211) \cdot \pi/4] = 859 \text{ mm} \tag{279}$$

Da die Schubverteilung entlang des äusseren Nachweisschnittes gleichmässiger ist als in Stützennähe, darf der k_e-Wert für die Berechnung des Umfangs des äusseren Nachweisschnittes erhöht werden. Der erhöhte k_e-Wert kann durch ein angepasster *b*-Wert (Durchmesser eines flächengleichen Kreises der Fläche innerhalb des Nachweisschnittes) berechnet werden. Vereinfachend kann der äussere Nachweisschnitt als Kreis angenommen werden. Somit ergibt sich der *b*-Wert und der k_e-Wert durch:

$$d_{v1} = 250 - 25 - 14 - 25 = 186\ \text{mm} \tag{280}$$

$$s_{tot} \cong s_0 + (n_A - 1) \cdot s_1$$
$$s_{tot} \cong 80 + (3 - 1) \cdot 155 = 390\ \text{mm} \tag{281}$$

$$A_{c1} \cong \left[s_{tot} + \emptyset + a_{Rx} + \frac{d_{v1}}{2}\right] \cdot \left[s_{tot} + \emptyset + a_{Ry} + \frac{d_{v1}}{2}\right] - \left(s_1 + \frac{\emptyset}{2} + \frac{d_{v1}}{2}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \tag{282}$$

Da in diesem Beispiel $a_{Rx} = a_{Ry}$ ist, lässt sich diese Formel vereinfachen:

$$A_{c1} \cong \left[s_{tot} + \emptyset + a_R + \frac{d_{v1}}{2}\right]^2 - \left(s_1 + \frac{\emptyset}{2} + \frac{d_{v1}}{2}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)$$
$$\cong \left[390 + 200 + 250 + \frac{186}{2}\right]^2 \cdot - \left(390 + \frac{200}{2} + \frac{186}{2}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \tag{283}$$
$$= 797548\ \text{mm}^2$$

$$b \cong \sqrt{A_{c1} \cdot \frac{4}{\pi}}$$
$$b \cong \sqrt{797548 \cdot \frac{4}{\pi}} = 1008\ mm \tag{284}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{120}{1008}} = \underline{0.89} \tag{285}$$

Am einfachsten lässt sich der Umfang graphisch mithilfe der dxf Ausgabe bestimmen. Vereinfachend kann er auch durch einen Viertelkreis und zwei gerade Stücke bestimmt werden.

$$u_1 \cong \left(\frac{\emptyset}{2} + s_{tot} + \frac{d_{v1}}{2}\right) \cdot \frac{2\pi}{4} + a_{Rx} + \frac{\emptyset}{2} + a_{Ry} + \frac{\emptyset}{2}$$
$$u_1 \cong (100 + 390 + 186/2) \cdot \frac{2\pi}{4} + 250 + 100 + 250 + 100 \tag{286}$$

$$u_1 \cong 1616\ \text{mm} \tag{287}$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.89 \cdot 1616 = 1438\ \text{mm} \tag{288}$$

Der in der Software ausgegebene Wert von 1477 mm kann aber mit dieser vereinfachten Betrachtung in der Handrechnung als plausibel eingestuft werden.

Der k_r-Wert lässt sich mithilfe der von der Software ausgegebenen Rotationen, die bereits vorgängig überprüft wurden, bestimmen. Dies wiederum für den Fall ohne und mit Durchstanzbewehrung.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \tag{289}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0106 \cdot 211 \cdot 1.0} = 1.17 \tag{290}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0149 \cdot 211 \cdot 1.0} = 0.98 \tag{291}$$

Der Tragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung ergibt sich als:

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$
$$V_{Rd,c0} = 1.17 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 \cdot 10^{-3} = \underline{212\ \text{kN} \ \cong \ V_{Rd} = \ 213.5\ \text{kN}} \tag{292}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Tragwiderstand gut mit der Lösung der Software übereinstimmt.

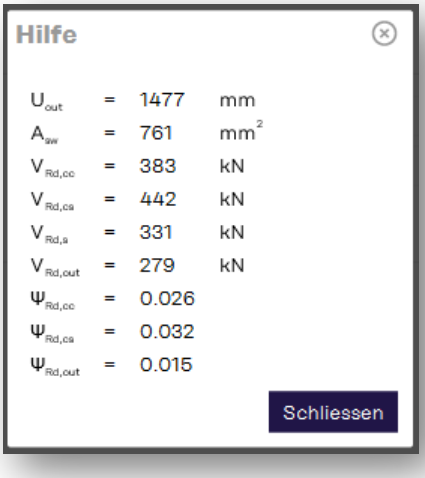


Bild 98: Beispiel 5 - Zwischenresultate der Tragwiderstände

Bei der Bemessungssoftware wird ebenfalls die Last, die innerhalb des Nachweisschnittes angreift, zum Tragwiderstand V_{Rd} addiert. Bei Flachdecken ist dieser Anteil jedoch in der Regel gering und kann daher bei einer Handüberprüfung vernachlässigt werden. Bei Bodenplatten kann die Reaktion infolge der zulässigen Bodenpressung innerhalb des Nachweisschnittes jedoch relevant sein und sollte daher auch bei der Handüberprüfung berücksichtigt werden.

Für die Überprüfung des Tragwiderstands der gewählten HDB-Lösung sind jeweils alle drei Nachweise – Betondruckdiagonale, Durchstanzen im Bereich der Doppelkopfanker und Durchstanzen ausserhalb der Durchstanzbewehrung – zu überprüfen. Der Widerstand der Betondruckdiagonale bei der Bemessung nach Gutachten ergibt sich aus:

$$V_{Rd,cc0} = 3.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,cc0} = 3.0 \cdot 0.98 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 \cdot 10^{-3} = 533 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,cc0} = 533 \text{ kN} < 3.5 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 \cdot 10^{-3} = 634 \text{ kN} \tag{293}$$

$$\underline{V_{Rd,cc0} = 533 \text{ kN} > V_{Rd} = 279 \text{ kN}}$$

Es zeigt sich, dass der berechnete Tragwiderstand grösser als der Wert der Software ist. D. h., dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Der Tragwiderstand ausserhalb der Durchstanzbewehrung ergibt sich anhand des Umfangs des Nachweisschnittes ausserhalb des durchstanzbewehrten Bereichs. Für diese Plausibilitätskontrolle wurde der äussere Umfang aus der Software, der bereits auf Plausibilität überprüft wurde, verwendet.

$$V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1$$

$$V_{Rd,c1} = 0.98 \cdot 1.0 \cdot 186 \cdot 1443 \cdot 10^{-3} = \underline{263 \text{ kN} \cong V_{Rd} = 279 \text{ kN}} \tag{294}$$

Es zeigt sich, dass der von Hand berechnete Widerstand etwa gleich dem von der Software berechneten massgebenden Widerstand ist. D. h. es wurde eine genügend grosse Fläche durchstanzbewehrt.

Für den Nachweis im Bereich der Durchstanzbewehrung sind als erstes die Spannungen in der Durchstanzbewehrung anhand der von der Software ausgegebenen Rotation zu ermitteln.

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6}\left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\emptyset_{sw}}\right) \leq f_{sd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0149}{6}\left(1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{211}{12}\right) = 558 \text{ N/mm}^2 > \underline{435 \text{ N/mm}^2} \tag{295}$$

Die Fläche der anrechenbare Durchstanzbewehrungsfläche für die gewählte HDB Lösung lässt sich folgendermassen bestimmen.

$$k_e \cdot A_{sw} = k_e \cdot n_r \cdot \frac{\pi}{4}\emptyset^2 \cdot \frac{d_v}{s_0 + 0.5 s_1}$$

$$k_e \cdot A_{sw} = 0.84 \cdot 6 \cdot \frac{\pi}{4} 12^2 \cdot \frac{211}{80 + 0.5 \cdot 155} = 764\ mm^2 \tag{296}$$

Mithilfe der Spannungen und der Fläche der Durchstanzbewehrung ergibt sich der Tragwiderstand als:

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{sd}$$
$$V_{Rd,cs0} = 0.98 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 + 764 \cdot 435 = \underline{510\ \text{kN} > V_{Rd} = \ 279\ \text{kN}} \tag{297}$$

Es zeigt sich, dass der berechnete Tragwiderstand grösser als der Wert der Software ist. D. h. dies ist nicht der massgebende Nachweis.

Es kann ebenfalls gezeigt werden, dass die Angabe der Software $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ zutrifft (Bemessung nach Gutachten):

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot A_{sw} \cdot f_{sd} = 764 \cdot 435 = \underline{332\ \text{kN} > \frac{V_d}{2} = 138\ \text{kN}} \tag{298}$$

Die von Hand berechnete Werte stimmen gut mit der Lösung der Software überein. Demzufolge kann das Resultat der Software als richtig angenommen werden.

Bei Doppelkopfanker sind allerdings nicht nur die Tragwiderstände zu überprüfen, sondern auch die konstruktiven Anforderungen. Oftmals wird dies vergessen und so Anordnungen kreiert, die weder der Norm entsprechen noch experimentell bestätigt wurden.

Der erste Anker sollte gemäss Gutachten bei $0.375d_v$ liegen:

$$\frac{s_0}{d_v} = \frac{80}{211} = 0.379 \cong 0.375 \tag{299}$$

Der zweite Anker sollte bei maximal $1.125d_v$ angeordnet werden:

$$\frac{s_0 + s_1}{d} = \frac{80 + 155}{211} = 1.114\ < 1.125 \tag{300}$$

Zudem sollten die tangentialen Abstände bei der zweiten Ankerreihe kleiner als $1.5d_v$ sein. Am einfachsten können die Abstände im dxf Export nachgemessen werden. Sie sind aber auch leicht zu berechnen. Die entsprechende Sekante ergibt sich durch

$$a_2 = 2 \cdot \left(\frac{\emptyset}{2} + s_0 + s_1\right) \cdot \sin\frac{\alpha}{2}$$
$$a_2 = 2 \cdot \left(\frac{200}{2} + 80 + 155\right) \cdot \sin\frac{45}{2} = 256\ \text{mm} < 1.5 \cdot 211 = 317\ \text{mm} \tag{301}$$

9 Literaturverzeichnis

9.1 Normen

fib Model Code 2010, *Model Code for concrete structures 2010*, Fédération internationale du béton, Lausanne, 2013, 436 S.

SIA Norm 162, *Betonbauten*, Ausgabe 1968, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1968, 84 S.

SIA Norm 162, *Betonbauten*, Ausgabe 1989, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1989, 86 S.

SN EN 206:2013+A2, *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*, Ausgabe 2021, Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2021, 144 S.

SIA Norm 262, *Betonbau*, Ausgabe 2003, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003, 90 S.

SIA Norm 262, *Betonbau*, Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2013, 102 S.

SIA Norm 262, Betonbau-Korrigenda C1 zur Norm SIA 262:2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2017, 13 S.

SIA Merkblatt 2030, *Recyclingbeton*, Ausgabe 2010, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2010, 16 S.

SIA Merkblatt 2030, *Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen*, Ausgabe 2021, Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2021, 20 S.

SIA Norm 269/2, *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2011, 44 S.

SN EN 12504-1, *Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2009, 14 S.

SN EN 13791, *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 51 S.

SN EN ISO 15630-1, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe,-Walzdraht und Draht*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 32 S.

SN EN ISO 15630-2, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 2: Geschweisste Matten und Gitterträger*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 34 S.

SN EN ISO 15630-3, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 3: Spannstähle*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 40 S.

9.2 Literatur zur elastischen Plattentheorie

Bernoulli, J., *Essai théoretique sur les vibrations des plaques élastiques rectangulaires libres*, Nova Acta, Academiae Scientiarum Imperial Petropolitanae, Tomus V, 1789, S. 197-219.

Chladni, E.F.F., *Entdeckungen über die Theorie des Klanges*, Leipzig, 1787, 77 S. und 11 Tabellen.

Euler. L., *Tentamen de sono campanarum, Novi Commentarii*, Academiae Scientiarum Imperial Petropolitanae, Tomus X, 1764, S.261-281.

Germain, S., *Recherches sur la théorie des surfaces élastiques*, Paris, 1821, 96 S.

Grashof. F., *Theorie der Elasticität und Festigkeit*, R. Gartner, Berlin, 1878, 408 S.

Hruban, K., *Zur Berechnung der Pilzdecke*, Beton und Eisen, Berlin, 1921, 20(16) S. 187-188; 20(18) S. 200-202.

Kaufmann P., *Einige Ausführungen von Pilz-Decken,* Beton und Eisen, 1916, H. XI, S. 141 – 144.

Kirchhoff, G., *Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe*, Journal für die reine und angewandte Mathematik 40(1), 1850, S. 51-88.

Lagrange, J.L., *Note communiquée aux Commissaires pour le prix « de la surface élastique* (décembre1811) ; abgedruckt im Beitrag von Navier, C.M.L.H., *Remarques sur l'Article de M. Poisson insére dans le Cahier d'aout*, Annales de Chimie et de Physique 39, 1828 S.149, 207.

Lavoinne, M., *Sur la resistance des parois planes des chaudières Avapeur*, Annales des Ponts et Chaussees 3, Paris, 1872, S. 273-303.

Lewe, V., *Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen*, Bauingenieur, Berlin 1920, 1(22), S. 631-636.

Lewe, V., *Beitrag zur strengen Losung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen*, Streifenlast und Stützenkopfeinspannung, Bauingenieur, Berlin 1922, 3(4), S. 111-112.

MacMillan, A.B., *A comparison of methods of computing the strength of flat reinforced-concrete plates*, Engrg. News, 63(13), 1910, S. 364-367.

Maillart, R., *Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke in der Schweiz und in Amerika*, Schweizerische Bauzeitung, Band 87, Heft 21, 1926, S. 263-265.

Maillart, R., *Theorie des dalles à champignon*, Int. Assn. for Bridge and Struct. Engrg., Proc . 1st Congr., Int. Assn. for Bridge and Struct. Engrg., Zürich 1932, S. 197-208.

Marcus, H., *Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten*, Verlag von Julius Springer, Berlin 1924.

Mayer, M., *Die trägerlose Eisenbetondecke*, Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage, Berlin, 46(21), 1912, S. 162-166.

Mörsch, E., *Der Eisenbetonbau - seine Theorie und Anwendung*, 5. Aufl., 2 (Teil 1), Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1926.

Navier, C. L. M. H., *Extraits des recherches sur la flexion des plans élastiques*, Bull. Soc. Philomath. 1823, S. 92-102.

Nichols, J. R., *Statical limitations upon the steel requirement in reinforced concrete flat slab floors*, Trans. ASCE, 77, 1914, S. 1670-1681.

Poisson, S.D., *Extrait de mon memoire sur les surfaces élastiques*, Bulletin des Sciences par la Société Philomatique 1, Paris 1814, S. 47-52.

Turner, C. A. P., *Concrete steel construction*, Farnham Printing &Stationery Co., Minneapolis, Minn. 1909.

Westergaard, H. M. und Slater, W. A., *Moments and stresses in slabs*, Proc., Am. Concrete Inst., Detroit, Mich. 1921, 17, S. 415-538.

9.3 Literatur zur plastischen Plattentheorie

Baker, J.F., *A review of recent investigations into the behaviour of steel frames in the plastic range*, Journal of the Institution of Civil Engineers 31(3), 1949, s. 188-224.

Gwozdew, A. A., *The Determination of the Value of the Collapse Load for Statically Indeterminate Systems Undergoing Plastic Deformation*, 1938; published in 1960, International Journal of Mechanical Sciences, 1(4), S. 322–335.

Hillerborg, A., *Strip Method of Design*, Viewpoint, London, 1975, 256 S.

Johansen, K.W., *Beregning of krydsarmerede Jaernbetonpladers Brudmoment*, Bygningsstatiske Meddelelser 3, 1931, S. 1-18.

Kazinczy, G., *Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen*, Betonszemle 1, 2, 1944 Nr. 4, 5, 6.

Kist, N.C., *Führt eine auf das Hookesche Gesetz gegründete Spannungsberechnung zu einer befriedigenden Bemessung von Stahlbrücken und Gebäuden*, T.H. Delft 1917.

Marti, P., *Gleichgewichtslösungen für Flachdecken*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 99, Nr. 38, 1981, S. 799-809.

Marti, P., *Design of Concrete Slabs for Transverse Shear*, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, March-April 1990, S. 180-190.

Marti, P, Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V., *Tragverhalten von Stahlbeton*, Fortbildungskurs für Bauingenieure ETH Zürich 30.9. /1.10.1999, Institut für Baustatik und Konstruktion, 301. S.

Nielsen, M.P., *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, Prentice-Hall Series in Civil Engineering, Englewood Cliffs, New Jersey, 1984, 420 S.

Prager, W., *General theory of limit design*, Proc. 8th Int. Congr. Appl. Mech., Istanbul, 1952, Vol. 2, Istanbul, 1956, S. 65-72.

Sawczuk, A. und Jäger, T., *Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten*, Springer, Berlin, 1963, 522 S.

Thürlimann, B. und Ziegler, H., *Plastische Berechnungsmethoden*, Vorlesungen anlässlich des Fortbildungskurses für Bau- und Maschinen-Ingenieure, ETH Zürich, 1963, 174 S.

Thürlimann, B., *Plastische Berechnung von Platten*, Vorlesung Abteilung für Bauingenieurwesen ETH Zürich, 1974, 67 S.

Thürlimann, B., Marti, P., Pralong, J., Ritz, P. und Zimmerli, B., *Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton*, Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1983, 252 pp.

9.4 Literatur zum Durchstanzen

Guandalini, S. *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé,* EPFL Thèse de doctorat No. 3380, Lausanne, 2005, 289 S.

Henkel O., *Die Füsse der Eisenbetonstützen*, Beton und Eisen, 1916, H. IX/X, S. 135 - 139; H. XI, S. 157 - 159; H. XII/XIII, S. 180 – 182.

Kinnunen, S. und Nylander, H.S.E., *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*, Transactions of the Royal Institute of Technology Stockholm, No. 158, Stockholm, 1960, 112 S.

Lips, S., *Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement*, EPFL Thèse de doctorat No. 5409, 2012: 273 S.

Lips, S., Fernández Ruiz M. und Muttoni A., *Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs*. ACI Structural Journal, V. 106 No. 6, 2012, S. 889-900.

Moe, J., *Shearing strength of reinforced concrete flat slabs and footings under concentrated loads*, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Bulletin D47, Skokie IL, 1961, 130 S.

Muttoni, A. und Schwartz, J., *Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium “Structural Concrete”, Vol. 62, Stuttgart 1991, S. 703–708.

Muttoni, A., *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98(2), 2003, S. 74–84.

Muttoni, A., *Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, 2008, S. 440–450.

Muttoni, A., und Fernández Ruiz, M., *Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*. ACI Structural Journal, V. 106, No. 4, 2009, 485-494.

Talbot, A.N., *Reinforced concrete wall footings and concrete footings*, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 27, Urbana IL, 1913, 114 S.

9.5 Literatur zur normativen Entwicklung

SIA Dokumentation D0182, *Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003, 125 S.

Tragwerksnormen 1892-1956, *Eine Sammlung der in der Schweiz zwischen 1892 und 1956 erlassenen Verordnungen, Vorschriften und Normen für Tragwerke aus Stahl, Beton, Mauerwerk und Holz*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994, 312 S.

9.6 Literatur zu Recyclingbeton

Kenel, A. und Laurent, M., *RC-M – Durchstanzversuche an Platten mit Recyclingbeton aus Mischabbruchgranulat*, Versuchsbericht, Institut für Bauingenieurwesen, Hochschule Luzern, 2018, 86 S.

Kenel, A., *Recyclingbeton – Empfehlung zur Anpassung des SIA MB 2030; Bericht z.Hd. der Normkommission SIA 262*, Institut für Bauingenieurwesen, Hochschule Luzern, 2018, 11 S.

Thoma, K., Seelhofer, B., *Durchstanzversuche mit Recyclingbeton aus Mischabbruch*, Versuchsbericht, Institut für Bauingenieurwesen, Hochschule Luzern, 2013, 57 S.

9.7 Literatur zur Zustandserfassung

Kenel, A. und Jacobs, F., *Messung und Auswertung der Bewehrungsüberdeckung*, Schlussbericht VSS Nr. 693, ASTRA Forschungsprojekt AGB 2014/007 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), 2008, 77 S.

Kenel, A., *Aktualisierung von Baustoffkennwerten,* Dokumentation SIA D0240: Erhaltung von Tragwerken – Vertiefung und Anwendung: Unterlagen zu den Einführungskursen, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2011, S. 203-209.

Kenel, A. und Ebschner, P., *Zentrale Dokumentation der mechanischen Eigenschaften alter Bewehrungen*, ASTRA-Forschungsprojekt AGB2008/007, 2015, 183 S.

Russwurm, D. und Martin, H., *Betonstähle für den Stahlbetonbau – Eigenschaften und Verwendung*, Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. München, Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 1993.

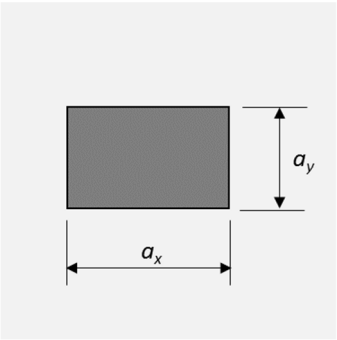
SIA Dokumentation D0226, *Tragsicherheit von Einstellhallen*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2008, 105 S.

Wayss, G.A. (Hrsg.), *Das System Monier (Eisengerippe mit Cementumhüllung)*, Berlin, 1887.

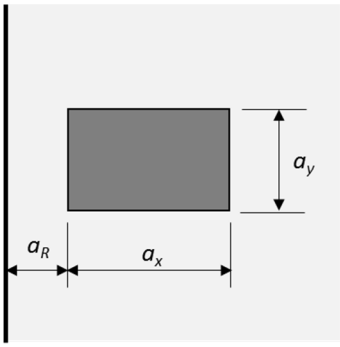
Anhang A Diagramme

Definitionen:

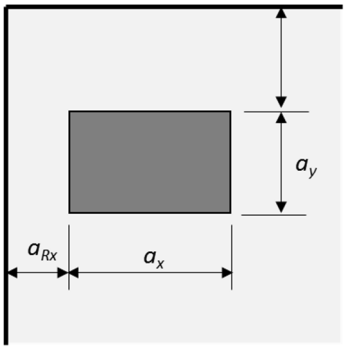
Innenstütze

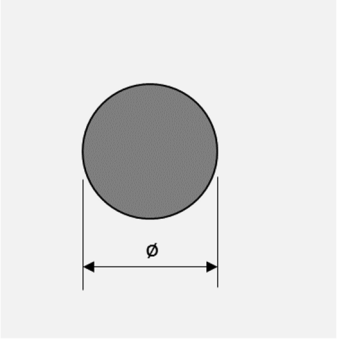


Randstütze

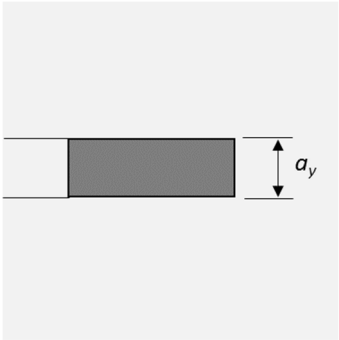


Eckstütze

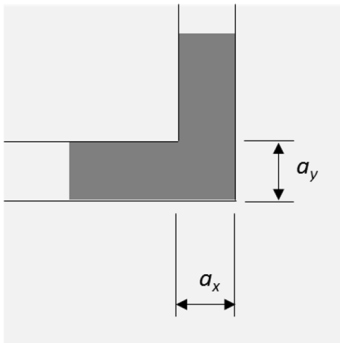




Wandende



Wandecke

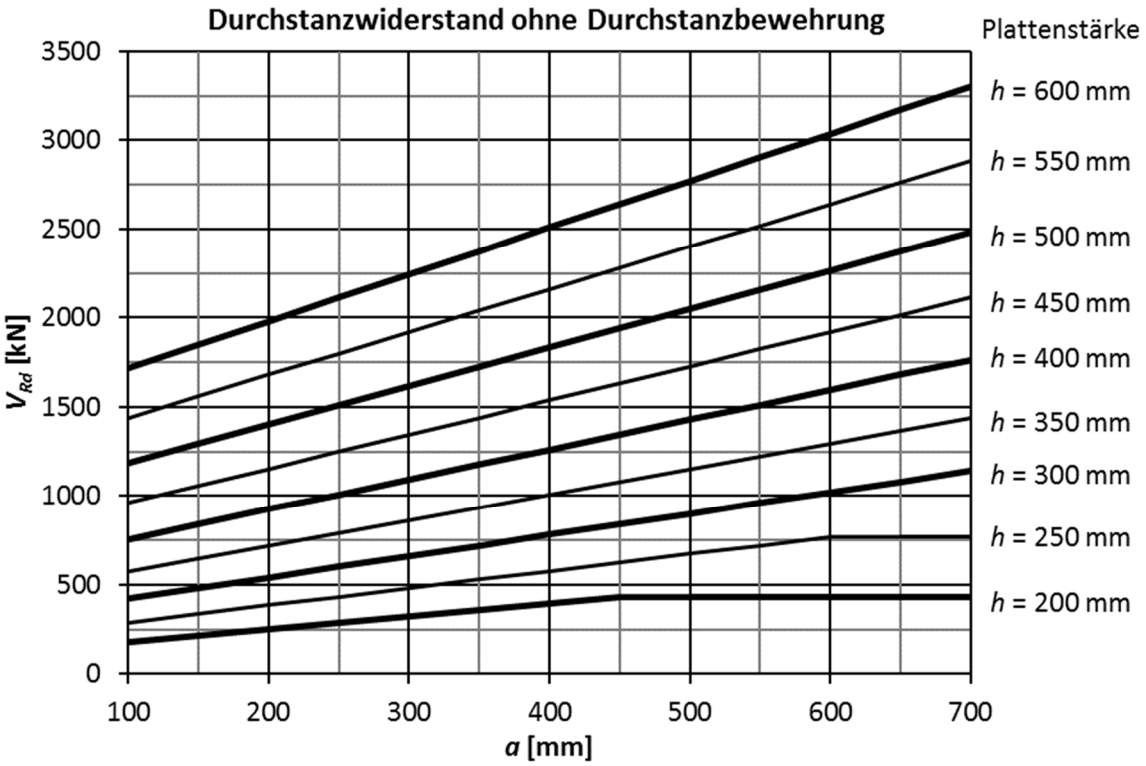


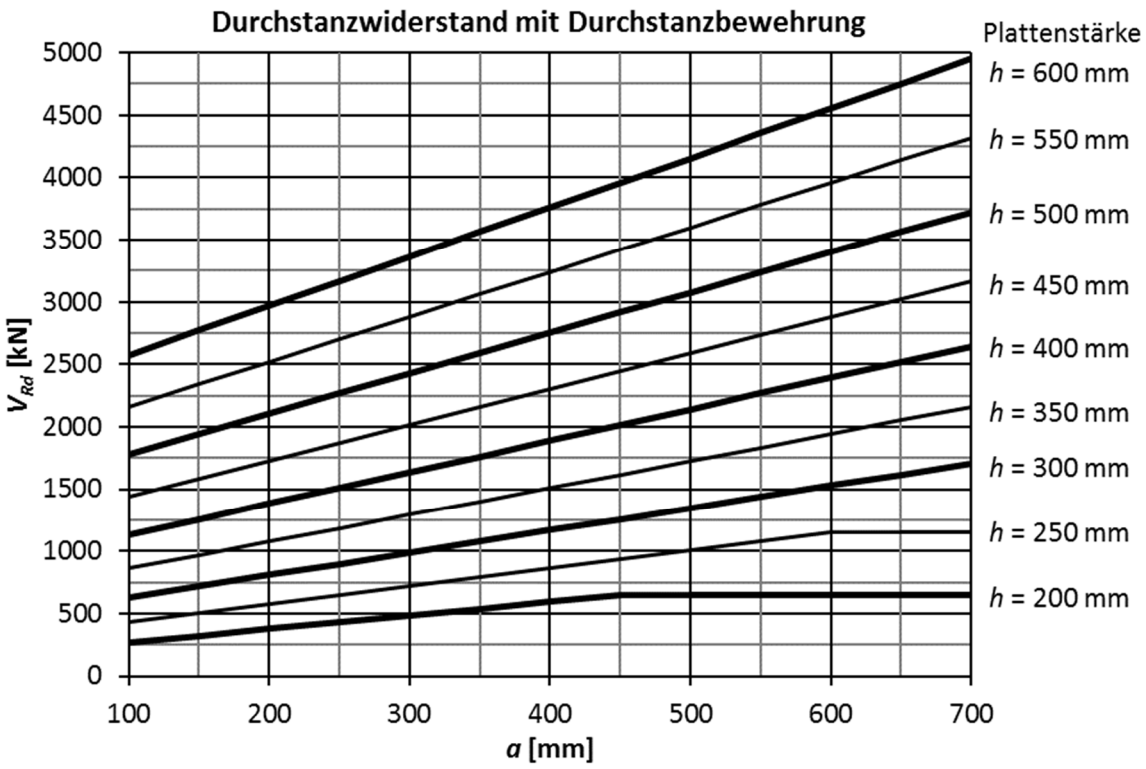
Annahmen:

Beton C25/30 Bewehrungsstahl B500B d = h - 50 mm

Rechteckige Innenstützen

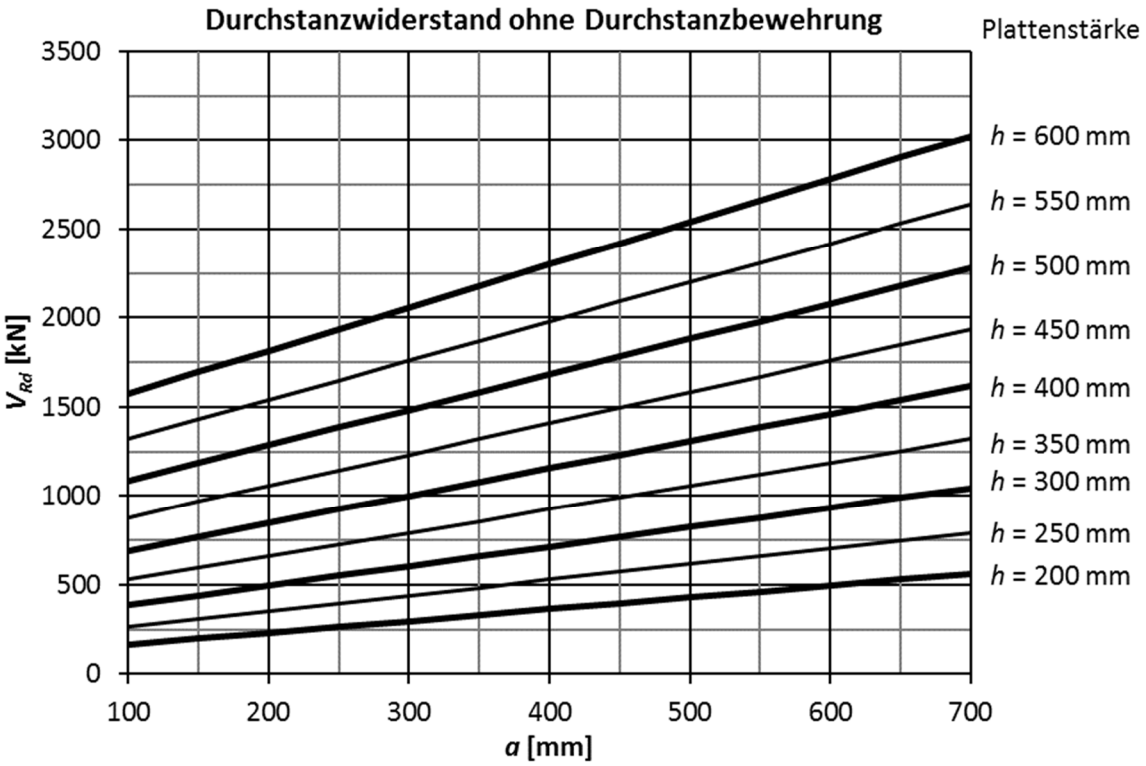
Quadratstütze: $a = a_x = a_y$ Rechteckstütze: $a = (a_x + a_y)/2$

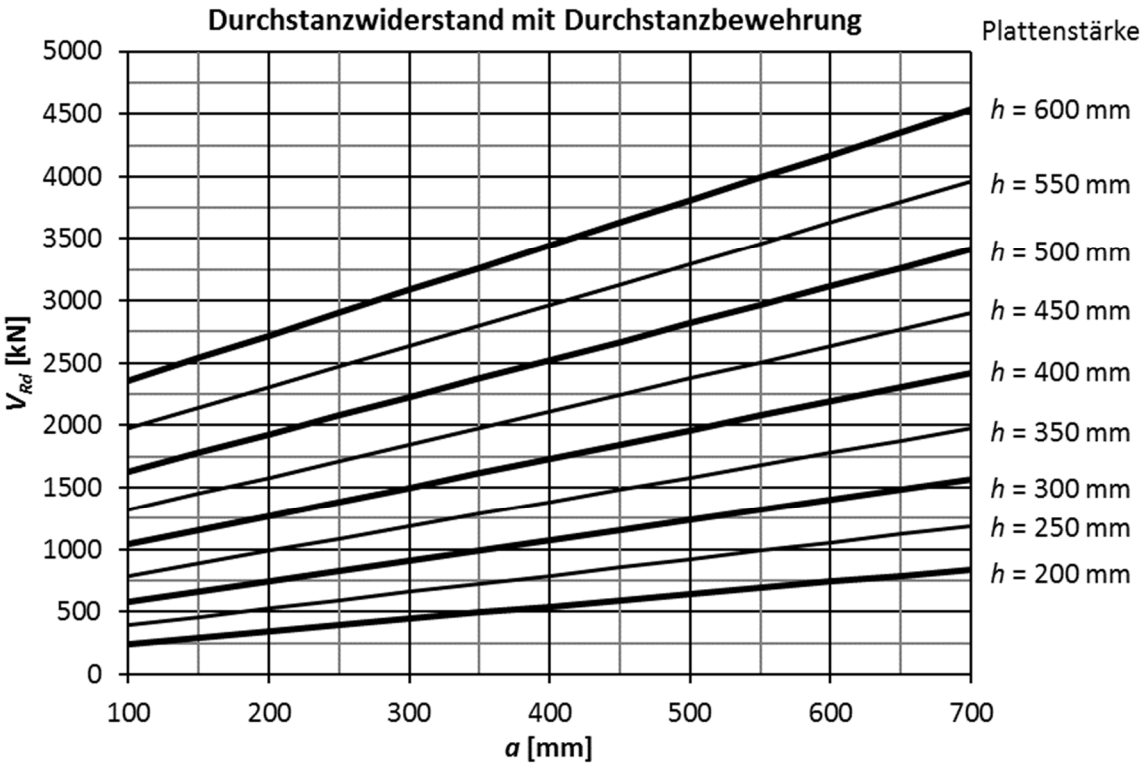




Runde Innenstützen

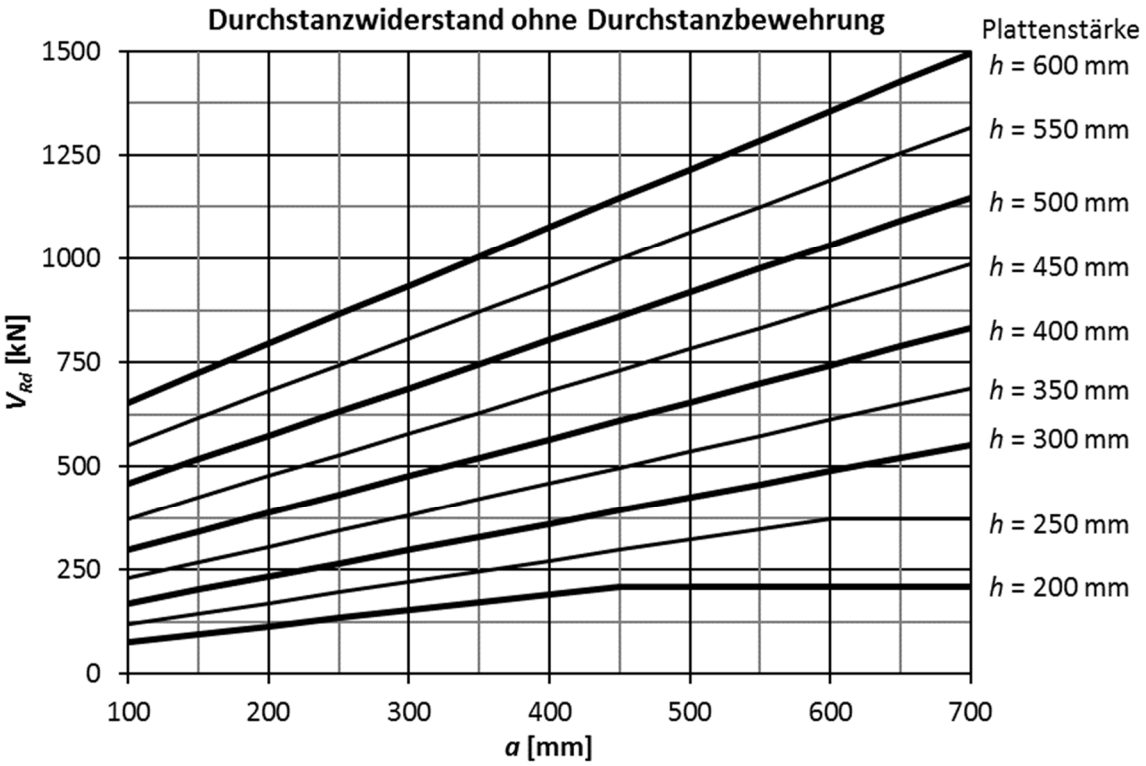
Kreisstütze: $a = \emptyset$

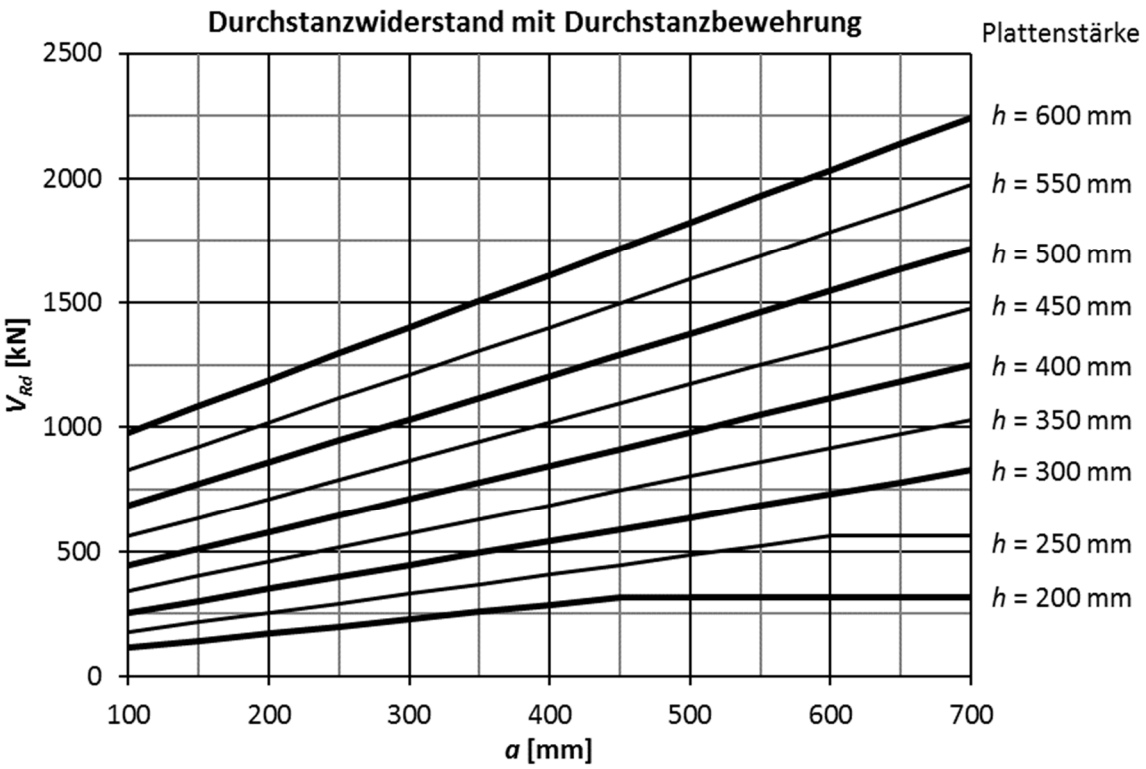




Randstützen

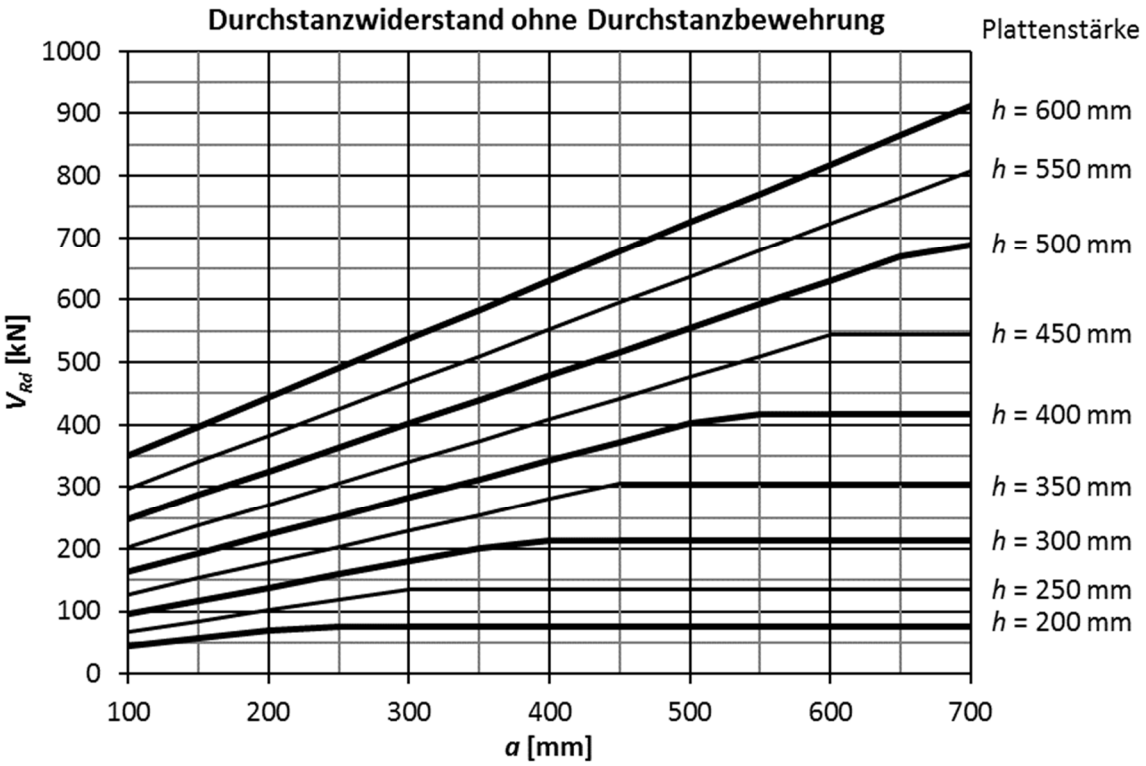
Rechteckstütze: $a = \left[a_x + 2 \cdot \left(a_y + a_R\right)\right]/3$ Kreisstütze: $a = \left[\emptyset \cdot \left(\frac{\pi}{2} + 1\right) + 2a_R\right]/3$

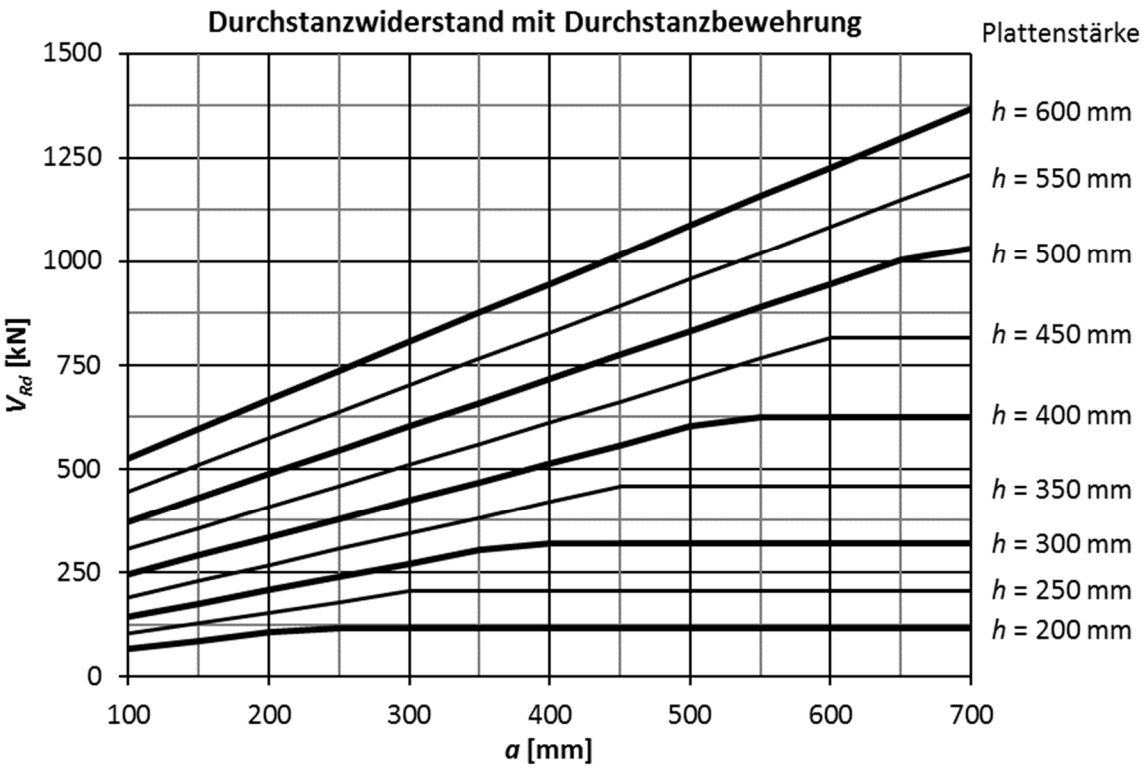




Eckstützen

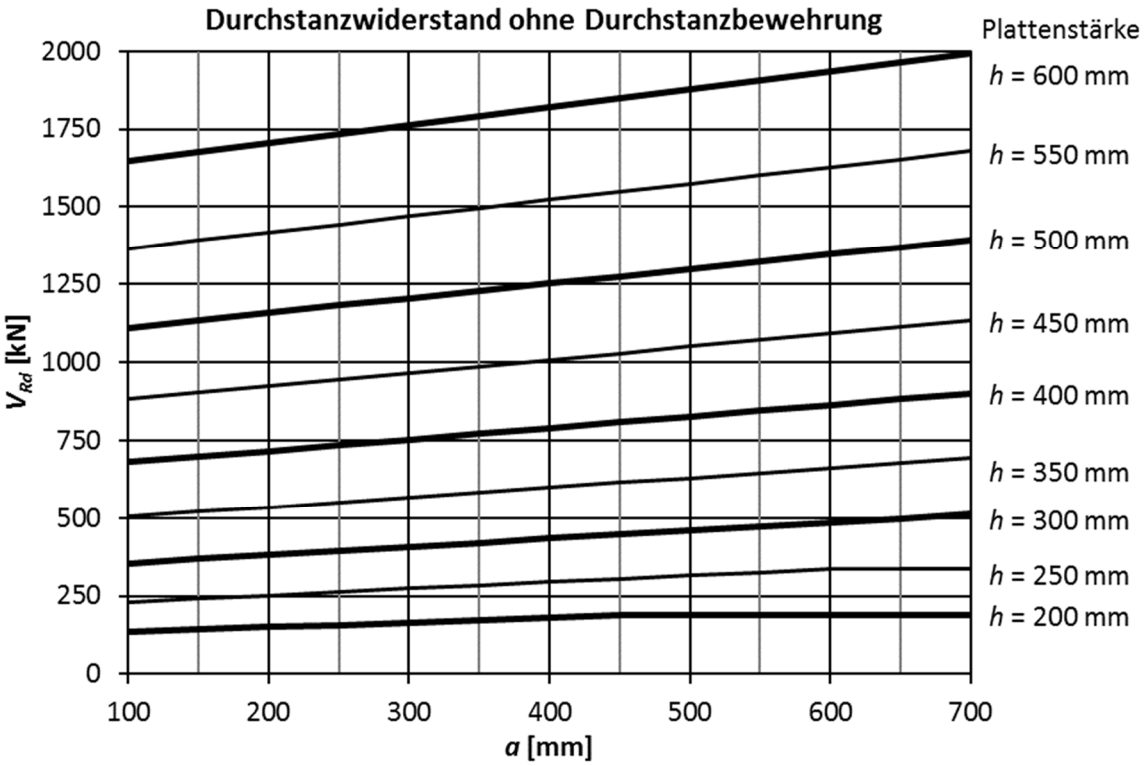
Rechteckstütze: $a = \left[a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry}\right]/2$ Kreisstütze: $a = \left[\emptyset \cdot \left(\frac{\pi}{4} + 1\right) + a_{Rx} + a_{Ry}\right]/3$

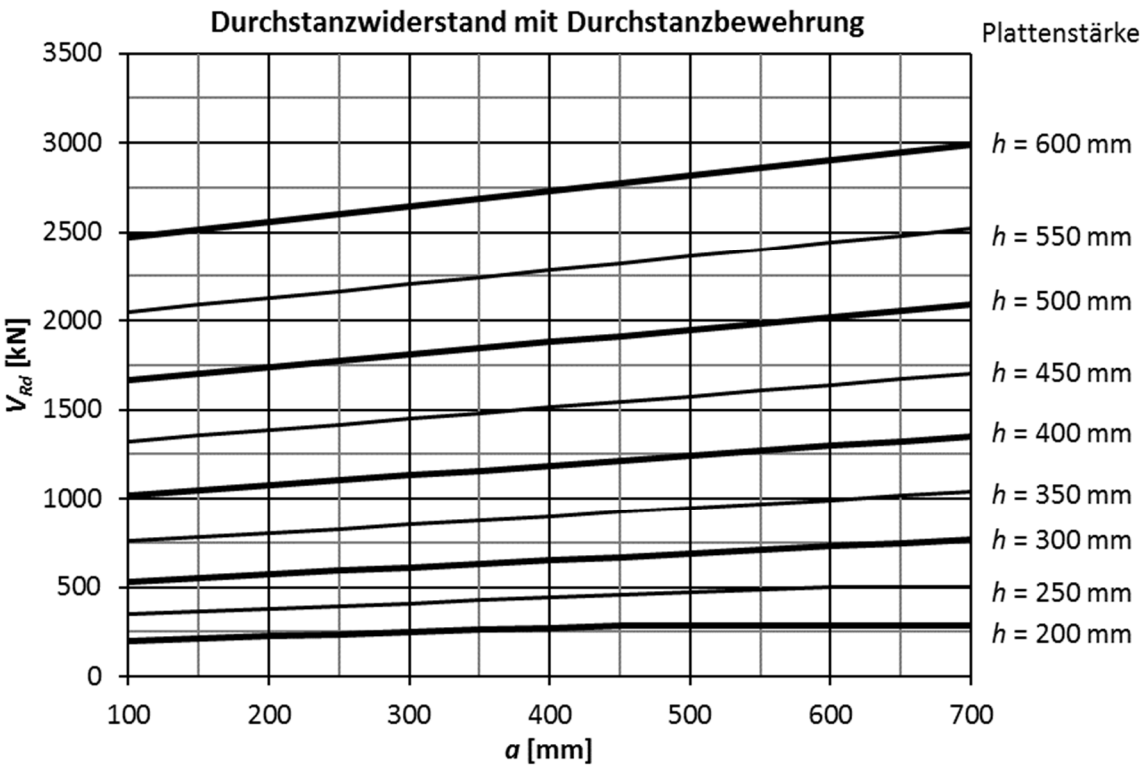


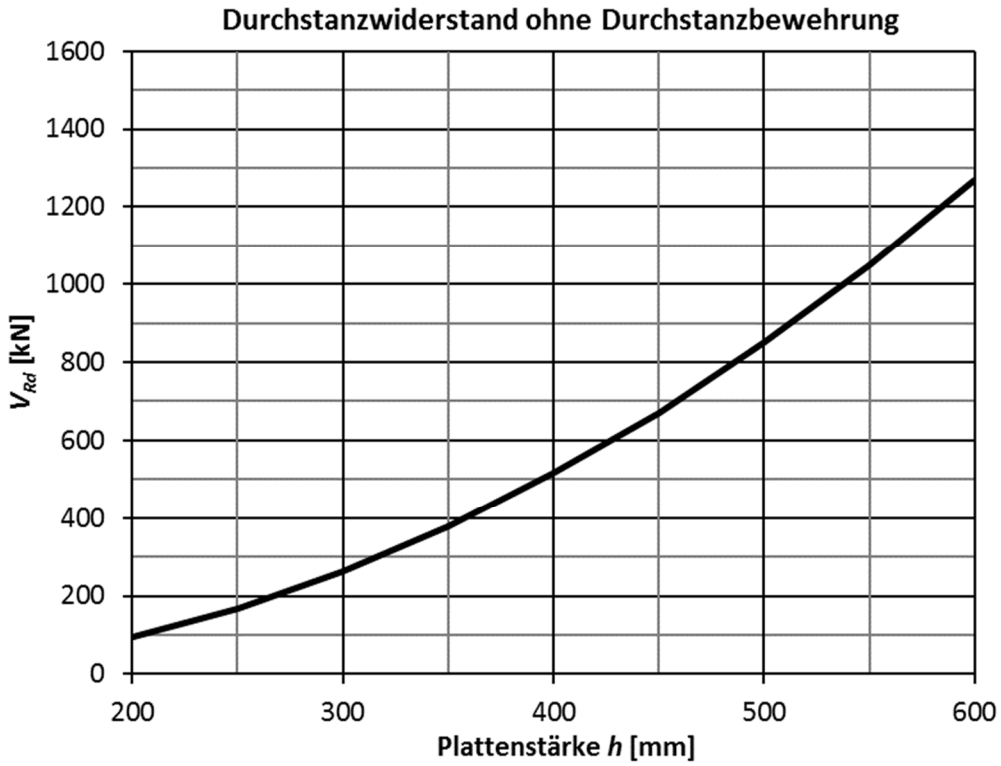


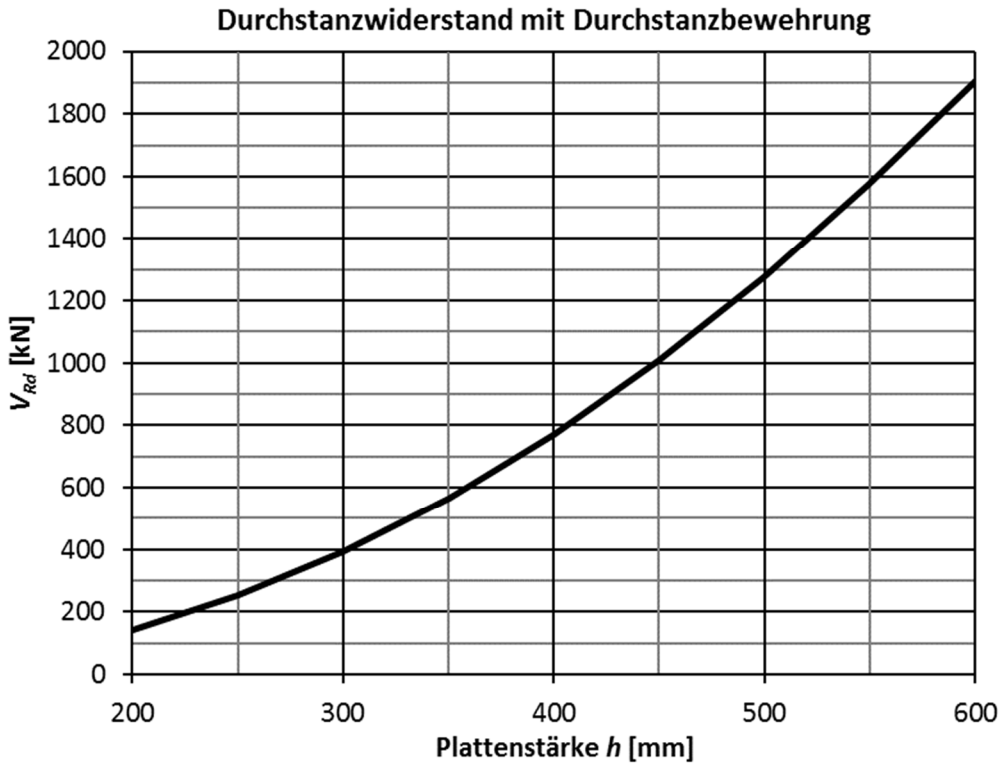
Wandenden

Wandende: $a = a_y$



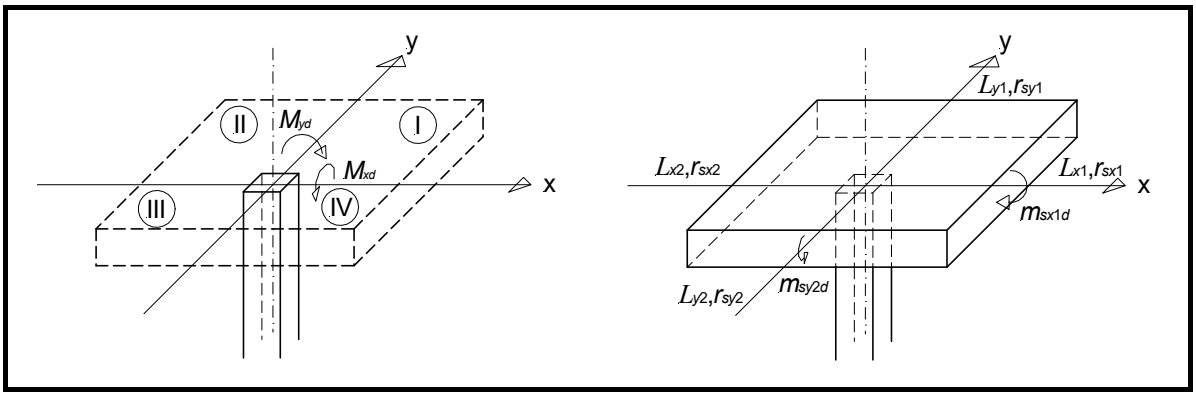



Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
V_{Rd} [kN]
200
300
400
500
600
Plattenstärke h [mm]


Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
V_{Rd} [kN]
200
300
400
500
600
Plattenstärke h [mm]

Anhang B Datenblatt für Näherungsstufe 3

Stützenbezeichnung				
Querkraft	V_d [kN]			
Stützenkopfmoment	$\|M_{xd}\|$ [kNm]			
	$\|M_{yd}\|$ [kNm]			
	Quadrant			
Näherungsstufe 3	x_1	x_2	y_1	y_2
Spannweite l [mm]				
Nullpunktabstand r_s [mm][1)]				
Bemessungsmoment m_{sd} [kNm/m]				
Stützstreifenbreite	b_{sx} [mm]		b_{sy} [mm]	
[1)] Bei Rand- und Eckstützen zu beachten	2/3 b_{srx} [mm]		2/3 b_{sry} [mm]	



For more information on the products featured here, please contact Leviat:

Australia
Leviat
98 Kurrajong Avenue,
Mount Druitt, Sydney, NSW 2770
Tel: +61 - 2 8808 3100
Email: info.au@leviat.com

Austria
Leviat
Leonard-Bernstein-Str. 10
Saturn Tower, 1220 Wien
Tel: +43 - 1 - 259 6770
Email: info.at@leviat.com

Belgium
Leviat
Industrielaan 2
1740 Ternat
Tel: +32 - 2 - 582 29 45
Email: info.be@leviat.com

China
Leviat
Room 601 Tower D, Vantone Centre
No. A6 Chao Yang Men Wai Street
Chaoyang District
Beijing · P.R. China 100020
Tel: +86 - 10 5907 3200
Email: info.cn@leviat.com

Czech Republic
Leviat
Business Center Šafránkova
Šafránkova 1238/1
155 00 Praha 5
Tel: +420 - 311 - 690 060
Email: info.cz@leviat.com

Finland
Leviat
Vädursgatan 5
412 50 Göteborg / Sweden
Tel: +358 (0)10 6338781
Email: info.fi@leviat.com

France
Leviat
6, Rue de Cabanis
FR 31240 L'Union
Toulouse
Tel: +33 - 5 - 34 25 54 82
Email: info.fr@leviat.com

Germany
Leviat
Liebigstrasse 14
40764 Langenfeld
Tel: +49 - 2173 - 970 - 0
Email: info.de@leviat.com

India
Leviat
309, 3rd Floor, Orion Business Park
Ghodbunder Road, Kapurbawdi,
Thane West, Thane,
Maharashtra 400607
Tel: +91 - 22 2589 2032
Email: info.in@leviat.com

Italy
Leviat
Via F.lli Bronzetti 28
24124 Bergamo
Tel: +39 - 035 - 0760711
Email: info.it@leviat.com

Malaysia
Leviat
28 Jalan Anggerik Mokara 31/59
Kota Kemuning, 40460 Shah Alam
Selangor
Tel: +603 - 5122 4182
Email: info.my@leviat.com

Netherlands
Leviat
Oostermaat 3
7623 CS Borne
Tel: +31 - 74 - 267 14 49
Email: info.nl@leviat.com

New Zealand
Leviat
2/19 Nuttall Drive, Hillsborough,
Christchurch 8022
Tel: +64 - 3 376 5205
Email: info.nz@leviat.com

Norway
Leviat
Vestre Svanholmen 5
4313 Sandnes
Tel: +47 - 51 82 34 00
Email: info.no@leviat.com

Philippines
Leviat
2933 Regus, Joy Nostalg,
ADB Avenue
Ortigas Center
Pasig City
Tel: +63 - 2 7957 6381
Email: info.ph@leviat.com

Poland
Leviat
Ul. Obornicka 287
60-691 Poznań
Tel: +48 - 61 - 622 14 14
Email: info.pl@leviat.com

Singapore
Leviat
14 Benoi Crescent
Singapore 629977
Tel: +65 - 6266 6802
Email: info.sg@leviat.com

Spain
Leviat
Polígono Industrial Santa Ana
c/ Ignacio Zuloaga, 20
28522 Rivas-Vaciamadrid
Tel: +34 - 91 632 18 40
Email: info.es@leviat.com

Sweden
Leviat
Vädursgatan 5
412 50 Göteborg
Tel: +46 - 31 - 98 58 00
Email: info.se@leviat.com

Switzerland
Leviat
Grenzstrasse 24
3250 Lyss
Tel: +41 (0) 800 22 66 00
Email: info.ch@leviat.com

United Arab Emirates
Leviat
RA08 TB02, PO Box 17225
JAFZA, Jebel Ali, Dubai
Tel: +971 (0)4 883 4346
Email: info.ae@leviat.com

United Kingdom
Leviat
President Way, President Park,
Sheffield, S4 7UR
Tel: +44 - 114 275 5224
Email: info.uk@leviat.com

USA / Canada
Leviat
6467 S Falkenburg Road
Riverview, FL 33578
Tel: (800) 423-9140
Email: info.us@leviat.us

For countries not listed
Email: info@leviat.com

Leviat.com

Leviat®
A CRH COMPANY

Imagine. Model. Make.

Leviat.com