

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**DAS DURCHSTANZEN VON PLATTEN AUS STAHLBETON
– TRAGVERHALTEN, BERECHNUNG, BEMESSUNG –**

von
Diedrich Nölling

HEFT 62

BRAUNSCHWEIG

1984



VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Die Anregung zu der Arbeit ergab sich aus der Bearbeitung mehrerer Forschungsvorhaben, die sich mit dem Problem des Durchstanzens befaßten (u.a. /67/ und /68/).

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K.Kordina gilt mein besonderer Dank für die großzügige Förderung der Arbeit und für die Übernahme der Berichterstattung.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Duddeck für die Mitberichterstattung und Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Paschen für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Viele Kollegen und Mitarbeiter des Instituts haben mir bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen und bei den Schreib-, Rechen- und Zeichenarbeiten geholfen. Ihnen allen danke ich für die stets gute Zusammenarbeit und für die jederzeit zuverlässige Unterstützung.

Braunschweig, April 1984

Diedrich Nölting

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>Bezeichnungen</u>	<u>V</u>
1 <u>Einleitung</u>	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung und Überblick.....	5
2 <u>Geschichtlicher Überblick</u>	7
2.1 Fundamente.....	7
2.2 Pilzdecken.....	10
2.3 Flachdecken.....	11
3 <u>Experimentelle Untersuchungen</u>	14
3.1 Allgemeines.....	14
3.2 Versuchsdaten.....	14
3.3 Wertung der Datenerfassung.....	15
3.4 Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf baupraktische Stahlbetontragwerke.....	17
3.4.1 Problematik.....	17
3.4.2 Einfluß der Wahl des als Versuchskörper geprüften Bauteilausschnittes.....	17
3.4.3 Einfluß der Belastungsanordnung.....	21
3.4.4 Einfluß des Versuchsmäßstabes.....	22
3.4.5 Einfluß des Belastungsvorganges.....	23
3.5 Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse.....	24
3.5.1 Allgemeines.....	24
3.5.2 Rißbildung.....	24
3.5.3 Bruchvorgang.....	27
3.5.4 Formänderungen der Platte.....	30
3.5.5 Einleitung der Stützenlast.....	31
3.5.6 Beanspruchung der Biegezugbewehrung.....	32
3.5.7 Beanspruchung der Biegendruckzone.....	34
4 <u>Biegebeanspruchung</u>	39
4.1 Trennung in die Beanspruchungsarten Biegung und Schub.....	39
4.2 Querschnittsanalyse.....	41
4.3 Schnittgrößen- bzw. Traglastermittlung.....	41

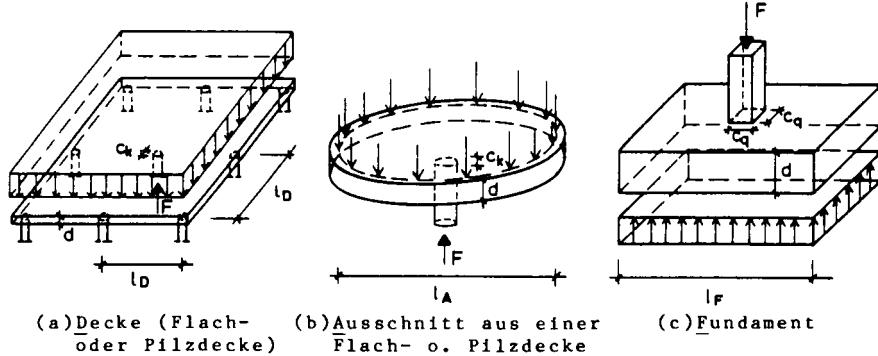
	Seite
5 Vorliegende Berechnungsmethoden zum Grundfall des Durchstanzens	45
5.1 Allgemeines zum Grundfall des Durchstanzens.....	45
5.1.1 Definitionen und Bezeichnungen.....	45
5.1.2 Besonderheit bei Fundamenten (Beiwert α_F).....	45
5.1.3 Versuchsdaten.....	47
5.2 Beschreibung der Berechnungsvorschläge.....	47
5.3 Versuchsnachrechnungen.....	53
5.3.1 Daten, Annahmen.....	53
5.3.2 Berechnungsergebnisse.....	54
5.3.3 Wertung der Berechnungsergebnisse.....	56
5.3.3.1 Verfahren zur Bruchlastbestimmung.....	56
5.3.3.2 Nachweisverfahren der Bauvorschriften.....	57
6 Eigene Berechnungsmethode zum Grundfall des Durchstanzens	59
6.1 Versuchsbeobachtungen.....	59
6.2 Bruchhypothese.....	61
6.2.1 Bruchvorgang.....	61
6.2.2 Grundannahmen.....	62
6.3 Berechnungsverfahren (Vorschlag "G1").....	63
6.3.1 Ansatz in allgemeiner Form.....	63
6.3.2 Plattenschlankheit (λ).....	64
6.3.3 Berechnungsvorschlag "G1".....	66
6.3.4 Versuchsnachrechnungen und Bewertung.....	68
6.4 Näherungsansatz (Vorschlag "G2").....	69
6.4.1 Ziele.....	69
6.4.2 Parametertrennung.....	69
6.4.3 Grundfunktion (F_{uo}).....	71
6.4.4 Ergänzungsfunktion (f_o).....	72
6.4.5 Berechnungsvorschlag "G2".....	74
6.4.6 Versuchsnachrechnungen und Bewertung.....	75
6.5 Parametereinflüsse.....	78
6.5.1 Streckgrenze (β_S).....	78
6.5.2 Betondruckfestigkeit (β_C).....	79
6.5.3 Bewehrungsprozentsatz (μ).....	80
6.5.4 Statische Nutzhöhe (h).....	80
6.5.5 Plattenschlankheit (λ).....	81
6.5.6 Druckbewehrung (μ').....	81
6.5.7 Bewehrungskonzentrationen (μ_K, μ_G).....	82
6.5.8 Stützenausbildung (c_k, c_q).....	84
6.5.9 Plattenform ($\ell_x \neq \ell_y$).....	84

7 Nachweismethode der DIN 1045 zum Grundfall des Durchstanzens.....	85
7.1 Derzeitiges Nachweisverfahren der DIN 1045.....	85
7.1.1 Beschreibung.....	85
7.1.2 Versuchsnachrechnungen.....	86
7.2 Kritik am Verfahren der DIN 1045.....	89
7.3 Neuvorschlag für ein Nachweisverfahren.....	91
7.3.1 Sicherheitskonzept.....	91
7.3.2 Nachweisverfahren.....	93
8 Vergleich des Balkenschubbruchs mit dem Grundfall des Durchst.	95
8.1 Allgemeines.....	95
8.2 Bruchvorgang.....	96
8.3 Bruchlastberechnung.....	99
8.3.1 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Biegemomente.....	99
8.3.2 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Schubspannungen.....	101
9 Pilzdecken.....	105
9.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	105
9.2 Berechnungsvorschlag.....	107
9.3 DIN 1045.....	110
10 Ausmittige Stützenbeanspruchung.....	111
10.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	111
10.2 Vorliegende Berechnungsvorschläge.....	112
10.2.1 Mögliche Grundideen.....	112
10.2.2 Hilfgröße $F/\max \tau$	113
10.2.3 Hilfgröße $F/\max m$	117
10.2.4 Verhältniswerte F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} :.....	119
10.2.5 Ersatztragwerke.....	122
10.3 Eigener Berechnungsvorschlag.....	122
10.4 DIN 1045.....	125
11 Aussparungen in Stütznähe.....	126
11.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	126
11.2 Berechnungsvorschlag.....	128
11.2.1 Tragverhalten.....	128
11.2.2 Untere Grenze der Tragfähigkeit.....	129
11.2.3 Unsymmetrische Aussparungen.....	130

	Seite
11.2.4 Versuchsnachrechnungen.....	131
11.2.5 Berechnungsvorschlag.....	134
11.3 DIN 1045.....	134
12 <u>Schubbewehrung</u>	137
12.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	137
12.2 Versuchsauswertungen.....	138
12.2.1 Versuchsbeobachtungen.....	138
12.2.2 Versuchsnachrechnungen.....	142
12.2.3 Tragverhalten, Bruchmechanismus.....	145
12.2.4 Einfluß der Schubbewehrung auf die Tragfähigkeit.....	147
12.3 Vorliegende Berechnungsvorschläge.....	149
12.4 Eigener Berechnungsvorschlag.....	151
12.5 DIN 1045	153
13 <u>Zusammenfassung</u>	156
13.1 Aufgabenstellung, Zielsetzung.....	156
13.2 Tragverhalten, Bruchmechanismus.....	157
13.3 Bruchlastberechnung.....	158
13.4 DIN 1045.....	161
<u>Literaturverzeichnis</u>	163
<u>Anhang A1:</u>	
Versuchsdaten.....	A1.1
<u>Anhang A2:</u>	
Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile.....	A2.1
<u>Anhang A3:</u>	
m/F-Beziehungen nach der Elastizitätstheorie.....	A3.1
<u>Anhang A4:</u>	
Traglasten F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie.....	A4.1
<u>Anhang A5:</u>	
Das Verfahren von Kinnunen und Nylander.....	A5.1

Bezeichnungen

Nachfolgend nicht aufgeführte Bezeichnungen sind im Text bzw. an den Kapitelanfängen erläutert.



(a) Decke (Flach- oder Pilzdecke) (b) Ausschnitt aus einer Flach- o. Pilzdecke (c) Fundament

Bild B.1: Zur Definition der statischen Systeme und der Abmessungen

1 Abmessungen (Grundeinheit: m)

l = Plattenlänge allgemein

$\left. \begin{array}{l} l_D \\ l_A \\ l_F \end{array} \right\}$ siehe Bild B.1; ggf. mit Zusatzindex (z.B. l_{Dx}), falls zur Verdeutlichung erforderlich oder falls Grundriß abweichend von Bild B.1:

...x, ...y in x-bzw. y-Richtung

...q quadratisch

...k kreisförmig

c = Stützendurchmesser einer kreisförmigen Stütze ($c=c_k$);

Indizes x, y und k ggf. wie vor.

Umrechnung ggf. flächengleich: $c = \sqrt{c_x \cdot c_y \cdot 4/\pi}$

$$\text{bzw. } c = \sqrt{c_q^2 \cdot 4/\pi}$$

d = Plattendicke

h = statische Nutzhöhe der Platte

$\lambda = \text{Plattenschlankheit} = 0,5 \cdot (l_0 - c)/h$
(s.Gl.(6.7), Abschnitt 6.3)

2 Bewehrung: (Grundeinheit: μ in %)

μ = Bewehrungsprozentsatz der Biegezugbewehrung, bezogen auf die statische Nutzhöhe h
 μ' = Bewehrungsprozentsatz der Biegendruckbewehrung
 ω = mechanischer Bewehrungsgrad
= $\mu/100 \cdot \beta_S/\beta_C$

3 Kraftgrößen: (Grundeinheiten: MN, m)

q = Plattenquerkraft je Längeneinheit
 m = Plattenbiegemoment je Längeneinheit
 m_u = Bruchmoment (u = ultimate)
 m_y = Fließmoment (y = yield)
 m_a = zulässiges Biegemoment (a = admissible)
 m'_u , m'_y , m'_a = wie m_u , m_y u. m_a , jedoch ermittelt mit μ' als Biegezug- und μ als Biegendruckbew.
 F = Stützenlast allgemein
 F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
 F_u = rechnerisch Bruchlast allgemein
 F_{uQ} = rechnerisch Schubbruchlast
 F_{uM} = rechnerisch Biegebruchlast
 ($m = m_u$, F_{uM} nach Fließgelenklinientheorie)
 F_y = F_{yM} = Stützenlast beim Fließbeginn
 ($m = m_y$, F_{yM} nach Elastizitätstheorie)
 F_a = zulässige Stützenlast allgemein
 F_{aQ} = F_a aus Schubbemessung
 F_{aM} = F_a aus Biegebemessung
 $F_{..o}$ = Stützenlasten für den Grundfall des Druckstandes nach Abschnitt 5 bis 7 (F_{to} , F_{uo} , F_{ao})
 γ = Verhältniswert zwischen einer Versuchsbruchlast (F_t) und einer rechnerischen Stützenlast (F_u , F_a , etc.)
- Für Bruchtheorien wird $\gamma = F_t/F_u \rightarrow 1,00$ angestrebt.
- Für Vorschriften ist $\gamma = F_t/F_a$ als Sicherheitsbeiwert zu interpretieren.

M = Biegemoment, das von der Stütze in die Platte überzuleiten ist (Indizes wie zu F)

e = M/F = Exzentrizität der Stützenlast

4 Spannungen: (Einheit: $\text{MN/m}^2 = \text{N/mm}^2$)

σ = Normalspannung } ..._b = im Beton
 τ = Schubspannung } ..._s = im Stahl

β_s = Streckgrenze des Stahls

β_c = Zylinderdruckfestigkeit des Betons
(Zyl. 150 mm / 300 mm)

β_w = Würfeldruckfestigkeit des Betons
($\beta_c = 0,80 \cdot \beta_{w150}$ bzw. = $0,85 \cdot \beta_{w200}$)

β_r = Rechenfestigkeit nach Tab.12 der DIN 1045

5 Dehnungen: (Einheit: %)

Indizes: ..._u im Bruchzustand (Last F_u)
..._y bei Fließbeginn (Last $F_y = F_{yM}$, bzw.
Plattenbiegemoment = m_y)

ϵ_s = Stahldehnung

ϵ_b = Betondehnung

6 Beiwerte: (Dimensionslos)

$\alpha = F_u/F_{uo}$ = Beiwert für einen Sonderfall zur Berücksichtigung der Tragfähigkeitsänderung gegenüber dem Grundfall des Durchstanzens

α_F = für Fundamente → (s. Abschn. 5.1)

α_P = für Pilzdecken → (s. Abschn. 9)

α_E = für Stützenlastexzentrizität → (s. Abschn. 10)

α_A = für Aussparungen in Stütznähe → (s. Abschn. 11)

α_S = für Schubbewehrung → (s. Abschn. 12)

7 Statistische Auswertungen:

γ_i = γ -Wert eines Versuches (γ ist unter Punkt 3 erläutert)

Bei Auswertung nur der Versuche mit γ -Werten zwischen der 5 % - und der 95 % -Fraktilen-Grenze:

γ_5 = niedrigster gewerteter γ -Wert

γ_{95} = höchster gewerteter γ -Wert

n = Anzahl der gewerteten Versuche

γ_m = Mittelwert : $\gamma_m = \frac{1}{n} \cdot \sum \gamma_i$

s = Standardabweichung: $s = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum (\gamma_i - \gamma_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum \gamma_i^2 - \gamma_m^2}$

v = Variationskoeffizient: $v = s/\gamma_m = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum (\gamma_i / \gamma_m)^2 - 1}$

Bei Auswertung aller Versuche:

n_o , γ_{mo} , s_o , v_o analog obigem

8 Einheiten:

Soweit nicht ausdrücklich anders angegeben, werden nachfolgend aufgeführte SI-Einheiten verwendet:

Längen: m

Kräfte: MN

Spannungen: MN/m² (=N/mm²)

Dehnungen: ‰

Bewehrungsgrade: %

Zur Umrechnung von MKS- und britisch-amerikanischen Einheiten wurden folgende Beziehungen verwendet:

MKS-Einheiten:

Kräfte: 1 Mp = 1000 kp = 0,00981 MN

Spannungen: 1 kp/cm² = 0,0981 MN/m²

Britisch-amerikanische Einheiten:

Längen: 1 in = 0,0254 m

1 ft = 12 in = 0,305 m

1 yd = 3 ft = 0,914 m

Kräfte: 1 kip = 1000 lb = 0,00445 MN

Spannungen: 1 ksi = 1000 psi = 6,90 MN/m² = 6,90 N/mm²

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

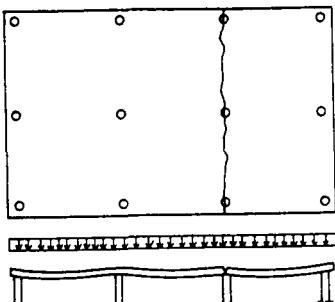
Unter planerischen und nutzungstechnischen Gesichtspunkten ist es häufig von Vorteil, Deckensysteme die – zumindest in ihren Innenbereichen – nur auf Stützen, nicht aber auf Wänden ruhen, unter Verzicht auf Unterzüge als "punktförmig gestützte Platten" (Bezeichnung nach DIN 1045 /1/) auszuführen. Die Decken werden im allgemeinen ohne Stützenkopfverstärkungen als "Flachdecken" hergestellt, seltener mit Stützenkopfverstärkungen als "Pilzdecken". Der Fortfall störender Unterzüge erleichtert das Verlegen von Versorgungsleitungen und ermöglicht die besonders im Behälterbau häufig verlangte ungehinderte Luftzirkulation direkt unter der Decke. Des weiteren kann die Gesamthöhe eines Bauwerkes – bzw. Gesamttiefe, beispielsweise bei Tiefgaragen – bei gleichbleibender Nutzhöhe der Innenräume reduziert werden.

Flachgründungen unter einzeln stehenden Stützen wurden in der Anfangszeit des Stahlbetonbaues als äußerst gedrungene und nahezu unbewehrte Stampfbetonfundamente ausgeführt. Jedoch schon sehr früh ging man zur Betoneinsparung und Verminderung der erforderlichen Gründungstiefe auf schlankere, biegebeanspruchte Platten konstanter Dicke – im folgenden als "Einzelfundamente" bezeichnet – über.

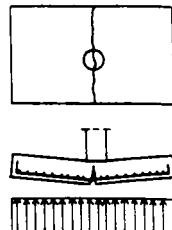
Stahlbetonplatten der beschriebenen Arten, die unmittelbar auf Stützen gelagert oder durch Stützen belastet sind, können auf zwei unterschiedliche Weisen versagen.

(1) Biegebruch entlang einer Hauptachse:

Bei dieser Versagensart tritt der Bruch ein, wenn die Biegetragfähigkeit des als Balken betrachteten Platten-systems erschöpft ist. Starke Risse entlang der Hauptachsen des Plattensystems kennzeichnen diese Bruchart (s. Bild 1.1).



(a) Deckensystem



(b) Einzelfundament

Bild 1.1: Bruchschema beim Biegebruch entlang einer Hauptachse

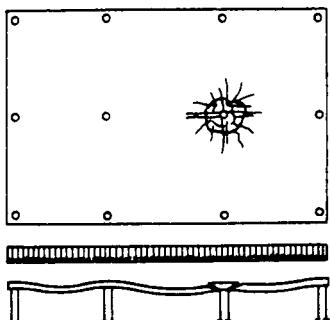
Mit dieser Versagensart verbunden ist die Problematik der Berechnungsannahmen hinsichtlich der Verteilung des "Balkenmomentes" in Querrichtung und hinsichtlich möglicher "Umlagerungen" der Momente zwischen den Stütz- und den Feldbereichen des Ersatzbalkens. Bei entsprechenden Überlegungen stehen Fragen der Gebrauchsfähigkeit (Durchbiegungsbegrenzung, Rißbreitenbeschränkung) im Vordergrund.

Auch der in verschiedenen Bemessungsvorschriften (z.B.: DIN 1045) verlangte Nachweis, daß an keiner Stelle der Platte unter den nach der Elastizitätstheorie für den Lastfall "rechnerische Bruchlast" ermittelten Biegemomenten die "örtliche Tragfähigkeit" erschöpft sein darf, dient in erster Linie der Wahrung der Gebrauchsfähigkeit. Der Begriff der "örtlichen Tragfähigkeitserschöpfung" bezeichnet dabei den Zustand, in dem die Biegetragfähigkeit eines aus der Platte herausgelöst gedachten Plattenquerschnittes infolge der in ihm wirkenden Beanspruchungen rechnerisch erschöpft ist. Nach DIN 1045 beispielsweise ist dies der Fall, wenn am Biegedruckrand Betonstauchungen von mehr als 3,5 % oder im Stahl der Biegezugbewehrung Dehnungen von mehr als

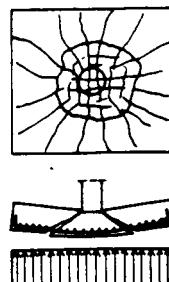
5,0 %.. auftreten. Die "Systemtragfähigkeit" mit einem Bruch entsprechend Bild 1.1 liegt wesentlich höher, da dieser Bruch erst eintritt, wenn die Biegetragfähigkeit entlang der gesamten Bruchlinie erschöpft ist.

(2) Durchstanzen:

Bei der zweiten möglichen Bruchform versagt die Platte entlang einer den Stützenanschluß umlaufenden Linie. Es entsteht dabei - zentrische Stützenbeanspruchung vorausgesetzt - ein annähernd rotationssymmetrisches Riß- bzw. Bruchbild, wie es als Bild 1.2 gezeigt ist. Bruchauslösend ist das Versagen der Betondruckzone der Platte an der Wurzel eines unter ca. 30 bis 45° geneigten umlaufenden Risses.



(a) Deckensystem



(b) Einzelfundament

Bild 1.2: Rißbild und Bruchschema beim Durchstanzen von Stahlbetonbauteilen

Der Bruchriß löst ein kegelstumpfähnliches Teil aus der Platte heraus. Nach dem eigentlichen Bruch drückt sich die Stütze - das herausgelöste Plattenteil dabei vor sich herschiebend - durch die Platte hindurch. Dieser erst nach dem eigentlichen Versagen zu beobachtende Abschervorgang führte zur Bezeichnung Durchstanzen.

Die noch nicht befriedigend erforschten Probleme bezüglich des Durchstanzens betreffen in erster Linie den Versagenszustand, d.h. den Systembruch entsprechend Bild 1.2. So ist zu klären, mit welchem Mechanismus der Bruch abläuft, welche Kraft- oder Verformungskenngrößen das eigentliche Bruchkriterium darstellen und wie die Traglast rechnerisch vorherbestimmt werden kann.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich ausschließlich mit der Bruchart des Durchstanzens, wobei Betrachtungen zum Gebrauchsstand außer acht gelassen werden und nur der Versagenszustand untersucht wird. Die Arbeit beschränkt sich auf Stahlbetondecken- und Fundamente, deren Stützenbereiche monolithisch aus Normalbeton hergestellt und hinsichtlich zweier Hauptachsen symmetrisch ausgebildet sind. Nicht eingegangen wird dementsprechend auf

- vorgespannte Platten,
- Leichtbetonplatten,
- lochrandgestützte Platten,
- Deckenbereiche um Rand- oder Eckstützen und
- Deckenbereiche um Lasteinleitungsstellen konzentrierter Einzellasten.

Schwerpunktmäßig werden als "Grundfall des Durchstanzens" Platten ohne Besonderheiten hinsichtlich Belastung, Plattenausbildung und Bewehrungsanordnung untersucht.

"Sonderfälle", die im Anschluß an den Grundfall und vergleichsweise knapp behandelt werden, sind

- Stützkopfverstärkungen (Pilzdecken),
- ausmittige Stützenbeanspruchung,
- Aussparungen in Stütznähe und
- Schubbewehrung.

1.2 Zielsetzung und Überblick

Mit dieser Arbeit werden im wesentlichen drei Ziele angestrebt:

- (1) Literaturauswertung und Darstellung des derzeitigen Kenntnisstandes zum Durchstanzen (Tragverhalten, Bruchmechanismus, Traglastberechnung).
- (2) Entwicklung einer eigenen Methode zur Berechnung von Durchstanztraglasten. Das Berechnungsverfahren soll den physikalischen Vorgängen beim Bruch entsprechen und in möglichst umfassenden Versuchsnachrechnungen seine Bestätigung finden.
- (3) Erarbeitung eines für die Anwendung in der Baupraxis angemessenen Verfahrens zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen und, daraus resultierend, Angabe von Verbesserungsvorschlägen zum Nachweisverfahren der derzeitig gültigen DIN 1045.

Diesen Zielsetzungen wird in folgender Arbeitsweise nachgegangen:

Zu (1) Literaturauswertung, Kenntnisstand:

Die Literaturrecherche erfaßte weit mehr als 400 Literaturstellen zum Thema Durchstanzen von Stahlbetonkonstruktionen. Die Ergebnisse der Literaturauswertung werden nach Themen geordnet in den Abschnitten 2 bis 5 (Grundsätzliches zum Durchstanzen und Grundfall des Durchstanzens) und 9 bis 12 (Sonderfälle des Durchstanzens) in folgender Gliederung dargestellt:

Geschichtlicher Überblick (Abschnitt 2):

Die wesentlichsten Entwicklungsschritte zur heutigen Bauweise und zum heutigen Wissensstand werden beschrieben.

Experimentelle Untersuchungen (Abschnitt 3):

Die Daten von Bruchversuchen zum Durchstanzen werden für programmgesteuerte Versuchsnachrechnungen aufbereitet, und Versuchsbeobachtungen und Ergebnisse versuchsbegleitender Messungen werden zusammenfassend geschildert.

Biegebeanspruchung (Abschnitt 4):

Soweit für Versuchsnachrechnungen nach vorgeschlagenen Traglastberechnungsmethoden Verfahren zur Analyse des Biegebeanspruchungszustandes erforderlich sind, werden diese Verfahren besprochen und für programmgesteuerte Berechnungen aufbereitet.

Traglastberechnungsmethoden, Bauvorschriften (Abschnitte 5 und 8 bis 12):

Vorliegende Berechnungsverfahren werden vorgestellt und anhand der Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen und theoretischen Überlegungen bewertet. Ein ausführlicher Vergleich des Durchstanzens mit dem Balkenschubbruch wird angestellt.

Zu (2) Eigene Berechnungsmethode zur Bestimmung der Durchstanztraglast (Abschnitte 6 und 9 bis 12):

Anhand der Ergebnisse der Literaturauswertung wird auf den beim Durchstanzen wirksamen Tragmechanismus geschlossen und das Grundkonzept der Berechnungsmethode festgelegt. Offenbleibende Freiwerte im Berechnungsverfahren werden aus Versuchsnachrechnungen bestimmt. Die Berechnungsmethode wird für den Grundfall des Durchstanzens entwickelt und für die Anwendung auf Sonderfälle in analoger Weise ergänzt bzw. modifiziert.

Zu (3) Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen (Abschnitte 7 und 9 bis 12):

Das Bemessungs- bzw. Nachweisverfahren der derzeit gültigen DIN 1045 wird beschrieben und beurteilt. Neuvorschläge werden aus der vorgenannten Methode zur Traglastbestimmung abgeleitet.

2 Geschichtlicher Überblick

Der Schwerpunkt des nachfolgenden geschichtlichen Abrisses liegt auf der Entwicklung der Konstruktionsformen und ihrer Schubbemessung. Ausführliche Rückblicke zur Biegemomentenermittlung sind u.a. in den Vortragsmanuskripten von Herzog /56/ und Stiglat /115/ zu finden.

2.1 Fundamente

Bereits 1914 wies Frank im Lehrbuch für Eisenbetonbau /29/ auf die hohen Scherkräfte in Stahlbetonfundamentplatten hin. Er leitete aus seinen Erkenntnissen jedoch lediglich die Empfehlung ab, von dieser Bauweise abzusehen. Erst Henkel /53(a)/ machte 1915 einen Vorschlag für ein entsprechendes Berechnungsverfahren. Ausgehend vom Ort und der Richtung der maximalen Schubspannungen und sicherlich in Unkenntnis möglicher Bruchformen sah er allein eine Gefahr des Abscherens zwischen der in die Platte hinein verlängert gedachten Stütze und der auskragenden Platte. Er schlug vor, die Schubspannung entsprechend den damaligen preußischen Bestimmungen auf $4,5 \text{ kp/cm}^2$ ($\approx 0,45 \text{ N/mm}^2$) zu begrenzen. An die Anordnung einer Schubbewehrung wurde noch nicht gedacht.

Braun /53(b)/ wandte sich in einer Leserzuschrift des Jahres 1916 gegen Henkels Berechnungsvorschläge und verlangte nach wissenschaftlichen Versuchen zur Tragfähigkeit von Stahlbetonfundamenten. Seiner Ansicht nach konnte nur unter Berücksichtigung der Beanspruchungskombination aus Biegung und Abscheren ein brauchbares Bemessungs- oder Nachweisverfahren entwickelt werden. Dieser Erkenntnis ist sicherlich voll zuzustimmen, auch wenn sie sich bis heute noch nicht überall ganz durchgesetzt hat.

In den USA, wo die Entwicklung nicht nur von Pilz- und später von Flachdecken, sondern auch von Stahlbetonfundamenten den Europäern ständig erheblich voraus eilte, veranlaßte

die früh erkannte Gefahr des Durchstanzens bereits in den Jahren 1908 bis 1911 aufführliche experimentelle Forschungen der Art, wie Braun sie forderte. Talbot /118/ führte umfangreiche Untersuchungen an Einzelfundamenten durch, die wie damals üblich, keine Schubbewehrung aufwiesen. Er beobachtete dabei Biegebrüche nach Bild 1.1b, Durchstanzbrüche nach Bild 1.2b mit unter ca. 45° geneigten Bruchkegeloberflächen sowie Verbundversagen infolge unzureichender Haftfestigkeit zwischen Stahl und Beton oder infolge ungenügender Verankerung der Biegezugbewehrung an den Plattenrändern. Für den von ihm als maßgebend angesehenen Schnitt um die Stütze im Abstand der statischen Nutzhöhe h ermittelte Talbot Bruchschubspannungen, die mit 0,8 bis 1,4 N/mm² in der gleichen Größenordnung lagen wie die Bruchschubspannungen bei Versuchen an vergleichbaren Balken. Die damals in den USA bereits bekannte Abhängigkeit der Balkenschubtragfähigkeit vom Grad der Biegezugbewehrung wurde auch für das Durchstanzen bestätigt gefunden.

Henkel berichtete 1916 /53(c)/ für den deutschsprachigen Raum über Talbots Versuche. Damit jedoch erlosch in Deutschland das Interesse am Durchstanzproblem für mehrere Jahrzehnte, da bei den damals üblichen Konstruktionsformen und Abmessungen kaum die Gefahr des Durchstanzen bestand.

Erste experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen wurden in Deutschland 1935-1936 von Graf /42/ durchgeführt. Zwar handelte es sich um randgestützte Quadratplatten unter mittiger Einzellast, den Abmessungsverhältnissen ($h = 30$ bis 50 cm, $\ell = 1,50$ m, $c = 20$ bis 30 cm) und der Bewehrungsführung (6 der 8 Platten waren durch Schrägaufbiegungen aus der Biegebewehrung schubbewehrt) nach entsprachen die Versuchskörper jedoch eher Einzelfundamenten als Deckenplatten. Als Auswertungsergebnis für die 2 nicht schubbewehrten Platten stellte Graf in einem quadratischen Schnitt im Abstand der halben statischen Nutzhöhe um die Lasteinleitungsfläche Schubspannungen $\tau_u = 1,25$ und 2,1 N/mm² in derselben Größenordnung fest wie bei vergleichbaren Balken.

Ausgehend von der Wiedergabe des Vorschlages von Mörsch in /42/, die aufsummierte Zugkraft der unter 45° aufgebogenen Bewehrungsstäbe mit der Annahme einer unter 45° geneigten Betondruckstrebe als $Z_s = F/\sqrt{2}$ zu berechnen, setzte eine in deutschen Fachkreisen lang anhaltende Diskussion um das zutreffende Tragmodell dieserart schubbewehrter Fundamentplatten ein. Einer der engagiertesten Verfechter des alternativen Tragmodells mit einer horizontal wirkenden Druckstrebe und demzufolge des Ansatzes $Z_s = F \cdot \sqrt{2}$ war Fuchssteiner /36/.

In den USA nahm Richart /101/ 1944 die erwähnten Versuche von Talbot wieder auf und setzte sie mit den inzwischen wesentlich verbesserten Baustoffen und Fertigungsmethoden in umfangreichen Versuchsserien fort, ohne jedoch hieraus eine Methode zur Traglastbestimmung oder Bemessungsregeln abzuleiten. Erst Hognestad und Elstner /27/, /57/ sowie Whitney /125/ holten dies nach und entwickelten aus den Versuchsergebnissen empirisch Formeln zur Bruchlastberechnung. Damit endete in den USA jedoch das Interesse am Durchstanzen von Fundamenten praktisch vollständig zugunsten intensiver Forschungen zum Durchstanzen von Flachdecken.

Auch in der Bundesrepublik wurde das Durchstanzen mit dem Aufkommen der Flachdeckenbauweise in den 50-er Jahren vorrangig als ein Problem der Bemessung und Berechnung von Decken angesehen. In jüngster Zeit erkannte man jedoch, daß noch einige Fragen zum Durchstanzen von Fundamenten einer Klärung bedurften, und es wurden verschiedene experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dieterle (/19/, /20/, /22/, /23/, /24/) untersuchte u.a. den Einfluß der Plattendicke, der Biegebewehrungsführung und der Schubbewehrung, Kordina und Nöltning /67/ den Einfluß exzentrischer Stützenbeanspruchung.

Während der Durchstanznachweis für Flachdecken bereits 1957 in der DIN 1045 geregelt wurde, sind entsprechende Angaben für Fundamente dort erst seit 1978 zu finden.

2.2 Pilzdecken

Bereits um die Jahrhundertwende wurden in den USA trägerlose Deckensysteme gebaut. Die dabei üblichen weit ausladenden Pilzköpfe ließen kaum die Gefahr des Durchstanzens aufkommen.

Zur Bemessung konnte man auf die Ergebnisse der oben erwähnten Forschungsarbeit von Talbot /118/ an Fundamenten zurückgreifen, die u.a. auch in den amerikanischen Stahlbetonbestimmungen von 1924 ihren Niederschlag fanden. Neben der Festlegung auf bestimmte Mindestabmessungen der Pilzköpfe wurde dort auch ein Schubsicherheitsnachweis verlangt. Für letzteren waren Schnitte im Abstand der statischen Nutzhöhe h sowohl um die Stütze als auch um die Stützenkopfverstärkungen zu führen. Die in diesen Schnitten berechneten Schubspannungen durften bestimmte, der Betondruckfestigkeit proportionale und innerhalb gewisser Grenzen vom Biegebewehrungsprozentsatz abhängige Grenzwerte nicht überschreiten.

Während für das Durchstanzen damit - wenigstens vorläufig - eine befriedigende Regelung gefunden war, bereitete die Biegebemessung insbesondere angesichts des in den USA stets sehr niedrig angesetzten Sicherheitsniveaus weiterhin beträchtliche Probleme. Hiervon zeugt die große Anzahl der zum Biegetragverhalten damals durchgeföhrten experimentellen Untersuchungen, über die zum Teil auch im deutschsprachigen Raum berichtet wurde (s. /71/, /94/ und /95/).

In Deutschland wurden zwar auch schon sehr früh vereinzelt Pilzdecken gebaut, starke Verbreitung aber fand die Bauart erst, als die Berechnung solcher Konstruktionen 1925 in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Vorläufer der DIN 1045) geregelt wurde. Die Gefahr des Durchstanzens war in dieser Vorschrift durch die Vorgabe bestimmter Mindestabmessungen der Pilzköpfe ausgeschaltet. Ein Schubsicherheitsnachweis für einen die Stütze umlaufend-

den Schnitt wurde nicht verlangt. Die Biegemomente durften näherungsweise nach einem von Marcus /80/ entwickelten und lange Zeit in der DIN 1045 beibehaltenen Ersatzrahmenverfahren ermittelt werden.

Die Diskussion um die Berechnung von Pilzdecken befaßte sich in der Folgezeit nach 1925 allein mit der Biegebemessung. Die Amerikaner stützten sich hauptsächlich auf Versuchsergebnisse und gaben in ihren Vorschriften tabellarisch Bemessungsmomente an, die nach den Ergebnissen deutscher Plattenforscher (siehe hierzu /73/) nicht haltbar waren. In Deutschland betrachtete man die Problematik fast ausschließlich von der theoretischen Seite. Eine ausführliche Darstellung der Theorien und Bemessungsvorschläge enthält das mehrfach neubearbeitete und erweiterte Buch "Pilzdecken" von Grein /43/.

Die deutschen wie die amerikanischen Vorschriften zur Berechnungträgerloser Decken änderten sich erst mit der Verbreitung der Flachdeckenbauweise in den 50-er Jahren. Pilzdecken werden seit dieser Zeit als Sonderformen von Flachdecken behandelt.

Gezielte Versuche zum Durchstanzen von Pilzdecken wurden erstmalig vor wenigen Jahren in Karlsruhe /88/ an Pilzdeckenausschnitten durchgeführt.

2.3 Flachdecken

Ende der 30-er Jahre ging man in den USA dazu über, auf die schalungstechnisch aufwendigen und für die Nutzung eines Gebäudes oft störenden Pilzkopfverstärkungen bei trägerlosen Deckensystemen zu verzichten. Zur Vermeidung der Durchstanzgefahr war es anfangs in den USA sehr verbreitet, zur Schub- und gleichzeitig zur Biegetragfähigkeitsverstärkung Walzprofilträger im Stützenbereich der Decken einzubauen. Wheeler /124/ berichtet bereits 1936 über Messungen an Ge-

bäuden mit solchen Konstruktionen. Noch heute ist diese Bauweise in den Stahlbetonbestimmungen der USA ausführlich geregelt.

Ende der 50-er Jahre bis Anfang der 60-er Jahre setzt in aller Welt eine ungestüme Forschungstätigkeit zum Durchstanzen von Flachdecken ein. Zwischen 1958 und 1964 berichten allein 18 Forscher aus - in zeitlicher Folge - den USA, Großbritannien, Israel, Schweden, Australien, Norwegen, Deutschland und Frankreich über eigene Versuche hierzu. Bis heute liegen dem Verfasser Berichte über mehr als 100 experimentelle Untersuchungen zum Thema vor.

Erwähnenswert ist besonders die umfangreiche Arbeit von Moe /87/, der neben dem Normalfall einer Innenstütze eines Flachdeckensystems auch Sonderfälle wie Aussparungen in Stütznähe, Bewehrungskonzentrationen über der Stütze, Schubbewehrungsformen und die Einleitung von Stützenkopfmomenten infolge ausmittig angreifender Stützenkräfte experimentell untersuchte und auswertete. Seine Berechnungsvorschläge gingen in vereinfachter Form bereits 1963 in die damalige Neufassung der US-Stahlbetonbestimmungen (ACI Standard 318 - 63) ein und wurden auch bis zur heute gültigen Fassung /6/ kaum verändert.

In der Bundesrepublik begann man erst beim Wiederaufbau nach dem Kriege die ersten Flachdecken zu bauen. Im Vorschriftenwesen der Bundesrepublik wurde die Ausführung von Flachdecken erstmals 1957 in den ergänzenden Bestimmungen zum § 26 der DIN 1045 geregelt. Zur Biegemomentenermittlung wurde auf das bereits für Pilzdecken erwähnte Ersatzrahmenverfahren verwiesen, wobei nur geringfügige Änderungen hinsichtlich der Gurt- und Feldstreifenbreiten vorgenommen wurden. Für das Durchstanzen wurden Regelungen festgelegt, die sich eng an die Nachweise zum Balkenschub anlehnten.

Unter der Federführung von Franz /32/ wurde in den 60-er Jahren der Abschnitt Durchstanzen für die Neufassung der DIN 1045 im Jahre 1972 erarbeitet. Er wertete unter anderem eigene Versuchsserien an Stahlbetonplatten und spannungsoptische Untersuchungen des Einleitungsbereiches von Stützenlasten in Platten aus. Der neue bis heute gültige Schubsicherheitsnachweis für Flach- und Pilzdecken unterschied sich prinzipiell von dem entsprechenden Nachweis für Balken. Im Durchstanznachweis fand die Tragfähigkeitsbeeinflussung durch die Biegezugbewehrung Berücksichtigung, für den Balkenschubnachweis dagegen setzte sich diese hier natürlich genau so richtige Betrachtungsweise nicht durch. Leider wurden Moes /87/ bereits 1963 in den amerikanischen Stahlbetonbestimmungen berücksichtigte Erkenntnisse zum Durchstanzen von Decken mit ausmittig angreifenden Stützenlasten und mit Aussparungen in Stütznähe nicht beachtet, so daß für diese Fälle keine bzw. äußerst unwirtschaftliche Regelungen festgelegt wurden.

Die Neufassung der DIN 1045 im Jahre 1978 /1/ brachte keine wesentlichen Änderungen hinsichtlich des Durchstanznachweises für Flachdecken, wohl aber hinsichtlich des zulässigen Näherungsverfahrens zur Biegemomentenermittlung. Hier wurde nämlich vom Ersatzrahmenverfahren abgegangen und dafür die Berechnung nach Tabellen im Heft 240 /2/ des DAfStb erlaubt. Die Tabellenwerte beruhen auf elastizitätstheoretischen Berechnungen nach der Finite-Element Methode und berücksichtigen im Gegensatz zum Ersatzrahmenverfahren das Verhältnis c/l_D (Stützendurchmesser/Feldlänge) bei der Bestimmung des Maximalmomentes im Stützenbereich.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

In der Literatur finden sich Beschreibungen oder zumindest Erwähnungen von über 130 experimentellen Untersuchungen zur Frage der Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetonkonstruktionen. Insgesamt wird über mehr als 1500 Versuche berichtet, die jedoch nur zum Teil den in dieser Arbeit zu behandelnden durchstanzgefährdeten Konstruktionen zuzuordnen und für Versuchsnachrechnungen verwendbar sind.

Nachfolgend werden die Daten von 690 Versuchen aus 53 Berichten für die elektronische Datenverarbeitung aufbereitet (Abschn. 3.2), einer kritischen Wertung hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit unterzogen (Abschn. 3.3), und die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf baupraktisch übliche Stahlbetontragwerke wird überprüft (Abschn. 3.4). Die wichtigsten Resultate der versuchsbegleitenden Beobachtungen und Messungen werden geschildert (Abschn. 3.5).

3.2 Versuchsdaten

Die Versuchsdaten wurden aus den jeweiligen Dimensionen der Berichterstattung in SI-Einheiten umgerechnet (Umrechnungsfaktoren siehe im Vorspann, Seite VIII) und für die elektronische Datenverarbeitung aufbereitet.

Die Daten aller in dieser Arbeit zu Versuchsnachrechnungen herangezogenen Versuche sind im Anhang A1 in Tabelienform angegeben. Die Datendarstellung gliedert sich dort in die für alle 690 Versuche anzugebenden Grunddaten (Tab. A1.1) und in die nur für einzelne Sonderfälle erforderlichen Zusatzzdaten (Tab. A1.2 bis A1.6).

Einen Überblick über die möglichen Versuchskörperausbildungen sowie über die wichtigsten zu ihrer Beschreibung verwendeten Bezeichnungen gibt Bild B.1 (s. Seite V).

3.3 Wertung der Datenerfassung

Quellen für Mängel in der Datenerfassung liegen in der

- Versuchsdurchführung (Ablese- und Auswertungsfehler, unkontrollierte Veränderungen der Versuchsbedingungen, beispielsweise durch Schrägstellungen der Versuchskörper),
- Versuchsbeschreibung (unklare, unvollständige oder gar fehlerhafte Angaben),
- Datenentnahme (Entnahme falscher Daten als Folge von Fehlinterpretationen der Bezeichnungsdefinitionen oder der Datenerläuterungen in den - größtenteils fremdsprachigen - Texten),
- Datenerfassung (Schwierigkeiten bei der Einpassung aller Versuche in ein einheitliches Datenschema),
- Dateneingabe (Übertragungsfehler).

Die Größenordnung unvermeidbarer Streuungen in den Versuchsergebnissen wird offenkundig, wenn man die Versuchsbruchlasten mehrfach nahezu gleichartig durchgeföhrter Versuche miteinander vergleicht.

Beispielsweise lassen sich aus den Versuchen zum Grundfall (Tab. A1.1, "G" in Spalte 6) 20 Versuchspaare aus 8 verschiedenen Berichten herausfinden, deren Daten sich hinsichtlich keines Parameters um mehr als 2 % voneinander unterscheiden. Obgleich die maximalen Abweichungen eines Versuchspfameters (in den meisten Fällen war es die Betonfestigkeit) sich durchschnittlich nur um ca. 1 % voneinander unterscheiden, weichen die in den Versuchen gemessenen Bruchlasten um durchschnittlich ca. 6 % voneinander ab, in 4 Fällen sogar um mehr als 12 %.

Hierbei ist noch zu bedenken, daß die zwei jeweils miteinander verglichenen Versuche aller o.g. 20 Paare stets aus denselben Forschungsberichten stammten. Wäre dies nicht der Fall und die Versuche wären jeweils in unterschiedlichen Versuchsständen geprüft worden, so wären die Abweichungen sicherlich noch bedeutend größer.

Zur weitgehenden Elimination der unvermeidbaren Mängel und Streuungen wurde wie folgt vorgegangen:

- Die Daten von Versuchen mit auffällig von der Masse der übrigen Versuche abweichenden Versuchsergebnissen wurden in besonderem Maße hinsichtlich der aufgeführten Fehlerquellen geprüft,
- die Ergebnisse wurden mit denen vergleichbarer ähnlicher Versuche verglichen
- und die Versuchsdaten darauf geprüft, ob die auffälligen Versuchsergebnisse eventuell auf besondere Extremwerte einzelner Parameter oder auf außergewöhnliche, in den untersuchten Berechnungsverfahren noch nicht ausreichend berücksichtigte Parameterkombinationen zurückzuführen waren.
- Es wurden keine dieser Versuche nur wegen des Verdachtes fehlerhafter Daten aus den Datensätzen und damit aus der Auswertung entfernt.
- Dafür wurden bei allen statistischen Auswertungen der Versuchsergebnisse die unter und über bestimmten Fraktilengrenzen liegenden Werte unberücksichtigt gelassen (Vergleiche Abschnitt 5.3, Auswertung der Verhältniswerte $\gamma = F_t/F_u = \text{Versuchsbruchlast/rechn. Bruchlast}$). Die 5 %- bzw. 95 %-Grenzen erschienen ausreichend, um den Einfluß der Extremwerte auszuschalten.

3.4 Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf baupraktische Stahlbetontragwerke

3.4.1 Problematik

Aus Kostengründen ist es kaum möglich, Versuche an durchstanzgefährdeten Stahlbetontragwerken im Maßstab 1:1 an vollständig nachgebildeten Bauwerksteilen über eine den tatsächlichen Bedingungen entsprechende Zeitdauer und unter den tatsächlich zu erwartenden Lastbildern durchzuführen. Es ist zu prüfen, in welchem Maße dennoch Versuchsergebnisse ohne Einschränkungen auf die wirklichen Bauwerksbedingungen übertragen werden dürfen. Die Überlegungen betreffen

- die Wahl des Bauteilausschnittes,
- die Lastanordnung,
- den Versuchsmaßstab und
- den Belastungsvorgang.

Betrachtungen zu den verwendeten Baustoffen entfallen weitgehend, da ausschließlich Versuche an Stahlbetonkörpern ausgewertet werden.

3.4.2 Einfluß der Wahl des als Versuchskörper geprüften Bauteilausschnittes

Die Versuchskörper sind als Ausschnitte aus wirklichen Bauwerken anzusehen, aus denen sie durch Trennschnitte (1.) durch die Stütze nahe ihrem Anschluß zur Platte und bei Deckenausschnitten auch (2.) durch die Platte entlang einer den Stützenbereich umlaufenden Linie entstanden zu denken sind. Es ist zu prüfen, welche Auswirkungen die Schnittführungen und der Ersatz der abgetrennten Bauwerksteile durch Konstruktionselemente der Versuchseinrichtung auf die zu erwartenden Druckstanzlasten haben.

(1) Zur Stützenausführung:

Zur Einleitung der Stützenlast in die untersuchte Platte wurden bei den in Tabelle Al.1 aufgeführten Versuchen unterschiedliche Ersatzkörper für die im allgemeinen fehlende Stütze verwendet.

In den meisten Fällen wurde ein kurzer Stützenstummel anbetoniert (teils mit, teils ohne Stützenbewehrung), oder es wurde ein gesondert hergestellter Betonkörper über eine Mörtelfuge angesetzt. In allen diesen Fällen darf von einer wirklichkeitsnahen Lasteinleitung am Stützenanschluß (Spannungsverteilung vergl. Bild 3.9) ausgegangen werden. Nennenswerte Kriechumlagerungen vom Beton in den Stahl waren nämlich bei den in allen Fällen als Kurzzeitversuche durchgeföhrten Versuchen nicht möglich, so daß die Anordnung einer eventuellen Stützenbewehrung keinen großen Einfluß auf die Spannungsverteilung am Stützenanschluß haben konnte, und da die Stützenanschnitte ohnehin nur auf Druck beansprucht waren, wird es nahezu unerheblich gewesen sein, ob ein Stützenstummel anbetoniert oder nur durch eine Mörtelfuge mit der Platte verbunden war.

Bei 59 Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens wurde die Stützenlast über einen Stahlklotz in die Platte eingeleitet. Aufgrund der dadurch bedingten erhöhten Konzentration der Lasteinleitung auf die Rand- und Eckbereiche des simulierten Stützenanschlusses muß bei solchen Versuchen mit verminderten Tragfähigkeiten gerechnet werden. Versuchsnachrechnungen bestätigen dies. Die rechnerisch festgestellten Tragfähigkeitsminderungen lagen im Mittel bei ca. 6%. Da die Bruchlasten solcher Versuche somit auf der sicheren Seite liegen, wurden sie in die Versuchsauswertungen mit eingeschlossen, auch wenn sie die Streubreite der Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen vergrößerten.

(2) Zur Plattenausführung:

Bei Versuchen an ganzen Deckensystemen oder an Einzelfundamenten entsprechen die Versuchskörper vollständigen Bauteilen. Überlegungen zur Wirklichkeitsnähe der in diesen Fällen gewählten Plattenausführungen entfallen mithin.

Anders verhält es sich bei der großen Zahl von Versuchen an runden oder quadratischen Deckenausschnitten. Diese Versuchskörper bilden Stützbereiche von Flach- oder Pilzdecken nach und sind durch Trennschnitte um die Stützenanschlüsse annähernd entlang der Momentennullpunktslinien entstanden zu denken (Bild 3.1).

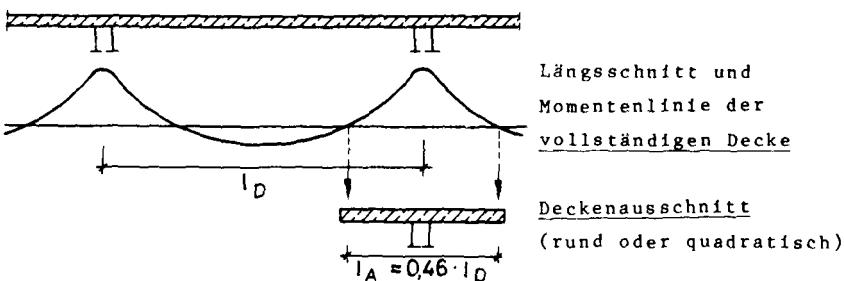


Bild 3.1: Bildung eines Deckenausschnittes aus einer Flach- oder Pilzdecke

- Zum Lastbild der Deckenausschnitte ist zu beachten, daß die Randlasten nicht nur die Querkräfte entlang des Trennschnittes simulieren, sondern zusätzlich auch Ersatz für die innerhalb des herausgetrennten Plattenbereiches angreifenden Verkehrsgleichlasten sind. Letztere erzeugen am Plattenausschnitt wegen ihrer Verlagerung vom Innenbereich des Versuchskörpers an dessen Rand höhere Biegemomente (Die Hebelarme zum Stützenzentrum sind vergrößert!) und auch leicht höhere Querkräfte (Es werden keine Lasten direkt über der Stütze eingeleitet!). Die beschriebene geringfügige Veränderung des Lastbildes liegt somit auf der sicheren Seite.

- Hinsichtlich des statischen Ersatzsystems ist die aus Meßergebnissen ablesbare Feststellung (s. in den späteren Abschnitten 3.5.2 ff.) von Bedeutung, daß sich um die Stützen herum bei allen drei vorkommenden Arten von Deckenausschnitten (rund, quadratisch mit freien Ecken und quadratisch mit gegen Abheben gesicherten Ecken) genau wie bei vollständigen Decken nahezu rotationssymmetrische und somit im kritischen engsten Stützenbereich gleichartige Beanspruchungszustände einstellen. Damit reduziert sich die Übertragbarkeitsproblematik auf folgende zwei Fragen:

Erstens ist festzustellen, auf Deckensysteme welcher Stützweiten die Ergebnisse von Untersuchungen an Deckenausschnitten bestimmter Abmessungen anzuwenden sind. Diese Frage wird im Abschn. A3.4 des Anhanges A3 im Rahmen der Untersuchungen zum Biegebeanspruchungszustand auf elastizitätstheoretischer Grundlage geklärt. Bild 3.1 nimmt das Ergebnis mit der Angabe von $\lambda_A \approx 0,46 \cdot \lambda_D$ bereits vorweg.

Zweitens ist zu prüfen, welchen Einfluß Rißbildungen und eventuelle Fließerscheinungen haben, denn in diesen Fällen sind die Voraussetzungen zur Anwendung der Elastizitätstheorie nicht mehr gegeben. Solche Veränderungen liegen auf der sicheren Seite, da man davon ausgehen kann, daß in den Stützenbereichen eines Deckensystems größere Steifigkeitsabnahmen und Verformungen eintreten als in den Feldbereichen. Es kommt zu Momentenumlagerungen von den Stützenbereichen in die Feldbereiche, und es stellt sich eine Druckmembranwirkung ein, die stützende Scheibendruckkräfte zur Folge hat.

- Versuchsmäßig wurden die Ergebnisse der obigen Überlegungen u. a. durch die Untersuchungen von Ladner, Schaeidt und Gut (/70/, s. dort S. 88 und Abb. 89) bestätigt. Sie fanden für die Stützenbereiche einer vollständigen Flachdecke eindeutig höhere Tragfähigkeiten als für zum Vergleich parallel geprüfte entsprechende Deckenausschnitte.

3.4.3 Einfluß der Belastungsanordnung

Alle in der Literatur beschriebenen experimentellen Untersuchungen zum Durchstanzen von Flachdecken, Pilzdecken und Fundamenten gehen ausnahmslos von Lastbildern aus, wie sie nach den Vorschriften der DIN 1045 bzw. DIN 1055 der Bemessung solcher Bauteile zugrunde zu legen sind:

- Die Verkehrslasten auf Decken wirken als feldweise konstante Gleichlasten.
- Die Bodenpressungen unter Fundamenten sind im Normalfall zentrischer Stützenbeanspruchung gleichmäßig verteilt. Im Sonderfall ausmittiger Stützenlasten entspricht die Pressungsverteilung einer Ebene.

Eine Diskussion dieser Annahmen muß im Rahmen dieser Arbeit unterbleiben. Es bleibt jedoch zu prüfen, ob die vorgegebenen Lastbilder in den auszuwertenden Versuchen auch verwirklicht wurden:

- Bei geprüften vollständigen Bauteilen (ganze Deckensysteme oder Einzelfundamente als Prüfkörper) wurden die aufzubringenden Gleichlasten aus versuchstechnischen Gründen im allgemeinen durch eine große Zahl von Einzellasten ersetzt, wobei stets darauf geachtet wurde, daß die auf integrierten Querkräfte im engsten Stützenbereich hierdurch nicht vermindert wurden. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite, da die Summe der Biege- und Schubbeanspruchungen in allen Schnitten um den Stützenanschluß mindestens immer gleich groß blieb und da eventuelle, durch die Belastungsumordnung von Gleichlasten in Einzellasten verursachte örtliche Beanspruchungskonzentrationen naturgemäß eher tragfähigkeitsmindernd als -erhöhend wirken.

- Für Deckenausschnitte wurde bereits im vorangegangenen Abschn. 3.4.2 unter Punkt (2) nachgewiesen, daß die hier vorgenommenen Veränderungen am Lastbild auf der sicheren Seite liegen.

3.4.4 Einfluß des Versuchsmäßigstaben

Die Plattendicke der geprüften Versuchskörper lag bei Flach- bzw. Pilzdecken zum überwiegenden Teil im Bereich von 8 bis 20 cm, bei Fundamenten im Bereich von 25 bis 40 cm. Verglichen mit den praxisüblichen Plattendicken weisen diese Maße auf Maßstabsverkleinerungen bei der Versuchsdurchführung von $M \approx 1:1,5$ bis $M \approx 1:4,0$ hin. Eine nicht unbedeutliche Anzahl von Versuchen wurde auch an dünneren Platten (bei Flachdecken bis zu nur ca. 3 cm Dicke) durchgeführt, so daß Maßstabsverkleinerungen bis zu $M \approx 1:8$ mit in Betracht zu ziehen sind, will man die Ergebnisse aller Versuche in die Auswertungen einbeziehen.

In einer Reihe von Literaturstellen wird der Einfluß von Maßstabsverzerrungen auf die Durchstanzttragfähigkeit behandelt. Fast ausnahmslos kommen die Autoren zu dem Schluß, daß maßstäbliche Verkleinerungen keine wesentlichen Verfälschungen der Versuchsergebnisse zur Folge haben. Experimentelle Untersuchungen an Versuchskörpern unterschiedlicher Verkleinerungsstufen (beschrieben u. a. in /44/, /48/, /69/, /77/ und /103/) bestätigen dies ebenso wie die Versuchsnachrechnungen des Verfassers, (s. Abschn. 6.5.4).

3.4.5 Einfluß des Belastungsvorganges

Die hier diskutierten Versuche wurden fast ausnahmslos als sogenannte "Kurzzeitversuche" durchgeführt. Die von der Herstellung bis zur Versuchsdurchführung ca. 2 bis 10 Wochen lang unbelastet gelagerten Versuchskörper wurden innerhalb weniger Stunden oder Tage in ca. 10 bis 20 Laststufen ohne zwischenzeitliche Entlastungen bis zum Bruch belastet.

Verschiedentlich wird berichtet, daß der Durchstanzbruch erst nach mehreren Minuten oder gar Stunden Standzeit unter konstant gehaltener Last einer Laststufe eintrat (z.B. /67/, /70/, /89/). Diese Beobachtungen wie auch die Feststellung von Traglaststeigerungen um mehr als 20 % bei stoßartig aufgebrachter Last (Lastaufbringungszeit unter 1 sec; siehe z.B. /16/, /18/, /25/ und /37/) weisen deutlich darauf hin, daß durch die Wahl vergleichsweise großer Laststufen und schneller Laststeigerungen Bruchlasten erzielt werden können, die sicherlich deutlich über denen vergleichbarer Versuche mit langsamer und annähernd kontinuierlicher Lastaufbringung liegen.

Im allgemeinen fehlende Angaben zum zeitlichen Verlauf der Lastaufbringung sowie mangelnde Kenntnisse über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit lassen eine Elimination der aus der Art der Lastaufbringung resultierenden Streuungen der Versuchsergebnisse nicht zu.

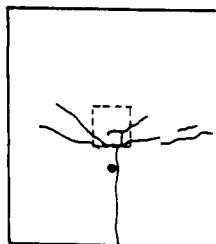
3.5 Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse

3.5.1 Allgemeines

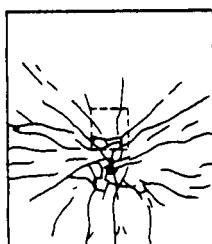
Nachfolgend werden die wichtigsten während der Versuchsdurchführungen gewonnenen Aufzeichnungs- und Meßergebnisse nach Themen geordnet zusammengefaßt. Vorrangig werden die Ergebnisse aus Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens wiedergegeben. Über Ergebnisse aus Versuchen zu einzelnen Sonderfällen wird hier nur soweit berichtet, wie diese Ergebnisse von allgemeiner Bedeutung sind und zur Aufdeckung des grundsätzlichen Trag- und Bruchmechanismus mit beitragen können. Spezielle, die jeweiligen Sonderfälle allein betreffende Ergebnisse werden in den entsprechenden Abschnitten 9 bis 12 geschildert.

3.5.2 Rißbildung

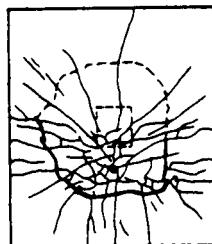
Der Rißbildungsvorgang im engeren Bereich um die Stützen von Flachdecken, Flachdeckenausschnitten und Fundamenten läuft im Prinzip immer annähernd in der gleichen Weise ab. Beispiellohaft sind in den Bildern 3.2 und 3.3 die Rißbilder verschiedener Belastungsstadien (F/F_t = Verhältnis der vorhandenen Last F zur späteren Versuchsbruchlast F_t) eines exzentrisch beanspruchten Einzelfundamentes und einer 9-feldrigen Flachdecke skizziert.



$$F/F_t = 0,47$$



$$F/F_t = 0,94$$



$$F/F_t = 1,00$$



Bild 3.2: Rißentwicklung an der Unterseite eines exzentrisch beanspruchten Einzelfundamentes (Aus /67/, Fundament E3 mit Lastausmitte $e = 30 \text{ cm}$)

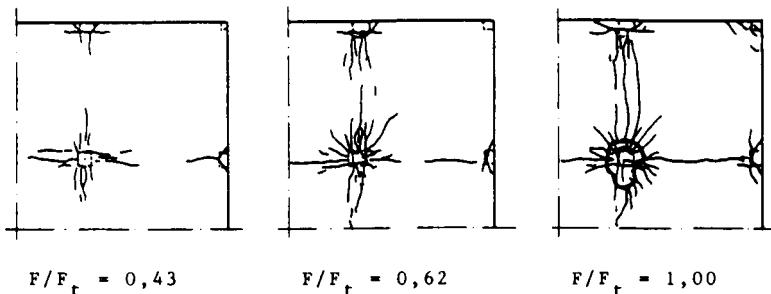


Bild 3.3: Rißentwicklung an der Oberseite einer Flachdecke
(Aus /46/, dargestellt ist ein Viertel der geprüften Decke)

Je nach Bewehrungsgrad zeigen sich die ersten Risse bei ca. $F/F_t = 0,20$ bis $0,40$, d.h. bei einer Last von ca. 20 bis 40 % der später erreichten Bruchlast F_t . Sie verlaufen in Richtung der Systemhauptachsen und kreuzen sich annähernd im Zentrum des Lastangriffes, im allgemeinen also im Stützenmittelpunkt. Mit der weiteren Laststeigerung bis ca. $F/F_t = 0,70$ bis $0,90$ verlängern sich die beschriebenen Risse, und neu hinzukommende Risse ergänzen das anfänglich kreuzähnliche Rißbild zu einem sternförmigen Rißbild. Ab ca. $F/F_t = 0,60$ bis $0,80$ treten Risse umlaufend um den Mittelpunkt des Rißbildes auf. Dieser Vorgang beginnt im Rißzentrum mit Rissen, die im wesentlichen parallel zu den zuerst aufgetretenen Rissen, d. h. parallel zu den Systemhauptachsen verlaufen, und erreicht bei ca. $F/F_t = 0,90$ bis $1,00$ den Umkreis, der beim nachfolgenden Durchstanzen die Grundfläche des Durchstanzkegels umschließt.

Hervorzuheben ist, daß das Rißbild an der Betonoberfläche des engeren Stützenbereiches beim Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze nicht nur, wie zu erwarten, bei Versuchen an kreisförmigen Flachdeckenausschnitten nahezu rotationssymmetrisch ist, sondern fast ohne Einschränkung gleichermaßen auch bei rechteckigen Fundamenten, bei quadratischen Flachdeckenausschnitten und bei vollständigen Flach-

deckensystemen. Weder orthogonale Anordnung von schlaffer noch von vorgespannter Bewehrung ändert dies merklich; ebensowenig die Anordnung von Schubverstärkungen, die Ausbildung des Stützenkopfes als Hubdeckenauflager (siehe z.B. /9/) oder Störungen durch Plattenaussparungen in Stütznähe (siehe z.B. /87/). Exzentrizitäten der eingeleiteten Stützenkräfte verzerren lediglich das Zentrum des Rißbildes, wie aus Bild 3.2 ersichtlich ist.

Meßtechnisch ist es äußerst schwierig, den Rißbildungs-vorgang im Betoninneren zu verfolgen. Moe /87/ beobachtete die Rißbildung an den Seitenflächen von Plattenaussparungen neben dem Stützenanschluß. Da Aussparungen den Rißbildungs-prozeß an ihren Rändern aufgrund der dort sich bildenden Spannungsspitzen aus Kerbwirkungen gegenüber dem ungestörten Zustand verstärken, dürfen die Ergebnisse nur bedingt auf Platten ohne Aussparungen angewandt werden.

Kinnunen und Nylander /65/ maßen die Dickenänderungen der Versuchskörperplatten im Bereich des zu erwartenden Bruchrisses, und der Verfasser /67/ ordnete Dehnungsmeßstellen auf besandeten Kunststoffträgern und auf dünnen Bewehrungsstäben so an, daß die Träger unter ca. 45° geneigt den erwarteten Bruchriß kreuzten.

Die beschriebenen Messungen wie auch Dehnungsmessungen an Bügeln schubbewehrter Platten (siehe z.B. /122/) lassen vermuten, daß sich im Beton etwa im Bereich der späteren Bruchkegeloberfläche bereits ab $F/F_t = 0,40$ bis 0,60 die ersten Risse bilden, zu einem Zeitpunkt also, zu dem an der Betonoberfläche der Biegezugseite in Verlängerung der vermutlichen Rißebenen noch keine entsprechenden tangentialen Risse sichtbar sind. Wantur /122/ schließt hieraus auf innere Rißbildungen etwa der Art, wie sie in Bild 3.4 skizziert sind.

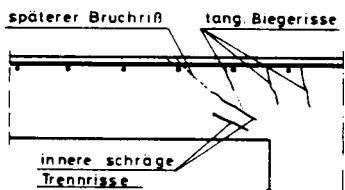


Bild 3.4: Mögliches Rißbild im Betoninneren bei $F/F_t = 0,40$ bis $0,60$

Die Trennrißbildung im Betoninneren ist nach Wanturs Vorstellung unabhängig von der Biegerißbildung an der Biegezugseite. Erst kurz vor dem Bruch, wenn das Bild der tangentialen Biegerisse vom Stützenzentrum nach außen fortschreitend den Bereich des späteren Bruchrisses erreicht hat, verbinden sich beide Rißformen zum Bruchriss, und die kegelförmige Ausbruchfläche ist vorgeprägt.

Ursache für die frühe Bildung schräger Trennrisse mögen Spaltzugwirkungen aus der hohen und örtlich eng konzentrierten Kraft der schrägen Betondruckstrebe sein. Der qualitative Verlauf der Meßkurven zu den genannten Rißöffnungsmessungen des Verfassers /67/ mit Dehnungsmeßstellen auf Kunststoff- und Stahlträgern ist in Bild 3.13 im Zusammenhang mit den Dehnungsmessungen im Beton der Biegeldruckzone (Abschn. 3.5.7) dargestellt. In den Erläuterungen zum Bild 3.13 finden sich auch Überlegungen, die – aus den Betondehnungsmessungen abgeleitet – die hier beschriebene Rißbildungshypothese unterstützen.

3.5.3 Bruchvorgang

Der Bruch tritt schlagartig ein, nachdem sich das beschriebene Rißbild voll ausgebildet hat. Stark zunehmende Verformungen (Durchbiegungen) kurz vor dem Bruch sind nur bei Platten mit extrem schwacher Biegezugbewehrung zu beobachten. Im allgemeinen kündigt sich der Bruch lediglich in den letzten vorangehenden Sekunden durch immer kräftiger werdendes Knistern im Beton als Folge innerer Rißbildung an. Wie bereits in Abschn. 3.4.5 erwähnt, ist es möglich,

daß der Bruch erst einige Minuten oder gar Stunden nach Erreichen einer Laststufe unter fortan konstant gehaltener Last eintritt.

Die Bruchform wurde bereits im Abschn. I.1 beschrieben. Wie dort in Bild 1.2 skizziert, bricht die Stütze einen kegelstumpfähnlichen Plattenteil auf der Platte heraus.

Der Bruch tritt zuerst nur als begrenzter klaffender Riß auf der Seite der Stütze auf, wo die Platte am stärksten beansprucht bzw. am schwächsten bewehrt ist. Dieser sich an der Plattenoberfläche durch einen noch nicht vollständig umlaufenden Bruchriß darstellende Zustand kann im Versuch beobachtet werden, wenn der Versuchskörper sofort entlastet wird, sobald ein erster Abfall der Pressenkräfte der Lasteinleitungskonstruktion das Überschreiten der Tragfähigkeitsgrenze angezeigt hat. In Bild 3.2 ist der halbseitige Bruchriß als dicke durchgezogene Linie eingezeichnet. Zusammen mit der dick gestrichelt eingetragenen Ergänzung kennzeichnet die Linie die Grundfläche des Durchstanzkegels, der sich durch erneutes Belasten aus der Platte vollständig herauslösen ließ.

Die Aufmaße von freigelegten Durchstanzkegeln zeigen starke Schwankungen im Verlauf der Bruchkegeloberflächen, sowohl umlaufend auf der Oberfläche eines Kegels als auch im Vergleich zwischen den Kegeln verschiedener Versuchskörper einer Versuchsserie. In Übereinstimmung mit Feststellungen fast aller Berichte lassen sich jedoch folgende, aus statistischen Auswertungen von Aufmaßergebnissen ablesbare Tendenzen erkennen:

- Die Kegelgrundfläche ist annähernd kreisförmig, sowohl bei rundem wie auch bei quadratischem Stützenquerschnitt und gleichermaßen bei radialsymmetrischer wie bei orthogonaler Bewehrungsführung in der Platte.

- In den Bildern 3.5a und 3.5b sind die Bruchkegel von Platten unterschiedlicher Schlankheit im Schnitt dargestellt. Bei geringer Schlankheit (im allgemeinen Fundamente) verläuft die Verbindungsleitung zwischen der einspringenden Ecke am Stützenanschnitt und dem Fuß des Kegels mit einer Neigung von ca. 40° bis 45° gegenüber der Horizontalen, bei schlanken Platten (im allgemeinen Flachdecken) mit einer Neigung von ca. 30° bis 35° .
- Im unteren Kegelbereich verläuft die Oberfläche flacher als die genannte Verbindungsleitung, im oberen dagegen etwas steiler.
- Bei quadratischen Stützen zeigen sich nur im oberen Bereich merkliche Abweichungen der Kegeloberfläche von der Rotationssymmetrie. Zur Anpassung an die Stützenform muß die Kegeloberfläche an den Stützencken sehr steil (bis zu 90° am Anschnitt) ansteigen, während dazwischen schwächere Neigungen ausreichen, um die Verbindung zwischen dem unteren Kegelbereich und der einspringenden Ecke herzustellen.

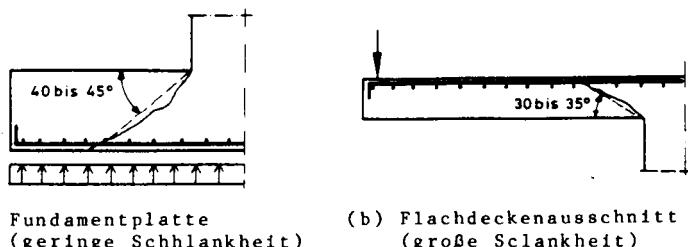


Bild 3.5: Bruchkegelquerschnitt bei Bauteilen unterschiedlicher Schlankheit

- Bei exzentrischer Stützenbeanspruchung zeigen sich keine Abweichungen von der beschriebenen Form der Bruchkegel.

3.5.4 Formänderungen der Platte

Durchbiegungsmessungen an den Platten der Versuchskörper führten ausnahmslos auf Verformungsfiguren des Stützenbereiches, wie sie in Bild 3.6 dargestellt sind.

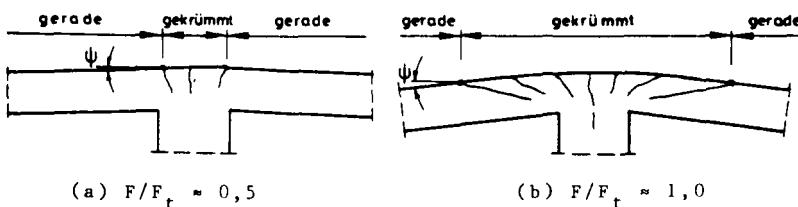


Bild 3.6: Verformungsfiguren: (a) unter ca. halber Bruchlast
(b) kurz vor dem Bruch

Wie dem Rißbild nach zu erwarten, konzentrieren sich die Verformungen allein auf den Bereich des späteren Durchstanzkegels. Die außerhalb liegenden Plattenbereiche bleiben in radialer Richtung nahezu unverformt gerade und bilden infolge der starken Krümmung am Stützenanschluß eine kegelähnliche Verformungsfigur, deren gekrümmte Fläche in Ringrichtung durch die beschriebenen sternförmigen radialen Risse ermöglicht wird.

Die Last-Verformungskurven verlaufen ausnahmslos deutlich überlinear und gleichmäßig ohne erkennbare Knickpunkte, wie sie beispielsweise beim Auftreten erster Risse denkbar wären (Bild 3.7).

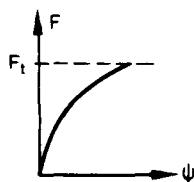


Bild 3.7: Qualitativer Verlauf der Last-Verformungskurven (Definition des Verdrehungswinkels
ψ siehe Bild 3.6)

Bei exzentrischer Stützenlast sind die Verformungen erwartungsgemäß auf der stärker beanspruchten Seite größer als auf der gegenüberliegenden. Werden außer der Exzentrizität keine Versuchsparameter innerhalb einer Versuchsserie variiert, so ist festzustellen, daß der Bruch in allen Fällen annähernd bei Erreichen des gleichen Verformungsbildes auf der stärker beanspruchten Seite eintritt (s. Bild 3.8). Es scheint, daß die Durchstanztragfähigkeit allein von den Beanspruchungen auf dieser Seite abhängt. Nach beginnendem örtlichen Versagen auf dieser Seite sind offensichtlich keine nennenswerten Beanspruchungsumlagerungen mehr auf die minderbeanspruchten Bereiche des Stützenumkreises möglich.

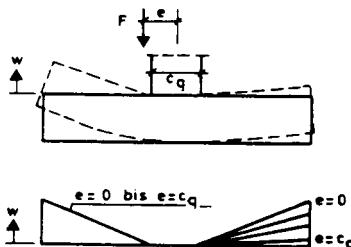


Bild 3.8: Verformungen w kurz vor dem Erreichen der Bruchlast, gemessen an der Biegendruckseite von Fundamenten mit unterschiedlichen Lastexzentrizitäten e
(Nach /67/)

3.5.5 Einleitung der Stützenlast

Sowohl spannungsoptisch /34/, wie auch durch Dehnungsmessungen an Stahlbetonversuchskörpern (z. B. /67/, /87/) erhält man Spannungsverteilungen im Stützenanschnitt, wie sie in Bild 3.9 für den allgemeinen Fall einer quadratischen Stütze unter exzentrischer Last dargestellt sind.

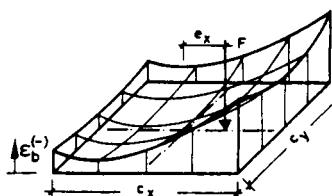


Bild 3.9: Betondehnungen am Stützenanschnitt

Offensichtlich konzentrieren sich die Betondruckkräfte am Stützenanschnitt auf die Rand- und Eckbereiche des Querschnittes. Zu dieser Feststellung kam auch Dieterle /19/, als er die Biegemomentenverteilungen von zentrisch beanspruchten Einzelfundamenten für verschiedene vereinfachende Annahmen zur Lasteinleitung am Stützenanschluß nachrechnete. Die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erhielt er bei der Annahme, daß die Stützenkraft in Form von 4 konzentrierten Einzelkräften in den Ecken des quadratischen Stützenquerschnittes angreift und sich bis zur Spannungsnulllinie unter 45° auf vier gleichmäßig belastete quadratische Teilflächen verteilt.

Die Messungen an Versuchskörpern weisen darauf hin, daß sich die beschriebene Konzentration der Stützenkräfte auf die Rand- und Eckbereiche mit zunehmender Belastung verstärkt. Der hiernach zu erwartende, zur Laststeigerung überlineare Anstieg der Stauchungen an den Stützenrändern wurde in entsprechenden Messungen bestätigt. Qualitativ sind die Kurvenverläufe in Bild 3.10 dargestellt.

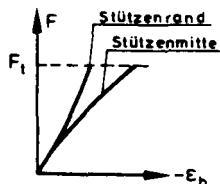


Bild 3.10: Qualitativer Verlauf der Last-Stauchungskurven für Meßstellen am Stützenrand und in Stützenmitte

3.5.6 Beanspruchung der Biegezugbewehrung

Der auf das Durchstanzen abzielenden Thematik der Arbeit entsprechend beschränken sich die nachfolgenden Betrachtungen allein auf das Verhalten der Biegezugbewehrung innerhalb des engsten Stützenbereiches.

Die maximalen Zugbeanspruchungen der Bewehrung kurz vor dem Bruch sind im allgemeinen in den Schnitten direkt am Plattenanschnitt zur Stütze zu verzeichnen. Im Bereich des Stützenzentrums sind die Dehnungen meistens etwas geringer als am Stützenrand. Bei exzentrischer Beanspruchung verlagert sich das Zentrum der Maximalwerte leicht vom Stützenrand weg in Richtung der Exzentrizität, maximal bis an den Rand der Grundfläche des späteren Bruchkegels.

Die Last-Dehnungsverläufe zeigen für die Stellen maximaler Beanspruchung ausnahmslos qualitativ Kurvenverläufe mit Knickpunkten bei $F/F_t = 0,20$ bis $0,50$ (Bild 3.11). Die Knickpunkte spiegeln offensichtlich die entsprechenden Rißbildungswider. Die Kurven der etwas weiter von der Stütze weg liegenden Meßstellen zeigen als Folge der dort erst später einsetzenden Rißbildung entsprechend verlagerte Knickpunkte (s. Kurve 2 im Bild 3.11). Die Dehnungszuwächse der Kurven sind für alle Meßstellen in Stütznähe nach dem Erreichen der jeweiligen Rißlast annähernd gleich (parallele Kurvenverläufe!).

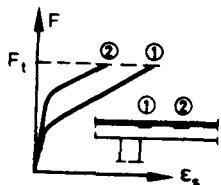


Bild 3.11: Qualitativer Verlauf der Last-Dehnungskurven der Biegezugbewehrung

Die bis zum Bruch feststellbaren Beträge der Dehnungen hängen wesentlich von der Biegemomentenbeanspruchung und -tragfähigkeit ab. Bei Bauteilen von geringer Schlankheit oder mit hohem Bewehrungsgrad wird die Fließgrenze des Stahls bis zum Durchstanzbruch nicht erreicht, bei schlanken Konstruktionen oder vergleichsweise schwacher Biegezugbewehrung hingegen wird die Fließgrenze im allgemeinen deutlich überschritten. In keiner der graphischen Darstellungen der Meßergebnisse (Verformungen, Betondehnungen, Stahldehnungen) schlug sich der Beginn örtlichen Fließens in einer auffälligen Veränderung des Kurvenverlaufes nieder.

Wählt man als Ordinate der Last-Dehnungs-Diagramme statt der Last F die bezogene Last F/F_t , so fällt auf, daß die maßgebenden Kurven der Versuche, die sich allein durch unterschiedliche Stützenlastexzentrizitäten unterscheiden, nahezu identisch sind. Diese Beobachtung steht im Einklang mit den entsprechenden Ergebnissen der Verformungsmessungen an exzentrisch beanspruchten Versuchskörpern (s. Abschnitt 3.5.4).

Der Dübelwirkung der den Durchstanzriß kreuzenden Biegezugbewehrung wird in der Literatur unterschiedliche Bedeutung zugemessen. Gezielte experimentelle Untersuchungen hierzu wurden bislang nicht durchgeführt. Theoretische Betrachtungen führen auf Anteile der Dübelwirkung an der Gesamttraglast von ca. 5 % bei Moe /87/ und Wantur /122/ bis hin zu ca. 25 % bis 30 % bei Kinnunen /64/ und Anis /10/.

3.5.7 Beanspruchung der Biegendruckzone

(1) Spannungsoptische Untersuchungen:

Aufschluß über die Beanspruchungen des Betons im Bereich des Stützenanschlusses geben für den ungerissenen Zustand der Platte die Ergebnisse spannungsoptischer Untersuchungen (/33/, /34/, /102/). Der Verlauf der Hauptspannungstrajektorien ist in Bild 3.12 wiedergegeben.

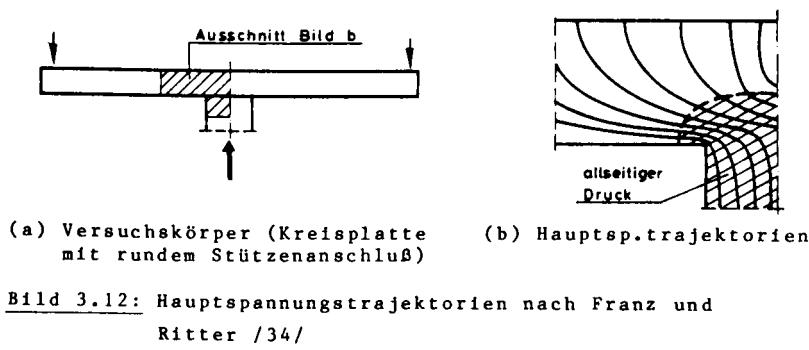


Bild 3.12: Hauptspannungstrajektorien nach Franz und Ritter /34/

Im engeren Bereich an der einspringenden Kante des Stützenanschnittes herrscht allseitig Druck; direkt an der Kante erreichen die Spannungen in allen drei Hauptrichtungen örtlich sehr eng begrenzt extreme Spitzenwerte.

(2) Rechnerische Untersuchungen:

Auf rechnerische Untersuchungen des Spannungszustandes im ungerissenen Stützbereich von Flachdecken sei an dieser Stelle lediglich hingewiesen. Schäfer und Jahn /106/ sowie Stamencovic und Chapmann /111/, /112/ führten entsprechende Berechnungen nach der Finite-Element-Methode durch.

(3) Betondehnungsmessungen:

Der qualitative Verlauf der an bzw. in Stahlbetonprüfkörpern gemessenen Betondehnungen ist in Bild 3.13 beispielhaft für 4 charakteristische Meßpunkte dargestellt.

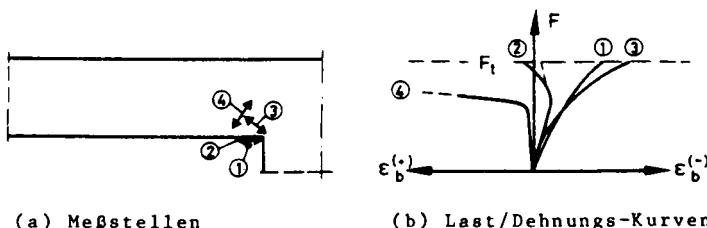


Bild 3.13: Qualitativer Verlauf der Last-Dehnungskurven.

- (1) = tangentiale Dehnungen an der Betonoberfläche
- (2) = radiale Dehnungen an der Betonoberfläche
- (3) = Dehnungen in Richtung der geneigten Betondruckstrebe
- (4) = Dehnungen senkrecht zur Richtung der geneigten Betondruckstrebe zur Feststellung von Rißbildung (vergl. Abschn. 3.5.2, Text zu Bild 3.4)

Betondehnungen (1) und (2):

In einer großen Zahl von Untersuchungen wurden Verläufe der Dehnungen an der Betonoberfläche entsprechend den Kurven 1 und 2 gemessen. In tangentialer Richtung (Kurve 1) steigen die Meßwerte gleichmäßig überlinear an. In radialer Richtung (Kurve 2) steigen die Meßwerte, wenn auch mit geringeren Beträgen, anfangs ebenfalls überlinear an. Sie beginnen dann aber ab $F/F_t = 0,50$ bis 0,70 erst nur schwächer anzusteigen und sich dann sogar rückläufig zu bewegen. Die unterschiedlichen Verläufe der radialen und tangentialem Dehnungen an der Betonoberfläche werden im allgemeinen in der Literatur allein als Umlagerungen von Radial- zu Tangentialmomenten gedeutet. Dabei mangelt es an einer plausiblen Erklärung des Abfalles der radialen Momente, denn durch Umlagerungen allein ließe sich allenfalls das Ausbleiben eines weiteren Anstiegs der Momentenkurve erklären.

Gegen die Erklärung der Auffälligkeiten der Meßkurve 2 durch Momentenumlagerungen allein spricht auch der Umstand, daß entsprechende Kurvenverläufe auch bei solchen Versuchen beobachtet wurden, in denen die Biegebewehrung des engeren Stützenbereiches vor dem Erreichen der Bruchlast nicht ins Fließen geriet. Des weiteren lässt eine Betrachtung der Platte als Scheibe selbst im Falle entsprechenden örtlichen Fließens keine Abnahme, sondern eher eine weitere Zunahme der radialen Stauchungen an der einspringenden Kante des Stützenanschlusses erwarten. In einem gerissenen Querschnitt verlagert sich die Dehnungsnulllinie aus der Schwerachse zur Druckzone hin. Die daraus resultierende Verlängerung der Plattenmittelfläche im stark gerissenen engsten Stützenbereich wird durch die nicht oder nur weniger stark gerissenen umgebenden äußeren Plattenbereiche behindert, wodurch radial gerichtete Plattennormalkräfte hervorgerufen werden, die entsprechende Stauchungen am Meßpunkt 2 zur Folge haben müssen.

Dieterle /24/ führte im Rahmen seiner Untersuchungen an Köcherfundamenten auch Messungen an einem Vergleichsbalken durch, der einem aus den Fundamenten herausgeschnittenen Streifen von der Breite der angeschlossenen Stütze entsprach. Er beobachtete für die Meßstelle 2 ähnliche Dehnungskurven, wie sie im Bild 13.3 dargestellt sind. Da bei Balken Umlagerungen von Radial- zu Tangentialmomenten nun einmal nicht möglich sind, scheiden solche Umlagerungen als alleinige Begründung der festgestellten Auffälligkeiten aus.

Als Hauptursache ist sicherlich eher der Umstand anzuführen, daß die schiefe Druckstrebe in einem durch Risse begrenzten Betonsegment (s. Bild 3.14) stark ausmittig angreift und damit Zugspannungen an der Betonoberfläche erzeugt.

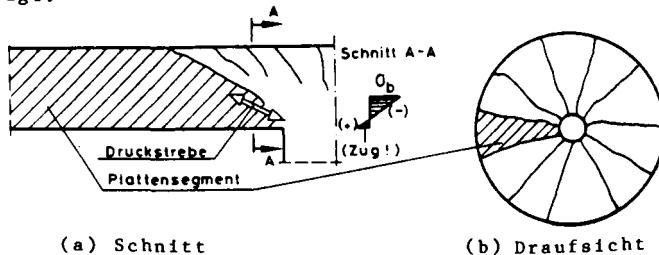


Bild 3.14: Druckstrebenelage in einem durch Risse begrenzten Betonsegment. Die Spannungen im Schnitt AA sind zur Veranschaulichung möglicher Randzugspannungen vereinfachend linear verteilt dargestellt.

Momentenumlagerungen in einer Platte verstärken diesen Effekt, da sie die Schrägneigung der Druckstrebe erhöhen. Während nämlich die Vertikalkomponente der Druckstrebe notwendigerweise proportional zur Stützenlast ansteigen muß, wird der Anstieg der Horizontalkomponente infolge von Momentenumlagerungen gebremst, wodurch die Resultierende eine stärkere Neigung erhält.

Betondehnungen (3) :

Messungen entsprechend Meßstelle 3 wurden vom Verfasser /67/ und in geringem Umfang von Dieterle /23/ durchgeführt. Sie zeigten, daß die Stauchungen in Richtung der schrägen Betondruckstrebe annähernd quadratisch mit der Last ansteigen, daß sie zur einspringenden Ecke hin entsprechend der Einschnürung der Betondruckzone extrem stark zunehmen und dabei beim Bruch an der einspringenden Ecke um 9 bis 10 %.. erreichen. Die Größenordnung von 9 bis 10 %.. wurde vom Verfasser /67/ in fast allen Versuchen trotz veränderter Stützenlastexzentritäten oder veränderter Plattendicken und Bewehrungsprozentsätze festgestellt.

Betondehnungen (4) :

Vom Verfasser /67/ durchgeführte Dehnungsmessungen senkrecht zur geneigten Druckstrebe bzw. senkrecht zur erwarteten Bruchrißfläche zeigten ausgeprägte Knickpunkte in den Meßkurven (Kurve 4 in Bild 3.13b). Diese Knickpunkte lassen vermuten, daß sich bei ca. $F/F_t = 0,40$ bis $0,60$ nach dem Erreichen von Betondehnungen der Größenordnung um $0,2\%$ erste Risse in der Ebene der späteren Bruchkegeloberfläche oder parallel dazu bildeten. Hierauf wurde bereits im Abschn. 3.5.2 ausführlich eingegangen.

Im vorliegenden Zusammenhang erscheint es wichtig, darauf hinzuweisen, daß sich die beschriebenen Risse (s. auch Bild 3.4) deutlich später als die ersten Biegerisse bilden ($F/F_t = 0,20$ bis $0,40$), jedoch annähernd gleichzeitig oder nur geringfügig früher als der Wendepunkt in der Meßkurve 2 eine beginnende Veränderung im Tragverhalten anzeigt.

4 Biegebeanspruchung

4.1 Trennung in die Beanspruchungsarten Biegung und Schub

Schubtragfähigkeit (F_{uQ}):

Unter der Schubtragfähigkeit F_{uQ} ist die Traglast zu verstehen, die sich allein aus der Vorgabe einer definierten Beziehung zwischen Last und Querkraft und aus der Definition einer Bruchquerkraft q_u ergibt. Die Bruchquerkraft ihrerseits hängt allein von den Daten des örtlichen Querschnittes ab. Zu ihrer Beschreibung wird häufig als Hilfsgröße eine rechnerische, im allgemeinen über die Querschnittshöhe konstant angenommene Bruchschubspannung τ_u verwendet. Damit ergibt sich die rechnerische Schubtragfähigkeit als

$$F_{uQ} = f(q_u)$$

mit $q_u = h \cdot \tau_u = h \cdot f(h, \beta_C, \beta_S, \mu, \text{etc.})$

Die entsprechende zulässige Last heißt $F_{aQ} = f(q_a)$.

Biegetragfähigkeit (F_{uM}):

Für den theoretischen Fall reiner Biegebeanspruchung lässt sich analog eine rechnerische Biegetragfähigkeit angeben als

$$F_{uM} = f(m_u)$$

mit $m_u = f(h, \beta_C, \beta_S, \mu, \text{etc.})$

Die entsprechende zulässige Last heißt $F_{aM} = f(m_a)$.

In den im Abschnitt 5 beschriebenen Berechnungsverfahren zum Durchstanzen wird in den meisten Fällen auf Elemente sowohl der Schub- als auch der Biegetragfähigkeitsanalyse zurückgegriffen. Häufig - so auch in der DIN 1045 - sind die Traglasten bzw. zulässigen Lasten für beide Beanspruchungsarten getrennt zu ermitteln; die geringere der so ermittelten Lasten ist dann als maßgebend anzusehen. Andere Berechnungsmethoden kombinieren die Ergebnisse aus den Biege- und

Schubtragfähigkeitsuntersuchungen, indem sie beispielsweise die maßgebende Tragfähigkeit der Form nach als Schubtragfähigkeit darstellen, jedoch die anzusetzende Bruchschubspannung in Abhängigkeit des örtlichen Plattenbiegebruchmomentes m_u oder der theoretischen Biegetragfähigkeit F_{uM} angeben.

In allen Forschungsarbeiten dient die Trennung in Schub- und Biegebeanspruchungen in erster Linie dazu, die komplizierten Beanspruchungszustände beim Durchstanzen rechnerisch erfaßbar zu machen, um so zumutbar einfache Berechnungsverfahren zum Durchstanzen entwickeln zu können. Der Wert der verwendeten Verfahren zur Untersuchung der Schub- und Biegebeanspruchungszustände bemäßt sich aus diesem Grunde vorrangig an der einfachen Anwendbarkeit der Verfahren und an der Güte (Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie) der aus ihnen abgeleiteten Methoden zur Berechnung von Durchstanzlasten und nicht so sehr an der Wirklichkeitsnähe der Verfahren.

Berechnung der Schubbeanspruchungen:

Zur Schnittgrößenermittlung ist es - zumindest für den Grundfall des Durchstanzens - üblich und genau genug, von einer gleichmäßigen Querkraftverteilung entlang eines die Stütze umlaufenden Schnittes auszugehen. Der Betrag der konstanten Plattenquerkraft ergibt sich aus dem Gleichgewicht der vertikalen Kräfte.

Berechnung der Biegebeanspruchungen:

Ermittlungen von Beanspruchungen infolge Biegung sind bei Stahlbetonplatten nur sinnvoll, wenn beachtet wird, daß die Biegemomente an gerissenen Querschnitten angreifen und daß Platten mehrfach statisch unbestimmte Tragwerke sind. Es sind deshalb spezielle Methoden zur Querschnittsanalyse und zur Schnittgrößenermittlung bzw. zur Traglastermittlung erforderlich.

4.2 Querschnittsanalyse

Unter einer Querschnittsanalyse versteht man die Untersuchung eines örtlichen Plattenquerschnittes, losgelöst betrachtet von den aus dem Gesamtsystem der Platte herrührenden Einflüssen. Gesucht werden die Beziehungen zwischen der Querschnittsausbildung und der daraus folgenden Biegetragfähigkeit bzw. zwischen dem an einem Querschnitt angreifenden Biegemoment und den sich daraufhin in diesem Querschnitt einstellenden Spannungs- und Dehnungsverteilungen.

Die diesbezüglichen Betrachtungen sind im Anhang A2 dieser Arbeit zu finden. Die Ergebnisse sind:

- In allen nachfolgenden Berechnungen von Biegebeanspruchungszuständen werden die Arbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045 verwendet.
- Diese Hypothesen der DIN 1045 stellen einen angemessenen Kompromiß dar zwischen den Forderungen nach wirklichkeitsnahen Berechnungsgrundlagen und nach praktikablen und der gestellten Zielsetzung adäquaten Berechnungsmethoden.
- Die im folgenden nach den DIN-Annahmen ermittelten Biegemomente sind:
 - m_y = Fließmoment ($y \hat{=} yield$) = Biegemoment beim Erreichen der Stahlstreckgrenze β_s
 - m_u = Bruchmoment ($u \hat{=} ultimate$) = Biegemoment beim Erreichen der rechnerischen Bruchdehnung im Stahl oder im Beton
 - m_a = zulässiges Biegemoment nach DIN 1045 ($a \hat{=} admissible$)
= Bruchmoment dividiert durch den Sicherheitsbeiwert von 1,75 bis 2,10

4.3 Schnittgrößen- bzw. Traglastermittlung

Für die vorgesehenen Versuchsnachrechnungen werden Berechnungsverfahren aufbereitet auf der Grundlage der

- (1) Elastizitätstheorie und der
- (2) Fließgelenklinientheorie.

Zu (1) Elastizitätstheorie (Grenzlast F_{yM}):

Auf der Grundlage der Elastizitätstheorie (E-Theorie) lassen sich für jeden Ort der Platte die Biegemomente (m) in Abhängigkeit von der Belastung (F) angeben. Diese im folgenden als m/F -Beziehung bezeichnete Abhängigkeit ist unabhängig von der Größe der Last.

Der Anhang A3 beschreibt und erläutert die allgemein üblichen sowie die speziellen, für die Berechnung von Flachdecken und Fundamenten in dieser Arbeit gewählten Annahmen der E-Theorie. Des weiteren werden dort geschlossene Lösungen der m/F -Beziehungen abgeleitet, tabellarisch dargestellt und zur Bestätigung ihrer Brauchbarkeit den Ergebnissen von FEM-Berechnungen gegenübergestellt. An dieser Stelle braucht deshalb auf die m/F -Beziehungen nicht näher eingegangen zu werden. Lediglich hinsichtlich der Möglichkeit, die Tragfähigkeit einer Platte mit Hilfe der E-Theorie zu ermitteln, sind hier noch einige Bemerkungen angebracht.

Mit beginnendem Fließen verliert die E-Theorie in zunehmendem Maße an Wirklichkeitsnähe. Aus diesem Grunde verwendet die vorliegende Arbeit als Grenzlast der E-Theorie allein die Fließlast F_{yM} , d.h. die Last, die den Fließbeginn (Biegemoment m_y am höchstbeanspruchten Ort der Platte) angibt. Der Ansatz einer - je nach Annahme der rechnerischen Bruchdehnung des Stahls in unterschiedlichem Maße - geringfügig höheren Biegebruchlast dagegen erscheint weniger sinnvoll. Diese Größe findet lediglich indirekt, nämlich durch den Sicherheitsbeiwert von 1,75 bis 2,10 dividiert, Verwendung, wenn die nach DIN 1045 zulässige Biegelast F_{aM} zu ermitteln ist.

Sinnvolle Berechnungen, die das Tragverhalten der Platte über die Fließlast F_{yM} hinaus bis zum vollständigen Zusammenbruch des Systems weiter verfolgen, sind auf der Grundlage der E-Theorie nicht möglich, sie verlangen die Berücksichtigung plastischer Verformungen.

Die nach der E-Theorie ermittelte Fließlast gibt stets nur eine untere Grenze der Systemtragfähigkeit eines Bauteils an - reine Biegebeanspruchung ohne Berücksichtigung von Querkraftbeanspruchungen immer vorausgesetzt.

Zu (2) Fließgelenklinientheorie (Grenzlast F_{uM}):

Die entsprechende obere Grenze der Systemtragfähigkeit eines Bauteiles erhält man aus einer Berechnung nach der Fließgelenklinientheorie. Die Bruchlast F_{uM} gilt erst dann als erreicht, wenn sich durch Fließen der Biegezugbewehrung, also durch plastische Verformungen nach dem Überschreiten örtlicher Tragfähigkeitsgrenzen (Biegemoment m_u), Federgelenklinien in der Platte ausgebildet haben, die eine kinematische Kette bilden und damit unbegrenzte Formänderungen ohne weitere Laststeigerungen möglich machen.

Die in der Literatur vorzufindenden Berechnungsverfahren zum Durchstanzen verwenden verschiedentlich die nach der Fließgelenklinientheorie ermittelte theoretische Biegetraglast F_{uM} als Hilfsgröße zur Berechnung der Durchstanztragfähigkeit. Für die vorgesehenen Versuchsnachrechnungen mußten deshalb die Biegetraglasten F_{uM} aller in den Versuchen vorkommenden statischen Systeme in allgemeiner Form ermittelt werden. Im Anhang A4 sind die hierzu verwendeten Annahmen sowie die vom Verfasser daraus ermittelten Traglasten F_{uM} angegeben.

Tabelle 4.1 zeigt die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen nach den beiden beschriebenen Theorien. Ermittelt wurden die einem Sicherheitsbeiwert einer Biegebemessung (Index "M") entsprechenden Verhältniswerte γ_M der in den Versuchen gemessenen Bruchlasten zu den rechnerischen Grenzlasten:

$$\gamma_M = F_t / F_{yM} \quad \text{bzw.} \quad = F_t / F_{uM} \quad (4.1)$$

	ausgewertete Versuche	n_0	n	γ_{Mm}	v	γ_5	γ_{95}
$\gamma_M = \frac{F_t}{F_{yM}}$	Decken: Fundamente: Deck. + Fund.:	242 189 431	218 171 387	1,55 1,42 1,49	0,254 0,205 0,231	0,89 0,85 0,87	2,46 2,01 2,26
$\gamma_M = \frac{F_t}{F_{uM}}$	Decken: Fundamente: Deck. + Fund.:	242 189 431	218 171 387	0,90 0,80 0,85	0,244 0,217 0,228	0,53 0,49 0,52	1,48 1,16 1,34

Tabelle 4.1: Statistische Auswertung der γ_M -Werte der Versuche zum Grundfall des Durchstanzen ("G" in Spalte 6 der Tabelle A1.1)

$$\gamma_M = F_t / F_{yM} \text{ bzw. } F_t / F_{uM}$$

F_t = Im Versuch gemessene Bruchlast

F_{yM} = Fließlast ($m = m_y$, E-Theorie)

F_{uM} = Biegebruchlast ($m = m_u$, Fließg.theorie)

γ_{Mm} = Mittelwert der γ_M -Werte

$n_0, n, v, \gamma_5, \gamma_{95}$ siehe Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen bestätigen, daß die E-Theorie auf eine untere Grenze der Biegetragfähigkeit führt und die Fließgelenklinientheorie auf eine obere Grenze. Die Fließlast F_{yM} ist im allgemeinen deutlich kleiner ($\gamma_M < 1$) als die tatsächliche Bruchlast F_t , und die rechnerische Biegebruchlast F_{uM} ist im allgemeinen deutlich größer ($\gamma_M > 1$) als F_t . Hierbei ist jedoch unbedingt zu beachten, daß sich die Aussagen zur oberen und unteren Grenze nur auf den theoretischen Fall reiner Biegebeanspruchung beziehen. In den Versuchen jedoch, in denen die tatsächlichen Bruchlasten F_t gemessen wurden, waren außer den Biegebeanspruchungen auch noch Schubbeanspruchungen wirksam.

Hieraus erklärt sich, daß eine ganze Anzahl von Versuchen Tragfähigkeiten zeigen, die außerhalb der beiden genannten Grenzen liegen. Das Durchstanzen ist offensichtlich auch ebensowenig ein reines Biegeproblem wie es - wie bereits mehrfach betont - auch kein reines Schubproblem ist. Beide Beanspruchungsarten zusammen erst beschreiben den Beanspruchungszustand, der zum Durchstanzen führt, vollständig.

5 Vorliegende Berechnungsmethoden zum Grundfall des Durchstanzen

5.1 Allgemeines zum Grundfall des Durchstanzen

5.1.1 Definitionen und Bezeichnungen

Unter dem "Grundfall des Durchstanzen" versteht diese Arbeit das Durchstanzen von Flachdeckeninnenbereichen und Einzelfundamenten, die hinsichtlich Belastung, Plattenausbildung und Bewehrungsanordnung keinerlei Besonderheiten aufweisen (Abgrenzung gegen "Sonderfälle" s. Abschn. 1.1). Platten zum Grundfall unterscheiden sich untereinander allein bezüglich folgender Größen:

- statisches System (Flachdecke bzw. Flachdeckenauschnitt oder Einzelfundament)
- die Platten- und Stützenabmessungen (ℓ , d , c)
- Biegebewehrung (μ , h , ggf. auch μ' und ggf. Bewehrungskonzentration im engsten Stützenbereich)
- Baustofffestigkeiten (β_c , β_s)

5.1.2 Besonderheit bei Fundamenten (Beiwert α_F)

Die in den nächsten Abschnitten behandelten Verfahren zur Ermittlung rechnerischer Bruchlasten F_u bzw. zulässiger Lasten F_a verwenden häufig die in einem den Stützenanschluß umlaufenden Schnitt rechnerisch auftretenden Schubspannungen τ_u bzw. τ_a als Hilfsgrößen. Bei Fundamenten ist in solchen Fällen zu beachten, daß ein Teil der Bodenpressungen unmittelbar in die Stütze eingeleitet wird, ohne hierbei Schubbeanspruchungen im umlaufenden Schnitt zu erzeugen. Üblicherweise wird dieser Lastanteil über die Angabe einer Teilfläche A_K der Gesamtfundamentfläche A_F festgelegt. Bodenpressungen, die innerhalb der Teilfläche A_K angreifen, brauchen zur Ermittlung der Schubspannungen τ_u bzw. τ_a rechnerisch nicht angesetzt zu werden.

Die Angriffsfläche A_K stimmt nicht immer mit der vom umlaufenden Schnitt umschlossenen Fläche überein. Bild 5.1 zeigt dies am Beispiel der Festlegungen der DIN 1045.

Geeigneterweise wird der beschriebene Sachverhalt durch einen Faktor α_F berücksichtigt, der die höhere Traglast von Fundamenten gegenüber Flachdecken bei gleicher rechnerischer Schubbeanspruchung angibt. Allgemein lässt sich die Stützenlast dann darstellen als

$$F = \tau \cdot A_\tau \cdot \alpha_F \quad (5.1)$$

mit τ = mittlere Schubspannung in A_τ

A_τ = Fläche des für die Schubbemessung maßgebenden umlaufenden Schnittes

α_F = bei Flachdecken: $\alpha_F = 1,0$

bei Fundamenten: $\alpha_F = 1/(1 - A_K/A_F)$

A_F = Sohlfäche eines Fundamentes

A_K = Teilfläche aus A_F , nach DIN 1045 Kegelgrundfläche
(In A_K angreifende Sohlpressungen erzeugen rechnerisch keine Schubspannungen in der Schnittfläche A_τ)

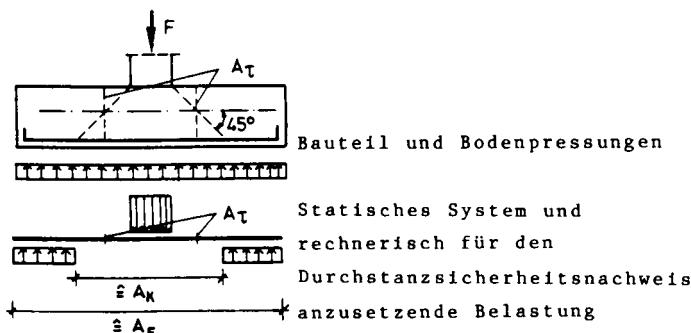


Bild 5.1: Teilfläche A_K der rechnerisch nicht anzusetzenden Bodenpressungen und Lage des maßgebenden Schnittes A_τ nach DIN 1045

5.1.3 Versuchsdaten

Die Datensammlung der Tab. A1.1 im Anhang A1 enthält zum Grundfall des Durchstanzens 431 Versuche aus insgesamt 47 Forschungsberichten. Die Versuche sind in Tabelle A1.1 in Spalte 6 mit "G" gekennzeichnet und durch die in der Tabelle angegebenen Daten vollständig beschrieben.

5.2 Beschreibung der Berechnungsverfahren

In Tab. 5.1 sind die im Abschnitt 5.3 für Versuchsnachrechnungen verwendeten Berechnungsverfahren in Kurzform beschrieben. Zuerst sind chronologisch geordnet 14 Verfahren zur Bruchlastberechnung angegeben, dann folgen 4 Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen aus nationalen und internationalen Bauvorschriften.

Die meisten in der Literatur angebotenen Berechnungsvorschläge ermitteln die Tragfähigkeiten weitgehend empirisch und ohne Verwendung einer Bruchhypothese. Zur Tragfähigkeitsbeschreibung wird eine Bruchschubspannung τ_u definiert. τ_u ist die maximal aufnehmbare mittlere Schubspannung in einem als maßgebend angesehenen, den Stützenanschluß umlaufenden Schnitt. Sofern Biegebeanspruchungen berücksichtigt werden, geschieht dies teils, indem τ_u als Funktion von m_u (rechnerisch aufnehmbares Plattenbiegemoment) oder von F_{uM} (nach der Fließgelenklinientheorie ermittelte Biegebruchlast) angegeben wird, teils indem die Biegebruchlast F_{uM} als zweite Grenzlast neben der mit τ_u berechneten Schubbruchlast F_{uQ} eingeführt wird.

10 der 14 in Tabelle 5.1 aufgeführten Berechnungsverfahren zur Bruchlastbestimmung sowie alle 4 dort geschilderten Nachweisverfahren aus Bauvorschriften gehen in der beschriebenen Weise vor. Die jeweiligen Schnittführungen und die rechnerischen Bruchschubspannungen bzw. die zulässigen Schubspannungen sind in der Tabelle angegeben.

Folgende 4 Verfahren der Tab. 5.1 basieren auf anderen theoretischen Grundlagen:

- Kinnunen und Nylander /65/ (Zeile 4) verwenden ein mechanisches Modell des Stützenanschlußbereiches und geben als Bruchkriterium das Erreichen bestimmter Stauungen in der Biegedruckzone an. Ähnlich gehen Reimann /100/ und Anis /10/ vor. Da Versuchsnachrechnungen nach diesen Verfahren äußerst aufwendig sind, wird exemplarisch nur das bei weitem bekannteste und in den CEB-Kommissionen stark beachtete Verfahren von Kinnunen und Nylander näher erläutert und für die Datenverarbeitung aufbereitet (s. Anhang A5).
- Marti, Ritz und Thürlimann /83, 84/ (Zeile 11) geben eine obere Grenze für die Durchstanzbruchlast von Flachdecken an, indem sie den Bruch als Starrkörpertrennung des Bruchkegels von der umgebenden Platte betrachten und die Coulombsche Fließbedingung auf den ungerissenen angenommenen Beton der Platte anwenden.
- Die Ansätze "G1" und "G2" (Zeilen 13 und 14) werden in den Abschnitten 6.3 und 6.4 entwickelt und zur Bruchlastberechnung vorgeschlagen. Sie sind hier im Vorgriff bereits aufgeführt, da im nachfolgenden Abschnitt 5.3 die Versuchsnachrechnungen auch nach diesen Ansätzen durchgeführt werden. Dies ermöglicht einen direkten Vergleich zwischen den in der Literatur vorgeschlagenen und den in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsverfahren.

Zwei weitere Verfahren sind für Versuchsnachrechnungen nicht geeignet und deshalb in Tabelle 5.1 nicht angegeben.

- Narasiham /90/ berechnet die Bruchlast aus der Summe der in der Biegedruckzone aufnehmbaren Schubkräfte und der Dübelkräfte der Längsbewehrung. Versuchsnachrech-

nungen sind nicht möglich, da die hierzu erforderlichen Angaben zur Bewehrungsausbildung der Versuchskörper im allgemeinen fehlen.

- Long und Bond /76/ ermitteln die Plattschnittgrößen des Stützenbereiches nach der E-Theorie dünner Platten und gewinnen die Normal- und Schubspannungen der Biegedruckzone aus einer Analyse des gerissenen Stahlbetonquerschnittes. Die Tragfähigkeit geben sie unter Verwendung einer Bruchhypothese des zweiaxial beanspruchten Betons an. Auf Versuchsnachrechnungen nach dem Verfahren wird verzichtet, da die hierzu erforderlichen Rechenprogramme fehlen.

Erläuterungen zur nachfolgenden Tabelle 5.1:

Die Tabelle enthält Angaben zur Berechnung von

$$\begin{array}{lll} \text{Bruchlasten:} & F_u = \tau_u \cdot A_T \cdot \alpha_F & \text{bzw. von} \\ \text{zulässigen Lasten:} & F_a = \tau_a \cdot A_T \cdot \alpha_F & \end{array}$$

Hierbei bedeuten:

τ_u , τ_a mittlere Schubspannungen in der Fläche A_T
 A_T Schnittfläche (Schnittverlauf s. Skizzen in der Tab.; Höhe = h, sofern nicht anders angegeben)
 α_F Beiwert für Fundamente nach Abschnitt 5.1.2
(Flächen A_K siehe Skizzen in der Tabelle)

Einheiten: SI-Einheiten (Im Falle nicht dimensionsechter Gleichungen sind Spannungen (δ_C etc.) in N/mm² und Bewehrungsgrade(μ) in % einzusetzen.)

Hilfswerte, die in der Literatur in Tabellenform angegeben sind, sind in den nachfolgenden Gleichungen durch geschlossene Ansätze dargestellt.

Zur Verdeutlichung der jeweils vorausgesetzten Bauteilformen, sind die Angaben ℓ_A , ℓ_F , ℓ_D und c stets mit Zusatzindizes (k = kreisförmig, q = quadratisch) versehen.

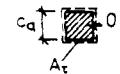
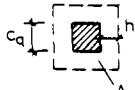
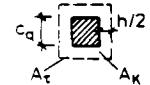
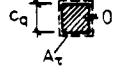
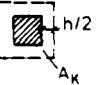
Zeile	τ_u bzw. τ_a	A_T	A_K
1	<u>Hognestad /57/ (1953):</u> $\tau_u = \frac{1}{2} \cdot \tau_{uo} + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \tau_{uo}^2 + 0,07 \cdot \beta_C \cdot F_{uM} / (A_T \cdot \alpha_F)}$ $\tau_{uo} = 0,035 \cdot \beta_C + 0,896$ und $A_T = 4 \cdot c_q \cdot 7/8 \cdot h$		
2	<u>Elstner u. Hognestad /27/ (1956):</u> $\tau_u = 1,15 + \sqrt{1,15^2 + 0,046 \cdot \beta_C \cdot F_{uM} / (A_T \cdot \alpha_F)}$		
3	<u>Whitney /125/ (1958):</u> $\tau_u = 0,690 + 0,75 \cdot m_u / h \cdot \sqrt{h/a_W}$ Flachd.ausschnitt: $a_W = (\lambda_{Aq} - c_q) \cdot 0,50$ Einzelfundament: $a_W = (\lambda_{Fq} - c_q) \cdot 0,25$		 (siehe)
4	<u>Kinnunen u. Nylander /65/ (1960)</u> + siehe Anhang A5	—	—
5	<u>Moe - ausführlicher Ansatz /87/ (1961):</u> $\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot \frac{1,245 \cdot (1 - 0,075 \cdot c_q/h)}{1 + 0,436 \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot \alpha_F / F_{uM}}$		
6	<u>Moe - Näherungsansatz /87/ (1961):</u> $\tau_u (c_q/h < 3,0) = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,766 - 0,093 \cdot c_q/h)$ $\tau_u (c_q/h > 3,0) = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,837 \cdot h/c_q + 0,208)$		

Tabelle 5.1: Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzen - Blatt 1

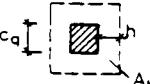
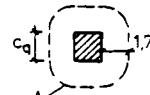
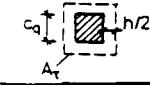
Zeile	τ_u bzw. τ_a	A_τ	A_K
7	<u>Ytzhaki /126/ (1966):</u> $\tau_u = (1,03 + 0,00164 \cdot \mu \cdot \beta_S) \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega)$ $F_u > F_{uM}$		—
8	<u>Herzog /54/ (1971):</u> $\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,220 + 0,000575 \cdot \mu \cdot \beta_S)$ $> \sqrt{\beta_C} \cdot 0,523$		
9	<u>Regan /98/ (1971):</u> $\tau_u = 0,328 \cdot (\mu \cdot \beta_C)^{0,40}$		—
10	<u>Long /75/ (1975):</u> $\tau_u = \frac{0,415 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C}}{0,75 + 4 \cdot c_q / \ell_D}$ $F_u > F_u(m) = 1,30 \cdot \frac{m_u}{0,255 - 1,17 \cdot c_q / \ell_D}$		—
11	<u>Marti, Ritz u. Thürlimann /83,84/ (1977):</u> $\tau_u = \beta_C \cdot \left(\frac{\sqrt{\xi}}{2} + \frac{1-\xi}{4 \cdot c_k / h} \right)$ $\xi = \beta_{bZ} / \beta_C \quad \text{und} \quad \beta_{bZ} = 0,35 \cdot \sqrt[3]{\beta_C^2}$		—
12	<u>Petcu, Stanculescu un Pancaldi /91,92/ (1979):</u> $\tau_u = 0,035 \cdot \sqrt[3]{\beta_C^2} \cdot (1 + 3\sqrt{\mu}) \quad (\mu > 1,00)$		—

Tabelle 5.1: Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens - Blatt 2

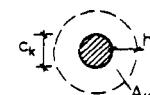
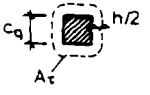
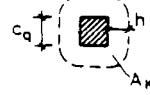
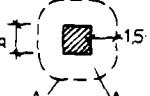
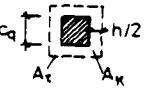
Zeile	τ_u bzw. τ_a	A_τ	A_K
13	<u>Ansatz "G1"</u> + siehe Abschnitt 6.3	—	—
14	<u>Ansatz "G2"</u> + siehe Abschnitt 6.4	—	—
15	<u>DIN 1045 /1/:</u> $\tau_u = 0,052 \cdot (1 + \beta_S/500) \cdot \sqrt[2]{\mu} \cdot \sqrt[3]{\beta_W}$ $\tau_a = \tau_u \quad \text{und} \quad \beta_W = \beta_C/0,85$		
16	<u>CEB-Mustervorschrift /4/:</u> $\tau_u = 0,056 \cdot (1 + 0,5 \cdot \mu) \cdot \underbrace{(1,6 - h)}_{< 1,00} \cdot \sqrt[3]{\beta_C}$ $\tau_a \approx 1,40 \cdot \tau_u$		
17	<u>Britische Vorschrift CP110 /5/:</u> $\tau_u = ((0,65 + \frac{\beta_W}{100} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta_W - 30}{100}) - (0,77 - 0,27 \cdot \mu^2) \cdot \underbrace{(1,5 - 2 \cdot d)}_{< 0 \quad < 1,00 \quad > 1,20})$ $\tau_a \approx 1,47 \cdot \tau_u \quad \text{und} \quad \beta_W = \beta_C/0,80$		(siehe)
18	<u>Amerikanische Vorschrift ACI 318-1977 /6/:</u> $\tau_u = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_{C,m}} = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_C + 3,45}$ $\tau_a \approx 1,77 \cdot \tau_u$		(siehe)

Tabelle 5.1: Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens - Blatt 3

5.3 Versuchsnachrechnungen

5.3.1 Daten, Annahmen

Die meisten der in Tab. 5.1 aufgeführten Berechnungsverfahren setzen Bauteile mit gleichmäßig verteilter Biegezugbewehrung voraus und enthalten keine Angaben zur Berücksichtigung einer eventuell vorhandenen Biegedruckbewehrung. Es werden deshalb nachfolgend nur solche Versuche nachgerechnet, die weder Bewehrungskonzentrationen im engsten Stützenbereich noch Biegedruckbewehrungen aufweisen. Von den insgesamt 431 Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens (s. Abschn. 5.1.3) verbleiben damit noch 326 Versuche, von denen 150 an Flachdecken oder Flachdeckenausschnitten und 176 an Fundamenten durchgeführt sind.

Die Berechnungsverfahren setzen im allgemeinen spezielle Platten- und Stützenquerschnittsformen voraus. Sofern nicht angegeben ist, in welcher Weise Bauteile mit davon abweichenden Formen zu berechnen sind, wird wie folgt vorgegangen:

- Stützenquerschnitte werden in flächengleiche Ersatzquerschnitte der vorgesehenen Form umgerechnet.
- Plattenabmessungen fließen teils indirekt über die Biegebruchlast F_{uM} und teils direkt als Plattenlängen ℓ in die Berechnungsverfahren ein. Im ersten Fall erübrigen sich Umrechnungen, da im Anhang A4 für alle in Frage kommenden statischen Systeme Gleichungen zur Ermittlung der Rechengröße F_{uM} angegeben sind. Im zweiten Falle werden die Plattenlängen auf den Durchmesser ℓ_o der umlaufenden Lasteinleitungslinie umgerechnet. Die Länge ℓ_o ist hier im Vorgriff aus dem späteren Abschnitt 6.3.2 entliehen; dort sind auch die Umrechnungsgleichungen für die verschiedenen statischen Systeme zu finden.

Die örtliche Biegetragfähigkeit m_u wird einheitlich nach den Ansätzen der DIN 1045 berechnet.

Bei Berechnungen nach den vier beschriebenen Bauvorschriften wird die zulässige Last F_{aQ} unter der Annahme ermittelt, daß mit der für den Versuchskörper nachgewiesenen Betonfestigkeit gerade die Mindestfestigkeit (nicht die Serienfestigkeit) der zu bestimmenden Betongüte erreicht ist. Die aus den Versuchsergebnissen berechneten Sicherheiten beziehen sich somit auf solche Bauteile, bei denen die verlangte Mindestfestigkeit des Betons eben erreicht ist. Die in der Baupraxis bei Anwendung der untersuchten Vorschriften zu erwartenden Sicherheiten werden demzufolge etwas höher liegen als die hier aus den Versuchsnachrechnungen gewonnenen Werte.

5.3.2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen lassen sich geeigneterweise durch die Verhältniswerte F_t/F_u (im Versuch gemessene Bruchlast/rechnerische Bruchlast) bzw. durch den Sicherheitsbeiwert F_t/F_a (im Versuch gemessene Bruchlast/zulässige Last) darstellen. Beide Verhältniswerte werden im folgenden mit γ bezeichnet. Tabelle 5.2 enthält die Ergebnisse der statistischen Auswertungen der festgestellten γ -Werte. Möglichen Mängeln in der Datenerfassung und den natürlichen Streuungen ist entsprechend Abschn. 3.3 dadurch Rechnung getragen, daß die außerhalb der 5- und der 95%-Fraktilegrenze liegenden Ergebnisse nicht mitgewertet sind.

Zeile	Ber. meth.	Decken (n _o = 150)					Fundamente (n _o = 176)					Decken u. Fundamente (n _o = 326)				
		n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅	n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅	n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅
1	Hog. /57/	136	1,03	0,180	0,51	1,33	158	1,01	0,095	0,80	1,22	294	1,02	0,127	0,67	1,27
2	E,H. /27/	136	1,05	0,187	0,49	1,37	158	1,02	0,112	0,79	1,26	294	1,04	0,140	0,67	1,32
3	Whi./125/	136	1,17	0,177	0,70	1,58	158	1,03	0,134	0,75	1,27	294	1,09	0,160	0,74	1,50
4	Kin. /65/	136	1,20	0,149	0,84	1,65	158	0,97	0,153	0,68	1,29	294	1,07	0,172	0,73	1,46
5	Moe /87/	136	1,06	0,113	0,81	1,30	158	1,03	0,093	0,83	1,24	294	1,04	0,103	0,82	1,26
6	Moe /87/	136	1,30	0,129	0,99	1,66	158	1,27	0,145	0,99	1,65	294	1,28	0,139	0,99	1,66
7	Yit./126/	136	1,12	0,129	0,89	1,46	158	0,96	0,146	0,70	1,33	294	1,04	0,150	0,75	1,42
8	Her. /54/	136	0,99	0,168	0,55	1,27	158	1,04	0,105	0,81	1,30	294	1,02	0,126	0,71	1,28
9	Reg. /98/	136	1,11	0,145	0,74	1,40	158	1,12	0,110	0,88	1,44	294	1,12	0,122	0,80	1,43
10	Long /75/	136	1,19	0,123	0,93	1,53	158	1,33	0,120	1,03	1,69	294	1,26	0,130	0,96	1,65
11	M,R. /83/	136	0,56	0,272	0,24	0,82	158	0,49	0,225	0,34	0,76	294	0,52	0,254	0,28	0,81
12	P,S,P/91/	136	1,03	0,182	0,64	1,50	158	1,21	0,116	0,95	1,53	294	1,13	0,156	0,73	1,51
13	"G1" -	136	0,99	0,123	0,77	1,23	158	1,02	0,101	0,82	1,21	294	1,01	0,111	0,78	1,23
14	"G2" -	136	0,99	0,136	0,69	1,28	158	1,01	0,086	0,84	1,18	294	1,00	0,107	0,74	1,22
15	BRD /1/	136	2,96	0,195	1,56	4,12	158	3,57	0,115	2,80	4,73	294	3,30	0,157	1,94	4,44
16	CEB /4/	136	3,48	0,224	1,58	4,76	158	3,89	0,124	2,95	4,95	294	3,72	0,165	2,02	4,91
17	GB /5/	136	2,29	0,138	1,58	2,93	158	1,83	0,187	1,26	2,91	294	2,04	0,194	1,31	2,92
18	USA /6/	136	2,18	0,230	0,90	3,03	158	2,08	0,164	1,54	2,96	294	2,14	0,190	1,29	3,02

Tabelle 5.2:

Statistische Auswertung der Y-Werte der Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegendruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

$$Y = F_t/F_u \text{ bzw. } F_t/F_a$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_u = rechnerische Bruchlast

F_a = zulässige Last

n_o, n, Y_m, v, Y₅, Y₉₅ siehe

Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

5.3.3 Wertung der Berechnungsergebnisse

5.3.3.1 Verfahren zur Bruchlastbestimmung

Die vorgeschlagenen Methoden zur Bruchlastvorhersage sind vorrangig nach den ihnen zugrunde liegenden Annahmen und Vorstellungen zum Bruchmechanismus zu beurteilen. Die Güte der Berechnungsmethoden bestimmt sich deshalb in erster Linie nach der möglichst geringen Streuung der Versuchsergebnisse (Variationskoeffizient v) und erst in zweiter Linie nach der Übereinstimmung des Mittelwertes γ_m mit dem Zielwert 1,00. Die Tabelle 5.2 erlaubt folgende Schlüsse:

- Die geringsten Streuungen zeigen die Verfahren, in die in irgendeiner Weise die Abmessungsverhältnisse des Gesamtbauartes einfließen.

Der offensichtlich insgesamt am besten zu beurteilende ausführliche Ansatz von Moe /87/ berücksichtigt das Platten gesamtsystem, indem es die rechnerische Biegebruchlast F_{uM} (Ermittlung nach der Fließgelenklinientheorie) in die Berechnung der Bruchschubspannungen einfließen lässt. Mit zunehmender Biegebeanspruchung nimmt die rechnerische Schubtragfähigkeit ab. Ähnlich gehen Hognestad /57/ sowie Elstner und Hognestad /27/ vor. Bei der Beurteilung dieser beiden Verfahren sollte beachtet werden, daß sie primär für Fundamente, nicht aber für Decken entwickelt wurden.

Long /75/ empfiehlt sein Verfahren allein für Flachdecken, für die es sich auch als entsprechend gut erweist. Long erreicht dies dadurch, daß er neben einer rechnerischen Schubbruchlast auch eine rechnerische, auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ermittelte Biegebruchlast berücksichtigt. Beide rechnerischen Bruchlasten sind vom Verhältnis des Stützendurchmessers zur Plattenlänge (c_q/l_D) abhängig.

- Die ebenfalls recht guten Ergebnisse für die Berechnungsansätze "G1" und "G2" des Verfassers wurden auf der Grundlage von Biegetragfähigkeitsuntersuchungen entsprechend den Vorstellungen der DIN 1045 entwickelt. "G1" stellt eine vergleichsweise rechenaufwendige "exakte Lösung" dar. "G2" wurde als rechentechnisch einfacher zu handhabende "Näherungslösung" aus "G1" abgeleitet. Auf die Verfahren wird im Abschnitt 6 noch ausführlich eingegangen.
- Zufriedenstellend geringe Streubreiten lassen sich auch mit vergleichsweise einfachen Ansätzen erreichen. Neben dem Ansatz "G2" des Verfassers bestätigt dies auch der noch einfachere Ansatz von Herzog /54/, der deutlich geringere Variationskoeffizienten zeigt als beispielsweise die aufwendigeren Verfahren der vier untersuchten Bauvorschriften.
- Die höchsten Streuungen zeigt verständlicherweise das Verfahren von Marti, Ritz und Thürlimann /83/, da es nicht eine möglichst exakte Bestimmung der Bruchlast zum Ziel hat, sondern lediglich eine obere Grenze für diese Last angeben will. Die deutlich unter 1,00 liegenden γ -Werte bestätigen, daß der vorgeschlagene, allein Querkraftbeanspruchungen berücksichtigende Starrkörpermechanismus in ähnlicher Weise eine obere Grenze der Tragfähigkeit beschreibt wie die Biegebruchlast F_{uM} der Fließgelenklinientheorie, die allein die Biegebeanspruchungen berücksichtigt.

5.3.3.2 Nachweisverfahren der Bauvorschriften

- Die hier nachvollzogenen Schubsicherheitsnachweise werden in den Bauvorschriften im allgemeinen als "Nachweise der Sicherheit gegen Durchstanzen" bezeichnet. Die Nachrechnungsergebnisse lassen jedoch erkennen, daß die angestrebten Sicherheiten nur gewährleistet sind, wenn zusätzlich auch die in den Bauvorschriften jeweils verlangten Biege-

tragfähigkeitsnachweise durchgeführt sind. Auch die Streubreiten der Nachrechnungsergebnisse erreichen erst unter Einschluß der Biegebemessung annehmbar niedrige Werte. Für die DIN 1045 beispielsweise steigt die untere Grenze der Sicherheiten γ_5 von 1,94 auf 2,51, und der Variationskoeffizient v sinkt von 0,157 auf 0,133 (vergl. Abschnitt 7.1.2, Tab. 7.1).

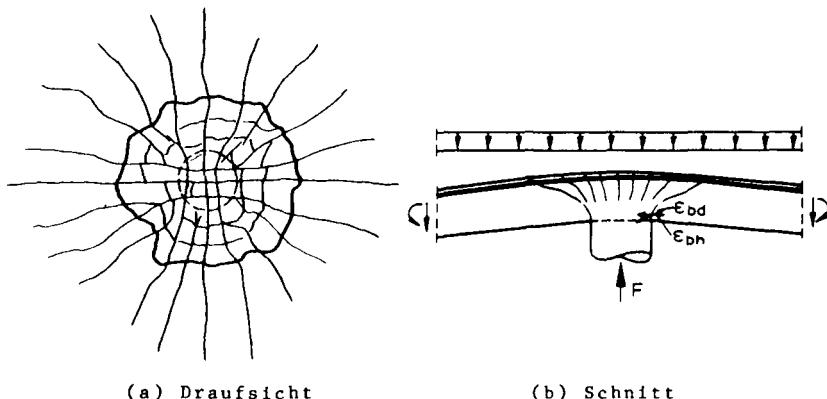
- Eine auffallend niedrige Streuung zeigen die Nachrechnungen der Versuche an Decken nach der britischen Stahlbetonvorschrift CP 110 /5/. Dies hat sicherlich seine Ursache darin, daß diese Vorschrift den maßgebenden Schnitt im Abstand der 1,5-fachen Plattendicke um den Stützenanschluß wählt. Damit wird das Verhältnis von Stützendurchmesser zur statischen Nutzhöhe wesentlich zutreffender erfaßt als mit der Schnittführung im Abstand $0,5 \cdot h$ entsprechend den anderen drei geprüften Bauvorschriften.

Untersuchungen des Verfassers zur optimalen Schnittlage zeigten auch für das Nachweisverfahren der DIN 1045 bei der Nachrechnung von Deckenversuchen die geringsten Variationskoeffizienten für eine Schnittlage im Abstand von ca. $3,0 \cdot h$ vor dem Stützenrand. Da jedoch für Fundamente als optimaler Abstand ca. 0,25 bis $0,50 \cdot h$ gefunden wurde, werden in dieser Arbeit keine diesbezüglichen Änderungsvorschläge zur DIN 1045 unterbreitet.

Bedeutsam an den Untersuchungen zur optimalen Schnittlage ist, daß sie einmal mehr verdeutlichen, daß Schubspannungen reine Rechenhilfsgrößen sind. Allein können sie den Beanspruchungszustand beim Durchstanzen nicht ausreichend gut beschreiben, denn auch der Biegebeanspruchungszustand bzw. die Abmessungsverhältnisse c/h und ℓ/h sind von wesentlicher - wenn nicht sogar von ausschlaggebender - Bedeutung.

6 Eigene Berechnungsmethode zum Grundfall des Durchstanzens

6.1 Versuchsbeobachtungen



(a) Draufsicht

(b) Schnitt

Bild 6.1: Zustand unmittelbar vor dem Bruch

Folgende der im Abschnitt 3.5 beschriebenen Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse sind von Bedeutung.

Zur Zugzone der Platte:

- Voraussetzung für ein Durchstanzenversagen ist, daß sich zuvor ein charakteristisches Rißbild ausgebildet hat. Dies besteht aus einem zuerst entstandenen Stern radialer Risse und aus einer Schar nachfolgend hinzugekommener ringförmiger Risse. Erst wenn die Bildung der ringförmigen Risse - vom Stützenzentrum aus nach außen fortschreitend - den Rand der späteren Bruchkegelgrundfläche erreicht hat, wenn also die spätere Bruchfläche durch einen Riß vorgeprägt ist, erst dann tritt das Durchstanzen ein.
- Die Neigung des Bruchrisses gegenüber der Plattenmittelfläche ist von der Schlankheit der jeweiligen Platte abhängig.

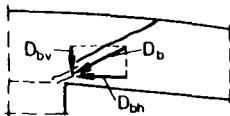
- Die Biegezugbewehrung erfährt die stärksten Beanspruchungen direkt über dem Stützenanschluß. Hier wird die Fließgrenze des Stahls im allgemeinen überschritten. Das Fließen beschränkt sich jedoch stets auf einen sehr kleinen Plattenbereich um den Stützenanschluß. Bereits dort, wo die Bewehrung den späteren Bruchriß kreuzt, sind nur bei extrem schlanken Platten noch Fließerscheinungen festzustellen.

Zur Druckzone sind folgende Beobachtungen und Meßergebnisse hervorzuheben:

- Der Verlauf der späteren Bruchkegeloberfläche ist hier deutlich steiler als in der Zugzone. Eine zum Bruchriß annähernd parallel angenommene Druckstrebe kann mithin in gerader Linie - wie es der Pfeil zu ϵ_{bd} in Bild 6.1 anzeigt - von der Platte durch die Druckzone hindurch in die Stütze einmünden.
- Die Druckstrebe durchwandert hierbei einen Bereich allseitigen, wenn auch in den einzelnen Richtungen unterschiedlich starken Druckes.
- Die stärksten Stauchungen sind direkt an der einspringenden Kante zwischen Stütze und Platte anzutreffen (ϵ_{bd} in Bild 6.1).
- Die Stauchungen ϵ_{bd} nehmen vom Beginn erster Rißbildung an mit nur geringen Abweichungen quadratisch zum Anstieg der Stützenkraft F zu
- und erreichen unmittelbar vor dem Bruch stets annähernd gleichgroße Werte, unabhängig von der Betongüte, vom Bewehrungsgrad oder von der Plattenschlankheit. Die konstante Bruchstauchung $\epsilon_{bd,u}$ ist somit ein für den Bruchzustand charakteristischer Wert.

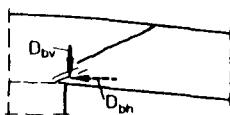
6.2 Bruchhypothese

6.2.1 Bruchvorgang



Tragfähigkeitserschöpfung

- Schräge Druckstrebe versagt
- D_{bv} und D_{bh} wirksam



Kraftumlagerung

- D_{bh} verlagert sich seitlich neben die Stütze



Abschervorgang

- Nur D_{bv} wirksam

Bild 6.2: Bruchvorgang

Der Bruchvorgang ist im Bild 6.2 veranschaulicht:

- Die Tragfähigkeit der Platte ist erschöpft, wenn die schräge Betondruckstrebe (D_b) versagt. Es kommt jedoch zu keiner vollständigen Druckzerstörung des Betons, denn sobald die Druckstrebe senkrecht zu ihrer Krafrichtung auseinanderzubrechen droht, entzieht sie sich durch starke Stauchungen der Kraftaufnahme.
- Die Biegedruckkräfte, bislang als Horizontalkomponente D_{bh} der Druckstrebekraft wirksam, verlagern sich daraufhin seitlich neben die Stütze in die dort noch intakten Plattenbereiche.
- Die Querkräfte hingegen - wirksam als Vertikalkomponente D_{bv} der Druckstrebekraft - müssen aus Gleichgewichtsgründen unverändert bleiben; sie bewirken den für das Durchstanzen charakteristischen Abschervorgang.

Es ist somit festzuhalten: Primär versagt die schräge Betondruckstrebe, und erst nachdem so die Tragfähigkeit erschöpft ist, folgt sekundär das für das Durchstanzen typische Herausschieben des Durchstanzkegels aus der Platte. Das Durchstanzen ist deshalb im Prinzip als Biegedruckbruch mit geneigter Druckzonenkraft aufzufassen.

6.2.2 Grundannahmen

Folgende Grundannahmen werden getroffen:

- (1) Bis zum Erreichen der Fließlast F_y lässt sich der Biegebeanspruchungszustand einer Platte mit den Ansätzen nach DIN 1045 zutreffend beschreiben. Die Schnittgrößen werden nach der E-Theorie ermittelt und die Querschnittsbeanspruchungen werden mit den Werkstoffarbeitslinien der DIN 1045 berechnet.

$$F < F_y : \quad \text{Biegetheoretische Ansätze nach DIN 1045}$$

- (2) Die Beziehung zwischen den in Richtung der schrägen Druckstrebe zu verzeichnenden Betonstauchungen ϵ_{bd} und den zugehörigen horizontalen Randstauchungen ϵ_{bh} ist schlankheitsabhängig. Für den rechnerischen Fließbeginn wird eine Schlankheitsfunktion $f(\lambda)$ definiert.

$$F = F_y : \quad \epsilon_{bh} = \epsilon_{bd} \cdot f(\lambda) \quad (6.1)$$

- (3) Bei Belastung über die Fließlast F_y hinaus, nehmen die schrägen Stauchungen ϵ_{bd} quadratisch zur Laststeigerung zu.

$$F > F_y : \quad \epsilon_{bd} = k \cdot F^2 \quad \text{mit } k = \text{const} \quad (6.2)$$

- (4) Der Durchstanzbruch tritt ein, wenn die schrägen Stauchungen ϵ_{bd} einen bestimmten Festwert erreicht haben.

$$\underline{\text{Bruchkriterium:}} \quad \epsilon_{bd,u} = \text{const} \quad (6.3)$$

6.3 Berechnungsverfahren (Ansatz "Gl")

6.3.1 Ansatz in allgemeiner Form

Aus Annahme (3) der Bruchhypothese folgt:

$$\frac{\epsilon_{bd,u}}{\epsilon_{bd,y}} = \left(\frac{F_u}{F_y} \right)^2$$
$$F_u = F_y \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{bd,u}}{\epsilon_{bd,y}}}$$

Mit Annahme (2) wird hieraus:

$$F_u = F_y \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{bd,u}}{\epsilon_{bh,y}}} \cdot f(\lambda) \quad (6.4)$$

- mit: F_u = Bruchlast
 F_y = Last bei beginnendem Fließen
 $\epsilon_{bd,u}$ = schräge Betonstauchung im Bruchzustand
 (in Richtung der schrägen Betondruckstrebe)
 $\epsilon_{bh,y}$ = Horizontale Betonrandstauchung bei beginnendem
 Fließen
 $f(\lambda)$ = Funktion der Plattschlankheit λ

F_y und $\epsilon_{bh,y}$ lassen sich nach Annahme (1) hinreichend genau durch eine Schnittgrößenermittlung auf der Grundlage der Elastizitätstheorie nach Anhang A3 und einer Querschnittsanalyse mit den Werkstoffarbeitslinien der DIN 1045 nach Anhang A2 ermitteln. Mit den dortigen Bezeichnungen ist

$$F_y = F_{yM} \quad (6.5)$$

und $\epsilon_{bh,y} = \epsilon_{bl,y} \quad (6.6)$

Die Größen $\epsilon_{bd,u}$ und $f(\lambda)$ sind Freiwerte, die aus Versuchsauswertungen gewonnen werden müssen. Nach Annahme (4) ist

$$\epsilon_{bd,u} = \text{const} \quad s.Gl.(6.3)$$

6.3.2 Plattenschlankheit (λ)

Mit dem Wert der Plattenschlankheit λ fließt die vom statischen System und der Belastung abhängige Neigung der Druckstrebekraft in das Berechnungsverfahren ein. Eine nicht ganz auszuschließende Abhängigkeit der den Bruch kennzeichnenden und als Festwert angenommenen Stauchung $\varepsilon_{bd,u}$ von der Neigung der Druckstebe im Bruchzustand wird ggf. mit erfaßt.

Als Plattenschlankheit λ wird definiert:

$$\lambda = \frac{a}{h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(\ell_0 - c)}{h} \quad (6.7)$$

Hierbei bedeuten die Größen h , c und ℓ_0 :

h = statische Nutzhöhe der Platte

a = Abstand vom Stützenrand bis zu der die Stütze umlaufenden Momentennullpunktslinie (bei Flachdecken) bzw. bis zu der umlaufenden Schwerachse der Plattenbelastung (bei Fundamenten). Berechnung als $0,5 \cdot (\ell_0 - c)$, Darstellung siehe Bild 6.3.

c = Durchmesser des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes (Rechteckige Querschnitte sind in flächen gleiche kreisförmige Querschnitte umzurechnen.)

ℓ_0 = Durchmesser der umlaufenden Momentennulllinie bzw. Last einleitungslinie entsprechend Bild 6.3

- Flachdecke (vergl. Ab. 3.4.2(2)): $\ell_0 = 0,46 \cdot \ell_D$

- Flachdeckenausschnitt:

kreisförmig: $\ell_0 = \ell_A$

quadratisch, Ecken frei: $\ell_0 = \ell_A$

quadratisch, Ecken gehalten: $\ell_0 = 0,80 \cdot \ell_A$

- Fundament:

kreisförmig: $\ell_0 = \frac{2}{3} \cdot \ell_F \cdot \frac{1-\beta^3}{1-\beta^2}$

quadratisch: $\ell_0 = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{4}{\pi}} \cdot \ell_F \cdot \frac{1-\beta^3}{1-\beta^2}$

mit $\beta^2 = A_K/A_F$, wobei A_K die Grundfläche des Durch stanzkegels ist und A_F die Sohlfläche des Fundamentes.

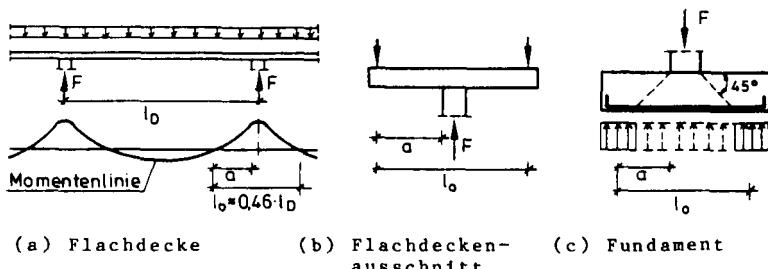


Bild 6.3: Darstellung der Länge a bei unterschiedlichen statischen Systemen.

Für Balken ist die analoge Definition einer sog. Balkenschub schlankheit $\lambda_B = a_B/h$ seit langem üblich. Im Abschnitt 8.2 wird hierauf noch näher eingegangen. Um eventuellen Mißdeutungen der Platten schlankheit λ vorzubeugen, sei jedoch schon an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß bei Platten – anders als bei Balken – die Länge a nicht als Hebelarm der Querkraft q zur Erzeugung des Momentes m im maßgebenden Schnitt am Stützenanschluß, also als $a = m/q$, interpretierbar ist. Der Wert λ entspricht deshalb auch nicht, wie etwa beim Balken, unter gewissen vereinfachenden Annahmen dem cotangens des Neigungswinkels der schiefen Betondruckstrebe. Die Schlankheit λ hat im vorliegenden Fall keine einfach faßbare mechanische Bedeutung, sie dient lediglich dazu, die Systemschlankheit und damit die interessierende Neigung der schießen Druckstrebe in ihrer Wirkung geeignet zu erfassen.

Versuche, in Analogie zum Balken auch bei Platten statt der Schlankheit $\lambda = a/h$ den Verhältniswert $m/q \cdot h$ als Parameter zur Traglastberechnung zu verwenden, führten zu keinen brauchbaren Ergebnissen. Dies war insofern auch nicht verwunderlich, als die Biegemomentenermittlung vereinbarungsgemäß nach der Elastizitätstheorie durchgeführt wurde, also konstante Verhältnisse m/q vorausgesetzt wurden. Mit zunehmender Last finden jedoch Momentenumlagerungen statt, die zur Folge haben, daß sich das Verhältnis m/q lastabhängig ändert.

6.3.3 Berechnungsansatz "G1"

Die Freiwerte $\epsilon_{bd,u}$ und $f(\lambda)$ wurden aus Versuchsnachrechnungen der 431 zum Grundfall des Durchstanzens in Tab. A1.1 angegebenen Versuche bestimmt als:

$$\epsilon_{bd,u} = -4,5 \text{ \%} \quad (6.8)$$

$$f(\lambda) = 1 - 1/\sqrt{\lambda} \quad (6.9)$$

Damit läßt sich die Bruchlast F_u wie folgt darstellen:

Ansatz "G1": $F_u = F_{yM} \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right)}$ (6.10)

Hierbei geben F_{yM} und $\epsilon_{bl,y}$ die Stützenlast bzw. die horizontale Betonrandstauchung am Stützenanschnitt bei beginnendem Fließen an und sind entsprechend Anhang A3 (m/F-Berechnungen nach E-Theorie, s. Abschn. A3.4) bzw. Anhang A2 (Fließmoment nach DIN 1045, s. Abschn. A2.4(1)) zu ermitteln. Die Schlankeit λ ist mit Bild 6.3 definiert und läßt sich nach Gleichung (6.7) berechnen.

Der Wert $\epsilon_{bd,u} = -4,5 \%$ nach Gl.(6.8) ist allein als eine Rechengröße aufzufassen. Für die mechanische Interpretation der Bruchlastberechnungsmethode ist allein die Konstanz des Wertes, d.h. seine Unabhängigkeit von allen anderen für das Durchstanzen bedeutsamer Parameter wichtig, nicht aber der Absolutbetrag. Der Hauptgrund für diese Einschränkung ist, daß zur Erfassung des qualitativen Verlaufes der horizontalen Dehnungen $\epsilon_{bh,y}$ auf die Analyse eines nur einaxial beanspruchten Querschnittes zurückgegriffen wurde. Unter Beachtung der Mehraxialität des Beanspruchungszustandes ergäben sich für $\epsilon_{bh,y}$ und damit auch für die Rechengröße $\epsilon_{bd,u}$ sicherlich größere Werte.

Die Funktion $f(\lambda)$ nach Gleichung (6.9) stellte sich als der zutreffendste Ansatz heraus (Darstellung s. Bild 6.4), nachdem eine Vielzahl möglicher geschlossener Ansätze geprüft worden war, unter anderem der Formen

$$\begin{aligned}f_1(\lambda) &= k_1 \cdot \lambda^{k_2} \\f_2(\lambda) &= k_1 \cdot (1 - k_4 \cdot \lambda^{k_2})^{k_3} \\f_3(\lambda) &= k_1 \cdot \ln(k_2 \cdot \lambda)\end{aligned}$$

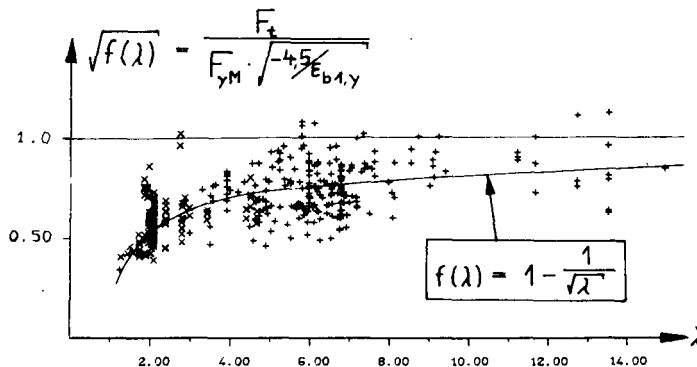


Bild 6.4: Darstellung der Funktion $f(\lambda)$ für 431 Versuche zum Grundfall des Durchstanzens
+ ≈ Flachdecken bzw. Flachdeckenausschnitte
x ≈ Fundamente

6.3.4 Versuchsnachrechnungen und Bewertung des Berechnungsansatzes "G1"

Die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen mit dem hier vorgeschlagenen Berechnungsansatz "G1" wurden bereits in der Tabelle 5.2 des Abschnittes 5.3 den Ergebnissen der Berechnungen nach anderen in der Literatur vorgeschlagenen Ansätzen gegenübergestellt. Die Verhältniswerte von versuchsmäßiger zu rechnerischer Bruchlast liegen im Mittel (γ_m) sowohl für die Versuche an Decken bzw. Deckenausschnitten als auch für die Versuche an Fundamenten hinreichend nahe beim angestrebten Wert von 1,00. Die für die Güte eines Verfahrens maßgebenden Werte der Variationskoeffizienten sind mit $v = 0,122$ (Decken), $v = 0,101$ (Fundamente) und $v = 0,111$ (Decken und Fundamente) zufriedenstellend und werden nur in wenigen Fällen geringfügig durch die Werte anderer zum Vergleich stehender Verfahren unterboten.

Die Vorteile des hier entwickelten Berechnungsverfahrens "G1" gegenüber anderen Methoden mit ähnlich guten Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuch liegen darin, daß es auf einem Trag- und Bruchmodell aufbaut, das mit den Versuchsbeobachtungen im Einklang steht, und daß es mit Hilfe von Methoden zur Untersuchung von Biegebeanspruchungszuständen abgeleitet wurde, die den Vorstellungen der DIN 1045 entsprechen.

Eine wesentliche Bedeutung des Verfahrens liegt darin, daß mit ihm über Versuchsnachrechnungen das dem Verfahren zugrundeliegende Bruchmodell eine Bestätigung findet. Danach darf das Durchstanzen im wesentlichen als ein Biegendruckbruch aufgefaßt werden, bei dem die Druckzonentragfähigkeit entsprechend der querkraftbedingten Neigung der Druckstrebe herabgesetzt ist.

6.4 Näherungsansatz (Ansatz "G2")

6.4.1 Ziele

Die Benutzung des Ansatzes "G1" nach Gleichung (6.10) verlangt aufwendige Berechnungen. In einer Schnittgrößenermittlung sind die Beziehungen zwischen der Stützenlast und dem maßgebenden Plattenbiegemoment am Anschnitt zur Stütze zu ermitteln, und in einer Analyse des dortigen Plattenquerschnittes sind das Biegemoment und die Betonrandspannungen für den Zustand zu berechnen, in dem die Biegebewehrung zu fließen beginnt. Es wäre deshalb wünschenswert, einen Näherungsansatz benutzen zu können, der beide Berechnungsschritte umgeht und die Traglast direkt als Funktion der Bauteilabmessungen und der Querschnittskennwerte angibt.

Ein weiterer Nachteil des im vorangegangenen Abschnitt entwickelten Berechnungsverfahrens liegt darin, daß der Konstrukteur nicht unmittelbar erkennen kann, in welcher Weise Baustofffestigkeiten, Querschnittsausbildung und Bauteilabmessungen die Tragfähigkeit bestimmen. Ein Näherungsansatz, aus dem die Einflüsse dieser Parameter unmittelbar abzulesen sind, wäre hier von Vorteil.

Nachfolgend wird aus dem Berechnungsverfahren "G1" ein Näherungsansatz "G2" entsprechend den voranstehenden Vorstellungen entwickelt.

6.4.2 Parametertrennung

Die Daten einer Flachdecke bzw. einer Fundamentplatte, die in die Gleichung (6.10) des Ansatzes "G1" einfließen, lassen sich in zwei Gruppen aufgliedern:

Gruppe 1: μ , β_S , β_C , h

Gruppe 2: c/l , h/l , statisches System

Die Daten der ersten Gruppe beschreiben einen örtlichen Plattenquerschnitt. Ihre Wirkung kann in einem vom Platten- gesamtsystem unabhängigen Grundwert der Bruchlast F_{uo} zusammengefaßt werden. Mit den dimensionslosen Daten der zweiten Gruppe läßt sich ergänzend zu F_{uo} eine Zusatzfunktion f_o angeben, die Art und Abmessungsverhältnisse des Plattenge- samtssystems berücksichtigt.

Die durch eine geeignete Näherung zu ersetzende Gleichung (6.10) wird zur Aufspaltung in die Teilfunktionen F_{uo} und f_o umgeschrieben:

$$\begin{aligned} F_u &= F_{yM} \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}}} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{s.G1.(6.10)}) \\ &= \underbrace{k_o \cdot m_y \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}}}}_{= F_{uo}(\mu, \beta_S, \beta_C, h)} \cdot \underbrace{\frac{1}{k_o} \cdot \frac{F_{yM}}{m_y} \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}}}_{= f_o(c/\ell, h/\ell, \text{stat.System})} \quad (6.11) \end{aligned}$$

Da die in Gleichung (6.10) verwendete Last des Fließbe- ginnns F_{yM} sowohl Elemente der Querschnittsanalyse (Fließmo- ment m_y) als auch der Schnittgrößenermittlung (Verhältnis- wert F/m , nach Elastizitätstheorie dünner Platten) enthält, mußte für die beabsichtigte Trennung der Einflüsse das Fließmoment m_y zur Hilfe herangezogen werden. Des weiteren wurde ein Freiwert k_o eingeführt, der so abgestimmt werden soll, daß f_o im Regelfall ca. 1,00 wird, bzw. daß F_{uo} für sich allein genommen bereits als grobe Näherung zu F_u ver- standen werden kann.

6.4.3 Grundfunktion (F_{uo})

Die Grundfunktion F_{uo} lässt sich wie folgt annähern:

$$\text{Es gilt } m_y = (\mu/100) \cdot \beta_S \cdot h^2 \cdot k_z \quad (6.12)$$

$$\text{und } \epsilon_{bl,y} = \frac{\beta_S}{E_s} \cdot \frac{k_x}{k_x - 1} \cdot 1000 \quad . \quad (6.13)$$

Hierin bedeuten:

$k_z = z/h = \text{bezogener Hebelarm der inneren Kräfte}$

$k_x = x/h = \text{bezogene Höhe der Biegedruckzone}$

$E_s = \text{Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahles}$

Mit $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ folgt aus Gl. (6.11):

$$\begin{aligned} F_{uo} &= k_o \cdot m_y \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}}} \\ &= k_o \cdot \mu \cdot \sqrt{\beta_S} \cdot h^2 \cdot 0,307 \cdot k_z \cdot \sqrt{1/k_x - 1} \end{aligned} \quad (6.14)$$

Für k_z und k_x ist bekannt, daß sie sich in guter Näherung als einfache Funktionen des mechanischen Bewehrungsgrades $\omega = (\mu/100) \cdot (\beta_S/\beta_C)$ darstellen lassen, beispielsweise durch

$$\begin{aligned} k_z &\approx 1 - 0,6 \cdot \omega \\ \text{und } k_x &\approx \sqrt{0,80 \cdot \omega} \end{aligned} .$$

Es bietet sich deshalb an, den Ausdruck $k_z \cdot \sqrt{1/k_x - 1}$ der Gl. (6.14) als Funktion von ω darzustellen. Wie Bild 6.5 bestätigt, gilt näherungsweise

$$k_z \cdot \sqrt{1/k_x - 1} \approx 1/\sqrt{5 \cdot \omega} \quad . \quad (6.15)$$

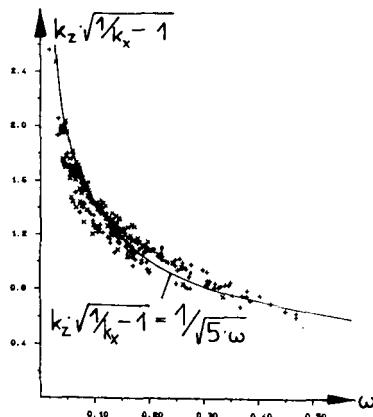


Bild 6.5: Abhängigkeit der Teilfunktion $k_z \cdot \sqrt{1/k_x - 1}$ von ω für die 431 Versuche zum Grundfall des Durchstanzens.
+ = Flachdecken bzw.
Flachdeckenausschnitte
x = Fundamente

Damit folgt aus Gleichung (6.14):

$$\begin{aligned} F_{uo} &= k_o \cdot \mu \cdot \sqrt{\beta_S} \cdot h^2 \cdot 0,307 \cdot (1/\sqrt{5 \cdot \omega}) \\ &= k_o \cdot 1,37 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \end{aligned} \quad (6.16)$$

Die statistisch beste Übereinstimmung zwischen F_{uo} und den Versuchsbruchlasten ($\gamma_m + 1,00$) erhält man für:

$$k_o = 3,47 \quad (6.17)$$

Damit wird:

$$F_{uo} = 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \quad (6.18)$$

6.4.4 Ergänzungsfunktion (f_o)

Nach Gleichung (6.11) ist als Ergänzungsfunktion f_o definiert:

$$f_o = \frac{1}{k_o} \cdot \frac{F_{yM}}{m_y} \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{\lambda}}$$

Die Funktion f_o ist in Bild 6.6 in Abhängigkeit der Verhältniswerte c/l und h/l für Flachdecken und Fundamente dargestellt. Das Verhältnis $F_{yM}/m_y = F/m$ wurde hierzu aus Anhang A3 (Abschnitt A3.4) übernommen und λ und k_o entspre-

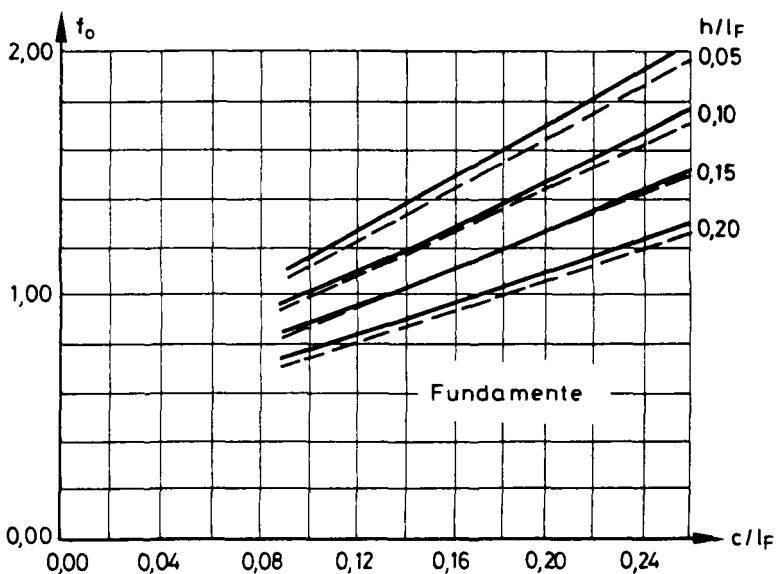
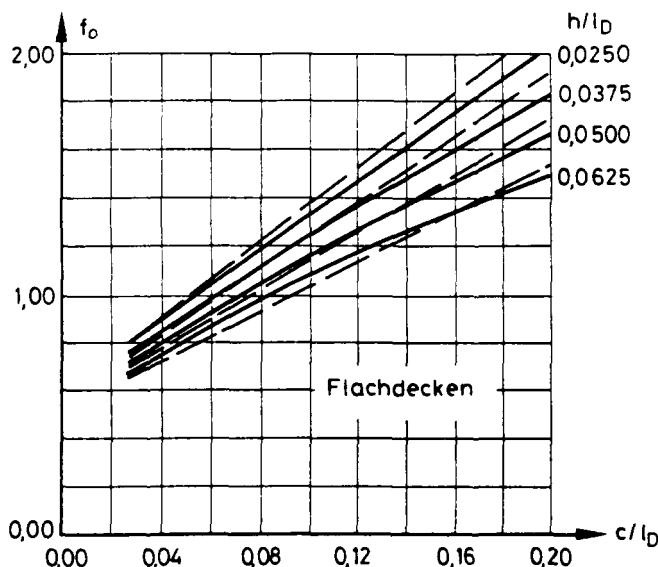


Bild 6.6: f_o für Flachdecken und Fundamente

— = nach Gl.(6.11)

— — — ≈ Näherung nach Gl.(6.19a) bzw.(6.19b)

chend den Gleichungen (6.7) bzw. (6.17) eingesetzt.

Näherungsweise lassen sich die Funktionen f_o für die Bereiche üblicher Verhältnisse c/ℓ und h/ℓ als lineare Funktionen - wie gestrichelt in Bild 6.6 eingetragen - darstellen als:

Flachdecken:

$$f_o = (0,65 + 9,40 \cdot c/\ell_D) - (2,20 + 70 \cdot c/\ell_D) \cdot h/\ell_D \quad (6.19a)$$

Fundamente:

$$f_o = (0,60 + 6,30 \cdot c/\ell_F) - (1,00 + 15 \cdot c/\ell_F) \cdot h/\ell_F \quad (6.19b)$$

6.4.5 Berechnungsansatz "G2"

Die Gesamtfunktion des gewonnenen Näherungsansatzes lässt sich nunmehr darstellen als

Ansatz "G2":

$$F_u = 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \cdot f_o \quad (6.20)$$

Die Teilfunktion $f_o = f_o(c/\ell, h/\ell)$ ist nach Bild 6.6 oder nach Gleichung (6.19) zu bestimmen. Hierfür werden kreisförmige Stützenquerschnitte und quadratische Stützenraster bzw. quadratische Fundamentplatten vorausgesetzt. In Fällen abweichender Stützenquerschnittsformen sind die Stützenquerschnitte in flächengleiche Ersatzkreisquerschnitte umzurechnen. Bei rechteckigen Plattenabmessungen ist die Länge der größeren Rechteckseite der Ermittlung von f_o zugrunde zu legen. Die beiden hier vereinbarten Regelungen entsprechen denen zum Berechnungsansatz "G1" und finden in den Abschnitten 6.5.8 und 6.5.9 durch Versuchsnachrechnungen ihre Bestätigung.

6.4.6 Versuchsnachrechnungen und Bewertung des Berechnungsansatzes "G2"

Wie bereits im Abschnitt 5.3 gezeigt, liegen die Verhältniswerte γ von versuchsmäßiger zu rechnerischer Bruchlast im Mittel (γ_m) sehr nahe beim Zielwert 1,00, und die Variationskoeffizienten (v) sind zufriedenstellend niedrig.

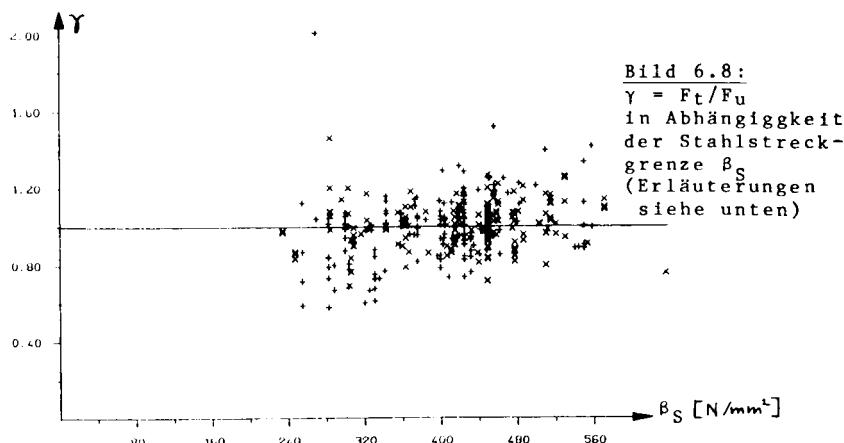
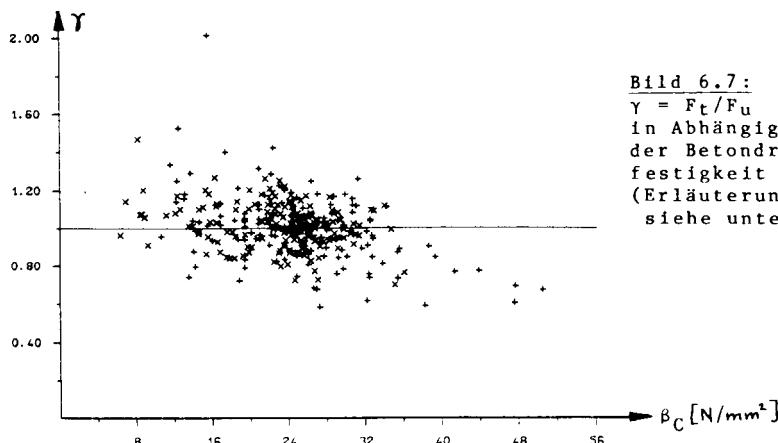
In den Bildern 6.7 bis 6.11 sind die γ -Werte der Versuchsnachrechnungen in Abhängigkeit der wesentlichen Parameter β_C , β_S , μ , h und λ dargestellt. Die Bilder erlauben die Feststellung, daß die einzelnen Parameter im Ansatz "G2" offensichtlich in recht zutreffender Weise berücksichtigt sind. Allein die Bilder zu den Parametern β_C , β_S und μ zeigen geringfügig fallende bzw. steigende Tendenzen. Diese Feststellung veranlaßte zu Vergleichsrechnungen mit einem Rechenansatz der allgemeinen Form

$$F_u = k_1 \cdot \mu^{k_2} \cdot \beta_S^{k_3} \cdot \beta_C^{k_4} \cdot h^2 \cdot f_o . \quad (6.21)$$

Die Gleichung (6.21) unterscheidet sich außer durch den Faktor k_1 nur hinsichtlich der Exponenten zu β_C , β_S und μ von der Gleichung (6.20) des Ansatzes "G2". Als optimal erwies sich die Korrektur der Gleichung (6.20) mit $k_2 \approx 0,45$, $k_3 \approx 0,10$ und $k_4 \approx 0,41$ anstelle von $k_2 = k_4 = 0,5$ und $k_3 = 0,0$. Der Faktor k_1 ergab sich zu $k_1 = 3,38$:

$$F_u = 3,38 \cdot \mu^{0,45} \cdot \beta_S^{0,10} \cdot \beta_C^{0,41} \cdot h^2 \cdot f_o \quad (6.22)$$

Obgleich mit Gleichung (6.22) die in Tabelle 5.2 angegebenen Variationskoeffizienten geringfügig (um ca. 6%) sanken, wird diese Gleichung nicht als Berechnungsvorschlag aufgegriffen. Sie ist für die baupraktische Handhabung nicht so geeignet wie Gleichung (6.20), und es fehlt ihr die wünschenswerte theoretische Begründung. Die Bedeutung der Gleichung (6.20) liegt allein darin, daß sie die theoretisch optimalen Exponenten zu den Parametern μ , β_S und β_C herausstellt. Hierauf wird im nachfolgenden Abschnitt noch näher eingegangen.



Erläuterung zu den Bildern 6.7 bis 6.11:

Die Bilder 6.7 bis 6.11 stellen die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen nach dem Berechnungsansatz "G2" in Abhängigkeit der Parameter β_C , β_S , μ , h und λ dar.

Es ist: $\gamma = F_t/F_u$
 F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
 F_u = rechnerische Bruchlast nach dem Berechnungs-
ansatz "G2" (s. Abschn. 6.4, Gl.(6.20))

Ausgewertet wurden die Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegendruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

Die Versuche sind dargestellt als:

- + = Flachdecken o. Flachdeckenausschnitte (150 Versuche)
- x = Fundamente (176 Versuche)

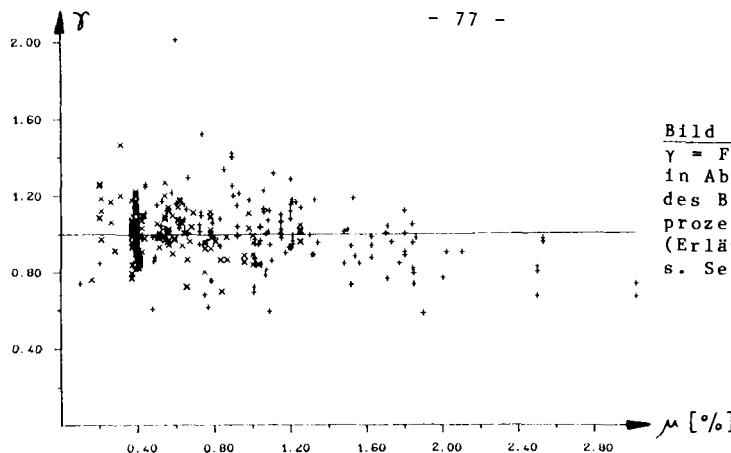


Bild 6.9:
 $\gamma = F_t/F_u$
in Abhängigkeit
des Bewehrungs-
prozentsatzes μ
(Erläuterungen
s. Seite zuvor)

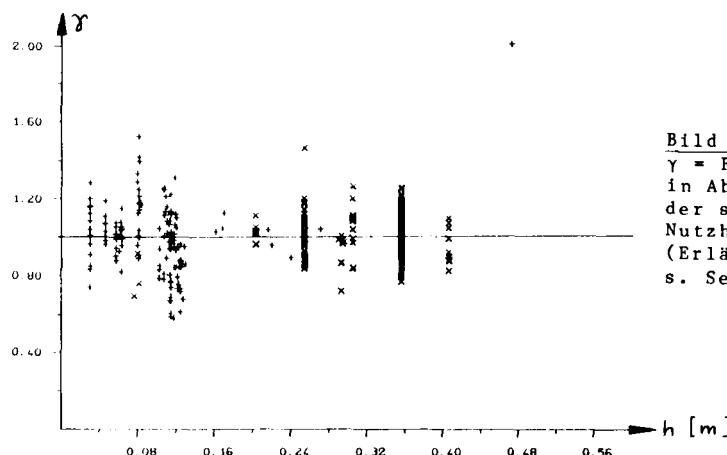


Bild 6.10:
 $\gamma = F_t/F_u$
in Abhängigkeit
der statischen
Nutzhöhe h
(Erläuterungen
s. Seite zuvor)

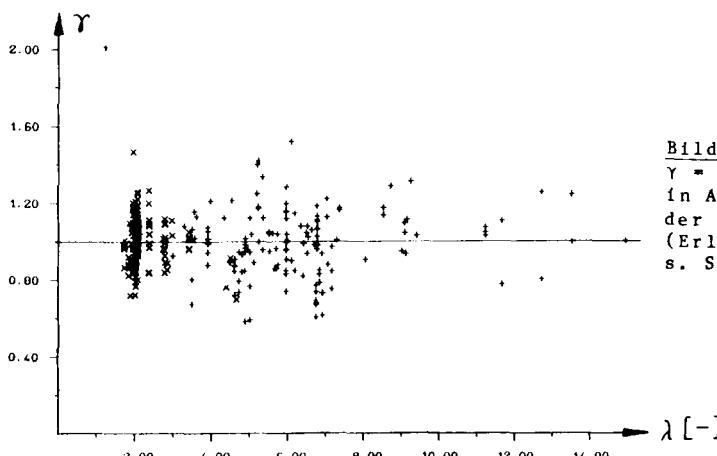


Bild 6.11:
 $\gamma = F_t/F_u$
in Abhängigkeit
der Schlankeit
(Erläuterungen
s. Seite zuvor)

6.5 Parametereinflüsse

Der Näherungsansatz "G2" wurde u.a. entwickelt, um direkt ablesen zu können, in welcher Weise die einzelnen Parameter (β_S , β_C , μ , h und λ) die Durchstanztragfähigkeit F_u beeinflussen. Nachfolgend werden nun die aus "G2" bzw. der obigen Gleichung (6.22) ablesbaren Abhängigkeiten der Bruchlast F_u von den Parametern aufgezeigt und interpretiert.

Des weiteren wird überprüft, ob die getroffenen Annahmen hinsichtlich der Einflüsse eventueller Biegedruckbewehrungen oder Konzentrationen der Biegezugbewehrung und hinsichtlich der Wirkung unterschiedlicher Stützenquerschnittsformen oder eventueller rechteckiger Plattenformen angemessen waren.

6.5.1 Streckgrenze (β_S)

Die Streck- bzw. Fließgrenze β_S der Biegebewehrung geht nicht in die Gleichung (6.20) zur Bestimmung der Bruchlast F_u ein. Bild 6.8 und Gleichung (6.22) bestätigen, daß offensichtlich nur ein äußerst geringer, vernachlässigbarer Zusammenhang zwischen β_S und der Durchstanztragfähigkeit besteht. So hat beispielsweise eine Erhöhung der Streckgrenze um 100% nach Gleichung (6.22) rechnerisch nur eine Tragfähigkeitssteigerung von ca. 7% zur Folge.

Die physikalische Begründung für die Feststellung, daß die Bruchlasten fast überhaupt nicht von der Streckgrenze β_S abhängig sind, liegt vermutlich darin, daß - wenn überhaupt - nur sehr eng begrenzte Plattenbereiche bis zum Erreichen des Bruchzustandes ins Fließen geraten. Die für den Bruch entscheidenden Verformungen im maßgebenden Schnitt sind jedoch vom Gesamtformänderungsverhalten der Platte abhängig, im wesentlichen also von den Formänderungen aus Plattenbereichen mit Stahlspannungen unterhalb der Fließgrenze, für die die Fließgrenze β_S natürlich ohne Bedeutung ist.

6.5.2 Betondruckfestigkeit (β_c)

Der Einfluß der Betongüte auf die Durchstanztragfähigkeit ist offensichtlich wesentlich besser durch Exponenten zu β_c um 0,4 bis 0,5 zu erfassen als durch den Exponenten 0,667, der der Betonzugfestigkeit entspricht ($\beta_{bz} \sim \sqrt{\beta_c}$) und der beispielsweise dem Nachweisverfahren der DIN 1045 zugrunde liegt (vergl. Zeile 15 in Tab. 5.1)

Diese Feststellung stützt die Bruchhypothese, nach der das Durchstanzen im Prinzip ein Biegedruckbruch mit geneigter Betondruckstrebe ist. Die Exponenten 0,4 bis 0,5 beschreiben nämlich die Biegetragfähigkeitssteigerung solcher Querschnitte sehr zutreffend, für die die Festigkeit der Betondruckzone maßgebend ist. Entsprechende Abhängigkeiten ergeben sich - wie in elektronischen Vergleichsrechnungen festgestellt - aus den Arbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045. Sie sind plausibel, wenn man sich die Spannungs- und Dehnungsverteilungen in einem biegebeanspruchten Querschnitt bei Variation der Betongüte ansieht (Bild 6.12). Die Betonrandstauchung bleibt, da Druckversagen vorausgesagt wird, auch bei Erhöhung der Betonfestigkeit ($\beta_{R1} + \beta_{R2}$) konstant $\epsilon_{bu} = -3,5\%$. Zur Aufnahme eines größeren Biegemomentes muß deshalb die Druckzone eingeschnürt werden, denn nur so sind die für das Gleichgewicht der inneren Kräfte erforderlichen erhöhten Dehnungen bzw. Spannungen ($\sigma_{s1} + \sigma_{s2}$) in der Zugzone möglich. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit bewirkt damit keinen zu ihr linearen Anstieg der Biegetragfähigkeit, sondern nur einen Anstieg annähernd mit den genannten Exponenten von 0,4 bis 0,5.

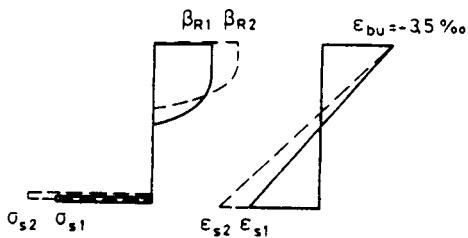


Bild 6.12: Spannungs- und Dehnungsverteilungen im rechnerischen Bruchzustand (Biegedruckbruch maßgebend, β_R variiert).

6.5.3 Bewehrungsprozentsatz (μ)

Auch die aus den Gleichungen (6.20) und (6.22) ersichtliche Proportionalität zwischen Traglast F_u und Potenzen des Bewehrungsprozentsatzes μ mit Exponenten um 0,45 bis 0,50 spricht für die Bruchhypothese. Überlegungen ähnlich denen, die oben für die Betondruckfestigkeit β_c angestellt wurden, bestätigen, daß auch die Tragfähigkeit eines Biegequerschnittes, für den Biegendruck maßgebend ist, proportional zu $\sqrt{\mu}$ bis $\sqrt[3]{\mu}$ (je nach Betongüte, Biegendruckbewehrung und Größenordnung des Bewehrungsprozentsatzes) ist.

6.5.4 Statische Nutzhöhe (h)

Die Biegetragfähigkeit von Stahlbetontragwerken ist bekanntermaßen proportional zum Quadrat der statischen Nutzhöhe h . Da die vorliegende Bruchhypothese das Durchstanzen primär als einen Biegebruch auffaßt, mußte sich zwangsläufig auch in Gleichung (6.20) eine Proportionalität zwischen der Bruchlast F_u und dem Quadrat der Höhe h ergeben. Des weiteren fließt die statische Nutzhöhe indirekt über die Teilfunktion f_0 entsprechend der durch sie beeinflußten Plattendicke λ in die Gl.(6.20) ein. Die Versuchsnachrechnungen (Bild 6.10) zeigen keine Abhängigkeiten der γ -Werte von der statischen Nutzhöhe. Dies bestätigt, daß die statische Nutzhöhe auf die beschriebene Weise zutreffend berücksichtigt wird.

Weiterhin beweist Bild 6.10 auch, daß Maßstabsverkleinerungen bei den nachgerechneten Versuchen keinen nennenswerten Einfluß auf die Versuchsergebnisse hatten. Da nämlich die Funktion f_0 der Gleichung (6.20) allein von Verhältniswerten der Bauteilabmessungen, nicht aber von deren Absolutbeträgen abhängig ist, fließen Maßstabsänderungen allein über h^2 in F_u ein. Die Bruchlast ist somit proportional zum Quadrat der Längenabmessungen eines Bauteiles und alle Spannungen (Dimension: Kraft/Länge²) sind folglich konstant, d.h. maßstabsunabhängig.

6.5.5 Plattendruckschlankheit (λ)

Bild 6.11 zeigt für alle Schlankheiten λ gleichermaßen γ -Werte um 1,00. Dies bestätigt, daß mit der Definition der Plattendruckschlankheit λ im Abschn. 6.3.2 eine geeignete Form zur einfachen Beschreibung der Abmessungsverhältnisse der interessierenden Platten gefunden wurde und daß diese Abmessungsverhältnisse nicht nur im Ansatz "G1" (über $f(\lambda)$ nach Gl. (6.9)), sondern auch im Ansatz "G2" (über f_0 nach Gl. (6.19)) in angemessener Weise berücksichtigt sind.

6.5.6 Druckbewehrung (μ')

Die eventuelle Anordnung einer Biegedruckbewehrung findet im Ansatz "G1" nur eine äußerst geringe Berücksichtigung, nämlich nur in dem Maße, wie sie die Biegetragfähigkeit der Platte erhöht. Im Ansatz "G2" wird sie gar nicht berücksichtigt.

Die Annahme, daß Biegedruckbewehrungen keinen merklichen Einfluß auf die Durchstanztragfähigkeit ausüben, wird auch in den wenigen Literaturstellen, die sich zu dieser Frage äußern, vertreten (u. a. /27/ und /12/).

70 der in der Grunddatentabelle A1.1 aufgeführten 431 Versuche zum Grundfall des Durchstanzens wurden an biegedruckbewehrten Platten ausgeführt. Sie entstammen 19 verschiedenen Berichten. Bei der Beurteilung der Versuchsnachrechnungen erscheint es berechtigt, die Versuche aus /27/ gesondert zu beurteilen, da diesem Bericht allein 19 der 70 auswertbaren Versuche entstammen und diese Versuche bei Nachrechnungen nach den Ansätzen "G1" und "G2" auffallend niedrige mittlere γ -Werte um 0,81 aufweisen, während die Mittelwerte der restlichen Versuche mit Werten um 0,99 recht nahe beim Zielwert 1,00 liegen. Da auch 6 vergleichbare ohne Druckbewehrung durchgeföhrte Versuche aus /27/ ähnlich niedrige γ -Werte zeigen wie die genannten 19 Versuche mit

Druckbewehrung, wäre es falsch, aus den o.g. mittleren γ -Werten von 0,81 auf Tragfähigkeitsminderungen infolge der Anordnung von Druckbewehrungen zu schließen.

Richtiger hingegen ist es, in den annähernd gleich großen mittleren γ -Werten der vergleichbaren Gruppen von Versuchen mit und ohne Druckbewehrung eine Bestätigung der o. g. Annahme zu sehen: Druckbewehrungen scheinen weder über ihre im Vergleich zum Beton höhere Druckfestigkeit noch über Dübelf wirkungen oder über andere Einflüsse die Durchstanztragfähigkeit merklich zu erhöhen, noch vermindern sie diese durch Störungen des monolithischen Gefüges im Plattenbereich vor der einspringenden Kante des Stützenanschlusses.

6.5.7 Bewehrungskonzentrationen (μ_K , μ_G)

In Stützenbereichen von Platten mit einer Konzentration der Biegezugbewehrung auf den engsten Stützenbereich ist zu unterscheiden in

μ_K = mittlerer Bewehrungsprozentsatz, gemessen über die Breite $b_K = c + 2 \cdot h$ (b_K ist der Durchmesser einer gedachten Kegelgrundfläche) und

μ_G = mittlerer Bewehrungsprozentsatz, gemessen über die Gurtstreifenbreite einer Flachdecke ($b_G \approx 0,4 \cdot l_D$) bzw. über die Gesamtbreite eines Flachdeckenausschnittes ($b_G = l_A$) oder einer Fundamentplatte ($b_G = l_F$).

Im Vorgriff auf die nachfolgenden Ausführungen und in Anlehnung an DIN 1045 bzw. Heft 240 /2/ wurde in der Grunddatentabelle A1.1 für alle Versuchsnachrechnungen der maßgebende Bewehrungsgrad wie folgt angegeben (vergl. auch Erläuterungen zu Spalte 15 der Tabelle):

Flachdecken und Flachdeckenausschnitte: $\mu = \mu_G$

Fundamente: $\mu = \mu_K$

Die Ergebnisse der Nachrechnungen von Versuchen mit Bewehrungskonzentrationen sind der Tabelle 6.1 zu entnehmen. Sie zeigen bei Variation von μ ($\mu = \mu_G$ oder $\mu = \mu_K$) beste Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuch ($\gamma_m + 1$), wenn man die oben genannten und bereits für Tabelle A1.1 verwendeten Annahmen trifft.

ausgewertete Versuche	F_u nach	n_o	$\mu = \mu_K$			$\mu = \mu_G$		
			n	γ_m	v	n	γ_m	v
Decken	"G1"	29	27	0,77	0,21	27	0,96	0,19
	"G2"	29	27	0,76	0,21	27	0,96	0,13
Fundamente	"G1"	6	6	1,03	0,09	6	1,15	0,07
	"G2"	6	6	1,13	0,13	6	1,22	0,10

Tabelle 6.1: Statistische Auswertung von γ -Werten der Versuche mit Bewehrungskonzentrationen

$$\gamma = F_t / F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_u = rechnerische Bruchlast

n_o, n, γ_m, v s. Bezeichnungserläuterung im Vorspann

Auch in der Literatur wird für Flachdecken bzw. Flachdeckenausschnitte verschiedentlich (u.a. in /27/, /87/ und /52/) festgestellt, daß hier μ_G der geeignete Vergleichswert zum Bewehrungsgrad μ von Platten mit gleichmäßig verteilter Bewehrung ist. Dieterle /21/, der sich als einziger mit Bewehrungskonzentrationen bei Fundamenten befaßt, geht für diese Fälle - wie der Verfasser - von μ_K als der maßgebenden Größe aus.

6.5.8 Stützenausbildung (c_k , c_q)

Die Berechnungsansätze "G1" und "G2" setzen kreisförmige Stützenquerschnitte voraus. Quadratische Querschnitte sind in flächengleiche kreisförmige Querschnitte umzurechnen. Versuchsnachrechnungen, die gesondert für die Grundfallversuche mit kreisförmigen und mit quadratischen Stützen durchgeführt wurden, zeigten gleichermaßen γ_m -Werte um 1,00 und bestätigten damit die Zulässigkeit der beschriebenen Vorgehensweise.

Sollte eine Platte statt auf einer Stahlbetonstütze auf einem reinen Stahlkörper aufgelagert werden, so ist mit einer verminderten Tragfähigkeit zu rechnen. Dies wurde bereits im Abschnitt 3.4.2 unter Pkt. (1) ausgeführt.

6.5.9 Plattenform ($\ell_x \neq \ell_y$)

Üblicherweise setzen Berechnungsvorschläge zum Durchstanzen quadratische oder kreisförmige Plattenabmessungen voraus. Die Berechnungsansätze "G1" und "G2" berücksichtigen Abweichungen hiervon, indem sie bei rechteckigen Platten die Länge der größeren Rechteckseite ansetzen (vergleiche Abschn. A3.4 im Anhang A3 bzw. Abschn. 6.4.5).

Versuchsnachrechnungen der 23 zum Grundfall vorliegenden Versuche an rechteckigen Platten (ausnahmslos Fundamente) ergaben γ_m -Werte von $\gamma_m = 1,01$ (Berechnung nach "G1", Variationskoeffizient $v = 0,12$) bzw. von $\gamma_m = 0,95$ ("G2", $v = 0,10$). Diese nahe um 1,00 liegenden Werte bestätigen, daß mit der o.g. Vorgehensweise rechteckige Plattenformen ausreichend gut erfaßt sind.

7 Nachweisverfahren der DIN 1045 zum Grundfall des Durchstanzen

7.1 Derzeitiges Nachweisverfahren

7.1.1 Beschreibung

Die DIN 1045 verlangt für Stützenbereiche von Flachdecken und Einzelfundamenten folgende zwei Tragfähigkeitsnachweise:

(1) Schubtragfähigkeitsnachweis:

Der Abschnitt 22.5 der DIN 1045 ("Sicherheit gegen Durchstanzen") begrenzt die zulässige Stützenlast durch Angabe zulässiger Schubspannungen τ_a auf:

$$F_{aQ} = \tau_a \cdot \pi \cdot (c_k + h) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (7.1)$$

$$\text{mit } \tau_a = 0,052 \cdot (1 + \beta_S/500) \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_W^2} \quad (7.2)$$

$$\text{und } \alpha_F = \frac{1}{1 - \pi/4 \cdot (c+2 \cdot h)^2 / A_F} \quad (7.3)$$

Als Bewehrungsprozentsatz darf maximal $\mu = 1,5\%$ oder $25 \cdot \beta_W / \beta_S$ angesetzt werden. Bei Flachdecken braucht nicht mit $\mu < 0,5\%$ gerechnet zu werden. Für die Umrechnung von Betonfestigkeiten gilt $\beta_W = \beta_C / 0,85$.

(2) Biegetragfähigkeitsnachweis:

An keiner Stelle der Decken- bzw. Fundamentplatte dürfen die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Plattenbiegemomente unter rechnerischer Bruchlast größer sein als die Biegemomente, unter denen die Tragfähigkeit des aus dem Plattsensystem herausgelöst gedachten örtlichen Plattenquerschnittes erschöpft ist. Der Nachweis dient in erster Linie der Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit (Rissebeschränkung etc.) und der Sicherheit gegen einen Biegebruch entlang einer Hauptachse

(vergl. Abschn. 1.1). Gleichzeitig gewährleistet er jedoch - ohne daß dies aus der Form des Nachweises ersichtlich ist - für manche Plattenkonstruktionen die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen.

7.1.2 Versuchsnachrechnungen

Zur Überprüfung der DIN und der im folgenden diskutierten Änderungsvorschläge wurden Versuchsnachrechnungen analog denen des Abschnittes 5.3 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7.1 zusammengestellt.

Die Zeilen 1 bis 7 geben die Sicherheiten nach DIN 1045 und nach einer in /68/ vorgeschlagenen Alternative "G3" an. Diese Alternative läßt das Nachweisverfahren der DIN 1045 im Prinzip unverändert; sie ersetzt lediglich die zulässige Schubspannung der Gl.(7.2) durch den

$$\text{Ansatz "G3": } \tau_a = 0,23 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_C} \quad (7.4)$$

Die Auswertung Zeile 1 bis 7 wurde nach verschiedenen Wertungsverfahren durchgeführt. Die Zeilen 1 und 2 ermitteln die zulässige Last F_a allein nach dem Schubtragfähigkeitsnachweis (F_{aQ}), die Zeile 3 allein nach dem Biegetragfähigkeitsnachweis (F_{aM}). Die Zeilen 4 bis 5 werten je Versuch das Minimum aus F_{aQ} und F_{aM} , und die Zeilen 6 bis 7 berücksichtigen nur solche Versuche, für die der Schubtragfähigkeitsnachweis maßgebend ist.

Die Zeilen 8 und 9 geben die mit einem Sicherheitsbeiwert von 2,5 multiplizierten Ergebnisse zu den Vorschlägen "G1" und "G2" an, wobei der Natur dieser Vorschläge nach eine Unterscheidung in Schubtragfähigkeits- und Biegetragfähigkeitsnachweis entfällt.

Bild 7.1 veranschaulicht die Nachrechnungsergebnisse, indem es die festgestellten Sicherheiten nach Zeile 1 und 9 in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit darstellt.

Zeile	Ber. meth.	Decken (n _o = 150)					Fundamente (n _o = 176)					Decken u. Fundamente (n _o = 326)				
		n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅	n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅	n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅
1	F _a = F _{aQ} :															
	DIN 1045	136	2,96	0,195	1,56	4,12	158	3,57	0,115	2,80	4,73	294	3,30	0,157	1,94	4,44
2	"G3"	136	2,23	0,187	1,07	2,92	158	2,46	0,104	1,94	3,01	294	2,38	0,134	1,41	2,98
3	F _a = F _{aM} :															
	DIN 1045 (M)	136	2,63	0,235	1,57	4,03	158	2,39	0,198	1,44	3,44	294	2,50	0,216	1,51	3,76
4	F _a = MIN:															
	DIN 1045	136	3,25	0,149	2,36	4,37	158	3,57	0,113	2,82	4,73	294	3,43	0,133	2,51	4,06
5	"G3"	136	2,82	0,163	2,12	4,03	158	2,71	0,110	2,16	3,44	294	2,75	0,132	2,14	3,77
6	F _a = F _{aQ} falls F _{aQ} maßg.:															
	DIN 1045	92	3,19	0,143	2,36	4,17	155	3,58	0,111	2,83	4,73	247	3,44	0,127	2,56	4,46
7	"G3"	52	2,50	0,109	2,04	3,00	84	2,62	0,094	2,11	3,08	136	2,57	0,101	2,07	3,06
8	F _a = F _u /2,5:															
	"G1"/2,5	136	2,48	0,122	1,91	3,07	158	2,55	0,101	2,05	3,03	294	2,52	0,111	1,96	3,07
9	"G2"/2,5	136	2,47	0,136	1,73	3,21	158	2,52	0,086	2,09	2,96	294	2,50	0,107	1,85	3,05

Tabelle 7.1:

Statistische Auswertung der Sicherheiten γ der Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegendruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

$$\gamma = F_t / F_a$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_a = zulässige Last

F_{aQ} = F_a aus Schubbemessung

F_{aM} = F_a aus Biegebemessung

F_u = rechnerische Bruchlast

n_o, n, Y_m, v, Y₅, Y₉₅ siehe

Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

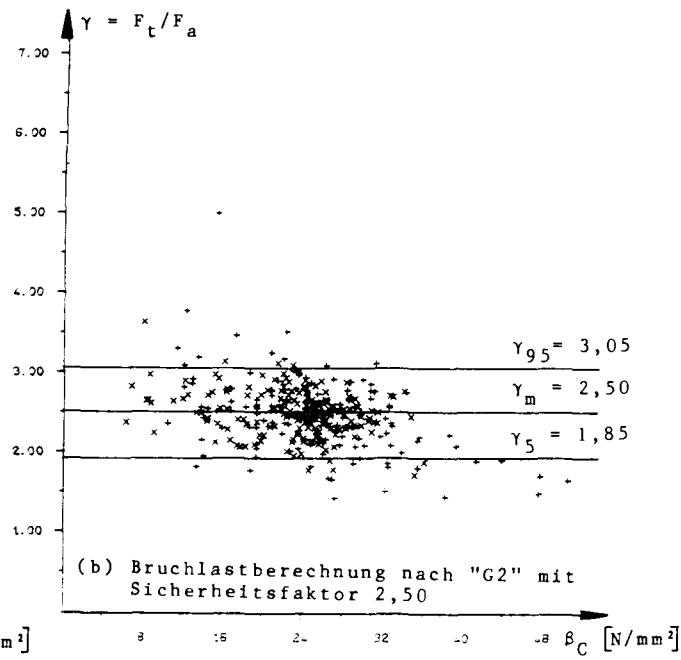
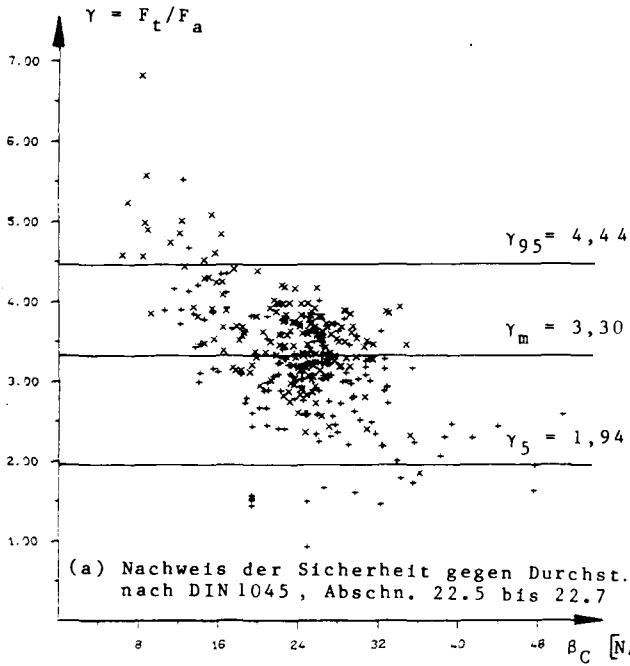


Bild 7.1:
Sicherheitsbeiwerte $\gamma = F_t / F_a$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit β_C

Es ist F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
 F_a = zulässige Last

Ausgewertet wurden die Versuche zum Grundfall des Durchstanzen aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegedruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

Die Versuche sind dargestellt als:

$+$ = Flachdecken o.

Flachdeckenausschnitte
 (ausgewertet 150 Versuche)

x = Fundamente
 (ausgewertet 176 Versuche)

7.2 Kritik am Nachweisverfahren zur "Sicherheit gegen Durchstanzen" nach DIN 1045, Abschn. 22.5

Das Verfahren der DIN 1045 gibt in mehrfacher Hinsicht Anlaß zur Kritik.

(1) Biegetragfähigkeitsnachweis:

Obgleich der Schubsicherheitsnachweis des Abschnittes 22.5 der DIN 1045 die Überschrift "Sicherheit gegen Durchstanzen" trägt, ist die ausreichende Sicherheit nur gewährleistet, wenn neben dem Schubsicherheitsnachweis auch ein Biegetragfähigkeitsnachweis nach Abschnitt 17.2 der DIN durchgeführt wird.

Wünschenswert wäre im Abschnitt 22.5 ein Nachweisverfahren, das für sich allein genommen bereits die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen gewährleistet.

(2) Parametereinflüsse:

Bild 7.1a läßt sehr starke Streuungen der Sicherheiten bei Versuchsnachrechnungen erkennen. Ein Ansatz, der die einfließenden Parameter zutreffender erfäßt und damit die Streubreite vermindert ist wünschenswert.

Ein Hauptmangel des DIN-Ansatzes liegt offensichtlich in der Überschätzung der tragfähigkeitssteigernden Wirkung hoher Betonfestigkeiten. Mit zunehmender Festigkeit β_C nehmen die Sicherheiten γ im Bild 7.1a deutlich ab. Die Funktion $\sqrt{\beta_C}$ des DIN-Ansatzes entspricht der Betonzugfestigkeit und spiegelt die Vorstellung der DIN 1045 wieder, nach der das Durchstanzen primär ein Schub- bzw. Hauptzugversagen ist.

Tabelle 7.1 beweist, daß die Ansätze "G2" und "G3" wesentlich geeigneter sind als der DIN-Ansatz. Die in diesen Ansätzen verwendete Funktion $\sqrt{\beta_C}$ entspricht der Vorstellung, daß das Durchstanzen einem Biegedruckversagen vergleichbar ist.

(3) Sicherheitskonzept:

Das Nachweisverfahren der DIN 1045 lässt jeden Hinweis auf das dem Verfahren zugrunde liegende Sicherheitskonzept vermissen. Die einwirkende Querkraftbeanspruchung wird für den Gebrauchslastfall ermittelt und einer zulässigen Beanspruchung gegenübergestellt.

Es fehlen Angaben darüber, welche Sicherheit gegen den Durchstanzbruch angestrebt wird und in welchem Maße mit einer Tragfähigkeitsabnahme durch die Langzeitwirkung (Nachlassen der Betonfestigkeit bei Dauerstandsbeanspruchung) zu rechnen ist. Es bleibt deshalb unklar, welche Sicherheiten für Sonderkonstruktionen beim Tragfähigkeitsnachweis auf versuchstechnischem Wege zu verlangen sind.

Auch das Studium der Fachliteratur hilft hier nicht weiter. Nur in einigen nicht veröffentlichten Forschungsberichten findet man Äußerungen zum einzuhaltenden Sicherheitsabstand. Die Vorstellungen reichen von $\gamma = 2,1$ bis $\gamma = 3,0$. Das derzeitige Sicherheitsniveau liegt bei mittleren Sicherheiten um $\gamma_m = 3,4$ und 5%-Fraktilgrenzen um $\gamma_5 = 2,5$ (s. Tab. 7.1, Zeile 4 und 6). Geringere Sicherheiten sind ausreichend und unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten wünschenswert.

(4) Mechanisches Modell:

Die DIN 1045 gibt in Abschn. 22.5 nicht - wie es wünschenswert wäre und beispielsweise zur Biegebemessung auch getan wird - Grundlagen für ein Nachweisverfahren an, sondern sie gibt gleich ein fertiges, nicht mehr modifizierbares Berechnungsverfahren vor. Das Verfahren ist das Resultat statistischer Auswertungen von Versuchsergebnissen und ist mechanisch nicht interpretierbar.

Befriedigender wäre die Beschreibung eines Tragmodells und die Angabe von Baustoffkennlinien, womit unter Verwendung geeigneter, zu entwickelnder Berechnungsverfahren Traglasten bestimmt werden können, gegen die dann

ein bestimmter Sicherheitsabstand einzuhalten ist.

7.3 Neuvorschlag für ein Nachweisverfahren

7.3.1 Sicherheitskonzept

Die DIN 1045 legt im Abschnitt 17.2.2 für Lastschnittgrößen folgende Sicherheiten fest:

$\gamma = 1,75$ für Versagen mit Vorankündigung

$\gamma = 2,10$ für Versagen ohne Vorankündigung

Zulässige Lasten ergeben sich aus rechnerischen Bruchlasten, indem die Bruchlasten durch den Sicherheitsbeiwert γ dividiert werden ($F_a = F_u / \gamma$).

Zur Anwendung dieses Sicherheitskonzeptes auf das Durchstanzen muß zwischen der mittleren Sicherheit γ_m und der 5 %-Fraktilegrenze γ_5 unterschieden werden. Auf diese Weise können die Ungenauigkeiten von Verfahren zur Bruchlastberechnung berücksichtigt werden. Die mittlere Sicherheit γ_m ist der Rechenwert zur Ermittlung zulässiger Lasten ($F_a = F_u / \gamma_m$). Die 5 %-Fraktilegrenze γ_5 ist der Grenzwert, der maximal von 5 % der Versuchsergebnisse unterschritten werden darf. Diese Grenze wird entsprechend den oben angegebenen Sicherheitsvorstellungen der DIN 1045 festgelegt.

Das Durchstanzen tritt nie ein, ohne daß sich zuvor ein Rißbild entsprechend Bild 6.1 ausgebildet hat. Der durch Biege- und Schubbeanspruchungen ausgelöste Durchstanzbruch darf deshalb als Versagen mit Vorankündigung aufgefaßt werden:

$$\gamma_5 = 1,75$$

Falls jedoch das derzeitige Nachweiskonzept der DIN 1045 mit einer Trennung in Biege- und Schubsicherheitsnachweis beibehalten wird, sollte für den Schubsicherheitsnachweis eine Mindestsicherheit von

$$\gamma_5 = 2,10$$

eingehalten werden, denn der Schubsicherheitsnachweis ist vorwiegend für Platten hoher Biegetragfähigkeit und damit vergleichweise schwacher Vorankündigung durch Risse und Verformungen maßgebend.

Aus der Vorgabe der genannten unteren Grenzwerte ergibt sich aus Versuchsnachrechnungen für das nachfolgend vorgeschlagene Nachweisverfahren die mittlere und damit die rechnerisch anzusetzende Sicherheit als

$$\gamma_m = 2,50 .$$

Da die Eignung des Nachweisverfahrens durch die Nachrechnung von Kurzzeitversuchen nachgewiesen wird, darf bei der Anwendung des Verfahrens nicht die volle rechnerische Betonfestigkeit in Ansatz gebracht werden. Die Festigkeitsminderung infolge von Langzeitbeanspruchungen ist zu berücksichtigen. In Anlehnung an das Biegebemessungsverfahren der DIN 1045 geschieht dies, indem die zur Bruchlastbeschreibung verwendete Betonfestigkeit β_C durch den geringeren Wert der Betonrechenfestigkeit β_R nach Tab. 12 der DIN 1045 ersetzt wird.

$$\beta_C + \beta_R$$

7.3.2 Nachweisverfahren

Statt des bisherigen Schubsicherheitsnachweises für den Gebrauchslastfall, der in Verbindung mit dem Biegetragfähigkeitsnachweis die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen gewährleistet, wird eine Methode zur Ermittlung der rechnerischen Durchstanzbruchlast sowie der verlangte Sicherheitsabstand zwischen Gebrauchslast und Bruchlast angegeben.

Zur Bestimmung der rechnerischen Bruchlast wird das im Abschnitt 6 vorgestellte Berechnungsverfahren vorgeschlagen: Tragmodell, Bruchhypothese und Baustoffkennlinien sind in den Abschnitten 6.2 und 6.3 beschrieben, so daß sich eine Wiederholung hier erübrigkt.

Die Berechnung kann nach dem sich streng an die dargelegte Theorie haltenden Berechnungsansatz "G1" erfolgen. Für die praktische Anwendung wird jedoch der Ansatz "G2" empfohlen, welcher die Bruchlastbestimmung in einfacherer aber dennoch nicht unzutreffender Weise ermöglicht. In beiden Fällen ist die in den Gleichungen (6.10) und (6.20) verwendeten Zylinderdruckfestigkeit β_C des Betons durch die Rechenfestigkeit β_R nach DIN 1045, Tabelle 12 zu ersetzen, und es ist eine Sicherheit von $\gamma = 2,5$ gegenüber dem Gebrauchslastfall nachzuweisen.

Die Güte der vorgeschlagenen Alternativen ("G1" und "G2") folgt aus dem Vergleich der Ergebnisse der nach ihnen durchgeführten Versuchsnachrechnungen mit den entsprechenden Ergebnissen der Berechnungen nach der derzeitigen Nachweismethode der DIN 1045 (Tabelle 7.1, Bild 7.1). Beide Alternativen erfüllen die Forderungen des Sicherheitskonzeptes ($\gamma_S > 1,75$) und gestatten in deutlichem Maße wirtschaftlicheres Bauen als die derzeitige DIN 1045.

Deutlicher noch als durch den Vergleich der Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen treten die Vorteile des neuen Vorschlags hervor, wenn man feststellt, daß mit ihm alle in

Abschn. 7.2 aufgeführten Unzulänglichkeiten des Nachweisverfahrens der derzeitigen DIN 1045 beseitigt sind:

Zu (1): Die angestrebte Loslösung vom Biegetragfähigkeitsnachweis ist erreicht. Das vorgeschlagene Nachweisverfahren befaßt sich allein mit dem Durchstanzen und gewährleistet auch bereits für sich allein genommen die erforderliche diesbezügliche Sicherheit.

Zu (2) Die Parametereinflüsse sind zutreffend berücksichtigt. Die Bilder 6.7 bis 6.12 und der Abschnitt 6.5 belegen dies, und die erreichte Verbesserung ist aus einem Vergleich der Bilder 7.1a und 7.1b abzulesen.

Zu (3): Ein befriedigendes Sicherheitskonzept ist in Abschn. 7.3.1 vorgegeben und im vorgeschlagenen Nachweisverfahren berücksichtigt.

Zu (4): Ein mechanisches Modell zum Bruchvorgang ist im Vorschlag "G1" impliziert. Hieraus lassen sich, falls erwünscht, neben dem Vorschlag "G2" auch noch andere praktisch verwendbare Rechenverfahren als weitere Alternativen ableiten. Der wesentlichsste Vorteil des für den Grundfall des Durchstanzens entwickelten Modells jedoch besteht darin, daß sich aus seinen Grundgedanken zum Tragverhalten und zum Bruchmechanismus ableiten läßt, in welcher Weise sich in den Sonderfällen des Durchstanzens (exzentrische Stützenbeanspruchung, Aussparungen in Stützennähe etc.) die Durchstanztragfähigkeit gegenüber dem Grundfall verändern muß.

8 Vergleich des Balkenschubbruchs mit dem Grundfall des Durchstanzen

8.1 Allgemeines

Das Durchstanzen ist eine Versagensform zweiachsig, an nähernd rotationssymmetrisch lastabtragender Plattenbereiche. Die vergleichbare Bruchform einachsig lastabtragender Bauteile ist der Balkenschubbruch. Nachfolgend werden Vergleiche zwischen Platten des Durchstanzgrundfalles und ihnen entsprechenden (u.a. also nicht schubbewehrten!) Balken angestellt.

Des einfacheren Sprachgebrauchs wegen werden im folgenden die durchstanzgefährdeten Konstruktionen (Flachdecken und Fundamentplatten) kurzgefaßt als "Platten" bezeichnet und die mit ihnen zu vergleichenden einachsig lastabtragenden Systeme (Balken und einachsig gespannte Platte) als "Balken". Die zugehörigen Kenngrößen erhalten die Indizes "P" und "B".

Eine umfassende Beschreibung des derzeitigen Kenntnisstandes zum Balkenschubbruch findet man u.a. im Buch "Schubprobleme im Stahlbetonbau" von Godicky-Cwirko /40/ und in den neueren Arbeiten von Mallee /78/ und von Rafla und Blume /97/.

Flachdeckenausschnitte weisen im Schnitt (s. Bild 8.1) hinsichtlich Geometrie und Lastanordnung starke Ähnlichkeiten mit den Einfeldbalken unter Einzellasten auf. Es bietet sich deshalb für die nachfolgenden vergleichenden Betrachtungen an, bei Erläuterungen und bildlichen Darstellungen vorwiegend auf Flachdeckenausschnitte stellvertretend für alle in den Grundfall des Durchstanzen eingeschlossenen statischen Systeme zurückzugreifen. Um die Ähnlichkeiten deutlich herauszustellen, wurde der Plattenausschnitt in Bild 8.1 im Gegensatz zur normalen Anordnung auf den Kopf gestellt gezeichnet.

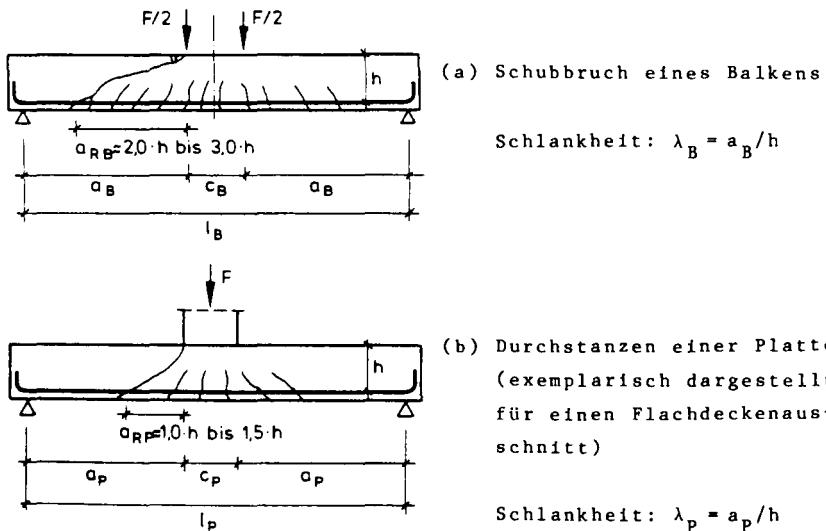


Bild 8.1: Rißbild und Bezeichnungen bei Balken und Platten

Zur mechanischen Bedeutung der Schlankheiten λ_B und λ_p s. Abschnitt 6.3.2.

8.2 Bruchvorgang

Im Gegensatz zum Durchstanzen sind bei Versagen von Balken in Abhängigkeit der Schlankheit $\lambda_B = a_B/h$ unterschiedliche Bruchmechanismen wirksam. Balken mit $\lambda_B < 1,5$ versagen in Form eines Scherbruches. Mit zunehmender Schlankheit geht die Bruchform in einen Biege-Schubbruch oder gar in einen reinen Biegebruch über. Bei entsprechender Querschnittsausbildung ist auch ein Stegdruckbruch möglich.

Dem Erscheinungsbild nach ist allein die als Biege-Schubbruch bezeichnete Versagensform dem Durchstanzen vergleichbar. Das entsprechende Rißbild des Bruchzustandes ist in Bild 8.1 dem des Durchstanzens gegenübergestellt.

Das Durchstanzen einer Platte tritt ein, wenn in der gelenkähnlich wirkenden Druckzone durch eine entsprechende Verdrehung und damit verbundene Einschnürung der Druckfläche ein bestimmter kritischer Dehnungszustand erreicht ist (s. Abschn. 6.2). Für den Biege-Schubbruch eines Balkens kann diese Beschreibung des Bruchvorganges ohne Einschränkungen übernommen werden. Die dennoch bestehenden Unterschiede lassen sich aus dem Riß- und Bruchbild (Bild 8.1) ablesen:

(1) Rißneigung an der Biegezugseite

Risse verlaufen an der Biegezugseite von Stahlbetonbauteilen stets annähernd senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannungen des ungerissenen Zustandes. Diese Hauptzugspannungen sind bei der Platte aufgrund der hohen Querkraftbeanspruchungen steiler gerichtet als bei Balken entsprechender Abmessungen. Die Risse beginnen deshalb bei der Platte an der Zugseite relativ flach unter Neigungswinkeln von nur ca. $30 - 45^\circ$, bei Balken hingegen liegt der Neigungswinkel bei ca. $50 - 90^\circ$.

(2) Rißverlauf im Bauteilinneren

Im Bauteilinneren spiegelt der Rißverlauf die Richtung der Druckstrebekräfte bei zunehmender Belastung anschaulich wider. Beim Balken bildet sich ein Bogen-Zugband-Tragsystem von Auflager zu Auflager aus. Die Druckstrebbe verläuft vergleichsweise flach und annähernd gerade vom Lasteinleitungspunkt aus Richtung Auflager. Bei der Platte hingegen ist die Druckstrebbe wesentlich steiler geneigt, da sie bereits nahe der Lasteinleitungsfläche (= Stützenanschluß) Abstützungsmöglichkeiten in den noch weitgehend intakten Plattenbereichen außerhalb des gerissenen Stützenbereiches findet.

(3) Bruchzerstörungen an der Biegendruckseite

Das Durchstanzen und der Balkenschubbruch werden durch das Versagen der schrägen Betondruckstrebé ausgelöst. Beim Balken kann die Zerstörung der Druckzone ungehindert fortschreiten, und entsprechende Betonzerstörungen

werden sichtbar. Bei der Platte hingegen stützen sich die Biegedruckkräfte in den noch intakten Plattenbereichen seitlich neben der Stütze ab. Es verbleiben allein die Plattenquerkräfte, und es kommt ohne erkennbare Betondruckzerstörungen zum Abschervorgang in der geschädigten Druckzone.

(4) Rißlänge

Die vergleichsweise geringe horizontale Länge des Risses bei Platten $a_{RP} \approx 1,0 \cdot h$ bis $1,5 \cdot h$ (s. Bild 8.1b) lässt sich mit der durch die Rotationssymmetrie bedingten starken Konzentration der Querkraftbeanspruchungen zur Stütze hin erklären. Bei Balken neigen offensichtlich Risse im Abstand $a_{RB} \approx 2,0 \cdot h$ bis $3,0 \cdot h$ (s. Bild 8.1a) am ehesten dazu, sich in einen Bruchriß auszuweiten.

Bei Balken von geringerer Schlankheit als $\lambda_B = a_B/h = 2,0$ bis 3,0 lässt die Geometrie einen Schubriß des beschriebenen Verlaufes nicht zu (Bild 8.2). Es wird ein steilerer Schubriß erzwungen, und die bei größeren Schlankheiten zu beobachtenden Sekundärrisse am Rißfußpunkt entfallen, da die Dübelkräfte der Biegezugbewehrung am Auflager eine Abstützungsmöglichkeit finden. Der steilere Rißverlauf mit der entsprechenden Verkürzung der für die Schubrotation wirksamen Länge der Biegezugzone und die stärker aktivierte Dübelwirkung der Biegezugbewehrung führen zu relativen Tragfähigkeitserhöhungen. Vergleiche hierzu Bereiche A der Bilder 8.3 und 8.4.

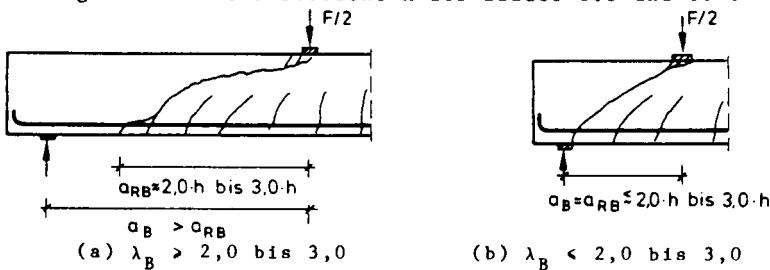


Bild 8.2: Rißbild bei Balken unterschiedlicher Schlankheit

8.3 Bruchlastberechnung

8.3.1 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Biegemomente

Kani /61/ definiert zur anschaulichen Darstellung der Ergebnisse einer großen Zahl von Schubversuchen an Balken den Begriff der relativen Biegetragfähigkeit $\gamma_{B,M}$. Hierunter versteht er das Verhältnis des beim Bruch im maßgebenden Schnitt am Rande des Lasteinleitungsbereiches gemessenen Balkenbiegemomentes M_{Bt} zu dem entsprechenden, bei reiner Biegebeanspruchung theoretisch aufnehmbaren Balkenbiegemoment $M_{Bu} = m_u \cdot b_B$. Dividiert man beide Biegemomente durch den Hebelarm a_B , so stellt sich Kanis relative Biegetragfähigkeit dar als das Verhältnis von tatsächlicher Bruchlast F_{Bt} zur theoretischen Biegetragfähigkeit $F_{Bu,M}$:

$$\text{Relative Biegetragfähigkeit } \gamma_{B,M} = M_{Bt} / M_{Bu} = F_{Bt} / F_{Bu,M}$$

Die von Kani bei Versuchsauswertungen festgestellten relativen Biegetragfähigkeiten sind in Bild 8.3 in Abhängigkeit vom Bewehrungsprozentsatz μ und von der Balkenschlankheit λ_B dargestellt.

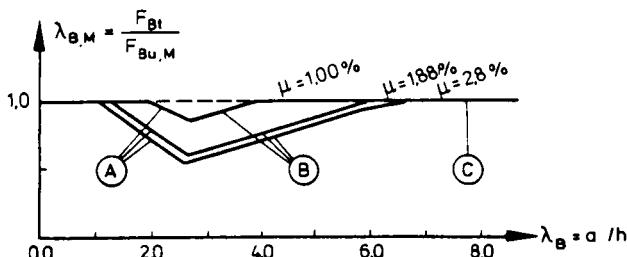


Bild 8.3: Relative Biegetragfähigkeit $\gamma_{B,M}$ nach Kani /61/

Trägt man die relative Biegetragfähigkeit $\gamma_{B,M}$ in dreidimensionaler Darstellung mit dem Bewehrungsprozentsatz μ entlang der dritten Achse auf, so erhält man das vielzierte Kanische Schubtal.

Die durch Knickpunkte deutlich getrennten Kurvenbereiche A, B und C erfahren ihre Interpretation aus der Beschreibung des Bruchvorganges nach Abschnitt 8.2. Da nur die Balkenschubbrüche des Bereiches B dem Durchstanzen von Flachdecken und Fundamenten vergleichbar sind, wird der Bereich B zuerst besprochen:

- Bereich B:

Balken des Bereiches B mit $\lambda_B > 2,5$ versagen in Form eines Biege-Schubbruches mit freiem Rißverlauf (vergl. Bild 8.2a). Die Kurvenabschnitte B finden beim Durchstanzen ihre Parallele in der Kurve des Bildes 6.4, in dem bezogene Durchstanztragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Plattendicke λ_p dargestellt sind. Die fallende Tendenz der Kurven beider Bilder bei abnehmender Schlankheit spiegelt übereinstimmend in beiden Fällen die Verminderung der theoretischen Biegetragfähigkeit infolge der zunehmend stärker geneigten Druckstrebe wider. Als bezogene Tragfähigkeit ist in beiden Fällen das Verhältnis von der tatsächlichen zu einer biegetheoretischen Bruchlast bezeichnet. Letztere ist allerdings in beiden Fällen unterschiedlich definiert.

Beim Balken ist es die Biegezugbruchlast $F_{Bu,M}$, die wegen der statisch bestimmten Lagerung der Balken die obere Grenze der Tragfähigkeit bildet. Beim Durchstanzen hingegen ist es die Biegendruckbruchlast, die entsprechend der im Abschn. 6.3 niedergelegten Theorie als $F_{yM} \cdot \sqrt{-4,5/\epsilon_{bl,y}}$ dargestellt ist. Die wesentlich geringere, nur knapp über der Fließlast F_{yM} liegende theoretische Biegezugbruchlast der Platte (mit $m = m_u$ auf einer umlaufenden Linie um den Stützenanschluß) bildet hier, anders als beim Balken, noch keine obere Tragfähigkeitsgrenze.

- Bereich A:

Wie unter Punkt (4) in Abschn. 8.2 erklärt, wird der Bruchriß bei Balken ab $\lambda_B < 2,0$ bis 3,0 in eine unnatürlich steile Lage gezwungen, was starke Tragfähigkeitszunahmen zur Folge hat. Bild 8.3 spiegelt diese Veränderung

im Tragverhalten wider. Während im Bereich B die relative Tragfähigkeit mit abnehmender Schlankheit sinkt, steigt sie im Bereich A mit weiter abnehmender Schlankheit wieder an.

- Bereich C:

Als Bereich C sind die Kurvenabschnitte definiert, in denen die relative Balkentragfähigkeit 1,0 beträgt. Hier versagt die Biegezugbewehrung, bevor die Biegendruckzone die für einen Biege-Schubbruch erforderlichen hohen Beanspruchungen erfahren hat. Versagensursache sind demnach Biegezugbrüche.

Da das Durchstanzen nie infolge Biegezugversagens eintritt, entfällt eine vergleichende Betrachtung zum Bereich C.

8.3.2 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Schubspannungen

In der Arbeit von Rafla und Blume /97/ werden über 400 Schubversuche an nicht schubbewehrten Einfeldbalken unter Einzellasten statistisch ausgewertet. Zur Tragfähigkeitsbeschreibung wird die rechnerische Bruchscher Spannung τ_{Bu} verwendet.

$$\tau_{Bu} = 0,313 \cdot 1,09 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{\beta_C} \cdot \sqrt[4]{0,10/h} \cdot f(\lambda_B) \quad (8.1)$$

Hierbei sind τ_{Bu} und β_C in N/mm², μ in % und h in m einzusetzen. Die Teilfunktion $f(\lambda_B)$ ist nach Bild 8.4 zu bestim-

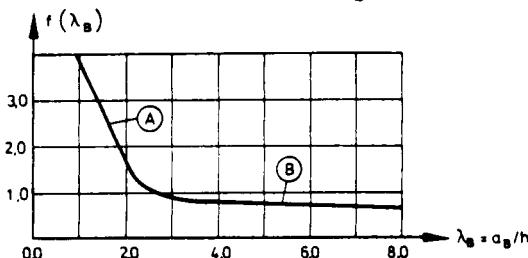


Bild 8.4: Funktion $f(\lambda_B)$ zu Gleichung (8.1)

men. Der Faktor 0,313 folgt aus der Umrechnung von MKS-Einheiten in SI-Einheiten, der Faktor 1,09 aus der Umrechnung von β_W in β_C .

Entsprechend der Bereichseinteilung in Bild 8.3 werden auch in Bild 8.4 Kurvenabschnitte A und B unterschieden. Ein Bereich C entfällt, denn er betrifft allein Balkenversagen infolge eines Biegezugbruches, und in /97/ wurden nur Versuche ausgewertet, die in Form eines Biege-Schubbruches versagten. Zu den Bereichen A und B ist festzustellen:

- Bereich A:

Wie schon Bild 8.3 so spiegelt auch Bild 8.4 die nach Abschn. 8.2(4) zu erwartenden starken Tragfähigkeitszunahmen bei abnehmenden Schlankheiten im Bereich A wider. Balken des Bereiches A ($\lambda_B < 2,0$ bis 3,0) sind Platten vergleichbar, die Schlankheiten von $\lambda_p < 1,0$ aufweisen, da nur in diesen Fällen die den Bereich A kennzeichnenden unnatürlich steilen Rißverläufe erzwungen werden. Solche Platten sind nicht Thema der vorliegenden, auf Flachdecken und Fundamente ausgerichteten Arbeit; entsprechende Untersuchungen sind jedoch aus der Literatur bekannt. So geben Forssell und Holmberg /28/ die in Versuchen festgestellten Bruchspannungen in Abhängigkeit der Plattschlankheit λ_p in einem Bild an, das qualitativ dem Bild 8.4 entspricht. Ab $\lambda_p < 1,00$ ist ein starker Tragfähigkeitsanstieg mit weiter abnehmender Schlankheit festzustellen.

- Bereich B:

Die im Bereich B ausgewerteten Schubversuche an Balken entsprechen uneingeschränkt den in dieser Arbeit ausgewerteten Durchstanzversuchen an Platten.

Die Gl. (8.1) beschreibt die Schubtragfähigkeit von Balken. Eine vergleichbare Gleichung für die Durchstanztragfähigkeit von Platten erhält man, wenn man den Ansatz für zulässige Schubspannungen durchstanzgefährdeter Platten

nach /68/ (s. Abschn. 7.2, Gl. (7.4), Vorschlag "G3") mit der aus diesem Ansatz resultierenden mittleren Sicherheit von $\lambda_m \approx 2,38$ (Tab. 7.1, Zeile 2) multipliziert.

$$\tau_{Pu} = 0,55 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{\beta_C} \quad (8.2)$$

Wie nach den gefundenen Übereinstimmungen hinsichtlich des Bruchvorganges beim Balkenschubbruch und beim Durchstanzen zu erwarten war, zeigen die Bruchschubspannungen der Gleichungen (8.1) und (8.2) bezüglich der Parameter μ , β_C und β_S die gleichen Abhängigkeiten für beide Bruchformen. Geringe Unterschiede bestehen allein hinsichtlich der statischen Nutzhöhe h und der Schlankheit λ . Wie Vergleichsrechnungen zeigten, sind auch bei Platten ähnliche Abhängigkeiten der Bruchschubspannung von h und λ zu verzeichnen, wie sie in Gl. (8.1) für Balken des Bereiches B angegeben sind. Mit zunehmender Plattenhöhe h oder mit zunehmender Schlankheit $\lambda_p = a_p/h$ fällt die Bruchschubspannung geringfügig ab. Im statistischen Mittel heben sich die beiden genannten Einflüsse weitgehend auf. Ein Anstieg von h hat eine Verminderung von λ_p annähernd in dem Maße zur Folge, daß sich - zumindest für den Bereich B - die Summe der Einflüsse weitgehend aufhebt. Im Interesse guter Vergleichsmöglichkeiten zwischen den beiden Gleichungen (8.1) und (8.2) wird deshalb nicht die Gleichung (8.2) durch entsprechende Zusatzfunktionen zu h und λ_p verbessert, sondern Gl. (8.1) an die einfache Form der Gl. (8.2) angepaßt. Für den Bereich B (mit $f(\lambda_B) \approx 0,75$) darf Gl. (8.1) in guter Näherung geschrieben werden als

$$\tau_{Bu} = 0,26 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{\beta_C} \quad (8.3)$$

Es wäre verfehlt, aus einem Vergleich der konstanten Faktoren 0,55 und 0,26 der Gleichungen (8.2) und (8.3) direkt auf die Tragfähigkeitsunterschiede zwischen Platten und Balken zu schließen. Nur solange man den maßgebenden Schnitt im Abstand $h/2$ vor den Rand der Lasteinleitungsbe-

reiche der Konstruktionen legt, ergeben sich für das Durchstanzen etwa die 2-fachen Bruchschubspannungen im Vergleich zum Balkenschubbruch. Da der Betrag der Schubspannungen bei Balken jedoch von der Schnittlage unabhängig ist, bei Flachdecken und Fundamenten hingegen nicht, ändert sich das Verhältnis der Bruchschubspannungen bei jeder Änderung der Lage des maßgebenden Schnittes.

Interessant ist es an dieser Stelle, die Tragfähigkeitsabnahme zu ermitteln, die aus der Umwandlung des Stützenbereiches einer Flachdecke in ein Balkenkreuz zu erwarten ist, wenn die Balken eine Breite gleich der Kantenlänge des quadratischen Stützenquerschnittes aufweisen. Es gilt dann

$$F_{Pu} = 0,55 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot \pi \cdot (1,13 \cdot c_q + h) \cdot h$$

und $F_{Bu} = 0,26 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot 4 \cdot c_q \cdot h$

Für das übliche Verhältnis von $h/c_q \approx 0,5$ folgt

$$F_{Bu} = F_{Pu} \cdot 0,37 \quad (8.4)$$

Die Flachdecke lässt also in diesem Fall die ca. 3-fache Tragfähigkeit gegenüber der Balkenkonstruktion erwarten. Versuche an Flachdecken mit Aussparungen an den Stützenekken bestätigen die Größenordnung dieses Wertes (s. Abschn. II.2.4)

9 Pilzdecken

9.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Unter Pilzdecken werden trägerlose Deckensysteme verstanden, deren Tragfähigkeit hinsichtlich der Durchstanzegefahr durch Plattenverstärkungen im Bereich der Stützenanschlüsse erhöht ist. Die Plattenverstärkungen werden im folgenden grundsätzlich als Voute bezeichnet, obgleich auch Fälle in die Untersuchungen eingeschlossen sind, in denen die Verstärkung nicht als echte Voute schräg ansteigend, sondern mit plattenparalleler Unterseite als Verstärkung konstanter Dicke ausgeführt ist.

Bild 9.1 zeigt den Stützenbereich einer Pilzdecke im Schnitt. Die Rißverläufe zweier möglicher Bruchformen ("vo" = Durchstanzen am Anschnitt zur Voute, "st" = Durchstanzen am Anschnitt zur Stütze) sind eingezeichnet. Ort und statische Nutzhöhe der Anschnitte sind entsprechend mit c_{vo} und h_{vo} bzw. mit c_{st} und h_{st} gekennzeichnet.

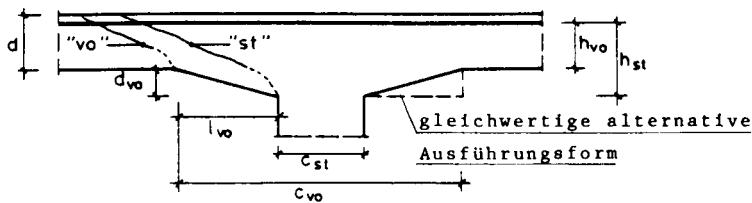


Bild 9.1: Schnitt durch den Stützenbereich einer Pilzdecke

Als Schlankheit der Voute wird definiert:

$$\lambda_{vo} = \frac{l_{vo}}{d_{vo}} = \frac{c_{vo} - c_{st}}{h_{st} - h_{vo}} \quad (9.1)$$

Über die geschichtliche Entwicklung der Pilzdeckenbauweise wurde bereits im Abschnitt 2.2 berichtet.

In der Literatur finden sich verschiedentlich Hinweise auf experimentelle Untersuchungen an vollständigen Pilzdeckensystemen, die im Versuch bis zum Bruch belastet wurden (z. B. /48/, /59/). Als Bruchursache wurden stets Biegebrüche (im allgemeinen im Feld) festgestellt, nie jedoch Versagen infolge Durchstanzen.

Die einzigen unmittelbar auf das Durchstanzen abgezielten experimentellen Untersuchungen an Pilzdecken wurden in Karlsruhe /88/ durchgeführt.

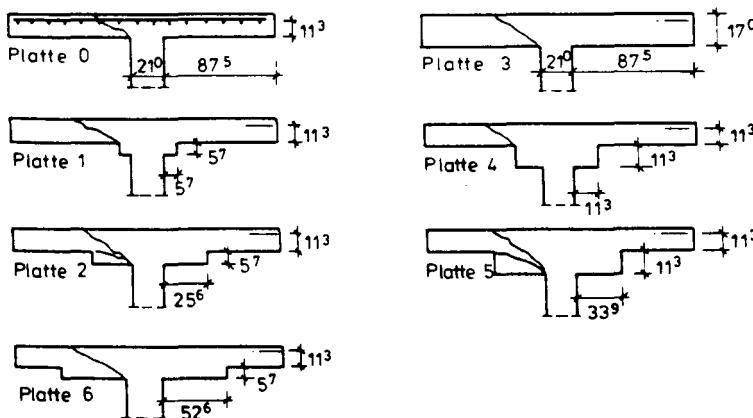


Bild 9.2: Versuchskörper der Versuche nach /88/. (Die skizzierten Bruchrisse deuten die festgestellte Bruchform an)

Es wurden 5 Pilzdeckenausschnitte mit unterschiedlich ausgebildeten Plattenverstärkungen untersucht. Zu Vergleichszwecken wurden auch zwei Flachdeckenausschnitte unterschiedlicher Dicke ohne Stützenkopfverstärkungen mitgeprüft. Alle die Durchstanztragfähigkeit beeinflussenden Parameter wurden in der Versuchsserie soweit als möglich konstant gehalten, nur die Voutenausbildung wurde, wie in Bild 9.2 dargestellt, variiert.

9.2 Berechnungsvorschlag

Unbestritten ist es sinnvoll, für die beiden im Bild 9.1 angedeuteten Bruchformen die rechnerischen Traglasten ($F_{u,vo}$ = Traglast bei Untersuchung des Anschnittes zur Voute, $F_{u,st}$ = Traglast bei Untersuchung des Anschnittes zur Stütze) getrennt zu ermitteln und die geringere der beiden Lasten als maßgebend anzusehen. Dabei kann es jedoch nicht genügen, allein zwei fiktive Flachdecken mit den Abmessungen $c = c_{vo}$ und $h = h_{vo}$ bzw. $c = c_{st}$ und $h = h_{st}$ zu untersuchen, sondern es muß zusätzlich berücksichtigt werden, daß die Erhöhung der Plattensteifigkeit im Bereich der Voute eine verstärkte Konzentration der Plattenstützmomente auf den durchstanzgefährdeten engsten Stützenbereich zur Folge hat, was - der Bruchtheorie der Abschnitte 6.2/6.3 nach - eine Verminde rung der Durchstanztragfähigkeit nach sich ziehen muß.

Zur Beschreibung der Tragfähigkeitsgrenzen werden Beiwerte α_p definiert:

(1) $\alpha_{p,vo}$ für die Untersuchung am Voutenanschnitt:

$$F_{u,vo} = F_{uo,vo} \cdot \alpha_{p,vo} \quad (9.2a)$$

mit $F_{u,vo}$ = Traglast für den Voutenanschnitt
und $F_{uo,vo}$ = Traglast einer Flachdecke mit
 $h = h_{vo}$ und $c = c_{vo}$

(2) $\alpha_{p,st}$ für die Untersuchung am Stützenanschnitt:

$$F_{u,st} = F_{uo,st} \cdot \alpha_{p,st} \quad (9.2b)$$

mit $F_{u,st}$ = Traglast für den Stützenanschnitt
und $F_{uo,st}$ = Traglast einer Flachdecke mit
 $h = h_{st}$ und $c = c_{st}$

Das Minimum der beiden Bruchlasten ist maßgebend:

$$F_u = \text{Minimum von } F_{u,vo} \text{ und } F_{u,st} \quad (9.3)$$

Aus den beobachteten Rißbildern und aus den Versuchsnachrechnungen lassen sich folgende α_p -Werte ableiten:

(1) Anschnitt zur Voute ($\alpha_{p,vo}$):

Brüche am Anschnitt zur Voute sind nur bei vergleichsweise gedrungenen Vouten ($\lambda_{vo} < 2,0$ bis $3,0$) zu erwarten, also nur in solchen Fällen, in denen sich das maßgebende Radialmoment an diesem Anschnitt kaum von dem der rechnerisch untersuchten Ersatzflachdecke unterscheidet. Eine Tragfähigkeitsabminderung der genannten Art ist deshalb nur in vernachlässigbar geringem Maße zu erwarten. Es darf deshalb gesetzt werden:

$$\alpha_{p,vo} = 1,00 \quad (9.4)$$

(2) Anschnitt zur Stütze ($\alpha_{p,st}$):

Je nach Voutenschlankheit λ_{vo} ist zu unterscheiden:

(2a) $\lambda_{vo} < 1,5$:

Bei sehr gedrungenen Vouten ($\lambda_{vo} < 1,5$) sind keine Brüche am Anschnitt zur Stütze zu erwarten. Bild 9.3 verdeutlicht dies am Beispiel einer Voute von $\lambda_{vo} = 1,5$. Für die bei Flachdecken beobachteten Rißneigungen von ca. 30 bis 35° gehen die Bruchrisse zu beiden möglichen Versagensformen vom selben Anfangsriß aus. Ein Bruch am Anschnitt zur Stütze kann in diesem Fall ausgeschlossen werden, denn wenn sich der zugehörige Bruchriß zu bilden beginnt, wird er stets zu einem Bruch am Anschnitt zur Voute führen. Bei Pilzdecken mit $\lambda_{vo} < 1,5$ ist deshalb stets $F_{u,vo}$ maßgebend, und es kann auf die Ermittlung von $F_{u,st}$ verzichtet werden.

$$\alpha_{p,st} (\lambda_{vo} < 1,5): \text{Nachweis entfällt} \quad (9.5)$$

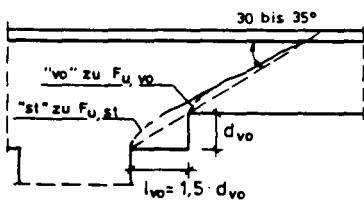


Bild 9.3: Rißbilder zu
 $F_{u,vo}$ und $F_{u,st}$
bei $\lambda_{vo} = 1,5$

(2b) $\lambda_{vo} > 1,5$:

Für Pilzdecken mit vergleichsweise schlanken Vouten ($\lambda_{vo} > 1,5$) erwies sich nach Versuchsnachrechnungen folgender Ansatz für $\alpha_{p,st}$ als geeignet:

$$\alpha_{p,st} (\lambda_{vo} > 1,5) = 1 - 0,5/\lambda_{vo} \quad (9.6a)$$

$$\leq h_{vo}/h_{st} \quad (9.6b)$$

Der Ansatz erfüllt die Bedingung, bei sehr schlanken Vouten ($\lambda_{vo} \rightarrow \infty$ oder $d_{vo} \rightarrow 0$) dem Wert 1,00 zuzustreben. Im Grenzfall gedrungener Vouten von $\lambda_{vo} = 1,5$ erreicht $\alpha_{p,st}$ einen Minimalwert von 0,667. Die Eingrenzung nach Gl.(9.6b) berücksichtigt Fälle vergleichsweise kleiner Voutenhöhe d_{vo} gering), in denen die Tragfähigkeit sicher nicht in stärkerem Maße vermindert wird, als sich die Nutzhöhe der Platte vom Stützenanschnitt (h_{st}) bis zum Voutenanschnitt (h_{vo}) hin vermindert.

Zusammenfassend ergibt sich als

Vorschlag "P":

$$\alpha_{p,vo} = 1,00 \quad \text{s. Gl.(9.4)}$$

$$\alpha_{p,st} (\lambda_{vo} < 1,5): \text{ Nachweis entfällt} \quad \text{s. Gl.(9.5)}$$

$$\alpha_{p,st} (\lambda_{vo} > 1,5) = 1 - 0,5/\lambda_{vo} \quad \text{s. Gl.(9.6a)}$$

$$\leq h_{vo}/h_{st} \quad \text{s. Gl.(9.6b)}$$

In Tabelle 9.1 sind die Verhältniswerte $\gamma = F_t/F_u$ (im Versuch gemessene Bruchlast / rechnerische Bruchlast) für die Nachweise am Anschnitt zur Voute (γ_{vo}) und am Anschnitt zur Stütze (γ_{st}) angegeben. Für γ_{st} wurden die Werte ohne und mit Berücksichtigung der Tragfähigkeitsabnahme entsprechend Vorschlag "P" ermittelt. Die Rechenergebnisse bestätigen die Brauchbarkeit der vorgeschlagenen Berechnungsmethode.

1	2	3	4	5	6	7
Versuch (Bez. nach /88/)	$\frac{h_{vo}}{h_{st}}$	$\lambda_{vo} = \frac{l_{vo}}{d_{vo}}$	Vouten- Anschn.	Stützen - Anschnitt		Maximum aus Spalte 4 bis 6
			$\alpha_{p,vo} = 1,0$	$\alpha_{p,st} = 1,0$	$\alpha_{p,st,nach}$ Gl.(9,6)	
			γ_{vo}	γ_{st}		
Platte 0	1,00	-	-	0,937	0,937	0,937
Platte 1	0,67	1,0	1,005	0,740	-	1,005
Platte 2	0,67	4,5	0,703	0,852	0,959	0,959
Platte 3	1,00	-	-	1,123	1,123	1,123
Platte 4	0,50	1,0	0,937	0,591	-	0,937
Platte 5	0,50	3,0	0,816	0,834	1,001	1,001
Platte 6	0,67	9,3	-)*	1,049	1,109	1,109
				$\gamma_m = 1,010$		
				$\gamma_v = 0,071$		

)* Abmessungen lassen eine Berechnung nach Gl.(6.20) nicht zu

Tabelle 9.1: γ -Werte der Versuche aus /88/ (s. Bild 9.2).

$$\gamma = F_t / F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_u = $F_{uo} \cdot \alpha_p$ = rechnerische Bruchlast

$\alpha_p = \alpha_{p,vo}$ bzw. $\alpha_{p,st}$ (s. im Tab.kopf)

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Decke ohne Voute), ermittelt nach "G2", s. Abschnitt 6.4, Gl.(6.20))

9.3 DIN 1045

Die DIN 1045 geht in ähnlicher Weise vor wie der Verfasser im vorangegangenen Abschnitt. Sie berücksichtigt jedoch die - nach obiger Deutung aus der Konzentration der Plattenbiegemomente im Stützenbereich herrührenden - geringeren Tragfähigkeiten gegenüber den ersatzweise nachzuweisenden Vergleichsflachdecken nicht durch explizit angegebene α_p -Werte, sondern durch Verringerungen der zur Schubspannungsaufnahme rechnerisch ansetzbaren Schnittflächen des Rundschnittes um den Stützenanschluß.

Da sich die Din-Vorschriften nur unwesentlich von den hier vorgeschlagenen Regelungen unterscheiden, wird auf die Angabe von Änderungsvorschlägen verzichtet.

10 Ausmittige Stützenbeanspruchung

10.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Der Grundfall des Durchstanzens setzt voraus, daß die Stützenlasten im Stützenquerschnitt stets mittig, d.h. in der Stützenachse angreifen. Nachfolgend wird untersucht, in welcher Weise die Durchstanztragfähigkeit beeinflußt wird, wenn außer der Stützennormalkraft auch ein Biegemoment von der Stütze in die Platte eingeleitet wird, wenn also die Stützenlast ausmittig angreift.

Die Ursachen für solche Ausmittigkeiten sind vielfältig. Kleine Ausmittigkeiten resultieren beispielsweise bei Flach- und Pilzdecken aus unterschiedlichen Stützweiten oder Belastungen der Deckenfelder. Größere Ausmittigkeiten können aus dem statischen System eines Gebäudes herrühren, beispielsweise, wenn die Innenstütze einer Flachdecke am Fußpunkt in den Rand oder in die Ecke einer Fundamentplatte geführt ist. Mit sehr großen Ausmittigkeiten muß gerechnet werden, wenn die aus Decken und Stützen sich bildenden Stockwerkrahmen eines Gebäudes zur Aufnahme von Horizontalkräften herangezogen werden.

Entsprechend Bild 10.1 wird als Ausmittigkeit definiert:

$$e = M/F \quad (10.1)$$

mit M = Stützenkopfmoment

F = Stützennormalkraft

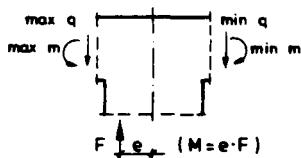


Bild 10.1: Stützenanschluß bei ausmittiger Beanspruchung

In Tabelle A1.2 (s. Anhang A1) sind die Ausmittigkeiten e solcher Versuche zusammengestellt, die sich allein durch diese Ausmittigkeit von den Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens unterscheiden. Sofern rechteckige Stützenraster oder rechteckige Fundamentplatten vorliegen, sind die Achsbezeichnungen so festgelegt, daß die Ausmittigkeit e in x-Richtung weist:

$$e = e_x \quad (10.2)$$

Es darf an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben, daß die Angaben der Ausmittigkeiten e in Tabelle A1.2 mit einigen Unsicherheiten behaftet sind, da die Werte im allgemeinen erst aus unterschiedlichen, in den Versuchsberichten enthaltenen Angaben abgeleitet werden mußten. Diese Angaben betrafen das statische System des jeweiligen Versuchsaufbaues, die eingeleiteten Stützennormalkräfte, -querkräfte und -biegemomente, sowie deren verformungsbedingte Zusatzbeträge. Nicht immer konnten alle erforderlichen Werte ganz eindeutig aus den Berichten entnommen werden.

10.2 Vorliegende Berechnungsvorschläge

10.2.1 Mögliche Grundideen

Die in der Literatur angebotenen Berechnungsvorschläge lassen sich weitgehend vier Grundideen zuordnen, die sich durch die zur Tragfähigkeitstdarstellung verwendeten Hilfsgrößen unterscheiden. Diese Hilfsgrößen sind:

- Beziehung $F/\max \tau \rightarrow$ s. Abschn. 10.2.2
- Beziehung $F/\max m \rightarrow$ " 10.2.3
- Verhältniswerte F_u/F_{uo} und $M_u/M_{uo} \rightarrow$ " 10.2.4
- Ersatztragwerke \rightarrow " 10.2.5

Die Tragfähigkeitsabnahme infolge des zusätzlich zur Stützennormalkraft F eingeleiteten Momentes M wird durch einen Faktor α_E beschrieben:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_E \quad (10.3)$$

Hierbei ist F_u die rechnerische Bruchlast unter Berücksichtigung der Stützenlastausmitte und F_{uo} die entsprechende Bruchlast einer vergleichbaren Konstruktion mit mittigem Angriff der Stützenlast.

10.2.2 Hilfsgröße $F/\max \tau$:

Für Berechnungsmethoden zum Grundfall des Durchstanzens, die zur Beschreibung der Traglast eine rechnerische Bruchschubspannung τ_u verwenden, bietet sich zur Erweiterung der Methode auf Fälle ausmittiger Stützenbeanspruchung eine Annahme an, die erstmals 1961 in der bereits mehrfach zitierten Arbeit von Moe /87/ getroffen wurde (Bild 10.2).

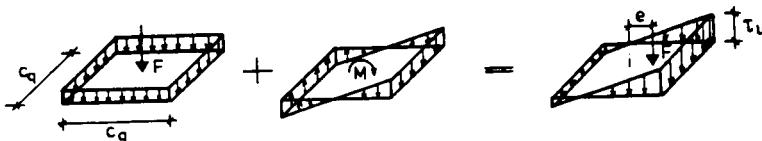


Bild 10.2: Schubspannungsverteilungen nach Moe /87/

Es wird davon ausgegangen, daß der Durchstanzbruch dann eintritt, wenn die maximale rechnerische Schubspannung $\max \tau$ im maßgebenden Schnitt um den Stützenanschluß den Wert erreicht, unter dem im zentrischen Belastungsfall der Bruch zu erwarten wäre. Die verschiedenen in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsmethoden, die auf diesem Gedanken aufbauen, unterscheiden sich allein durch die Annahmen hinsichtlich der Schnittführung, der Schubspannungsverteilung

und des zur Erzeugung von Schubspannungen wirksamen Anteils des Stützenkopfmomentes:

- Die Schnittführung betrifft die Form des maßgebenden Schnittes im Aufriß und den Abstand des Schnittes vom Stützenrand. Moe /87/ beispielsweise führt einen quadratischen Schnitt direkt entlang der Kanten des quadratisch angenommenen Stützenquerschnittes, Dragosavić und v.d. Beukel /26/ schlagen einen kreisförmigen Schnitt im Abstand $h/2$ um den Stützenanschluß vor, und Regan /99/ legt den Schnitt entsprechend der britischen Stahlbetonvorschrift im Abstand $1,5 \cdot d$ um die Stütze.
- Mit der Schubspannungsverteilung ist zum einen die Verteilung der vertikal wirkenden Schubspannungen entlang des Schnittes angesprochen und zum anderen auch die Frage, ob und ggf. mit welcher Wertigkeit horizontal gerichtete Schubspannungen (Drillmomente) mit berücksichtigt werden. Im allgemeinen werden lineare Schubspannungsverteilungen angenommen. Ausnahmen hierzu bilden die Arbeiten von Mast /86/ und von Kanoh und Yoshizaki /62/. Mast ermittelt die Plattenquerkräfte und Drillmomente nach der Elastizitätstheorie dünner Platten, und Kanoh/Yoshizaki gewinnen diese Schnittgrößen auf experimentellem Wege. Hinsichtlich des Anteiles der horizontal gerichteten Schubspannungen wird häufig (u.a. Moe /87/) vorgeschlagen, diese wegen ihrer Geringfügigkeit zu vernachlässigen.
- Der wirksame Momentenanteil $M_T = n \cdot M$ bezeichnet den Anteil des von der Stütze in die Platte zu überführenden Gesamtmomentes M , der im maßgebenden Schnitt rechnerisch durch Schubspannungen τ aufgenommen wird. Der restliche Anteil M_σ wird im maßgebenden Schnitt über Normalspannungen (Biegebeanspruchungen) abgetragen. Die vorgeschlagenen Werte für $n = M_T/M$ reichen von $n = 0,20$ in /7/ über $n = 0,333$ in /87/ und $n = 0,5$ in /26/ bis $n = 1,0$ in /99/. Di Stasio und van Buren /113/ geben statt eines Festwertes n das genannte Restmoment M_σ vor. Sie setzen es gleich

den über die Breite des rechteckig geführten maßgebenden Schnittes auf integrierten Plattenbiegebruchmomenten m_u bzw. m'_u und erhalten so $M_\sigma = \dots (m_u + m'_u)$.

Unabhängig von den im Einzelfall getroffenen Annahmen lässt sich der Beiwert α_E (siehe Gl.10.3) wie folgt darstellen:

Allgemein gilt:

$$\begin{aligned} \max \tau &= F \cdot k_F + n \cdot M \cdot k_M \\ &= F \cdot (k_F + n \cdot e \cdot k_M) \end{aligned} \quad (10.4)$$

Im Falle linearer Schubspannungsverteilungen und des Ansatzes nur vertikal gerichteter Schubspannungen ist beispielsweise $k_F = 1/A_\tau$ und $k_M = 1/W_\tau$, wobei A_τ und W_τ die Fläche bzw. das Widerstandsmoment des maßgebenden Schnittes bezeichnen.

Aus dem eingangs in diesem Abschnitt genannten Bruchkriterium einer von der Ausmittigkeit unabhängigen Bruchschubspannung τ_u folgt

$$\begin{aligned} \text{für } e \neq 0: \quad \tau_u &= F_u \cdot k_F + n \cdot M_u \cdot k_M \\ &= F_u \cdot (k_F + n \cdot e \cdot k_M) \end{aligned} \quad (10.5)$$

$$\text{für } e = 0: \quad \tau_u = F_{uo} \cdot k_F \quad (10.6)$$

Aus diesen zwei Gleichungen erhält man nach kurzer Umwandlung für $\alpha_E = F_u/F_{uo}$:

$$\alpha_E = 1 \left(1 + n \cdot e \cdot k_M / k_F \right) \quad (10.7)$$

Für die genannten Annahmen von Moe /87/ erhält man beispielweise:

$$1/k_F = F/\tau = A_\tau = 4 \cdot c_q \cdot h \quad (10.8)$$

$$\begin{aligned} 1/k_M &= M/\tau = W_\tau = J / (c_q/2) \\ &= (2 \cdot c_q^3 \cdot h / 12 + 2 \cdot c_q \cdot h \cdot (c_q/2)^2) / (c_q/2) \\ &= c_q^2 \cdot h \cdot 4/3 \end{aligned} \quad (10.9)$$

und somit:

$$\alpha_E = 1 / (1 + 3 \cdot \eta \cdot e / c_q)$$

Mit $\eta = 0,333$ folgt:

$$\alpha_E = 1 / (1 + e / c_q) \quad (10.10)$$

Moe gibt diesen Wert in /87/ als dortige Gleichung 7.7 an.

Für einen Rundschnitt, der entsprechend DIN 1045 im Abstand $h/2$ um eine runde Stütze geführt wird (Durchmesser $c_r = c_k + h$), erhält man für die auch von Moe zugrunde gelegten Annahmen linearer Schubspannungsverteilungen und vernachlässigbar kleiner horizontaler Schubspannungen:

$$1/k_F = F/\tau = A_\tau = \pi \cdot c_r \cdot h \quad (10.11)$$

$$1/k_M = M/\tau = W_\tau = J/(c/2) = \pi \cdot c_r^3 \cdot h / 4 \quad (10.12)$$

und damit:

$$\alpha_E = 1 / (1 + 4 \cdot \eta \cdot e / c_r)$$

Mit $\eta = 0,40$ erhält man:

$$\alpha_E = 1 / (1 + 1,6 \cdot e / c_r) \quad (10.13)$$

Dieser Wert wird vom Verfasser in /67/ zur Verbesserung des derzeitigen, mit zulässigen Schubspannungen arbeitenden Nachweisverfahrens der DIN 1045 angegeben.

10.2.3 Hilfsgröße F/max m:

Im vorangegangenen Abschnitt wurde im Prinzip die Plattenquerkraft $q = \tau \cdot h$ als maßgebende Größe aufgefaßt. Die Bruchlast F_u ergab sich aus der Vorgabe einer Bruchquerkraft $q_u = \tau_u \cdot h$ und aus der Festlegung auf eine Arbeitsweise zur Schnittgrößenermittlung ($F/\max \tau$ - bzw. $F/\max q$ - Beziehung). Im folgenden Abschnitt wird vom Plattenbiegemoment m als der maßgebenden Größe ausgegangen, ansonsten aber in der gleichen Weise vorgegangen.

Es wird unterstellt, daß die für den Grundfall erarbeiteten Beziehungen zwischen der tatsächlichen Stützenlast beim Bruch F_u und einer biegetheoretischen Stützenlast (beispielsweise F_{yM} oder F_{uM}) auch im ausmittigen Lastfall unverändert gelten: $F_u(e=0)/F_{yM}(e=0) = F_u(e \neq 0)/F_{yM}(e \neq 0)$

Die Einführung eines Freiwertes n , wie er im vorangegangenen Abschnitt für die Schubspannungsermittlung notwendig war, ist nicht erforderlich. Während im vorangegangenen Abschnitt nur die Verteilung der Schubspannungen durch den gewählten Ansatz vorgegeben war und der maßgebende Betrag aus Versuchsnachrechnungen über die Ermittlung des Freiwertes n bestimmt werden mußte, ergeben sich im vorliegenden Fall Verteilung und Größe der Biegemomente aus dem gewählten Ansatz, nämlich aus der Schnittgrößenermittlung nach der E-Theorie.

Methoden zur Bruchlastberechnung im Durchstanz-Grundfall werden auf die beschriebene Art erweitert von Long /74/ (Grundfall-Methode nach /76/, s. Abschn. 5.2), von v. d. Beukel /13/ (Grundfall-Methode im Arbeitspapier /13/ angedeutet) und vom Verfasser (s. Abschn. 10.3, Grundfall-Methode nach Abschn. 6).

Um die Möglichkeit zu direkten Vergleichen zwischen den Ergebnissen dieses und des vorangegangenen Abschnittes zu geben, wird nachfolgend in analoger Weise wie im Abschnitt 10.2.2 vorgegangen.

Aus den Gleichungen (10.5) bis (10.7) wird

$$\text{für } e \neq 0 : m_y = F_{yM} \cdot (\bar{k}_F + e \cdot \bar{k}_M) \quad (10.14)$$

$$\text{für } e = 0 : m_y = F_{yMo} \cdot \bar{k}_F \quad (10.15)$$

$$\text{und } \alpha_E = 1 / (1 + e \cdot \bar{k}_M / \bar{k}_F) \quad (10.16)$$

Die Tragfähigkeitsverminderung α_E nach Gl.(10.16) ist davon unabhängig, ob man zu ihrer Ableitung in Gl.(10.14) und (10.15) als kennzeichnenden Biegebeanspruchungszustand, wie oben beispielhaft geschehen, den Zustand ersten Fließens (Moment = m_y) oder den Zustand der ersten örtlichen Tragfähigkeitserschöpfung (Moment = m_u) verwendet.

Als Beispiel seien die mit Gl.(10.16) allgemein angegebenen α_E -Werte explizit berechnet, die man mit den im Anhang A3 für Flachdecken aus der Elastizitätstheorie dünner Platten gewonnenen F/m -Beziehungen erhält. Diese α_E -Werte beschreiben die Tragfähigkeitsabnahmen, die sich aus der Anwendung des Berechnungsverfahrens "Gl" auf Fälle ausmittig angreifender Stützenlasten ergeben. Hierauf wird in Abschn. 10.3 noch Bezug genommen werden.

Die zu den F/τ -Beziehungen der Gl.(10.8) und (10.11) analoge F/m -Beziehung erhält man am einfachsten aus Gl.(A3.3) des Anhanges A3.

$$\begin{aligned} 1/\bar{k}_F &= F/m = 2,65 \cdot (1 + 6 \cdot c_q / 0,46 \cdot l_D) \\ &= 2,65 + 35 \cdot c_q / l_D \end{aligned} \quad (10.17)$$

Die zu den M/τ -Beziehungen der Gl.(10.9) und (10.12) analoge M/m -Beziehung folgt aus Gl.(A3.2), indem dort $F=0$ gesetzt wird:

$$1/\bar{k}_M = M/m = c_q/0,21 \quad (10.18)$$

Damit erhält man für Flachdecken :

$$\alpha_E = 1 / (1 + (0,56 + 7,3 \cdot c_q / \ell_D) \cdot e / c_q) \quad (10.19)$$

In analoger Weise erhält man für Fundamente :

$$\alpha_E = 1 / (1 + (0,40 + 7,0 \cdot c_q / \ell_F) \cdot e / c_q) \quad (10.20)$$

Gl.(10.19) geht für $c_q / \ell_D = 0,060$ in die von Moe /87/ für Flachdecken vorgeschlagene Gl.(10.10) über. Dieser Wert, bzw. der entsprechende Wert für Flachdeckenausschnitte (bei kreisförmigen Ausschnitten beispielsweise $c_q / \ell_{Ak} = 0,060 / 0,46 = 0,130$) liegt im Mittelbereich der c_q / ℓ_D bzw. c_q / ℓ_A -Werte der auswertbaren Versuche. Die Gegenüberstellung der zum Vergleich geeigneten Ansätze (10.19) und (10.10) macht erklärlich, daß Versuchsnachrechnungen sowohl für α_E -Ansätze, die über das Kriterium einer Bruchschubspannung τ_u (Abschn. 10.2.2) gewonnen wurden, als auch für solche α_E -Ansätze, die sich aus biegetheoretischen Ansätzen (Abschn. 10.2.3) ergeben, zu guten Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuchen führen können.

10.2.4 Verhältniswerte F_u / F_{uo} und M_u / M_{uo} :

Die in den zwei vorangegangenen Abschnitten durch Beiwerte α_E beschriebenen Sachverhalte lassen sich auch in einer anderen aufschlußreichen Form darstellen, wenn man als zusätzliche Größe das Moment M_{uo} einführt. M_{uo} ist das Moment, das rechnerisch in dem Fall von der Stütze in die Platte eingeleitet werden kann, in dem keine Stützennormalkraft ($F = 0$), sondern nur allein ein Biegemoment von der Stütze in die Platte zu übertragen ist ($M \neq 0$).

Ergänzend zu den Gleichungen (10.5) (Fall $F \neq 0, M \neq 0$) und (10.6) (Fall $F \neq 0, M = 0$) des Abschn. 10.2.2 gilt für $F = 0$ und $M \neq 0$:

$$\tau_u = n \cdot M_{uo} \cdot k_M \quad (10.21)$$

Dividiert man Gl.(10.5) durch τ_u und setzt im ersten Bruch τ_u nach Gl. (10.6) ein und im zweiten Bruch τ_u nach Gl.(10.21), so erhält man:

$$1 = \frac{F_u}{F_{uo}} + \frac{M_u}{M_{uo}} \quad (10.22)$$

Die Gleichung (10.22) lässt sich ebenso gut in analoger Weise über die Gleichungen (10.14) und (10.15) des Abschnittes 10.2.3 ableiten, wenn man beachtet, daß die Verhältniswerte F_u/F_{yM} , F_{uo}/F_{yMo} und M_{uo}/M_{yMo} alle drei gleich groß und von der Lastausmittigkeit e unabhängig sind.

Die grafische Darstellung in Bild 10.3 zeigt den linearen Zusammenhang zwischen den Verhältniswerten der Gleichung (10.22).

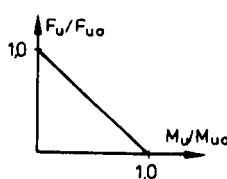


Bild 10.3: Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} nach Gl.(10.22).

(Es sind hierbei F_u und M_u die rechnerischen Schnittgrößen im Stützenkopf beim Durchstanzen und F_{uo} und M_{uo} die Werte für die Fälle mit $M = 0$ bzw. $F = 0$.)

Die Darstellungsweise der Gl. (10.22) bzw. des Bildes 10.3 findet in der Literatur nur selten zur Darstellung der in den Abschn. 10.2.2 und 10.2.3 beschriebenen Ansätze Verwendung. Als besonders geeignet hingegen erweist sich diese Darstellungsweise zur Veranschaulichung von verwandten Berechnungsmethoden, die nicht mehr streng auf den mechanischen Modellen der genannten Abschnitte aufbauen. Als Beispiel seien die Verfahren aus /55/, /62/ und /111/ genannt:

- Kanoh und Yoshizaki /62/ gewannen, wie bereits erwähnt, die Anteile des Gesamtmomentes am Stützenkopf M, die über Querkräfte, Drillmomente und Biegemomente an den einzelnen Teilflächen des von ihnen als maßgebend angesehenen Schnittes übertragen werden, auf experimentellem Wege. Zwar lässt sich auch ihre Theorie im Sinne der Grundidee des Abschn.10.2.2 (Tragfähigkeitsbestimmung über τ_u) deutet, nicht allerdings mit einer mechanisch interpretierbaren Verteilung der Schubspannungen. Da die Autoren überdies in erster Linie das Stützenkopfmoment M_{uo} des reinen Biegemomentenlastfalles ($F = 0$) aus den Experimenten gewannen, bevorzugten sie in ihrer Arbeit die Darstellungsweise nach Gl.(10.22) bzw. Bild 10.3.
- Herzog /55/ verzichtete bei der Entwicklung seines Ansatzes gänzlich auf eine mechanische Interpretierbarkeit. Dafür gab er die Grenzwerte F_{uo} und M_{uo} vor ($F_{uo} = F_u$ nach /54/ wie in Zeile 8 in Tab. 5.1 angegeben; $M_{uo} = m_u \cdot b$ mit m_u als Plattenbiegebruchmoment und b als mitwirkende Breite $b = c_q + 10 \cdot h$). Sodann trug er die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen in ein Diagramm mit den Abszissen F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} ein und leitete aus dem so erhaltenen Bild, in dem die Versuchsergebnisse bezüglich der in Bild 10.3 eingetragenen Geraden auf der sicheren Seite lagen, die Gl.(10.22) als Empfehlung für Bemessungsaufgaben ab.
- Stamencovic /111,112/ führte experimentelle Untersuchungen mit der gleichen Zielsetzung wie Kanoh und Yoshizaki /62/ (s. oben) durch. Für die Plattenbereiche um Innenstützen von Flachdecken kam er im Ergebnis ebenfalls auf die Gl.(10.22). Für Randstützenbereiche bot sich eine Variante der Gleichung (10.22) an, in der die beiden Brüche der Gleichung jeweils quadriert sind.

10.2.5 Ersatztragwerke:

Verschiedentlich wurde der Versuch unternommen, das Durchstanzen – insbesondere bei ausmittiger Stützenbeanspruchung – über ein Ersatzbalkensystem zu erfassen. Hawkins, der selbst ein solches Modell entwickelte (s. /50/ und /51/), schrieb 1974 in /49/ ausführlich über alle bis dahin vorliegenden Berechnungsvorschläge dieser Art. Da diese stark auf das Durchstanzen von Plattenbereichen um Rand- und Eckstützen ausgerichtet sind, wird auf diese Verfahren hier nicht weiter eingegangen.

10.3 Eigener Berechnungsvorschlag

Das Berechnungsverfahren "G1" für den Grundfall des Durchstanzens lässt sich, wie bereits im Abschn. 10.2.3 erläutert, unverändert auch auf den Fall ausmittiger Stützenbeanspruchungen anwenden, wenn nur die in G1.(6.10) einzusetzende Fließlast F_{yM} unter Berücksichtigung der Exzentrizität $e = M/F$ ermittelt wird. Die zur Ermittlung vom F_{yM} zu verwendende m/F -Beziehung der G1.(A3.2) sieht hierzu den Fall ausmittiger Stützenbelastung bereits vor.

Die in dieser Vorgehensweise implizierte rechnerische Tragfähigkeitsabnahme infolge einer Lastausmittigkeit lässt sich zur Veranschaulichung und zur Anwendung auf jede beliebige Berechnungsmethode des Grundfalles auch durch die α_E -Werte nach G1.(10.19) bzw. G1. (10.20) darstellen. Ersetzt man in den Gleichungen die Kantenlänge c_q des quadratischen angenommenen Stützenquerschnittes durch den Durchmesser $c_k = \sqrt{4/\pi} \cdot c_q$ des für den Ansatz "G2" vorausgesetzten kreisförmigen Ersatzquerschnittes, so erhält man:

$$\text{Flachdecken: } \alpha_e = 1 / (1 + 0,63 \cdot e/c_k + 7,3 \cdot e/l_D) \quad (10.23)$$

$$\text{Fundamente: } \alpha_e = 1 / (1 + 0,45 \cdot e/c_k + 7,0 \cdot e/l_F) \quad (10.24)$$

Für übliche Abmessungsverhältnisse (Flachdecken: $c_k/l_D = 0,05$, Fundamente $c_k/l_F = 0,08$) gehen beide Gleichungen über in

$$\alpha_E = 1 / (1 + e/c_k) \quad . \quad (10.25)$$

Die besondere Bedeutung dieses Ansatzes liegt darin, daß er hier zwar über biegetheoretische Verfahren gewonnen wurde, daß er jedoch auch aus dem Kriterium maßgebender Schubspannungen ableitbar ist. Im Prinzip gleicht der Ansatz nämlich dem Moeschen Ansatz (s. Gl.(10.10)), der aus der Theorie linearer Schubspannungsverteilungen gewonnen wurde.

In Tabelle 10.1 sind die statistischen Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen nach den möglichen Berechnungsmethoden zusammengestellt.

α_E nach Gl.	F_{uo} nach	n_o	n	γ_m	v	γ_5	γ_{95}
-	("Gl")	79	71	1,18	0,164	0,85	1,61
(10.23 u. 24)	"G2"	79	71	1,27	0,163	0,94	1,69
(10.25)		79	71	1,11	0,157	0,80	1,42

Tabelle 10.1: Statistische Auswertung der γ -Werte der Versuche mit ausmittig angreifenden Stützenlasten für unterschiedliche α_E -Ansätze

$$\gamma = F_t/F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_E = \text{rechnerische Bruchlast}$$

α_E = Beiwert für ausmittige Stützenbelastung

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall

$n_o, n, \gamma_m, v, \gamma_5, \gamma_{95}$ siehe Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

Die vergleichsweise hohen Mittelwerte γ_m und Variationskoeffizienten v spiegeln die erwähnten, nicht erklärbaren geringen Tragfähigkeitsabnahmen einiger Versuche mit ge-

ringen Ausmittigkeiten wider.

Den kaum unterschiedlichen Variationskoeffizienten $v \approx 0,16$ nach, sind die drei Vorschläge als annähernd gleichwertig anzusehen. Der einfacheren Anwendbarkeit wegen ist dem Ansatz der Gl. (10.25) der Vorzug zu geben:

Vorschlag "E": $\alpha_E = 1 / (1 + e/c_k)$ (10.26)

Bild 10.4 zeigt die gute Übereinstimmung dieses Ansatzes mit Versuchsergebnissen.

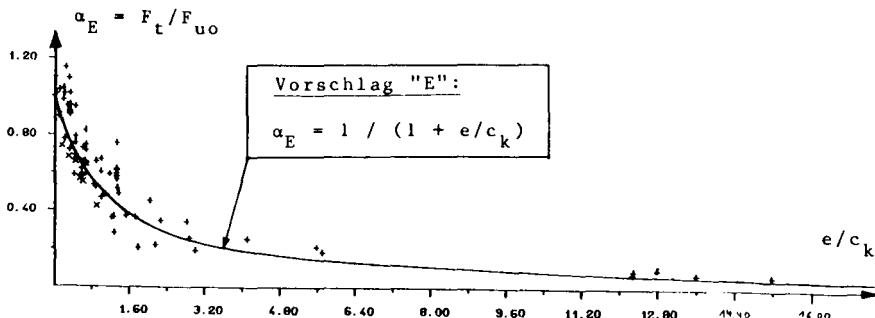


Bild 10.4:

Tragfähigkeitsabnahme $\alpha_E = F_t/F_{uo}$ der Versuche aus Tabelle A1.2 (Platten mit ausmittig angreifender Stützenlast).

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Ausmitte, d. h. $e = 0$), ermittelt nach dem Berechnungsansatz "G2" (s. Abschn. 6.4, Gl. (6.20))

Die Versuche sind dargestellt als:

+ = Flachdecken bzw. Flachdeckenausschnitte (71 Versuche)

x = Fundamente (8 Versuche)

10.4 DIN 1045

Fast alle namhaften ausländischen Stahlbetonvorschriften enthalten seit langem (die US-Stahlbetonbestimmungen beispielsweise bereits seit 1963) detaillierte Angaben über die rechnerisch anzusetzende Tragfähigkeitsabnahme bei ausmittiger Stützenbeanspruchung; die Verfahren basieren im allgemeinen auf der in Abschn. 10.2.2 geschilderten Grundidee.

Die DIN 1045 von 1978 dagegen schreibt im Abschn. 22.5.1.1 lediglich ganz allgemein vor, daß Stützenlastausmittigkeiten zu berücksichtigen sind. Wie dies zu geschehen hat, wird nicht gesagt. Auch in der deutschen Fachliteratur findet man hierzu keine Vorschläge.

Nähere Angaben enthält die DIN 1045 lediglich für Decken, die die Voraussetzungen zur Anwendung des im Heft 240 des DAFStb /2/ angegebenen Näherungsverfahrens zur Biegemomentenermittlung erfüllen. In diesen Fällen darf beim Durchstanznachweis für Innenstützen auf eine Berücksichtigung von Stützenlastausmittigkeiten verzichtet werden.

Für Fundamente unter ausmittigen Stützenlasten verlangt der Abschn. 2.5.2.2 des Heftes 240, die Regelung der DIN 1045 für Randstützen unter Decken, die die oben genannten Voraussetzungen erfüllen, zu "beachten". Die zitierte Regelung besagt, daß die Tragfähigkeitsabnahme unabhängig vom Betrag der im Einzelfall vorliegenden Ausmittigkeit mit $\alpha_E = 1/1,4 = 0,71$ angenommen werden darf.

Es ist offensichtlich, daß die derzeit bestehenden Regelungen recht unbefriedigend sind. Es wird deshalb empfohlen, den Festwert $\alpha_E = 0,71$ durch den von der Ausmittigkeit e abhängigen α_E -Wert des Ansatzes "E" zu ersetzen:

$$\alpha_E = 1 / (1 + e/c_k)$$

(s.Gl.(10.26))

11 Aussparungen in Stütznähe

11.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Bild 11.1 zeigt den Stützenbereich einer Deckenplatte mit Aussparungen, wie sie üblicherweise vorgesehen werden, wenn vertikal an den Stützen verlegte Versorgungsleitungen durch Deckenplatten hindurch geführt werden müssen. Die DIN 1045 bezeichnet solche Aussparungen als Deckendurchbrüche, die CEB-Mustervorschrift als Plattenöffnungen.

Die im Bild vermerkten Typenbezeichnungen "M", "E" und "S" kennzeichnen unterschiedliche Arten von Aussparungen:

"M" = quadratische Aussparungen an den Kantenmitten des Stützenquerschnittes

"E" = quadratische Aussparungen an den Ecken des Stützenquerschnittes

"S" = sonstige Aussparung

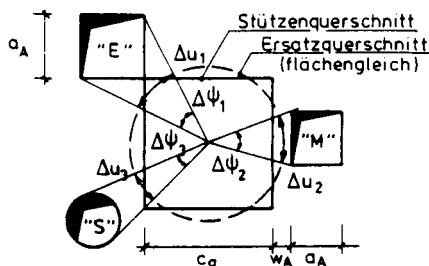


Bild 11.1:
Aussparungen
in Stütznähe

Folgende ergänzenden Bezeichnungen zur Beschreibung der Aussparungen werden eingeführt:

$u_0 = \pi \cdot c_k$ = Gesamtumfang des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes

$u_A = \sum \Delta u$ = Summe der auf Aussparungen entfallenden Teile des Umfanges

$u_w = u_0 - u_A$ = verbleibender wirksamer Umfang

$\psi_o = 360^\circ$ = Gesamtwinkel

$\psi_A = \sum \Delta\psi$ = Summe der auf Aussparungen entfallenden Teile
des Gesamtwinkels

$\psi_w = \psi_o - \psi_A$ = verbleibender wirksamer Winkel

Des weiteren werden folgende ideelle Winkel definiert:

ψ_{Ai} = rechnerisch anzusetzender, ideeller Winkel der Aussparungen nach Gl.(11.3)

ψ_{wi} = rechnerisch ansetzbarer, ideeller wirksamer Winkel nach Gl. (11.4)

In den Tabellen A1.3 und A1.4 (s.Anhang A1) sind für die Aussparungstypen "M" und "E" die Zusatzdaten a_A , w_A , ψ_W und ψ_{Wi} all der Versuche zusammengestellt, die, würde man von den in Stütznähe angeordneten Aussparungen absehen, dem Grundfall des Durchstanzens zuzuordnen wären. Entsprechende Versuche zum Typ "S", d.h. zu Aussparungen, die keinem der beiden vorgenannten Typen zugeordnet werden können, sind aus der Literatur nicht bekannt. Neben den Versuchen mit Aussparungen sind in den Tabellen auch die den jeweiligen Versuchsberichten entnehmbaren Vergleichsversuche ohne Aussparungen mit aufgeführt.

Hinsichtlich der Bewehrungsführung wird vorausgesetzt, daß die bei gleichmäßiger Bewehrungsverteilung ($\mu = \mu_m$) auf die Aussparungen entfallenden Bewehrungsstäbe neben die Aussparungen verlagert werden. Bei Aussparungen an den Querschnittsecken (Typ "E") wird dabei mindestens 70% der Bewehrung direkt durch den Stützenanschluß geführt und maximal 30% auf der dem Stützenanschluß abgewandten Seite der Aussparungen verlegt. Alle Versuche nach Tab. A1.3 und A1.4 erfüllen diese Bedingung.

11.2 Berechnungsvorschlag

11.2.1 Tragverhalten

Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse von Moe /87/ zeigen, daß die Anordnung von stützennahen Aussparungen keinen erkennbaren Einfluß auf das Riß- und Verformungsverhalten der Stützenbereiche von Flachdecken hat.

Es darf somit davon ausgegangen werden, daß der aus Biegung herrührende Beanspruchungszustand durch Aussparungen nicht merklich beeinflußt wird. Diese Feststellung steht im Einklang mit den Überlegungen, die im Abschn. 6.5.1 bei der Erörterung des Einflusses der Stahlstreckgrenze β_S und einer eventuellen Bewehrungskonzentration über der Stütze ange stellt wurden; es wurde dargestellt, daß der Biegebeanspruchungszustand am Anschnitt zur Stütze im wesentlichen durch das Trag- und Verformungsverhalten des gesamten Stützenbereiches bestimmt wird und daß örtlich eng begrenzte Veränderungen deshalb kaum von Bedeutung sind.

Anders verhält es sich hinsichtlich der Querkräfte. Diese müssen aus Gleichgewichtsgründen bei Aufintegration über jeden um die Stütze geführten Schnitt gleich der Stützenlast F sein. Solange die Aussparungen symmetrisch angeordnet sind und ihre Größen gewisse Grenzen nicht überschreiten, darf von einer annähernd gleichmäßigen Verteilung der Plattenquerkräfte auf den Restteil eines umlaufenden Schnittes ausgegangen werden, der nach Abzug der auf die Aussparungen entfallenden Teilflächen verbleibt ($q = Q/u_w$). Die Querkraftbeanspruchung nimmt demnach mit dem Verhältnis u_o/u_w (Gesamtumfang des Schnittes / wirksamer Restumfang) zu.

Für das Durchstanzen sind die Biege- und Querkraft beanspruchungen direkt an der einspringenden Kante zum Stützenanschluß maßgebend. Der maßgebende Schnitt ist demnach direkt um den Stützenanschluß zu führen. Wegen des weitge-

hend rotationssymmetrischen Bruchbildes beim Durchstanzen ist es sinnvoll, quadratische Stützenanschlüsse rechnerisch durch kreisförmige Stützenanschlüsse gleicher Querschnittsfläche zu ersetzen.

Zur Festlegung des wirksamen Umfanges liegt es nahe, diesen entsprechend Bild 11.1 über die Projektion der Aussparungen vom Stützenzentrum aus auf den Umfang festzulegen. Die Zunahme der Querkraftbeanspruchungen, die oben durch das Verhältnis u_o/u_w beschrieben wurde, lässt sich dann allgemeingültiger - weil von der Lage des umlaufenden Kreisschnittes unabhängig - durch das Verhältnis ψ_o/ψ_w (Winkel des Gesamtumfanges / wirksamer Winkel) angeben.

Bei Decken mit Aussparungen in Stütznähe lässt sich die zu erwartende Traglast allgemein darstellen als:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_A \quad (11.1)$$

Hierbei ist F_{uo} die rechnerische Bruchlast einer vergleichbaren Flachdecke ohne Aussparungen, und der Beiwert α_A gibt die Tragfähigkeitsminderung infolge der Aussparungen an.

11.2.2 Untere Grenze der Tragfähigkeit

Eine untere Grenze für α_A erhält man, wenn man annimmt, daß das Durchstanzen allein infolge Querkrafteinwirkung eintritt. Entsprechend der Querkrafterhöhung um den Faktor ψ_o/ψ_w ergibt sich für diesen Fall eine Tragfähigkeitsabnahme von $\alpha_A = \psi_w/\psi_o$. Da jedoch auch stets Biegebeanspruchungen wirksam sind, und sich diese infolge der Aussparungen nicht im selben Maße erhöhen wie die Querkraftbeanspruchungen, muß für die rechnerische Tragfähigkeitsabnahme immer gelten:

$$\alpha_A > \psi_w/\psi_o = 1 - \psi_A/\psi_o \quad (11.2)$$

11.2.3 Unsymmetrische Aussparungen

Für Fälle, in denen die Aussparungen, auf die Stützenachse bezogen, nicht symmetrisch angeordnet sind, werden in der Literatur verschiedentlich (u.a. in /45/, /103/, /113/) Vorschläge gemacht, die von der Annahme linearer Schubspannungsverteilungen im maßgebenden umlaufenden Schnitt ausgehen. Fläche und Widerstandsmoment der Schnittfläche werden unter Berücksichtigung der durch die Aussparungen bedingten Fehlflächen ermittelt, und der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der als wirksam erachteten Schnittfläche und dem Schwerpunkt des Stützenquerschnittes fließt als Lastexzentrizität e in die Berechnung ein. Zum Grundgedanken dieser Vorgehensweise sei auf Abschn. 10.2.2 verwiesen.

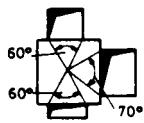
Die beschriebene Vorgehensweise ist wegen der fehlenden Berücksichtigung der für das Durchstanzen als wesentlich erkannten Wirkung der Biegebeanspruchungen mechanisch unbefriedigend und überdies rechentechnisch sehr aufwendig. Es wird deshalb eine wesentlich einfachere Methode zur Berücksichtigung von Asymmetrien in der Anordnung von Aussparungen empfohlen. Versuchsnachrechnungen zeigen, daß es in grober Näherung offensichtlich ausreichend ist, solche Aussparungen, denen ein symmetrisches Gegenüber fehlt, mit einer 1,5-fachen Wertigkeit zu berücksichtigen. Damit geht die Summe ψ_A der auf die Aussparungen entfallenden Teile des umlaufenden Winkels über in einen entsprechenden ideellen Wert ψ_{Ai} :

$$\psi_{Ai} = 1,0 \cdot \sum \psi_{\text{Symm.}} + 1,5 \cdot \sum \psi_{\text{Asymm.}} \quad (11.3)$$

Analog wird ein rechnerisch anzusetzender ideeller wirksamer Winkel ψ_{wi} definiert:

$$\psi_{wi} = \psi_o - \psi_{Ai} \quad (11.4)$$

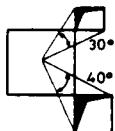
Die Berechnung von ψ_{Ai} ist in Bild 11.2 für zwei Beispiele vorgeführt.



(a) Beispiel für Aussparungstyp "M"

$$\psi_A = 2 \cdot 60 + 70 = 190^\circ$$

$$\psi_{Ai} = 2 \cdot 60 + 1,5 \cdot 70 = 225^\circ$$



(b) Beispiel für Aussparungstyp "E"

$$\psi_A = 30 + 40 = 70^\circ$$

$$\psi_{Ai} = 1,5 \cdot (30 + 40) = 105^\circ$$

Bild 11.2: Ermittlung des tatsächlichen (ψ_A) und des ideellen (ψ_{Ai}) Winkels der Aussparungen

Die mit der Ungleichung (11.2) beschriebene untere Grenze der Tragfähigkeitsabminderung α_A stellt sich bei Verwendung der ideellen anstelle der tatsächlichen Winkel nunmehr dar als:

$$\alpha_A = \psi_{wi}/\psi_o = 1 - \psi_{Ai}/\psi_o \quad (11.5)$$

11.2.4 Versuchsnachrechnungen

(1) Aussparungstyp "M" (Aussparungen an den Kantenmitten des Stützenquerschnittes):

Aus der Geometrie ergeben sich als Zwangswerte

$$\alpha_A(\psi_{Ai} = \psi_A = 0) = 1$$

$$\text{und} \quad \alpha_A(\psi_{Ai} + 360^\circ) = 0 .$$

Zwischen den beiden Punkten muß die Kurve oberhalb der unteren Grenze der Gleichung (11.5) verlaufen.

In Bild 11.3a sind die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen dargestellt.

(2) Aussparungstyp "E" (Aussparungen an den Ecken des Stützenquerschnittes):

In diesem Falle sind als Zwangswerte gegeben:

$$\alpha_A(\psi_{Ai} = \psi_A = 0) = 1$$

und $\alpha_A(\psi_{Ai}/\psi_o \approx 0,70) \rightarrow F_{Bu}/F_{Pu} \approx 0,60 \quad .$

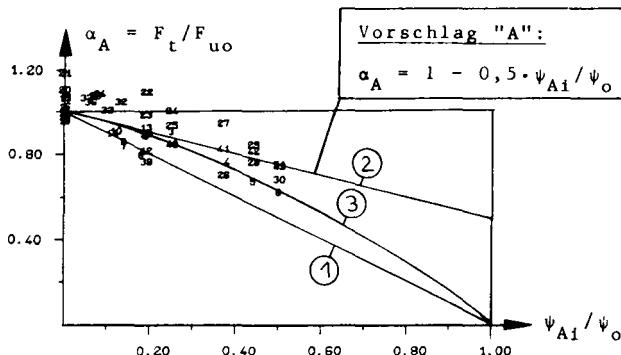
Der Quotient $F_{Bu}/F_{Pu} \approx 0,60$ entstammt dem Abschnitt 8.3.2 und beschreibt die Tragfähigkeitsabnahme, die rechnerisch zu erwarten ist, wenn man den Stützenbereich einer Flachdecke (Bruchlast F_{Pu}) durch ein Balkenkreuz (Bruchlast F_{Bu}) ersetzt, indem man Aussparungen mit Kantenlängen gleich der 1,5-fachen Kantenlänge des Stützenquerschnittes anordnet. Aussparungen dieser Abmessungen wurden als größte Plattenöffnungen in Versuchen geprüft (Vers. Nr. 29 und 33 in Tab. A1-3). Der auf die Aussparungen entfallende Anteil des umlaufenden Winkels beträgt bei solchen Platten $\psi_A/\psi_o = \psi_{Ai}/\psi_o \approx 0,70$. Durch Umlagerung der für die Aussparungsbereiche vorgesehenen Bewehrung in die entstandenen Balken zwischen den Aussparungen erhöht sich der Bewehrungsprozentsatz auf den 4-fachen Wert. Damit ist nach Abschn. 8.3.2 (Gl. (8.2) und (8.3)) für das entstandene Balkenkreuz eine Tragfähigkeit von $F_{Bu} = 0,37 \cdot \sqrt[3]{4} \cdot F_{Pu} \approx 0,60 \cdot F_{Pu}$ zu erwarten.

In Bild 11.3b sind die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen dargestellt.

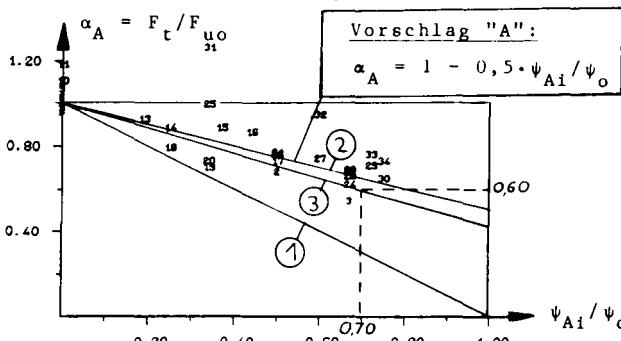
(3) Aussparungstyp "S" (sonstige Aussparungen):

Versuche zu diesem Typ sind, wie bereits erwähnt, aus der Literatur nicht bekannt.

Die Versuchsnachrechnungen (s. Bild 11.3a und 11.3b) zeigen, daß aus der Bruchtheorie des Abschnittes 6 zutreffende untere Grenzen und Zwangspunkte für die α_p -Werte abgeleitet wurden. Diese Feststellung darf als eine weitere Bestätigung für die Brauchbarkeit der Bruchtheorie angesehen werden.



(a) Aussparungstyp "M" (1 bis 4 Aussparungen an den Kantenmitteln des Stützenquerschnittes)



(b) Aussparungstyp "E" (1 bis 4 Aussparungen an den Ecken des Stützenquerschnittes)

Bild 11.3: Tragfähigkeitsabnahme $\alpha_A = F_t / F_{u0}$ der Versuche aus Tabelle Al.3 und Al.4 (Platten mit Aussparungen)

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{u0} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Aussparungen, d.h.

$\psi_{Ai} = \psi_A = 0$), ermittelt nach "G2" (Gl.(6.20))

① untere Grenze:

$$\alpha_A = 1 - (\psi_{Ai} / \psi_0) \quad (\text{wie Gl.(11.5)})$$

② optimale Gerade:

$$\alpha_A = 1 - 0,5 \cdot (\psi_{Ai} / \psi_0) \quad (\text{wie Gl.(11.6)})$$

③ Kurve, die die Randbedingungen erfüllt

Die angegebenen Nummern sind die laufenden Versuchsnummern nach Tab. Al.3 bzw. Al.4.

11.2.5 Berechnungsvorschlag

Zur Traglastberechnung wird der Ansatz der Geraden (2) nach Bild 11.3 vorgeschlagen:

Vorschlag "A": $\alpha_A = 1 - 0,5 \cdot \psi_{Ai} / \psi_o$ (11.6)

Der Ansatz zeigt zufriedenstellende Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuch. Die vorgegebenen Zwangswerte für $\psi_{Ai} / \psi_o = 1,00$ bzw. 0,70 sind mit dem Ansatz zwar nicht erfüllt; dies ist jedoch unbedenklich, da sich die Geraden des Ansatzes im Bereich möglicher ψ_{Ai} / ψ_o -Werte nicht sehr stark von den die Zwangswerte erfüllenden Kurven (3) unterscheiden. Der Vorteil der gewählten Geraden (2) liegt in ihrer Gleichartigkeit für die beiden untersuchten Aussparungstypen. Eine Unterscheidung nach Aussparungstypen kann mithin entfallen.

11.3 DIN 1045

Während bereits 1960 Kinnunen und Nylander in ihrer seinerzeit besonders in den CEB-Kommissionen vielbeachteten Arbeit /65/ als Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Aussparungen die untere Grenze nach Gl.(11.2) als Berechnungsansatz empfahlen und dieser Ansatz auch u.a. in der CEB-Mustervorschrift /4/, der britischen Vorschrift /5/ und in den US-Stahlbetonbestimmungen /6/ (bereits in der Fassung 1963!) vorgeschrieben wird, geht die DIN 1045 für Aussparungen in Stütznähe grundsätzlich andersartig vor.

Die DIN 1045 legt zunächst Grenzen für die bauliche Ausführung fest, die so vorsichtig gewählt sind, daß sie Aussparungen in der üblicherweise zum Verlegen von Lüftungsleitungen erforderlichen Größe nahezu verbieten. So dürfen beispielsweise bei rechteckigen Stützen Aussparungen nur in den mittleren Dritteln der Seitenlängen und nur jeweils an

zwei gegenüberliegenden Seiten angeordnet werden. Allein diese Regelung bedeutet für quadratische Stützenquerschnitte eine Begrenzung des zulässigen Winkels ψ_A auf Werte unter 74° . Dies kommt einem maximal zulässigen Wert von $\psi_{Ai}/\psi_o = 0,205$ gleich, einem Wert also, bei dem die Tragfähigkeitsabnahme nach Bild 11.3 auch im ungünstigsten Fall nicht mehr als 20 % beträgt.

Auf die Diskussion der weiteren im Abschn. 22.6 der DIN 1045 festgelegten Begrenzungen der konstruktiv zulässigen Aussparungsgrößen und -abstände soll hier verzichtet werden. Lediglich der von der DIN festgelegte Abminderungsfaktor α_A der Tragfähigkeit sei hier noch vorgestellt:

$$\alpha_A = \frac{1}{1 + 2 \cdot A_A/A_{st}} \quad (11.7)$$

$< 0,667$

mit A_A = Summe der Aussparungsflächen in der Aufsicht
 A_{st} = Querschnittsfläche der Stütze

Nach Gl. (11.7) bewirken beispielsweise zwei längliche Aussparungen, von denen eine am Stützenrand in Radial-, die andere in Ringrichtung angeordnet ist, gleich große Tragfähigkeitsverminderungen gegenüber einer vergleichbaren Decke ohne Aussparungen. Es ist nicht einsichtig und wird auch in der Fachliteratur nirgends vertreten, daß die Wirkung der Aussparungen von ihrer Grundrißfläche abhängig sein soll.

Die nach heutigen Erkenntnissen nicht notwendige Vorsicht der DIN 1045 beruht vermutlich auf den Ergebnissen spannungsoptischer Untersuchungen. Franz und Rabe /33/ stellten fest, daß aufgrund einer Art Kerbwirkung bereits kleine Aussparungen erhebliche Vergrößerungen der Hauptzugspannungen in einem monolithischen und ungerissenen Flachdeckenmodell hervorrufen, und empfahlen deshalb, in Stahlbetonflachdecken die zulässigen Schubspannungen im Rundschnitt um die Stütze bereits bei kleinen Aussparungen um 33% bis

50 % zu reduzieren.

Diese Überlegungen übersehen, daß die erhöhten Betonzugspannungen und in der Folge die frühen Rißbildungen an den Aussparungsrändern für die Durchstanztragfähigkeit ohne Bedeutung sind, denn die Zugkräfte können nach dem Aufreißen des Betons durch die üblicherweise neben den Aussparungen verstärkt angeordnete Bewehrung der Platte aufgenommen werden. Die Versagensursache liegt nicht darin, daß der Beton ihm zugeordnete Zugkräfte nicht aufzunehmen vermag, sondern sie liegt im Versagen der schrägen Betondruckstrebe am Anschnitt zur Stütze. Diese Druckkräfte nehmen jedoch aufgrund des Gesamtverformungsverhaltens der Platte längst nicht in dem Maße zu wie die Hauptzugspannungen im spannungsoptischen Modell. Und selbst wenn örtlich Druckspannungsspitzen aus einer Art Gewölbewirkung auftreten, so führen diese wegen der möglichen plastischen Verformungen und der erhöhten Betonfestigkeit unter mehraxialer Druckbeanspruchung kaum zu merklichen Tragfähigkeitsminderungen.

Zur Verbesserung der DIN 1045 wird ein Abminderungsfaktor vorgeschlagen, der der unteren Grenze nach Gl.(11.2) entspricht:

$$\alpha_A = 1 - \psi_A / \psi_o \quad (11.8)$$

mit ψ_A und ψ_o nach Bild 11.1 und den dortigen Erläuterungen.

Der Vorschlag liegt auf der sicheren Seite, ist einfach zu handhaben und hat sich bereits seit langem in anderen nationalen Bauvorschriften bewährt.

Hinsichtlich der konstruktiven Gestaltung der Stützenschlußbereiche gelten die im letzten Absatz des Abschnittes 11.1 aufgeführten Voraussetzungen.

12 Schubbewehrung

12.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Die Tragfähigkeit von Decken und Fundamenten der bisher behandelten Arten hängt ab von den Platten- und Stützenabmessungen, von der Menge und der statischen Nutzhöhe der Biegezugbewehrung und von der gewählten Betongüte. Will man aus architektonischen oder ausführungstechnischen Gründen an den genannten Größen nichts ändern, dennoch aber eine höhere Tragfähigkeit erreichen, so ist man gezwungen, sogenannte Schubverstärkungen einzubauen.

In dieser Arbeit werden allein Schubverstärkungen in Form von Bewehrungsstäben behandelt. Die möglichen Ausführungsformen sind in den Bildern 12.1a und 12.1b dargestellt.

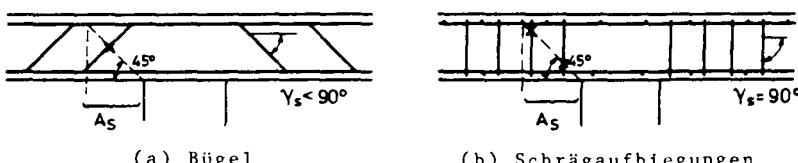


Bild 12.1: Stützbereiche mit Schubbewehrung

Zur Beschreibung der Schubbewehrung sind in Bild 12.1 zwei Größen eingetragen:

A_s = Querschnitt der Bewehrungsstäbe, die die Ebene eines unter 45° geneigt angenommenen Bruchrisses schneiden

γ_s = Neigungswinkel der Bewehrungsstäbe

Mit β_s als Streckgrenze des Bewehrungsstahls erhält man die rechnerisch in vertikaler Richtung maximal aufnehmbare Komponente der Fließkraft F_{su} als

$$F_{su} = A_s \cdot \beta_s \cdot \sin \gamma_s \quad (12.1)$$

Zur vollständigen Beschreibung der Schubbewehrung gehören noch eine ganze Reihe weiterer Angaben, die sich jedoch leider wegen der Vielzahl der Möglichkeiten als ungeeignet zur Datenerfassung für elektronische Versuchsnachrechnungen erwiesen. Hierzu gehören:

- Abstand und Verteilung der Schubbewehrung in radialer und in Ringrichtung (Abstand des innersten Stabes von der Stütze, Abstände untereinander).
- Anordnung von Schubbewehrungsstäben außerhalb des Bereiches des unter 45° geneigt angenommenen Bruchrisses.
- Ausführung der Bewehrungsstäbe (Biegeform, Verankerung, Lage in bezug auf die Biegezugbewehrung).

In den Tabellen A1.5 (Bügel) und A1.6 (Schrägaufbiegungen) sind die Werte A_s , β_s , γ_s und F_{su} von 103 Versuchen wiedergegeben, die aus 20 Berichten über experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen schubbewehrter Platten entnommen werden konnten. Die Tabellen enthalten nur die Daten solcher Versuche, die sich allein durch die Anordnung einer Schubbewehrung von Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens unterscheiden.

12.2 Versuchsauswertungen

12.2.1 Versuchsbeobachtungen

12.2.1.1 Biegebeanspruchungszustand

Vergleicht man Rißbildung, Durchbiegungen, Betonstauchungen und Dehnungen der Biegezugbewehrung eines Versuchskörpers mit eines Vergleichskörpers ohne Schubbewehrung, so stellt man bis zum Erreichen der Bruchlast des Vergleichskörpers kaum nennenswerte Unterschiede fest. Während

der weiteren Laststeigerung um ca. 10 % bis 50 % bis zum Bruch des schubbewehrten Prüfkörpers setzen sich die genannten, im wesentlichen den Biegebeanspruchungszustand beschreibenden Vorgänge weitgehend kontinuierlich fort (Bild 12.2). Die zugelegte Schubbewehrung erhöht die Plattensteifigkeit nur sehr geringfügig. Dies gilt besonders für sehr schlanke Platten, da bei ihnen der schubverstärkte Bereich im Verhältnis zur Gesamtfläche der Platte relativ klein ist. Wegen der stark überproportionalen Zunahme der Verformungen in höheren Lastbereichen sind trotz der genannten nur 10- bis 50 %-igen Traglaststeigerungen Verformungszunahmen bis zu 100 % zu verzeichnen.

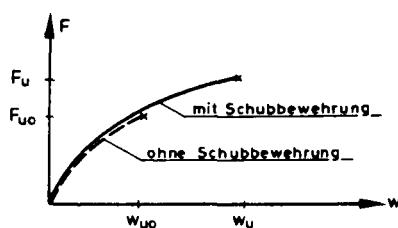


Bild 12.2:
Verformungen w in Abhängigkeit
der Stützenlast F .
Der Index u kennzeichnet den
Bruchzustand, der Zusatzindex
 o die nicht schubbewehrte Ver-
gleichsplatte.

12.2.1.2 Dehnungen der Schubbewehrung

Von Bedeutung für Rückschlüsse auf den Trag- und Bruchmechanismus sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Schubbewehrungsstäben. Die Kraft-Dehnungs-Diagramme (siehe u. a. für Flachdecken in /8/, /17/, /30/, /31/ und /90/, für Fundamente in /22/) zeigen qualitativ sehr ähnliche Verläufe wie die entsprechenden Kurven der Biegezugbewehrung nach Bild 3.11 (s. Abschn. 3.5.6). Bild 12.3 zeigt dies anschaulich am Beispiel eines Fundamentes mit Schrägaufbiegungen. Meßstelle 4 und in gewisser Weise Meßstelle 1 messen Dehnungen der Biegezugbewehrung, Meßstelle 2 und 3 messen Dehnungen der Schubbewehrung.

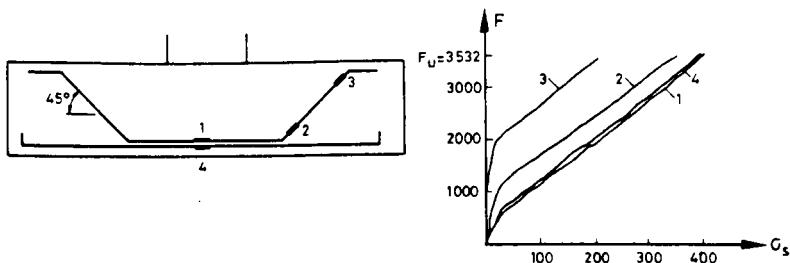


Bild 12.3: Stahlspannungen im Versuchsfundament S-15 aus /22/, entnommen dem dortigen Bild 4.43

Bei Bügeln ist das Bild nicht wesentlich anders, wenn auch die Kurven hier mit zunehmendem Abstand der lotrechten Bewehrungsstäbe vom Stützenzentrum erst unter höheren Lasten abknicken. Letzteres hat sicherlich seine Ursache darin, daß die Knickpunkte der Kurven das Aufreißen des Betons widerspiegeln. Der Rißbildungsprozeß beginnt im Stützenzentrum und erfaßt deshalb die stets außerhalb des Zentrums angeordneten Bügel erst später als die schräg aufgebogenen Bewehrungsstäbe, die üblicherweise das Stützenzentrum durchlaufen. Im Gegensatz zu Dieterle /22/, der auch in Versuchen an bügelbewehrten Fundamenten die gleichen Neigungen der σ_s -F-Kurven erhielt wie in einem Vergleichsversuch mit Schrägaufbiegungen, stellten Franz /30/ und Andersson /8/ für lotrechte Schubzulagen deutlich geringere Dehnungs- bzw. Spannungszunahmen nach dem Überschreiten der Rißlast fest als für geneigte Schubbewehrungsstäbe.

Für alle Ausführungsformen von Schubbewehrungen gilt, daß nur in ganz vereinzelten Fällen bis zum Erreichen der Bruchlast Dehnungen gemessen wurden, die auf Fließen der Schubbewehrung hindeuteten.

12.2.1.3 Bruchbild

Einen weiteren Anhaltspunkt zum wirksamen Trag- und Bruchmechanismus geben Lage und Neigung der Bruchrisse. Direkte Angaben hierzu fehlen leider in manchem Versuchsbericht. Häufig konnte nur aus den Rißbildern an der Biegezugseite der Verlauf des Bruchrisses im Betoninneren abgeschätzt werden. Bild 12.4 zeigt mögliche Bruchbilder.

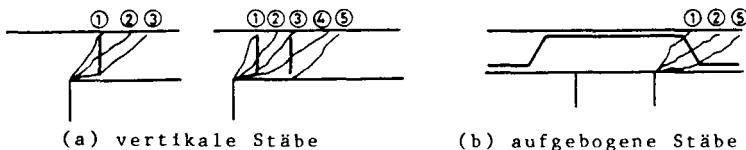


Bild 12.4: Mögliche Bruchrisse bei verschiedenen Arten der Schubbewehrung

Alle Bruch- bzw. Rißbilder der Berichte deuten darauf hin, daß nur bei vergleichsweise sehr schwacher Schubbewehrung oder außerordentlich guter Durchsetzung des gefährdeten Plattenbereiches mit Schubbewehrung der Bruchriß Schubbewehrungsstäbe kreuzt (Rißformen 2 und 4 in Bild 12.4). Im Normalfall hingegen klammert die Schubbewehrung entsprechende Risse so zusammen, daß die Tragfähigkeit hinsichtlich dieser Bruchformen größer wird als die der benachbarten Risse, die zwar der Neigung (Rißform 1 und 3) oder der Lage (Rißform 5) nach im Vergleich zu den Rißformen 2 und 4 höhere Tragfähigkeiten erwarten lassen, die jedoch letztlich wegen der bei ihnen fehlenden Verklammerung maßgebend werden.

Der beschriebene Umstand läßt erkennen, daß für die durch eine Schubbewehrung erreichte Tragfähigkeitssteigerung weniger der Gesamtquerschnitt der Bewehrung als die konstruktive Ausbildung dieser Bewehrung (Lage, Verteilung, Neigung, Biegeform) von Bedeutung ist. Dies ist sicherlich die Hauptursache dafür, daß Versuchsnachrechnungen, in denen die Schubbewehrung allein durch die Parameter A_s , β_s und γ_s in die rechnerische Bruchlast einfließt, stets vergleichsweise große Streuungen aufweisen.

12.2.2 Versuchsnachrechnungen

Die durch die Anordnung einer Schubbewehrung erreichte Tragfähigkeitssteigerung wird durch einen Faktor α_s ausgedrückt:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_s \quad (12.2)$$

Hierbei ist F_u die rechnerische Bruchlast der schubbewehrten Platte und F_{uo} die entsprechende Bruchlast einer vergleichbaren Platte ohne Schubbewehrung.

In den Bildern 12.5a und 12.5b sind die α_s -Werte der Versuche aus den Tabellen A1.5 und A1.6 aufgezeichnet. Als Abszisse wurde der Verhältniswert F_{Su}/F_{uo} gewählt, wobei F_{Su} die Vertikalkomponente der Fließkraft der Schubbewehrung nach Gl. (12.1) ist.

Bild 12.5 lässt deutlich erkennen, daß durch die Zulage einer Schubbewehrung im allgemeinen Tragfähigkeitsteigerungen von 0 bis ca. 50 % erreicht werden, in einzelnen Fällen auch noch wesentlich mehr. Setzt man die erreichten Werte Versuch für Versuch in Beziehung zur jeweiligen konstruktiven Ausbildung der Schubbewehrung, so eröffnen sich sehr deutlich folgende Zusammenhänge:

- (1) Schubzulagen, deren wirksame Stäbe lotrecht stehen ($\gamma_s = 90^\circ$) und deren Schenkel in Ringrichtung angeordnet sind, bewirken maximal Tragfähigkeitsteigerungen von ca. 10 %. Je gleichmäßiger die Zulagen im Plattenbereich um den Stützenanschluß verteilt sind, desto besser ist die Wirkung der Schubbewehrung.
- (2) Schubzulagen mit lotrecht stehenden wirksamen Stäben und horizontalen Schenkeln, die radial verlaufen und dabei die Ebene eines möglichen Bruchrisses kreuzen, bewirken - vermutlich wegen der rißverklammernden Wirkung der radialen Schenkel - etwas höhere Tragfähigkeitssteigerungen als Schubzulagen nach (1).

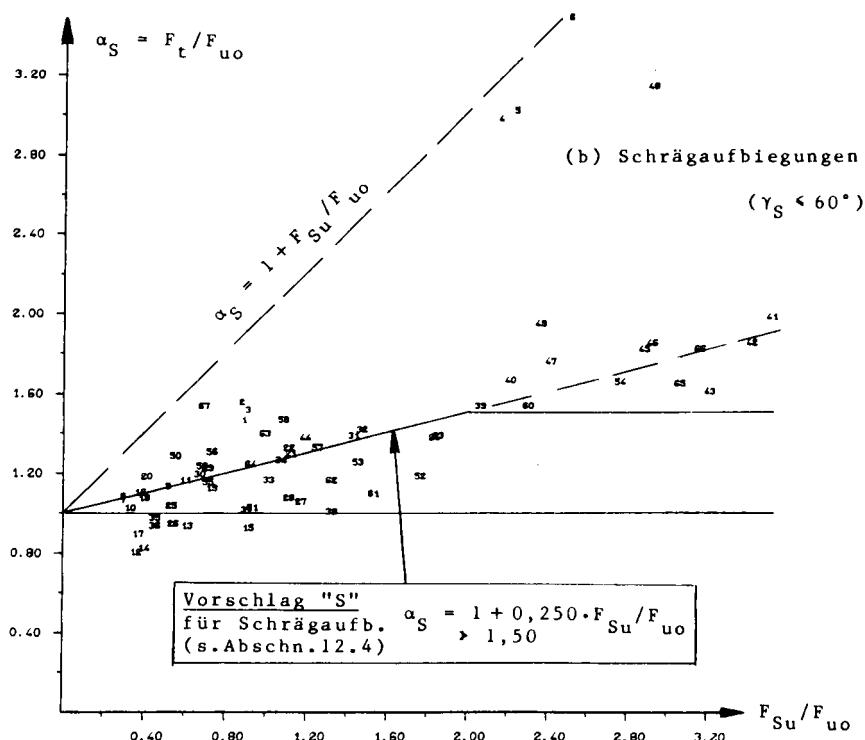
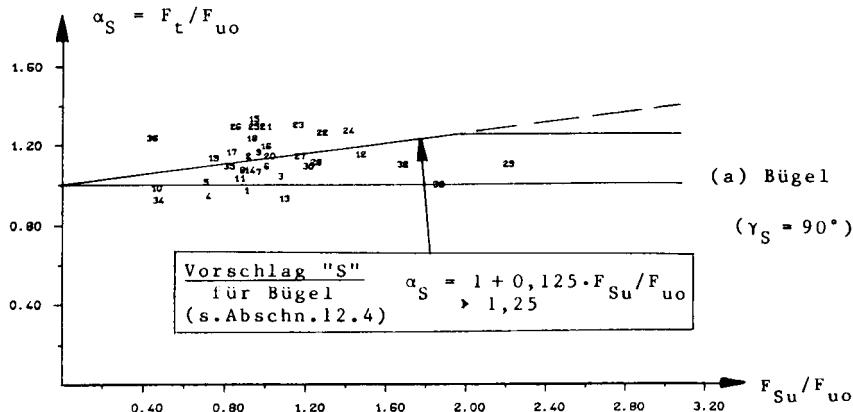


Bild 12.5: Tragfähigkeitssteigerung $\alpha_S = F_t / F_{uo}$ der Versuche aus Tab. Al.5 bzw. Al.6 (schubbewehrte Platten)

Erläuterungen: s. nächste Seite

Erläuterungen zu Bild 12.5:

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerisch Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Schubbewehrung, d.h. $F_{Su} = 0$), ermittelt nach dem Berechnungsvorschlag "G2" (s. Abschn. 6.4, Gl.(6.20))

$$F_{Su} = A_s \cdot \beta_s \cdot \sin \gamma_s \quad (\text{nach Gl. (12.1)})$$

Die Versuche sind durch die in den Tabellen Al.5 und Al.6 angegebenen Versuchsnummern gekennzeichnet.

(3) Schrägliegende Einzelbügel oder schräg eingebaute den Stützenanschluß umlaufende Bügelschlangen sind deutlich wirksamer als entsprechende lotrecht stehende Bügel.

(4) Tragfähigkeitssteigerungen um mehr als ca. 20 % sind nur bei Anordnung von Schrägaufbiegungen zu erreichen. Die aus Bild 12.5a abzulesenden a_s -Werte um 1,25 bis 1,30 einiger bügelbewehrter Platten von Wantur /122/ (Versuche Nr. 21 bis 26 in Bild 12.5a) stehen zu dieser Feststellung insofern nicht im Widerspruch, als diese a_s -Werte zu den γ -Werten von ca. 1,17 (γ = Versuchsprüfung/rechnerische Bruchlast) ins Verhältnis zu setzen sind, die sich bei der Nachrechnung der Vergleichsversuche Wanturs an nicht schubbewehrten Platten ergaben. Es wurden tatsächlich also nur Steigerungen um ca. 7 bis 13 % erreicht.

(5) Auffallend hohe Tragfähigkeitssteigerungen zeigten drei Platten von Graf /42/ mit Schrägaufbiegungen (Versuche Nr. 4, 5 und 6 in Bild 12.5b, Tragfähigkeitssteigerungen um 200 bis 250 %). Die hohen Traglasten erklären sich aus den extremen Abmessungsverhältnissen und aus der Art der Bewehrungsanordnung (Bild 12.6).

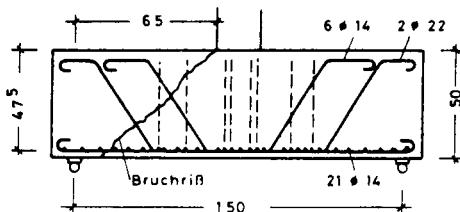


Bild 12.6: Versuchskörper
"Platte 1376" von Graf/42/
(=Versuch Nr. 4 in Tabelle
Al.6)

Die Schrägaufbiegungen waren so gleichmäßig über die Plattenfläche verteilt, daß sie einen die Schubbewehrung umgehenden Bruchrißverlauf ausschlossen und den Bruch nur in der angedeuteten, durch Schubaufbiegungen gut verklammerten Rißebene zuließen. Ein weiterer wesentlicher Umstand zur Erklärung der hohen Traglasten ist, daß die Bewehrungszulagen auf Grund der gewählten Biegeform und der äußerst gedrungenen Plattenabmessungen die Biegesteifigkeit der Platte fast über die gesamte Plattenfläche erheblich erhöhten und daß mithin von ihnen eine ähnliche Wirkung ausging wie von einer Verstärkung der Biegezugbewehrung. Unter gleichen Lasten wurden an den schubbewehrten Platten im Vergleich zu entsprechenden nicht schubbewehrten Vergleichsplatten um ca. 25 % geringere Durchbiegungen gemessen, und verminderte Verformungen und damit verminderte Einschnürungen der Druckzone am Stützenanschluß führen - wie beim Grundfall des Durchstanzens gezeigt wurde - zu einer Steigerung der Tragfähigkeit.

12.2.3 Tragverhalten, Bruchmechanismus

Der Durchstanzbruch tritt wie beim Grundfall des Durchstanzens ein, wenn der Beton im Bereich allseitigen Druckes am Stützenanschluß versagt. Eine Schubbewehrung erhöht die Tragfähigkeit durch zwei Wirkungen:

(1) Fachwerkähnliche Lastabtragung:

Von dem Belastungsstadium ab, in dem erste Risse die vertikalen oder schrägen Stäbe der Schubbewehrung kreuz-

zen, bauen sich in diesen Stäben Zugkräfte auf, durch die ein fachwerkähnliches Lastabtragungssystem entsteht, welches sich dem Bogen-Zugband-Lastabtragungssystem des Durchstanz-Grundfalles überlagert (Bild 12.7)

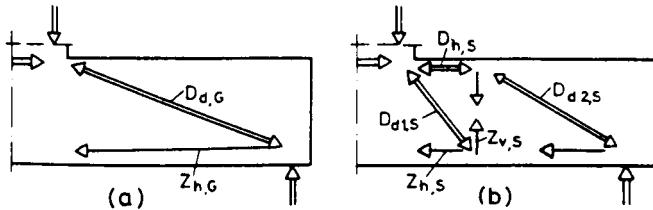


Bild 12.7: Lastabtragungssysteme schubbewehrter Platten
(a) Bogen-Zugband-System wie beim Grundfall des Durchstanzens (Index G)
(b) überlagertes Fachwerk-System der Schubbewehrung (Index S)

Voraussetzung für die Ausbildung eines Fachwerkes der dargestellten Art sind Tragfähigkeitsreserven in der Ebene der Biegezugbewehrung, damit die horizontale Zugkraft $Z_{h,S}$ aufgenommen werden kann. Bei Schrägaufbiegungen ist die Aufnahme dieser Kräfte stets durch die horizontalen Schenkel auf der Biegezugseite der Platte (= Bereich der Meßstelle 1 in Bild 12.3) gesichert. Bei Bügeln hingegen muß die vorhandene Biegebewehrung der Platte die genannten Kräfte allein aufnehmen, was oft nur in begrenztem Maße möglich ist.

Die wesentlichste Wirkung des beschriebenen Fachwerkes liegt in der Entlastung der Vertikalkomponente der schrägen Bogendruckkraft $D_{d,G}$ und damit in der Verringerung sowohl des Betrages als auch der Neigung der resultierenden, an der einspringenden Kante zum Stützenanschluß angreifenden Betondruckkraft.

(2) Rißverklammerung:

Die zweite Bedeutung der Schubbewehrung liegt darin, daß sie die Biegezugbewehrung darin unterstützt, die sie kreuzenden Risse zu verklammern und starke Öffnungen dieser Risse zu verhindern. Wird nämlich der bei einer vergleichbaren nicht schubverstärkten Plattenausführung zu erwartende Riß durch Schubbewehrungsstäbe gekreuzt, so vermindert dies die Rotation an der Wurzel dieses Risses und erhöht damit die zu einem Bruch in diesem Riß erforderliche Last. Die Folge ist im allgemeinen, daß der Bruch nun nicht mehr an diesem Riß eintritt, sondern sich in eine weniger gut verklammerte und dementsprechend weiter geöffnete Rißfläche verlagert, welche ihrer Neigung und ihrer Entfernung von der Stütze nach höhere Traglasten erwarten läßt als der genannte Bruchriß der nicht schubbewehrten Vergleichsplatte.

12.2.4 Einfluß der Schubbewehrung auf die Tragfähigkeit

- (1) Jede Schubbewehrung, die die Ebene kreuzt, in der bei einer nicht schubbewehrten Ausführung der Bruch zu erwarten wäre, führt über das sich einstellende fachwerkähnliche Lastabtragungssystem und über Rißverklammerung zu einer Tragfähigkeitssteigerung gegenüber dem vergleichbaren nicht schubbewehrten Bauteil.
- (2) Das Maß der durch den Einbau einer Schubbewehrung erreichbaren Tragfähigkeitssteigerung ist - von Sonderfällen einmal abgesehen (s. Abschn. 12.2.2(5), Versuche von Graf) - im allgemeinen recht begrenzt, denn die für die bruchbestimmende Einschnürung der Druckzone am Stützenanschluß verantwortlichen Gesamtverformungen der Platte werden durch die im allgemeinen örtlich sehr begrenzte Schubbewehrung nur wenig beeinflußt und nehmen oberhalb der Bruchlast der nicht schubbewehrten Vergleichsplatte sehr stark zu (vergl. Bild 12.2).

(3) Die Höhe der durch eine Schubbewehrung zu erwartenden Traglaststeigerung ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig:

In die Fachwerkwirkung fließen Menge, Festigkeit, Ort und Neigung der wirksamen schrägen oder vertikalen Stäbe der Schubbewehrung ein, außerdem die Güte der Verankerung dieser Stäbe in den Knotenpunkten des gedachten Fachwerkes und die Ausbildung eventueller horizontaler Bewehrungselemente zur Aufnahme der Zugkraft $Z_{h,S}$ (s. Bild 12.7b) in der Ebene der Biegezugbewehrung.

In die Klammerwirkung fließt neben den vorgenannten Einflußgrößen auch ein, wie gut der Plattenbereich um den Stützenanschluß in Radial- und in Ringrichtung gleichmäßig von Schubbewehrung durchsetzt ist und in welcher Ebene (Abstand vom Stützenanschluß, Neigung) sich Risse ohne Behinderung durch Vertikal- oder Schrägstäbe zu möglichen Bruchrissen erweitern können.

(4) In einem Rechenverfahren läßt sich die durch den Einbau einer Schubbewehrung erreichbare Tragfähigkeitssteigerung wegen der Vielzahl der z.T. zahlenmäßig kaum beschreibbaren Einflußgrößen nur äußerst schwer erfassen. Die Größe der Vertikalkomponente der Fließkraft F_{Su} (s. Gl.(12.1)) kann hierzu nur ein Anhalt sein; die konstruktive Ausführung einer Schubbewehrung hat mindestens gleichstarken, wenn nicht sogar noch stärkeren Einfluß auf die erreichbare Tragfähigkeitssteigerung.

Die Fließkraft F_{Su} ist nicht von so großer Bedeutung, wie verschiedentlich in der Literatur unterstellt wird. Einerseits kann der Bruch des Bauteils - wie in den meisten Versuchen beobachtet - bereits lange vor dem Erreichen der Fließgrenze eintreten. Die Schubbewehrung kann in diesem Fall nach der Zerstörung der Betondruckzone, d.h. nach dem eigentlichen Bruch, günstigstenfalls nur noch als eine Art Katastrophensicherung wirken. Andererseits können - wie vereinzelt in Versuchen festge-

stellt wurde - auch nach dem Überschreiten der Fließgrenze noch erhebliche Laststeigerungen möglich sein. Das Fließen in der Schubbewehrung hat in diesem Fall lediglich zur Folge, daß die geschilderten Wirkungen einer fachwerkartigen Lastabtragung und einer Rißverklammerung nach Erreichen des Fließzustandes nicht weiter zunehmen.

12.3 Vorliegende Berechnungsvorschläge

Die in der Literatur vorzufindenden, empirisch aus Versuchsnachrechnungen abgeleiteten Ansätze zur Berechnung von Traglasten schubbewehrter Flachdecken widersprechen den Ausführungen der vorangegangenen Abschnitte nicht.

Elstner und Hognestad /27/ geben eine Gleichung zur Berechnung der Traglast an, die im Prinzip hinausläuft auf:

$$F_u = 0,6 \text{ bis } 0,8 \cdot F_{uo} + F_{Su} \quad (12.3)$$

Moe /87/ gibt dem Gedanken nach an:

$$F_u = F_{uo} + 0,5 \text{ bis } 0,8 \cdot F_{Su} \quad (12.4)$$

Franz /32/ kommt nach der Auswertung von 6 eigenen Versuchen aus /30/ inhaltlich zu dem Ergebnis:

$$\begin{aligned} F_u &= F_{uo} + n \cdot F_{Su} \\ &\leq F_{uo} + n \cdot \frac{1}{3} \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.5)$$

mit $n \approx 0,25 + 3/2 = 0,38$ für lotrechte Bügel und
 $\approx 1/2 + 0,38 = 0,19$ für Schrägaufbiegungen

Herzog /54/ differenziert ebenfalls nach der Bewehrungsart:

$$F_u = F_{uo} + n \cdot F_{Su} \quad (12.6)$$

mit $n = 0,31$ für lotrechte Bügel und
 $= 0,41$ für Schrägaufbiegungen

Petcu e.a. /91/ untersuchen nur Platten mit Schrägaufbiegungen unter 45° . Sie geben an:

$$\begin{aligned} F_u &= F_{uo} + n \cdot F_{Su} \\ &< 1,5 \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.7)$$

mit $n = 0,3/\sin 45^\circ = 0,42$ für Schrägaufbiegungen

Andersson /8/ entwickelte ein Verfahren, das sich gedanklich eng an das im Anhang A5 beschriebene Verfahren von Kinnunen und Nylander /65/ anlehnt. Aus einem Modell des Stützenbereiches einer Flachdecke, ähnlich dem aus /65/ für nicht schubbewehrte Flachdecken, wird eine Berechnungsmethode für schubbewehrte Platten entwickelt.

Die den Bauvorschriften zugrunde liegenden Vorstellungen über die Traglasten schubbewehrter Flachdecken lassen sich vereinfacht wie folgt darstellen:

DIN 1045:

$$\begin{aligned} F_u &= 0,75 \cdot F_{Su} / \sin \gamma_S \\ &\rightarrow 1,18 \text{ bis } 1,39 \cdot F_{uo} \text{ (je nach Betongüte)} \end{aligned} \quad (12.8)$$

CEB-Mustervorschrift:

$$\begin{aligned} F_u &= 0,75 \cdot F_{Su} \\ &\rightarrow 1,60 \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.9)$$

US-Stahlbetonbestimmungen:

$$\begin{aligned} F_u &= 0,50 \cdot F_{uo} + F_{Su} \\ &\rightarrow 1,50 \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.10)$$

Britische Stahlbetonbestimmungen:

$$F_u = F_{uo} + F_{Su} \quad (12.11)$$

» 1,6 bis ca. 3,0 · F_{uo} (je nach Betongüte und
Biegebewehrungsgrad)

Es fällt auf, daß recht unterschiedliche Auffassungen hinsichtlich der durch Schubbewehrungen erreichbaren Traglaststeigerung und dem Zusammenwirken der in Abschnitt 12.2.3 definierten zwei Lastabtragungssysteme (Bogen-Zugband- und Fachwerk-System) bestehen.

12.4 Eigener Berechnungsvorschlag

(1) Rechnerische Traglastermittlung

Es erscheint zulässig, die Schubbewehrung vereinfacht als lineares additives Glied in die Gleichung zur Traglastbestimmung einfließen zu lassen.

Vorschlag "S": $F_u = F_{uo} + n \cdot F_{Su}$ (12.12)
 = $\alpha_S \cdot F_{uo}$

mit $\alpha_S = 1 + n \cdot F_{Su}/F_{uo}$ (12.13)

Versuchsnachrechnungen mit den Daten der Tabellen Al.5 und Al.6 zeigten die besten Werte für

$$\eta = 0,125 \quad \text{für Bügel}$$

$$\eta = 0,250 \quad \text{für Schrägaufbiegungen}$$

Für die 103 ausgewerteten Versuche wurde mit einem Mittelwert $\gamma_m = 0,997$, einem Variationskoeffizienten von $v = 0,107$ und Grenzwerten der 5- bzw. 95%-Fraktile von $\gamma_5 = 0,81$ bzw. $\gamma_{95} = 1,28$ zufriedenstellende Ergebnisse erzielt. Auch in den Bildern 12.5a und 12.5b ist die gute Übereinstimmung des Rechenansatzes der Gl.(12.13) mit den Versuchsergebnissen zu erkennen.

Die durch den Einbau einer Schubbewehrung rechnerisch erreichbare Tragfähigkeitssteigerung ist nicht unbegrenzt. Versuchsmäßig ausreichend abgesichert ist nur der Bereich bis $F_{Su} = 2 \cdot F_{uo}$. Deshalb wird als obere Grenze empfohlen:

$$\alpha_s > 1 + 2 \cdot n \quad (12.14)$$

Die sich hieraus ergebenden Maximalwerte von $\alpha_s = 1,25$ bzw. 1,50 sind auch in den Bildern 12.5a und 12.5b eingetragen.

(2) Konstruktive Ausbildung

Die Güte der konstruktiven Ausbildung lässt sich unmöglich zahlenmäßig als Zusatzparameter bei der Bestimmung rechnerischer Tragfähigkeiten berücksichtigen. Sinnvoller ist es, Mindestanforderungen an die konstruktive Ausbildung vorzugeben, unter denen die obengenannten oder eventuell auch höhere Wirkungsgrade mit Sicherheit erreicht werden.

Der Verfasser empfiehlt als Ergebnis einer kritischen Durchsicht der ihm zur Verfügung stehenden Versuchsberichte die in Bild 12.8 skizzierten Maximalabstände der Schubbewehrungselemente.

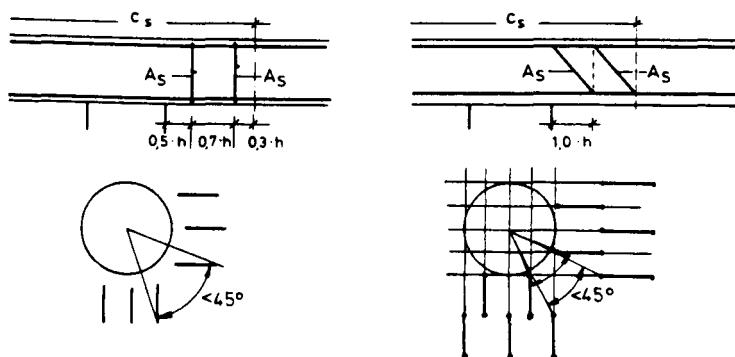


Bild 12.8: Maximalabstände der Schubbewehrungselemente

Die Abstände in radialer Richtung entsprechen weitgehend den Anforderungen der DIN 1045 (s. dort Bild 55). In Ringrichtung legt die DIN 1045 keine Mindestanforderungen fest. Hier sollten die Abstände der Bewehrungsstäbe (bei Schrägaufbiegungen die Abstände der biegezugseitigen Abbiegestellen) nicht weiter als entsprechend einem Winkel von 45° (s. Bild 12.8) auseinander liegen. Die Plattenbereiche außerhalb eines Rundschnittes mit dem Durchmesser c_s nach Bild 12.8 sind nicht mehr als schubverstärkt anzusehen. Die Tragfähigkeit dieser Bereiche lässt sich anhand einer Durchstanzberechnung für eine nicht schubverstärkte Platte mit einer gedachten Stütze vom Durchmesser $c = c_s$ ermitteln.

12.5 DIN 1045

Die zulässige Last schubbewehrter Platten beträgt nach DIN 1045:

$$F_a = 0,75 \cdot (F_{Su} / 1,75) / \sin \gamma_s \quad (12.15)$$

$$\rightarrow 1,18 \text{ bis } 1,39 \cdot F_{ao} \quad (\text{je nach Betongüte}) \quad (12.16)$$

Der Quotient $1/\sin \gamma_s$ in Gl.(12.15) ergibt sich aus Abschn. 2.5.2.1 des Heftes 240 /2/, in dem die DIN 1045 dahingehend ergänzt wird, daß der volle Stahlquerschnitt einer Schubbewehrung (unabhängig von der Neigung dieser Bewehrung!) zur Querkraftaufnahme angesetzt werden darf. Diese nur für Schrägaufbiegungen interessierende Regelung darf als ein Kompromiß in der Diskussion um das richtige Tragmodell schubbewehrter Fundamente angesehen werden. Je nachdem, ob man rechnerisch von einem Fachwerk mit einer schrägen, unter 45° in den Stützenanschluß einmündenden Druckstrebe ausgeht (z.B. Berechnungsvorschlag im Betonkalender 1971 /66/) oder ob man ein Versagen dieser Druckstrebe rechnerisch zulässt und deshalb ein Fachwerk mit einer horizontalen, den Stützenanschluß seitlich umlaufenden Druckstrebe zugrunde legt, (z.B.: Betonkalender 1958 /35/) er-

hält man für die Zugkraft Z_S in den Schrägstäben $Z_S = F/\sqrt{2}$ oder $Z_S = F \cdot \sqrt{2}$. Die Regelung des Heftes 240 liegt mit $Z_S = F$ zwischen den beiden diskutierten Ansätzen. Sie kann zum Vorteil der DIN so gedeutet werden, als sollten damit die höheren Tragfähigkeiten Berücksichtigung finden, die bei Verwendung von Schrägaufbiegungen anstelle von lotrechten Bügeln zu erwarten sind.

Der Faktor 0,75 in Gl. (12.15) besagt, daß die Schubbewehrung nach DIN 1045 nur für 75 % der Stützenlast zu bemessen ist. Damit setzt die DIN 1045 voraus, daß mindestens 25 % der Stützenlast über Betondruckspannungen aufgenommen werden. Der Wert von 75 % beruht vermutlich auf einem Vorschlag von Franz /32/, der in spannungsoptischen Untersuchungen /34/ feststellte, daß im homogenen Zustand ca. 70 % der Stützenkraft durch Zugspannungen und 30 % durch Druckspannungen aufgenommen werden, und der in seinen Versuchen /30/ zu dem Ergebnis kam, daß eine Erhöhung der Schubbewehrung über das zur Aufnahme von 2/3 der Stützenkraft erforderliche Maß keine weitere Tragfähigkeitssteigerung mehr bringt.

In Bild 12.9 sind die qualitativen Kurvenverläufe der α_S -Werte der derzeitigen DIN 1045 denen des Vorschlags "S" gegenübergestellt. Die Vorzüge des kontinuierlichen Ansatzes "S" werden deutlich, wenn man dessen Kurven im Bild 12.5 mit den Ergebnissen der Versuchsnachrechnungen vergleicht.

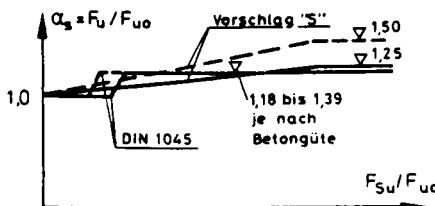


Bild 12.9: α_S -Werte nach DIN 1045 und nach Vorschlag "S".
— = Bügel
--- = Schrägaufbiegungen

Zur Verbesserung der DIN 1045 wird eine vereinfachte Form des Ansatzes "S" vorgeschlagen.

Für alle Bewehrungsformen wird ein einheitlicher η -Wert angesetzt, und der höhere Wirkungsgrad aufgebogener Schubbewehrungsstäbe wird dadurch berücksichtigt, daß man - wie in der derzeitigen Regelung des Heftes 240 (s.o.) - den Neigungswinkel der Schubbewehrung unberücksichtigt läßt.

$$\eta = 0,14 / \sin \gamma_S \quad (12.17)$$

Unter Zugrundelegung eines Sicherheitsbeiwertes zum Durchstanzen von $\gamma = 2,5$ und einer zulässigen Stahlspannung von $\sigma_S = \beta_S / 1,75$ erhält man als zulässige Last F_a :

$$F_a = F_{ao} + 0,10 \cdot A_S \cdot \sigma_S \quad (12.18)$$

$$\rightarrow 1,3 \cdot F_{ao} \quad (12.19)$$

Gleichung (12.18) ist wie folgt aus Gl.(12.12) u. (12.17) abgeleitet:

$$\begin{aligned} F_a &= F_u / 2,5 = (F_{uo} + \eta \cdot F_{su}) / 2,5 \\ F_a &= (F_{uo} + 0,14 \cdot F_{su} / \sin \gamma_S) / 2,5 \\ &= F_{uo} / 2,5 + 0,14 \cdot A_S \cdot \beta_S / 2,5 \\ &= F_{uo} / 2,5 + 0,14 \cdot A_S \cdot (\sigma_S \cdot 1,75) / 2,5 \\ &= F_{ao} + 0,10 \cdot A_S \cdot \sigma_S \end{aligned}$$

Hinweis zum Nachweisverfahren für schubbewehrte Balken:

Abschließend sei angemerkt, daß die grundsätzliche Vorstellung einer additiv traglasterhöhend wirkenden Schubbewehrung auch die Traglasten von schubbewehrten Balken wesentlich besser erfaßt als das Modell der DIN 1045 mit alternativen Tragmodellen für nicht schubbewehrte und für schubbewehrte Balken. Dies bestätigen unter anderem Rafla und Blume in /97/. Es wäre deshalb wünschenswert, das vorgeschlagene Gedankenmodell über die additive Wirkungsweise von Schubbewehrungen nicht nur für durchstanzgefährdete Konstruktionen, sondern in ähnlicher Weise auch für Balken in die DIN-Vorschriften zu übernehmen.

13 Zusammenfassung

13.1 Aufgabenstellung, Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit der als Durchstanzen bezeichneten Versagensart von sog. punktförmig gestützten oder belasteten Stahlbetonplatten. Sie beschränkt sich hierbei auf die Untersuchung der Innenbereiche von Decken und von Einzelfundamenten.

Sehr eingehend werden als sog. "Grundfall des Durchstanzens" Decken und Fundamente untersucht, die in keiner Hinsicht irgendwelche Besonderheiten aufweisen. Darauf aufbauend werden solche Besonderheiten behandelt, für die auch in der DIN 1045 ergänzende Regelungen zum Grundfall des Durchstanzens zu finden sind. Diese "Sonderfälle" sind

- Stützkopfverstärkungen (Pilzdecken),
- ausmittige Stützenbeanspruchungen,
- Aussparungen in Stütznähe und
- Schubbewehrungsanordnungen.

Nicht Thema dieser Arbeit sind folglich Sonderbauweisen wie Leichtbetondecken, vorgespannte Decken oder lochrandgestützte Platten.

Über die Auswertung der umfangreichen Literatur zum Durchstanzen und über Nachrechnungen der zahlreich durchgeführten Versuche zu dem Thema werden Antworten auf folgende drei Fragenkomplexe gefunden:

- Welcher Bruchmechanismus liegt dem Durchstanzen zu grunde?
- Wie lassen sich Bruchlasten am zutreffendsten vorausberechnen?
- Welche Verfahren für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen sind zur Einführung in die DIN 1045 geeignet und empfehlenswert?

13.2 Tragverhalten, Bruchmechanismus

Aus den in der Literatur geschilderten Versuchsbeobachtungen und aus einer in der vorliegenden Arbeit entwickelten und als zutreffend bestätigten Bruchlastvorhersagemethode (s. Abschn. 6) ist abzulesen, daß der Durchstanzbruch eintritt, wenn in der Betondruckzone der Platte am Stützenanschluß ein bestimmter Beanspruchungszustand erreicht ist. Das Versagen ist einem Biegedruckbruch mit einer querkraftbedingt geneigten Betondruckstrebe vergleichbar.

Die Tragfähigkeit der Konstruktion hängt deshalb vornehmlich vom Widerstandsvermögen der Platte gegen einen Biegedruckbruch ab. Eine zusätzliche Einflußgröße ist die Plattenschlankheit, die über das Momenten-Querkraftverhältnis die Neigung der Betondruckstrebe und damit die Tragfähigkeitsminderung gegenüber dem Fall reiner Biegebeanspruchung bestimmt.

Erst nach dem Versagen der kritischen, allseits auf Druck beanspruchten Zone am Stützenanschluß und unter einer geringeren Last als der Bruchlast findet die für das Durchstanzen typische und an einen Schervorgang erinnernde Verschiebung zwischen der Platte und der Stütze statt. Die Stütze drückt sich - das durch den Bruch aus der Platte herausgelöste Plattenteil vor sich herschiebend - durch die Platte hindurch.

Die Biegebeanspruchungen im kritischen Bereich um den Stützenanschluß hängen nahezu ausschließlich vom Gesamtformänderungsverhalten des Plattensystems ab. Sie werden nur in sehr geringem Maße von der örtlichen Ausbildung der Platte im Stützenanschlußbereich (Vouten, Aussparungen, Schubbewehrung, Biegebewehrungskonzentration) oder vom örtlichen Beanspruchungszustand der Biegezugbewehrung (Fließen im engsten Stützenbereich) beeinflußt.

Die zugehörigen Schubbeanspruchungen, die die Neigung der Betondruckstrebe bewirken, sind hingegen allein abhängig von der örtlichen Plattenausbildung. In der Summe müssen sie aus Gleichgewichtsgründen stets gleich der Stützenkraft F sein.

Über die Verteilung der Biege- und Schubbeanspruchungen im Stützenanschlußbereich geben Rißbildungsbeobachtungen sowie Dehnungs- und Durchbiegungsmeßergebnisse Aufschluß. Sie weisen stets - zentrische Stützenlasteinleitung vorausgesetzt - auf annähernd rotationssymmetrische Beanspruchungszustände hin. Abgesehen vom Fall ausmittiger Stützenbeanspruchung darf deshalb bei allen Berechnungen davon ausgegangen werden, daß die von Biegemomenten und Querkräften verursachten Beanspruchungen entlang eines den Stützenanschluß kreisförmig umlaufenden Schnittes annähernd konstant sind.

13.3 Bruchlastberechnung

Versuchsnachrechnungen nach verschiedenen in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsmethoden zeigen, daß zu treffende Bruchlastberechnungen die Berücksichtigung des Biegebeanspruchungszustandes unbedingt voraussetzen.

Vom Verfasser wurde dies bei der Entwicklung einer neuen Berechnungsmethode zum Grundfall des Durchstanzen beachtet. Die Methode sieht im Durchstanzen im Prinzip einen Biegedruckbruch, der von der - je nach Plattenschlankheit unterschiedlich starken - Neigung der Betondruckstrebe beeinflußt ist. Die Bruchhypothesen sind im Abschnitt 6.2 aufgeführt. Das Berechnungsverfahren selbst ist im Abschnitt 6.3 als Ansatz "G1" beschrieben. Es verwendet zur Untersuchung des Biegetragverhaltens und der Biegetragfähigkeit Methoden, die denen der DIN 1045 entsprechen (Schnittgrößenermittlung nach E-Theorie, Querschnittsanalyse mit den Arbeitslinien des Betons und des Stahls nach DIN 1045).

Als rechentechnisch einfacher zu handhabende Alternative zu dem mechanisch begründeten Ansatz "G1" wird im Abschnitt 6.4 ein Näherungsansatz "G2" entwickelt.

Durch Variation des Berechnungsansatzes "G2" läßt sich feststellen, mit welchen Funktionen die entscheidenden Parameter β_C , β_S , μ und h in einen Berechnungsansatz einfließen müssen, wenn dieser in statistischen Auswertungen die besten Übereinstimmungen zwischen rechnerischer und tatsächlicher Bruchlast liefern soll. Für die Parameter μ und β_C (Bewehrungsprozentsatz und Betondruckfestigkeit) führt die Untersuchung auf Funktionen der Art $\sqrt{\mu}$ bis $\sqrt{\mu}$ bzw. $\sqrt{\beta_C}$ bis $\sqrt{\beta_C}$. Im Abschnitt 6.5 wird gezeigt, daß dies auch die Funktionen sind, die für das Versagen rein biegebeanspruchter Querschnitte gelten, wenn Biegendruckversagen für diese Querschnitte maßgebend ist. Diese Feststellung bestätigt die Bruchhypothese, nach der das Durchstanzen einem Biegendruckbruch sehr ähnlich ist. Betonzugversagen hingegen ist nicht - obgleich es die DIN 1045 durch den Ansatz $\sqrt{\beta_C}$ unterstellt - die Ursache für das Durchstanzen.

Im Abschnitt 8 wird das Durchstanzen mit dem Balkenschubbruch verglichen. Der Vergleich führt zu der Erkenntnis, daß die Bruchmechanismen bei beiden Versagensarten im wesentlichen gleich sind. Es ist deshalb nicht verwunderlich, daß statistische Auswertungen von Balkenschubversuchen auf fast exakt die gleichen Abhängigkeiten der Bruchlast von Parametern μ , β_S und β_C führen, wie sie auch für das Durchstanzen gelten. Unterschiede bestehen erwartungsgemäß lediglich hinsichtlich der von den unterschiedlichen statischen Systemen ausgehenden Einflüsse.

Für die vier eingangs genannten Sonderfälle werden in den Abschnitten 9 bis 12 α -Werte abgeleitet, die die Tragfähigkeitsänderungen gegenüber vergleichbaren Konstruktionen des Durchstanzgrundfalles angeben. Sie ergeben sich aus oder zumindest in Einklang mit den geschilderten Bruchmecha-

nismus:

- Bei Stützenkopfverstärkungen führt die Steifigkeitserhöhung des Stützenbereiches zu erhöhten Biegemomenten am Anschnitt zur Stütze. Die Durchstanztragfähigkeit einer Pilzdecke ist aus diesem Grunde geringer als die einer vergleichbaren Flachdecke mit durchgehend der statischen Nutzhöhe, welche die Pilzdecke am Anschnitt zur Stütze aufweist.
- Bei ausmittiger Einleitung der Stützenlast ist ein Biegemoment von der Stütze in die Platte überzuleiten. Dies erzeugt erhöhte Plattenbiegemomente am Anschnitt zur Stütze. Da sich hierbei das Verhältnis von Plattenbiegemoment zu Plattenquerkraft nur unwesentlich ändert, bleibt das aufnehmbare Plattenbiegemoment nahezu konstant und die Tragfähigkeit nimmt annähernd umgekehrt proportional zur Zunahme der Plattenbiegemomente ab.
- Aussparungen in Stütznähe vermindern die Tragfähigkeit maximal in dem Maße, wie sie den zur Lastübertragung zur Verfügung stehenden Umfang eines den Stützenanschluß umlaufenden Schnittes vermindern.
- Schubbewehrungen wirken auf zwei Arten additiv tragfähigkeitserhöhend. Zum einen entlasten sie die schräge Betondruckstrebe am Anschnitt zur Stütze durch ein fachwerkähnliches Tragsystem, das sich dem stets vorhandenen Bogen-Zugband-Tragsystem überlagert. Zum anderen unterstützt die Schubbewehrung die Biegezugbewehrung beim Verklemmen entstandener Risse, vermindert dadurch Rißbreiten und Rißtiefen und vermindert demzufolge die maßgebenden Betonrandstauchungen auf der Biegendruckseite der Platte.

13.4 DIN 1045

Die Vorschriften zum "Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen" nach DIN 1045, Abschn. 22.5 bis 22.7 geben in verschiedener Hinsicht Anlaß zur Kritik:

- Die notwendige Sicherheit gegen Durchstanzen ist nur gewährleistet, wenn neben dem als "Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen" bezeichneten Schubsicherheitsnachweis auch ein Biegetragfähigkeitsnachweis nach Abschn. 17.2 der DIN geführt wird.
- Es fehlt die Vorgabe eines mechanischen Modells oder eines mechanisch begründeten Verfahrens zur Berechnung von Durchstanztragfähigkeiten; und es fehlt die Angabe eines erforderlichen Sicherheitsabstandes zwischen rechnerischer Bruchlast und Gebrauchslast. Statt dessen werden weitgehend empirisch aus Versuchsnachrechnungen abgeleitete Formeln zur Ermittlung von zulässigen Schubspannungen angegeben.
- Aus verschiedenen Regelungen der DIN geht hervor, daß das Durchstanzen vornehmlich als ein Bruch infolge zu hoher Zugbeanspruchungen des Betons aufgefaßt wird. Tatsächlich versagt der Beton in einem Bereich allseitigen Druckes und Zugkräfte werden, wie im Stahlbetonbau üblich, durch Bewehrung aufgenommen.
- Als Folge dieser Fehleinschätzung führt die Anwendung der DIN 1045 bei Variation der Betongüte zu sehr unterschiedlichen Sicherheiten. Um dennoch angemessene Mindestsicherheiten zu erreichen sind vergleichsweise hohe mittlere Sicherheiten erforderlich (im Durchstanzgrundfall beispielsweise $\gamma_m \approx 3,4$). Die Wirtschaftlichkeit der Bauweise leidet hierunter.

- Bei Decken mit Aussparungen nahe dem Stützenanschluß führt die Vorstellung, daß Betonzugversagen die Ursache des Durchstanzens ist, zu unangemessen starken Einschränkungen hinsichtlich der Zulässigkeit solcher Aussparungen. Gedanklich wird hier nämlich möglichen Kerbwirkungen Rechnung getragen. Kerbwirkungen können jedoch nur im Bereich von Zug-, nicht hingegen im Bereich von Druckbeanspruchungen auftreten.
- Zur Berücksichtigung ausmittiger Stützenlasten enthält die DIN 1045 keine näheren Angaben. Sie verlangt lediglich für bestimmte Fälle eine pauschale Erhöhung der rechnerisch vorhandenen Schubspannungen um 40 %.
- Für schubbewehrte Platten werden die o.g. zwei Lastabtragungssysteme nur als Alternativen zugelassen. Die Lastabtragung ist rechnerisch entweder allein über ein Bogen-Zugband-System (Schubbewehrung ohne Einfluß) oder allein über ein Fachwerksystem (Biegezugbewehrung ohne Einfluß) nachzuweisen. Tatsächlich jedoch wirken die beiden Tragsysteme additiv.

Folgendes Nachweisverfahren wird empfohlen:

Der zu gewährleistende Sicherheitsabstand zwischen der Gebrauchsbelastung und der rechnerischen Bruchlast beträgt 2,5. Die rechnerische Bruchlast wird für den Grundfall des Durchstanzens wahlweise nach Berechnungsansatz "G1" oder nach Näherungsansatz "G2" ermittelt. Zur Berücksichtigung der tragfähigkeitsmindernden Wirkung von Langzeitbeanspruchungen ist dabei die in den Berechnungsansätzen verwendete und der Biegedruckfestigkeit entsprechende Zylinderdruckfestigkeit β_C durch die Rechenfestigkeit β_R nach DIN 1045, Tab. 12 zu ersetzen. Für Sonderfälle sind Tragfähigkeitsminderungen bzw. -erhöhungen (Berechnung siehe jeweils am Schluß der Abschnitte 9 bis 12) zu berücksichtigen.

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- /1/ Normenausschuss Bauwesen (NABau)
DIN 1045, "Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung", Ausgabe Dez.1978
- /2/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Jan.1972
Bearbeitet von Grasser,E. und Thielen,G.
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 240, 1976
- /3/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausg. Dez. 1978
Bearbeitet von Grasser,E. und Quast,U.
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 220, 1979
- /4/ Comite Euro-International du Beton (CEB)
CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, 3.Ausgabe, 1978
Bulletin d'Information, No.124/125, 1978
(zu beziehen über den DAfStb , Berlin)
- /5/ British Standards Institution
CP 110 - Code of practice for the structural use of concrete
Britische Stahlbetonbestimmungen, November 1972, (Deutsche Übersetzung siehe Betonkalender 1976, Bd.II, S.923-1054)
- /6/ American Concrete Institute (ACI)
ACI Standard 318-77, Building code requirements for reinforced concrete
US-Stahlbetonbestimmungen, 1977
- /7/ ACI-ASCE Committee 326
Shear and diagonal tension - Kap.8: Slabs and footings
ACI Journal, März 1962, S.353-396
- /8/ Andersson,J.L.
Punching of concrete slabs with shear reinforcement
Transactions of the royal institute of technology, Stockholm Civil engeneering 8, Nr 212, 1963, 57 Seiten
- /9/ Andersson,J.L.
Genomstansning av lift slabs (punching of lift slabs)
Nordisk Betong, Jg.7, 1963, H.3, S.229-252

- /10/ Anis,N.N.
Shear strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement
Dissertation, Universität London, 1970, 264 Seiten
- /11/ Base
(Originalbericht nicht auffindbar. Bericht über die Veröffentlichung siehe in: CEB Bulletin,Nr.57,1968,S.68+82)
- /12/ Base,G.D.
Some tests on the punching shear strength of reinforced concrete slabs
Technical Report TRA/321, Juli 1959, Herausgegeben vom cement and concrete association, London
- /13/ Beukel,A.van den
Shear and moment in a circular plate with respect to punching shear
Instituut TNO voor bouwmaterialen en bouwconstructies, Report No.:BI-82-34/62.1.1245, Delft, 1982
- /14/ Carmichael,D.
Reinforced concrete slab - column connection behaviour
Dissertation, Universität Sydney, 1971
- /15/ Corley,W.G. - Hawkins,N.M.
Shearhead reinforcement for slabs
ACI Journal, Oktober 1968, S.811-824
- /16/ Criswell,M.E.
Strength and behaviour of reinforced concrete slab-column connections subjected to static and dynamic loadings.
Technical Report N-70-1, U.S. Army engineer waterways experiment station, Vicksburg, Dez. 1970, 170 Seiten
- /17/ Criswell,M.E.
Design and testing of a blast-resistant reinforced concrete slab system
Technical Report N-72-10, U.S.Army Engineer waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, November 1972
- /18/ Criswell,M.E.
Static and dynamic response of reinforced concrete slab-column connections
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.721-746
- /19/ Dieterle,H.
Zur Bemessung und Bewehrung quadratischer Fundamentplatten aus Stahlbeton
Dissertation Juli 1973, Universität Stuttgart
- /20/ Dieterle,H.
Zur Bemessung von Fundamentplatten ohne Schubbewehrung
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.73, 1978, H.2, S.29-37

- /21/ Dieterle,H.
Zur Bemessung quadratischer Stützenfundamente
aus Stahlbeton unter zentrischer Belastung mit
Hilfe von Bemessungsdiagrammen
Bericht über das Forschungsvorhaben B15-800178-27 des
Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen u. Städtebau
Otto-Graf-Inst., Uni.Stuttgart, Okt.1982
- /22/ Dieterle,H. - Rostasy,F.S.
Versuche an quadratischen Einzelfundamenten mit und
ohne Schubbewehrung
Bericht über das Forschungsvorhaben V 175 des DAFStb,
Otto-Graf-Institut, Uni.Stuttgart,
Februar 1981, 36 Seiten + Bildanhang
- /23/ Dieterle,H. - Schäfer,K.
Traglastversuche an einer großen Fundamentplatte ohne
Schubbewehrung
Bericht über das Forschungsvorhaben V 194 des DAFStb,
Otto-Graf-Institut, Uni.Stuttgart, Mai 1981
- /24/ Dieterle,H. - Steinle,A.
Blockfundamente für Stahlbetonstützen
Bericht über das Forschungsvorhaben AIF Nr.3953 DBV Nr.66
Otto-Graf-Institut, Uni.Stuttgart, Juni 1980,
49 Seiten + Bildanhang
- /25/ Dilger,W. - Elmasri,M.Z. - Ghali,A.
Flat plates with special shear reinforcement subjected to
static and dynamic moment transfer
ACI Journal, Oktober 1978, S.543-549
- /26/ Dragosavac,M. - Beukel,A. van den
Punching shear
Heron, Vol.20, 1974, No.2, 48 Seiten
- /27/ Elstner,R.C. - Hognestad,E.
Shearing strength of reinforced concrete slabs
ACI Journal, Vol.53, Juli 1956, S.29-58
- /28/ Forssell,C. - Holmberg,U.
Stämpellast pa plattor av betong
Betong (Stockholm), Jg.1946, S.95
- /29/ Frank,W.
Eisenbetonbau
2.Aufl., Verlag W. Wittwer, Stuttgart 1914
- /30/ Franz,G.
Versuche an Stahlbetonkörpern der Fachdecke im
Stützbereich - Versuchsreihe I des Instituts für Beton
und Stahlbetonbau, TH Karlsruhe
Im Auftrag der DFG erstellter Bericht, 1963

- /31/ Franz, G.
Versuche an Stahlbetonkörpern der Fachdecke im
Stützenbereich - Versuchsreihe II des Instituts für Beton
und Stahlbetonbau, TH Karlsruhe
Im Auftrag der DFG erstellter Bericht, 1964
- /32/ Franz, G.
Flachdecken
Aus "Vorträge Betontag 1965" Deutscher Beton- Verein E.V.
- /33/ Franz, G. - Rabe, J.
Der räumliche Spannungszustand im Stützenbereich
von Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.60, 1965, H.1, S.1-5
- /34/ Franz, G. - Ritter, K.
Der räumliche Spannungszustand im Stützenbereich von
Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.59, 1964, H.6, S.132-137
- /35/ Fuchssteiner, W.
Gründungen (Abschnitt "Die Beanspruchung der Fundamente")
Betonkalender 1958, Bd.2, S.304-308
- /36/ Fuchssteiner, W.
Zur Sicherung dünner Fundamentplatten gegen Durchstanzen
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.53, 1958, H.10, S.265-267
- /37/ Ghali, A. - Elmasri, M.Z. - Dilger, W.
Punching of flat plates under static and dynamic horizontal
forces
ACI Journal, Vol.73, October 1976, S.566-572
- /38/ Ghali, A. - Sargious, M.A. - Huizer, A.
Vertical prestressing of flat plates around columns
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, s.905-920
- /39/ Glahn, H. - Trost, H.
Zur Berechnung von Pilzdecken
Der Bauingenieur, Jg.49, 1974, H.4, S.122-132
- /40/ Godycki-Cwirko, T.
Schubprobleme im Stahlbetonbau
VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1973
- /41/ Graf, O.
Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und
rechteckigen Eisenbetonplatten
Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 30, 1915
- /42/ Graf, O.
Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig
aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten
Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 88, 1938

- /43/ Grein,K.
Filzdecken - Theorie und Berechnung
Verlag W. Ernst & Sohn, 3.Auflage, Berlin, 1948
- /44/ Guralnick,S.A. - Frauch,R.W.La
Laboratory study of a 45-foot square flat plate structure
ACI Journal, September 1963, S.1107-1174
- /45/ Hanson,N.W. - Hanson,J.M.
Shear and moment transfer between concrete slabs and columns
Journal of the portland cement association research and
development laboratories, Vol.10, Jan.1968, S.2-16
- /46/ Hatcher,D.S. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
A study of tests on a flat plate and a flat slab
Civil eng. studies - struct. research series nr.217
University of Illinois, Urbana, Juli 1961
- /47/ Hatcher,D.S. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
Test of a reinforced concrete flat plate
Journal of the structural division, Oktober 1965, S.205-231
- /48/ Hatcher,D.S. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
Test of a reinforced concrete flat slab
Journal of the structural division, Juni 1969, S.1051-1072
- /49/ Hawkins,N.M.
Shear strength of slabs with moments transferred to columns
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.817-846
- /50/ Hawkins,N.M.
Shear problems in slabs
presented at the April 14-18, 1975, ASCE National structural
engineering convention and exposition, Held at new Orleans,
La. (Reprint 2502)
- /51/ Hawkins,N.M. - Corley,W.G.
Transfer of unbalanced moment and shear from flat plates to
columns
ACI Publication SP-30, 1971, S.147-177
- /52/ Hawkins.N.M. - Criswell,M.E. - Roll,F.
Shear strength of slabs without shear reinforcement
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.677-720
- /53/ Henkel,O.
Die Füsse der Eisenbetonstützen
(a)Beton und Eisen, 1915, H.19/20, S.283-285, (Henkel,O.)
(b)Beton und Eisen, 1916, H.9/10,S.135-136(Zuschr. Braun,E.)
(c)Beton und Eisen, 1916, H.9/10, S.136-139, H.11, S.157-159
H.12/13, S.180-182, (Henkel,O.)
- /54/ Herzog,M.
Der Durchstanzwiderstand von Stahlbetonplatten nach neu
ausgewerteten Versuchen
Österreichische Ingenieurzeitschrift, Jg.14, 1971,
H.6, S.186-192, H.7, S.216-219

- /55/ Herzog,M.
Wichtige Sonderfälle des Durchstanzen von Stahlbeton- und Spannbetonplatten nach Versuchen
Der Bauingenieur, Jg.49, 1974, H.9., S.333-342
- /56/ Herzog,M.
Die Bemessungsregeln des Bauingenieurs zwischen Empirie und Theorie
Unveröffentlichtes Vortragsmanuskript, 1981
- /57/ Hognestad,E.
Shearing strength of reinforced concrete column footings
ACI Journal, November 1953, S.189-203
- /58/ Hognestad,E.
Yield-line theory for the ultimate flexural strength of reinforced concrete slabs
ACI Journal, März 1953, S.637-656
- /59/ Jirsa,J.O. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
Test of a flat slab reinforced with welded wire fabric
Journal of the structural division, Vol.92
Juni 1966, S.199-224
- /60/ Johansen,K.W.
Yield-line theory
Cement and concrete association, London 1962
(Übersetzt aus dem Dänischen, Original Veröf. 1943)
- /61/ Kani,G.N.J.
Basic facts concerning shear failure
ACI-Journal, Part I, Juni 1966, S.675-692,
Part II, S.1-17
- /62/ Kanoh,Y. - Yoshizakis,S.
Strength of slab-column connections transferring shear and moment
ACI Journal , März 1979, S.461-478
- /63/ Keefe,R.A.
An investigation on the effectiveness of diagonal tension reinforcement in flat slabs
MSC Thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1954
- /64/ Kinnunen,S.
Punching of concrete slabs with two-way reinforcement
Transactions of the royal institute of technology, Stockholm, Civil engineering 6, Nr.198, 1963, 109 Seiten
- /65/ Kinnunen,S. - Nylander,H.
Punching of concrete slabs without shear reinforcement
Transactions of the royal institute of technology, Stockholm, Civil engineering 3, Nr.158, 1960, 112 Seiten
- /66/ Klöckner,W.
Gründungen (Abschnitt "Bewehrte Einzelfundamente")
Betonkalender 1971, Bd.2, S.534-535

- /67/ Kordina,K. - Nöltin,D.
Tragverhalten von ausmittig beanspruchten Einzelfundamenten
aus Stahlbeton
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben
im Auftrag der DFG, unveröffentlicht, 1981
- /68/ Kordina,K. - Nöltin,D.
Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Konstruktionen
aus bewehrtem Normal- und Leichtbeton mit und ohne
Vorspannung
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben
im Auftrage des Inst. für Bautechnik (Berlin),
unveröffentlicht, 1984
- /69/ Ladner,M.
Einfluß der Maßstabsgrösse bei Durchstanzversuchen.
Ableitung eines begründeten Übertragungsgesetzes
Material und Technik, Jg.1, 1973, Nr.2, S.60-68
- /70/ Ladner,M. - Schaeidt,W. - Gut,S.
Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken
Bericht Nr.205 der EMPA (Eidgenössische Material-
Prüfungs- und Versuchsanstalt), Dübendorf 1977, 96 Seiten
- /71/ Lewe,
Berechnung trägerloser Eisenbetondecken nach dem Pilzsystem
Beton und Eisen, 1915, H.12/13, S.121-123
- /72/ Linse,D. - Thielen,G.
Die Grundlagen der Biegebemessung der DIN 1045
aufbereitet für den Gebrauch an Rechenanlagen
Beton- und Stahlbetonbau, H.9, 1972, S.199-208
- /73/ Löser,B.
Zu den deutschen Eisenbetonbestimmungen vom Sept.1925
Beton u. Eisen, Jg.25, Jan.1926, H.1, S.1-4,
- /74/ Long,A.E.
Punching failure of slabs - transfer of moment and shear
Journal of the structural division, Vol.99, April 1973,
S.665-685
- /75/ Long,A.E.
A two-phase approach to the prediction of the punching
strength of slabs
ACI Journal, Februar 1975, S.37-45
- /76/ Long,A.E. - Bond,D.
Punching failure of reinforced concrete slabs
Proceedings of the institution of civil engineers,
London, Vol.37, Mai 1967, S.109-135

- /77/ Long,A.E. - Masterson,D.M.
Improved experimental procedure for determining the punching
strength of reinforced concrete flat slab structures
ACI Publikation SP-42, "shear in reinforced concrete",
vol 2, 1974, S.921-935
- /78/ Mallee,R.
Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 323, 1981
- /79/ Manterola,M.J.
Punzonamiento de placas sin armadura de esfuerzo cortante
(mecanismos de redistribucion de esfuerzos y rotura)
hormigon y acero, 1967, Nr.83, Papel 457-8-30, S.71-98
- /80/ Marcus,H.
Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung
auf die Berechnung biegsamer Platten
Jul. Springer, Berlin, 1924
- /81/ Markus,G.
Kreis- und Kreisringplatten unter antimetrischer Belastung
Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- /82/ Markus,G.
Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke
Werner Verlag, Düsseldorf, 1978
- /83/ Marti,P. - Thürlimann,B.
Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der
Betonzugfestigkeit
Beton- und Stahlbetonbau, 1977, H.1, S.7-12
- /84/ Marti,P. - Ritz,P. - Thürlimann,B.
Prestressed concrete flat slabs.
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich,
Bericht Nr.68, Birkhäuser Verlag Basel, Februar 1977
- /85/ Marti,P. - Pralong,J. - Thürlimann,B.
Schubversuche an Stahlbeton-Platten
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich,
Bericht Nr.7305-2, Birkhäuser-Verlag Basel, September 1977
- /86/ Mast,P.E.
Stresses in flat plates near columns
ACI Journal, Oktober 1970, S.761-768
- /87/ Moe,J.
Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings
under concentrated loads
Development department bulletin d47, Portland cement
association (PCA), April 1961, 130 Seiten

- /88/ Müller,F.P. - Schäfers,U. - Schnitzke,K.
Über die Wirkung von plattenparallelen Stützenkopfverstärkungen auf das Tragvermögen und -verhalten der Konstruktion
Forschungsbericht des Instituts für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe, 1978, 120 Seiten
- /89/ Müller,F.P. - Schäfers,U. - Schnitzke,K.
Über das Tragverhalten des Stützenbereichs von Pilzdecken unter nicht rotationssymmetrischer Belastung
Forschungsbericht des Instituts für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe, 1978, 104 Seiten
- /90/ Narasimhan,N.
Shear reinforcement in reinforced concrete column heads
Dissertation, University of London, Februar 1971
- /91/ Petcu,V. - Stanculescu,G. - Pancaldi,U.
Punching strength predictions for two-way reinforced concrete slabs
Revue roumaine des sciences techniques: serie de mecanique appliquee, Nr 2, März/April 1979, Rumänien
- /92/ Petcu,V. - Stanculescu,G. - Pancaldi,U. - Ionescu,P.
Studiu de sinteza privind comportarea la strapungere a placilor armate pe doua directii (synthesis studie concerning the punching behaviour of two-way reinforced concrete slabs)
St.cerc. incerc, H.3, 1973, 76 Seiten
- /93/ Petcu,v. - Stanculescu,G. - Pancaldi, U. - E.A.
Relatii pentru calculul la strapungere a placilor armate pe doua directii (Berechnung der Durchstanztragfähigkeit zweiachsig gespannter Stahlbetonplatten)
Buletinul stiintific al institutului de constructii Bucuresti, 19.Jg, 1976, S.25-55
- /94/ Polivka,J.
Neuere amerikanische Versuche mitträgerlosen Decken Beton und Eisen, 1917, H.9/10, S.131-133, H.12/13, S.158-161 H.16, S.212-215, H.17/18, S.233-235
- /95/ Polivka,J.
Neuere Versuche mitträgerlosen Decken Beton und Eisen, 1920, H.9-10, S.99-102
- /96/ Pralong,J. - Brändli,W. - Thürlimann,B.
Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr.7305-3, Birkhäuser-Verlag Basel, Dezember 1979
- /97/ Rafla,K. - Blume,F.
Systematische Auswertung von Schubversuchen an Stahlbeton - balken
Unveröffentlichter Forschungsbericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, 1977

- /98/ Regan,P.E.
Behaviour of reinforced and prestressed concrete subjected
to shear forces
Proceedings of the institution of civil engineers, London,
Vol.50, Supplement XVII
Paper 7441s, 1971, S.337-364
- /99/ Regan,P.E.
Design for punching shear
The structural engineer, Vol.52, Juni 1974, Nr.6, S.197-207
- /100/ Reimann,H.
Zur Bemessung von dünnen Plattendekken auf Stützen ohne
Kopf gegen Durchstanzen
Dissertation, Juli 1963, TH Stuttgart
- /101/ Richart,F.E.
Reinforced concrete wall and column footings
ACI Journal, Vol.45, Okt./Nov.1948, S. 97-127, 237-260
- /102/ Ritter,K.
Beitrag zur spannungsoptischen Untersuchung des räumlichen
Spannungszustandes im Stützenbereich von Flachdecken
Dissertation, Juli 1961, TH Karlsruhe
- /103/ Roll,F. - Zaidi,S.T.H. - Sabnis,G. - Chuang,K.
Shear resistance of perforated reinforced concrete slabs
ACI Publication SP-30, 1971, S.77-101
- /104/ Rosenthal,I.
Experimental investigation of flat plate floors
ACI Journal, Vol.56, Aug.1959, S.153-166
- /105/ Sawczuk,A. - Jäger,T.
Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten
Springer Verlag, Berlin, 1963, 522 Seiten
- /106/ Schäfer,H. - Jahn,M.
Der Spannungszustand im Stützenbereich von Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, 1979, H.1, S.23-25
- /107/ Schaeidt,W. - Ladner,M. - Rösli,A.
Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen
Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1970
- /108/ Seible,F. - Ghali,A. - Dilger,W.H.
Preassembled shear reinforcing units for flat plates
ACI Journal, Januar-Februar 1980, S.28-35
- /109/ Self,M.W.
Ultimate strength of reinforced concrete flat slabs
Journal of the structural division,
Vol.90, August 1964, S.205-233
- /110/ Stahlton AG
Flachdecken mit Stahlton Stützsteifen-Vorspannung
Unveröffentlichter Bericht der Stahlton AG, 1974/75

- /111/ Stamenkovic,A.
Local strength of flat slabs at column heads
Dissertation, Dezember 1969, University of London
- /112/ Stamenkovic,A. - Chapman,J.C.
Local strength of flat slabs at column heads
Construction industry research and information association
(CIRIA), London, Report Nr.39, August 1972, 81 Seiten
- /113/ Di Stasio,J. - van Buren,M.P.
Transfer of bending moment between flat plate floor and
column
ACI Journal, September 1960, S.299-314
- /114/ Steinmann (?)
Essais de planchers
Bericht aus der CEB-Arbeitsgruppe Durchstanzen, CA 1966
- /115/ Stiglat,K.
Statische und konstruktive Probleme mit Lösungsmöglich-
keiten bei Flachdecken im Stanzbereich
Bericht der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für
Baustatik, Arbeitstagungen 3, 1979
- /116/ Sundquist,H.
Betongplatta pa pelare vid dynamisk engangslast (1)
Meddelande Nr 124, Institutionen för byggnadstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1977
- /117/ Swamy,R.N. - Ali,S.A.R.
Punching shear behavior of reinforced slab-column
connections made with steel fiber concrete
ACI Journal, Sept./Okt. 1982, S.392-406
- /118/ Talbot,A.N.
Reinforced concrete wall footings and column footings
Bulletin Nr.67, University of Illinois, engineering
experiment station, März 1913
- /119/ Tankut,T.
The behaviour of the reinforced concrete flat plate
structures subjected to various combinations of vertical and
horizontal loads
Dissertation, University of London, November 1969
- /120/ Taylor,R. - Hayes,B.
Some tests on the effect of edge restraint on punching
shear in reinforced concrete slabs
Magazine of concrete research, Vol.17,
Nr.50, März 1965, S.39-40
- /121/ Vandebilt,M.D.
Shear strength of continuous plates
Journal of the structural division, Vol.98, Mai 1972,
S.961-973

- /122/ Wantur,H.Z.
Bemessung der Flachdecken im Stützenbereich unter
gleichzeitiger Berücksichtigung der Biege-und
vertikalen Querbewehrung
Dissertation, Rijksuniversitet, Gent, 1969
- /123/ Wegner,R. - Harbord,R. - Duddeck,H.
Flach- und Pilzdecken im ungerissen und im gerissen
Zustand
Der Bauingenieur, Jg.50, 1975, H.1, S.19-26
- /124/ Wheeler,W.H.
Thin flat-slab floors prove rigid under test
Engineering news-record, Vol.116, No.2, 9. Januar 1936,
S.49-50
- /125/ Whitney,C.S.
Ultimate shear strength of reinforced concrete flat slabs,
footings,beams, and frame members without shear reinforcement
ACI Journal, Vol.54, Oktober 1957, S.265-298
- /126/ Yitzhaki,D.
Punching strength of reinforced concrete slabs
CEB-Bulletin Nr 58, 1966, S.83-115

Anhang A1:
Versuchsdaten

Anhang A2:
Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile

Anhang A3:
m/F-Beziehungen nach der Elastizitätstheorie

Anhang A4:
Traglasten F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie

Anhang A5:
Das Verfahren von Kinnunen und Nylander

Anhang A1

Versuchsdaten

Der vorliegende Anhang A1 ergänzt den Abschn. 3.2 ("Versuchsdaten"), indem er die Daten aller in dieser Arbeit zu Versuchsnachrechnungen herangezogenen Versuche in Tabel lenform angibt.

Die Datendarstellung gliedert sich in die für alle Versuche anzugebenden Grunddaten und in die nur für einzelne Sonderfälle erforderlichen Zusatzdaten.

Die Grunddaten aller Versuche sind der Tabelle A1.1 zu entnehmen. Alle Versuche zum Grundfall des Durchstanzens ("G" in Spalte 6 der Tabelle) sind mit diesen Angaben bereits ausreichend beschrieben und werden in den weiteren Da tentabellen nicht erneut aufgeführt.

Die Zusatzdaten sind in den Tabellen A1.2 bis A1.6 angegeben.

Die Reihenfolge der Versuche in den Tabellen ist stets die gleiche. Zuerst werden die Versuche an Decken bzw. Deckenausschnitten aufgeführt, dann die Versuche an Fundamenten. Innerhalb der beiden Gruppen sind die Versuche in zeitlicher Folge geordnet.

Nachfolgend sind zuerst die Erläuterungen zu den sechs Tabellen abgedruckt, dann erst folgen die Tabellen selbst.

Erläuterungen zu Tabelle A1.1 (Grunddaten):

Vergleiche auch Bild B.1 bei den Bezeichnungserläuterungen im Vorspann der Arbeit !

Spalte 1:	Name	= Verfasser des Versuchsberichtes
Spalte 2:	Lit.	= Nr. im Literaturverzeichnis
Spalte 3:	Jahr.	= Erscheinungsjahr des Berichtes
Spalte 4:	V.Nr.	= laufende Versuchsnummer der Tab. A1.1
Spalte 5:	Bez.	= Bezeichnung des Versuches
Spalte 6:	Art	= Zuordnung zu folgenden Fällen: G + Grundfall (s. Abschnitt 5 bis 8) P + Pilzdecke (s. Abschnitt 9) E + Ausmittige Stützenlast (s. Abschnitt 10) A + Aussparungen (s. Abschnitt 11) S + Schubbewehrung (s. Abschnitt 12)
Spalte 7:	S.	= statisches System des Versuchskörpers D + vollständige Decke A + Ausschnitt aus einer Decke F + Einzelfundament
Spalte 8:	F.	= Plattenform k + kreisförmig q + quadratisch, ggf. Unterscheidung in qa + Abheben der Ecken möglich qs + Ecken gegen Abheben gesichert r + rechteckig (Näheres s. Spalte 20)
Spalte 9:	l	= Plattenlänge = (Bei Decken) Achsabstand der Stützen = (Bei Ausschn.) Abstand der Randlasten = (Bei Fundamenten) Plattenlänge
Spalte 10:	d	= Plattendicke
Spalte 11:	h	= Statische Nutzhöhe (Mittelwert aus den Einzelwerten der Bewehrungslagen)
Spalte 12:	Q.	= Querschnittsform k + kreisförmig q + quadratisch
Spalte 13:	c	= Durchmesser eines runden bzw. Kantenlänge eines quadratischen Stützenquerschnittes

- Spalte 14: λ = Plattendicke $a/h = 1/2(\ell_0 - c)/h$
nach Abschnitt 6.3, Gl. (6.7)
- Spalte 15: μ = Prozentsatz der Biegezugbewehrung, bezo-
gen auf die statische Nutzhöhe h .
Erläuterung (vergl. auch Abschn. 6.5.7):
- Bei Decken $\mu = \mu_G$, d.h. Mittelwert
über die Gurtstreifenbreite ($\approx 40\%$
der Stützweite in Querrichtung)
- Bei Deckenauschnitten $\mu = \mu_G$,
d.h. Mittelwert über die gesamte
Plattenbreite (\approx Gurtstreifenbreite)
- Bei Fundamenten $\mu = \mu_K$,
d.h. Mittelwert über die Breite der
Grundfläche des Durchstanzkegels
($= c + 2h$)
- Spalte 16: μ' = Prozentsatz der Biegendruckbewehrung
- Spalte 17: β_C = Zylinderdruckfestigkeit des Betons,
ggf. aus der Würfeldruckfestigkeiten
ermittelt mit
$$\beta_C = 0,80 \cdot \beta_{W150}$$

bzw.
$$\beta_C = 0,85 \cdot \beta_{W200}$$
- Spalte 18: β_S = Streckgrenze des Bewehrungsstahls
- Spalte 19: F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
- Spalte 20: Bemerkungen:
- Bei rechteckigen Platten ist als Plattenlän-
ge in Spalte 9 die Länge der größeren Rech-
teckseite ℓ_x angegeben; das Seitenverhält-
nis ℓ_x/ℓ_y ist der Spalte 20 zu entnehmen.
Weiteres über rechteckige Platten s.
Abschn. 6.5.9.
- Bei ungleichmäßiger Verteilung der Bewehrung
über die Plattenfläche (Konzentration im
engsten Stützenbereich) ist als Bewehrungs-
grad μ in Spalte 15 entweder μ_K oder μ_G
(s. Erläuterung zu Spalte 15) angegeben.
Der jeweils nicht in Spalte 15 angegebene
 μ -Wert ist der Spalte 20 zu entnehmen. Wei-
teres hierzu s. Abschn. 6.5.7.

Erläuterungen zu Tabelle Al.2 (ausmittige Stützenlasten):

Spalte 1: Lfd. Nr. = laufende Versuchsnr. in Tab. Al.2
Spalte 2: Name = Verfasser des Versuchsberichtes
Spalte 3: Lit. = Nr. im Literaturverzeichnis
Spalte 4: V. Nr. = Versuchsnummer in der Grunddatentabelle Al
Spalte 5: Bez. = Bezeichnung des Versuches
Spalte 6: e = Ausmitte der Stützenlast (vergl. Bild 10.1 und zugl. Begleittext)
Spalte 7: e/c_k = bezogene Ausmitte (c_k = Durchmesser des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes. Nicht kreisförmige Querschnitte sind in flächengleiche kreisförmige Ersatzquerschnitte umgerechnet.)

Erläuterungen zu Tabelle Al.3 (Aussparungen Typ "M"):

Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tabelle Al.2)
Spalte 6: Die Zahlen 1 bis 4 geben an, welche der vier im nachfolgenden Bild dargestellten Aussparungen angeordnet waren.
Spalte 7 + 8: a_A , c_q , w_A : s. Bild Al.3
Spalte 9 + 10: ψ_A , ψ_{Ai} , ψ_o : s. Abschn. II.1, Bild II.1 und Begleittext.

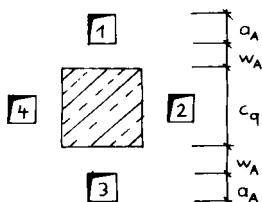


Bild zu Tab. Al.3

Erläuterungen zu Tabelle A1.4 (Aussparungen Typ "E"):

Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tabelle A1.2)

Spalte 6: Die Zahlen 1 bis 4 geben an, welche der vier im nachfolgenden Bild A1.4 dargestellten Aussparungen angeordnet waren.

Spalte 7 : a_A , c_q : s. Bild A1.4

Spalte 9 + 10: ψ_A , ψ_{Ai} , ψ_o : s. Abschn. II.1, Bild II.1 und Begleittext.

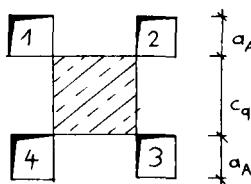


Bild zu Tab. A1.4

Erläuterungen zu den Tabellen A1.5 und A1.6 (Schubbewehrung)

Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tabelle A1.2).

Spalte 6: A_S = Querschnitt der anrechenbaren Schubbewehrung (Querschnitt aller Bewehrungsstäbe, die eine angenommene unter 30° geneigte Bruchkegeloberfläche scheiden)

Spalte 7: β_S = Streckgrenze der Schubbewehrung

Spalte 8: γ_S = Neigungswinkel der Schubbewehrung gegenüber der Plattenmittelfläche

Spalte 9: F_{Su} = Vertikalkomponente der Fließkraft der Schubbewehrung

$$= A_S \cdot \beta_S \cdot \gamma_S$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch				Platte					Stuetze	Schl.		Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.				
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	t	d	h	Q.	c	x	μ	μ	°C	S	ft	Bemerkungen	
Graf	/41/1915!	1	795	G	IA	qa	2.000	0.120	0.102!	k	0.600!	6.83!	0.375	0.000!	19.4	400!	0.1863!		
	/41/1915!	2	815	G	IA	qa	2.000	0.120	0.102!	k	0.600!	6.83!	0.375	0.000!	19.4	400!	0.1912!		
	/41/1915!	3	832	G	IA	qa	2.000	0.120	0.102!	k	0.600!	6.83!	0.375	0.000!	19.4	400!	0.1763!		
	/41/1915!	4	799	G	IA	qa	2.000	0.120	0.062!	k	0.600!	11.20!	6.615	0.000!	19.4	400!	0.1226!		
	/41/1915!	5	803	G	IA	qa	2.000	0.080	0.062!	k	0.600!	11.20!	6.615	0.000!	19.4	400!	0.1196!		
	/41/1915!	6	807	G	IA	qa	2.000	0.080	0.062!	k	0.600!	11.20!	6.615	0.000!	19.4	400!	0.1177!		
	/41/1915!	7	845	G	IA	qa	2.000	0.120	0.102!	q	0.120!	9.10!	0.390	0.000!	19.4	400!	0.1079!		
	/41/1915!	8	844	G	IA	qa	2.000	0.080	0.062!	q	0.120!	14.92!	0.660	0.000!	19.4	400!	0.0588!		
Graf	/42/1938!	9	1362	G	IA	qa	1.500	0.302	0.271!	q	0.300!	2.14!	1.040	0.000!	13.9	270!	1.1572!		
	/42/1938!	10	1355	S	IA	qa	1.500	0.302	0.273!	q	0.200!	2.33!	0.700	0.000!	15.2	278!	1.2063!		
	/42/1938!	11	1356	S	IA	qa	1.500	0.303	0.274!	q	0.200!	2.33!	0.700	0.000!	15.2	278!	1.2847!		
	/42/1938!	12	1361	S	IA	qa	1.500	0.303	0.272!	q	0.300!	2.14!	1.045	0.000!	14.4	270!	1.7260!		
	/42/1938!	13	1375	G	IA	qa	1.500	0.504	0.473!	q	0.300!	1.23!	0.600	0.000!	15.5	270!	1.6476!		
	/42/1938!	14	1376	S	IA	qa	1.500	0.503	0.474!	q	0.200!	1.34!	0.405	0.000!	16.3	278!	2.2556!		
	/42/1938!	15	1377	S	IA	qa	1.500	0.505	0.474!	q	0.200!	1.34!	0.405	0.000!	15.2	278!	2.2066!		
	/42/1938!	16	1363	S	IA	qa	1.500	0.502	0.469!	q	0.300!	1.24!	0.600	0.000!	16.4	270!	3.0206!		
For/Ho	/28/1946!	17	4	G	IA	qa	1.150	0.126	0.110!	k	0.140!	3.55!	0.643	0.000!	13.0	343!	0.1765!		
	/28/1946!	18	15	G	IA	qa	1.150	0.126	0.110!	k	0.140!	3.55!	0.643	0.000!	16.9	343!	0.1765!		
	/28/1946!	19	16	G	IA	qa	1.150	0.124	0.108!	k	0.140!	3.61!	0.654	0.000!	16.9	343!	0.1922!		
	/28/1946!	20	18	G	IA	qa	1.150	0.128	0.112!	k	0.140!	3.48!	0.631	0.000!	16.9	343!	0.1883!		
	/28/1946!	21	20	G	IA	qa	1.150	0.126	0.110!	k	0.200!	3.27!	0.643	0.000!	22.4	343!	0.2550!		
Keefe	/63/1954!	22	P-I	G	IA	k	0.940	0.127	0.113!	k	0.153!	3.48!	2.500	0.000!	27.0	288!	0.3158!		
	/63/1954!	23	P-II	G	IA	k	0.940	0.127	0.113!	k	0.153!	3.48!	2.500	0.000!	26.1	288!	0.3707!		
	/63/1954!	24	S-I	S	IA	k	0.940	0.127	0.113!	k	0.153!	3.48!	2.500	0.000!	26.3	288!	0.4923!		
	/63/1954!	25	S-II	S	IA	k	0.940	0.127	0.113!	k	0.153!	3.48!	2.500	0.000!	25.0	288!	0.4923!		
EI/Hog	/27/1956!	26	A-1A	G	IA	qa	1.829	0.152	0.118!	q	0.254!	6.54!	1.161	0.560!	14.1	332!	0.3025!		
	/27/1956!	27	A-1B	G	IA	qa	1.829	0.152	0.118!	q	0.254!	6.54!	1.161	0.560!	25.2	332!	0.3647!		
	/27/1956!	28	A-1C	G	IA	qa	1.829	0.152	0.118!	q	0.254!	6.54!	1.161	0.560!	29.0	332!	0.3558!		
	/27/1956!	29	A-1D	G	IA	qa	1.829	0.152	0.118!	q	0.254!	6.54!	1.161	0.560!	36.8	332!	0.3514!		
	/27/1956!	30	A-1E	G	IA	qa	1.829	0.152	0.118!	q	0.254!	6.54!	1.161	0.560!	20.3	332!	0.3558!		
	/27/1956!	31	A-2A	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	2.498	1.150!	13.6	321!	0.3336!		
	/27/1956!	32	A-2B	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	2.498	1.150!	19.5	321!	0.4003!		
	/27/1956!	33	A-2C	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	2.498	1.150!	37.4	321!	0.4670!		
	/27/1956!	34	A-7B	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	2.498	1.150!	27.9	321!	0.5115!		
	/27/1956!	35	A-3A	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	3.740	1.150!	12.8	321!	0.3558!		
	/27/1956!	36	A-3B	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	3.740	1.150!	22.6	321!	0.4448!		
	/27/1956!	37	A-3C	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	3.740	1.150!	26.5	321!	0.5338!		
	/27/1956!	38	A-3D	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	3.740	1.150!	34.5	321!	0.5471!		
	/27/1956!	39	A-4	G	IA	qa	1.829	0.152	0.118!	q	0.356!	6.05!	1.180	0.560!	26.1	332!	0.4003!		
	/27/1956!	40	A-5	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.356!	6.23!	3.740	1.150!	27.8	321!	0.5381!		
	/27/1956!	41	A-6	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.356!	6.23!	3.740	1.150!	25.0	321!	0.4982!		
	/27/1956!	42	A-9	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	1.640	1.150!	29.9	321!	0.4448!		
	/27/1956!	43	A-10	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.356!	6.23!	1.480	1.150!	29.7	321!	0.4893!	HK = 6,32%	
	/27/1956!	44	A-11	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.356!	6.23!	2.498	1.150!	25.9	321!	0.5293!	HK = 6,32%	
	/27/1956!	45	A-12	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.356!	6.23!	2.498	2.470!	28.4	321!	0.5293!		
	/27/1956!	46	A-13	G	IA	qa	1.829	0.152	0.120!	q	0.356!	5.92!	0.554	0.280!	26.2	294!	0.2357!		
	/27/1956!	47	B-1	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	0.476	0.000!	14.2	324!	0.1784!		
	/27/1956!	48	B-2	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	0.476	0.000!	47.6	321!	0.2002!		
	/27/1956!	49	B-4	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	1.007	0.000!	47.7	303!	0.3336!		
	/27/1956!	50	B-9	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	2.004	0.000!	43.9	341!	0.5048!		
	/27/1956!	51	B-11	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	3.024	0.000!	13.5	409!	0.3292!		
	/27/1956!	52	B-14	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.74!	3.024	0.000!	50.5	325!	0.5782!		
	/27/1956!	53	B-3	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	0.999	0.000!	13.3	299!	0.2869!		
	/27/1956!	54	B-5	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	2.000	0.000!	14.3	420!	0.3781!		
	/27/1956!	55	B-6	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	2.000	0.000!	16.9	380!	0.4684!		
	/27/1956!	56	B-10	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	2.000	0.000!	46.4	335!	0.5338!		
	/27/1956!	57	B-12	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	3.000	0.000!	45.8	332!	0.7873!		
	/27/1956!	58	B-13	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	3.000	0.000!	48.0	328!	0.7784!		
	/27/1956!	59	B-15	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	3.000	0.000!	48.9	332!	0.6894!		
	/27/1956!	60	B-16	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	3.000	0.000!	45.3	339!	0.7473!		
	/27/1956!	61	B-17	S	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.500	0.000!	14.5	308!	0.3572!		
Base	/12/1959!	62	A	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.083	0.000!	26.4	300!	0.0939!		
	/12/1959!	63	B	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.083	0.000!	28.5	300!	0.1036!		
	/12/1959!	64	C	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.083	0.083!	26.2	300!	0.0979!		
	/12/1959!	65	D	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.083	0.083!	27.3	300!	0.1036!		
	/12/1959!	66	E	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	0.722	0.000!	29.8	300!	0.0818!		
	/12/1959!	67	F	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	0.722	0.000!	27.7	300!	0.0818!		
	/12/1959!	68	G	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.625	0.000!	29.1	300!	0.1125!		
	/12/1959!	69	H	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.625	0.000!	26.3	300!	0.0996!		

Tabelle Al.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite Al.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Name	Lit.	Jahr!	V.Nr.	Bez.	Art!	S.F.	t	d	Platte	Stuetze	Schl.	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.					Bemerkungen
(Base)							/m	/m	/m	/m	/m	/m	/m	/m	/m	/m	/m	/m	
Rosen	104/1259!	70	I	G	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.625	0.000!	28.0	300!	0.1156!		
	12/1959!	71	K	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.625	0.000!	30.2	300!	0.1094!		
	12/1959!	72	L	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.39!	0.722	0.000!	25.4	300!	0.0818!		
	12/1959!	73	M	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	0.722	0.000!	29.8	300!	0.0907!		
	12/1959!	74	N	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	0.722	0.000!	31.0	300!	0.0939!		
	12/1959!	75	O	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	0.722	0.000!	29.8	300!	0.0845!		
	12/1959!	76	P	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.625	0.000!	30.3	300!	0.1156!		
	12/1959!	77	Q	S	IA	qa	0.559	0.076	0.057!	q	0.102!	3.89!	1.625	0.000!	31.3	300!	0.1254!		
Ki/Nyl	65/1260!	81	IA15A-5	G	IA	k	1.710	0.149	0.117!	k	0.150!	6.67!	0.800	0.000!	26.3	441!	0.2550!		
	65/1260!	82	IA15A-6	G	IA	k	1.710	0.150	0.118!	k	0.150!	6.61!	0.790	0.000!	25.7	454!	0.2746!		
	65/1960!	83	IA15B-9	G	IA	k	1.710	0.150	0.117!	k	0.150!	6.67!	1.300	0.000!	25.5	446!	0.2746!	1,59%	
	65/1960!	84	IA15B-10	G	IA	k	1.710	0.150	0.117!	k	0.150!	6.67!	1.300	0.000!	25.5	448!	0.2746!	1,59%	
	65/1960!	85	IA15C-11	G	IA	k	1.710	0.153	0.121!	k	0.150!	6.45!	1.150	0.000!	31.5	436!	0.3334!	1,53%	
	65/1960!	86	IA15C-12	G	IA	k	1.710	0.154	0.122!	k	0.150!	6.39!	1.140	0.000!	30.4	439!	0.3315!	1,54%	
	65/1960!	87	IC15A-18	G	IA	k	1.710	0.150	0.125!	k	0.150!	6.24!	0.395	0.000!	26.6	443!	0.2030!		
	65/1960!	88	IC15A-19	G	IA	k	1.710	0.149	0.126!	k	0.150!	6.19!	0.390	0.000!	27.9	443!	0.1981!		
	65/1960!	89	IC15B-20	G	IA	k	1.710	0.152	0.127!	k	0.150!	6.16!	0.810	0.000!	26.7	441!	0.2668!		
	65/1960!	90	IC15B-21	G	IA	k	1.710	0.150	0.124!	k	0.150!	6.29!	0.830	0.000!	26.5	441!	0.2844!		
	65/1960!	91	IA30A-24	G	IA	k	1.710	0.158	0.128!	k	0.300!	5.51!	1.010	0.000!	25.9	455!	0.4295!		
	65/1960!	92	IA30A-25	G	IA	k	1.710	0.154	0.124!	k	0.300!	5.69!	1.040	0.000!	24.6	451!	0.4080!		
	65/1960!	93	IA30B-26	G	IA	k	1.710	0.154	0.128!	k	0.300!	5.51!	1.600	0.000!	25.9	435!	0.4040!		
	65/1960!	94	IA30B-28	G	IA	k	1.710	0.151	0.119!	k	0.300!	5.92!	1.720	0.000!	25.4	436!	0.3678!	2,03%	
	65/1960!	95	IA30B-29	G	IA	k	1.710	0.151	0.119!	k	0.300!	5.92!	1.720	0.000!	25.4	444!	0.4168!	2,18%	
	65/1960!	96	IA30C-30	G	IA	k	1.710	0.151	0.120!	k	0.300!	5.87!	1.600	0.000!	29.5	435!	0.4903!	2,16%	
	65/1960!	97	IA30C-31	G	IA	k	1.710	0.151	0.119!	k	0.300!	5.92!	1.610	0.000!	29.5	448!	0.5394!	2,18%	
	65/1960!	98	IA30D-32	G	IA	k	1.710	0.155	0.123!	k	0.300!	5.73!	0.490	0.000!	25.8	448!	0.2579!		
	65/1960!	99	IA30D-33	G	IA	k	1.710	0.156	0.125!	k	0.300!	5.64!	0.480	0.000!	26.1	462!	0.2579!		
	65/1960!	100	IA30E-34	G	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.300!	5.87!	0.830	0.000!	26.9	461!	0.3315!	1,00%	
	65/1960!	101	IA30E-35	G	IA	k	1.710	0.153	0.122!	k	0.300!	5.78!	0.810	0.000!	24.5	459!	0.3315!	0,98%	
	65/1960!	102	IC30A-40	G	IA	k	1.710	0.153	0.128!	k	0.300!	5.51!	0.595	0.000!	24.1	434!	0.2991!		
	65/1960!	103	IC30A-41	G	IA	k	1.710	0.150	0.125!	k	0.300!	5.64!	0.605	0.000!	25.9	434!	0.3001!		
	65/1960!	104	IC30B-43	G	IA	k	1.710	0.153	0.130!	k	0.300!	5.42!	1.240	0.000!	26.9	452!	0.4286!		
Moe	87/1961!	105	S1-60	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	23.3	399!	0.3892!		
	87/1961!	106	S2-60	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	22.1	399!	0.3558!	1,53%	
	87/1961!	107	S3-60	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	22.6	399!	0.3638!	2,30%	
	87/1961!	108	S4-60	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	23.9	399!	0.3336!	3,45%	
	87/1961!	109	S1-70	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	24.5	483!	0.3923!		
	87/1961!	110	S3-70	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	25.4	483!	0.3781!	2,30%	
	87/1961!	111	S4-70	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	35.2	483!	0.3736!	3,45%	
	87/1961!	112	S4A-70	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.060	0.000!	20.5	483!	0.3114!	3,45%	
	87/1961!	113	S5-60	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.203!	7.02!	1.060	0.000!	22.2	399!	0.3425!		
	87/1961!	114	S5-70	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.203!	7.02!	1.060	0.000!	23.0	483!	0.3781!		
	87/1961!	115	R2	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.152!	7.27!	1.150	0.000!	26.5	328!	0.3114!		
	87/1961!	116	M1A	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	20.8	481!	0.4328!		
	87/1961!	117	M2A	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	15.5	481!	0.2126!		
	87/1961!	118	M4A	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	17.6	481!	0.1437!		
	87/1961!	119	M2	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	25.7	481!	0.2922!		
	87/1961!	120	M3	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	22.8	481!	0.2073!		
	87/1961!	121	M4	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	24.7	481!	0.1317!		
	87/1961!	122	M5	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.305!	6.51!	1.500	0.000!	27.0	481!	0.1010!		
	87/1961!	123	M6	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.340	0.000!	26.5	328!	0.2393!		
	87/1961!	124	M7	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.340	0.000!	25.0	328!	0.3114!		
	87/1961!	125	M8	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.340	0.574!	24.6	328!	0.1495!		
	87/1961!	126	M9	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.340	0.000!	23.2	328!	0.2669!		
	87/1961!	127	M10	E	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.340	0.574!	21.1	328!	0.1779!		
	87/1961!	128	H1	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	26.1	328!	0.3714!		
	87/1961!	129	H2	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	25.0	328!	0.3292!		
	87/1961!	130	H3	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	23.6	328!	0.3247!		
	87/1961!	131	H4	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	25.7	328!	0.2896!		
	87/1961!	132	H5	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	25.0	328!	0.2495!		
	87/1961!	133	H6	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	28.4	328!	0.2455!		
	87/1961!	134	H7	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	25.2	328!	0.3118!		
	87/1961!	135	H8	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	28.1	328!	0.3118!		
	87/1961!	136	H9	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	24.1	328!	0.3127!		
	87/1961!	137	H10	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	25.0	328!	0.3340!		
	87/1961!	138	H11	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	26.1	328!	0.3385!		
	87/1961!	139	H12	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	27.8	328!	0.2687!		
	87/1961!	140	H13	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	24.5	328!	0.2006!		

Tabelle A1.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite A1-2)

Blatt 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
				!						!			!						
Bericht	Versuch			Platte		Stuetze	Schl.			Bewehrung		Baustoffe		Bruchl.					
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	t	d	h	Q.	c	λ	μ	ρ	B _C	B _S	F _t	Bemerkungen	
(Moe)	/87/1961!141	H14	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	0.770	0.000!	26.2	328!	0.2526!			
	/87/1961!142	H15	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114!	q	0.254!	6.76!	1.150	0.000!	23.4	328!	0.3318!			
	/87/1961!143	S8-60	S	IA	qa	1.329	0.152	0.114!	q	0.293!	7.02!	1.060	0.000!	23.1!	399!	0.3670!			
Anders	/8/1963!144	A-S1-62	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.150!	6.50!	0.775	0.000!	26.3	439!	0.3462!			
	/8/1963!145	A-S1-63	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.150!	6.50!	0.775	0.000!	26.2	432!	0.3531!			
	/8/1963!146	A-S1-64	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.150!	6.50!	0.775	0.000!	26.2	432!	0.3707!			
	/8/1963!147	A-S1-65	S	IA	k	1.710	0.150	0.121!	k	0.150!	6.45!	0.770	0.000!	26.3	437!	0.3727!			
	/8/1963!148	A-S2-66	S	IA	k	1.710	0.150	0.119!	k	0.150!	6.55!	0.780	0.000!	26.8	438!	0.2922!			
	/8/1963!149	A-S2-67	S	IA	k	1.710	0.150	0.121!	k	0.150!	6.45!	0.770	0.000!	27.4	435!	0.2942!			
	/8/1963!150	A-S3-68	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.150!	6.50!	0.775	0.000!	25.7	439!	0.2746!			
	/8/1963!151	A-S3-69	S	IA	k	1.710	0.150	0.121!	k	0.150!	6.45!	0.770	0.000!	24.8	448!	0.2491!			
	/8/1963!152	A-S4-70	S	IA	k	1.710	0.150	0.121!	k	0.150!	6.45!	0.770	0.000!	23.7	435!	0.2726!			
	/8/1963!153	A-S4-71	S	IA	k	1.710	0.150	0.123!	k	0.150!	6.34!	0.760	0.000!	25.2	440!	0.2922!			
	/8/1963!154	A-S1-76	S	IA	k	1.710	0.150	0.122!	k	0.300!	5.78!	1.060	0.000!	27.0	457!	0.5345!			
	/8/1963!155	A-S1-77	S	IA	k	1.710	0.150	0.125!	k	0.300!	5.64!	1.040	0.000!	28.0	453!	0.5492!			
	/8/1963!156	A-S1-78	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.300!	5.87!	1.080	0.000!	28.2	461!	0.6061!			
	/8/1963!157	A-S1-79	S	IA	k	1.710	0.150	0.119!	k	0.300!	5.92!	1.090	0.000!	28.4	469!	0.6120!			
	/8/1963!158	A-S1-80	S	IA	k	1.710	0.150	0.121!	k	0.300!	5.83!	0.843	0.000!	28.0	436!	0.4531!			
	/8/1963!159	A-S1-81	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.300!	5.87!	0.850	0.000!	25.9	440!	0.4707!			
	/8/1963!160	A-S2-82	S	IA	k	1.710	0.150	0.120!	k	0.300!	5.87!	1.080	0.000!	27.2	442!	0.4590!			
	/8/1963!161	A-S2-83	S	IA	k	1.710	0.150	0.119!	k	0.300!	5.92!	1.090	0.000!	23.4	442!	0.4590!			
	/8/1963!162	A-S3-84	S	IA	k	1.710	0.150	0.123!	k	0.300!	5.73!	1.050	0.000!	24.7	447!	0.4119!			
	/8/1963!163	A-S3-85	S	IA	k	1.710	0.150	0.122!	k	0.300!	5.78!	1.060	0.000!	24.9	436!	0.3923!			
Franz	/30/1963!164	NR1	G	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	24.7	440!	0.3432!			
	/30/1963!165	NR2	S	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	22.3	440!	0.3844!			
	/30/1963!166	NR3	S	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	23.7	440!	0.3923!			
	/30/1963!167	NR4	S	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	23.9	440!	0.3874!			
	/30/1963!168	NR5	S	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	26.9	440!	0.4315!			
	/30/1963!169	NR6	S	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	21.0	440!	0.4266!			
	/30/1963!170	NR7	S	IA	k	1.680	0.140	0.129!	k	0.210!	5.70!	1.100	0.000!	21.8	440!	0.3531!			
Gur/Pr	/44/1963!171	ST.7	G	ID	q	4.572	0.135	0.107!	q	0.457!	7.42!	0.960	0.550!	32.5	276!	0.4003!	$\mu_k = 1.44\%$		
Franz	/31/1964!172	NR8	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	1.150	0.000!	26.8	428!	0.4315!			
	/31/1964!173	NR9	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.980	0.000!	20.3	428!	0.4315!			
	/31/1964!174	NR10	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.810	0.000!	21.7	428!	0.3629!			
	/31/1964!175	NR11	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.690	0.000!	23.7	428!	0.3432!			
	/31/1964!176	NR12	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.580	0.000!	22.5	428!	0.3236!			
	/31/1964!177	NR13	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.470	0.000!	24.7	428!	0.2795!			
	/31/1964!178	NR14	S	IA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	1.250	0.000!	19.8	428!	0.4119!			
	/31/1964!179	NR15	SEIA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.980	0.000!	22.3	428!	0.3923!				
	/31/1964!180	NR16	SEIA	k	1.680	0.143	0.125!	k	0.210!	5.88!	0.580	0.000!	21.7	428!	0.3138!				
Self	/109/1964!181	ST.3	G	ID	q	1.676	0.051	0.036!	k	0.330!	6.12!	1.130	0.620!	38.6	349!	0.0778!	$\mu_k = 2.50\%$		
Hac/So	/47/1965!182	ST.7	G	ID	q	1.524	0.046	0.037!	q	0.152!	7.16!	0.960	0.540!	17.3	253!	0.0431!	$\mu_k = 1.44\%$		
Tay/Ha	/120/1965!183	2S2	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.051!	6.40!	0.920	0.000!	25.9	376!	0.0721!			
	/120/1965!184	2S3	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.076!	6.18!	0.920	0.000!	24.5	376!	0.0925!			
	/120/1965!185	2S4	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.102!	5.94!	0.920	0.000!	23.2	376!	0.0872!			
	/120/1965!186	2S5	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.127!	5.72!	0.920	0.000!	22.1	376!	0.0983!			
	/120/1965!187	2S6	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.152!	5.50!	0.920	0.000!	18.3	376!	0.0983!			
	/120/1965!188	3S2	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.102!	5.94!	1.840	0.000!	22.8	376!	0.0792!			
	/120/1965!189	3S4	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.127!	5.40!	1.840	0.000!	22.6	376!	0.1170!			
	/120/1965!190	3S6	G	IA	qa	0.864	0.076	0.063!	q	0.152!	5.50!	1.840	0.000!	21.6	376!	0.1526!			
Base	/11/1966!191	A1/M1	G	IA	k	1.370	0.140	0.114!	q	0.203!	5.00!	1.090	0.000!	16.1	3	255!	0.3158!		
	/11/1966!192	A1/M2	G	IA	k	1.370	0.140	0.117!	q	0.203!	4.88!	1.480	0.000!	15.5	282!	0.3393!			
	/11/1966!193	A1/M3	G	IA	k	1.370	0.140	0.121!	q	0.203!	4.71!	1.850	0.000!	14.2	282!	0.3011!			
	/11/1966!194	A1/T1	G	IA	k	1.370	0.140	0.124!	q	0.203!	4.60!	1.010	0.000!	14.0	432!	0.2540!			
	/11/1966!195	A1/T2	G	IA	k	1.370	0.140	0.117!	q	0.203!	4.88!	1.210	0.000!	21.0	432!	0.3393!			
	/11/1966!196	A2/M1	G	IA	k	1.370	0.140	0.124!	q	0.203!	4.60!	1.010	0.000!	35.4	255!	0.4011!			
	/11/1966!197	A2/M2	G	IA	k	1.370	0.140	0.117!	q	0.203!	4.88!	1.480	0.000!	32.8	282!	0.4109!			
	/11/1966!198	A2/M3	G	IA	k	1.370	0.140	0.121!	q	0.203!	4.71!	1.850	0.000!	32.5	282!	0.4217!			
	/11/1966!199	A2/T1	G	IA	k	1.370	0.140	0.124!	q	0.203!	4.60!	1.010	0.000!	39.3	432!	0.4109!			
	/11/1966!200	A2/T2	G	IA	k	1.370	0.140	0.114!	q	0.203!	5.00!	1.710	0.000!	41.4	432!	0.4305!			
	/11/1966!201	A3/M1	G	IA	k	1.370	0.140	0.124!	q	0.203!	4.60!	1.010	0.000!	18.8	255!	0.2422!			
	/11/1966!202	A3/M2	G	IA	k	1.370	0.140	0.102!	q	0.203!	5.59!	1.710	0.000!	19.3	282!	0.3295!			
	/11/1966!203	A3/M3	G	IA	k	1.370	0.140	0.117!	q	0.203!	4.88!	1.900	0.000!	27.3	282!	0.2922!			
	/11/1966!204	A3/T1	G	IA	k	1.370	0.140	0.121!	q	0.203!	4.71!	1.030	0.000!	20.6	432!	0.3217!			
	/11/1966!205	A3/T2	G	IA	k	1.370	0.140	0.119!	q	0.203!	4.79!	1.190	0.000!	16.0	432!	0.2922!			
	/11/1966!206	A4/M1	G	IA	k	1.370	0.140	0.114!	q	0.203!	5.00!	1.090	0.000!	38.3	255!	0.2540!			
	/11/1966!207	A4/M2	G	IA	k	1.370	0.140	0.119!	q	0.203!	4.79!	1.046	0.000!	29.2	282!	0.3344!			

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Name	Bericht	Versuch			Platte		Stuetze	Schl.		Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.								
Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art.S.F.	t	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	SC	BS	Fc				Bemerkungen	
					$t = -$	$/m$	$/m$	$= -$	$/m$	$= -$	$/m$	$= -$	$/m$	$/m$	$/m$	$/N/mm^2$	$/MN$			
(Base)	/11/1966/208	A4/M3	G	!A k	1.370	0.140	0.117!	q	0.203!	4.88!	1.860	0.000!	32.2	322!	0.5306!					
	/11/1966/209	A4/T1	G	!A k	1.370	0.140	0.114!	q	0.203!	5.00!	1.890	0.000!	32.8	432!	0.3766!					
	/11/1966/210	A4/T2	G	!A k	1.370	0.140	0.117!	q	0.203!	4.33!	1.210	0.000!	29.3	432!	0.3942!					
Mant	/79/1966/211	P1-S1	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.1000!	3.49!	1.070	0.000!	25.6	304!	0.2158!					
	/79/1966/212	P2-S2	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.250!	12.70!	1.070	0.000!	33.8	304!	0.2569!					
	/79/1966/213	P3-S1	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.450!	11.65!	1.070	0.000!	29.7	304!	0.3011!					
	/79/1966/214	P1-S2	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.100!	13.49!	1.070	0.668!	24.2	324!	0.1961!					
	/79/1966/215	P2-S2	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.250!	12.70!	1.070	0.668!	33.0	324!	0.2824!					
	/79/1966/216	P1-S2	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.450!	11.65!	1.070	0.668!	31.9	324!	0.3972!					
	/79/1966/217	P1-S3	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.1000!	13.49!	1.070	1.070!	39.7	324!	0.1844!					
	/79/1966/218	P2-S3	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.1000!	13.49!	1.425	1.070!	35.8	324!	0.2109!					
	/79/1966/219	P3-S3	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.1000!	13.49!	0.668	1.070!	39.2	324!	0.1648!					
	/79/1966/220	P1-S4	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.1000!	13.49!	0.439	0.000!	26.4	451!	0.1746!					
	/79/1966/221	P2-S4	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.250!	12.70!	0.439	0.000!	31.3	451!	0.2462!					
	/79/1966/222	P3-S4	G	!A qa	3.000	0.125	0.107!	q	0.450!	11.65!	0.439	0.000!	34.2	451!	0.2942!					
Steimm	/114/1966/223	D3	G	!D q	2.500	0.100	0.080!	q	0.100!	6.48!	0.950	0.100!	51.2	480!	0.2403!					
Yitzh	/126/1966/224	II-5	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	0.526	0.000!	21.5	471!	0.1517!					
	/126/1966/225	II-8	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.333!	4.53!	0.578	0.000!	23.4	456!	0.2184!					
	/126/1966/226	II520-1	G	!A k	1.600	0.102	0.079!	q	0.201!	8.69!	0.660	0.000!	13.7	403!	0.1277!					
	/126/1966/227	II-1	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.210	0.000!	13.1	457!	0.1810!					
	/126/1966/228	II-4A	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	0.893	0.000!	22.4	559!	0.2446!					
	/126/1966/229	II-4B	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	q	0.201!	5.19!	0.893	0.000!	12.3	466!	0.1615!					
	/126/1966/230	II-4C	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	q	0.201!	5.19!	0.893	0.000!	17.4	510!	0.2153!					
	/126/1966/231	IIIR20-2	G	!A k	1.067	0.102	0.099!	k	0.201!	3.97!	0.930	0.000!	18.7	500!	0.3065!					
	/126/1966/232	IIIR30-1	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	k	0.300!	8.02!	2.020	0.000!	22.0	403!	0.2389!					
	/126/1966/233	II-2	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	k	0.221!	8.51!	1.255	0.000!	12.2	373!	0.1517!					
	/126/1966/234	II-6	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	k	0.221!	8.51!	1.327	0.000!	27.0	456!	0.2402!					
	/126/1966/235	II-9	G	!A k	1.067	0.102	0.079!	q	0.201!	5.32!	0.850	0.000!	11.6	550!	0.1566!					
	/126/1966/236	III-3	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.210	0.000!	22.6	559!	0.2006!					
	/126/1966/237	7	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.081!	6.09!	0.736	0.000!	12.5	456!	0.1174!					
	/126/1966/238	II-10	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	k	0.081!	9.38!	1.040	0.000!	14.6	385!	0.0979!					
	/126/1966/239	I-1A	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.210	0.000!	13.6	457!	0.2402!					
	/126/1966/240	I-1B	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.210	0.000!	9.2	403!	0.2144!					
	/126/1966/241	I-2A	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.420	0.000!	13.1	457!	0.3283!					
	/126/1966/242	I-2B	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.420	0.000!	14.1	461!	0.3185!					
	/126/1966/243	I-4	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	k	0.221!	8.51!	1.470	0.000!	22.3	490!	0.3136!					
	/126/1966/244	I-5	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	0.524	0.000!	16.1	471!	0.1539!					
	/126/1966/245	I-6A	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	k	0.221!	8.51!	0.933	0.000!	18.1	471!	0.2549!					
	/126/1966/246	I-6B	G	!A k	1.600	0.102	0.081!	q	0.201!	8.48!	0.933	0.000!	17.2	471!	0.2549!					
	/126/1966/247	I-7	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	0.736	0.000!	11.2	471!	0.1939!					
	/126/1966/248	I-8	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	0.447	0.000!	12.5	471!	0.2851!					
	/126/1966/249	I-9	G	!A k	1.067	0.102	0.081!	k	0.221!	5.22!	1.420	0.000!	13.9	471!	0.3332!					
Lon/Bo	/76/1967/250	1(B)	G	!A k	0.610	0.046	0.038!	q	0.152!	5.77!	0.810	0.000!	22.8	321!	0.0507!	Hk = 1,09%				
	/76/1967/251	2(B)	G	!A k	0.610	0.046	0.038!	q	0.152!	5.77!	0.810	0.000!	22.2	321!	0.0534!	Hk = 1,09%				
	/76/1967/252	3(B)	G	!A k	0.610	0.046	0.038!	q	0.152!	5.77!	0.810	0.000!	21.0	321!	0.0560!	Hk = 1,09%				
	/76/1967/253	4(B)	G	!A k	0.610	0.046	0.038!	q	0.152!	5.77!	0.810	0.000!	21.9	321!	0.0560!	Hk = 1,09%				
Cor/Ha	/15/1968/254	AN-1	G	!A qa	1.829	0.147	0.112!	q	0.254!	6.89!	1.517	0.000!	18.7	403!	0.3340!					
	/15/1968/255	BN-1	G	!A qa	1.829	0.147	0.112!	q	0.203!	7.14!	1.011	0.000!	20.1	444!	0.2655!					
Wantur	/122/1969/256	NR1	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	0.984	0.000!	29.9	456!	0.2158!					
	/122/1969/257	NR2	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	0.984	0.000!	28.2	456!	0.2314!					
	/122/1969/258	NR3	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	0.984	0.000!	30.7	456!	0.2344!					
	/122/1969/259	NR4	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	1.230	0.000!	28.7	456!	0.2344!					
	/122/1969/260	NR5	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	1.230	0.000!	29.7	456!	0.2658!					
	/122/1969/261	NR6	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	1.230	0.000!	31.7	456!	0.2697!					
	/122/1969/262	NR7	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	0.984	0.000!	31.1	456!	0.2413!					
	/122/1969/263	NR8	G	!A k	1.400	0.120	0.083!	k	0.180!	7.35!	1.230	0.000!	30.8	456!	0.2697!					
Anis	/10/1970/264	B_1	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	33.2	331!	0.0200!					
	/10/1970/265	B_2	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	40.3	331!	0.1979!					
	/10/1970/266	B_2A	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	1.100	1.100!	40.3	331!	0.1868!					
	/10/1970/267	B_3	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	32.3	331!	0.1664!					
	/10/1970/268	B_4	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	31.6	331!	0.1499!					
	/10/1970/269	B_5	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	30.8	331!	0.1352!					
	/10/1970/270	B_6	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	33.3	331!	0.1303!					
	/10/1970/271	B_7	E	!A qs	1.524	0.102	0.076!	q	0.203!	6.51!	2.190	2.190!	35.8	331!	0.0770!					
	/10/1970/272	A_1	E	!A k	1.524	0.152	0.114!	k	0.254!	5.57!	1.460	1.460!	34.0	331!	0.0200!					
	/10/1970/273	A_2	E	!A k	1.524	0.102	0.076!	k	0.254!	8.36!	1.836!	1.836!	29.4	331!	0.0200!					
	/10/1970/274	A_3	E	!A k	1.524	0.102	0.076!	k	0.254!	8.36!	1.836!	1.836!	30.5	331!	0.0200!					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Bericht	Versuch			Platte		Stuetze	Schl.			Bewehrung		Baustoffe		Bruchl.						
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art!	S.F.	i	d	h	! Q.	c	! A	! M	! 9C	! 8S	! Fc				Bemerkungen
					-	-	/m	/m	/m	-	/m	-	/%	/%	/N/mm ²	/MN				
Crisw	/16/1970/275		S2075-1	G !A qa	2.032	0.165	0.122!	q	0.254!	7.15!	0.789	0.000!	32.4	33!	0.2900!					
	/16/1970/276		S2075-2	G !A qa	2.032	0.165	0.122!	q	0.254!	7.15!	0.780	0.000!	39.0	33!	0.2727!					
	/16/1970/277		S2150-1	G !A qa	2.032	0.165	0.124!	q	0.254!	7.04!	1.337	0.300!	29.5	33!	0.3445!					
	/16/1970/278		S2150-2	G !A qa	2.332	0.165	0.122!	q	0.254!	7.15!	1.560	0.000!	30.1	33!	0.4404!					
	/16/1970/279		S4072-1	G !A qa	2.286	0.165	0.127!	q	0.508!	6.74!	3.750	0.000!	26.6	33!	0.3425!					
	/16/1970/280		S4072-2	G !A qa	2.286	0.165	0.124!	q	0.508!	6.91!	0.788	0.000!	32.2	33!	0.3296!					
	/16/1970/281		S4150-1	G !A qa	2.286	0.165	0.124!	q	0.508!	6.91!	1.518	0.000!	35.4	33!	0.5791!					
	/16/1970/282		S4150-2	G !A qa	2.286	0.165	0.124!	q	0.508!	6.91!	1.518	0.000!	35.4	33!	0.5805!					
Schdt	/107/1970/283	1		G !A k	2.650	0.280	0.240!	k	0.500!	4.48!	1.320	0.000!	27.9	54!	1.6613!					
					!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	
Narasi	/90/1971/284	L1		E !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	26.6	398!	0.3990!					
	/90/1971/285	L2		S !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	33.4	398!	0.3670!					
	/90/1971/286	L3		SE !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	27.7	398!	0.4990!					
	/90/1971/287	L4		SE !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	37.8	398!	0.5680!					
	/90/1971/288	L5		SE !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	28.0	398!	0.4990!					
	/90/1971/289	L6		SE !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	35.1	398!	0.5980!					
	/90/1971/291	L7		G !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	33.0	398!	0.6870!					
	/90/1971/292	L9		G !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	30.4	398!	0.5880!					
		L10		SE !A qa	2.000	0.178	0.143!	q	0.305!	5.79!	1.110	1.110!	34.6	398!	0.6380!					
Rol/Za	/103/1971/293	A000002		G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	29.5	359!	0.0654!					
	/103/1971/294	A000003		G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.3	359!	0.0632!					
	/103/1971/295	A000004		G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.3	359!	0.0609!					
	/103/1971/296	A000005		G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.4	359!	0.0636!					
	/103/1971/297	A121001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.0	359!	0.0645!						
	/103/1971/298	A121002	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	22.8	359!	0.0569!						
	/103/1971/299	A122001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.0	359!	0.0596!						
	/103/1971/300	A122002	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	22.8	359!	0.0538!						
	/103/1971/301	A122004A	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	23.6	359!	0.0414!						
	/103/1971/302	A122002A	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	21.9	359!	0.0534!						
	/103/1971/303	A123001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	23.5	359!	0.0449!						
	/103/1971/304	A123002	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	25.6	359!	0.0516!						
	/103/1971/305	A124001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	23.5	359!	0.0400!						
	/103/1971/306	A124002	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	25.6	359!	0.0458!						
	/103/1971/307	A1211091	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	23.7	359!	0.0614!						
	/103/1971/308	A1212181	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.7	359!	0.0600!						
	/103/1971/309	A1212371	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	28.5	359!	0.0698!						
	/103/1971/310	A1214361	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	28.5	359!	0.0694!						
	/103/1971/311	A1215451	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	26.3	359!	0.0649!						
	/103/1971/312	A1216541	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.5	359!	0.0636!						
	/103/1971/313	B000001	G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	26.4	368!	0.0881!						
	/103/1971/314	B000002	G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	24.9	462!	0.0872!						
	/103/1971/315	B121001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	26.4	374!	0.0703!						
	/103/1971/316	B121002	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	24.6	374!	0.0792!						
	/103/1971/317	B122001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	25.0	436!	0.0756!						
	/103/1971/318	B122001A	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	25.4	358!	0.0743!						
	/103/1971/319	B123001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	24.6	373!	0.0725!						
	/103/1971/320	B124001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	25.4	372!	0.0672!						
	/103/1971/321	B221001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	29.1	458!	0.0894!						
	/103/1971/322	B222001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	25.8	457!	0.0801!						
	/103/1971/323	B222001A	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	29.1	463!	0.0850!						
	/103/1971/324	B223001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	25.8	454!	0.0783!						
	/103/1971/325	B224001	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	25.0	463!	0.0707!						
	/103/1971/326	B241901	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	28.4	448!	0.0703!						
	/103/1971/327	B242901	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	27.5	463!	0.0658!						
	/103/1971/328	B242902	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	24.9	467!	0.0658!						
	/103/1971/329	B242901A	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	27.5	443!	0.0729!						
	/103/1971/330	B243901	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	20.9	436!	0.0560!						
	/103/1971/331	B244901	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	20.9	361!	0.0569!						
	/103/1971/332	B244902	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	2.530	0.000!	28.4	442!	0.0600!						
	/103/1971/333	CHO	G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	25.5	374!	0.0672!						
	/103/1971/334	CH1	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	25.5	387!	0.0605!						
	/103/1971/335	CH2	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	23.8	359!	0.0449!						
	/103/1971/336	CH3	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.3	379!	0.0445!						
	/103/1971/337	CH4	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	26.1	359!	0.0409!						
	/103/1971/338	CH5	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	24.3	392!	0.0423!						
	/103/1971/339	CH6	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.150	0.000!	25.3	388!	0.0400!						
	/103/1971/340	DHO	G !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.530	0.000!	24.3	440!	0.0814!						
	/103/1971/341	DH1	A !A qa	0.737	0.061	0.046!	q	0.102!	6.76!	1.530										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch			Platte		Stuetze	Schl.			Bewehrung		Baustoffe	Bruchl.						
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art:	S.F.	d	h	Q.	c	x	μ	μ	β	Ft				Bemerkungen
Tankut	118/1971/345	E1	E	ID	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.1646!			
	118/1971/346	E2	E	ID	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.1859!			
Sta/Ch	112/1972/1347	V/I/1	G	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	40.1	434!	0.1197!			
	112/1972/1348	V/I/1/1	G	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	0.000!	38.7	434!	0.1045!			
	112/1972/1349	V/I/2/1	G	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.670	0.000!	56.3	434!	0.1299!	HK = 2,342		
	112/1972/1350	V/I/2/2	G	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	27.6	434!	0.1174!			
	112/1972/1351	C/I/1	G	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	38.3	434!	0.0845!			
	112/1972/1352	C/I/2	E	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	31.5	434!	0.0623!			
	112/1972/1353	C/I/3	E	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	27.2	434!	0.0338!			
	112/1972/1354	C/I/4	E	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	26.7	434!	0.0209!			
	112/1972/1355	V/I/3/1	S	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	0.000!	37.8	434!	0.1310!			
	112/1972/1356	V/I/4/1	S	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	0.000!	29.9	434!	0.1050!			
	112/1972/1357	V/I/5/1	S	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	0.000!	30.3	434!	0.1220!			
	112/1972/1358	M/IB/1	AEIA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	32.2	434!	0.0100!				
	112/1972/1359	M/IB/2	AEIA	qa	0.825	0.076	0.048!	q	0.127!	7.10!	1.170	1.170!	40.9	434!	0.0100!				
	112/1972/1360	M/IB/3	AEIA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	29.9	414!	0.0100!				
	112/1972/1361	M/IB/4	AEIA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	23.5	448!	0.0100!				
	112/1972/1362	M/IO/1	AEIA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.070!	6.66!	1.370	1.170!	51.6	414!	0.0100!				
	112/1972/1363	M/IT/3	AEIA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	34.6	434!	0.0100!				
	112/1972/1364	M/IT/2	AEIA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	41.1	434!	0.0100!				
	112/1972/1365	M/I/1	E	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	29.9	434!	0.0100!			
	112/1972/1366	M/I/2	E	IA	qa	0.825	0.076	0.056!	q	0.127!	6.09!	1.170	1.170!	31.0	434!	0.0100!			
Vander	121/1972/1367	2S1-1	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.076!	8.10!	1.300	0.650!	27.6	303!	0.0431!			
	121/1972/1368	3S1-2	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.114!	7.53!	1.300	0.650!	23.0	303!	0.0467!			
	121/1972/1369	4S1-3	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.152!	6.97!	1.300	0.650!	20.8	297!	0.0512!			
	121/1972/1370	3C1-4	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	k	0.145!	7.32!	1.300	0.650!	22.1	297!	0.0583!			
	121/1972/1371	6S1-5	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.229!	5.82!	1.300	0.650!	21.2	297!	0.0783!			
	121/1972/1372	6S1-6	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.305!	4.70!	1.300	0.650!	20.5	295!	0.0903!			
	121/1972/1373	2S2-7	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.076!	8.10!	2.600	1.300!	23.2	318!	0.0494!			
	121/1972/1374	4S2-8	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.152!	6.97!	2.600	1.300!	21.6	411!	0.0689!			
	121/1972/1375	8C1-9	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	k	0.284!	5.49!	1.300	0.650!	25.7	392!	0.0961!			
	121/1972/1376	8S2-10	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.305!	4.70!	2.600	1.300!	26.3	387!	0.1143!			
	121/1972/1377	2C1-11	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.097!	7.95!	1.300	0.650!	19.9	386!	0.0391!			
	121/1972/1378	4C1-12	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	k	0.196!	6.65!	1.300	0.650!	22.2	387!	0.0725!			
	121/1972/1379	8C1-13	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	k	0.384!	4.17!	1.300	0.650!	24.0	386!	0.1010!			
	121/1972/1380	6S2-14	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	q	0.229!	5.82!	2.600	1.300!	20.6	397!	0.0801!			
	121/1972/1381	4C2-15	G	ID	q	1.524	0.051	0.038!	k	0.196!	6.65!	2.600	1.300!	21.5	379!	0.0965!			
Ladner	/69/1973/1382	M	G	IA	k	1.200	0.127	0.109!	k	0.226!	4.47!	1.310	0.000!	31.7	540!	0.3619!			
Pet/St	/92/1973/1383	A-1	G	IA	qa	2.400	0.142	0.120!	q	0.200!	9.06!	0.370	0.000!	20.9	420!	0.1863!			
	1973/1384	A-2	G	IA	qa	2.400	0.142	0.120!	q	0.200!	9.06!	0.730	0.000!	20.9	420!	0.2746!			
	1973/1385	A-3	G	IA	qa	2.400	0.141	0.121!	q	0.200!	8.98!	0.720	0.000!	27.5	420!	0.2746!			
	1973/1386	A-4	G	IA	qa	2.400	0.141	0.118!	q	0.200!	9.21!	1.110	0.000!	20.9	420!	0.3923!			
	1973/1387	A-5	S	IA	qa	2.400	0.141	0.113!	q	0.200!	9.62!	0.780	0.000!	23.6	420!	0.2746!			
	1973/1388	A-6	S	IA	qa	2.400	0.138	0.110!	q	0.200!	9.88!	0.800	0.000!	25.9	420!	0.2746!			
	1973/1389	A-7	S	IA	qa	2.400	0.142	0.120!	q	0.200!	9.06!	0.730	0.000!	22.4	420!	0.3236!			
	1973/1390	A-8	S	IA	qa	2.400	0.142	0.121!	q	0.200!	8.98!	0.720	0.000!	20.4	420!	0.4119!			
	1973/1391	B-1	G	IA	qa	2.400	0.143	0.119!	q	0.200!	9.14!	0.730	0.000!	31.1	404!	0.3354!			
	1973/1392	B-2	G	IA	qa	2.400	0.185	0.161!	q	0.200!	6.75!	0.540	0.000!	27.2	404!	0.4335!			
	1973/1393	B-3	G	IA	qa	2.400	0.193	0.168!	q	0.200!	6.47!	0.520	0.000!	32.6	404!	0.5119!			
	1973/1394	B-4	G	IA	qa	2.400	0.240	0.216!	q	0.200!	5.03!	0.400	0.000!	32.6	404!	0.6963!			
	1973/1395	B-5	G	IA	qa	2.400	0.245	0.220!	q	0.200!	4.94!	0.400	0.000!	32.8	404!	0.6659!			
	1973/1396	B-6	S	IA	qa	2.400	0.193	0.171!	q	0.200!	6.36!	0.510	0.000!	31.4	404!	0.5708!			
	1973/1397	B-7	S	IA	qa	2.400	0.192	0.167!	q	0.200!	6.51!	0.520	0.000!	32.1	404!	0.6296!			
	1973/1398	B-8	S	IA	qa	2.400	0.193	0.167!	q	0.200!	6.51!	0.520	0.000!	29.4	404!	0.6100!			
	1973/1399	B-9	S	IA	qa	2.400	0.230	0.203!	q	0.200!	5.36!	0.430	0.000!	22.1	404!	0.6355!			
	1973/1400	B-10	S	IA	qa	2.400	0.237	0.212!	q	0.200!	5.13!	0.430	0.000!	20.5	404!	0.7865!			
Dra/Be	/26/1974/1401	I-1	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.200	0.000!	30.7	425!	0.0320!			
	/26/1974/1402	I-2	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.200	0.000!	30.7	425!	0.0330!			
	/26/1974/1403	I-3	G	IA	k	0.425	0.066	0.060!	q	0.060!	2.98!	1.200	0.000!	27.3	425!	0.0780!			
	/26/1974/1404	I-4	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	6.33!	1.200	0.000!	30.7	425!	0.0260!			
	/26/1974/1405	I-5	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	0.500	0.000!	22.0	425!	0.0180!			
	/26/1974/1406	II-6	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.200	0.000!	22.2	425!	0.0312!			
	/26/1974/1407	II-7	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.730	0.000!	22.2	425!	0.0280!			
	/26/1974/1408	II8	S	IA	q	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.200	0.000!	25.7	425!	0.0400!			
	/26/1974/1409	III-12	S	IA	q	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	0.100	0.000!	24.9	425!	0.0055!			
	/26/1974/1410	III-13	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	0.200	0.000!	24.9	425!	0.0089!			
	/26/1974/1411	III-14	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	0.400	0.000!	24.9	425!	0.0154!			
	/26/1974/1412	III-15	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	0.600	0.000!	24.9	425!	0.0211!			
	/26/1974/1413	IV-16	G	IA	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	0.900	0.000!	23.6	425!	0.0260!			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch			Platte		Stuetze	Schl.			Bewehrung		Baustoffe		Bauteile					
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	t	d	h	Q.	c	λ	μ	ρ	βC	βS	Ft		
					- -	/m/	/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm ²	/MN/m			
(Dra)	/26/19741414	IV-17	G	I	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.300	0.000!	23.5	425!	0.0260!		
	/26/19741415	IV-18	G	I	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.700	0.000!	23.6	425!	0.0300!		
	/26/19741416	IV-19	G	I	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	2.100	0.000!	23.6	425!	0.0300!		
	/26/19741417	IV-20	G	I	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	2.500	0.000!	23.6	425!	0.0300!		
	/26/19741418	V-1	G	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0375!		
	/26/19741419	V-2	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0175!		
	/26/19741420	V-3	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0160!		
	/26/19741421	V-4	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	26.9	450!	0.0136!		
	/26/19741422	V-7	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	29.6	450!	0.0295!		
	/26/19741423	V-8	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	29.6	450!	0.0192!		
	/26/19741424	V-9	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	29.6	450!	0.0196!		
	/26/19741425	V-10	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.200	1.200!	29.6	450!	0.0252!		
	/26/19741426	V-11	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.200	1.200!	29.6	450!	0.0198!		
	/26/19741427	V-12	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.200	1.200!	29.6	450!	0.0165!		
	/26/19741428	V-13	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.500	1.500!	29.6	450!	0.0300!		
	/26/19741429	V-14	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.500	1.500!	29.6	450!	0.0192!		
	/26/19741430	V-15	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.500	1.500!	29.6	450!	0.0182!		
	/26/19741431	V-16	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.900	0.900!	29.9	450!	0.0134!		
	/26/19741432	V-17	G	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	29.9	450!	0.0216!		
	/26/19741433	V-18	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	29.9	450!	0.0173!		
	/26/19741434	V-19	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	32.0	450!	0.0160!		
	/26/19741435	V-20	G	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.0	450!	0.0129!		
	/26/19741436	V-21	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.0	450!	0.0124!		
	/26/19741437	V-22	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.6	450!	0.0100!		
	/26/19741438	V-23	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.1	450!	0.0093!		
	/26/19741439	V-24	E	I	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.6	450!	0.0083!		
Cha/Sa	/38/19741440	B5NP	E	I	A	q	1.803	0.152	0.115!	q	0.305!	4.75!	1.390	1.390!	28.3	345!	0.1000!		
	/38/19741441	C10NP	G	I	A	q	1.803	0.152	0.120!	q	0.305!	4.56!	1.460	1.460!	32.6	345!	0.4172!		
Long/M	/77/19741442	M-1	G	I	A	q	0.457	0.038	0.030!	q	0.076!	6.19!	1.770	0.000!	27.7	397!	0.0308!		
	/77/19741443	M-2	E	I	A	q	0.457	0.038	0.030!	q	0.076!	6.19!	1.730	0.000!	31.9	390!	0.0141!		
	/77/19741444	M-3	E	I	A	q	0.457	0.038	0.030!	q	0.076!	6.19!	1.750	0.000!	27.6	393!	0.0081!		
	/77/19741445	M-4	E	I	A	q	0.457	0.038	0.033!	q	0.076!	5.62!	1.160	0.000!	28.6	332!	0.0185!		
	/77/19741446	M-5	E	I	A	q	0.457	0.038	0.028!	q	0.076!	6.63!	1.390	0.000!	25.3	338!	0.0181!		
	/77/19741447	M-6	E	I	A	q	0.457	0.038	0.033!	q	0.076!	5.62!	1.000	0.000!	24.4	338!	0.0121!		
Stahlit	/110/19751448	I1	G	I	A	k	2.500	0.260	0.234!	q	0.300!	4.62!	0.860	0.137!	23.5	530!	1.2455!		
Gha/EI	/37/19761449	SM 0.5	E	I	A	q	1.829	0.152	0.122!	q	0.305!	6.09!	0.500	0.167!	36.8	476!	0.1290!		
	/37/19761450	SM 1.0	E	I	A	q	1.829	0.152	0.122!	q	0.305!	6.09!	1.000	0.333!	33.4	476!	0.1290!		
	/37/19761451	SM 1.5	E	I	A	q	1.829	0.152	0.122!	q	0.305!	6.09!	1.500	0.500!	39.9	476!	0.1290!		
La/Sch	/70/19771452	NR6	G	I	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.100!	5.97!	1.800	0.000!	26.0	550!	0.1830!		
	/70/19771453	NR7	G	I	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.240!	5.10!	1.800	0.000!	35.6	550!	0.2810!		
	/70/19771454	NR10	G	I	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.200!	5.35!	1.800	0.000!	28.4	550!	0.2880!		
	/70/19771455	NR11	G	I	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.320!	4.60!	1.800	0.000!	32.3	550!	0.3240!		
	/70/19771456	IS6	E	ID	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.100!	6.27!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.2120!			
	/70/19771457	IS7	E	ID	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.240!	5.40!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.3420!			
	/70/19771458	IS10	E	ID	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.200!	5.65!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.3280!			
	/70/19771459	IS11	E	ID	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.320!	4.90!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.4540!			
Marti	/85/19771460	P2	G	I	A	k	2.600	0.180	0.143!	k	0.300!	8.04!	1.480	0.460!	35.4	558!	0.6276!		
	/85/19771461	P3	S	I	A	k	2.600	0.180	0.152!	k	0.300!	7.57!	1.400	0.430!	34.0	558!	0.8238!		
Sundq	/116/19771462	A(S)	S	I	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.040!	4.91!	0.665	0.210!	24.0	457!	0.3700!		
	/116/19771463	B(S)	G	I	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.040!	4.91!	0.665	0.210!	22.5	459!	0.2700!		
	/116/19771464	C(S)	S	I	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.040!	4.91!	0.555	0.210!	24.5	455!	0.3650!		
	/116/19771465	D(S)	S	I	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.140!	4.62!	0.555	0.210!	26.8	454!	0.5800!		
	/116/19771466	E(S)	S	I	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.250!	4.29!	0.555	0.210!	20.6	457!	0.5600!		
Mu/Sch	/88/19781467	NRO	G	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	28.2	412!	0.2746!		
	/88/19781468	NR1	P	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	21.4	412!	0.3138!		
	/88/19781469	NR2	P	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	22.8	412!	0.3727!		
	/88/19781470	NR3	G	I	A	k	1.680	0.200	0.170!	k	0.210!	4.32!	0.550	0.000!	20.9	412!	0.4707!		
	/88/19781471	NR4	P	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	22.3	412!	0.3531!		
	/88/19781472	NR5	P	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	22.5	412!	0.5002!		
	/88/19781473	NR6	P	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	23.9	412!	0.4707!		
Pra/Br	/96/19791474	P5	G	I	A	k	2.600	0.180	0.154!	k	0.300!	7.47!	1.340	0.330!	27.1	515!	0.6260!		
Mu/Sch	/89/19801475	NRO	G	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	28.8	420!	0.3200!		
	/89/19801476	NR1	E	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	25.2	420!	0.2800!		
	/89/19801477	NR2	E	I	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	26.6	420!	0.2600!		

Tabelle A1.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite A1.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch				Platte					Stuetze	Schl.		Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.				
Name	Lit.	Jahr!	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	i	d	h	Q.	c	λ	μ	ν	BC	BS	I	Ft	Bemerkungen
(Mu)	/89/19801478	NR3	E	IA k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	25.2	420!	0.2800!				
	/89/19801479	NR4	E	IA k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	25.5	420!	0.2900!				
	/89/19801480	NR5	E	IA k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	24.7	420!	0.2600!				
	/89/19801481	NR6	E	IA k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	23.1	420!	0.2900!				
Sei/Gh	108/19801482	SC8	S	IA qa	1.702	0.152	0.120!	q	0.305!	5.63!	1.170	0.000!	33.6	448!	0.5916!				
	108/19801483	SC9	S	IA qa	1.702	0.152	0.120!	q	0.305!	5.63!	1.170	0.000!	33.6	448!	0.5960!				
	108/19801484	SC10	S	IA qa	1.702	0.152	0.120!	q	0.305!	5.63!	1.170	0.000!	33.6	448!	0.5382!				
Swamy	117/19821485	S-1	G	IA qa	1.690	0.125	0.100!	q	0.150!	7.60!	0.524	0.167!	40.1	462!	0.1980!	$\mu_k = 0.700z$			
	117/19821486	S-7	G	IA qa	1.690	0.125	0.100!	q	0.150!	7.60!	0.524	0.280!	37.4	462!	0.2220!				
	117/19821487	S-14	S	IA qa	1.690	0.125	0.100!	q	0.150!	7.60!	0.524	0.280!	39.7	462!	0.3340!				
	117/19821488	S-17	S	IA qa	1.690	0.125	0.100!	q	0.150!	7.60!	0.524	0.280!	37.3	462!	0.3570!				
	117/19821489	S-19	G	IA qa	1.690	0.125	0.100!	q	0.150!	7.60!	0.262	0.167!	37.6	462!	0.1310!	$\mu_k = 0.350z$			
Talbot	118/19131490	1435	G	!F q	1.524	0.279	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.610	0.000!	6.9	297!	0.9252!				
	118/19131491	1436	G	!F q	1.524	0.279	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.670	0.000!	6.3	317!	0.7828!				
	118/19131492	1447	G	!F q	1.524	0.279	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.310	0.000!	8.2	284!	0.9252!				
	118/19131493	1448	G	!F q	1.524	0.279	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.310	0.000!	8.8	284!	0.7828!				
	118/19131494	1531	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.590	0.000!	17.6	234!	1.2454!				
	118/19131495	1532	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.590	0.000!	14.5	234!	1.1209!				
	118/19131496	1551	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.420	0.000!	12.6	369!	1.0008!				
	118/19131497	1552	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.420	0.000!	15.8	323!	1.0497!				
	118/19131498	1553	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.620	0.000!	15.6	369!	1.4545!				
	118/19131499	1554	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.620	0.000!	12.3	323!	1.2810!				
	118/19131500	1808	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.500	0.000!	8.9	284!	0.8807!				
	118/19131501	1809	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.500	0.000!	14.6	284!	1.0497!				
	118/19131502	1810	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.610	0.000!	8.6	284!	0.9741!				
	118/19131503	1811	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.610	0.000!	12.1	284!	1.1609!				
	118/19131504	1818	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.390	0.000!	11.2	303!	0.8807!				
	118/19131505	1819	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.390	0.000!	15.3	303!	1.1609!				
	118/19131506	1820	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.420	0.000!	8.4	355!	0.7962!				
	118/19131507	1821	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.420	0.000!	9.2	355!	0.7072!				
	118/19131508	1839	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.410	0.000!	15.4	248!	0.8540!				
	118/19131509	1840	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.410	0.000!	17.9	248!	0.8940!				
	118/19131510	1842	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.410	0.000!	16.8	248!	0.9029!				
	118/19131511	1843	G	!F q	1.524	0.305	0.254!	q	0.305!	1.95!	0.410	0.000!	19.7	360!	1.0097!				
Rich	101/19481520	101 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.200	0.000!	23.1	530!	1.6902!				
	101/19481513	101 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.200	0.000!	21.6	530!	1.6458!				
	101/19481514	102 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.200	0.000!	21.8	420!	1.4234!				
	101/19481515	102 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.200	0.000!	24.5	572!	1.5123!				
	101/19481516	103 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.210	0.000!	21.9	425!	1.5123!				
	101/19481517	103 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.210	0.000!	22.3	425!	1.6146!				
	101/19481518	104 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.260	0.000!	22.6	510!	1.7792!				
	101/19481519	104 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.260	0.000!	22.1	510!	1.6013!				
	101/19481520	105 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.390	0.000!	23.6	461!	2.3308!				
	101/19481521	105 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.390	0.000!	16.5	461!	1.7970!				
	101/19481522	106 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.390	0.000!	25.9	417!	2.3352!				
	101/19481523	106 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.390	0.000!	25.0	481!	2.1084!				
	101/19481524	107 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.390	0.000!	25.0	385!	2.1084!				
	101/19481525	107 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.390	0.000!	23.5	445!	1.8904!				
	101/19481526	108 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.370	0.000!	28.7	363!	2.1128!				
	101/19481527	108 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.370	0.000!	22.6	363!	2.0016!				
	101/19481528	109 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	20.5	530!	2.3390!				
	101/19481529	109 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	21.2	530!	2.0461!				
	101/19481530	110 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	22.1	420!	2.2240!				
	101/19481531	110 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	18.6	572!	2.3130!				
	101/19481532	111 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.630	0.000!	20.8	425!	2.1350!				
	101/19481533	111 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.630	0.000!	23.4	425!	2.5487!				
	101/19481534	112 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.750	0.000!	23.9	510!	2.1350!				
	101/19481535	112 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.750	0.000!	19.4	510!	2.3130!				
	101/19481536	109 RA	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	28.1	456!	2.5576!				
	101/19481537	109 RB	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	28.8	456!	2.4464!				
	101/19481538	110 RA	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	21.8	515!	2.2596!				
	101/19481539	110 RB	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.560	0.000!	24.1	515!	2.6377!				
	101/19481540	201 A	G	F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	1.000	0.000!	18.3	450!	1.3255!				
	101/19481541	201 B	G	F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	1.000	0.000!	18.4	450!	1.5123!				
	101/19481542	202 A	G	F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.690	0.000!	16.4	450!	1.8637!				
	101/19481543	202 B	G	F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.690	0.000!	15.0	450!	1.7792!				
	101/19481544	203 A	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.510	0.000!	18.1	450!	1.8682!				
	101/19481545	203 B	G	F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.510	0.000!	13.9	450!	1.6902!				
	101/19481546	204 A	G	F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	1.030	0.000!	17.8	450!	1.7792!				

Tabelle Al.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite Al.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch			Platte			Stuetze	Schl.											
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	t	d	h	Q.	c	λ	μ	μ	β	βs	Pt		Bemerkungen
				-	/m	/m	/m	/m	/m	-	-	%	%	%	/N/mm²	/MN			
!(Rich)/101/19481547	204	B	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	1.030	0.000!	17.5	450!	1.7792!					
!(Rich)/101/19481548	205	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.750	0.000!	15.6	450!	2.0461!					
!(Rich)/101/19481549	205	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.750	0.000!	16.5	450!	2.0461!					
!(Rich)/101/19481550	206	A	G !F q	2.134	0.457	0.406!	q	0.305!	1.86!	0.580	0.000!	20.1	450!	2.3130!					
!(Rich)/101/19481551	206	B	G !F q	2.134	0.457	0.406!	q	0.305!	1.86!	0.580	0.000!	18.5	450!	2.7133!					
!(Rich)/101/19481552	207	A	G !F q	2.134	0.254	0.203!	q	0.305!	3.40!	1.250	0.000!	29.3	450!	1.6013!					
!(Rich)/101/19481553	207	B	G !F q	2.134	0.254	0.203!	q	0.305!	3.40!	1.250	0.000!	27.9	450!	1.5212!					
!(Rich)/101/19481554	208	A	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	0.780	0.000!	27.6	450!	1.5879!					
!(Rich)/101/19481555	208	B	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	0.780	0.000!	26.5	450!	1.6902!					
!(Rich)/101/19481556	209	A	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.540	0.000!	19.9	450!	1.9571!					
!(Rich)/101/19481557	209	B	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.540	0.000!	16.3	450!	1.8682!					
!(Rich)/101/19481558	210	A	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	1.000	0.000!	29.8	450!	2.0016!					
!(Rich)/101/19481559	210	B	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	1.000	0.000!	29.2	450!	1.7792!					
!(Rich)/101/19481560	211	A	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.680	0.000!	25.2	450!	2.1350!					
!(Rich)/101/19481561	211	B	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.680	0.000!	29.4	450!	2.3130!					
!(Rich)/101/19481562	212	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.510	0.000!	26.8	450!	2.3130!					
!(Rich)/101/19481563	212	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.305!	2.07!	0.510	0.000!	28.3	450!	2.2240!					
!(Rich)/101/19481564	213	A	G !F q	2.134	0.254	0.203!	q	0.305!	3.40!	1.250	0.000!	31.0	450!	1.5123!					
!(Rich)/101/19481565	213	B	G !F q	2.134	0.254	0.203!	q	0.305!	3.40!	1.250	0.000!	31.4	450!	1.5123!					
!(Rich)/101/19481566	214	A	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	0.780	0.000!	33.0	450!	2.0461!					
!(Rich)/101/19481567	214	B	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	0.780	0.000!	34.1	450!	2.1306!					
!(Rich)/101/19481568	215	A	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.540	0.000!	34.8	450!	2.1350!					
!(Rich)/101/19481569	215	B	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.540	0.000!	29.2	450!	2.1350!					
!(Rich)/101/19481570	216	A	G !F q	2.134	0.254	0.203!	q	0.305!	3.40!	1.250	0.000!	31.4	450!	1.6013!					
!(Rich)/101/19481571	216	B	G !F q	2.134	0.254	0.203!	q	0.305!	3.40!	1.250	0.000!	30.8	450!	1.6013!					
!(Rich)/101/19481572	217	A	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	0.780	0.000!	25.6	450!	1.6902!					
!(Rich)/101/19481573	217	B	G !F q	2.134	0.305	0.254!	q	0.305!	2.78!	0.780	0.000!	32.7	450!	2.0461!					
!(Rich)/101/19481574	218	A	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.540	0.000!	28.5	450!	2.1350!					
!(Rich)/101/19481575	218	B	G !F q	2.134	0.356	0.305!	q	0.305!	2.36!	0.540	0.000!	30.5	450!	1.9571!					
!(Rich)/101/19481576	304	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	23.6	461!	2.3308!					
!(Rich)/101/19481577	304	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	16.5	461!	1.7970!					
!(Rich)/101/19481578	305	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.3	451!	2.4909!					
!(Rich)/101/19481579	305	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.3	456!	2.4820!					
!(Rich)/101/19481580	306	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.9	450!	2.3352!					
!(Rich)/101/19481581	306	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.0	450!	2.1084!					
!(Rich)/101/19481582	307	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	22.9	515!	2.3130!					
!(Rich)/101/19481583	307	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.3	515!	2.4642!					
!(Rich)/101/19481584	308	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.3	414!	2.3841!					
!(Rich)/101/19481585	308	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.7	414!	2.0016!					
!(Rich)/101/19481586	309	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.7	450!	2.1084!					
!(Rich)/101/19481587	309	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	24.6	450!	2.0016!					
!(Rich)/101/19481588	310	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	28.3	515!	2.6688!					
!(Rich)/101/19481589	310	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	27.0	515!	2.3352!					
!(Rich)/101/19481590	311	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.0	415!	2.1084!					
!(Rich)/101/19481591	311	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	23.5	415!	1.8904!					
!(Rich)/101/19481592	312	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.0	440!	2.2774!					
!(Rich)/101/19481593	312	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	22.5	440!	1.6680!					
!(Rich)/101/19481594	313	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	22.4	309!	2.0238!					
!(Rich)/101/19481595	313	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.8	309!	2.0817!					
!(Rich)/101/19481596	314	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	22.1	487!	2.4464!					
!(Rich)/101/19481597	314	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.8	487!	2.0683!					
!(Rich)/101/19481598	315	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	19.9	367!	1.6680!					
!(Rich)/101/19481599	315	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	22.5	367!	2.0505!					
!(Rich)/101/19481600	316	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.9	415!	2.3352!					
!(Rich)/101/19481601	316	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	28.7	415!	2.2240!					
!(Rich)/101/19481602	317	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	24.9	440!	2.1617!					
!(Rich)/101/19481603	317	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	25.6	440!	2.3130!					
!(Rich)/101/19481604	318	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	27.3	309!	2.0283!					
!(Rich)/101/19481605	318	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.1	309!	2.0995!					
!(Rich)/101/19481606	319	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	26.2	487!	2.1128!					
!(Rich)/101/19481607	319	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	27.4	306!	2.0461!					
!(Rich)/101/19481608	320	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	28.7	363!	2.1128!					
!(Rich)/101/19481609	320	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	22.6	363!	2.0016!					
!(Rich)/101/19481610	321	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	25.2	477!	2.1573!					
!(Rich)/101/19481611	321	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	26.4	477!	2.2952!					
!(Rich)/101/19481612	322	A	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	25.3	306!	1.9660!					
!(Rich)/101/19481613	322	B	G !F q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	27.4	306!	2.0461!					</td

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
Bericht	Versuch			Platte		Stuetze	Schl.		Bewehrung		Baustoffe		Bruchl.									
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	I.S.F.	t	d	h	Q.	c	x	y	μ	β	BC	BS	Fc		Bemerkungen		
							-	/m	/m	/m	-	/m	-	/%	/%	/%	/N/mm²	/MN/m				
(Rich)/101/19481620	326	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	21.2	477!	2.2774!						
/101/19481621	326	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	26.3	477!	2.3085!						
/101/19481622	327	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	27.2	306!	1.8370!						
/101/19481623	327	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	25.8	306!	1.6680!						
/101/19481624	328	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	24.9	459!	2.0016!						
/101/19481625	328	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.410	0.000!	25.1	343!	2.1751!						
/101/19481626	329	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.410	0.000!	25.2	343!	2.2151!						
/101/19481627	329	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.400	0.000!	24.1	412!	1.8904!						
/101/19481628	330	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.400	0.000!	25.0	412!	1.8904!						
/101/19481629	330	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.410	0.000!	25.5	407!	2.0016!						
/101/19481630	331	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.410	0.000!	19.2	407!	1.6458!						
/101/19481631	331	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	23.7	415!	1.9571!						
/101/19481632	403	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.390	0.000!	13.5	415!	1.6013!						
/101/19481633	403	B	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	22.8	363!	2.0461!						
/101/19481634	404	A	G	F	q	2.134	0.406	0.356!	q	0.356!	2.02!	0.370	0.000!	23.2	363!	1.6013!						
/101/19481635	404	B	G	F	q	2.743	0.305	0.254!	q	0.356!	2.84!	0.955	0.000!	25.4	478!	1.7255!	t/z = 1,50					
/101/19481637	501	A	G	F	r	2.743	0.305	0.254!	q	0.356!	2.84!	0.955	0.000!	25.6	478!	1.6902!	t/z/y = 1,50					
/101/19481638	502	A	G	F	r	2.743	0.457	0.406!	q	0.356!	1.90!	0.370	0.000!	24.3	475!	2.4642!	t/z/y = 1,50					
/101/19481639	502	B	G	F	r	2.743	0.457	0.406!	q	0.356!	1.90!	0.370	0.000!	22.6	475!	2.5709!	t/z/y = 1,50					
/101/19481640	503	A	G	F	r	2.743	0.457	0.406!	q	0.356!	1.90!	0.370	0.000!	24.4	475!	2.6065!	t/z/y = 1,50					
/101/19481641	503	B	G	F	r	2.743	0.457	0.406!	q	0.356!	1.90!	0.370	0.000!	24.0	475!	2.4464!	t/z/y = 1,50					
/101/19481642	504	A	G	F	r	3.048	0.305	0.254!	q	0.356!	2.73!	0.555	0.000!	24.8	521!	1.4456!	t/z/y = 2,00					
/101/19481643	504	B	G	F	r	3.048	0.305	0.254!	q	0.356!	2.73!	0.555	0.000!	25.8	521!	1.5568!	t/z/y = 2,00					
/101/19481644	505	A	G	F	r	3.048	0.457	0.406!	q	0.356!	1.83!	0.405	0.000!	25.4	478!	2.4375!	t/z/y = 2,00					
/101/19481645	505	B	G	F	r	3.048	0.457	0.406!	q	0.356!	1.83!	0.405	0.000!	23.1	478!	2.2240!	t/z/y = 2,00					
/101/19481646	506	A	G	F	r	3.048	0.457	0.406!	q	0.356!	1.83!	0.405	0.000!	26.3	478!	2.2240!	t/z/y = 2,00					
/101/19481647	506	B	G	F	r	3.048	0.457	0.406!	q	0.356!	1.83!	0.405	0.000!	26.6	420!	1.9304!	x/y					
/101/19481648	701	A	G	F	q	2.134	0.254	0.203!	q	0.533!	2.96!	0.980	0.000!	24.4	420!	1.9927!						
/101/19481649	701	B	G	F	q	2.134	0.254	0.203!	q	0.533!	2.96!	0.980	0.000!	24.4	420!	1.9794!						
/101/19481650	702	A	G	F	q	2.134	0.356	0.305!	q	0.533!	2.09!	0.430	0.000!	14.6	572!	1.9794!						
/101/19481651	702	B	G	F	q	2.134	0.356	0.305!	q	0.533!	2.09!	0.430	0.000!	19.9	420!	2.3130!						
Carmi																						
/14/19711652	SD4-0	G	F	q	1.168	0.102	0.076!	q	0.203!	4.65!	0.840	0.000!	35.2	304!	0.1637!							
/14/19711653	SD4-0,5	G	F	q	1.168	0.102	0.076!	q	0.203!	4.65!	0.840	0.420!	39.4	304!	0.1886!							
/14/19711654	SD4-1	G	F	q	1.168	0.102	0.076!	q	0.203!	4.65!	0.840	0.840!	38.0	304!	0.2042!							
/14/19711655	SP3-0	G	F	q	1.168	0.102	0.079!	q	0.203!	4.48!	0.280	0.000!	30.8	554!	0.1245!							
/14/19711656	SP3-8	G	F	q	1.168	0.102	0.079!	q	0.203!	4.48!	0.280	0.110!	31.4	554!	0.1366!							
/14/19711657	SP3-6	G	F	q	1.168	0.102	0.079!	q	0.203!	4.48!	0.280	0.160!	36.0	554!	0.1588!							
/14/19711658	SF3-3	G	F	q	1.168	0.102	0.079!	q	0.203!	4.48!	0.280	0.280!	28.2	554!	0.1285!							
/14/19711659	SF6-0	G	F	q	1.168	0.102	0.081!	q	0.203!	4.38!	0.160	0.000!	36.1	635!	0.0890!							
/14/19711660	SP6-8	G	F	q	1.168	0.102	0.081!	q	0.203!	4.38!	0.160	0.110!	34.5	635!	0.0947!							
/14/19711661	SF6-6	G	F	q	1.168	0.102	0.081!	q	0.203!	4.38!	0.160	0.160!	33.8	635!	0.0934!							
Diet	/19/19731662	S-IL	S	F	q	1.500	0.325	0.292!	q	0.300!	1.72!	1.139	0.000!	25.7	469!	2.3566!						
Diet	/20/19781663	B-1	G	F	q	1.500	0.320	0.296!	q	0.300!	1.71!	0.208	0.000!	23.5	444!	1.0337!						
Diet	/20/19781664	B-2	G	F	q	1.500	0.320	0.294!	q	0.300!	1.72!	0.434	0.000!	23.6	433!	1.4926!						
Diet	/20/19781665	B-3	G	F	q	1.500	0.320	0.293!	q	0.300!	1.72!	0.642	0.000!	28.1	407!	2.0251!						
Diet	/20/19781666	B-4	G	F	q	1.500	0.320	0.292!	q	0.300!	1.72!	0.866	0.000!	24.1	387!	1.8653!						
Diet	/20/19781667	V-2	G	F	q	1.500	0.320	0.294!	q	0.300!	1.72!	0.501	0.000!	25.9	477!	1.7653!	HG = 0.4000%					
Diet	/20/19781668	B-4/2	G	F	q	1.500	0.320	0.290!	q	0.300!	1.73!	0.784	0.000!	25.3	449!	2.0497!						
Diet	/20/19781669	B-4/3	G	F	q	1.500	0.320	0.294!	q	0.300!	1.72!	0.805	0.000!	24.3	455!	2.0281!						
Diet	/20/19781670	B-4/4	G	F	q	1.500	0.320	0.292!	q	0.300!	1.72!	0.830	0.000!	24.8	387!	1.8525!						
Diet/R	/22/19811671	C-1	G	F	q	1.500	0.320	0.290!	q	0.150!	1.92!	0.275	0.000!	28.1	564!	0.8590!	HG = 0.207%					
Diet/R	/22/19811672	C-2	G	F	q	1.500	0.320	0.290!	q	0.450!	1.56!	0.430	0.000!	28.7	572!	2.3670!	HG = 0.381%					
Diet/R	/22/19811673	H-2	G	F	q	1.500	0.409	0.375!	q	0.300!	1.43!	0.333	0.000!	29.4	572!	2.2340!	HG = 0.295%					
Diet/R	/22/19811674	H-3	G	F	q	1.500	0.486	0.450!	q	0.300!	1.27!	0.390	0.000!	26.2	510!	3.1160!	HG = 0.361%					
Diet/R	/22/19811675	S-1S	S	F	q	1.500	0.340	0.290!	q	0.300!	1.73!	0.862	0.000!	28.0	512!	3.5320!						
Diet/R	/22/19811676	S-1H	G	F	q	1.500	0.340	0.290!	q	0.300!	1.73!	0.862	0.000!	30.6	512!	2.3680!						
Diet/R	/22/19811677	S-2L	S	F	q	1.500	0.340	0.290!	q	0.300!	1.73!	0.953	0.000!	28.3	506!	2.6690!						
Diet/R	/22/19811678	HS-1	S	F	q	1.500	0.450	0.405!	q	0.300!	1.36!	0.502	0.000!	19.4	506!	2.5240!						
Diet	/23/19811679	F-300	G	F	q	3.000	0.800	0.760!	q	0.450!	1.48!	0.248	0.000!	21.7	444!	5.3380!	HG = 0.210%					
Ko/N81	/67/19811680	Z1	G	F	q	1.800	0.340	0.293!	q	0.300!	1.88!	0.656	0.000!	23.0	439!	1.6000!	t/z/t/y = 1,20					
Ko/N81	/67/19811681	Z2	G	F	q	1.800	0.340	0.293!	q	0.300!	1.88!	0.656	0.000!	24.7	449!	1.3800!	t/z/t/y = 1,20					
Ko/N81	/67/19811682	Z3	G	F	q	1.800	0.340	0.293!	q	0.200!	2.01!	0.656	0.000!	27.1	449!	1.1400!	t/z/t/y = 1,20					
Ko/N81	/67/19811683	E8	E	F	r	1.800	0.340	0.293!	q	0.300!	1.88!	0.656	0.000!	27.9	441!	1.5050!	t/z/t/y = 1,20					
Ko/N81	/67/19811684	E2	E	F	r	1.800	0.340	0.293!	q	0.300!	1.88!	0.656	0.000!	20.9	438!	1.2000!	t/z/t/y = 1,20					
Ko/N81	/67/19811685	E1	E	F																		

! 1 !	2	3 !	4	5	! 6 !	7 !
! lfd!	Bericht	Versuch		Exzentr.		
! Nr.!	Name	Lit.	V.Nr.	Bez.	! e !	e/c _k !
					! /m/ !	/-/ !
1!El/Hog	/27/	44	A-11	10.178!	0.443!	
2!	/27/	45	A-12	10.178!	0.443!	
!				!	!	!
3!Rosen	/104/	79	III-2	10.051!	0.223!	
4!	/104/	80	III-3	10.102!	0.445!	
!				!	!	!
5!Moe	/87/	117	M2A	10.185!	0.538!	
6!	/87/	118	M4A	10.434!	1.261!	
7!	/87/	119	M2	10.196!	0.569!	
8!	/87/	120	M3	10.338!	0.982!	
9!	/87/	121	M4	10.437!	1.270!	
10!	/87/	122	M5	10.615!	1.787!	
11!	/87/	123	M6	10.168!	0.586!	
12!	/87/	124	M7	10.061!	0.213!	
13!	/87/	125	M8	10.437!	1.525!	
14!	/87/	126	M9	10.127!	0.443!	
15!	/87/	127	M10	10.307!	1.071!	
!				!	!	!
16!Anis	/10/	264	B.1	13.475!	15.170!	
17!	/10/	267	B.3	10.094!	0.410!	
18!	/10/	268	B.4	10.188!	0.821!	
19!	/10/	269	B.5	10.312!	1.362!	
20!	/10/	270	B.6	10.465!	2.030!	
21!	/10/	271	B.7	10.940!	4.104!	
22!	/10/	272	A.1	15.282!	20.795!	
23!	/10/	273	A.2	13.114!	12.260!	
24!	/10/	274	A.3	13.453!	13.594!	
!				!	!	!
25!Narasi	/90/	284	L1	10.305!	0.886!	
!				!	!	!
26!Tankut/118/	118/	345	E1	10.071!	0.310!	
27!	/118/	346	E2	10.107!	0.467!	
!				!	!	!
28!Sta/Ch/112/	112/	351	C/I/1	10.086!	0.600!	
29!	/112/	352	C/I/2	10.168!	1.172!	
30!	/112/	353	C/I/3	10.404!	2.819!	
31!	/112/	354	C/I/4	10.798!	5.568!	
32!	/112/	365	M/I/1	11.830!	12.770!	
33!	/112/	366	M/I/2	11.760!	12.281!	
!				!	!	!
34!Dra/Be	/26/	419	V-2	10.090!	1.329!	
35!	/26/	420	V-3	10.090!	1.329!	
36!	/26/	421	V-4	10.090!	1.329!	
37!	/26/	422	V-7	10.022!	0.325!	
38!	/26/	423	V-8	10.045!	0.665!	
39!	/26/	424	V-9	10.067!	0.990!	

! 1 !	2	3 !	4	5	! 6 !	7 !
! lfd!	Bericht	Versuch		Exzentr.		
! Nr.!	Name	Lit.	V.Nr.	Bez.	! e !	e/c _k !
					! /m/ !	/-/ !
! 40!(Dra/B)/26/	425	V-10			10.022!	0.325!
! 41!	/26/	426	V-11		10.045!	0.665!
! 42!	/26/	427	V-12		10.090!	1.329!
! 43!	/26/	428	V-13		10.022!	0.325!
! 44!	/26/	429	V-14		10.045!	0.665!
! 45!	/26/	430	V-15		10.090!	1.329!
! 46!	/26/	431	V-16		10.090!	1.329!
! 47!	/26/	433	V-18		10.022!	0.325!
! 48!	/26/	434	V-19		10.045!	0.665!
! 49!	/26/	436	V-21		10.022!	0.325!
! 50!	/26/	437	V-22		10.045!	0.665!
! 51!	/26/	438	V-23		10.067!	0.990!
! 52!	/26/	439	V-24		10.090!	1.329!
! 53!Gha/Sa	/38/	440	BSNP		11.960!	5.695!
!				!	!	!
! 54!Long/M	/77/	443	M-2		10.104!	1.213!
! 55!	/77/	444	M-3		10.185!	2.157!
! 56!	/77/	445	M-4		10.074!	0.863!
! 57!	/77/	446	M-5		10.036!	0.420!
! 58!	/77/	447	M-6		10.147!	1.714!
!				!	!	!
! 59!Gha/El	/37/	449	SM 0.5		10.777!	2.258!
! 60!	/37/	450	SM 1.0		10.988!	2.871!
! 61!	/37/	451	SM 1.5		11.031!	2.996!
!				!	!	!
! 62!La/Sch	/70/	456	IS6		10.009!	0.090!
! 63!	/70/	457	IS7		10.044!	0.183!
! 64!	/70/	458	IS10		10.020!	0.100!
! 65!	/70/	459	IS11		10.004!	0.012!
!				!	!	!
! 66!Mu/Sch	/89/	476	NR1		10.006!	0.029!
!				!	!	!
! 67!	/89/	477	NR2		10.019!	0.090!
! 68!	/89/	478	NR3		10.043!	0.205!
! 69!	/89/	479	NR4		10.039!	0.186!
! 70!	/89/	480	NR5		10.057!	0.271!
! 71!	/89/	481	NR6		10.063!	0.300!
!				!	!	!
! 72!Ko/Nol	/67/	683	E8		10.050!	0.148!
! 73!	/67/	684	E2		10.100!	0.295!
! 74!	/67/	685	E1		10.200!	0.591!
! 75!	/67/	686	E3		10.300!	0.886!
! 76!	/67/	687	E4		10.200!	0.591!
! 77!	/67/	688	E7		10.180!	0.532!
! 78!	/67/	689	E5		10.150!	0.665!
! 79!	/67/	690	E6		10.150!	0.443!

Tabelle A1.2: Zusatzdaten der Versuche mit ausmittiger Stützenbeanspruchung (zu Abschnitt 10.1).
Erläuterungen siehe Seite A1.4.

! 1 ! 2	3	! 4	5	!	6	!	7	!	8	!	9	!	10	!
! lfd!	Autor	Versuch												
Aussparungen														
!Nr.!Name	Lit.!V.Nr.	Bez.	!	Vorh.Typ	! a_A/c_q	! w_A/c_q	! $1-\psi_A/\psi_0$! $1-\psi_{Ai}/\psi_0$!					
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	
! 1 !Moe	/87/!128	H1	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 2 !	/87/!129	H2	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
! 3 !	/87/!130	H3	!	1 3	0.50	0	0.705	!	0.705	!				
! 4 !	/87/!131	H4	!	1 2	0.50	0	0.705	!	0.558	!				
! 5 !	/87/!132	H5	!	1 2 3	0.50	0	0.558	!	0.484	!				
! 6 !	/87/!133	H6	!	1 2 3 4	0.50	0	0.410	!	0.410	!				
! 7 !	/87/!134	H7	!	1	0.50	0	0.893	!	0.839	!				
! 8 !	/87/!135	H8	!	1 2	0.50	0	0.785	!	0.785	!				
! 9 !	/87/!136	B9	!	1	0.50	0.200	0.891	!	0.782	!				
! 10!	/87/!137	H10	!	1	0.50	0.400	0.914	!	0.871	!				
! 11!	/87/!138	H11	!	1	0.50	0.800	0.940	!	0.910	!				
! 12!	/87/!141	H14	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
! 13!	/87/!142	H15	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!				
! 14!Rol/Za	/103/!293	A000002	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 15!	/103/!294	A000003	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 16!	/103/!295	A000004	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 17!	/103/!296	A000005	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 18!	/103/!313	B000001	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 19!	/103/!314	B000002	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 20!	/103/!333	CHO	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 21!	/103/!334	DHO	!	ohne Ausspl	-	0	1.000	!	1.000	!				
! 22!	/103/!297	A121001	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
! 23!	/103/!298	A121002	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
! 24!	/103/!299	A122001	!	1 3	0.50	0	0.705	!	0.705	!				
! 25!	/103/!300	A122002	!	1	0.50	0	0.705	!	0.705	!				
! 26!	/103/!301	A122001A!	!	1 3	0.50	0	0.705	!	0.558	!				
! 27!	/103/!302	A122002A!	!	1 2	0.50	0	0.705	!	0.558	!				
! 28!	/103/!303	A123001	!	1 2 3	0.50	0	0.558	!	0.484	!				
! 29!	/103/!304	A123002	!	1 2 3	0.50	0	0.558	!	0.484	!				
! 30!	/103/!305	A124001	!	1 2 3 4	0.50	0	0.410	!	0.410	!				
! 31!	/103/!306	A124002	!	1 2 3 4	0.50	0	0.410	!	0.410	!				
! 32!	/103/!307	A121109!!	!	1	0.50	0.225	0.894	!	0.841	!				
! 33!	/103/!308	A121218!!	!	1	0.50	0.450	0.918	!	0.877	!				
! 34!	/103/!309	A121327!!	!	1	0.50	0.675	0.933	!	0.900	!				
! 35!	/103/!310	A121436!!	!	1	0.50	0.900	0.944	!	0.916	!				
! 36!	/103/!311	A121545!!	!	1	0.50	1.125	0.951	!	0.927	!				
! 37!	/103/!312	A121654!!	!	1	0.50	1.350	0.957	!	0.936	!				
! 38!	/103/!315	B121001	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
! 39!	/103/!316	B121002	!	1	0.50	0	0.853	!	0.779	!				
! 40!	/103/!317	B122001	!	1 3	0.50	0	0.705	!	0.705	!				
! 41!	/103/!318	B122001A!	!	1 2	0.50	0	0.705	!	0.558	!				
! 42!	/103/!319	B123001	!	1 2 3	0.50	0	0.558	!	0.484	!				
! 43!	/103/!320	B124001	!	1 2 3 4	0.50	0	0.410	!	0.410	!				

Tabelle A1.3: Zusatzdaten der Versuche mit Aussparungen des Types "M" (zu Abschnitt 11.1).
 Zugehörige Vergleichsversuche ohne Aussparungen sind mit aufgeführt.
 Erläuterungen siehe Seite A1.4

! 1 ! 2	3	! 4	5	! 6	! 7	! 8	! 9	!			
! lfd!	Autor	Versuch				Aussparungen					
! Nr.	Name	Lit.!	V.Nr.	Bez.	Vorh.Typ	a _A /c _q	! 1-ψ _A	! ψ _O	! 1-ψ _{A1}	! ψ _O	
!	!	!	!	!	!	!/	!/	!/	!/	!/	
! 1 !	Moe	/87/	1128	H1	! ohne Aussp!	0.00	! 1.000	!	1.000	!	
! 2 !		/87/	1139	H12	! 1 2 3 4 !	0.50	! 0.590	!	0.590	!	
! 3 !		/87/	1140	H13	! 1 2 3 4 !	1.00	! 0.400	!	0.400	!	
! 4 !	Rol/Za	/103/	1293	A000002	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 5 !		/103/	1294	A000003	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 6 !		/103/	1295	A000004	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 7 !		/103/	1296	A000005	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 8 !		/103/	1313	B000001	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 9 !		/103/	1314	B000002	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 10!		/103/	1333	CHO	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 11!		/103/	1340	DH0	! ohne Aussp!	-	! 1.000	!	1.000	!	
! 12!		/103/	1321	B221001	! 1	!	0.50	! 0.898	!	0.847	!
! 13!		/103/	1322	B222001	! 1 3	!	0.50	! 0.795	!	0.795	!
! 14!		/103/	1323	B222001A!	1 2	!	0.50	! 0.795	!	0.693	!
! 15!		/103/	1324	B223001	1 2 3	!	0.50	! 0.693	!	0.641	!
! 16!		/103/	1325	B224001	! 1 2 3 4	!	0.50	! 0.590	!	0.590	!
! 17!		/103/	1326	B241901	! 1	!	1.00	! 0.850	!	0.775	!
! 18!		/103/	1327	B242901	! 1 3	!	1.00	! 0.700	!	0.700	!
! 19!		/103/	1328	B242902	! 1 3	!	1.00	! 0.700	!	0.700	!
! 20!		/103/	1329	B242901A!	1 2	!	1.00	! 0.700	!	0.550	!
! 21!		/103/	1330	B243901	! 1 2 3	!	1.00	! 0.550	!	0.475	!
! 22!		/103/	1331	B244901	! 1 2 3 4	!	1.00	! 0.400	!	0.400	!
! 23!		/103/	1332	B244902	! 1 2 3 4	!	1.00	! 0.400	!	0.400	!
! 24!		/103/	1334	CH1	! 1 2 3 4	!	0.25	! 0.750	!	0.750	!
! 25!		/103/	1335	CH2	! 1 2 3 4	!	0.50	! 0.590	!	0.590	!
! 26!		/103/	1336	CH3	! 1 2 3 4	!	0.75	! 0.485	!	0.485	!
! 27!		/103/	1337	CH4	! 1 2 3 4	!	1.00	! 0.400	!	0.400	!
! 28!		/103/	1338	CH5	! 1 2 3 4	!	1.25	! 0.354	!	0.354	!
! 29!		/103/	1339	CH6	! 1 2 3 4	!	1.50	! 0.312	!	0.312	!
! 30!		/103/	1341	DH1	! 1 2 3 4	!	0.25	! 0.750	!	0.750	!
! 31!		/103/	1342	DH3	! 1 2 3 4	!	0.75	! 0.485	!	0.485	!
! 32!		/103/	1343	DH5	! 1 2 3 4	!	1.25	! 0.354	!	0.354	!
! 33!		/103/	1344	DH6	! 1 2 3 4	!	1.50	! 0.312	!	0.312	!

Tabelle A1.4: Zusatzdaten der Versuche mit Aussparungen des Types "E" (zu Abschnitt 11.1).
Zugehörige Vergleichsversuche ohne Aussparungen sind mit aufgeführt.
Erläuterungen siehe Seite A1.5

! 1 !	! 2 !	! 3 !	! 4 !	! 5 !	! 6 !	! 7 !	! 8 !	! 9 !
! lfd!	! Autor	! Versuch			Schubbewehrung			
! Nr.	! Name	! Lit.	! V.Nr.	! Bez.	! A _S	! B _S	! Y _S	! F _{SU}
					!/cm ² /		/N/mm ² /	/0/
							/MN/	
! 1 !	! El/Hog	! /27!	! 45	! B-12	! 22.7	! 323	! 90	! 733 !
! 2 !	! Base	! /12!	! 74	! N	! 2.5	! 300	! 90	! 75 !
! 3 !		! /12!	! 75	! O	! 2.9	! 300	! 90	! 87 !
! 4 !		! /12!	! 76	! P	! 2.9	! 300	! 90	! 87 !
! 5 !		! /12!	! 77	! Q	! 2.9	! 300	! 90	! 87 !
! 6 !	! Anders	! /8/	! 148	! A-S2-66!	! 9.1	! 294	! 90	! 268 !
! 7 !		! /8/	! 149	! A-S2-67!	! 9.1	! 294	! 90	! 268 !
! 8 !		! /8/	! 160	! A-S2-82!	! 12.9	! 294	! 90	! 380 !
! 8 !		! /9/	! 161	! A-S2-83!	! 12.9	! 294	! 90	! 380 !
! 10!	! Franz	! /30/	! 167	! NR4	! 6.0	! 300	! 90	! 180 !
! 11!		! /30/	! 168	! NR5	! 12.1	! 300	! 90	! 363 !
! 12!		! /30/	! 169	! NR6	! 18.1	! 300	! 90	! 543 !
! 13!		! /30/	! 170	! NR7	! 14.4	! 285	! 90	! 410 !
! 14!	! Franz	! /31/	! 172	! NR8	! 12.1	! 305	! 90	! 369 !
! 15!		! /31/	! 173	! NR9	! 10.0	! 305	! 90	! 305 !
! 16!		! /31/	! 174	! NR10	! 10.0	! 305	! 90	! 305 !
! 17!		! /31/	! 175	! NR11	! 8.0	! 305	! 90	! 244 !
! 18!		! /31/	! 176	! NR12	! 8.0	! 305	! 90	! 244 !
! 19!		! /31/	! 177	! NR13	! 6.0	! 305	! 90	! 183 !
! 20!		! /31/	! 178	! NR14	! 12.1	! 305	! 90	! 369 !
! 21!	! Wantur	! /122/	! 257	! NR2	! 6.0	! 297	! 90	! 178 !
! 22!		! /122/	! 258	! NR3	! 8.0	! 297	! 90	! 238 !
! 23!		! /122/	! 260	! NR5	! 8.0	! 297	! 90	! 238 !
! 24!		! /122/	! 261	! NR6	! 10.0	! 297	! 90	! 297 !
! 25!		! /122/	! 262	! NR7	! 6.3	! 280	! 90	! 176 !
! 26!		! /122/	! 263	! NR8	! 6.3	! 280	! 90	! 176 !
! 27!	! Sta/Ch	! /112/	! 355	! V/I3/1	! 5.4	! 248	! 90	! 134 !
! 28!	! Pet/St	! /92/	! 387	! A-5	! 14.8	! 208	! 90	! 307 !
! 29!		! /92/	! 388	! A-6	! 23.3	! 234	! 90	! 547 !
! 30!	! Marti	! /85/	! 461	! P3	! 16.8	! 538	! 90	! 904 !
! 31!	! Sei/Gh	! /108/	! 482	! SC8	! 18.4	! 490	! 90	! 902 !
! 32!		! /108/	! 483	! SC9	! 18.4	! 490	! 90	! 902 !
! 33!		! /108/	! 484	! SC10	! 20.0	! 490	! 90	! 1000 !
! 34!	! Diet	! /19/	! 662	! S-1L	! 20.4	! 589	! 90	! 1201 !
! 35!	! Diet	! /22/	! 677	! S-2L	! 35.6	! 560	! 90	! 1994 !
! 36!		! /22/	! 678	! HS-1	! 14.5	! 616	! 90	! 893 !

Tabelle A1.5: Zusatzdaten der Versuche mit Bügeln als Schubbewehrung
Erläuterungen siehe Seite A1.5

! 1 ! 2	3	! 4	5	! 6	7	8	9	
! Ifd!	Autor	Versuch	Schubbewehrung					
Nr.	Name	Lit.	IV.Nr.	Bez.	A_S	B_S	C_S	F_SU
					! /cm ² !	/N/mm ² !	/0! /MN !	
! 1	Graf	/42/	10	1355	36.6	280	45	724
! 2		/42/	11	1356	36.6	280	45	724
! 3		/42/	12	1361	51.9	280	45	1028
! 4		/42/	14	1376	67.4	280	60	1634
! 5		/42/	15	1377	67.4	280	60	1634
! 6		/42/	16	1363	89.5	280	60	2170
! 7	Keeffe	/63/	24	S-I	4.9	391	45	135
! 8		/63/	25	S-II	4.9	391	45	135
! 9	! 21/Hog	/27/	53	B-3	5.7	323	45	130
! 10		/27/	54	B-5	5.2	330	45	121
! 11		/27/	55	B-6	10.3	330	45	240
! 12		/27/	56	B-10	10.3	330	45	240
! 13		/27/	58	B-13	40.0	373	20	510
! 14		/27/	59	B-15	14.5	330	45	338
! 15		/27/	60	B-16	31.5	330	45	735
! 16		/27/	61	B-17	5.2	330	45	121
! 17	Base	/12/	71	K	2.1	300	45	45
! 18		/12/	72	L	1.4	300	45	30
! 19		/12/	73	M	2.8	300	45	59
! 20	Moe	/87/	143	S8-60	5.1	350	45	126
! 21	Anders	/8/	144	A-S1-62!	13.6	440	30	300
! 22		/8/	145	A-S1-63!	13.6	436	30	296
! 23		/8/	146	A-S1-64!	22.6	436	30	493
! 24		/8/	147	A-S1-65!	22.6	438	30	495
! 25		/8/	150	A-S3-68!	6.8	294	45	141
! 26		/8/	151	A-S3-69!	6.8	294	45	141
! 27		/8/	152	A-S4-70!	8.0	532	45	300
! 28		/8/	153	A-S4-71!	8.0	532	45	300
! 29		/8/	154	A-S1-76!	13.6	457	30	310
! 30		/8/	155	A-S1-77!	13.6	453	30	307
! 31		/8/	156	A-S1-78!	27.1	461	30	625
! 32		/8/	157	A-S1-79!	27.1	469	30	635
! 33		/8/	158	A-S1-80!	18.1	437	30	395
! 34		/8/	159	A-S1-81!	18.1	440	30	396
! 35		/8/	162	A-S3-84!	9.1	294	45	190
! 36		/8/	163	A-S3-85!	9.1	294	45	190

! 1 ! 2	3	! 4	5	! 6	7	8	9	
! Ifd!	Autor	Versuch	Schubbewehrung					
Nr.	Name	Lit.	IV.Nr.	Bez.	A_S	B_S	C_S	F_SU
					! /cm ² !	/N/mm ² !	/0! /MN !	
! 37	Franz	/30/	115	NR2	9.0	440	60	343
! 38		/30/	116	NR3	13.6	440	60	518
! 39	Yitzch	/167/	1239	I-1A	10.0	457	45	323
! 40		/167/	1240	I-1B	10.0	403	45	285
! 41		/167/	1241	I-2A	18.1	457	45	585
! 42		/167/	1242	I-2B	18.1	460	45	589
! 43		/167/	1243	I-4	18.1	490	45	627
! 44		/167/	1244	I-5	4.0	471	45	133
! 45		/167/	1245	I-6A	12.1	471	45	403
! 46		/167/	1246	I-6B	12.1	471	45	403
! 47		/167/	1247	I-7	8.0	471	45	266
! 48		/167/	1248	I-8	8.0	471	45	266
! 49		/167/	1249	I-9	12.1	471	45	403
! 50	Narasi	/90/	1285	L2	17.1	309	45	374
! 51	Sta/Ch	/112/	1356	V/I4/1	5.4	248	45	95
! 52		/112/	1357	V/I5/1	5.9	434	45	181
! 53	Pet/St	/92/	1389	A-7	12.6	420	45	374
! 54		/92/	1390	A-8	24.6	395	45	687
! 55		/92/	1396	B-6	12.3	404	45	351
! 56		/92/	1397	B-7	12.3	404	45	351
! 57		/92/	1398	B-8	23.1	354	45	578
! 58		/92/	1399	B-9	12.3	404	45	351
! 59		/92/	1400	B-10	23.1	354	45	578
! 60	Dra/Ba	/26/	1408	II9	2.0	425	45	60
! 61	Sundq	/116/	1462	A(S)	16.1	455	45	518
! 62		/116/	1464	C(S)	18.1	455	30	412
! 63		/116/	1465	D(S)	18.1	455	30	412
! 64		/116/	1466	E(S)	18.1	455	30	412
! 65	Swamy	/117/	1487	S-14	12.6	568	60	620
! 66		/117/	1488	S-17	12.6	568	60	620
! 67	Diet/R	/22/	1675	S-15	51.3	436	45	1581

Tabelle Al.6: Zusatzdaten der Versuche mit Schrägaufbiegungen als Schubbewehrung
Erläuterungen siehe Seite Al.5

Anhang A2

Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile

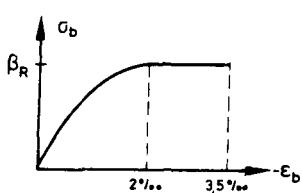
Anhang A2 ergänzt Abschnitt 4.2 ("Querschnittsanalyse").

A2.1 Beschränkung auf einaxiale Beanspruchungszustände

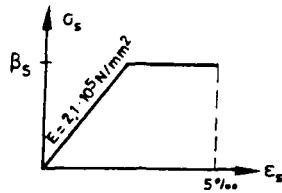
Mit der Reduktion des Gesamtbeanspruchungszustandes auf den Zustand reiner Biegebeanspruchung sind bereits die Beanspruchungen senkrecht zur Plattenmittelfläche aus den Betrachtungen ausgeschlossen. Die Berücksichtigung des verbleibenden zweiaxialen Beanspruchungszustandes ist bei der Ermittlung der Plattenschnittgrößen (s. hierzu Abschnitt 4.3) sicherlich eine der Grundvoraussetzungen für die Brauchbarkeit der Berechnungsergebnisse. Bei der hier zu besprechenden Analyse eines örtlichen Querschnittes hingegen kann entsprechend den im Rahmen des Themas "Durchstanzen" gesetzten Anforderungen an die Wirklichkeitsnähe der Biegeuntersuchungen vereinfachend auf die Berücksichtigung des mehraxialen Beanspruchungszustandes verzichtet werden. Die einaxiale Betrachtungsweise entspricht den biegetheoretischen Ansätzen der DIN 1045 und erscheint für die vorliegende Problematik angemessen und ausreichend genau.

A2.2 Arbeitslinien der Werkstoffe

Im nachfolgenden werden für Stahl und Beton im allgemeinen die Spannungs/Dehnungs-Linien der DIN-Vorschriften verwendet (Bild A2.1). Nur zu Vergleichszwecken werden im Abschn. A2.4(4) auch abweichende Arbeitslinien für den Beton untersucht (siehe Bild A2.2).



(a) Beton



(b) Stahl

Bild A2.1: Einaxiale Spannungs/Dehnungs-Linien nach DIN 1045

Es ist bekannt, daß die dargestellten Kurven die tatsächlichen Verhältnisse nur näherungsweise wiedergeben können. Bei Feinbetonen, wie sie in Versuchen häufig Verwendung finden, verlagert sich die Betonarbeitslinie des Bildes A2.1a - bei angenommenem unveränderten β_R -Wert - eher nach links, bei Leichtbetonen nach rechts. Beim Stahl zeigen die Arbeitslinien auch oberhalb der Streckgrenze noch weitere Spannungssteigerungen, und der Knickpunkt beim Fließbeginn ist nicht so ausgeprägt wie in Bild A2.1b dargestellt. Die Verwendung entsprechend zutreffender Arbeitslinien bei den Versuchsnachrechnungen ist jedoch nicht möglich, da hierzu weitgehend die erforderlichen Angaben in den Versuchsberichten fehlen.

Der Wert der Rechenfestigkeit β_R des Betons wird bei den Versuchsnachrechnungen wie folgt angenommen:

$$\beta_R = \beta_C \quad (A2.1)$$

Damit wird rechnerisch die für einen Biegedruckbruch maßgebende Zylinderdruckfestigkeit β_C voll angesetzt. Eine Abminderung zur Berücksichtigung der aus Langzeitwirkung herührenden Abnahme der Betonfestigkeit wird nicht eingeführt. Die in Tabelle 12 der DIN 1045 angegebenen β_R -Werte enthalten hierzu einen Abminderungsfaktor von ca. 0,85. Dies ist bei der Beurteilung des Sicherheitsabstandes vorgeschlagener Bemessungs- und Nachweisverfahren zu beachten (vergl. Abschn. 7.3)

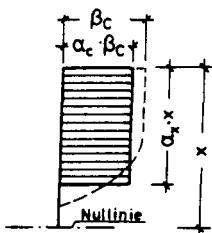


Bild A2.2: Rechteckige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone

Einige in der Literatur vorzufindende Durchstanzberechnungsmethoden verwenden als Hilfswerte Biegebruchmomente, die unter der Annahme einer rechteckigen Spannungsverteilung in der Biegedruckzone entsprechend Bild A2.2 ermittelt werden. Das nach DIN 1045, Abschn. 17.2.1 zulässige Näherungsverfahren des Heftes 220 /3/ setzt $\alpha_c = 0,95$ und $\alpha_x = 0,80$; der ACI-Standard 318-77 /6/ gibt $\alpha_c = 0,85$ an und $\alpha_x = 0,85$ bis 0,65, je nach Betongüte entsprechend Bild A2.3.

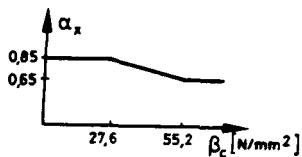


Bild A2.3: α_x -Werte nach ACI-Standard 318-77

A2.3 Bruchkriterien

Die Biegetragfähigkeit eines Querschnittes ist erschöpft, wenn entweder der Stahl der Zugzone oder der Beton der Druckzone versagt.

(1) Stahl der Zugzone

Die Tragfähigkeitsgrenze des Stahls gilt als erreicht, wenn die rechnerisch angesetzte Streckgrenze β_s erreicht ist. Vereinbarungsgemäß werden weitere Spannungssteigerungen nicht angesetzt. Das den Zustand beginnenden Fließens kennzeichnende mit den Arbeitslinien nach Bild A2.1a und A2.1b berechnete Plattenbiegemoment wird im folgenden als Fließmoment mit m_y ($y \hat{=} \text{yield}$) bezeichnet. Die meisten Berechnungsverfahren, so auch der ACI-Standard 318-77 /6/, setzen das Erreichen der Streckgrenze im Stahl als Kriterium für das Versagen der Zugzone.

Bei weiterer Laststeigerung über m_y hinaus - mit unveränderter Stahlempfindung $\sigma_s = \beta_s$ - vergrößert sich der Hebelarm der inneren Kräfte, was bei üblichen Querschnitten Tragfähigkeitssteigerungen um ca. 4 bis 8 % zur Folge hat (vergl. Zahlenangaben unter A2.4(2)). Der Bruch tritt infolge Reißens der Biegezugbewehrung oder infolge eines Betondruckbruches der stark eingeschnürten Biegezugzone ein. Entsprechend den Annahmen der DIN-Vorschriften wird nachfolgend eine Stahldehnung von $\epsilon_{su} = 5\%$ als Kriterium für den Biegezugbruch angesehen. Das sich danach ergebende Bruchmoment wird mit m_u ($u \hat{=} \text{ultimate}$) bezeichnet. Dividiert durch den Sicherheitsbeiwert der DIN-Vorschriften von 1,75 bis 2,10 ergibt sich aus diesem Bruchmoment das zulässige Moment m_a ($a \hat{=} \text{admissible}$).

(2) Beton der Druckzone

Will man die den Bruch auslösenden Randdehnungen der Biegedruckzone in Abhängigkeit von der Betongüte darstellen, so findet man in der Literatur hierzu viele "experimentell bestätigte" Vorschläge. Sie geben mit steigender Betondruckfestigkeit teils höhere, teils unveränderte und teils niedrigere Bruchdehnungen an. Die

unterschiedlichen Angaben sind offensichtlich auf beton-technologische und eventuell auch auf versuchstechnisch bedingte Einflüsse zurückzuführen, die im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt werden können. Es erscheint in jeder Hinsicht am sinnvollsten, die von der Betongüte unabhängige Bruchgrenze der DIN-Vorschriften von $\epsilon_{bu} = -3,5\%$ zu übernehmen. Nur im Rahmen von Vergleichsrechnungen zum Biegebruchmoment nach dem ACI-Standard 318-77 wird im Abschnitt A2.4(4) auch mit einer rechnerischen Bruchdehnung von $\epsilon_{bu} = -3,0\%$ gerechnet.

(3) Grenzfall zwischen (1) und (2)

Ob der Bruch eines Querschnittes rechnerisch infolge Stahl- oder infolge Betonversagens eintritt, hängt nicht nur von der Querschnittsausbildung, sondern auch ganz wesentlich von der Vorgabe der Bruchdehnungen ϵ_{su} und ϵ_{bu} ab. Die Bewehrungsmenge, bei der unter entsprechender Biegebeanspruchung Stahl und Beton rechnerisch gleichzeitig versagen, wird üblicherweise als Grenzbewehrung μ_{gr} bezeichnet. Diese liegt beispielsweise bei Verwendung der DIN-Arbeitslinien und entsprechendem Ansatz einer Betondruckstauchung von $\epsilon_{bu} = -3,5\%$ für einen Querschnitt mit $\beta_C = 25 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_S = 420 \text{ N/mm}^2$ je nach angesetzter Stahlbruchdehnung ϵ_{su} bei:

$$\begin{aligned}\epsilon_{su} &= 2\% \quad + \quad \mu_{gr} = 3,07 \% \\ \epsilon_{su} &= 5\% \quad + \quad \mu_{gr} = 1,98 \% \\ \epsilon_{su} &= 10\% \quad + \quad \mu_{gr} = 1,25 \% \\ \epsilon_{su} &= 20\% \quad + \quad \mu_{gr} = 0,67 \% \end{aligned}$$

Fast alle in Tabelle A1.1 aufgeführten Versuche weisen Bewehrungsprozentsätze unter 3,07 % auf. Die rechnerische Bruchursache (Stahl- oder Betonversagen) der für sich allein betrachteten Querschnitte all dieser Versuche hängt somit allein davon ab, welche Bruchdehnungen man auf der Zugseite zuläßt.

Diese Feststellung ist deshalb von großer Bedeutung, weil sie verdeutlicht, daß rechnerische Untersu-

chungen des Biegebruchzustandes kaum dazu geeignet sind, Auskunft über die tatsächlichen Beanspruchungen zu geben, die beim Durchstanzen in der maßgebenden Betondruckzone zu erwarten sind. Brauchbare Hilfswerte hingegen für Berechnungen zum Durchstanzen sind allein - weil von allen Annahmen über Bruchdehnungen des Stahls und Betons unabhängig - das Fließmoment m_y und die Spannungs- und Dehnungsverteilungen bis zum Erreichen dieses Momentes. Im Abschnitt 6.3 wird bei der Entwicklung einer eigenen Berechnungsmethode zum Durchstanzen entsprechend verfahren.

A2.4 Biegemomente

Für die elektronische Datenverarbeitung wurden folgende Rechenmöglichkeiten aufbereitet:

(1) m_y = Fließmoment = Biegemoment bei Beginn des Fließens der Biegebewehrung unter Annahme der Arbeitslinien der DIN 1045. Sofern sich für den Zustand vor dem Fließbeginn bereits Betonrandstauchungen von mehr als 3,5 % ergeben, wird m_y durch dieses Kriterium bestimmt. Die erforderlichen Gleichungen für die als Iterationsverfahren mit veränderlichem k_x -Wert durchzuführenden Momenberechnungen wurden aus /72/ übernommen.

Die rechnerische Betonrandstauchung bei $m = m_y$ wird in Anlehnung an die Bezeichnungsweise der DIN 1045 als $\epsilon_{bl,y}$ bezeichnet. Im Abschnitt 6.3, Gl.(6.6) fließt diese Größe in die vom Verfasser vorgeschlagene Berechnungsmethode zum Durchstanzen ein.

(2) m_u = Bruchmoment = Biegemoment beim Querschnittsversagen unter Annahme der Arbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045.

Um den Einfluß unterschiedlicher Annahmen zur rechnerischen Bruchdehnung ϵ_{su} des Stahls deutlich zu machen, wurden die rechnerischen Biegebruchmomente aller Versuche zum Grundfall des Durchstanzens ("G" in Spalte 6 der

Tabelle A1.1) unter unterschiedlichen Annahmen ermittelt und zum Fließmoment m_y ins Verhältnis gesetzt. Im Mittel aller Versuche zeigten sich dabei folgende rechnerische Tragfähigkeitssteigerungen gegenüber dem Fließmoment

$$\begin{aligned}\varepsilon_{su} &= \beta_s / E_s \rightarrow \text{Vergleichswert } (m = m_y) \\ \varepsilon_{su} &= 5 \% \rightarrow \text{DIN-Annahme } (m = m_u) \\ &\quad \text{Tragfähigkeitssteigerung } 4,8\% \\ \varepsilon_{su} &= 10 \% \rightarrow \text{Tragfähigkeitssteigerung } 6,7\% \\ \varepsilon_{su} &= 20 \% \rightarrow \text{Tragfähigkeitssteigerung } 7,5\%\end{aligned}$$

(3) m_a = zulässiges Biegemoment nach DIN 1045, ermittelt aus m_u durch Division durch den Sicherheitsbeiwert der DIN 1045 von 1,75 bis 2,10.

(4) m_u , ACI = Biegebruchmoment entsprechend den Annahmen des ACI-Standard 318-77 /6/. Die Annahmen sind:

- Rechteckige Spannungsverteilung in der Druckzone nach Bild A2.2 mit $\alpha_c = 0,85$ und α_x nach Bild A2.3.
- Bruchkriterium ist entweder das Erreichen der Streckgrenze β_s oder das Erreichen von Randstauchungen der Betondruckzone von $\varepsilon_{bu} = -3,0\%$.

Für den Fall, daß die Zugbeanspruchungen im Stahl maßgebend sind, ist den ACI-Annahmen nach das Bruchmoment gleich dem Fließmoment. Dieses ergibt sich bei Vernachlässigung der Wirkung einer eventuell vorhandenen Druckbewehrung wie folgt:

$$m_{u,ACI} = m_{y,ACI} = 100 \cdot \mu \cdot \beta_s \cdot h \cdot (1 - 0,59 \cdot \omega) \quad (\text{A2.2})$$

Auf die Ableitung und Darstellung des Bruchmomentes für den Fall eines rechnerischen Druckzonenversagens kann verzichtet werden, da für fast alle Versuche der Tabelle A1.1 ohnehin die Zugbeanspruchungen maßgebend sind. Die Grenzbewehrung (Definition s. Abschn. A2.3 (3)) liegt in

fast allen Fällen über der vorhandenen Bewehrung. Für einen Querschnitt mit $\beta_s = 25 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$ beispielsweise liegt die Grenzbewehrung den ACI-Annahmen nach bei 2,58 %.

Berechnungen, in denen die Grundfallversuche aus Tabelle A1.1 sowohl nach der DIN 1045 als auch nach dem ACI-Standard (in beiden Fällen unter Beachtung auch der Möglichkeit eines rechnerischen Druckbruches) ermittelt und zueinander ins Verhältnis gesetzt wurden, führten auf einen Mittelwert dieser Verhältniswerte von $(m_u, \text{DIN} / m_u, \text{ACI})_m = 1,0003 \approx 1,00$. Der Variationskoeffizient lag bei Wertung aller Versuche bei $v_o = 0,042$ und bei Wertung nur der Versuche zwischen der 5 %- und 95 %-Fraktilengrenze bei $v = 0,018$.

Sofern die in der Literatur vorgeschlagenen und im Abschnitt 5.2 dieser Arbeit dargestellten Verfahren zur Berechnung von Durchstanztraglasten auf Biegetragfähigkeitsanalysen zurückgreifen, ermitteln sie die örtlichen Querschnittstragfähigkeiten nicht immer auf die gleiche Weise. Neben den oben beschriebenen vier Möglichkeiten werden auch verschiedene Variationen der Gleichung (A2.2) benutzt; die Variationen bestehen im wesentlichen darin, daß der Faktor 0,59 durch Werte zwischen 0,50 und 0,60 ersetzt wird.

Angesichts der festgestellten geringen Unterschiede in den Biegebruchmomenten m_u erschien es zulässig und sinnvoll, bei den Versuchsnachrechnungen nach verschiedenen vorgeschlagenen Theorien (im Abschn. 5.3) das Moment m_u - sofern erforderlich - einheitlich nach der DIN 1045 zu berechnen. Dies diente nicht nur der Arbeitserleichterung, sondern eliminierte auch die hier nicht interessierenden Unterschiede in den Annahmen zu den biegetheoretischen Ansätzen und erlaubte es somit besser, die den Verfahren zugrunde liegenden Grundgedanken zu beurteilen.

Anhang A3

m/F-Beziehungen für Flachdecken und Fundamente nach der Elastizitätstheorie

Der vorliegende Anhang A3 ergänzt die Erörterung der Elastizitätstheorie (E-Theorie) im Abschnitt 4.3. Er beschreibt und erläutert die allgemein üblichen sowie die speziellen für die Berechnung von Flachdecken und Fundamenten in der vorliegenden Arbeit gewählten Annahmen der Elastizitätstheorie dünner Platten. Unter Verwendung dieser Annahmen werden geschlossene Lösungen der m/F-Beziehungen ($m = \text{maßgebendes Biegemoment unter der Stützenlast } F$) abgeleitet, tabellarisch dargestellt und zur Bestätigung ihrer Brauchbarkeit den Ergebnissen von FEM-Berechnungen gegenübergestellt.

A3.1 Allgemeine Annahmen zur Elastizitätstheorie

Es wird angenommen, daß die Voraussetzungen der klassischen Biegetheorie dünner elastischer Platten gelten:

- Die Plattendicke ist klein gegenüber den anderen Plattenabmessungen.
- Die Durchbiegungen sind klein gegenüber der Plattendicke.
- Der Einfluß von Schubspannungen und von senkrecht zur Plattenmittelfläche wirkenden Normalspannungen ist hinsichtlich der Formänderungen vernachlässigbar.
- Die Belastung erfolgt ausschließlich senkrecht zur Plattenmittelfläche.
- Formänderungen gehen vollständig wieder zurück, wenn ihre Ursache beseitigt ist (Elastizität).

Darüber hinausgehend wird für die zur Schnittgrößenermittlung erforderlichen Formänderungsberechnungen angenommen:

- Der Werkstoff ist isotrop (bezüglich aller Richtungen gleichartig) und linear elastisch (das Hookesche Gesetz gilt).

Die Abweichungen zwischen den unter diesen Annahmen ermittelten und den tatsächlichen Momenten, resultieren im wesentlichen aus der letztgenannten Annahme isotropen, linear elastischen Werkstoffverhaltens. Es werden zur Schnittgrößenermittlung nicht die Momenten/Krümmungs-Beziehungen verwendet, die sich aus den vergleichsweise wirklichkeitsnahen, im Abschn. 4.2 bzw. im Anhang A2 beschriebenen und für die dortigen Querschnittsanalysen auch verwendeten Arbeitslinien des Stahls und des Betons ergeben, sondern es wird statt dessen mit linearen Momenten/Krümmungs-Linien gerechnet, die der Annahme gleichkommen, beide Werkstoffe wiesen gleichartige und unbegrenzt lineare Spannungs/Dehnungs-Beziehungen auf. Der Quotient aus Moment und Krümmung wird damit - konstante Plattendicke einmal vorausgesetzt - von der Belastung und der Querschnittsausbildung unabhängig und hat infolgedessen keinerlei Bedeutung mehr für die Schnittgrößenermittlung.

Diese Arbeitsweise vereinfacht zwar das Berechnungsverfahren erheblich, da aufwendige Iterationsverfahren mit Variationen von last- und ortsabhängigen Momenten/Krümmungs-Quotienten vermieden werden, alle Wirkungen jedoch aus nichtlinearem und plastischem Werkstoffverhalten, aus der allgemeinen orthogonalen Bewehrungsführung mit unterschiedlichen Bewehrungsmengen und statischen Nutzhöhen je nach Ort und Schnittrichtung und aus Rißbildung finden somit keine Berücksichtigung. Momentenumlagerungen vom hochbeanspruchten Stützenbereich in die weniger beanspruchten Feldbereiche werden folglich ebensowenig erfaßt wie die Drucknormalkräfte, die infolge starker Rißbildung im Stützenbereich von Flach- und Pilzdecken entstehen und die vorstellungsmäßig

mit den Druckkräften zu vergleichen sind, die beim Versuch entstehen, zwei Schwingtüren durch eine etwas zu kleine Öffnung zu drücken.

Fast alle in der praktischen Bauingenieurtätigkeit zur Schnittgrößenermittlung verwendeten Formelsammlungen und Tabellenwerke basieren auf den hier angenommenen Voraussetzungen. Da diese auch dem im Heft 240 /2/ des DAFStb vorgeschlagenen Näherungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung an Flach- und Pilzdecken zugrunde liegen, ist sogar der enge Bezug zu den DIN-Vorschriften gewahrt.

A3.2 Spezielle Annahmen zur Biegemomentenermittlung bei Flachdecken und Fundamenten

Als rechnerische Biegebruchlast nach einer elastizitätstheoretischen Untersuchung wird überlicherweise die Last bezeichnet, unter der am höchstbeanspruchten Ort des untersuchten Tragwerkes die örtliche Biegetragfähigkeit gerade erschöpft ist. Es ergibt sich aus der Untersuchung selbst, welcher Ort der höchstbeanspruchte ist.

Bei Platten der in dieser Arbeit zu untersuchenden Art kann aus zwei Gründen nicht streng in der beschriebenen Weise vorgegangen werden.

- Der höchstbeanspruchte Ort liegt stets innerhalb oder zumindest am Rande des Stützenanschlusses, d. h. genau in einem Krafteinleitungsbereich, für den die Annahmen der Biegetheorie naturgemäß nur sehr bedingt zutreffen und in dem nicht mehr eindeutig festliegt, welche statische Nutzhöhe der Ermittlung der örtlichen Biegetragfähigkeit zu grunde zu legen ist.
- Der Momentenverlauf in dem genannten Bereich und damit auch der Betrag des Maximalmomentes sind in hohem Maße davon abhängig, wie der Stützenanschluß im statischen System

simuliert wird. Möglich sind beispielsweise eine punktförmige Lagerung in der Stützenmitte, gelenkige oder eingespannte Lagerungen am Stützenrand, gefederte punktförmige oder flächige Lagerungen oder der Ersatz jeder Lagerung durch eine in einer bestimmten Weise - z. B. gleichmäßig über die Stützenanschlußfläche - verteilte Gegenlast vom Betrag der erwarteten Stützenkraft. Untersuchungen hierzu findet man u. a. in /19/ und /123/.

Beide genannten Probleme lassen sich am geeignetsten umgehen, indem man nicht das Maximalmoment, sondern entsprechend DIN 1045, 15.4.1.2 das Anschnittsmoment zur Stütze als maßgebend ansieht.

Wie Vergleichsrechnungen des Verfassers zeigten, ist das Anschnittsmoment für alle als sinnvoll anzusehenden Simulationen des Stützenanschlusses größtenteils gleich. Im Hinblick auf das derzeit gültige Normenwerk erschien es deshalb sinnvoll, die Ansätze zu übernehmen, die nach /39/ bei der Entwicklung der Tabellen des Heftes 240 /2/ im dortigen Abschn. 3.4 zur Schnittgrößenermittlung in Flachdecken zugrunde gelegt wurden. Die Stützenlasten wurden dementsprechend durch gleichmäßig über die Anschlußfläche verteilte Gegenlasten ersetzt.

Um auch hinsichtlich weiterer Annahmen den Bezug zu den derzeitigen Bauvorschriften zu wahren, wurde, wie im Heft 240, mit konstanter Plattensteifigkeit über die gesamte Plattenfläche und mit einer Querdehnungszahl von $\mu = 0,20$ gerechnet, und es wurde von quadratischen Stützenquerschnitten ausgegangen, in die ggf. kreisförmige Querschnitte flächengleich umzurechnen sind.

Diese Annahmen wurden auch für die Schnittgrößenermittlung von Fundamenten übernommen, obgleich hier das Heft 240 eine grundsätzlich andere Methode zur Biegebemessung vorsieht. Da diese sich jedoch nicht streng an die Elastizitätstheorie hält, sei hier auf eine weitere Erörterung verzichtet.

Zusammenfassend sei festgehalten:

- Das maßgebende Moment m ist das Anschnittsmoment in der Kantenmitte zu einem quadratisch angenommenen Stützenanschluß.
- Kreisförmige Stützenquerschnitte werden rechnerisch durch flächengleiche quadratische Querschnitte ersetzt.
- Die Stützenlasten werden als gleichmäßig über die Stützenanschlußfläche verteilte Gegenlasten angesetzt.
- Die Plattensteifigkeit ist über die gesamte Plattenfläche konstant.
- Die Querdehnungszahl (Poisson'sche Konstante) beträgt $\mu = 0,20$.

A3.3 Grundsätzliche Vorgehensweise

Für die durchzuführenden Versuchsnachrechnungen war es wünschenswert, die gesuchten Beziehungen zwischen den Stützenlasten F und den maßgebenden Anschnittsmomenten m in geschlossenen Lösungen darzustellen. Da entsprechende exakte Lösungen für einige der zu untersuchenden Systeme der Versuchskörper gar nicht bzw. nur unter unzumutbar großem mathematischen Aufwand zu gewinnen gewesen wären, wurde folgender Näherungsweg beschritten.

Mit Berechnungen nach der FEM-Methode (Finite-Element-Methode, Annahmen s. Abschn. A3.1 und A3.2) wurden die gesuchten m/F -Beziehungen für alle in Frage kommenden statischen Systeme ermittelt. Dabei wurde sowohl der Lastfall reiner Stützennormalkraft ($F \neq 0, M = 0$) als auch der reinen Stützenbiegebeanspruchung ($F = 0, M \neq 0$) untersucht, und die Stützenform (rund oder quadratisch) und die Stützenabmessungen (in drei Stufen) wurden variiert. Die Ergebnisse wurden tabellarisch aufgetragen (s. Tabelle A3.1, Zeile 8,12 u.16).

Die Grundstruktur der Näherungsansätze wurde aus der bekannten und vergleichsweise einfachen geschlossenen Lösung für einen kreisförmigen Plattenausschnitt abgeleitet. Aus den in /81/ und /82/ für die zwei interessierenden Lastfälle angegebenen Lösungen ergab sich nach Streichung der Glieder, die bei den praxisüblichen Abmessungen vernachlässigbar waren, folgender allgemeiner Ansatz:

$$m = F \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(c_q / l_M)) + M \cdot k_3 / c_q \quad (A3.1)$$

Die Freiwerte k_1 , k_2 und k_3 sowie die für die Biegebetrachtung rechnerisch anzusetzende Plattenlänge l_M waren aus dem Vergleich mit den Ergebnissen der o. g. FEM-Berechnungen zu bestimmen.

A3.4 m/F-Beziehungen

Einheitlich für alle statischen Systeme ergab sich $k_2 = 0,0955$ ($= 0,30/\pi$, wie bei der geschlossenen Lösung für Kreisplatten) und $k_3 = 0,21$. Der letzte Freiwert k_1 wurde so festgelegt, daß die rechnerische Plattenlänge l_M in den Fällen kreisförmiger Platten gleich den Plattendurchmessern l_A , l_F oder l_E wurde. Damit ergab sich:

$$m = F \cdot (k_1 - 0,0955 \cdot \ln(c_q / l_M)) + M \cdot 0,21 / c_q \quad (A3.2)$$

Die Größen k_1 und l_M können den Zeilen 4 und 6 der Tab. A3.1 entnommen werden. In Zeile 4 ist die Gleichung (A3.2) für den Fall zentrischer Beanspruchung ($M=0$) für die verschiedenen statischen Systeme angegeben. Die zugehörigen Rechenergebnisse in den Zeilen 9, 13 u. 17 der Tab.A3.1 zeigen gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der FEM-Berechnungen in den Zeilen 8, 12 u.16.

Der Vergleich der l_M -Werte in Zeile 6 der Tabelle A3.1 für vollständige Flachdecken (Spalte 1) und für Flachdeckenausschnitte (Spalte 2 bis 4) ist sehr aufschlußreich, insbe-

sondere im Hinblick auf die Überlegungen zur Wahl geeigneter Versuchskörper nach Abschn. 3.4.2(2):

- Die Übereinstimmung der k_1 -Werte ($k_1 = 0,0159$) zeigt, daß hinsichtlich der Biegebeanspruchung der übliche Ersatz vollständiger Flachdeckensysteme durch Deckenausschnitte im Versuch statthaft ist.
- Der Vergleich der rechnerischen Plattenlängen ℓ_M führt zu dem Schluß, daß vollständige Deckensysteme dann durch Deckenausschnitte gleichwertig ersetzt sind, wenn beispielsweise kreisförmige Ausschnitte einen Durchmesser von 0,46 der Deckenstützweite aufweisen. Dieser Durchmesser beschreibt recht genau den Kreis, auf dem die Momentennullpunktslinie einer gleichmäßig belasteten Flachdecke den Stützenanschluß umläuft.

Für den zentrischen Lastfall ($F \neq 0, M = 0$) läßt sich die mit Gleichung (A3.2) beschriebene Abhängigkeit der Stützenlast F von einem vorgegebenen Anschnittsmoment m zur Verdeutlichung auch näherungsweise in folgender Form darstellen:

$$F = m \cdot k_4 \cdot (1 + k_5 \cdot c_q / \ell_M) \quad (\text{A3.3})$$

Die für die verschiedenen statischen Systeme unterschiedlichen Freiwerte k_4 und k_5 gehen aus Tab.A3.1 hervor, wo die Gleichung (A3.3) in Zeile 5 mit eingefügten k_4 - und k_5 -Werten angegeben ist. Die rechnerische Plattenlänge ℓ_M ist unverändert entsprechend Zeile 6 der Tabelle definiert. Die Rechenergebnisse in den Zeilen 10, 14 und 18 bestätigen die Brauchbarkeit auch dieser Näherungen für Platten üblicher Abmessungsverhältnisse.

In der vorliegenden Arbeit werden die Biegebeanspruchungen bzw. -tragfähigkeiten ausschließlich nach Gl.(A3.2) berechnet. Dabei wird bei den Versuchen an rechteckigen Platten (s. hierzu Tab. A1.1, Spalte 20) die Abweichung von der vorausgesetzten quadratischen Plattenform dadurch be-

rücksichtigt, daß als Plattenlänge die Länge der größeren Rechteckseite der Platte angesetzt wird.

		1	2	3	4	5	6	7	8
1	stat. System								
2	vollst. Flachd. (Ind. "D")		Flachdeckenausschnitt (Index "A")			Einzelfundament (Index "F")			eingesp. Platte *) (Index "E")
3	FEM-Ber. (1)	Heft 240 bzw./39/	FEM-Berechnungen						
4	Gleichungen $m/F = \dots$	G1.(A3.2) (2)	$+0,0159 - 0,0995 \cdot \ln \frac{c_q}{t_M}$		$-0,0477 - 0,0955 \cdot \ln \frac{c_q}{t_M}$		$-0,0637 - 0,0955 \cdot \ln \frac{c_q}{t_M}$		
5	G1.(A3.3) (3)		$2,65 \cdot (1 + 6 \cdot \frac{c_q}{t_M})$		$1,90 \cdot (1 + 20 \cdot \frac{c_q}{t_M})$		$2,00 \cdot (1 + 22 \cdot \frac{c_q}{t_M})$		
6	t_M zu (2) und (3)	$0,46 \cdot t_D$	t_A	t_A	$0,80 \cdot t_A$	t_F	$1,13 \cdot t_F$	t_E	$1,13 \cdot t_F$
7	kleine Stütze	$\frac{c_q}{t_D} = 0,050$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,113$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,100$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,100$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,113$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,100$	$\frac{c_q}{t_E} = 0,113$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,100$
8		(1) 0,224	0,222	0,226	0,212	0,160	0,187	0,144	0,163
9		(2) 0,228	0,224	0,236	0,214	0,161	0,184	0,145	0,168
10		(3) 0,228	0,225	0,236	0,216	0,161	0,190	0,143	0,170
11	mittlere Zahlen- werte $m/F = \dots$	$\frac{c_q}{t_D} = 0,075$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,169$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,150$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,150$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,169$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,150$	$\frac{c_q}{t_E} = 0,169$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,150$
12		(1) -	0,186	0,187	0,173	0,124	0,148	0,108	0,125
13		(2) 0,189	0,186	0,197	0,176	0,122	0,145	0,106	0,129
14		(3) 0,191	0,187	0,199	0,178	0,120	0,144	0,106	0,127
15	große Stütze	$\frac{c_q}{t_D} = 0,100$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,226$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,200$	$\frac{c_q}{t_A} = 0,200$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,226$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,200$	$\frac{c_q}{t_E} = 0,226$	$\frac{c_q}{t_F} = 0,200$
16		(1) 0,160	0,156	0,160	0,146	0,095	0,121	0,079	0,098
17		(2) 0,162	0,158	0,169	0,148	0,094	0,118	0,079	0,101
18		(3) 0,164	0,160	0,171	0,151	0,095	0,116	0,084	0,102

Tabelle A3.1: m/F -Beziehungen nach 3 Berechnungsmethoden
(Gleichungen und Rechenergebnisse für ausgewählte Verhältnisse)

*) eingespannte Platten der Vollständigkeit halber mit angegeben.

Anhang A4

Traglasten F_{uM} von Flachdecken und Fundamenten nach der Fließgelenklinientheorie

Der vorliegende Anhang A4 ergänzt die Erörterung der Fließgelenklinientheorie im Abschnitt 4.3. Die Grundgedanken der Theorie sind dort bereits geschildert. Nachfolgend werden die speziellen für diese Arbeit gewählten Annahmen genannt und hiermit die rechnerischen Traglasten F_{uM} ermittelt.

Zur Berechnung der Traglast F_{uM} wird die untersuchte Platte durch klaffende Risse (Fließgelenklinien) in der Weise in einzelne, in sich starre Teile zerlegt, daß sich diese Teile nach Art einer kinematischen Kette gegeneinander oder um Auflagerlinien verdrehen können. Sofern sich aus dieser Bedingung die Lage der Gelenklinien nicht bereits eindeutig ergibt, können Freiwerte zur Beschreibung ihrer genauen Lage eingeführt werden. Die Traglast wird aus den Gleichgewichtsbedingungen der einzelnen Plattenteile oder aus der Arbeitsgleichung des Gesamtsystems (Prinzip der virtuellen Verrückungen) ermittelt. Die genannten, eventuell eingeführten Freiwerte zur Lagebeschreibung von Gelenklinien lassen sich aus der Bedingung ermitteln, daß die Traglast einen Maximalwert erreichen soll.

Als in den Fließgelenklinien wirksames Plattenbiegemoment wird stets das größte mögliche Moment, also das Biegebruchmoment m_u , angesetzt. Dies ist sicher mit einer der Gründe dafür, daß die im englischsprachigen Raum als "Yield-Line-Theory" verbreitete Fließgelenklinientheorie in älteren deutschen Veröffentlichungen auch als "Bruchlinientheorie" bezeichnet wird.

Auf eine weitere eingehende Beschreibung der Fließgelenklinientheorie (Theoreme, Berechnungsmethoden, Rechenhilfen, Ergebnisse) muß im Rahmen dieser Arbeit verzichtet werden. Hierzu sei auf die umfangreiche Literatur verwiesen. Die Grundlagen sind beispielsweise in /58/, /60/ und /105/ ausführlich beschrieben, und in Anhang 1 zu /27/ sind die Traglasten zu einigen für das Durchstanzen interessierende statische Systeme angegeben.

Da die erforderlichen Gleichungen zur Berechnung der gesuchten Traglasten nicht zu allen zu untersuchenden statischen Systemen in der Literatur vorzufinden waren, wurden vom Verfasser vorsorglich die Traglasten aller in Frage kommenden Systeme unter einheitlichen vereinfachenden Annahmen neu berechnet. Diese Annahmen sind:

- Alle Platten sind isotrop, d. h. die Bruchmomente beider orthogonal vorausgesetzten Bewehrungsrichtungen sind gleich groß, so daß sich für alle Schnitte in beliebiger Richtung gleich große Biegebruchmomente ergeben.
- Das Biegebruchmoment m_u wird mit den Werkstoffarbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045 berechnet (vergl. Abschn. 4.2)
- Die Biegetragfähigkeit ist über die gesamte Platte konstant, Bewehrungsverstärkungen im engsten Stützenbereich beispielsweise werden nicht berücksichtigt.

Die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall sind in Tabelle A4.1 zusammengestellt. Auf Untersuchungen zum exzentrischen Lastfall (Stützenkopfmoment) wurde verzichtet.

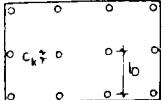
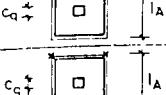
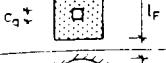
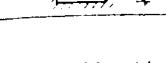
stat. System	F_{uM}
	$\bar{F}_{uM} = (m_u + m'_u) \cdot 2 \cdot \pi \cdot (1 + 4 \cdot c_k / \ell_p)$
 Flachdecken-ausschnitt (Index "A")	$F_{uM} = m_u \cdot 2 \cdot \pi \cdot (1 - c_k / \ell_A)$
	$F_{uM} = m_u \cdot 8 \cdot (1 / (1 - c_q / \ell_A) - 0,172)$
 Fundament (Index "F")	$F_{uM} = m_u \cdot 2 \cdot \pi \cdot (0,667 - c_k / \ell_F)$
	$F_{uM} = m_u \cdot 2 \cdot \pi \cdot (0,667 - c_q / \ell_F)$
 eingespannte Platte *) (Index "E")	$F_{uM} = (m_u + m'_u) \cdot 2 \cdot \pi \cdot (1 - c_k / \ell_E)$
	$F_{uM} = (m_u + m'_u) \cdot 8 \cdot (1 / (1 - c_q / \ell_E) - 0,172)$

Tabelle A4.1: Traglasten F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie

) * eingespansste Platten der Vollständigkeit halber mit angegeben.

Anhang A5

Das Verfahren von Kinnunen und Nylander /65/

Der Anhang A5 beschreibt das in Zeile 4 der Tab. 5.1 aufgeführte Verfahren zur Bruchlastberechnung.

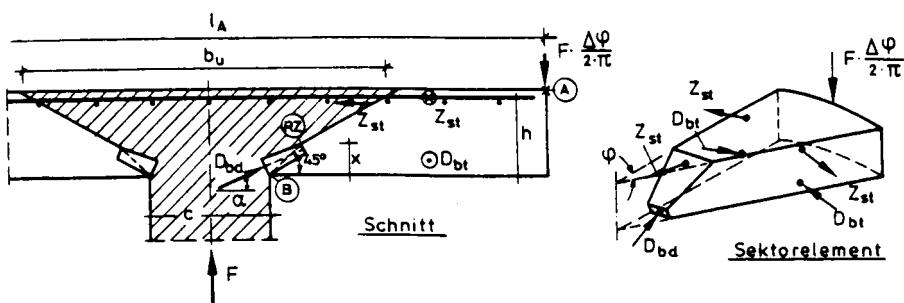


Bild A5.1: Modell des Stützenbereiches einer Flachdecke

Das Verfahren basiert auf dem im Bild A5.1 gezeigten Modell eines in jeder Beziehung rotationssymmetrischen Flachdeckenausschnittes. Der Ausschnitt ist gedanklich durch Heraustrennen des Stützenbereiches annähernd entlang der nach der Elastizitätstheorie berechneten Momentennullpunktslinie entstanden. Entsprechend dem Rißbild des Bruchzustandes gliedert sich die Platte in den Durchstanzkegel als Fortsetzung der Stütze und einen Ring ihn umgebender in sich starrer Sektorelemente. Die Begrenzungen der Teilstücke entsprechen dem geneigten Bruchriß bzw. den Radialrissen. Die Verbindung zwischen den Sektorelementen und dem Durchstanzkegel besteht aus einer gedrückten Kegelschale, die die schrägen Betondruckkräfte (D_{bd}) überträgt, und dem Anteil der Biegezugbewehrung, die den Bruchriß kreuzt (Z_{sr}). Die Verbindung zwischen den Sektorelementen untereinander wird durch die tangentialen Kräfte der Betondruckzone (D_{bt}) und der Biegezugbewehrung (Z_t) hergestellt.

Folgende ergänzende Annahmen lassen sich der Ableitung des Berechnungsverfahrens entnehmen:

(1.) Zur Geometrie:

- a) Die bei Belastung auftretenden Verformungen des Modells entsprechen einer Drehung der Sektorelemente um ein linienförmiges Rotationszentrum (in Bild A5.1 mit RZ bezeichnet) in der Wurzel des Schubrisses.
 - b) Die Wurzel des Schubrisses und damit die obere Ecke der Kegelschale liegt auf einer Linie, die von der einspringenden Kante des Stützenanschlusses ausgeht und unter 45° geneigt ist.
 - c) Der Schubriß schneidet die Ebene der Biegezugbewehrung im Abstand der 1,8-fachen statischen Nutzhöhe h vor der Stützenkante
- $$b_u = c + 2 \cdot 1,8 \cdot h \quad (\text{A5.1})$$
- d) Die Kegelschale verjüngt sich von der einspringenden Kante aus zur Wurzel des Schubrisses in einem solchen Maße, daß die in ihr durch die geneigte Betondruckkraft erzeugte Spannung σ_K über die gesamte Höhe der Kegelschale konstant ist.

(2.) Zu den Spannungen, Dehnungen, Kräften:

- a) Die Stahlspannungen am Fuß des Schubrisses sind in radialer und in tangentialer Richtung gleich groß.

- b) Der Elastizitätsmodul des Betons beträgt

$$E_b = 35000 + 30000 \cdot (\beta_{W150} / 15) \quad (\text{A5.2})$$

- c) Die in der Kegelschale über die Höhe konstant angenommene Spannung σ_K wird zur Anpassung der Berechnungsergebnisse an die zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse proportional zur tangentialen Betonspannung im Abstand der Druckzonenhöhe x vor der Stützenkante angenommen:

$$\sigma_K = 2,35 \cdot \sigma_{bt,x} \quad (\text{A5.3})$$

d) Als Bruchkriterium gelten folgende Stauchungen des Betons in tangentialer Richtung:

$$\varepsilon_{bt,u}(c/h \leq 2) = 3,5 \cdot (1 - 0,22 \cdot c/h) \quad (A5.4)$$

$$\varepsilon_{bt,u}(c/h > 2) = 1,9 \quad (A5.5)$$

e) Aus den Versuchsergebnissen wird abgelesen, daß sich die Tragfähigkeit um 10 % erhöht, wenn die Bewehrung nicht, wie es das rotationssymmetrische Modell voraussetzt, radial und ringförmig, sondern, wie es allgemein üblich ist, geradlinig in zwei sich rechtwinklig kreuzende Bahnen verlegt ist.

Nach umfangreichen Rechnungen erhält man aus der Gleichgewichtsbedingung der vertikalen Kräfte

$$F_u = 1,1 \cdot \pi \cdot c \cdot x \cdot \frac{c+2x}{c+x} \cdot \sigma_K \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot (1 - \tan \alpha) \quad (A5.6)$$

$$\text{mit } \sigma_K(c/h \leq 2) = 81,0 \cdot (0,35 + 0,3 \cdot \beta_{W150}/15) \cdot (1 - 0,22 \cdot c/h) \quad (A5.7)$$

$$\text{bzw. } \sigma_K(c/h > 2) = 45,1 \cdot (0,35 + 0,3 \cdot \beta_{W150}/15) \quad (A5.8)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung der Momente um den Punkt A (Bild A5.1) und der Aufintegration der verformungsbedingten Betonspannungen in tangentialer Richtung zur Betondruckkraft D_{bt} erhält man nach Einsetzen von Gleichung (A5.6) eine Gleichung zur Bestimmung des Neigungswinkels α der schrägen Druckstrebe D_{bd} :

$$\left(\frac{\ell_A - c}{2 \cdot (h - x/3)} \cdot \tan \alpha - 1 \right) \cdot \frac{1 - \tan \alpha}{1 - \tan^2 \alpha} = 0,213 \cdot \left(1 + \frac{x}{c} \right) \cdot \ln \frac{\ell_A}{c + 2x} \quad (A5.9)$$

Es bedeutet eine wesentliche Rechenerleichterung und verfälscht das Endergebnis der Berechnungsmethode nur äußerst geringfügig, wenn in der vorgenannten Gleichung die Druckzonenhöhe konstant als $x = 0,3 \cdot h$ angenommen wird. Kinnunen und Nylander geben für diese Vereinfachung Diagramme zur Lösung der Gleichung (A5.9) an. In den Versuchsnachrechnungen dieser Arbeit wird ebenfalls mit dieser Vereinfachung gerechnet.

Aus der Gleichgewichtsbedingung der Momente um den Punkt B (Bild A5.1) und der Ermittlung der verformungsabhängigen Zugkräfte der radialen und tangentialen Bewehrungen (Z_{sr} bzw. Z_{st}) erhält man eine zweite Gleichung für die Bruchlast F_u :

$$F_u = 1,1 \cdot \pi \cdot b_y \cdot (h - \frac{x}{3}) \cdot \mu \cdot \beta_S \cdot \frac{2 \cdot h}{l_A - c} \cdot (1 - \ln \frac{l_A}{b_y/u}) \quad (A5.10)$$

mit b_y = Durchmesser der Kreisfläche, in der die Biegebewehrung ins Fließen gerät.

$$= 2 \cdot (h - x) \cdot (E_s / \beta_S) \cdot \psi \quad (A5.11)$$

ψ = Neigungswinkel der Sektorelemente in radialer Richtung im Bruchzustand

$$= \epsilon_{bt,u} \cdot (c/2 + x) / x \quad (A5.12)$$

b_u = Durchmesser der Schnittlinie zwischen dem Bruchriß und der Bewehrungsebene

$$= c + 3,6 \cdot h \quad (A5.13)$$

$$b_{y/u} = b_y \text{ für } b_y > b_u \quad (A5.14)$$

$$\text{bzw. } b_{y/u} = b_u \text{ für } b_y < b_u \quad (A5.15)$$

Die zwei Gleichungen (A5.6) und (A5.10) für die zwei Unbekannten F_u und x lassen sich rechentechnisch am besten iterativ lösen, indem x solange variiert wird, bis beide Gleichungen den selben Wert für F_u liefern.

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen:

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öliger Holzschutzmittel. (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. (1963)
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung.
Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen. (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (1967)
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmsschichtbildenden Feuerschutzmitteln. (1967)
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger. (1968)
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt -. (1968)
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (1969)
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben. (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (1970)
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (1972)
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffärmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (1972)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. (1973)
von Günter Rieche

- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. (1973)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametriges, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. (1974)
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Iványi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des hohen Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. (1976)
von Olaf Hjorth
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zweidimensionaler Diskretisierung. (1976)
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. (1977)
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. (1977)
von Rolf Bechtold
- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. (1978)
von Rolf Weiß

- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton. (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (1979)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. (1980)
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever -vergriffen-
- Heft 47: Partiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell -. (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. (1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke
- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. (1982)
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. (1982)
von Viggo Weber

- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Bau-
stahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (1982)
von Ernst-Holger Ranisch
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit
und Verformung von Beton. (1982)
von Günter Wiedemann
-vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares
Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener
Stahlbetonrahmen. (1982)
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl
und Beton bei hohen Temperaturen. (1983)
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen
in Brandräumen (Teil II). (1983)
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Be-
rücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung
(Teil III). (1983)
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschall-
prüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen-
und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen.
(1983)
von Wolfgang Hillger
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silo-
vorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spann-
beton. (1984)
von Franz Blume