



ANLAGE 1 ZUM FORSCHUNGSBERICHT  
„BEWEHRUNG MIT HOCHFESTEM  
VERBUND“

DURCHSTANZVERSUCHE MIT  
HFV-ANKERN

von Prof. Dr.-Ing. Richard Rojek  
und Dipl.-Ing. (FH) Tobias Keller

Gefördert durch die



## I N H A L T

	Seite
<b>1 Einleitung</b> .....	7
<b>2 Planung des Versuchsstandes</b> .....	8
<b>3 Versuchvorbereitung</b>	
<b>3.1 Bemessung der Versuchsplatten</b> .....	16
<b>3.2 Vorbereitung der HFV-Ankerleisten</b> .....	31
<b>4 Versuchsplatten mit einer Stärke von 20 cm</b>	
<b>4.1 Platte 20-I</b> .....	36
4.1.1 Herstellen der Versuchsplatte .....	36
4.1.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung .....	39
4.1.3 Versuchsdurchführung .....	46
4.1.4 Last-Verformungsverhalten .....	53
4.1.5 Beton- und Stahldehnungen .....	55
4.1.6 Entwicklung der Risse .....	57
4.1.7 Dokumentation aus den Schnittbildern .....	58
<b>4.2 Platte 20-II</b> .....	62
4.2.1 Herstellen der Versuchsplatte .....	62
4.2.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung .....	64
4.2.3 Versuchsdurchführung .....	68
4.2.4 Last-Verformungsverhalten .....	86
4.2.5 Beton- und Stahldehnungen .....	87
4.2.6 Entwicklung der Risse .....	89
4.2.7 Dokumentation aus den Schnittbildern .....	90
<b>4.3 Platte 20-III</b> .....	95
4.3.1 Herstellen der Versuchsplatte .....	95
4.3.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung .....	97
4.3.3 Versuchsdurchführung .....	99
4.3.4 Last-Verformungsverhalten .....	124
4.3.5 Beton- und Stahldehnungen .....	126
4.3.6 Entwicklung der Risse .....	127
4.3.7 Dokumentation aus den Schnittbildern .....	128

<b>4.4</b>	<b>Zusammenfassung für die 20 cm starken Platten</b>	132
4.4.1	Versuchsdurchführung	132
4.4.2	Last-Verformungsverhalten	132
4.4.3	Beton- und Stahldehnungen	133
4.4.4	Entwicklung der Risse	136
4.4.5	Dokumentation aus den Schnittbildern	138
<b>5</b>	<b>Versuchsplatten mit einer Stärke von 30 cm</b>	
<b>5.1</b>	<b>Platte 30-I</b>	140
5.1.1	Herstellen der Versuchsplatte	140
5.1.2	Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung	142
5.1.3	Versuchsdurchführung	145
5.1.4	Last-Verformungsverhalten	165
5.1.5	Beton- und Stahldehnungen	167
5.1.6	Entwicklung der Risse	169
5.1.7	Dokumentation aus den Schnittbildern	170
<b>5.2</b>	<b>Platte 30-II</b>	175
5.2.1	Herstellen der Versuchsplatte	175
5.2.2	Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung	177
5.2.3	Versuchsdurchführung	179
5.2.4	Last-Verformungsverhalten	198
5.2.5	Beton- und Stahldehnungen	200
5.2.6	Entwicklung der Risse	202
5.2.7	Dokumentation aus den Schnittbildern	203
<b>5.3</b>	<b>Platte 30-III</b>	208
5.3.1	Herstellen der Versuchsplatte	208
5.3.2	Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung	211
5.3.3	Versuchsdurchführung	213
5.3.4	Last-Verformungsverhalten	236
5.3.5	Beton- und Stahldehnungen	238
5.3.6	Entwicklung der Risse	240
5.3.7	Dokumentation aus den Schnittbildern	241

---

<b>5.4</b>	<b>Zusammenfassung für die 20 cm starken Platten</b>	246
5.4.1	Versuchsdurchführung	246
5.4.2	Last-Verformungsverhalten	246
5.4.3	Beton- und Stahldehnungen	248
5.4.4	Entwicklung der Risse	252
5.4.5	Dokumentation aus den Schnittbildern	253
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung der gewonnenen Erkenntnisse aus der gesamten Versuchsreihe</b>	
<b>6.1</b>	<b>Herstellen der Versuchsplatten</b>	255
<b>6.2</b>	<b>Versuchsdurchführung</b>	256
<b>6.3</b>	<b>Last-Verformungsverhalten</b>	259
<b>6.4</b>	<b>Beton- und Stahldehnungen</b>	261
<b>6.5</b>	<b>Entwicklung der Risse</b>	265
<b>7</b>	<b>Erkenntnisse</b>	269
	<b>Literatur</b>	270



## 1 EINLEITUNG

Die theoretischen Vorüberlegungen und Untersuchungen zur Tragwirkung der neuartigen Bewehrung mit hochfestem Verbund waren Grundlage für die durchgeführten Versuche. Bei den Ausziehversuchen (siehe Hauptteil *Kapitel 6*) konnte eine erforderliche Verankerungslänge von nur  $5 \times d_s$  ermittelt werden, die einen guten Einsatz als Durchstanzbewehrung vermuten lässt. Die Tragwirkung als Durchstanzanker konnte jedoch nur festgestellt werden, indem Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt wurden. An Hand von wirklichkeitsgetreuen Versuchskörpern konnte nicht nur die Tragwirkung untersucht werden, sondern auch die Handhabung auf der Baustelle. Auf Grund der geringeren Außenmaße von nur  $1,5 \times d_s$  gegenüber den Doppelkopfanke (  $3 \times d_s$  ) versprach man sich einen leichteren Einbau auf der Baustelle.

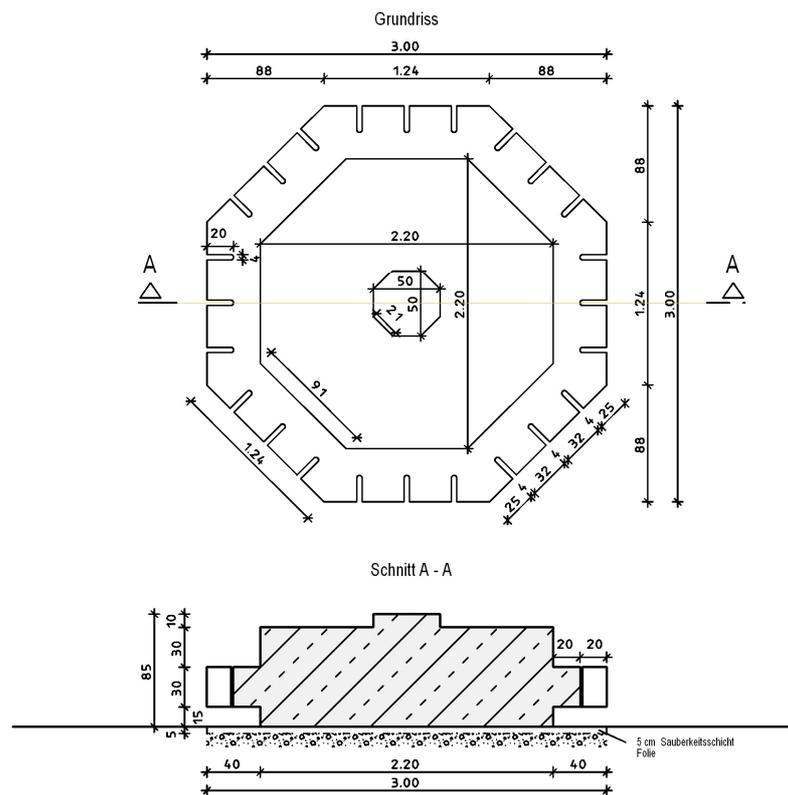


**Bild 1.1:** Versuchsstand für Durchstanzversuche

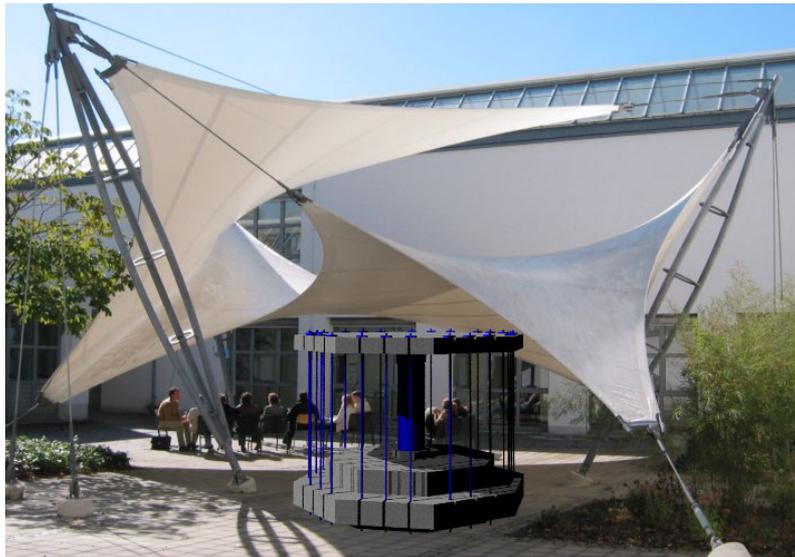
## 2 PLANUNG DES VERSUCHSSTANDES

Versuchskörper für Durchstanzversuche sollten einem hoch belasteten Deckenausschnitt praxisnah nachempfunden werden. Angelehnt an Vorlagen aus der Fachliteratur wurde ein Prüfstand aus zwei achteckigen Platten mit der Breite von 3 m geplant. Die untere Platte stellte mit einer Stärke von 60 cm das Fundament dar. Auf diese wurde eine Hydraulikpresse gestellt, die gegen die obere Versuchsplatte drückt. Über 24 Abspannungen (GEWI-Stangen) wird die Kraft am Rand der Versuchsplatten in die Widerlagerplatte zurückgehängt. Die oberen Platten stellten die Versuchskörper dar, an denen je ein Stützenstumpf mit den Abmessungen 35 x 35 x 20 cm mittig angebracht war.

Zunächst war die Versuchsdurchführung auf dem Gelände der Fachhochschule Augsburg geplant. Der Weg zu den Messgeräten wäre sehr kurz gewesen und eine im Innenhof aufgespannte Membrankonstruktion hätte ausreichenden Witterungsschutz geboten. Die Unterkonstruktion wäre so ausgebildet worden, dass sie nach den Belastungstests als Sitzgelegenheit hätte genutzt werden können. Die doch etwas beengten Platzverhältnisse unter der Membran sowie der erhöhte Aufwand der Anlieferung der Versuchsplatten waren Gründe, die gegen diese Örtlichkeit sprachen. So wurde ein neuer Standort für die Versuchsdurchführung gesucht.



**Bild 2.1:** Grundriss und Schnitt der ursprünglich geplanten Widerlagerplatte



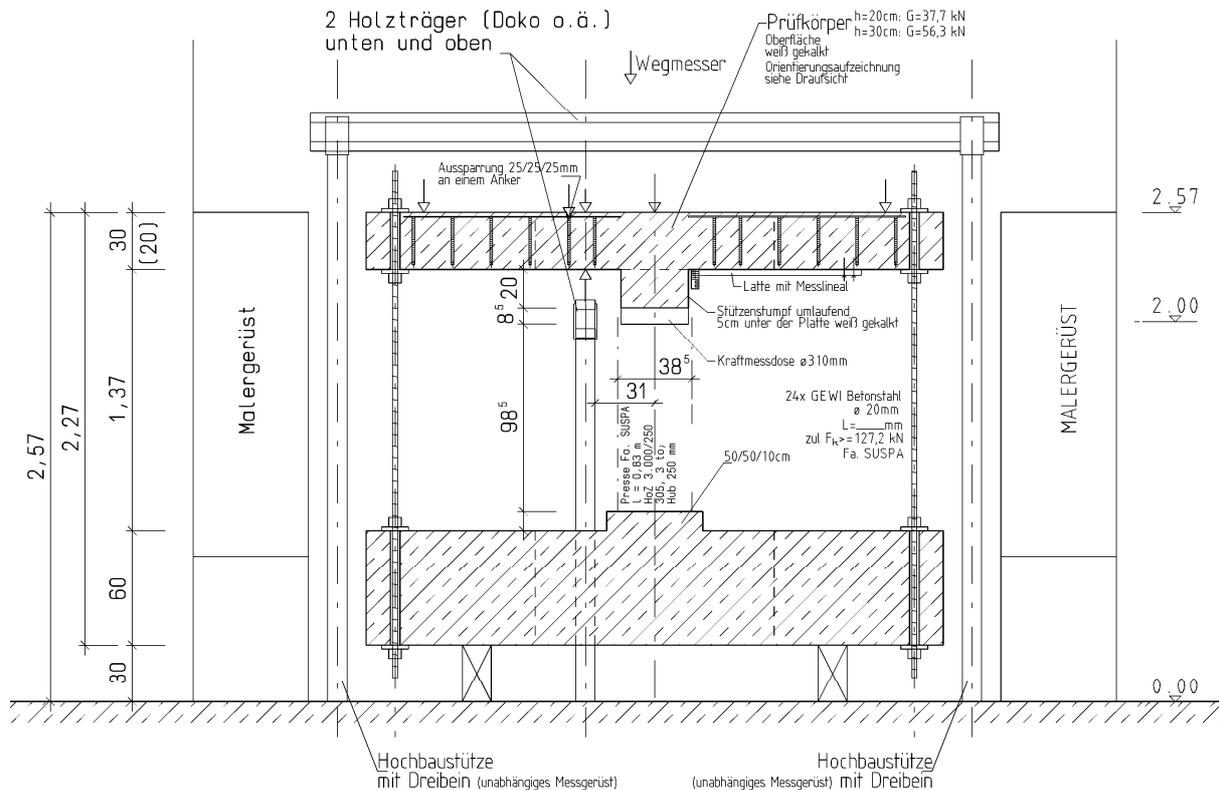
**Bild 2.2:** Geplanter Versuchsstand an der Fachhochschule Augsburg

Bei der Suche nach einem neuen Standort erklärte sich die Fa. Alois Lauter oHG in Bobingen freundlicherweise bereit, einen Teil ihrer Fahrzeughalle für die Versuchsdurchführung zur Verfügung zu stellen. Nachdem die Unterkonstruktion nunmehr später nicht mehr als Sitzgelegenheit genutzt wird, konnte diese vereinfacht werden.

Der Versuchsstand blieb im Wesentlichen wie bereits oben beschrieben, so dass die Versuchsplatten sowohl von oben als auch von unten zur Beobachtung zugänglich waren. Es wurde lediglich die Unterkonstruktion geändert, indem der Versatz, der als Sitzfläche vorgesehen war, weggelassen wurde. Die Widerlagerplatte hatte somit durchgehend eine Stärke von 60 cm.

Bei der Versuchsdurchführung wurden neben der aufbrachten Kraft die Durchbiegungen der Platten in drei Punkten gemessen. Hierzu musste eine vom Versuchsstand unabhängige Konstruktion geplant werden, an der drei Wegaufnehmer befestigt werden konnten. Diesem Zweck dienten zwei Stahlstützen, die mit je einem Dreibein stabilisiert wurden. Auf diesen Stützen wurde ein Holzfachwerkträger gelegt, an den die Halterungen für die Wegaufnehmer angeschraubt werden konnten. Weiterhin wurde jeweils die Relativverschiebung eines HFV-Ankers gegenüber der Plattenoberseite gemessen. Zu diesem Zweck wurde ein Wegaufnehmer direkt auf einem HFV-Anker angeordnet, der sich in der Nähe des kritischen Rundschnitts befand.

Ein weiterer Wegaufnehmer wurde jeweils im Abstand von etwa 10 cm neben dem HFV-Anker auf dem Beton angebracht und ein weiterer an der gleichen Stelle an der Plattenunterseite. Auch hier wurde ein separates Gerüst (analog demjenigen für die Wegaufnehmer an der Plattenoberseite) errichtet. Zur Rissbeobachtung an der Plattenoberseite wurde ein Malergerüst um den gesamten Versuchsstand, ergänzt durch frei tragende, begehbbare Holzträger, aufgebaut.



**Bild 2.3:** Schnitt durch den Versuchsstand



**Bild 2.4:** Errichteter Versuchsstand

Die Unterkonstruktion wurde auf eine maximale Pressenlast von 3.000 kN bemessen. Als Betongüte wurde C 30 gewählt und so wurden im inneren Bereich Stabdurchmesser 25 mm alle 12,5 cm ( $39,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) kreuzweise als Biegezugbewehrung verlegt. Mit der Randeinfassung und Bügeln als Durchstanzbewehrung wurden insgesamt 620 kg Stahl in die Widerlagerplatte eingebaut.

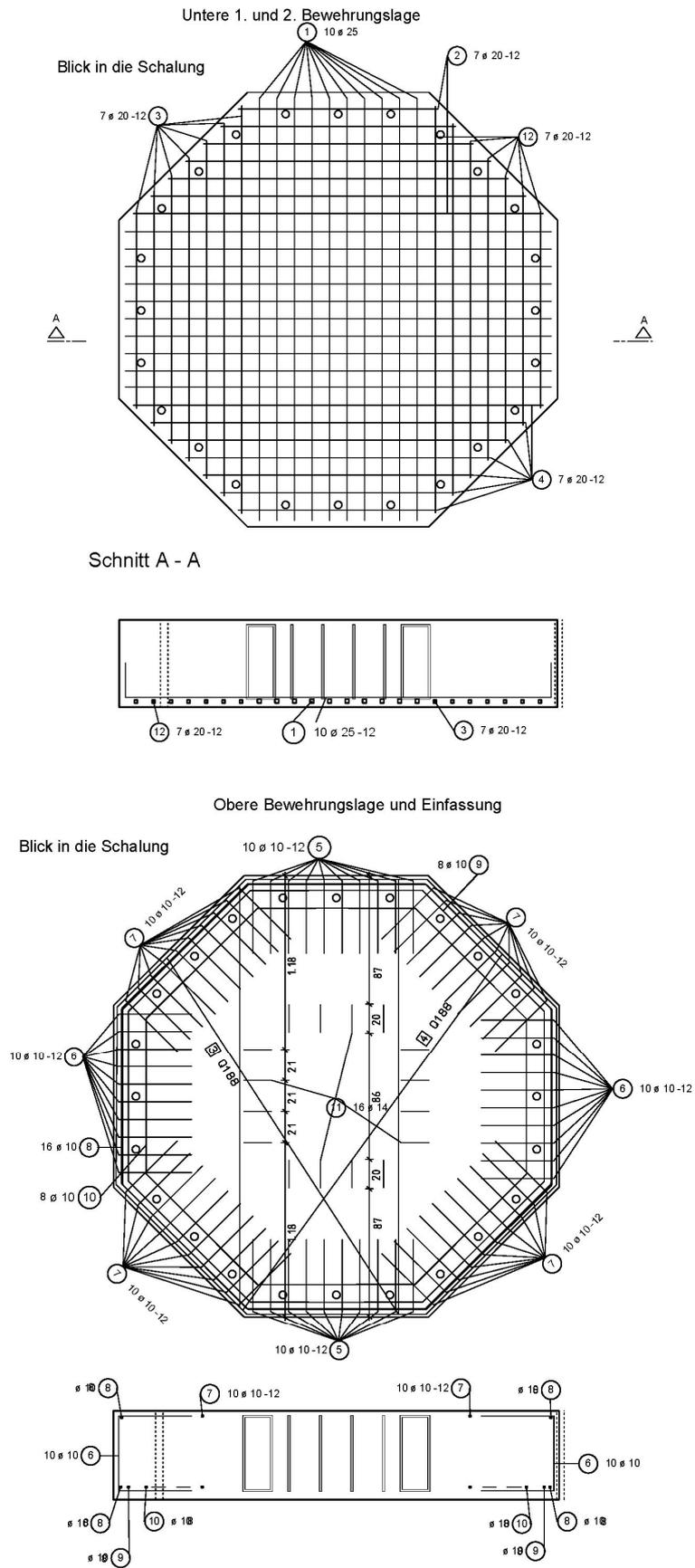
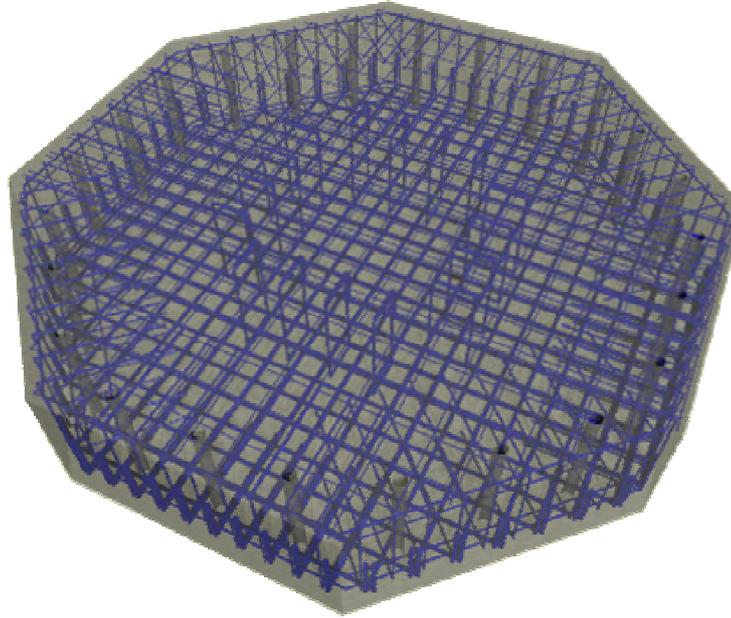


Bild 2.5: Bewehrungsplan der Unterkonstruktion

Für die Verankerungsstäbe ( $\varnothing 20$  mm) wurden Aussparungen mit Durchmesser 50 mm eingebaut. Hierzu dienten Plastikrohre, die nach ein paar Stunden, nachdem der Beton erhärtet war, wieder herausgezogen wurden.



*Bild 2.6:* 3-D-Zeichnung der Bewehrung für die Widerlagerplatte



*Bild 2.7:* Eingebaute Bewehrung der Widerlagerplatte

Die Widerlagerplatte wurde am 29. Juli 2004 betoniert und am 02. August ausgeschalt. Nach dem Ausschalen wurde ein Grundgerüst aus Holzbalken zum Auflegen der Unterkonstruktion in der Fahrzeughalle errichtet. Diese Holzkonstruktion wurde mit der Wasserwaage ausgerichtet und die Widerlagerplatte mit Hilfe eines Staplers aufgelegt.



*Bild 2.8:* Aufbau der Unterkonstruktion



*Bild 2.9:* Auflegen der Widerlagerplatte auf die Unterkonstruktion

Nach dem Ausrichten der Unterkonstruktion wurde ein Stützenstumpf mit den Abmessungen 35 x 35 x 10 cm auf die Platte betoniert. Dies wurde erst nach dem Ausrichten der Unterkonstruktion vorgenommen, um eine exakt waagrechte Unterlage für die Presse gewährleisten zu können. Die Presse vom Typ HoZ 3.000/250 und das entsprechende Aggregat von der Fa. Suspa DSI wurden kostenlos zur Verfügung gestellt und nach dem Aushärten des Stützenstumpfs mit Hilfe des Staplers montiert und anschließend ausgerichtet. Dann wurden 24 Verankerungsstäbe durch die Aussparungen geschoben und sowohl an der Unterseite der Widerlagerplatte als auch an der Oberseite mit Stahlplatten und Muttern festgeschraubt.

Zum Messen der eingeleiteten Kraft wurde eine Kraftmessdose der Firma Proseq vom Typ WIGAbloc 380 00 400 mit einer Nennlast von 3.000 kN verwendet.

Die Messwerte wurden mit einem Rechner erfasst, der an einem Messverstärker (Spider 16 Mobil) angeschlossen war. Von den verwendeten Wegaufnehmern arbeiteten vier induktiv und zwei inkrementell.



*Bild 2.10:*    **Aufgebauter Versuchsstand**

### 3 VERSUCHVORBEREITUNG

#### 3.1 Bemessung der Versuchsplatten

Die Versuchsreihe bestand aus insgesamt sechs Platten, von denen drei eine Plattendicke von 20 cm und die weiteren drei eine Stärke von 30 cm aufwiesen. Die Druckfestigkeit der Betongüte C 20/25 wurde am Belastungstag angestrebt. Es wurden pro Plattenmischung drei Würfel entnommen und im Labor der Fa. Alois Lauter oHG kurz vor der Belastung auf die Druckfestigkeit geprüft.

Bevor mit der Versuchsdurchführung begonnen werden konnte, mussten die Platten auf Durchstanzen und Biegung vorbemessen werden. Für das Durchstanzen wird der Maximalwert ohne Durchstanzbewehrung erreicht, wenn die Betondruckstrebe das maßgebende Kriterium darstellt.

$$V_{Rd,ct} = [\eta_1 * 0,14 * \kappa * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12 * \sigma_{cd}] * d * u_{crit} \quad (3.1)$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ für Normalbeton}$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.2)$$

$\rho_l$  mittlerer Längsbewehrungsgrad innerhalb des betrachteten Rundschnitts

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} \begin{cases} \leq 0,4 * f_{cd} / f_{yd} \\ \leq 0,02 \end{cases} \quad (3.3)$$

$\rho_{lx}, \rho_{ly}$  = Bewehrungsgrad, bezogen auf die Zugbewehrung in x- bzw. y-Richtung, die innerhalb des betrachteten Querschnitts im Verbund liegt und außerhalb des betrachteten Rundschnitts verankert ist.

$f_{ck}$  = charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (Zylinder)

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c}; \text{ hier: } \sigma_{cd} = 0$$

$$u_{crit} = 4 * a + 3 * d_m * \pi \quad (3.4)$$

(für Stützen mit quadratischem Querschnitt mit Kantenlänge a).

Mit dem Einbau von Bügeln als Durchstanzbewehrung darf nach DIN 1045-1 [3.1] die Last um 50 % erhöht werden.

$$V_{Rd,max} = 1,5 * V_{Rd,ct} \quad (3.5).$$

Durch den Einbau von Doppelkopfanke n darf laut allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen ein Faktor von 1,9 angesetzt werden:

$$V_{Rd,max} = 1,9 * V_{Rd,ct} \quad (3.6).$$

Für die 20 cm starken Versuchsplatten wurde die Last nach den Formeln (3.1) bis (3.6) berechnet und ergab somit eine maximale Bemessungslast auf Durchstanzen von 647 kN. Für die 30 cm starken Platten wurde eine Bemessungslast von 1.310 kN ermittelt.

Der Abstand des äußersten Ankers von der Stützenvorderkante wird nach der Formel (3.7) ermittelt:

$$V_{Rd,ct,a} \geq V_{Ed} \quad (3.7).$$

Dies bedeutet, dass der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des äußeren Rundschnitts mindestens so groß sein muss wie die einwirkende Bemessungsquerkraft  $V_{Ed}$ . Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,ct,a}$  lässt sich wie folgt ermitteln:

$$V_{Rd,ct,a} = V_{Rd,ct,a} * u_a = \kappa_a * \beta * \frac{u_a}{u_{crit}} * V_{Rd,ct} \quad (3.8)$$

$$\text{mit } 0,71 \leq \kappa_a = 1 - \frac{0,29 * l_w}{3,5 * d} \leq 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

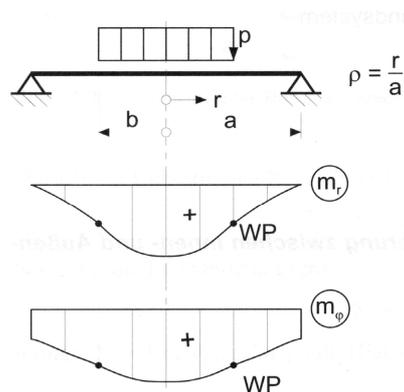
$$u_a = 4 * a + 2 * (l_w + 1,5 * d_m) * \pi$$

$$u_{crit} = 4 * a + 3 * d_m * \pi.$$

Der Beiwert  $\beta$  berücksichtigt den Einfluss nicht rotationssymmetrischer Querkraftverteilung im Rundschnitt. Durch die gezielt zentrische Kraffeinleitung beim Versuch kann er bei der Berechnung mit 1,0 angesetzt werden.

Nachdem nun die Bemessungslast auf Durchstanzen für beide Plattenstärken feststand, konnte die zugehörige Biegebewehrung ermittelt werden. Die Schnittgrößen wurden zunächst per Hand überschlägig ermittelt und anschließend mit einem Bemessungsprogramm überprüft.

Die Schnittgrößen von Kreisplatten mit rotationssymmetrischer Teilflächenlast können wie im Bild 3.1 dargestellt ermittelt werden. Das Bild zeigt die Momentenverläufe von Kreisplatten, wobei das Radialmoment im Gegensatz zum Tangentialmoment am frei drehbaren Plattenrand gleich Null ist. Die Ermittlung der Schnittgrößen wird exemplarisch für die 20 cm starken Platten durchgeführt.



**Bild 3.1:** Tangential- und Radialmomente einer Kreisplatte mit Teilflächenlast

- r: Veränderliche Variable („Laufvariable“) zur Bestimmung des Ergebnisschnitts  
( $r = b$ ; Moment am Stützenanschnitt, bzw. am Rand der Lasteinleitung)
- b: Radius der Ersatzkreisfläche; berechnet aus der Bedingung der Flächen-  
gleichheit der Stütze mit quadratischem Querschnitt (Kantenlänge  $a$ ) mit der  
Stütze mit kreisförmigem Querschnitt (Durchmesser  $2b$ ):

$$A_{\text{Quadrat}} = A_{\text{Kreis}} \quad (3.9)$$

$$a^2 = r^2 * \pi \quad (3.10)$$

$$d = 2 * \sqrt{\frac{1}{\pi}} * a = 1,128 * a = 39,5 \text{ cm} = 2b \quad (3.11)$$

$$b = 19,75 \text{ cm}$$

- a: Radius vom Mittelpunkt bis zum Auflagerkreis; hier muss ein mittlerer Radius  
berechnet werden, da die einzelnen Anker einen unterschiedlichen Abstand  
vom Mittelpunkt haben

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n r_i}{i} = \frac{33,1552}{24} = 1,381 \text{ m} \quad (3.12).$$

Nun können die Eingangsgrößen berechnet werden:

$$\rho = \frac{r}{a} = \frac{19,75}{138,1} = 0,143 \quad (3.13)$$

$$\beta = \frac{b}{a} = \frac{19,75}{138,1} = 0,143 \quad (3.14)$$

Radialmoment  $m_r$  (erzeugt Zug und Druck in Radialrichtung):

für  $\rho \leq \beta$

$$m_r = \frac{p \cdot a^2}{16} [\kappa - (3 + \mu) \cdot \rho^2] \quad (3.15)$$

$$\kappa = [4 - (1 - \mu) \cdot \beta^2 - 4 \cdot (1 + \mu) \cdot \ln \beta] \cdot \beta^2 \quad (3.16)$$

$$\kappa = [4 - (1 - 0,2) \cdot 0,143^2 - 4 \cdot (1 + 0,2) \cdot \ln 0,143] \cdot 0,143^2$$

$$\kappa = 0,272$$

$p$ : Flächenpressung der kreisförmigen Ersatzstütze

$$p = \frac{P}{\pi \cdot b^2} \quad (3.17)$$

$$p = \frac{647 \text{ kN}}{\pi \cdot (0,1975 \text{ m})^2} = 5.280 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Das Radialmoment  $m_r$  am Stützenanschnitt ergibt sich somit zu

$$m_r = \frac{5.280 \cdot 1,381^2}{16} \cdot [0,272 - (3 + 0,2) \cdot 0,143^2] = 130,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Für die Versuchsplatten ist  $\rho = \beta$  und somit sind beide Formeln auf Grund der Stetigkeit zu berechnen:

für  $\rho \geq \beta$

$$m_r = \frac{p \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 - \mu) \cdot \beta^2 \cdot \left( \frac{1}{\rho^2} - 1 \right) - 4 \cdot (1 + \mu) \cdot \ln \rho \right] \cdot \beta^2 \quad (3.18).$$

Das Radialmoment  $m_r$  am Stützenanschnitt ergibt sich somit zu

$$m_r = \frac{5.280 \cdot 1,381^2}{16} \cdot \left[ (1 - 0,2) \cdot 0,143^2 \cdot \left( \frac{1}{0,143^2} - 1 \right) - 4 \cdot (1 + 0,2) \cdot \ln 0,143 \right] \cdot 0,143^2$$

$$m_r = 130,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Das Tangentialmoment  $m_\varphi$  kann nach folgenden Formeln berechnet werden:

für  $\rho \leq \beta$

$$m_\varphi = \frac{p \cdot a^2}{16} \cdot [\kappa - (1 + 3 \cdot \mu) \cdot \rho^2] \quad (3.19)$$

$$m_\varphi = \frac{5.280 \cdot 1,381^2}{16} \cdot [0,272 - (1 + 3 \cdot 0,2) \cdot 0,143^2]$$

$$m_\varphi = 150,6 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

für  $\rho \geq \beta$

$$m_\varphi = \frac{p \cdot a^2}{16} \cdot \left[ 4 \cdot (1 - \mu) - (1 - \mu) \cdot \beta^2 \left( 1 + \frac{1}{\rho^2} \right) - 4 \cdot (1 + \mu) \cdot \ln \rho \right] \cdot \beta^2 \quad (3.20)$$

$$m_\varphi = \frac{5.280 \cdot 1,381^2}{16} \cdot \left[ 4 \cdot (1 - 0,2) - (1 - 0,2) \cdot 0,143^2 \cdot \left( 1 + \frac{1}{0,143^2} \right) - 4 \cdot (1 + 0,2) \cdot \ln 0,143 \right] \cdot 0,143^2$$

$$m_\varphi = 150,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Die zugehörige Querkraft  $q_r$  kann wie folgt berechnet werden:

für  $\rho \leq \beta$

$$q_r = -\frac{1}{2} \cdot p \cdot r \quad (3.21)$$

$$q_r = -\frac{1}{2} \cdot 5.280 \cdot 0,1975 = -521,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

für  $\rho \geq \beta$

$$q_r = -\frac{1}{2} \cdot \frac{p \cdot b^2}{r} \quad (3.22)$$

$$q_r = -\frac{1}{2} \cdot \frac{5.280 \cdot 0,1975^2}{0,1975} = -521,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Auf Grund der berechneten Biegemomente wurden in der Plattenmitte Stäbe mit Durchmesser 25 mm im Abstand von 12 cm (40,9 cm<sup>2</sup>/m) kreuzweise verlegt. Im äußeren Bereich wurden Stäbe mit Durchmesser 16 mm ebenfalls im Abstand von 12 cm (16,8 cm<sup>2</sup>/m) eingebaut.

Für die 30 cm starken Platten wurden auf Grund des Bemessungswertes der Durchstanzlast ein Radialmoment von 263,5 kNm/m und ein Tangentialmoment von 305,2 kNm/m nach den Formeln (3.9) bis (3.20) ermittelt. Die zugehörige Querkraft lag bei 1.055,6 kN/m. Auf Grund der berechneten Biegemomente wurden in der Plattenmitte Stäbe mit dem Durchmesser 20

mm im Abstand von 12 cm ( $26,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) kreuzweise verlegt. Im äußeren Bereich wurden Stäbe mit dem Durchmesser 16 mm ebenfalls im Abstand von 12 cm ( $16,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) eingebaut. Bei der letzten 30 cm starken Platte wurde auf Grund der Ergebnisse der beiden vorherigen der Bewehrungsgehalt durch weitere Bewehrungsstäbe von  $26,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  auf  $42,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  erhöht. Die zusätzlichen Stäbe mit dem Durchmesser von 16 mm wurden in die Zwischenräume der 20 mm starken Stäbe gelegt. Somit ergab sich ein Achsabstand der Biegebewehrung von 6,0 cm.

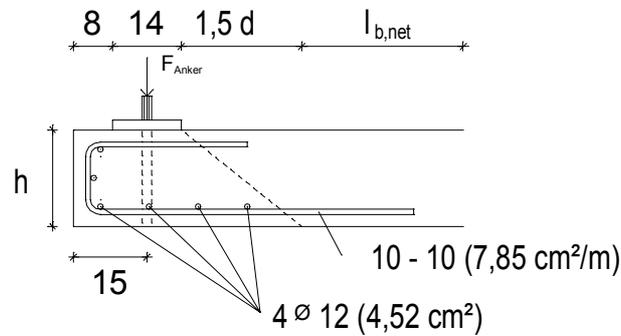
Bei allen Platten wurde eine Randeinfassung vorgesehen und der Stützenstumpf bewehrt. In der nachfolgenden Tabelle sind die Werte aus der Vorbemessung für alle Versuchsplatten zusammengefasst.

Plattenummer			20-I	20-II	20-III	30-I	30-II	30-III
Plattendicke	d	cm	20,0	20,0	20,0	30,0	30,0	30,0
statische Nutzhöhe in x-Richtung	$d_x$	cm	16,3	16,3	16,3	26,3	26,3	26,3
statische Nutzhöhe in y-Richtung	$d_y$	cm	13,8	13,8	13,8	23,8	23,8	23,8
mittlere statische Nutzhöhe	$d_m$	cm	15,1	15,1	15,1	25,1	25,1	25,1
Stützenabmessung Kantenlänge	a	cm	35 / 35	35 / 35	35 / 35	35 / 35	35 / 35	35 / 35
Abstand des äußersten HFV-Ankers von der Stützenkante	$l_w$	m	0,81	0,81	0,68	1,08	1,08	0,88
Länge des kritischen Rundschnitts	$u_{\text{crit}}$	m	2,81	2,81	2,81	3,80	3,80	3,80
Länge des äußeren Rundschnitts	$u_a$	m	7,90	7,90	7,09	10,59	10,59	9,33
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{\text{ck}}$	N/mm <sup>2</sup>	20	20	20	20	20	20
Biegebewehrung	$A_s$		Ø 25 / 12	Ø 25 / 12	Ø 25 / 12	Ø 20 / 12	Ø 20 / 12	Ø 20 / 12 + Ø 16 / 12
eingelegte Bewehrung pro m	$A_s/m$	cm <sup>2</sup> /m	40,9	40,9	40,9	26,2	26,2	42,9
vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,71	2,71	2,71	1,04	1,04	1,71
anrechenbarer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,23	1,23	1,23	1,03	1,03	1,03
Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung	$V_{\text{Rd,ct}}$	kN	340	340	340	689	689	689
Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit mit Doppelkopfankeern	$V_{\text{Rd,max}}$	kN	647	647	647	1.310	1.310	1.310
Gebrauchslast		kN	479	479	479	970	970	970
theoretische Bruchlast auf Durchstanzen	$V_{u,\text{cal}}$	kN	971	971	971	1.965	1.965	1.965

Tabelle 3.1: Rechenwerte aus der Vorbemessung der Versuchsplatten

Nachdem nun die Bemessungswerte der Durchstanzlast wie auch die zugehörigen Biegemomente bekannt waren, musste noch nachgewiesen werden, ob am Plattenrand bei der Kräfteinleitung durch die Verankerungsstäbe Durchstanzbewehrung erforderlich war. Dies kann mit dem Durchstanznachweis nach DIN 1045-1 [3.1] erfolgen.

Nachweis gegen Durchstanzen der Zuganker für die Plattenstärke 20 cm :



**Bild 3.2:** Schnitt am Plattenrand

$V_{Ed}$  :

$$F_{Anker,c} = \frac{647 \text{ kN}}{24} = 26,96 \text{ kN}$$

$$d_m = h - 3,6 \text{ cm} = 16,4 \text{ cm}$$

$$1,5 \cdot d = 24,6 \text{ cm}$$

$$u_{krit} = 3 \cdot 14 + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 24,6 \cdot \pi + 2 \cdot 8 = 1,35 \text{ m}$$

$$F_{Anker,d} = \gamma_Q \cdot F_{p,k} = 1,5 \cdot 26,96 \text{ kN} = 40,44 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot F_{p,d}}{u_{krit}} = \frac{1,4 \cdot 40,44}{1,35} = 41,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V_{Rd,ct}$  :  $\eta_1 = 1,0$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,08 \geq 2,0 \rightarrow \kappa = 2,0$$

$$\rho_{lx} = \frac{4,52 \cdot 10^{-2}}{15,9} = 0,0028 = 2,8 \text{ ‰}$$

$$\rho_{ly} = \frac{7,85 \cdot 10^{-2}}{17} = 0,0046 = 4,6 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow \rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0036 = 3,6 \text{ ‰}$$

$$V_{Rd,ct} = \left[ \eta_1 \cdot 0,14 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot d \quad (3.23)$$

$$V_{Rd,ct} = \left[ 1,0 \cdot 0,14 \cdot 2,0 \cdot (0,57 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} - 0 \right] \cdot 0,17 = 91,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Rightarrow V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$$

Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

Die Untersuchung der 30 cm starken Platten mit einer Bemessungslast von 1.310 kN zeigt ebenfalls, dass keine Durchstanzbewehrung im Randbereich erforderlich ist.

Nachfolgend ist der Bewehrungsplan für die 20 cm starken Platten dargestellt:

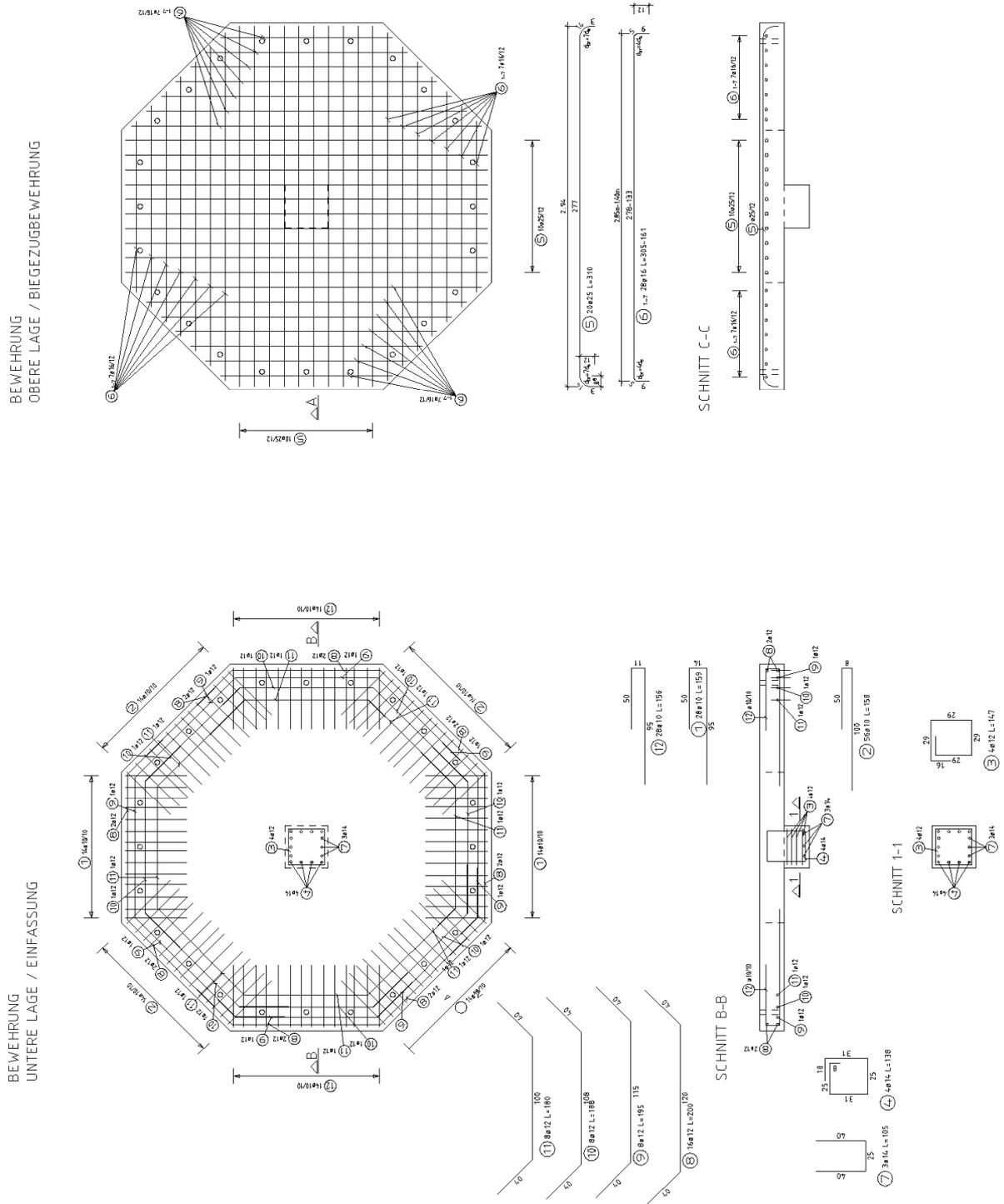


Bild 3.3: Bewehrungsplan der 20 cm starken Platten

Der Bewehrungsplan für die beiden ersten 30 cm starken Platten ist im nächsten Bild dargestellt.

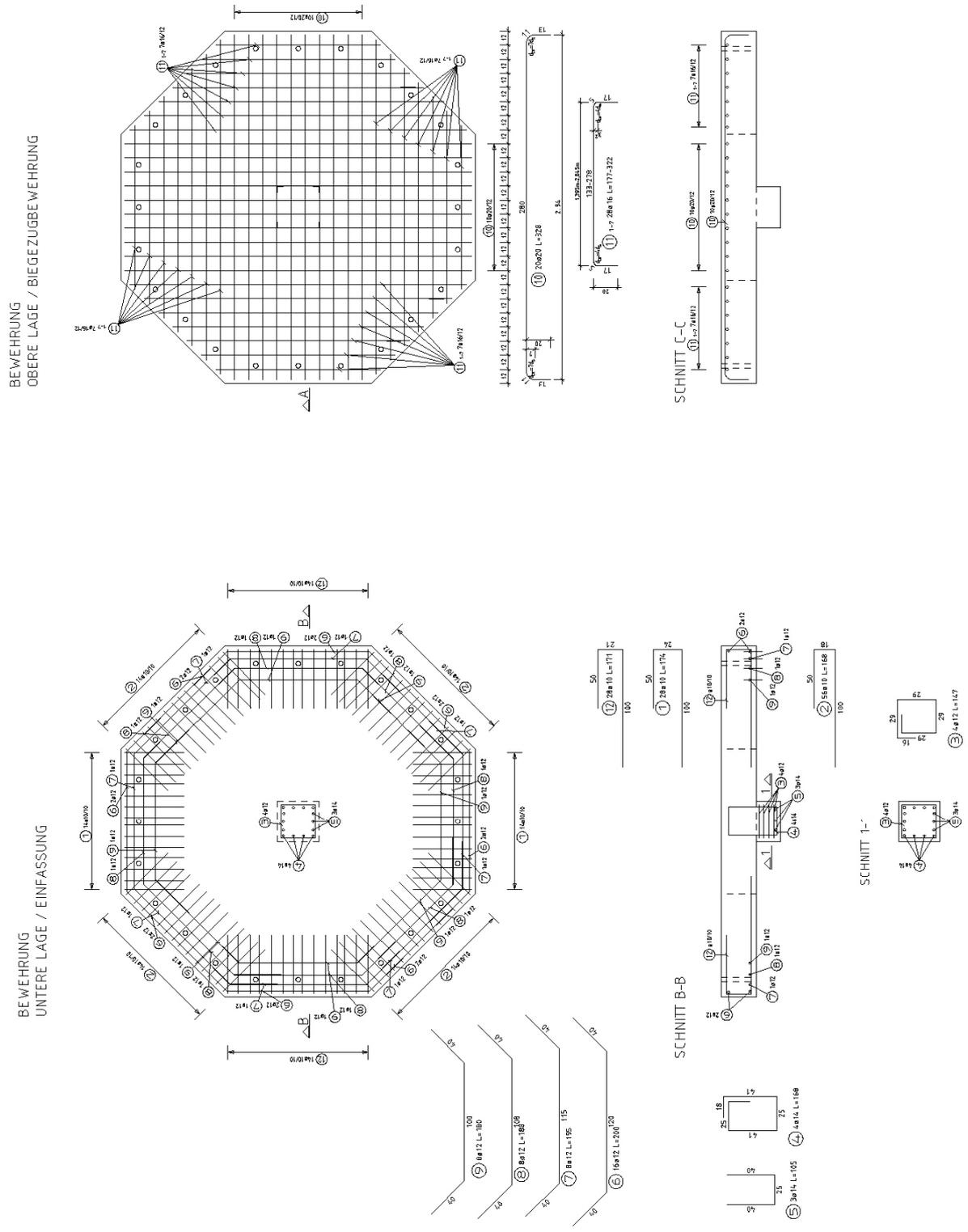


Bild 3.4: Bewehrungsplan der 30 cm starken Platten

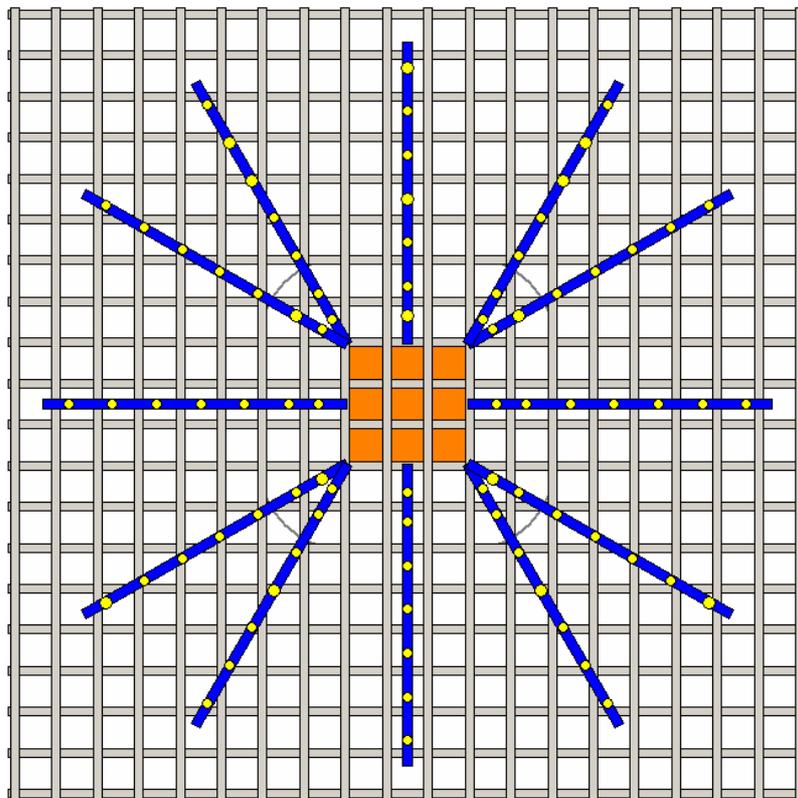
Die einzelnen Platten unterscheiden sich teilweise in der Anordnung der HFV-Ankerleisten. Bei der ersten und zweiten Versuchsplatte wurden die HFV-Anker radial um den Stützenstumpf verlegt. Bei der dritten Platte wurde bewusst auf die letzte Ankerreihe verzichtet. Die Durchstanzleisten der ersten 30 cm starken Platte wurden gestaffelt eingebaut (siehe *Bild 3.5*). Bei den beiden nächsten waren sie wieder radial verlegt und bei der dritten wurde erneut auf die letzte Ankerreihe verzichtet.

In der nächsten Tabelle ist eine Übersicht der gesamten Versuchsreihe dargestellt.

Platten Nr.	Bauteildicke (cm)	Anordnung Ankerleisten	Anzahl Ankerleisten	Länge der Ankerleisten (cm)	Gesamtlänge in m	Anzahl der HFV-Anker pro Leiste	Gesamtanzahl der HFV-Anker	Länge der HFV-Anker in cm
20 - I	20	radial	12	88,5	10,62	7	84	15
20 - II	20	radial	12	88,5	10,62	7	84	15
20 - III	20	radial kurz	12	78,5	9,42	6	72	15
30 - I	30	gestaffelt	18	12 x 113 4 x 103	17,68	6 6	96	25
30 - II	30	radial	18	12 x 103 4 x 103	16,48	5 5	80	25
30 - III	30	radial kurz	18	12 x 98 4 x 98	15,68	5 5	80	25

*Tabelle 3.2:* Übersicht der eingebauten Durchstanzleisten der gesamten Versuchsreihe

Die radiale Lage der Durchstanzleisten mit dem Bewehrungsnetz der 20 cm starken Platten ist in den beiden nachfolgenden Bildern dargestellt.

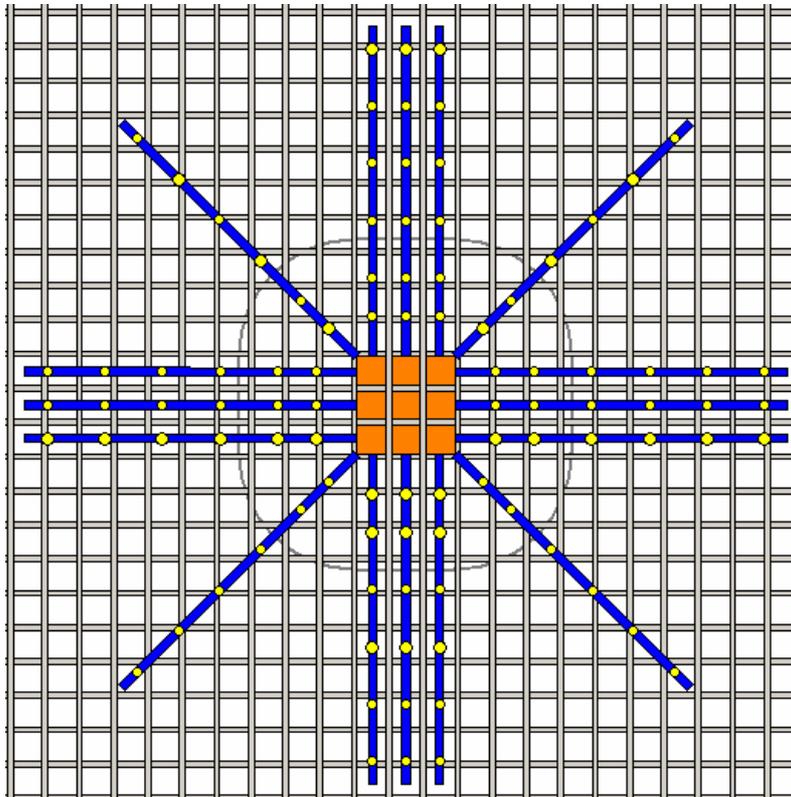


*Bild 3.5:* Verlegeskizze aus Bemessungsprogramm

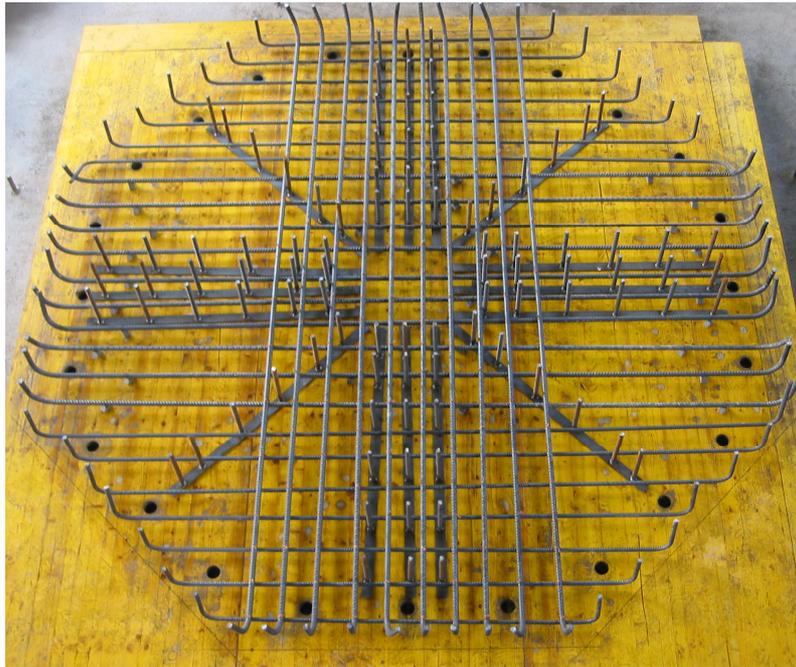


*Bild 3.6:* Eingebaute HFV-Ankerleisten

Die Lage der gestaffelten Leisten der ersten 30 cm starken Platte ist in den beiden nächsten Bildern dargestellt.

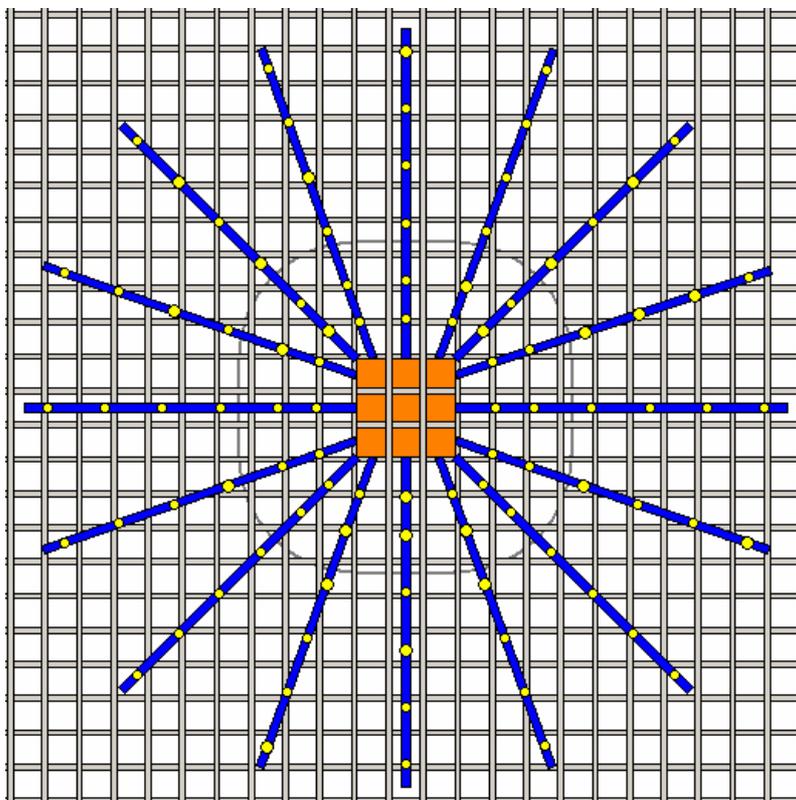


*Bild 3.7:* Verlegeskizze der Durchstanzleisten gestaffelt um den Stützenstumpf

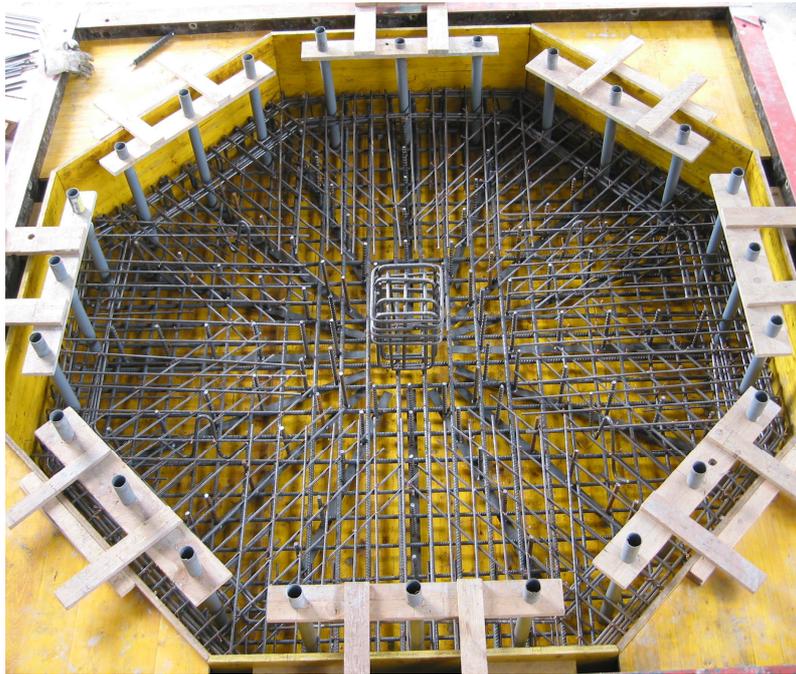


**Bild 3.8:** Eingebaute HFV-Anker in die erste 30 cm starke Platte

Wie aus der Tabelle 3.2 ersichtlich ist, waren für die 30 cm starken Platten 18 statt 12 Ankerleisten erforderlich. Dementsprechend sah die radiale Verlegung etwas anders aus.

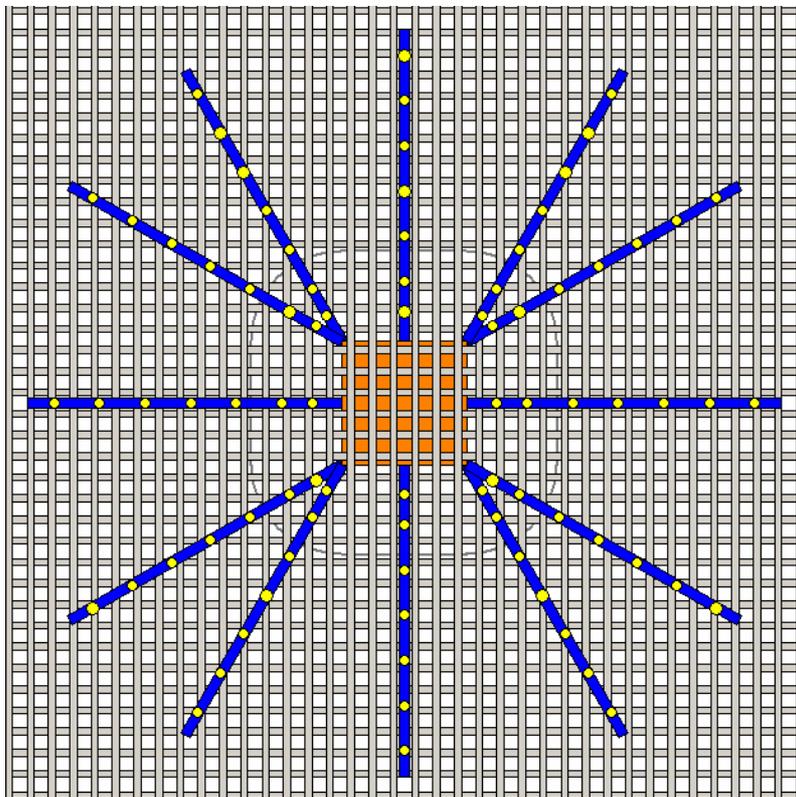


**Bild 3.9:** Verlegeskizze für radial verlegte Durchstanzleisten der Platte 30-II

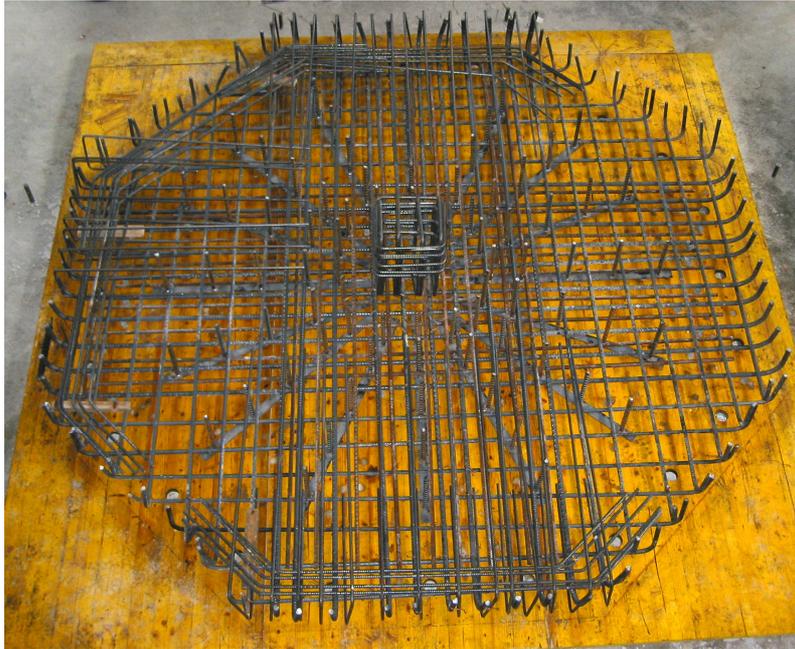


*Bild 3.10:* Radial verlegte Durchstanzleisten der Platte 30-II

Bei der dritten Versuchsplatte wurden, wie bereits oben erwähnt, zusätzliche Bewehrungsstäbe Durchmesser 16 mm in die Zwischenräume verlegt, so dass ein engmaschiges Bewehrungsnetz mit einem Achsabstand von 6 cm entstand.



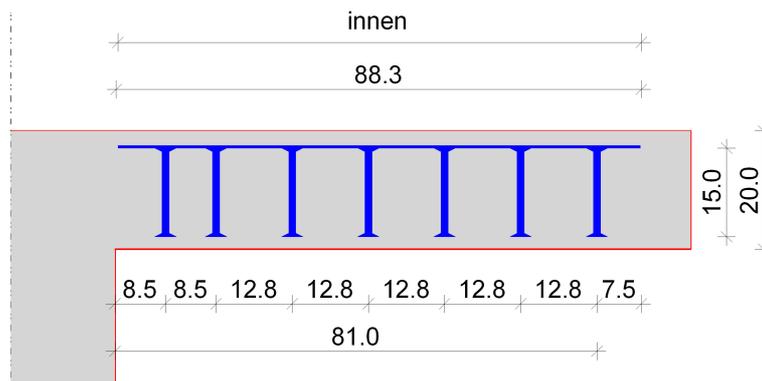
*Bild 3.11:* Verlegeskizze für die HFV-Anker in die Platte 30-III



*Bild 3.12:* Eingebaute HFV-Ankerleisten der Platte 30-III

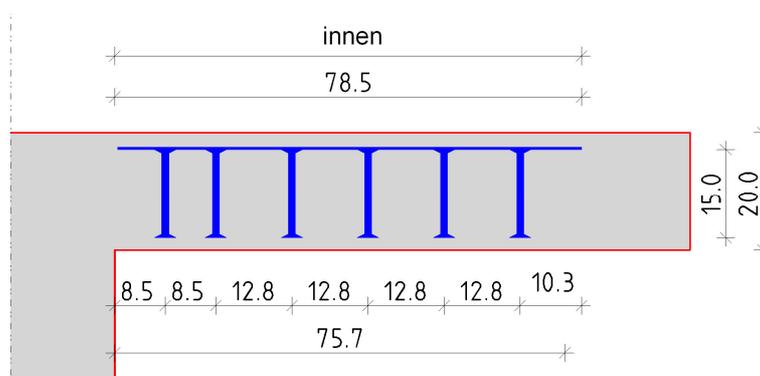
### 3.2 Vorbereitung der HFV-Ankerleisten

Die Anzahl, der Durchmesser und der Abstand der Anker untereinander wurden über die Plattendicke und die zu übertragende Querkraft ermittelt. Nachdem für die HFV-Anker noch keine Mindest- und Maximalabstände bekannt sind, verwendete man die von einem Bemessungsprogramm ausgegebenen Einbauskizzen für Doppelkopfanke als Vorlage für die HFV-Ankerleisten. Die Abmessungen der HFV-Ankerleisten für die erste und zweite 20 cm starke Durchstanzplatte ist im Bild 3.13 dargestellt.



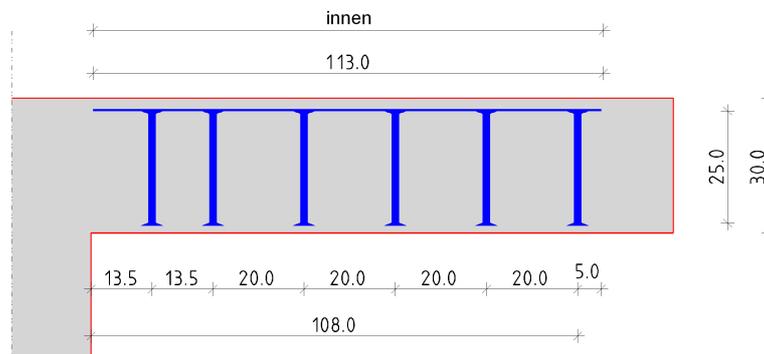
**Bild 3.13:** Einbauskizze für die 20 cm starken Platten (aus Zulassung für Doppelkopfanke)

Bei der dritten 20 cm starken Platte wurde bewusst auf die letzte HFV-Ankerreihe verzichtet.



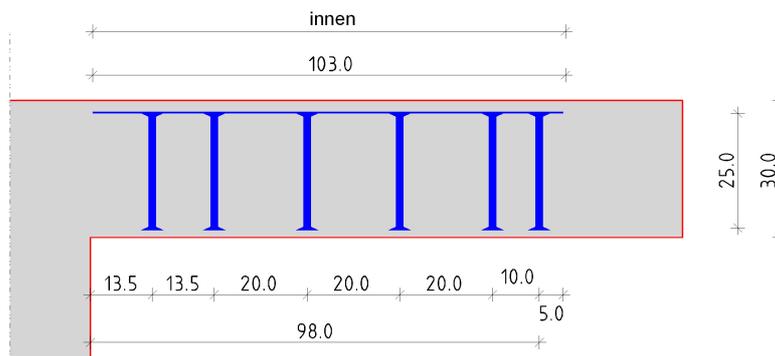
**Bild 3.14:** Einbauskizze für die Platte 20-III

Die Abmessungen der HFV-Anker für die beiden ersten 30 cm starken Platten sind im nachfolgenden Bild zusammengefasst.



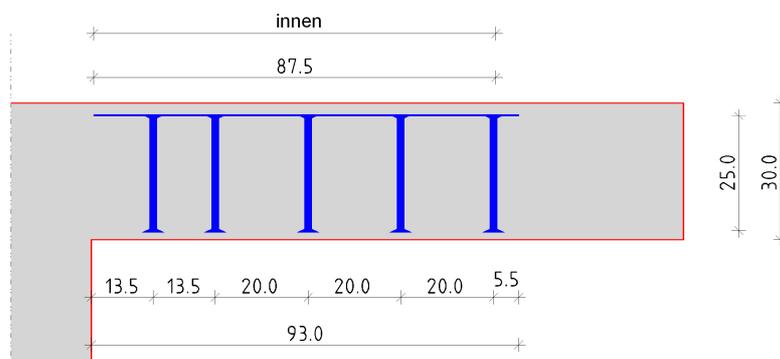
**Bild 3.15:** Einbauskizze für die 30 cm starken Platten (aus Zulassung für Doppelkopfanker)

Auf Grund der größeren Ankerabstände wären die letzten Anker der 30 cm starken Versuchsplatte, bei den 4 Leisten, die von der Stützenstumpfkante weggehen in den Aussparungen der Verankerungsstäbe. Um dies zu unterbinden, wurden diese Anker bei den vier Leisten nach innen versetzt.



**Bild 3.16:** Einbauskizze der vier verkürzten Ankerleisten

Bei der letzten Versuchsplatte wurde wie bei den 20 cm starken Platten ebenfalls auf die letzte Ankerreihe verzichtet. Die schematische Darstellung dieser Ankeranordnung ist im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 3.17:** Einbauskizze der Platte 30-III

Die HFV-Leisten wurden im Schweißlabor der Fachhochschule Augsburg angefertigt. Hierzu wurde zunächst eine Lehre hergestellt, in die ein HFV-Stab eingeführt und somit die horizontale und vertikale Lage genau eingehalten werden konnte.



**Bild 3.18:** Schweißnaht am HFV-Anker



**Bild 3.19:** HFV-Ankerleisten für die 30 cm starken Durchstanzplatten

Wie im *Kapitel 4* des Hauptberichts beschrieben, konnte bei der Herstellung der HFV-Stäbe die geforderte Querrippenhöhe bei den Probewalzungen nicht erreicht werden. Aus diesem Grund wurden willkürlich 20 HFV-Stäbe (10 pro Plattendicke) ausgewählt und mit der Schieblehre die Kerndurchmesser, die Querrippenhöhen und die Höhen der Längsrippen gemessen. In der nachfolgenden Tabelle sind die gemessenen Werte zusammengestellt:

	Soll [mm]	Ist [mm]										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Probennummer		13,95	13,95	13,95	13,85	14,00	13,90	13,90	13,90	13,90	13,95	14,05
Durchmesser	14,00	13,95	13,95	13,95	13,85	14,00	13,90	13,90	13,90	13,90	13,95	14,05
Höhe Querrippen	3,50	3,05	3,05	3,05	3,20	3,10	3,00	3,20	3,25	3,15	3,05	3,05
Höhe Längsrippen	2,10	1,48	1,43	1,43	1,43	1,40	1,30	2,95	1,45	1,53	1,33	1,33
Durchmesser	14,00	13,80	13,80	13,80	13,80	13,90	13,90	13,90	13,90	13,90	13,90	13,90
Höhe Querrippen	3,50	3,10	3,10	3,20	3,30	3,10	2,90	2,90	3,00	3,00	3,00	3,00
Höhe Längsrippen	2,10	1,55	1,40	1,65	1,55	1,30	1,55	1,25	1,30	1,55	1,60	1,60

Tabelle 3.3: Stichprobenartige Messung der HFV-Anker für die Versuchsplatten

Der durchschnittliche Kerndurchmesser der HFV-Anker, die bei den 20 cm starken Versuchsplatten eingebaut wurden, entsprach 13,94 mm. Die Höhe der Querrippen lag durchschnittlich bei 3,11 mm und die der Längsrippen bei 1,48 mm. Bei den HFV-Ankern, die in die 30 cm starken Durchstanzplatten eingebaut wurden, sah es ähnlich aus. Der durchschnittliche Kerndurchmesser lag bei 13,86 mm, die Höhe der Querrippen bei 3,06 mm und die Höhe der Längsrippen bei 1,47 mm. Die für die Verankerung maßgebende Querrippenhöhe von 3,5 mm wurde bei den HFV-Ankern der 20 cm starken Platten zu 89 % und bei den dicken Versuchsplatten zu 87 % erreicht. Berechnet man die Fläche der Querrippen, so sollte diese  $205 \text{ mm}^2$  [ $A_{R,\text{Soll}} = \pi \cdot (10,5^2 - 7,0^2)$ ] groß sein. Tatsächlich ist die Fläche jedoch um 14 % [ $A_{R,\text{vorh}} = \pi \cdot (10,09^2 - 7,0^2) = 165 \text{ mm}^2$ ] kleiner. In wie weit die niedrigeren Rippen einen Einfluss auf die Verankerung und somit die Tragfähigkeit hatten, wird im *Abschnitt 7.4.2* des Hauptberichts erörtert.

## 4 VERSUCHSPLETTEN MIT EINER DICKE VON 20 CM

### 4.1 Platte 20-I

#### 4.1.1 Herstellen der Versuchsplatte

Die erste Versuchsplatte wurde am 5. August 2004 bewehrt. Alle Platten wurden über Kopf hergestellt. Dies verfolgte den Zweck, dass die Plattenoberseite, die der Rissbeobachtung diente, eine schalungsglatte Oberfläche aufwies. Hierzu wurde zunächst auf dem Schalungsboden die Stütze aufskizziert und anschließend die Ankerleisten näherungsweise rotationssymmetrisch um den Stützenstumpf auf Abstandhalter verteilt.



*Bild 4.1:* Näherungsweise rotationssymmetrisch verlegte HFV-Anker

Dann wurde die Biegebewehrung verlegt.



*Bild 4.2:* HFV-Ankerleisten mit unterster Lage der Biegebewehrung

Im Anschluss an die Biegebewehrung wurden die Randeinfassung und die Stützenbewehrung verlegt. Wenn sich ein Stab der Biegebewehrung mit einem HFV-Anker traf, so wurde der Stab der Biegebewehrung leicht versetzt eingebaut.



*Bild 4.3:* Verlegte Bewehrung der Durchstanzplatte 20-I

Als Verdrängungskörper für die Aussparungen der Verankerungsstangen wurden Kunststoffrohre mit einem Durchmesser von 5 cm verwendet, die in die Löcher im Schalungsboden gesteckt wurden. Am oberen Ende wurden die Rohre mit Holzbrettern an den Schalungsseitenanteilen fixiert. Die Rohre wurden nach dem Erhärten des Betons gezogen und konnten somit bei den weiteren Platten wieder verwendet werden.



*Bild 4.4:* Zum Betonieren vorbereiteter Schalungskörper der Platte 20-I

Zur Messung der Verankerungsverformung („Schlupf“) wurde auf einer senkrecht zu einer Stützenkante verlaufenden HFV-Ankerleiste ein Styroporkörper zwischen Schalung und zweiten HFV-Anker gelegt. Dieser Verdrängungskörper wurde nach dem Ausschalen entfernt, so dass bei der Versuchsdurchführung ein Wegaufnehmer unmittelbar auf den Blechträger über einen HFV-Anker gestellt werden konnte.

Die erste Platte wurde am 6. August 2004 betoniert. Hierbei wurde zunächst der Beton bis auf die Plattenstärke von 20 cm aufgefüllt und verdichtet. Nachdem der Beton angezogen hatte, wurden die PVC-Rohre gezogen und die Oberfläche geglättet. Anschließend wurde die Schalung für den Stützenstumpf aufgelegt, ausgerichtet und mit Beton vergossen. Die Betonrezeptur für die Platten war so ausgelegt, dass die Würfeldruckfestigkeit am zweiten Tag nach dem Betonieren bei 25 N/mm<sup>2</sup> liegen sollte. Die Betongüte für den Stützenstumpf war höher, da diese Kleinmenge direkt aus der Mischung vom Fertigteilwerk kam. Auf die Tragfähigkeitsuntersuchungen der Platte hatte dies jedoch keine Auswirkungen.



*Bild 4.5:* Betonieren der Versuchsplatte 20-I

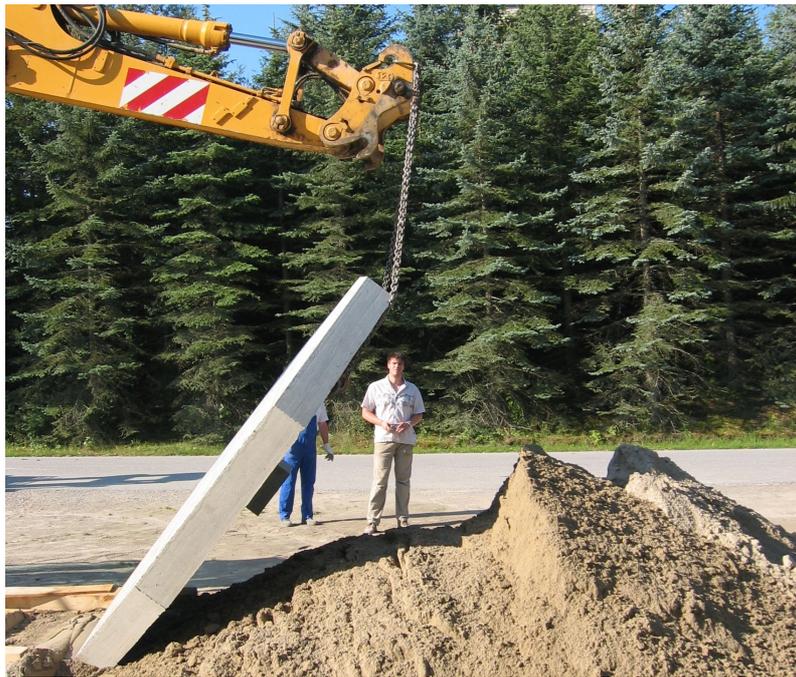
### 4.1.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung

Am nächsten Tag wurde vor dem Ausschalen auf dem Stützenstumpf der Mittelpunkt der Versuchsplatte mit Hilfe einer Schlagschnur angezeichnet. Anschließend wurde der Durchmesser der Kraftmessdose auf den Stützenstumpf übertragen, so dass die zentrische Lage der Kraftmessdose auf der Versuchsplatte gewährleistet war. Weiterhin wurde am Stützenstumpf, direkt unterhalb der Plattenunterseite, ein 5 cm breiter Streifen mit weißer Kalkfarbe gestrichen (siehe *Bild 4.6*). Dies sollte den Beginn des Durchstanzens besser erkennbar machen.



*Bild 4.6:* Stützenstumpf mit Mittelpunkt und Solllage der Kraftmessdose

Nun konnte die Platte ausgeschalt, umgedreht und auf den Versuchsstand gelegt werden. Bevor man die Platte im Freigelände der Fa. Alois Lauter oHG drehte, wurde das Gewicht der Platte mit Hilfe der LKW-Waage bestimmt. Zum Drehen wurde ein Sandhaufen im Freigelände der Fa. Alois Lauter oHG aufgeschüttet, so dass die Platte sanft und ohne Beschädigungen gedreht werden konnte. In zwei Aussparungen wurde eine Kette befestigt, die am Gabelstapler angebracht war. Dieser hatte jedoch eine zu geringe Hubhöhe, so dass das Drehen mit einem Bagger durchgeführt werden musste.



**Bild 4.7:** Drehen der Platte am Sandhaufen

Nach dem Drehen wurde die Platte mit Hilfe des Gabelstaplers wieder in die Halle gefahren und die Oberseite mit weißer Kalkfarbe gestrichen, damit die auftretenden Risse während der Versuchsdurchführung besser beobachtet werden konnten. Die Platte konnte anschließend auf den vorbereiteten Versuchsstand gehoben werden. Über drei Ketten, die in den Aussparungen befestigt waren und am Bagger in einem Punkt zusammenliefen, sollte die Platte auf den Versuchsstand gehoben werden.



**Bild 4.8:** Auflegen der ersten Platte auf den Versuchsstand

Das Einfädeln der 24 Verankerungsstangen, die an der Fundamentplatte bereits fixiert waren, stellte sich als schwieriger heraus, als gedacht. Die 24 Stangen konnten nicht gleichzeitig in die Aussparungen geführt werden, so dass etwa 18 Stäbe an der Fundamentplatte gelockert und abgelassen werden mussten. Nach dem Einfädeln der sechs fixierten Stäbe konnten die heruntergelassenen Stangen wieder nach oben geschoben und befestigt werden. Die Platte wurde anschließend mit 4 Kanthölzern (18/18 cm) unterbaut und diese untereinander über Holzkreuze ausgesteift. Diese Hilfskonstruktion blieb für die weiteren Platten stehen. Die Platte wurde dann auf die Holzkonstruktion und die 24 Ankerplatten aufgelegt und zentrisch ausgerichtet.



**Bild 4.9:** Versuchsstand mit der Platte 20-I und Hilfskonstruktion

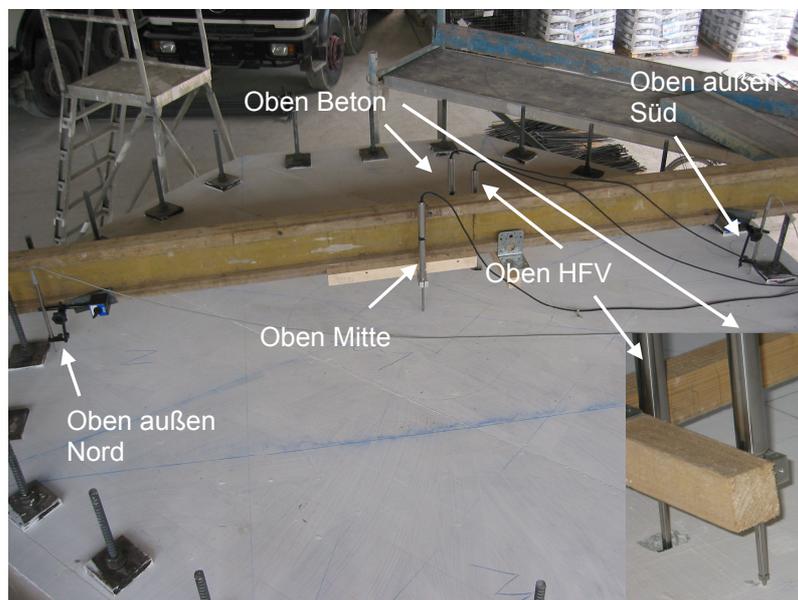
Nun konnte mit Hilfe des Staplers und mit Ausgleichplatten auf den Holzstützen die Platte in die Waagrechte gebracht werden, bevor die oberen Ankerplatten der Verankerungsstäbe aufgebracht und angezogen wurden. Die oberen Ankerplatten hatten einen Kalottenausschnitt, so dass eine Verdrehung der Platte ungehindert zugelassen werden konnte. Es wurde nun die Plattendicke an allen acht Seiten gemessen und aus diesen Werten die mittlere Dicke für die Versuchsauswertung berechnet.

Im Anschluss daran konnte auf der Plattenoberseite ein Bezugsraster erstellt werden. Hierzu wurden die Diagonalen und die parallelen Kanten des Stützenstumpfs mit Hilfe einer Schlagschnur aufgetragen. Die Sektoren (Öffnungswinkel  $45^\circ$ ) wurden nach den Himmelsrichtungen im eingebauten Zustand benannt. Es wurden außerdem die Lage des Stützenstumpfs und der kritische Rundschnitt im Abstand von  $1,5 \times d$  vom Stützenrand aufgetragen. An der Plattenunterseite wurde direkt neben dem Stützenstumpf ein Lineal auf einer Holzkonstruktion angebracht. Hierdurch konnte man an Hand des geweißelten Streifens von 5 cm eindeutig beobachten, wann und wie weit sich der Stützenstumpf in die Platte eindrückt und somit das Versagen der Platte beginnt.



**Bild 4.10:** Lineal an der Plattenunterseite

Nachdem diese Vorbereitungen getroffen wurden, konnten die beiden Gerüste für die Wegaufnahme (siehe *Kapitel 2*) aufgebaut und diese angebracht werden. Die beiden Wegaufnahme am Plattenrand waren induktiv (Oben außen Nord; Oben außen Süd) und die restlichen vier inkrementell (Oben Mitte, Oben Beton, Unten Beton, Oben HFV).



**Bild 4.11:** Plattenoberseite mit angebrachten Wegaufnehmern

Die Wegaufnehmer wie auch die Kraftmessdose waren an einem Messverstärker des Typs Spider 16 Mobil angeschlossen und die Daten wurden über das Programm Catman erfasst. Zur Plausibilitätskontrolle wurden unter die Wegaufnehmer zwei Leisten eines Meterstabes gelegt. Dies entspricht etwa 6 mm und konnte so mit der Anzeige am Rechner verglichen werden.



**Bild 4.12:** Arbeitsplatz mit Rechner und Messverstärker

Es wurde außerdem noch die Kraftmessdose überprüft. Die Presse wurde so weit nach oben gefahren, bis nur noch die Last der Platte auf der Kraftmessdose lag. Die festgestellte Abweichung wurde vom Hersteller auf das sehr geringe Lastsniveau (40 kN), bezogen auf die Nennlast der Kraftmessdose (3.000 kN), zurückgeführt. Dies stellte sich jedoch bei der ersten Platte als fehlerhaft heraus (siehe *Abschnitt 4.1.4*). Für die Versuchsdurchführung waren somit alle Vorbereitungen getroffen.

Die Versuchsdurchführung der Platte 20-I wurde am Dienstag, den 10. August 2004, um 11 Uhr begonnen. Der Beton war somit 97 Stunden alt und hatte eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 28,7 N/mm<sup>2</sup>. Die Betonfestigkeit wurde an Hand von drei Würfeln mit Kantenlängen von 150 mm bestimmt. Die Eingangswerte und die genauere Berechnung der Durchstanzlast an Hand der geometrischen Werte der ersten Platte und der tatsächlichen Betondruckfestigkeit sind nachfolgend aufgeführt:

Geometrische Eingangswerte:

Kantenlänge der Stütze	a =	5,0 cm
Statische Nutzhöhe in x-Richtung	d <sub>x</sub> =	16,25 cm
Statische Nutzhöhe in y-Richtung	d <sub>y</sub> =	13,75 cm
Bewehrungsgehalt in x- und y-Richtung	a <sub>sx</sub> = a <sub>sy</sub> =	40,91 cm <sup>2</sup> /m

Mittlere Bauteildicke:

$$\begin{array}{rcl}
 h_1 = & 21,70 \text{ cm} & \\
 h_2 = & 21,60 \text{ cm} & \\
 h_3 = & 20,40 \text{ cm} & \\
 h_4 = & 20,55 \text{ cm} & \\
 h_5 = & 20,70 \text{ cm} & \\
 h_6 = & 21,30 \text{ cm} & \\
 h_7 = & 20,40 \text{ cm} & \\
 h_8 = & 20,80 \text{ cm} & \\
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{r} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right\} h_m = 20,93 \text{ cm}$$

Abstand des äußersten HFV-Ankers von der Stützenkante:

$$l_w = 0,81 \text{ m}$$

Betonfestigkeit:

$$\begin{array}{rcl}
 f_{ck,cube1,150} = & 28,7 \text{ N/mm}^2 & \\
 f_{ck,cube2,150} = & 28,7 \text{ N/mm}^2 & \\
 f_{ck,cube3,150} = & 28,7 \text{ N/mm}^2 & \\
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{r} \\ \\ \\ \end{array}} \right\} f_{ck,cube,150} = 28,7 \text{ N/mm}^2$$

Berechnungen:

$$\text{Mittlere statische Nutzhöhe } d_m = \frac{d_x + d_y}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Länge kritischer Rundschnitt } u_{crit} = 4 \cdot a + 3 \cdot d_m \cdot \pi = 2,81 \text{ m}$$

Länge äußerer Rundschnitt

$$u_a = 4 \cdot a + 2 \cdot (l_w + 1,5 \cdot d_m) \cdot \pi = 7,90 \text{ m.}$$

Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit in die Zylinderdruckfestigkeit:

$$f_{ck,cyl} = \frac{f_{cd,W200}}{1,18} = \frac{0,95 \cdot f_{ck,W150}}{1,18} = 0,805 \cdot f_{ck,W150} = 23,10 \text{ N/mm}^2.$$

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nach Formel (3.1):

$$V_{Rd,ct} = 358,1 \text{ kN.}$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts einer Platte mit Durchstanzbewehrung (Nachweis der Druckstrebe):

$$V_{Rd,max} = 1,5 \cdot V_{Rd,ct} = 537,1 \text{ kN} \quad (\text{mit Bügeln})$$

$$V_{Rd,max} = 1,9 \cdot V_{Rd,ct} = 680,3 \text{ kN} \quad (\text{mit Doppelkopfanke})$$

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des äußeren Rundschnitts außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs nach der Formel (3.8):

$$V_{Rd,ct,a} = 714,0 \text{ kN.}$$

Berechnung des Rissmoments  $m_{Ed,Riss}$  und der zugehörigen Auflagerlast:

Bedingung, damit noch kein Riss auftritt.

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq f_{ctm}$$

$$\text{mit } W = \frac{h^2}{6} \text{ für } b = 1,0 \text{ m.}$$

Mittlere Betonzugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit von  $f_{ck} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,4 \text{ MN/m}^2$

Rissmoment  $m_{Ed,Riss} = f_{ctm} * W = (f_{ctm} * h^2)/6 = 17,8 \text{ kNm/m.}$

Aus der FE-Biegeberechnung kann durch lineare Interpolation der Auflagerkraft zum Biegemoment die zum Rissmoment zugehörige Last ermittelt werden. Sie lag bei 125,7 kN.

Desweiteren wurden noch die Auflagerkräfte berechnet, bei denen der Gebrauchlast- und der theoretische Bruchzustand erreicht werden:

Gebrauchslastzustand:

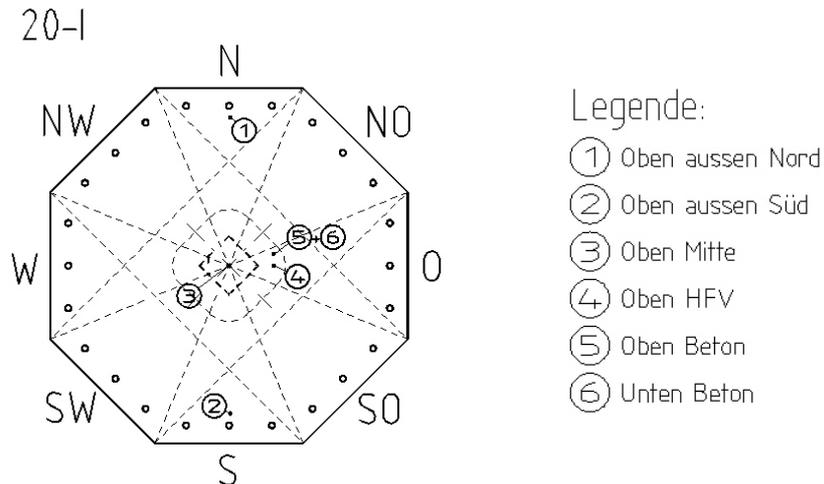
$$V_{Ek} = \frac{V_{Rd,max}}{1,35} = \frac{1,9 * V_{Rd,ct}}{1,35} = 503,93 \text{ kN}$$

Theoretischer Bruchzustand:

$$V_{Eu} = \gamma_c * V_{Ed} = 1,5 * V_{Rd,max} = 1,5 * 1,9 * V_{Rd,ct} = 1.020,5 \text{ kN.}$$

### 4.1.3 Versuchsdurchführung

Nachdem nun alle Eingangsgrößen bekannt waren und die Wegaufnehmer kontrolliert wurden, konnte man mit der Belastung anfangen. Die Lage der angebrachten Wegaufnehmer für die erste Platte und die angezeichneten Sektoren sind in der nachfolgenden Skizze dargestellt.



**Bild 4.13:** Übersicht der Plattenoberseite mit den angebrachten Wegaufnehmern

Die theoretische Bruchkraft wurde in 20 Schritte unterteilt, die die Laststufen darstellten. Das Rissbild und die Rissweiten wurden bei ausgewählten Laststufen aufgenommen. Die hydraulische Presse wurde über einen Druckknopf weggesteuert verfahren. Vor der Belastung wurden alle Messgeräte tariert und das Hydraulikaggregat anschließend so weit ausgefahren, bis etwa 58 kN auf dem Display angezeigt wurden. Dies entsprach etwa dem 1,5-fachen Eigengewicht (40,6 kN) der Platte. Jetzt wurden die Keile von den vier Holzstützen entfernt und die an der Plattenunterseite befindlichen Schraubverankerungen um etwa 5 cm nach unten gedreht, so dass sichergestellt war, dass keine Einspannungen im Randbereich auftreten konnten.

Die nächste Laststufe wurde bei 125 kN angefahren, dies entsprach der zum Rissmoment zugehörigen Auflagerkraft. Bei Betrachtung der Plattenoberseite war ein Riss in Plattenmitte erkennbar. Dieser hatte eine Weite von etwa 0,05 mm. Bei einer Durchbiegung von 0,484 mm in Feldmitte ist dies plausibel. Die Durchbiegung in Feldmitte wird an Hand der Wegaufnehmer wie folgt berechnet: Wegaufnehmer „Oben Mitte“ - (Wegaufnehmer „Oben aussen Nord“ + Wegaufnehmer „Oben aussen Süd“)/2.

Da ansonsten keine Risse erkennbar waren, wurde die Last auf 260 kN erhöht. Bei der Betrachtung der Plattenoberseite konnten einige neue Risse beobachtet werden, die alle in der Größenordnung von Haarrissen angesiedelt werden können. Die Risse verliefen in Richtung der ersten Bewehrungslage in Nord-Süd-Richtung jeweils bis zum Plattenende. Die Risse am Plattenende wurden durch das Tangentialmoment hervorgerufen, das am Plattenrand ungleich Null ist. In den Sektoren SO, NW und OW verliefen die Risse bereits schräg zur Stützenkante. Es waren auch feine Haarrisse im Beton um die Ankerplatten erkennbar. Die Durchbiegung in Plattenmitte lag am Ende der Laststufe bei 4,0 mm.



**Bild 4.14:** Risse im Stützenbereich bei 260 kN

Nach etwa 24 Minuten Dauer für die zweite Laststufe wurde die Last auf 375 kN erhöht. Bei dieser Laststufe entstanden in allen Sektoren Risse in radialer Richtung, die zur ersten Lage der Biegebewehrung keinen Bezug mehr hatten. Der Rissabstand am kritischen Rundschnitt lag zwischen 12 und 20 cm. Die Durchbiegung in Plattenmitte lag inzwischen bei 7,6 mm. Die Wölbung der Platte war bereits mit dem bloßen Auge vom Malergerüst aus erkennbar. An der Plattenunterseite konnte noch kein Eindringen des Stützenstumpfes in die Platte beobachtet werden.



**Bild 4.15:** Risse im Stützenbereich bei 375 kN

Die Last wurde nun auf das Gebrauchslastniveau von 504 kN erhöht. Es entstanden weitere Radialrisse und die bereits vorhandenen gingen weiter auf. Die maximale Durchbiegung lag am Ende der Laststufe bei etwa 12,5 mm.

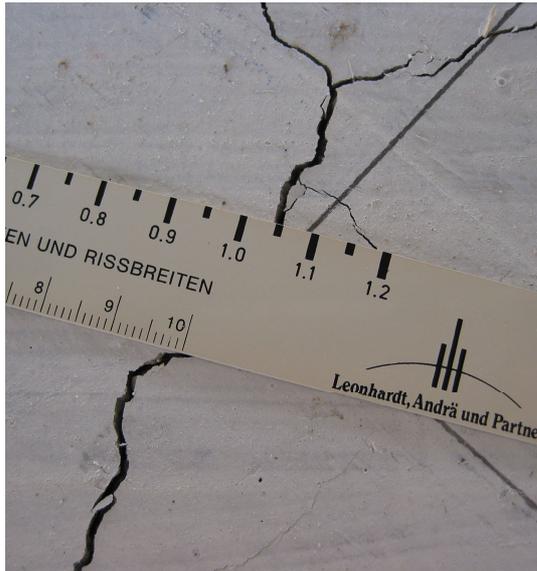


**Bild 4.16:** Risse im Stützenbereich bei Gebrauchslastniveau

Für die fünfte Laststufe wurde die Last auf 630 kN erhöht. Am Plattenrand konnte man erkennen, dass die Risse, die bis dorthin verliefen, bis zur halben Plattendicke reichten. An der Plattenoberseite konnten am Stützenanschnitt maximale Rissweiten von 1,05 mm bis 1,10 mm gemessen werden. Die Durchbiegung in Plattenmitte stieg am Ende der Laststufe auf 17,4 mm an. Ein Eindringen des Stützenstumpfes an der Plattenunterseite war an Hand des Lineals nicht erkennbar.

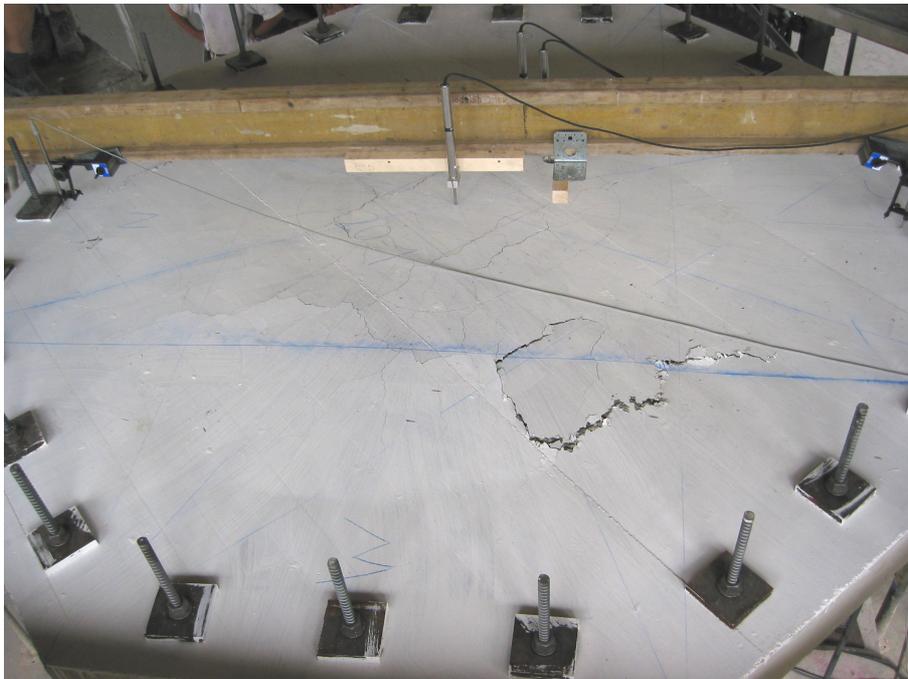


**Bild 4.17:** Plattenoberfläche bei einer Last von 630 kN

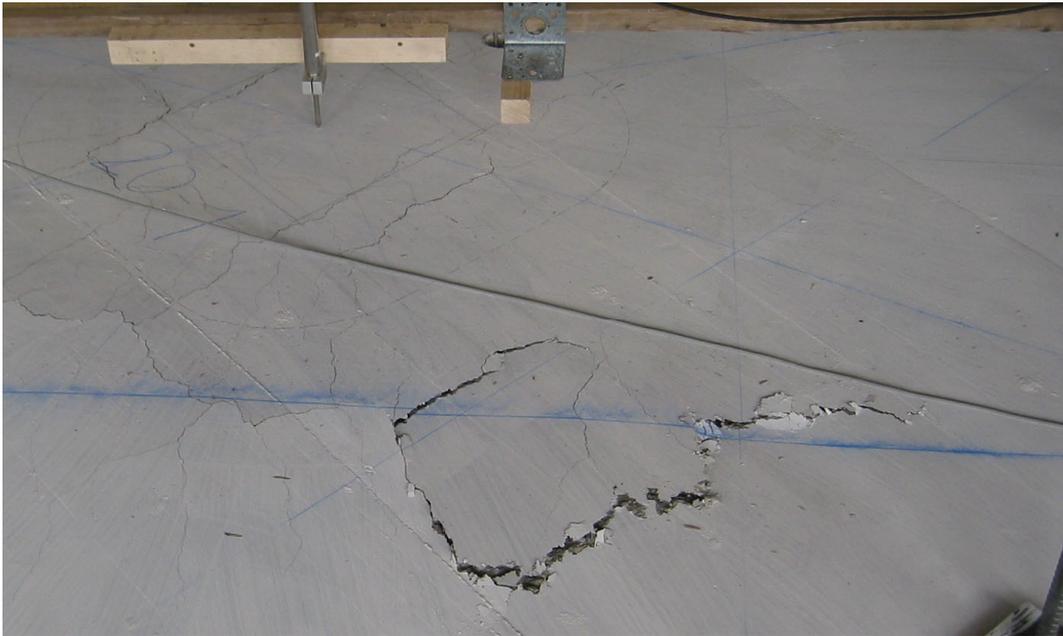


**Bild 4.18:** Rissweiten im Stützenbereich bei der Last von 630 kN

Die bereits sehr großen Rissweiten im Stützenbereich gaben Anlass, die Last nur noch in geringem Umfang zu erhöhen, obwohl man von der theoretischen Bruchlast noch weit entfernt war. Bei 643 kN wurde die Kraft nochmals angehalten, bevor bei 747 kN der Stützenstumpf sich dann in die Platte eindrückte und an der Plattenoberseite im Abstand von 70 cm bis 80 cm vom Stützenrand Betonschollen abplatzen. Das Versagen der Platte trat nicht spröde ein, sondern ging ganz langsam von statten. Im Bereich des Stützenstumpfs knisterte es zunächst an der Plattenunterseite und man konnte einzelne kleine Betonstücke wegfliegen sehen. Dann verschwand ganz langsam die Stütze in der Platte und an der Oberseite wurden die Schollen an die Oberfläche gedrückt.



**Bild 4.19:** Plattenoberseite nach dem Versagen



*Bild 4.20:* Ausgebrochene Betonscholle nach dem Versagen



*Bild 4.21:* Rissbild im Stützenbereich nach dem Versagen der Platte 20-I



*Bild 4.22:* Herausgedrückte Betonscholle an der Plattenoberseite



*Bild 4.23:* Messlineal an der Plattenunterseite nach dem Versagen



*Bild 4.24:* Bereich um den Stützenstumpf nach dem Versagen



*Bild 4.25:* Detailaufnahme im Bereich einer abgelösten Betonscholle

#### 4.1.4 Last-Verformungsverhalten

Gemäß der protokollierten Bruchlast von 747 kN wäre die theoretische Bruchlast von 1.020,5 kN nur zu etwa 63 % erreicht worden. Das Versagen bei dieser niedrigen Laststufe und die großen Rissweiten von 1,05 bzw. 1,10 mm bei einer Last von 630 kN ergaben Zweifel an der Anzeige der Kraftmessdose. Die Kraftmessdose konnte, wie bereits unter *Punkt 3.2.1* erwähnt, nur bei einer geringen Last vor der Versuchsdurchführung kontrolliert werden. Die Überprüfung der Kraftmessdose an einer kalibrierten Prüfmaschine an der Fachhochschule in Augsburg ergab die unten stehenden Abweichungen. Die Kraftmessdose wurde anschließend für die weiteren Versuche über den Messverstärker (Spider Mobil) und das Datenerfassungsprogramm (Catman) neu kalibriert.

Kalibrierungsschritt	Prüfmaschine FH [kN]	Proceq Werkskalibrierung [kN]	Fehler in der Werkskalibrierung [%]	Neukalibrierung mit Spider-mobil [kN]	Fehler in der Neukalibrierung FH Augsburg [%]
1	300,00	227,00	32,2 %	302,20	-0,7 %
2	600,15	458,20	31,0 %	601,80	-0,3 %
3	900,17	688,10	30,8 %	902,10	-0,2 %
4	1.200,04	917,90	30,7 %	1.201,00	-0,1 %
5	1.500,10	1.148,00	30,7 %	1.501,00	-0,1 %
6	1.799,97	1.376,00	30,8 %	1.801,10	-0,1 %
7	2.100,00	1.605,00	30,8 %	2.101,00	0,0 %
8	2.400,28	1.834,00	30,9 %	2.401,00	0,0 %
9	2.700,00			2.702,00	-0,1 %
10	3.000,00			3.002,00	-0,1 %
Mittlerer Fehler:			31,0 %		-0,2 %

**Tabelle 4.1:** Kalibrierprotokolle der Kraftmessdose

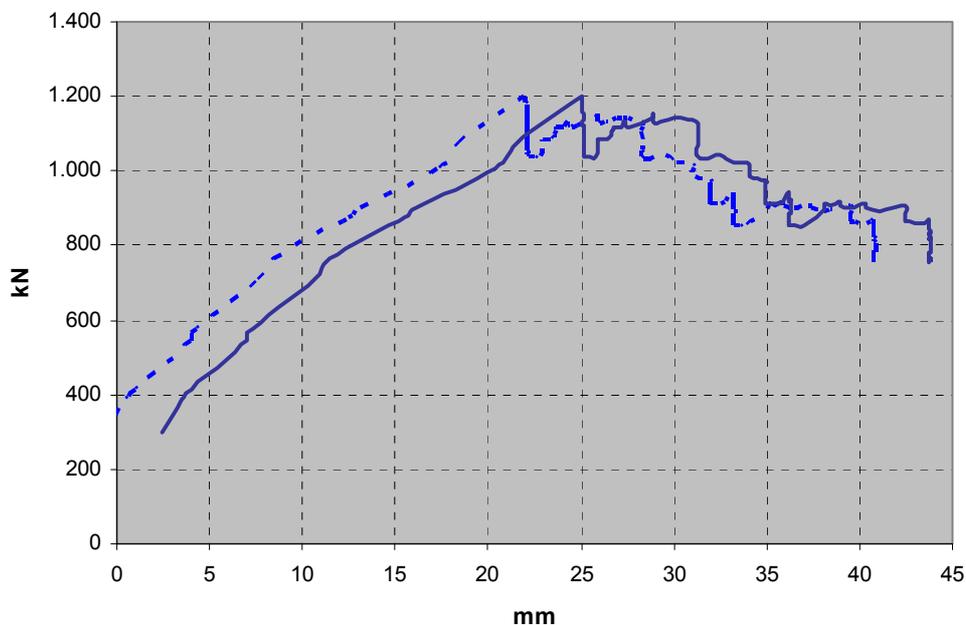
Wie die *Tabelle 4.1* zeigt, waren die aufgetretenen Kräfte in Wirklichkeit um etwa 31 % höher, als die Werte, die am Bildschirm ausgegeben wurden. Dies erklärt das scheinbar frühzeitige Versagen der Platte und die großen Rissweiten. Die tatsächlich aufgetretenen Kräfte können somit nur noch rechnerisch nachvollzogen werden. Beim Vergleich der Eingangswerte des Messprogramms der ersten Platte mit den restlichen fünf Platten ist außerdem ein großer Unterschied des Software-Nullabgleichs auf Grund der unterschiedlichen Linearisierungstabellen erkennbar gewesen. Bei der ersten Platte lag dieser bei - 38,61 kN und bei den restlichen im Durchschnitt bei - 260,87 kN. Dies ergibt einen Unterschied von 222,25 kN. Nach Rücksprache mit dem Softwarehersteller ist dieser Unterschied in die Umrechnung der Kräfte mit einzubeziehen. Die während der Versuchsdurchführung angezeigten Kräfte lagen somit weit unter der tatsächlich einwirkenden Kraft. Beim Anfahren der Presse auf die Höhe des Eigengewichts der Platte wurde am Rechner eine Kraft von 58 kN angezeigt, in Wirklichkeit wirkten aber bereits 299 kN auf die Platte ein.

Für die einzelnen Laststufen ergibt sich somit die nachfolgend korrigierte Tabelle:

Laststufe	Angezeigte Kraft [kN]	Korrigierte Kraft [kN]
1	125,0	386,8
2	260,0	550,0
3	375,0	711,0
4	504,0	880,0
5	630,0	1.049,0
6	647,0	1.065,9
Bruchkraft	747,0	1.201,0

**Tabelle 4.2:** Korrigierte Kräfte der Platte 20-I

Mit den korrigierten Werten wurde die rechnerische Bruchkraft von 1.020,5 kN zu etwa 18 % überschritten. Die Auswertung der Wegaufnahme ist auf die korrigierten Kraftwerte bezogen. Im nachstehenden Diagramm stellt die gestrichelte Kurve die gemessenen Werte dar. Der Kurvenverlauf der ersten Platte ist parallel zu den beiden nächsten Platten. Durch die fehlerhafte Kalibrierung fängt die Kurve jedoch erst bei 300 kN an und hat dort eine maximale Durchbiegung von etwa 0,5 mm. Die dritte 20 cm starke Durchstanzplatte, die mit der Würfeldruckfestigkeit von 26,9 N/mm<sup>2</sup> nahe an der Festigkeit der ersten Platte (28,7 N/mm<sup>2</sup>) liegt, hat bei dieser Last bereits eine maximale Durchbiegung von etwa 3,5 mm. Mit dem Verschieben der Durchbiegungskurve der ersten Platte um 3,0 mm liegen alle drei Kurven in der gleichen Größenordnung und ist dadurch plausibel. Diese Parallelverschiebung ist in der durchgehend gezeichneten Kurve dargestellt und wird für die weitere Auswertung und Gegenüberstellung als maßgebend betrachtet.



**Diagramm 4.1:** Durchbiegungen der Platte 20-I mit den korrigierten Kräften

Wie das Diagramm zeigt, nahm die Durchbiegung fast kontinuierlich bis zur Maximalkraft zu. Nach dem Maximum ist ein deutlicher Kraftabfall zu sehen, bevor sich ein weiteres Tragsystem ausbildet und somit die Kraft nochmals kurzzeitig gesteigert werden kann. Dieser Kraftanstieg überschreitet die Maximalkraft jedoch nicht. Auf dieses Tragverhalten wird im Hauptbericht genauer eingegangen.

#### 4.1.5 Beton- und Stahldehnungen

Die weiteren Wegaufnehmer zur Messung der Betondehnung und des „Schlupfs“ sind im Diagramm 4.2 zusammengefasst. Die Betondehnung lässt sich aus der Differenz des Wegaufnehmers „Oben Beton“ und „Unten Beton“ ermitteln. Der „Schlupf“ bildet die Differenz aus dem Wegaufnehmer „Oben HFV“ und „Oben Beton“.

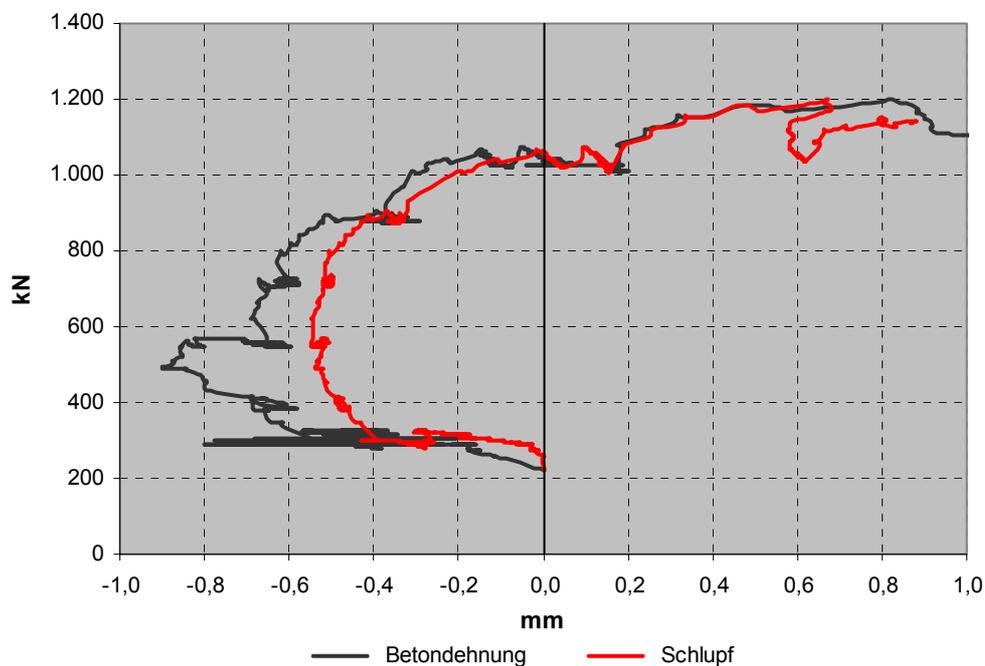


Diagramm 4.2: Gemessene Betondehnung und „Schlupf“ bei der Platte 20-I

Wie das oben stehende Diagramm zeigt, ist bei der Last von 300 kN in beiden Kurven ein großer Sprung in den negativen Bereich erkennbar. Diese großen Wege sind bei dieser niedrigen Last als unwahrscheinlich anzusehen und auf mechanische Einwirkungen zurückzuführen. Im nächsten Diagramm sind diese beiden Sprünge herausgefiltert worden.

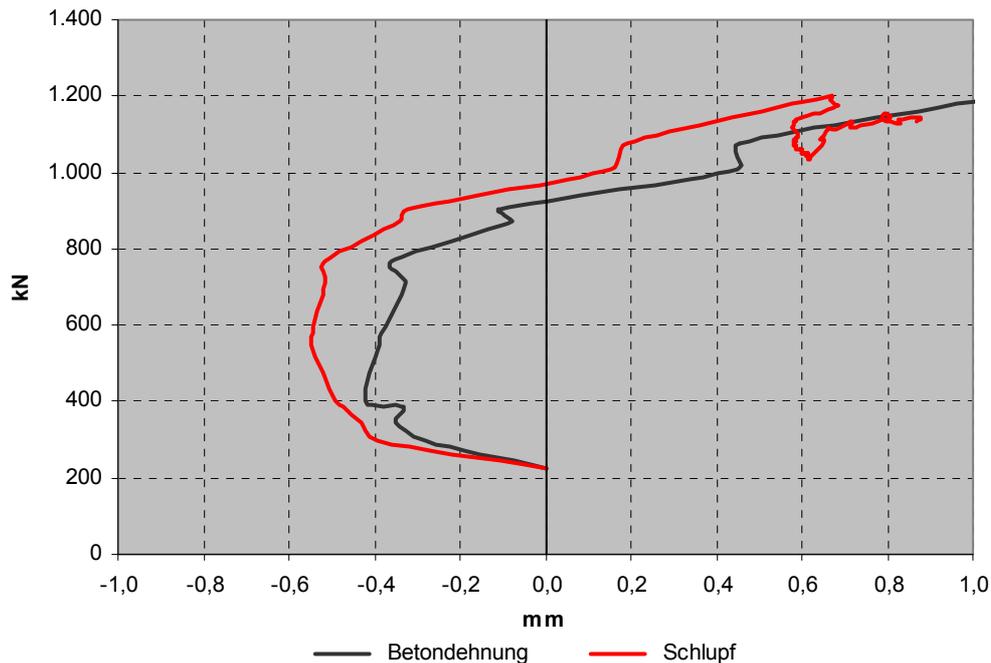


Diagramm 4.3: Korrigierte Werte der Betondehnung und „Schlupf“

Wie das Diagramm zeigt, ist die Betondehnung zunächst negativ, was einer Betonstauchung entspricht und geht dann in hohen Laststufen in den positiven Bereich. Ob die Betonstauchung jedoch maximal 0,4 mm erreichte, erscheint fraglich. Der gemessene „Schlupf“ gleicht dem der Betondehnung, was bedeutet, dass der Wegaufnehmer „Oben Beton“ maßgebend für die beiden Berechnungen ist. Die Plausibilität der Kurve des „Schlupfs“ ist ebenfalls fragwürdig. Der HFV-Anker wäre laut Messung zunächst um etwa 0,58 mm nach oben gedrückt worden, bevor er nach unten „durchgeschlupft“ ist. Die Messergebnisse dieser Platte in Bezug auf die Betondehnung und den „Schlupf“ sind somit nicht repräsentativ.

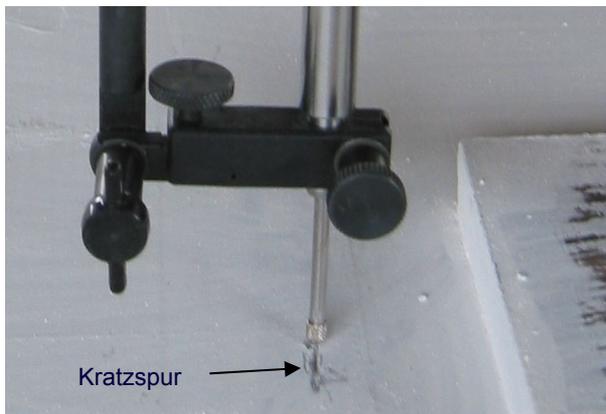


Bild 4.26: Kratzspuren an einem Wegaufnehmer am Plattenrand

Die Wegaufnehmer wurden vor der Belastung auf die Richtigkeit der Anzeige überprüft und tariert. Während der Belastung konnte jedoch beobachtet werden, dass sich ein Teil der Platten um die senkrechte Achse am Anfang der Belastung drehte. Dies ist wahrscheinlich auf Spannungen beim Einbau der Verankerungsstäbe zurückzuführen. Sobald die oberen Ankerplatten Druck von der Versuchsplatte bekamen und die unteren etwas locker wurden, stellten sich die Verankerungsstangen senkrecht und brachten somit die Platte zum Drehen. Die Platte richtete sich somit selbst nochmals nach. Dies war zum Teil an Kratzspuren auf der Plattenoberseite zu sehen, die von den Wegaufnehmern hervorgerufen wurden (siehe Bild 4.26).

#### 4.1.6 Entwicklung der Risse

Bis zur Last von etwa 400 kN war an der Plattenoberfläche kein Riss erkennbar. Danach entstanden die ersten Risse entlang der Hauptverlegerichtungen der Biegebewehrung und Radialrisse. Wann die ersten Tangentialrisse entstanden, konnte bei dieser Platte nicht genau festgestellt werden, da zu wenig Laststufen gefahren wurden und die Lastsschritte somit zu groß waren.

In der Meinung, dass man sich in der Nähe der Gebrauchslast befand, wurde die Rissweite bei der fünften Laststufe gemessen. Die maximale Weite im Stützenbereich lag bei 1,10 mm und war damit weit über den Erwartungen. Die Rissweite war nicht mehr so verwunderlich, wenn man die tatsächlich aufgebrachte Last von 1.049 kN betrachtet. Diese Last entsprach in etwa dem Doppelten der Gebrauchslast.

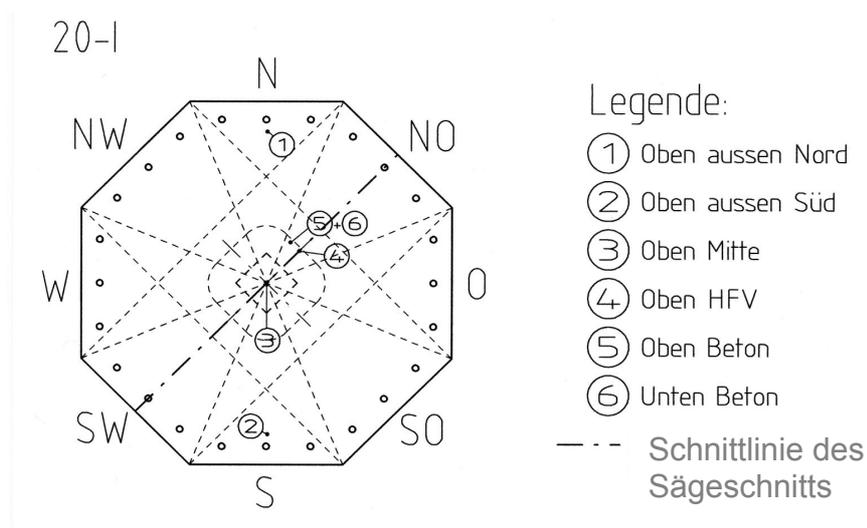
#### 4.1.7 Dokumentation aus den Schnittbildern

In wie weit die Platte auf Biegung oder auf Durchstanzen versagte, kann nur herausgefunden werden, indem man den Rissverlauf in der Plattenebene betrachtet. Zu diesem Zweck wurden alle Durchstanzplatten auseinander geschnitten. Die Platte wurden nach der Versuchsdurchführung auf dem Freigelände der Fa. Alois Lauter oHG auf Balken gelagert und dort durchgesägt.



**Bild 4.27:** Auseinanderschneiden der Platte 20-I

Der interessanteste Bereich liegt zwangsläufig im Stützenbereich und in der Nähe der Ankerleisten. Der Schnittverlauf der ersten Platte ist im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 4.28:** Plattenoberseite mit Schnittlinie des Sägeschnitts

Im nächsten Bild ist der Plattenquerschnitt der ersten Versuchsplatte dargestellt.



**Bild 4.29:** Plattenquerschnitt nach der Versuchsdurchführung

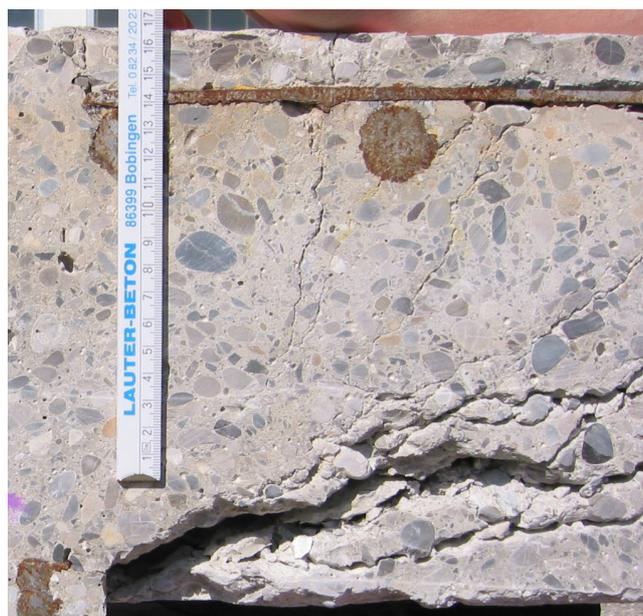
Beim Durchschneiden der Platte 20-I wurden keine HFV-Anker freigelegt. Zur besseren Versagensbegründung sind im nächsten Bild die HFV-Anker eingezeichnet.



**Bild 4.30:** Querschnitt der Platte 20-I mit eingezeichneten HFV-Ankern

Wie die beiden oben stehenden Bilder zeigen, hat die Platte nicht auf Durchstanzen versagt. Der typische Durchstanzkegel mit dem Winkel von etwa 30 bis 35° ist auf diesen Bildern nicht erkennbar. Detaillierte Erläuterungen zu den Erkenntnissen über das Tragverhalten der Platte sind im Hauptbericht enthalten.

Nach dem Auseinanderschneiden konnte am Plattenquerschnitt eine Vielzahl von Informationen abgelesen werden. So wurden bei der ersten Platte Rissabstände im Stützenbereich von 10,0 cm, 11,5 cm und 13,0 cm gemessen. Weiterhin konnte eine maximale Risstiefe von 16,4 cm gemessen werden.



**Bild 4.31:** Maximale Risstiefe im Stützenbereich

Die nächsten Bilder geben einen Überblick über die Schnittflächen der Platte 20-I:



**Bild 4.32:** Schnittflächen der Versuchsplatte 20-I

Die Messwerte und die rechnerischen Untersuchungen der ersten Versuchsplatte sind auf der nächsten Seite tabellarisch zusammengefasst.

## Messwerte

Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	20,9
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	16,7
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	14,2
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	15,5
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,10
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	10,0 / 11,5 / 13
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	16,4
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	3,62
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,25
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	28,7
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	23,1
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 25 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	40,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,64
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1.201,0</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,98
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	2,86
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,22
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	373,2
Querkraft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 * V_{Rd,ct}$	kN	709,2
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.064
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		1,13
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{Rd,ct}</math></b>		<b>2,15</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	15,45
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,812
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,296
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds}(d_y)$	kNm/m	92,3
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}}(d_y)$	kNm/m	138,5
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	5.614
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	687,5
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	3.231,4
rechnerisch aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	395,8
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	593,7
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>174,7 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s(y) = c_c$ (y)	kN/m	1.596,1
Stahlspannung	$\sigma_{s(y)}$	N/mm <sup>2</sup>	609,2
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{s(y)} / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>121,8 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	38,4
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>176,9 %</b>

Tabelle 4.3: Übersichtstabelle der ersten Versuchsplatte

## 4.2 Platte 20-II

### 4.2.1 Herstellen der Versuchsplatte

Die zweite Versuchsplatte wurde am 10. August 2004 betoniert. Die Biegebewehrung war analog zur ersten Versuchsplatte und die Durchstanzleisten ebenfalls näherungsweise rotationssymmetrisch um die Stütze verlegt.



*Bild 4.33:* Annähernd rotationssymmetrisch verlegte HFV-Anker



*Bild 4.34:* Fertig bewehrte Versuchsplatte 20-II



**Bild 4.35:** Höhenlage eines eingebauten HFV-Ankers

Die Schalung für den Stützenstumpf wurde nach dem Erhärten des Plattenbetons mit der Wasserwaage ausgerichtet und am gleichen Tag betoniert.

## 4.2.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung

Am nächsten Tag wurden zunächst die Plattenmitte und der Durchmesser der Kraftmessdose auf den Stützenstumpf aufgezeichnet.



*Bild 4.36:* Stützenstumpf mit Solllage der Kraftmessdose

Anschließend wurde die Schalung gelöst und der weiße Streifen von 5 cm direkt unterhalb der Plattenunterseite um den Stützenstumpf gezeichnet. Danach wurde mit Hilfe der LKW-Waage der Fa. Alois Lauter oHG das Gewicht der Platte (40,4 kN) bestimmt und die Platte anschließend im Freigelände des Fertigteilwerks mit Hilfe eines Baggers gedreht.



*Bild 4.37:* Drehen der zweiten Versuchsplatte vor dem Einbau auf den Versuchsstand

Nach dem Drehen wurde die Platte wieder in die Halle gefahren und der Umriss des Stützenstumpfs auf die Plattenoberfläche übertragen. Dies gelang über den Mittelpunkt, der mit Hilfe einer Schlagschnur ermittelt wurde.



**Bild 4.38:** Auftragen von Mittelpunkt und Stützenumfang auf die Plattenoberfläche

Vor dem Auflegen der Platte auf den Versuchsstand wurde an allen acht Seitenflächen die Plattendicke gemessen und dokumentiert. Die gemessenen Plattendicken lagen zwischen 20,25 cm und 20,8 cm, so dass sich eine mittlere Plattendicke von 20,41 cm ergab.



**Bild 4.39:** Messen der Plattendicke

Nachdem das Einheben der Versuchsplatte auf den Versuchsstand mit dem Bagger bei der ersten Platte nicht wunschgemäß abgelaufen war, wurde bei der zweiten Platte ein Gabelstapler zu Hilfe genommen. Die Platte wurde auf die Gabeln gelegt und durch den Querverschub bzw. der Möglichkeit, die Gabeln einzeln in unterschiedliche Höhen zu bringen, gelang es sehr gut, die Platte exakt und zentrisch auf die Holzkonstruktion am Versuchsstand aufzulegen. Es wurden nur acht Verankerungsstangen in der späteren Position belassen, die restlichen wurden in der Höhe abgelassen. Nach dem Einfädeln der acht Stangen wurden die restlichen in der Höhe wieder angehoben und durch das Anziehen der Muttern an der Unterkonstruktion fixiert.



**Bild 4.40:** Auflegen der Platte 20-II auf den Versuchsstand

Nachdem nun alle Verankerungsstäbe eingefädelt waren, wurde die Versuchsplatte mit der Wasserwaage und der Hilfe des Gabelstaplers ausgerichtet. Danach konnten die Muttern der Stäbe mit einem Drehmomentschlüssel angezogen werden. Nachdem die Versuchsplatte nun ausgerichtet war, wurde die Plattenoberseite zweimal mit Kalkfarbe gestrichen, das Bezugsraster mit Hilfe der Schlagschnur aufgebracht und die einzelnen Sektoren wurden beschriftet.



**Bild 4.41:** Plattenoberseite mit angebrachten Wegaufnehmern

Dann wurde das Messlineal an einer Seite des Stützenstumpfs an der Plattenunterseite angebracht und die beiden Konstruktionen zur Befestigung der Wegaufnahme ausgerichtet. Nachdem alle Messgeber montiert, ausgerichtet und an dem Messverstärker angeschlossen waren, wurden sie einzeln auf ihre Plausibilität überprüft.

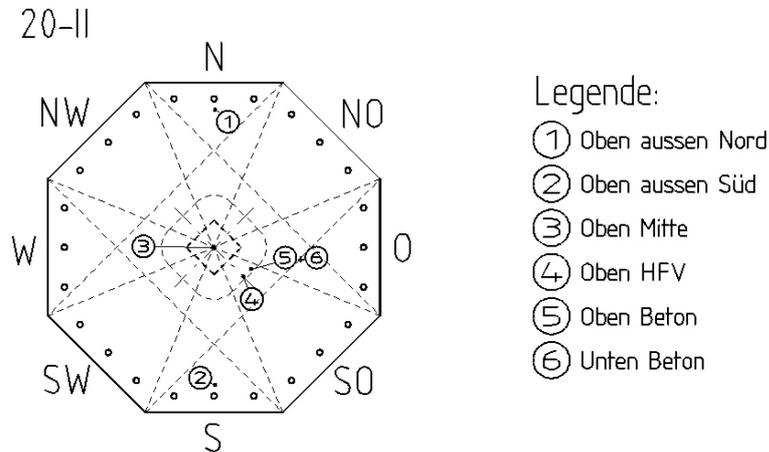


**Bild 4.42:** Angebrachtes Messlineal an der Plattenunterseite unmittelbar am Stützenstumpf

Die Belastung der zweiten Platte wurde am 13. August 2004 ab 11.00 Uhr durchgeführt, so dass der Beton 73 Stunden alt war, er hatte eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von  $23,1 \text{ N/mm}^2$ . Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts ohne Querkraftbewehrung lag bei  $309,5 \text{ kN}$ . Die maximale Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts mit der eingebauten Durchstanzbewehrung  $V_{Rd,max}$  wurde nach DIN 1045-1 auf  $464,3 \text{ kN}$  berechnet. Nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung von Doppelkopfpankern kann  $V_{Rd,max}$  mit  $588,1 \text{ kN}$  angesetzt werden. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des äußeren Rundschnitts außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs  $V_{Rd,ct,a}$  lag bei  $617,2 \text{ kN}$ . Aus den ermittelten Kennwerten ergab sich eine Pressenlast im Gebrauchslastzustand von  $435,6 \text{ kN}$  und eine aufzubringende Last im theoretischen Bruchzustand von  $882,1 \text{ kN}$ . Auf Grund der Betonfestigkeit konnte das Rissmoment  $m_{Ed,Riss}$  auf  $14,6 \text{ kNm/m}$  berechnet werden, was einer Pressenkraft von  $103,4 \text{ kN}$  entsprach.

### 4.2.3 Versuchsdurchführung

Im *Bild 4.43* sind die angebrachten Wegaufnehmer und die angezeichneten Sektoren in ihrer Lage dargestellt.



*Bild 4.43:* Übersicht der angebrachten Wegaufnehmer an der Plattenoberseite

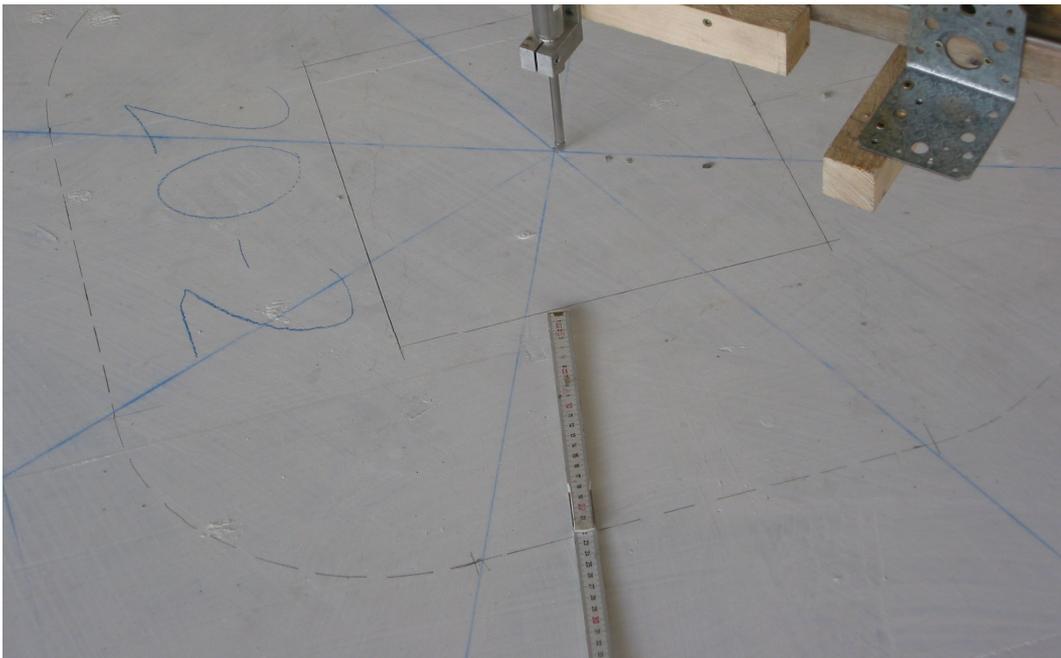
Die Presse wurde zunächst auf eine Kraft von 50 kN gefahren, was etwa 10 kN über dem Eigengewicht der Platte (40,4 kN) lag. Die anfangs angefahrne Kraft konnte über die Dauer der Laststufe nicht exakt gehalten werden. Dies beruhte einerseits auf dem elastischen Verhalten der Versuchsplatte und andererseits auf der Presse, deren Kolben während des Anhaltens minimal nach unten ging. Die Kraft nahm somit leicht ab, so dass eine gemittelte Kraft über die Dauer der Laststufe angegeben wird. Bei der ersten Laststufe lag die gemittelte Kraft bei 48,8 kN. Der Vergleich des Eigengewichts der ersten mit der zweiten Platte zeigt die Präzision bei der Herstellung. Es war lediglich ein Unterschied von 20 kg festzustellen. Bei dieser Laststufe wurden die Muttern an der Plattenunterseite gelöst und die Stahlplatten abgelassen, um eine Einspannung am Plattenrand zu unterbinden. Bei der Sichtkontrolle an der Plattenoberseite konnten keine Risse festgestellt werden. Die mittlere Durchbiegung der Platte lag bei etwa 0,15 mm.

Für die zweite Laststufe wurde die Last auf 110 kN erhöht, was in etwa der Pressenlast beim Rissmoment entsprach. Die durchschnittliche Kraft lag bei 111 kN, was eine maximale Durchbiegung von 0,65 mm hervorrief. Auch hier war noch kein Riss nach der augenscheinlichen Betrachtung an der gesamten Plattenoberseite zu erkennen.

Bei der dritten Laststufe lag die mittlere Kraft bei 155 kN. Die maximale Durchbiegung stieg zunächst auf 1 mm an; gegen Ende der Laststufe wurden hingegen nur noch 0,65 mm in der Plattenmitte gemessen. Ein Teil der Unterlegkeile der Holzkonstruktion ließen sich bisher noch nicht entfernen, so dass bei dieser Laststufe entschieden wurde, die Keile zum Teil mit dem Hammer zu entfernen.

Nachdem nach einer Viertel Stunde immer noch keine Risse an der Plattenoberseite zu erkennen waren, wurde die Last auf 200 kN gesteigert. Die Kraft über die gesamte Dauer der Laststufe lag bei 194 kN. Diese Last war bereits doppelt so groß wie die Pressenlast beim rechnerischen Rissmoment und entsprach etwas weniger als der Hälfte der Gebrauchslast ( $V_{EK} = 435,6$  kN). Die maximale Durchbiegung stieg auf 1,07 mm an. Aber auch bei dieser Last war noch kein Riss an der Oberseite der Versuchsplatte zu erkennen.

Die Last wurde nach etwa 10 Minuten Belastungszeit auf 236 kN erhöht. Die Durchbiegung der Platte stieg auf 1,7 mm an, doch auch hier war noch kein Riss zu erkennen. So wurde die Last nach knapp 20 Minuten Ruhezeit auf eine gemittelte Kraft von 250 kN erhöht. Die maximale Durchbiegung stieg um etwa 0,3 mm auf 1,99 mm an. An der Plattenoberseite stellten sich innerhalb des kritischen Rundschnitts Haarrisse im Bereich der Stützenkanten ein. Weiterhin verlief ein Riss mit einer Länge von 1,04 m im westlichen Sektor nach außen, der gerade noch mit dem bloßen Auge erkennbar war. Im Süd-West-Dreieck war ein Riss mit einer Länge von 85 cm von der Stützenkante zu erkennen. In dem Nord-Sektor entstand ein Riss mit einer Länge von 50 cm und im Nord-Ost-Sektor mit einer Länge von 80 cm. In den restlichen Sektoren waren noch keine Risse erkennbar.



**Bild 4.44:** Stützenbereich bei der Laststufe 6 mit einer Pressenkraft von 250 kN

Für die sechste Laststufe wurde die Pressenkraft auf 300 kN erhöht. Zur Kontrolle der Kraftmessdose wurde der Druck am Aggregat der Presse abgelesen. Die Berechnung der Kolbenkraft kann mit der Formel

$$F = p \cdot A$$

$$\text{mit } 1 \text{ bar} = 105 \text{ Pa} = 105 \text{ N/m}^2$$

vorgenommen werden. Die Kolbenfläche war laut Datenblatt  $A = 508,94 \text{ cm}^2$ .

Allgemein gilt somit für diese Presse:

$$F [\text{kN}] = p [\text{bar}] \cdot 100 \frac{\text{kN}}{\text{bar}} \cdot 508,94 \cdot 10^{-4} [\text{m}^2] = p [\text{bar}] \cdot 5,0894 \frac{\text{kN}}{\text{bar}}$$

Der abgelesene Druck von 60 bar für diese Laststufe ergab somit eine Pressenkraft von

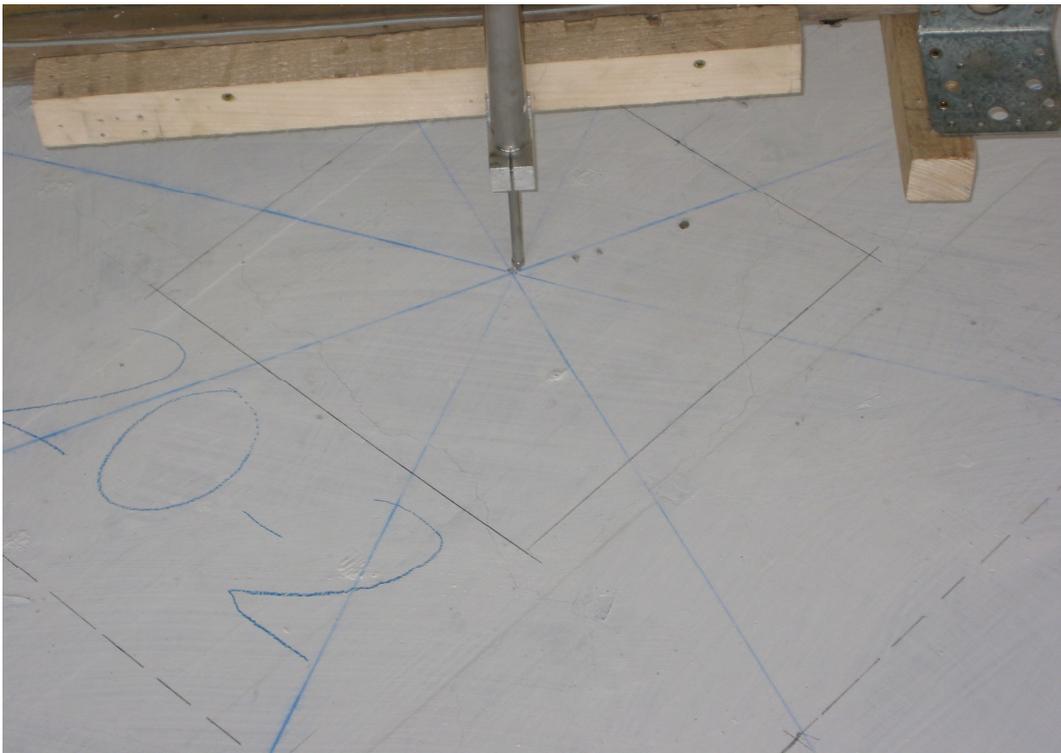
$$60 \text{ bar} \cdot 5,0894 \frac{\text{kN}}{\text{bar}} = 305,36 \text{ kN}$$

Wie das *Bild 4.45* zeigt, ist die Unterteilung der Skala am Aggregat sehr grob. Es kann deshalb nur eine Plausibilitätskontrolle gegenüber der mit Catman angezeigten Kraft vorgenommen werden.



*Bild 4.45:* Druckanzeige am Hydraulikaggregat bei der siebten Laststufe

Die durchschnittliche Kraft dieser Laststufe lag bei 294 kN. Die maximale Durchbiegung stieg auf 2,98 mm an. Im Süd-West-Sektor verlängerte sich der Riss aus der vorherigen Laststufe und es entstand ein neuer; beide Risse gingen bis zur Plattenaußenkante.



*Bild 4.46:* Risse im Bereich des Stützenstumpfs bei 294 kN

Nachdem sonst keine weiteren Veränderungen am Rissbild erkennbar waren, wurde die Last auf durchschnittlich 352 kN erhöht. Die maximale Durchbiegung der Platte nahm um 0,78 mm zu, so dass die gesamte Durchbiegung auf 3,76 mm anstieg. An der Oberseite der Versuchsplatte war keine Veränderung des Rissbildes zu erkennen, so dass anzunehmen ist, dass sich die Rissweiten vergrößerten.

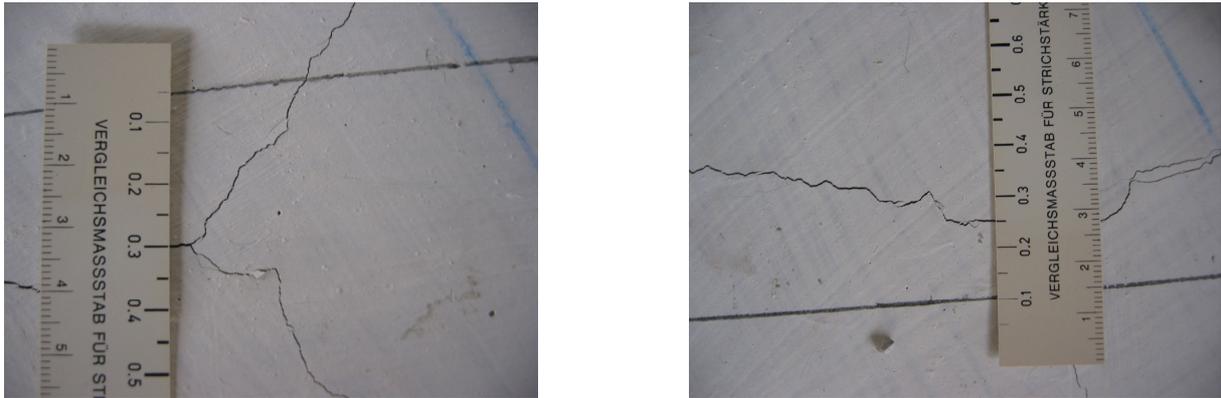
Für die nächste Laststufe wurde die Pressenkraft auf durchschnittlich 397 kN angehoben. Die Durchbiegung stieg auf 4,70 mm. An der Plattenoberseite entstanden neue Risse in den Richtungen der beiden Bewehrungslagen der Biegebewehrung. Es entstanden diesmal auch Risse, die diagonal zu den Bewehrungslagen verliefen. Die Risse direkt am Stützenrand gingen weiter auf. Am Lineal an der Plattenunterseite konnte noch keine Veränderung wahrgenommen werden.

Für die mittlerweile neunte Laststufe wurde die Pressenkraft auf 450 kN erhöht, was in etwa der Gebrauchslast von 435,6 kN entsprach. Die gemittelte Kraft lag hingegen bei 438 kN. Die Durchbiegung in Feldmitte stieg auf 5,52 mm an; dies bedeutet einen Zuwachs von 0,82 mm. In dem Süd-Ost-Sektor waren immer noch keine Risse erkennbar. Ansonsten waren in jedem Sektor drei radial verlaufende Risse zu erkennen. Die Risse verliefen teilweise bis zur Außenkante der Versuchsplatte.

Bei dieser Laststufe wurden die maximalen Rissweiten um den Stützenstumpf an der Plattenoberseite gemessen. Die maximalen Rissweiten lagen im West- und Süd-West-Sektor. Im Westen wurde 0,25 und im Süd-Westen 0,3 mm gemessen.



**Bild 4.47:** Rissbild unmittelbar um die Stütze an der Plattenoberseite



**Bild 4.48.** Rissweiten an der Plattenoberseite um den Stützenstumpf

Nach der Gebrauchslast wurde die Kraft erneut um 50 kN erhöht, so dass die mittlere Beanspruchung der Platte auf 491 kN anstieg. Die maximale Durchbiegung stieg auf 6,47 mm an. Im westlichen und süd-westlichen Sektor waren bereits vier Risse zu erkennen, die alle bis zur Plattenaußenkante verliefen. Ansonsten war keine sichtliche Veränderung des Rissbildes erkennbar.



**Bild 4.49:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 491 kN

Nach knapp neun Minuten Belastung wurde bei der elften Laststufe die Kraft auf 550 kN erhöht. Im Durchschnitt wirkten bei dieser Laststufe 544 kN auf die Platte ein. Die maximale Durchbiegung am Ende der Laststufe lag bei 7,76 mm. Die maximalen Rissweiten an der Plattenoberseite um den Stützenstumpf wiesen eine Stärke von 0,3 mm - 0,4 mm auf. Eine Veränderung des Rissbildes war nicht erkennbar.



**Bild 4.50:** Risse an der Plattenoberfläche im Bereich des Stützenstumpfs



**Bild 4.51:** Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 544 kN

Für die nächste Laststufe wurde die Kraft erneut um etwa 50 kN erhöht, so dass durchschnittlich 599 kN auf den Stützenstumpf einwirkten. Die Druckanzeige am Aggregat zeigte 120 bar an, das entsprach eine Pressenkraft von

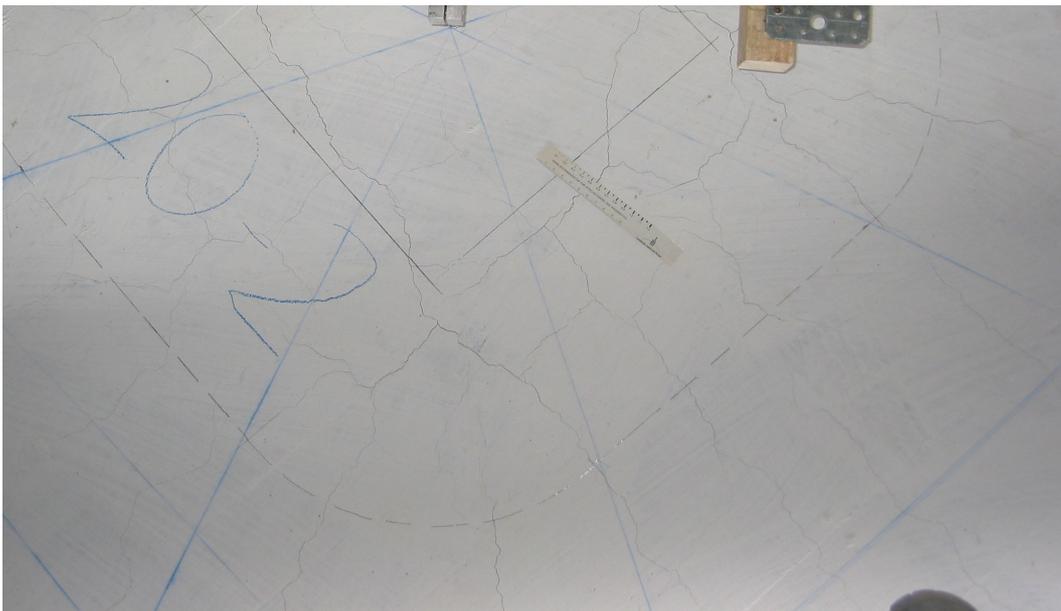
$$120 \text{ bar} * 5,0894 \frac{\text{kN}}{\text{bar}} = 610,73 \text{ kN.}$$

Die maximale Durchbiegung stieg auf 9,11 mm an, das entsprach etwa dem doppelten Anstieg bei gleicher Laststeigerung, wie bei den vorherigen Laststufen. Die Rissbild veränderte sich augenscheinlich nicht, nur die Rissweiten nahmen zu. Diese wurden wieder bei der nächsten Laststufe aufgezeichnet.



**Bild 4.52:** Rissbild im Stützenbereich bei der 12. Laststufe

Die Last wurde nach knapp 17 Minuten auf 637 kN erhöht, was etwa 72 % der rechnerischen Bruchkraft entsprach. Die Durchbiegung stieg diesmal nicht mehr so drastisch an. Mit 9,96 mm war der Anstieg lediglich 0,85 mm, was etwa der Größe der bisherigen Laststufen entsprach. Um den Stützenstumpf konnte die maximale Rissweite von 0,55 mm gemessen werden.



**Bild 4.53:** Rissbild im Stützenbereich bei 650 kN



**Bild 4.54:** Maximale Rissweiten im Stützenbereich bei 650 kN

Nach etwa einer viertel Stunde wurde die Kraft auf durchschnittlich 698 kN erhöht. Der an der Druckanzeige des Aggregats abgelesene Wert von 140 bar lässt sich auf 712,5 kN Pressenkraft zurückrechnen, so dass die am Messverstärker ankommenden Signale richtig im Messprogramm dargestellt wurden. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um fast 1,5 mm auf 11,34 mm an. Nachdem jedoch augenscheinlich keine neuen Risse entstanden, sind die Rissweiten größer geworden. Diese wurden jedoch erst bei der 17. Laststufe erneut aufgezeichnet. Am Lineal an der Plattenunterseite konnte keine Bewegung des Stützenstumpfes in Richtung Plattenmitte erkannt werden, so dass noch kein Versagen zu erkennen war.



**Bild 4.55:** Risse im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von etwa 700 kN

Die 16. Laststufe wurde mit einer gemittelten Pressenkraft von 746 kN gefahren. Die maximale Durchbiegung stieg um über einen Millimeter auf 12,49 mm an. Das Rissbild an der Plattenoberseite änderte sich nur in der Hinsicht, dass die Rissweiten größer wurden. Neue Risse waren augenscheinlich nicht erkennbar.



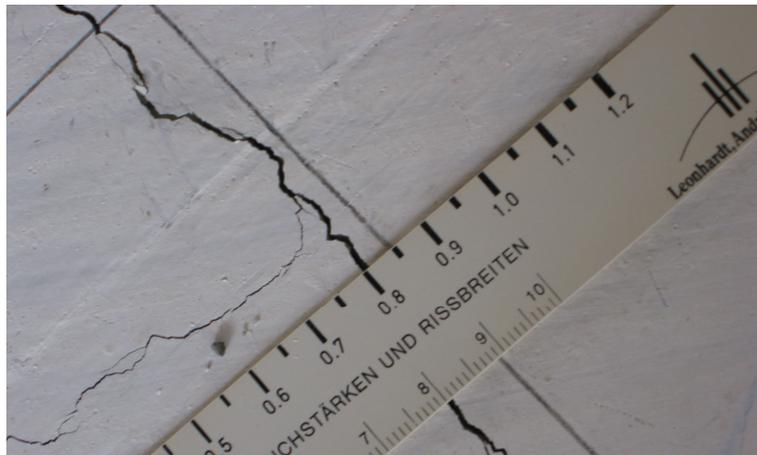
**Bild 4.56:** Risse an der Plattenoberfläche bei einer Last von 746 kN

Für die 17. Laststufe wurde die Pressenkraft um den nächsten 50-kN-Schritt auf 800 kN erhöht. Die Belastung über die gesamte Zeit lag bei 793 kN. Die Pressenkraft entsprach bereits fast 90 % der theoretischen Bruchkraft. Die mittlere Durchbiegung stieg auf 13,95 mm an. Dies war ein Zuwachs von fast 1,5 mm.



**Bild 4.57:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 800 kN

Die maximale Rissweite konnte an der Plattenoberseite im Ost-Sektor mit 0,8 mm über dem Stützenstumpf gemessen werden. Neue Risse waren an Plattenoberseite nicht erkennbar.



**Bild 4.58:** Maximale Rissweite im Ost-Sektor

Mit der 18. Laststufe und einem Druck von 170 bar wurde die gemittelte Pressenlast auf 848 kN erhöht. Die theoretische Bruchkraft war somit zu 96 % erreicht. Der abgelesene Druck von 170 bar entsprach 865 kN und lag im Rahmen der Plausibilität mit der Pressenkraft. Die maximale Durchbiegung der Platte erreichte 15,4 mm und es war keine Veränderung an der Plattenunterseite des Stützenstumpfes gegenüber dem Lineal erkennbar. Einige Risse an der Plattenoberseite im kritischen Rundschnitt verzweigten sich, wie die beiden nachfolgenden Bilder zeigen.

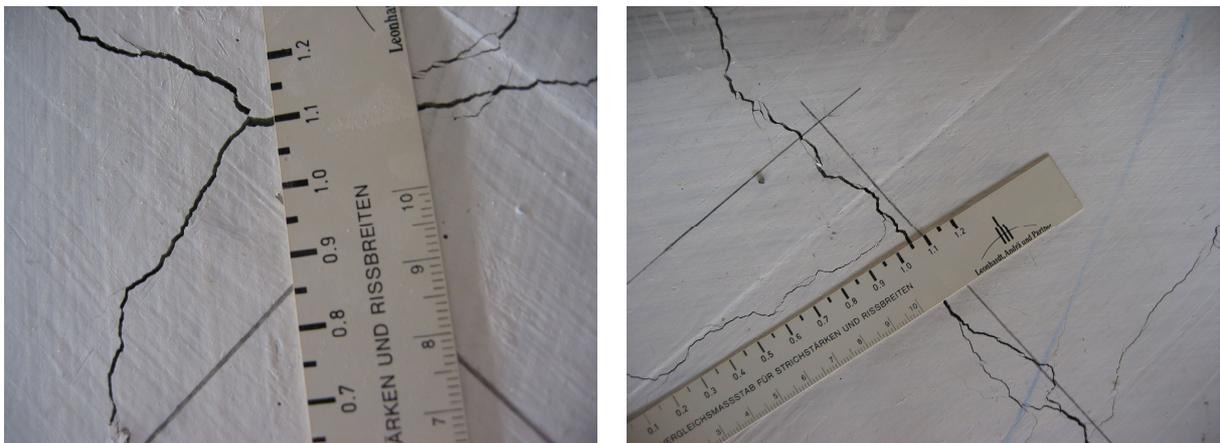


*Bild 4.59* Rissbild an der Plattenoberseite bei 96 % der theoretischen Bruchlast

Für die 19. Laststufe wurde die Pressenkraft auf 900 kN erhöht. Dies entsprach einer durchschnittlichen Belastung von 896 kN. Mit dieser Laststufe wurde die theoretische Bruchkraft um 2 % überschritten. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg auf 16,83 mm an. Die maximale Rissweite lag bei 1,1 mm. Die restlichen Rissweiten im Stützenbereich wurden zwischen 0,7 mm und 0,8 mm gemessen. Am Stützenstumpf an der Plattenunterseite platzten Stücke der Zementschlämme weg, die durch das nachträgliche Betonieren des Stützenstumpfes entstanden war.

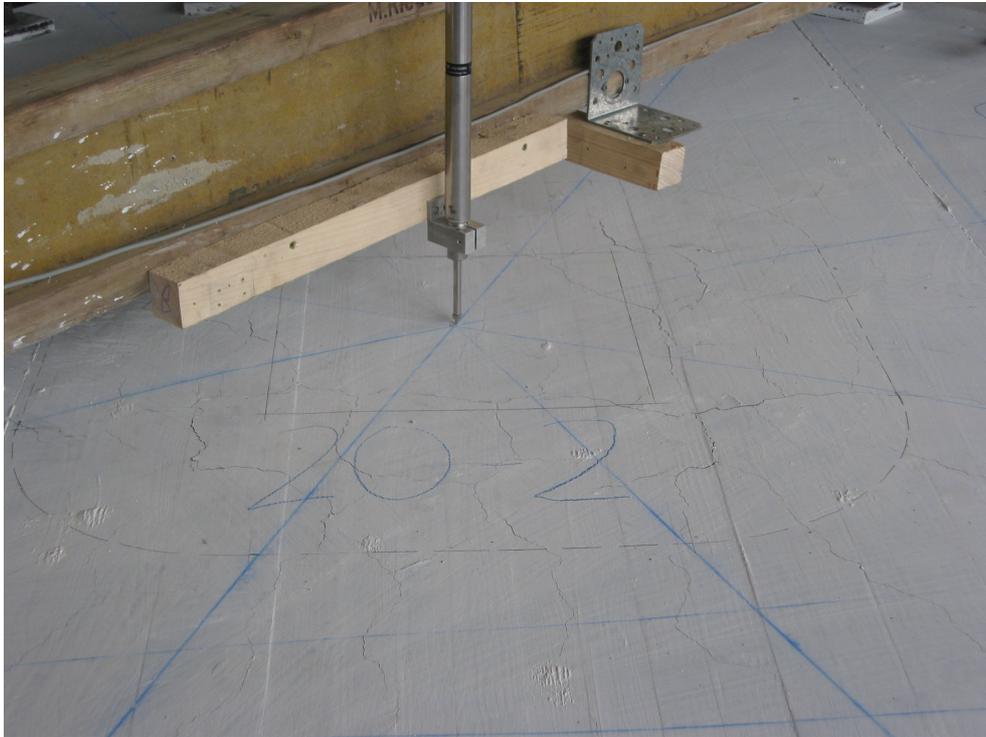


**Bild 4.60** Rissbild im kritischen Rundschnitt bei 900 kN



**Bild 4.61:** Maximale Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfes

Nach einer knappen Viertelstunde Belastungszeit wurde die Kraft auf 950 kN erhöht (gemittelt 945 kN). Die Durchbiegung in Feldmitte erhöhte sich um 1,5 mm auf 18,41 mm. An der Plattenoberseite war kein verändertes Rissbild zu erkennen.



**Bild 4.62:** Risse im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 945 kN

Die Rissabstände außerhalb des kritischen Rundschnitts lagen zwischen 12 und 13 cm.



**Bild 4.63:** Rissabstände außerhalb des kritischen Rundschnitts

Mit der 21. Laststufe wurde die Pressenkraft von 1.000 kN erreicht. Die mittlere Kraft dieser Laststufe lag bei etwa 985 kN. Die maximale Durchbiegung stieg auf 20,7 mm an. Die maximale Rissweite von 1,1 mm aus der 19. Laststufe erhöhte sich auf 1,2 mm.



**Bild 4.64:** Rissbild an der Plattenoberseite bei einer Last von 1.000 kN

An der Plattenoberseite konnte keine Veränderung des Rissbildes beobachtet werden. Die Risse im Bereich des kritischen Rundschnitts waren mittlerweile sehr stark verzweigt (siehe *Bild 4.64*). In jedem Sektor waren vier Risse erkennbar, die von der Stütze bis zum Plattenrand gingen. Diese Laststufe lag bereits etwa 13 % über der theoretischen Bruchkraft. An der Plattenunterseite war noch kein Eindringen des Stützenstumpfes in das Platteninnere zu erkennen.



**Bild 4.65:** Maximale Rissweite an der Plattenoberseite und Stützenstumpf an der Plattenunterseite bei einer Last von 1.000 kN

Nachdem die Wegaufnehmer keine weitere Bewegung der Platte mehr anzeigten, wurde nach etwa 12 Minuten die Pressenkraft auf 1.050 kN erhöht. Jetzt konnte man ein Knistern an der Plattenunterseite im Bereich des Stützenstumpfes wahrnehmen und man sah, wie sich die Stütze langsam in das Innere der Platte drängte. |

An der Plattenoberseite gingen die Risse weiter auf, bevor sich im Nord bzw. Nord-Ost Sektor die ersten Schollen abhoben. Die angezeigte Kraft fiel rapide nach unten, so dass das Versagen eindeutig erkannt wurde. Die Stütze drückte sich etwa 2 Zentimeter in die Versuchsplatte ein. Für den Versuch wurde die Kraft nicht weiter erhöht, sondern die Presse eingefahren. Die maximale Kraft wurde von der Messsoftware mit 1.065,12 kN ausgegeben.



*Bild 4.66:* Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte



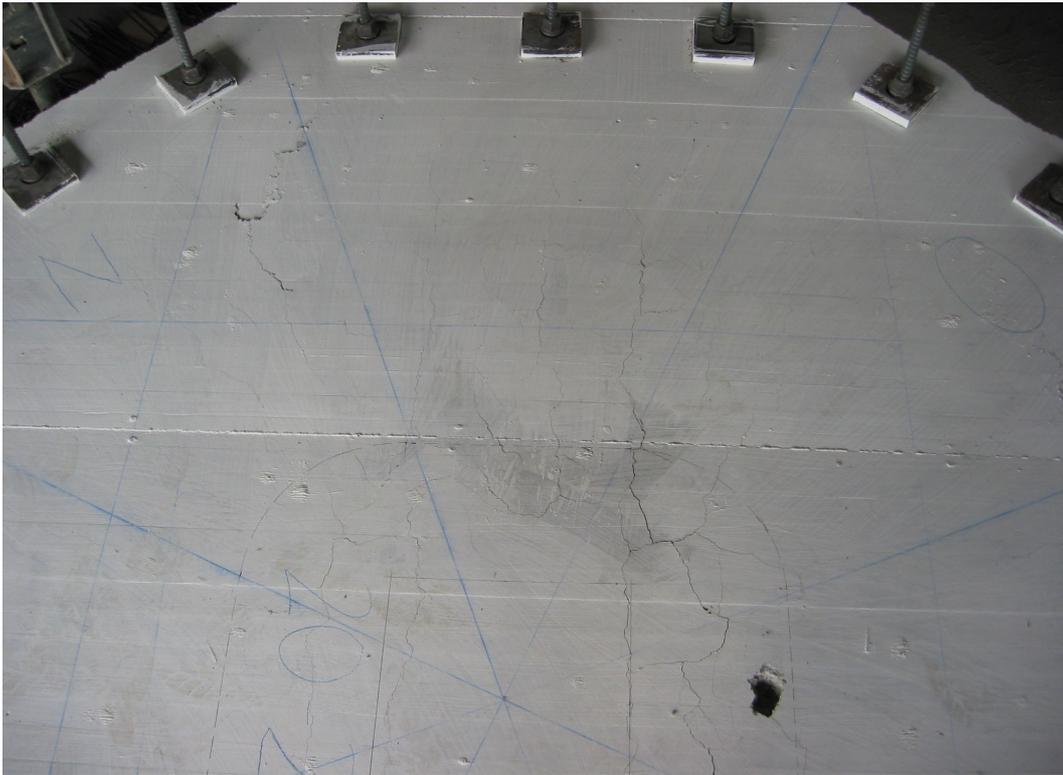
*Bild 4.67:* Bereich des Stützenstumpfs an der Plattenunterseite nach dem Versagen



*Bild 4.68:* Plattenoberseite nach dem Versagen



*Bild 4.69:* Wölbung der Plattenoberseite nach dem Versagen



*Bild 4.70:* Rissbild im Nord-Ost-Sektor



*Bild 4.71:* Risse im Süd-West-Sektor nach dem Versagen



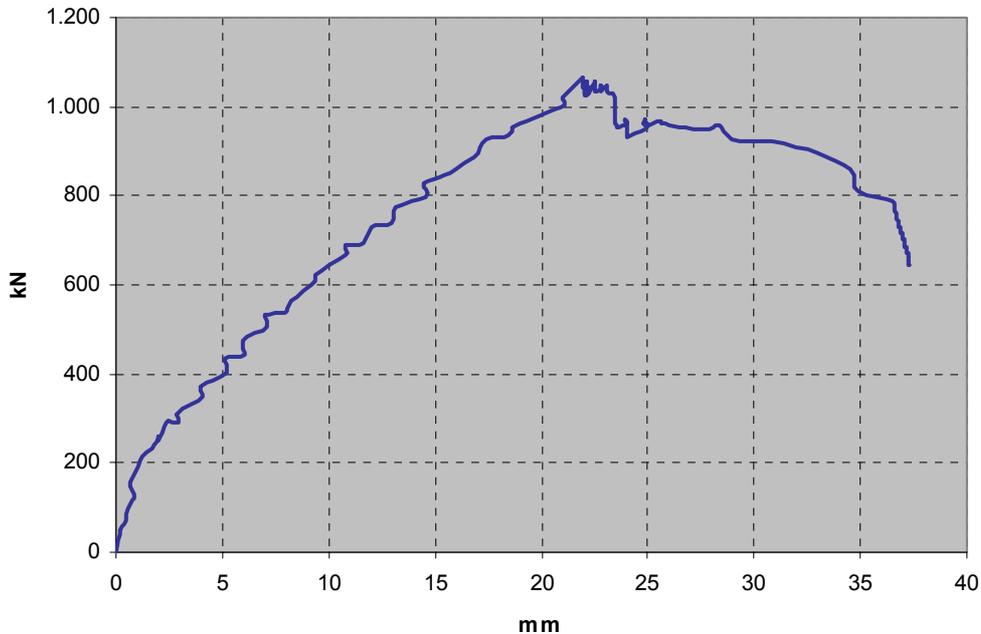
*Bild 4.72:* Rissbild nach dem Bruch im Bereich des kritischen Rundschnitts



*Bild 4.73:* Ausbruch der Scholle im Nord-Sektor

#### 4.2.4 Last-Verformungsverhalten

Die Grundlage der im *Diagramm 4.4* dargestellten Durchbiegungen sind die Wegaufnehmer: „Oben außen Nord“, „Oben Mitte“ und „Oben außen Süd“. Der gemittelte Weg der beiden äußeren Wegaufnehmer wird von dem Wert des Wegaufnehmers in der Mitte subtrahiert, so dass sich die maximale Durchbiegung ergibt.

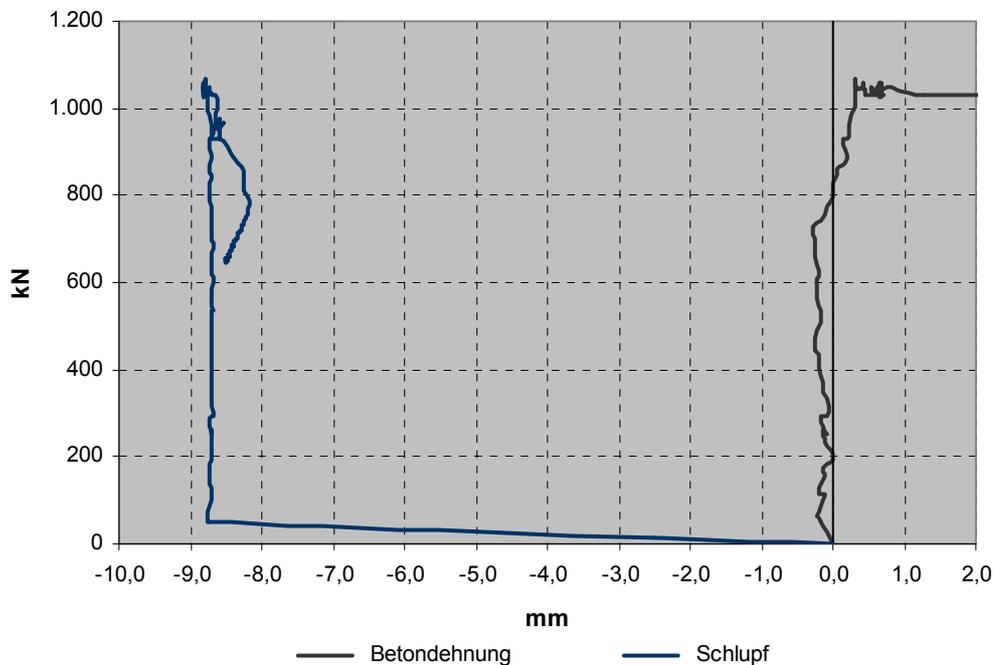


*Diagramm 4.4:* Durchbiegung der Versuchsplatte 20-II

Wie das Diagramm zeigt, verläuft die Kurve bis zur Last von etwa 250 kN recht steil, da bis dahin noch keine Risse entstanden waren. Danach ist eine fast konstante Steigung der Durchbiegungskurve bis zum Bruch erkennbar. Nach dem Kraftabfall ist auch hier analog der ersten Versuchsplatte ein weiterer Kraftanstieg zu erkennen, der auf ein sekundäres Tragsystem schließen lässt. Entgegen der ersten Platte ist der Kraftanstieg hier jedoch nur schwach ausgeprägt. Die Kraft stieg nur noch kurz an, bevor die Platte entgültig versagte. Auf das sekundäre Tragsystem wird im Hauptbericht näher eingegangen.

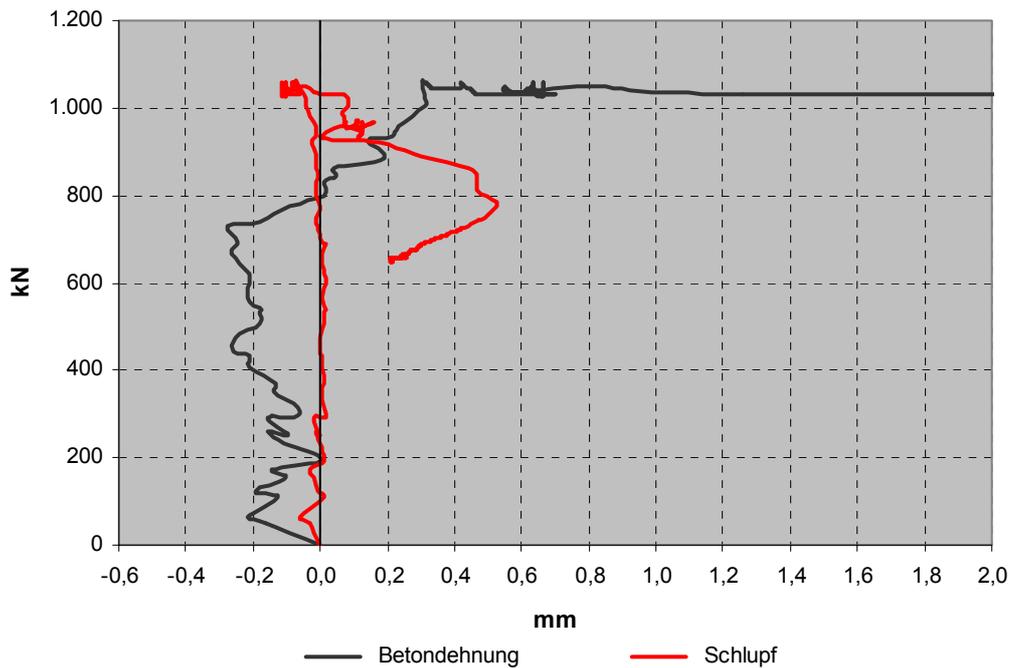
## 4.2.5 Beton- und Stahdehnungen

Wie bei der ersten Versuchsplatte wurden auch hier die Wegaufnehmer „Oben Beton“, „Unten Beton“ und „Oben HFV“ zur Messung der Beton- und Stahdehnungen angebracht. Die aufgezeichneten Werte sind im nächsten Diagramm zusammengefasst.



**Diagramm 4.5:** Gemessene Werte für Betondehnung und „Schlupf“

Wie das *Diagramm 4.5* zeigt, ist bei den gemessenen Werten für den „Schlupf“ ein Sprung von fast 9 mm bei einer Last von 50 kN zu erkennen. Nachdem dieser Sprung nur beim „Schlupf“ und nicht auch in die Betondehnung eingeht, ist anzunehmen, dass sich der Wegaufnehmer „Oben HFV“, der auf dem HFV-Anker angebracht war, durch das eigenständige Ausrichten der Versuchsplatte bewegt hat. Nachdem der Wegaufnehmer während der Versuchsdurchführung aber noch auf dem HFV-Stab lag, kann die Messung als nicht verloren gegangen betrachtet werden. Für eine objektive Betrachtung ist im nächsten Diagramm dieser Sprung bei der Last von 50 kN eliminiert.



**Diagramm 4.6:** Betondehnung und korrigierter „Schlupf“ der Versuchsplatte 20-II

Wie das *Diagramm 4.6* zeigt, verläuft die Betondehnung zunächst ins Negative, was einer Betonstauchung entspricht. Bei einer Kraft von etwa 750 kN ist das Maximum der Betonstauchung von - 0,28 mm erreicht. Danach ist eine nahezu konstante Steigung in den positiven Bereich zu erkennen. Die maximale Betondehnung bei der Bruchkraft von 1.065,12 kN lag bei 0,3 mm.

Beim „Schlupf“ ist am Anfang ein kleiner Sprung bei 100 kN zu erkennen, bevor die Kurve annähernd bei 0 bleibt. Bei der Bruchkraft wurde ein „Schlupf“ von - 0,07 mm gemessen, bevor die Kurve beim Kraftabfall stark in den positiven Bereich geht.

In wie weit diese Werte zur Versuchsauswertung der 20 cm starken Platten beitragen, ist im *Abschnitt 4.4* näher erläutert.

#### 4.2.6 Entwicklung der Risse

Die ersten Risse entstanden bei einer Kraft von etwa 250 kN. Danach kamen die ersten Risse entlang der verlegten Biegebewehrung und die Radialrisse. In Höhe der Gebrauchslast wurde eine maximale Rissweite von 0,3 mm gemessen. Bei etwa 450 kN waren in jedem Sektor drei Risse erkennbar, die bis an die Plattenaußenkante verliefen. Die weiteren aufgenommenen Rissweiten sind in der nächsten Tabelle bzw. Diagramm zusammengefasst.

20-II		
Laststufe	F [kN]	w [mm]
9	438	0,30
11	545	0,40
13	637	0,55
14	698	0,55
16	793	0,80
18	896	1,10
20	985	1,20

Tabelle 4.4: Aufgenommene Rissweiten bei der Versuchsplatte 20-II

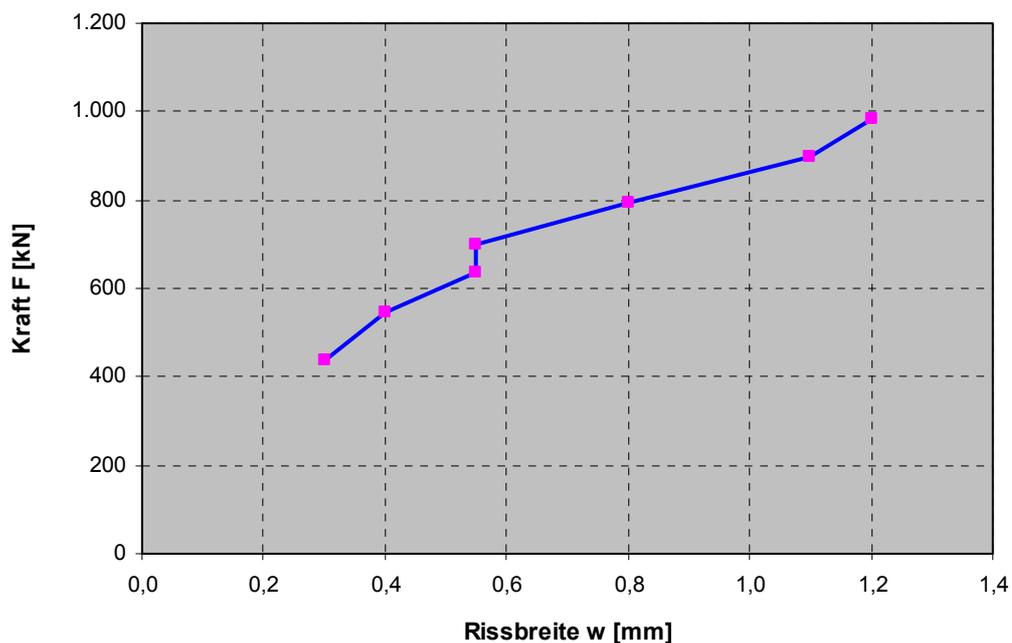
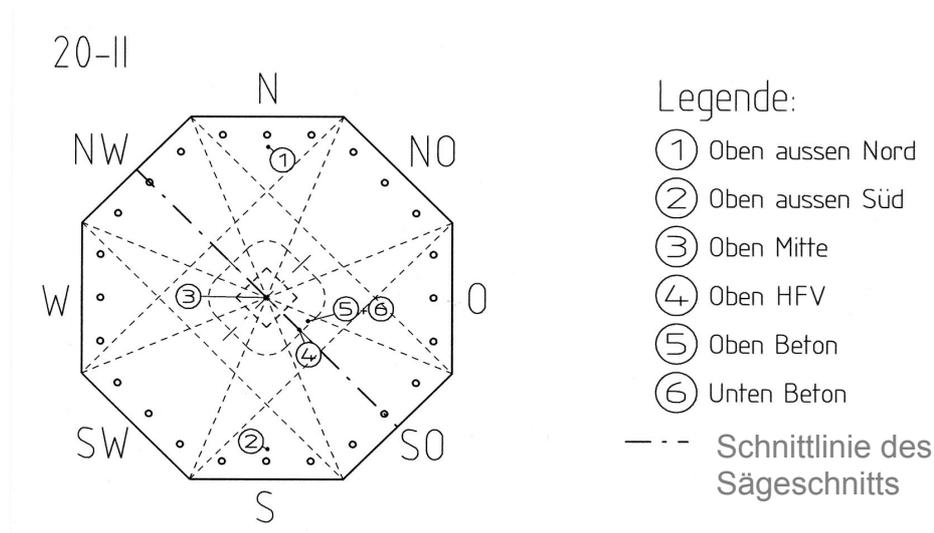


Diagramm 4.7: Graphische Darstellung der aufgezeichneten Rissweiten

#### 4.2.7 Dokumentation aus den Schnittbildern

Mit der Maximalkraft von 1.065,12 kN wurde die rechnerische Bruchkraft von 882 kN um fast 21 % überschritten. Um das genaue Versagenskriterium zu erkunden, wurde auch diese Platte auseinander geschnitten. Die Schnittführung ist im *Bild 4.74* dargestellt. Sie führt vom Nord-West- zum Süd-Ost-Sektor und durch den Stützenstumpf.



*Bild 4.74:* Plattenoberseite mit Schnittrichtung des Sägeschnitts

Das Versagenskriterium wird durch das Aufschneiden der Platte und die Betrachtung der Schnittfläche verdeutlicht.



*Bild 4.75:* Schnittfläche der Platte 20-II

Wie im *Bild 4.76* zu sehen ist, wurden auf einer Seite eine Ankerleiste komplett und auf der anderen der Flachstahl zum Teil und ein HFV-Anker durchgeschnitten. Zur besseren Anschauung ist im nächsten Bild die Lage aller HFV-Anker und der Biegebewehrung eingezeichnet.



*Bild 4.76:* Schnittfläche der Platte 20-II mit eingezeichneter Biege- und Durchstanzbewehrung

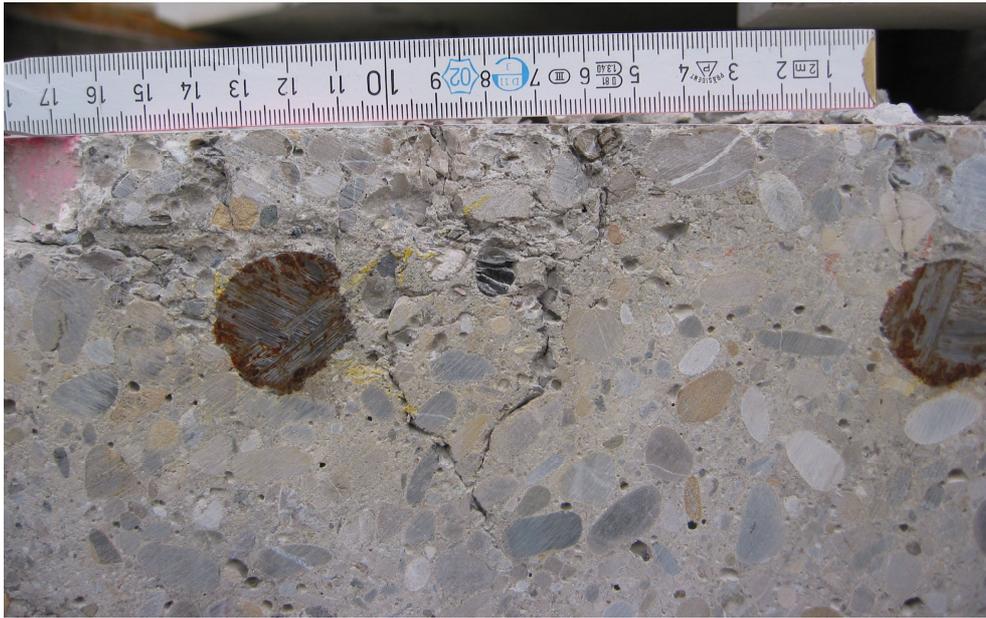
Auf der rechten Seite im *Bild 4.76* ist das Versagen der Betondruckzone eindeutig erkennbar. Der Beton versagte am Stützenstumpf auf Grund der großen Druckspannungen, der Riss kann jedoch nicht über den gesamten Plattenquerschnitt verlaufen, sondern wird vom ersten HFV-Anker abgewehrt und zum zweiten Stab geleitet, was zu einem Sekundärtragverhalten führt und im Hauptbericht näher erläutert wird. Ein Versagen auf Durchstanzen hat nicht stattgefunden; der typische Durchstanzkegel mit einem Winkel zwischen  $30^\circ$  und  $35^\circ$  ist nicht erkennbar.



*Bild 4.77:* Maximale Risstiefe der Versuchsplatte 20-II



*Bild 4.78:* Gemessener Rissabstand von 11,5 cm



*Bild 4.79:* Gemessener Rissabstand von 6 cm an der Schnittfläche



*Bild 4.80:* Gemessener Rissabstand von 6 cm an der Plattenoberseite

In den nächsten Bildern sind alle Schnittflächen der Versuchsplatte 20-II aufgeführt:



**Bild 4.81:** Schnittflächen der Versuchsplatte 20-II

Eine tabellarische Übersicht der Messwerte und der rechnerischen Untersuchungen der zweiten Versuchsplatte sind auf der nächsten Seite dargestellt.

## Messwerte

Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	20,4
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	16,4
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	13,9
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	15,2
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,25
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	6 / 9 / 11,5
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	16,0
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	3,52
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,25
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	23,1
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	28,6
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 25 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	40,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,70
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1.065,1</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,99
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	2,83
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	0,99
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	314,6
Querkraft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 * V_{Rd,ct}$	kN	597,8
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	896,7
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		1,19
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{Rd,ct}</math></b>		<b>2,26</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	12,4
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	1,032
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,296
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds} (d_y)$	kNm/m	70,9
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}} (d_y)$	kNm/m	106,3
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	4.311
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	528,0
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	2.481,7
rechnerisch aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	304,0
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	455,9
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>207,1 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s (y) = c_c (y)$	kN/m	1.767,1
Stahlspannung	$\sigma_s (y)$	N/mm <sup>2</sup>	432,0
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_s (y) / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>86,4 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	50,2
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>270,0 %</b>

Tabelle 4.5: Übersicht der Messdaten und Untersuchungen der Versuchsplatte 20-II

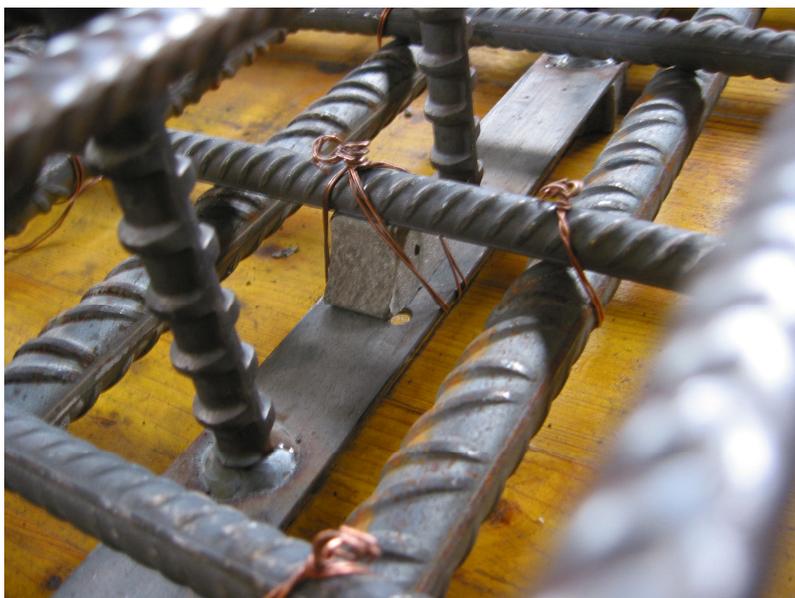
## 4.3 Platte 20-III

### 4.3.1 Herstellen der Versuchsplatte

Die Bewehrung der dritten Versuchsplatte wurde am 12. August 2004 verlegt. Die Durchstanzleisten wurden wie bei den vorherigen annähernd rotationssymmetrisch um den Stützenstumpf eingebaut. Im Gegensatz zu den beiden vorherigen 20 cm starken Platten wurde hier bewusst auf die äußerste Ankerreihe verzichtet (siehe *Abschnitt 3.2*). Das *Bild 4.82* zeigt die HFV-Anker, wie sie in der Schalung verlegt waren.



*Bild 4.82:* HFV-Anker der Versuchsplatte 20-III



*Bild 4.83:* Eingebauter Abstandhalter zwischen Biegebewehrung und HFV-Ankerleiste



*Bild 4.84:* Höhenkontrolle eines eingebauten HFV-Ankers

Nachdem auch die Höhelagen der Bewehrung kontrolliert waren, wurde zunächst die Platte am 12. August 2004 betoniert. Nach dem Erhärten des Betons wurde die Schalung für den Stützenstumpf aufgebracht und diese verfüllt.



*Bild 4.85:* Fertig betonierte Versuchsplatte 20-III

### 4.3.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung

Am nächsten Tag zeichnete man die Mitte der Platte mit Hilfe der Schlagschnur auf dem Stützenstumpf auf, übertrug den Durchmesser der Kraftmessdose und strich einen 5 cm starken Streifen zwischen Stützenstumpf und Platte mit weißer Kalkfarbe.



*Bild 4.86:* Ausgeschaltete Versuchsplatte mit Ermittlung des Mittelpunkts

Danach wurde die Platte gewogen und auf dem Freigelände des Fertigteilwerks gedreht.



*Bild 4.87:* Drehen der dritten Versuchsplatte mit Hilfe eines Baggers

An den acht Seitenflächen der Platte wurde die Dicke gemessen und anschließend der Mittelwert von 20,28 cm gebildet.

Mit einem Gewicht von 4,02 t hatte die Platte einen Unterschied von 40 kg (1 %) auf die erste und nur 20 kg auf die zweite, was auf eine sehr große Maßhaltigkeit der 20 cm starken Platten schließen lässt. Nachdem das Auflegen der zweiten Versuchsplatte auf die Holzkonstruktion am Versuchsstand mit Hilfe des Gabelstaplers so reibungslos funktioniert hatte, wurde auch die dritte Platte auf diese Weise am 16. August auf den Versuchsstand gelegt.



*Bild 4.88:* Auflegen der Platte auf den Versuchsstand

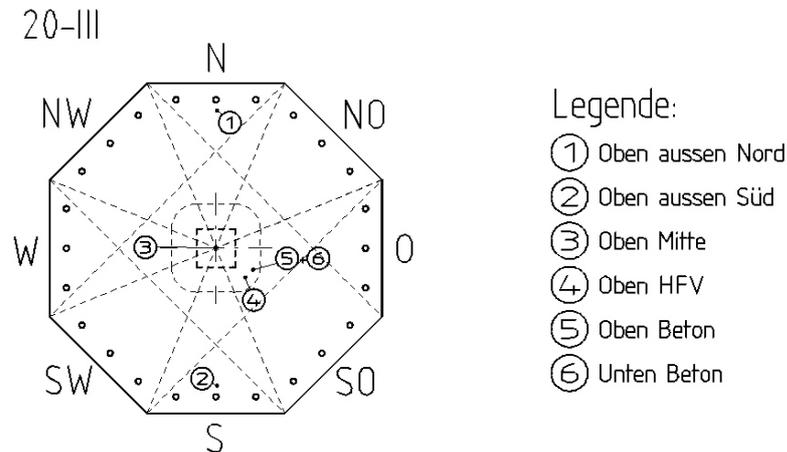
Es wurden wieder alle Verankerungsstangen bis auf acht Stück in der Höhe abgelassen, bevor die Platte auf die Holzkonstruktion gelegt wurde. Danach wurden die abgelassenen Stangen wieder nach oben geschoben und die Muttern an der Unterkonstruktion angezogen. Nachdem die horizontale und vertikale Lage der Platte mit einer Wasserwaage ausgerichtet und kontrolliert war, wurden die Muttern der Verankerungsstangen an der Versuchsplatte mit Hilfe eines Drehmomentschlüssels angezogen. Im Anschluss daran wurde die Plattenoberfläche zweimal mit Kalkfarbe gestrichen und mit Hilfe der Schlagschnur in Sektoren unterteilt. Die Sektoren wurden beschriftet und der kritische Rundschnitt auf der Plattenoberfläche aufgezeichnet, bevor die Gerüste für die Wegaufnehmer neu ausgerichtet wurden. Die Wegaufnehmer wurden anschließend montiert, an den Messverstärker angeschlossen und auf die Funktionsfähigkeit kontrolliert. Weiterhin wurde das Messlineal an einer Holzlatte an der Plattenunterseite so angebracht, so dass es das Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte während der Belastung verdeutlichen konnte.

Die Versuchsdurchführung der dritten Platte begann am 17. August 2004. Der Beton war zu Belastungsbeginn 97 Stunden alt und hatte eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von  $26,87 \text{ N/mm}^2$ . Die gemessene mittlere Bauteildicke lag bei 20,28 cm. Anhand dieser Eingangswerte konnte der Bemessungswert  $V_{Rd,ct}$  der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts ohne Durchstanzbewehrung mit 342,6 kN ermittelt werden. Der Bemessungswert  $V_{Rd,max}$  längs des kritischen Rundschnitts mit Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1 lag bei 514,0 kN und nach der Zulassung von Doppelkopfkankern bei 651,0 kN. Der Bemessungswert  $V_{Rd,ct,a}$  längs des äußeren Rundschnitts außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs konnte mit 612,7 kN berechnet werden.

Für den Gebrauchslastzustand ergab sich somit eine Pressenkraft von 482,23 kN und im theoretischen Bruchzustand sollte der Messverstärker mindestens eine Kraft von 976,52 kN anzeigen. Das Rissmoment  $m_{Ed,Riss}$  konnte auf 16,0 kNm/m berechnet werden, was einer Pressenlast von 112,9 kN entsprach.

### 4.3.3 Versuchsdurchführung

Bevor die Belastung der dritten Platte begann, wurden die einzelnen Wegaufnehmer nochmals nach ihrer Definition und Richtigkeit kontrolliert. Die aufgezeichneten Sektoren und die angebrachten Wegaufnehmer sind im nachfolgenden Bild dargestellt.



**Bild 4.89:** Übersicht der angebrachten Wegaufnehmer und aufgezeichneten Sektoren

Die Presse wurde zunächst auf eine Kraft von 50 kN gefahren und die Muttern an der Plattenunterseite gelöst. Die Stahlplatten konnten somit abgelassen werden, so dass keine Einspannungen am Plattenrand auftreten konnten. Mit der Kraft von 50 kN lag man mit etwa 10 kN über dem Eigengewicht der Platte von 40,2 kN. An der Plattenoberseite waren keine Risse zu erkennen. Die Durchbiegung in Plattenmitte lag am Ende der Laststufe bei 0,23 mm.

Auch bei der zweiten Laststufe, die mit einer gemittelten Kraft von 104,8 kN gefahren wurde, traten an der Plattenoberseite keine Risse auf, obwohl das rechnerische Rissmoment bei 112 kN lag und die maximale Durchbiegung auf 0,4 mm anstieg.

Die durchschnittliche Kraft der dritten Laststufe lag bei 164 kN und somit 45 % über der Last für das rechnerische Rissmoment. Bei dieser Laststufe wurden die Unterlegplättchen der Holzkonstruktion entfernt. An der Plattenoberseite waren immer noch keine Risse erkennbar und die maximale Durchbiegung lag bei 0,88 mm. Zur Plausibilitätskontrolle wurde der Druck am Aggregat abgelesen. Dieser lag bei 30 bar, was einer Kraft von 153 kN entspricht. Verglichen mit der gemittelten Kraft von 164 kN war eine Abweichung von 6,8 % vorhanden.

Die durchschnittliche Pressenkraft von 199 kN stellte die nächste Laststufe dar. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,34 mm auf 1,22 mm an. An der Plattenoberseite war noch kein Riss zu erkennen. Als die nächste Laststufe angefahren werden sollte, wurde festgestellt, dass das Messprogramm am Notebook abgestürzt war. Die Belastung wurde abgebrochen, die Platte erneut auf die Holzkonstruktion aufgelegt, ausgerichtet, alle Messgeber neu tariert und die Belastung nochmals gestartet. Die mittlere Kraft der Wiederbelastung lag bei 205 kN. Am Aggregat der Presse konnte ein Druck von 43 bar abgelesen werden, was einer Kraft von 219 kN entsprach. Die Abweichung lag somit bei 6,4 %. Die Wegaufnehmer zeigten eine maximale Durchbiegung der Platte von 1,3 mm am Ende der Wiederbelastung an, dies entsprach einem Zuwachs von 0,08 mm. Es hatten sich weiterhin noch keine Risse eingestellt.

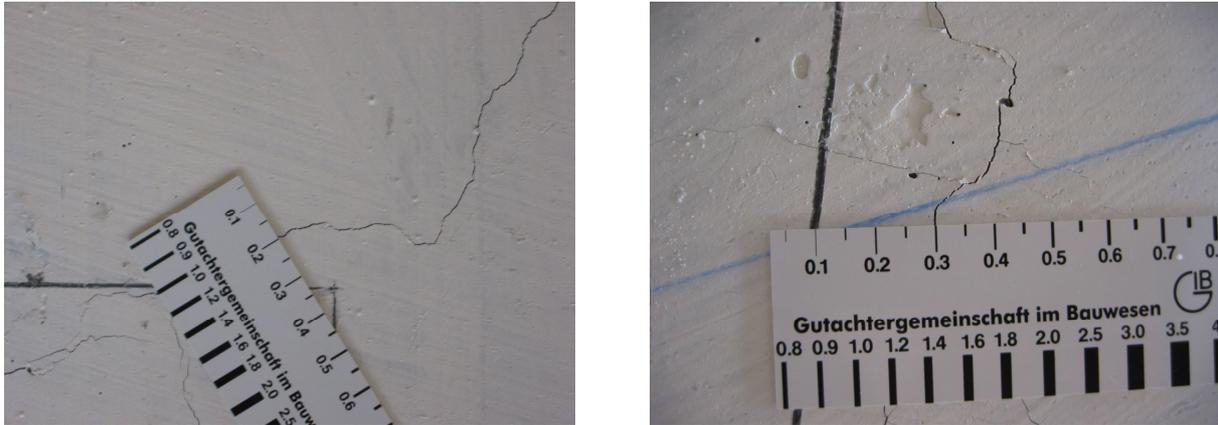
Die fünfte Laststufe lag gemittelt bei 247 kN. Der Zuwachs von fast 50 kN erzeugte eine Zunahme der Durchbiegung von 0,54 mm, so dass die Platte insgesamt eine maximale Durchbiegung von 1,84 mm aufwies. Die Plattenoberfläche ließ Haarrisse entlang den Stützenkanten erkennen. Weiterhin trat im Nord-Ost-Sektor ein Haarriss mit einer Länge von 22,5 cm, im Süd-Ost-Sektor mit 31 cm und im Süd-West-Sektor mit einer Länge von 18 cm auf. Im Sektor Nord-West waren es zwei Risse mit Längen von 17 cm und 34 cm.

Über die gesamte Dauer der sechsten Laststufe hatte die Platte eine Beanspruchung von 301 kN. Mit dieser Laststufe lag man bei 62 % der Gebrauchslast. Die maximale Durchbiegung der Platte erreichte eine Größenordnung von 2,79 mm. Der Druck am Aggregat wurde mit 62 bar abgelesen, was einer Kraft von 316 kN entsprach und mit einer Abweichung von 4,9 % als plausibel gewertet werden kann. Die Risse im Bereich des Stützenstumpfs gingen etwas weiter auf. Im Nord-Osten entstand ein zweiter Riss mit einer Länge von 40 cm und der bereits vorhandene Riss ging bis zur Plattenaußenkante. Im Süd-Ost-Sektor waren ein Riss mit einer Länge von etwa 22 cm und ein Haarriss bis zur Ankerplatte zu erkennen. Im Süd-Westen verliefen ein Haarriss bis zur Ankerplatte des Verankerungsstabes und ein weiterer bis zum Rundschnitt. Im Nord-Westen war nur ein Haarriss mit einer Länge von etwa 40 cm erkennbar. In allen anderen Sektoren war jeweils ein Riss vorhanden, der bis zur Platte der Verankerung verlief.



**Bild 4.90:** Haarrisse im Bereich des kritischen Rundschnitts bei einer Last von 300 kN

Für die siebte Laststufe wurde der Druck des Aggregats so weit erhöht, dass das Notebook eine Kraft von 345 kN anzeigte. Der abgelesene Druck von 73 bar bestätigte mit 372 kN die Größenordnung. Mit dieser Laststufe lag man auf der Höhe des Bemessungswertes  $V_{Rd,ct}$  (342,6 kN), der die Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts ohne Durchstanzbewehrung darstellt. Die maximale Durchbiegung lag am Ende der Laststufe bei 3,71 mm. Das Rissbild an der Plattenoberseite änderte sich augenscheinlich nicht. Die maximalen Rissweiten am Stützenrand lagen bei 0,15 bis 0,3 mm.



**Bild 4.91:** Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei der Last von 350 kN

Bei der nächsten Laststufe wurde die Pressenkraft auf 400 kN erhöht. Über die gesamte Dauer der achten Laststufe wirkten 396 kN auf den Stützenstumpf ein. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg auf 4,73 mm an. Dies war ein Zuwachs von 1,01 mm. Bei dieser Laststufe stellte sich der erste Tangentialriss im nördlichen Sektor mit einer Länge von 16 cm ein. Alle Radialrisse verliefen mittlerweile bis zum Plattenrand.



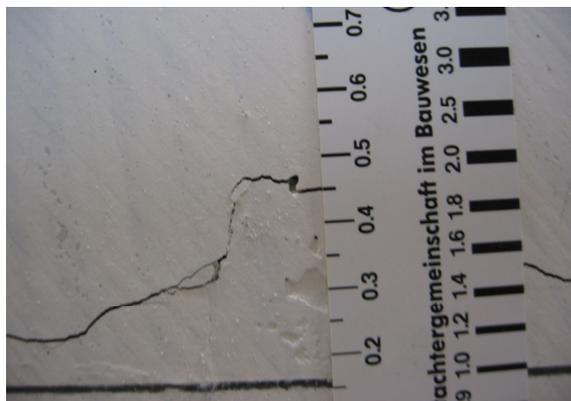
**Bild 4.92:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs im Nord-West-Sektor

Bei der neunten Laststufe wurde der Druck am Aggregat mit 90 bar abgelesen. Umgerechnet auf die Pressenkraft ergab dies eine Kraft von 458 kN. Verglichen mit der durchschnittlichen Kraft von 445 kN, die vom Messprogramm aufgezeichnet wurde, ergab dies eine Abweichung von 2,9 %. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 0,93 mm auf 5,66 mm an. Das Lastniveau lag bereits bei 92 % der Gebrauchslast. Es entstanden Tangentialrisse auch in den anderen Sektoren.



**Bild 4.93:** Detailaufnahme im Bereich des Stützenstumpfs im Süd-Ost-Sektor bei einer Last von 445 kN

Mit der zehnten Laststufe und einer durchschnittlichen Kraft von 474 kN erreichte man in etwa die Höhe der rechnerischen Gebrauchslast (482 kN). Die maximale Durchbiegung lag am Ende der Laststufe bei 6,67 mm, was wiederum einen Zuwachs von etwa 1,0 mm entsprach. In jedem Sektor waren bereits mindestens zwei Radialrisse vorhanden. In Bezug auf die Tangentialrisse war eine leichte Zunahme in allen Sektoren zu erkennen. Die maximale Rissweite im Stützenbereich lag bei 0,45 mm.



**Bild 4.94:** Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs in Höhe der rechnerischen Gebrauchslast



**Bild 4.95:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs auf Gebrauchslastniveau

Die Pressenlast von 548 kN stellte die mittlerweile elfte Laststufe dar. Auch der Pressendruck von 108 bar (550 kN) zeigte die Plausibilität der angezeigten Kraft. Die maximale Durchbiegung stieg um 1,26 mm und erreichte einen Wert von 7,93 mm.



**Bild 4.96:** Risse im Nord-West-Sektor bei einer Last von 548 kN

In den meisten Sektoren bildete sich nun auch ein dritter Radialriss aus. Bei den Tangentialrissen waren in fast jedem Sektor zwei Reihen im Bereich des kritischen Rundschnitts als Haarrisse zu erkennen. Das *Bild 4.96* zeigt die Risse im Nord-West-Sektor. Mit der vorhandenen Kraft von 548 kN lag man bei 84 % des Bemessungswerts  $V_{Rd,max}$  längs des kritischen Rundschnitts, der durch den Einbau von Doppelkopfkankern nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angesetzt werden darf.

Für die nächste Laststufe lag die gemittelte Pressenkraft bei 601 kN. Der am Aggregat abgelesene Druck von 122 bar ergab einen annähernd ähnlichen Wert von 621 kN. Die Durchbiegung in Plattenmitte stieg um gut einen Millimeter und erreichte eine Größe von 9,04 mm. Die Rissweiten an der Plattenoberseite gingen weiter auf, neue Risse kamen nicht hinzu.



*Bild 4.97:* Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 600 kN

Mit einer durchschnittlichen Kraft von 648 kN über die Dauer der 13. Laststufe wurde der Bemessungswert  $V_{Rd,max}$  (651 kN) längs des kritischen Rundschnitts, der mit dem Einbau von Doppelkopfkankern nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angesetzt werden darf, erreicht. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg erneut um etwa 1,0 mm, so dass sich die Platte insgesamt um 10,12 mm durchbog. In jedem Sektor waren mittlerweile drei Radialrisse vorhanden, die bis an die Plattenaußenkanten reichten. Tangentialrisse waren nur im Bereich des kritischen Rundschnitts erkennbar. Die maximalen Rissweiten lagen im Stützenbereich bei 0,3 mm, 0,55 mm und sogar bei 0,7 mm im westlichen Sektor.



**Bild 4.98:** Rissbild im westlichen Sektor bei einer Last von 648 kN

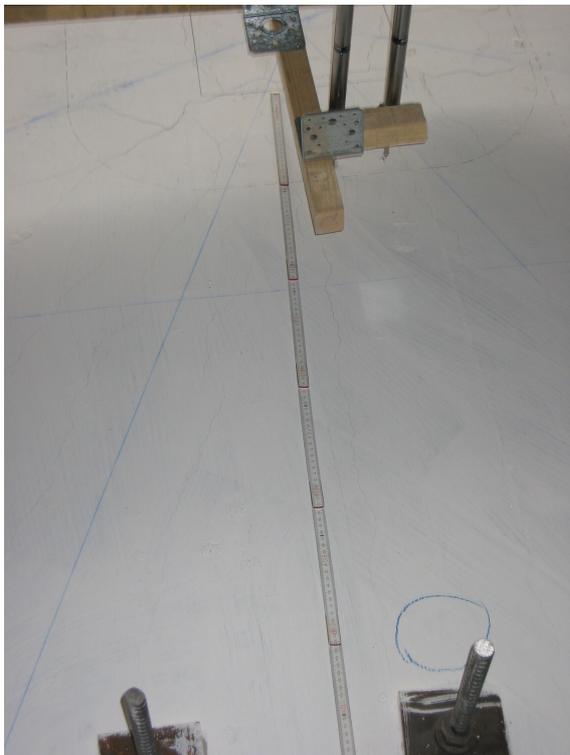


**Bild 4.99:** Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 648 kN

Die nächste Laststufe mit durchschnittlich 690 kN lag bei etwa 71 % der theoretischen Bruchkraft. Der abgelesene Druck von 140 bar bestätigte die Anzeige am Rechner. In den nächsten Bildern ist die gesamte Plattenoberfläche in Abschnitte aufgeteilt.



**Bild 4.100:** Risse im Nord- und Nord-Ost-Sektor



**Bild 4.101:** Risse im Ost- und Süd-Ost-Sektor



Bild 4.102: Risse im Süd- und Süd-West-Sektor



Bild 4.103: Risse im West- und Nord-West-Sektor

Die maximale Durchbiegung lag mittlerweile bei 11,12 mm, was einem Zuwachs von etwa 1,0 mm entsprach. An der Plattenoberfläche gingen die Risse weiter auf und ein paar neue Rissverzweigungen entstanden.

Bei der Betrachtung des Stützenstumpfs an der Plattenunterseite stellte man einen Krafteinleitungsriss fest. Dieser verlief von der Presse schräg bis zur Stützenkante, wie das *Bild 4.104* zeigt. Wie sich später herausstellte, wurde beim Betonieren des Stützenstumpfes ein Beton mit niedriger Betongüte verwendet, so dass dies ein Krafteinleitungsriss auf Grund der zu geringen Betonfestigkeit war. An der Plattenoberfläche gingen die Risse weiter auf und weitere Tangentialrisse im Bereich des Stützenstumpfes entstanden.



*Bild 4.104:* Krafteinleitungsriss am Stützenstumpf

Für die 15. Laststufe wurde die Kraft um weitere 50 kN auf 748 kN erhöht und lag somit bei 77 % der theoretischen Bruchkraft. Die Durchbiegung stieg auf 12,58 mm an, dies bedeutete einen Zuwachs von 1,5 mm. Die Risse gingen weiter auf und bis zum kritischen Rundschnitt waren die Risse bereits sehr verzweigt und miteinander verbunden. In jedem Sektor waren drei Radialrisse vorhanden, die bis zum Plattenrand reichten. Die Risse um den Stützenstumpf gingen weiter auf.



*Bild 4.105:* Rissverlauf im Stützenbereich bei einer Last von 748 kN

Bei der 16. Laststufe wurde die Pressenkraft auf 793 kN erhöht. Die Laststeigerung erzeugte einen Zuwachs der Durchbiegung von 1,29 mm, so dass die maximale Durchbiegung am Ende der Laststufe 13,87 mm betrug. Der am Aggregat abgelesene Druck von 158 bar konnte auf eine Pressenkraft von 804 kN umgerechnet werden, so dass auch bei dieser Laststufe die Plausibilität stimmte. Das Lineal am Stützenstumpf zeigte noch keine Längenänderung in Bezug auf das Eindringen der Stütze in die Platte an. Es konnte aber ein zweiter Krafteinleitungsrisse am Stützenstumpf festgestellt werden.



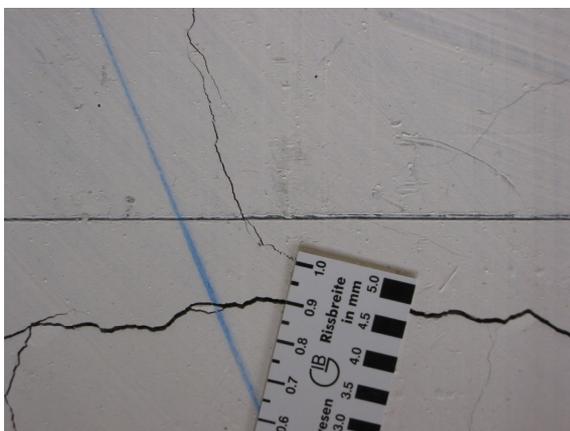
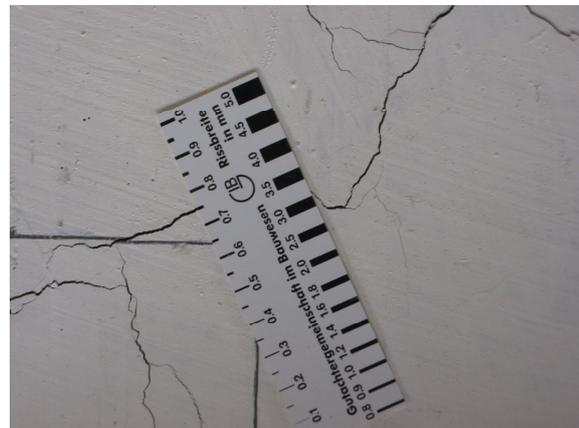
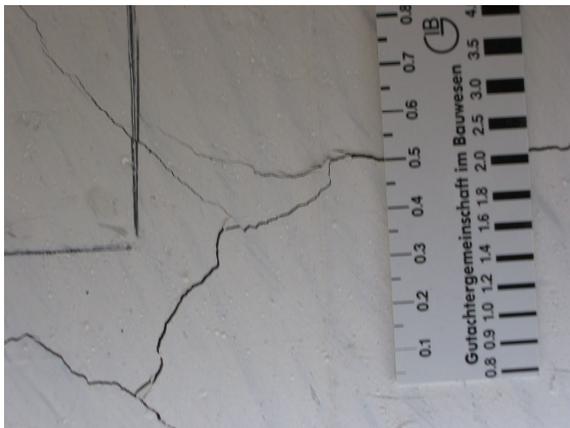
**Bild 4.106:** Krafteinleitungsrisse am Stützenstumpf

Am Rissbild an der Plattenoberseite konnte augenscheinlich keine Veränderung beobachtet werden, außer, dass die Rissweiten größer wurden.



**Bild 4.107:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 800 kN

Die maximalen Rissweiten bei dieser Laststufe lagen im Stützenbereich bei 0,5 mm, 0,75 und 0,9 mm.



**Bild 4.108:** Gemessene Rissweiten bei der 16. Laststufe (800 kN)

Mit der nächsten Laststeigerung auf 850 kN war man nur noch etwa drei Laststufen von der rechnerischen Bruchkraft (976,5 kN) entfernt. Auch der am Aggregat abgelesene Druck von 168 bar (855 kN) bestätigte die am Rechner angezeigte Kraft. Die über die Dauer der Laststufe gemittelte Kraft lag bei 846 kN. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg erneut um 1,6 mm auf 15,47 mm. An der Plattenoberfläche waren neue Risse über der Stütze erkennbar, die die bereits bestehenden Risse miteinander verbanden. In Richtung Plattenrand waren keine neuen Risse erkennbar, so dass die bereits bestehenden Risse weiter aufgingen. An der Plattenunterseite gingen die beiden Risse am Stützenstumpf weiter auf. Ein Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte war noch nicht erkennbar (siehe *Bild 4.110*)



**Bild 4.109:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 850 kN



**Bild 4.110:** Stützenstumpf an der Plattenunterseite bei einer Last von 850 kN

Für die 18. Laststufe wurde die Kraft auf etwa 900 kN erhöht, so dass über die gesamte Dauer der Laststufe 889 kN auf die Versuchsplatte einwirkten. Mit dieser Laststufe wurde die rechnerische Bruchkraft zu 92 % erreicht. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 1,39 mm auf 16,86 mm an. Das Rissbild veränderte sich augenscheinlich nicht, so dass die Rissweiten größer wurden.



**Bild 4.111:** Rissbild im Stützenbereich bei 900 kN

Am Stützenstumpf kam zu den beiden bereits vorhandenen Rissen ein weiterer hinzu. Dieser entstand an der zu den vorhandenen Rissen angrenzenden Seite. Die beiden vorhandenen Risse gingen weiter auf.



**Bild 4.112:** Messlineal am Stützenstumpf mit neuem Riss

Mit der nächsten Laststufe wurden 96 % der theoretischen Bruchkraft erreicht. Die über die Laststufe andauernde mittlere Kraft lag bei 936 kN. Der am Aggregat angezeigte Druck von 192 bar, bestätigte die am Rechner angezeigte Kraft. Die maximale Durchbiegung stieg auf 18,66 mm an. Am Lineal an der Plattenunterseite konnte keine Veränderung des Stütze-  
stumpfs gegenüber der Platte abgelesen werden. Bei der Betrachtung des Stützenstumpfes hingegen konnte man erkennen, dass die Krafteinleitungsrisse noch weiter aufgingen.



**Bild 4.113:** Krafteinleitungsrisse am Stützenstumpf bei 936 kN

Im Bereich des kritischen Rundschnitts waren die Risse mittlerweile so verzweigt, dass nicht genau bestimmt werden konnte, ob noch weitere Risse aus dieser Laststufe hinzugekommen waren. Die maximalen Rissweiten lagen bei 0,75 mm bis 1,2 mm. Außerhalb des kritischen Rundschnitts war zu erkennen, dass sich in jedem Sektor vier Radialrisse befanden, die bis zur Plattenaussenkante verliefen.

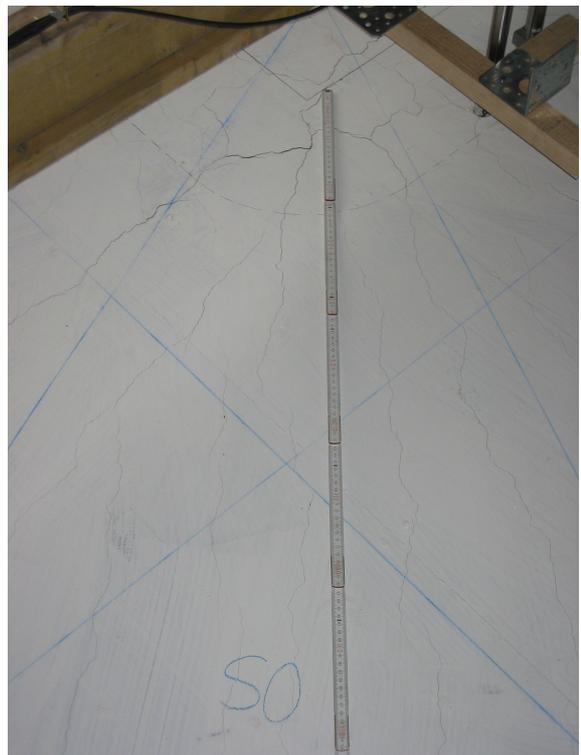
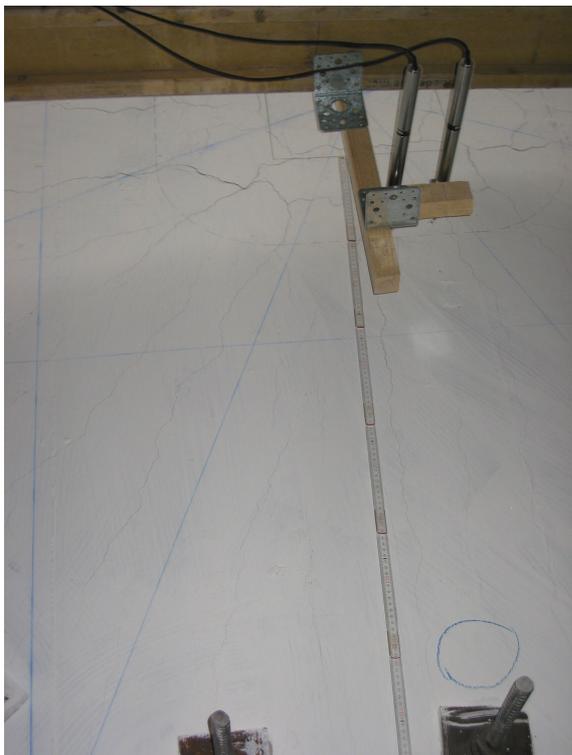


**Bild 4.114:** Rissbild im Stützenbereich bei 96 % der rechnerischen Bruchlast (936 kN)

Bei der 20. Laststufe wurde die Pressenkraft auf 1.000 kN erhöht. Über die Dauer der Laststufe von 10 Minuten wurde eine mittlere Kraft von 998 kN in den Stützenstumpf eingeleitet. Mit dieser Laststufe wurde die am Anfang berechnete Bruchkraft von 976,5 kN mit 2 % überschritten. Die nachfolgenden Bilder zeigen die Rissverläufe der einzelnen Sektoren.



*Bild 4.115:* Rissbild im Nord- und Nord-Ost-Sektor



*Bild 4.116:* Rissbild im Ost- und Süd-Ost-Sektor



Bild 4.117: Rissbild im Süd- und Süd-West-Sektor



Bild 4.118: Rissbild im West- und Nord-West-Sektor

Die maximale Durchbiegung der Platte stieg auf 20,48 mm an. An der Oberfläche gingen die Risse über dem Stützenstumpf weiter auf. Vereinzelt konnten neue tangential verlaufende Haarrisse im Abstand von etwa 50 cm vom Stützenrand entdeckt werden. Das hohe Lastniveau war auch an den Rissen am Stützenstumpf zu erkennen, die noch weiter aufgingen und mittlerweile bereits eine maximale Weite von etwa 1 mm hatten.



**Bild 4.119:** Stützenstumpf bei einer Last von 1.000 kN

Nachdem die Wegaufnehmer keine weiteren Veränderungen anzeigten, wurde die Presskraft auf 1.031 kN erhöht, so dass man etwa 6 % über der theoretischen Bruchkraft lag. Mit dieser Laststeigerung nahm die Durchbiegung um 1,93 mm zu. Die maximale Durchbiegung der Platte lag nun bei 22,41 mm. An der Plattenunterseite war noch kein Eindringen des Stützenstumpfes in die Patte erkennbar. Es gab auch noch keine Abplatzungen der Zementschlämme, die beim nachträglichen Betonieren entstanden war. Die Kräfteinleitungsrisse am Stützenstumpf gingen jedoch teilweise bis auf 2 mm auf, wie das *Bild 4.120* zeigt.

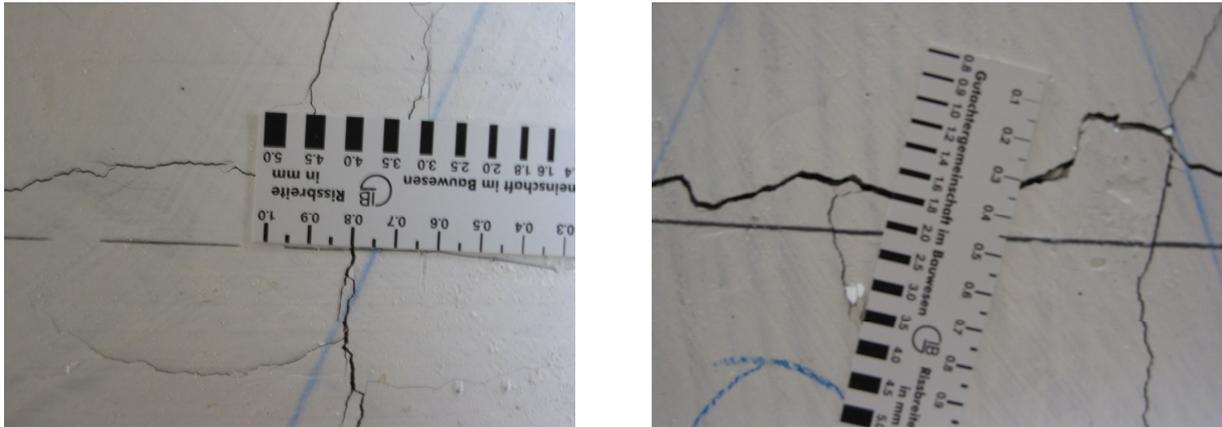


*Bild 4.120:* Krafteinleitungsriss im Stützenstumpf

An der Plattenoberseite gingen die Risse ebenfalls weiter auf. Die maximalen Rissweiten um die Stütze lagen zwischen 0,8 und 1,8 mm.

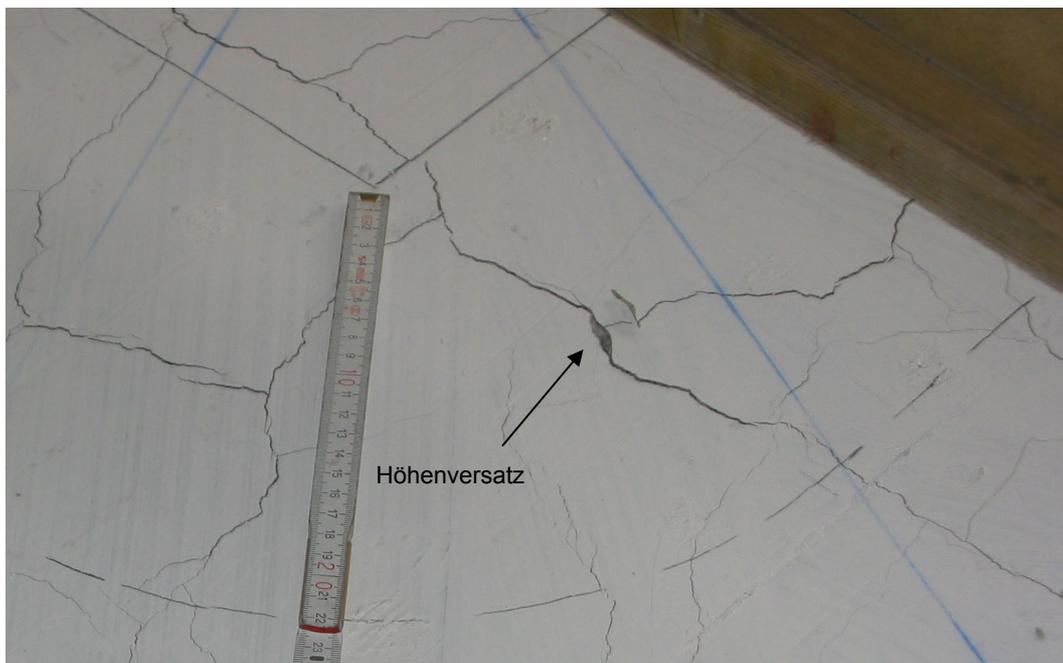


*Bild 4.121:* Rissbild an der Plattenoberfläche bei 1.031kN



**Bild 4.122:** Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 1.031 kN

Es konnten bereits bei manchen Rissen ein Höhenversatz im kritischen Rundschnitt festgestellt werden.



**Bild 4.123:** Höhenversatz im Bereich des kritischen Rundschnitts

Nachdem die Wegaufnehmer keinen weiteren Zuwachs anzeigten, wurde die Last nach 19 Minuten um weitere 50 kN erhöht. Jetzt konnte wie bei den vorherigen Platten beobachtet werden, wie kleine Betonstücke an der Plattenunterseite im Bereich der Stütze wegplatzten und sich die Stütze langsam aber kontinuierlich in die Versuchsplatte drückte. Das Messwerterfassungssystem zeigte eine Maximalkraft von 1.107,6 kN an. Mit dem Eindringen der Stütze in die Versuchsplatte brachen auch große Teile des Stützenstumpfs ab.



*Bild 4.124:* Stützenstumpf nach dem Versagen der Versuchsplatte

An der Plattenoberseite waren kleine Ausbruchschollen im Bereich des kritischen Rundschnitts zu erkennen. Nachdem das Messsystem keinen weiteren Kraftanstieg mehr anzeigte, wurde die Belastung gestoppt und die Platte entlastet.



*Bild 4.125:* Betonscholle im Bereich des kritischen Rundschnitts

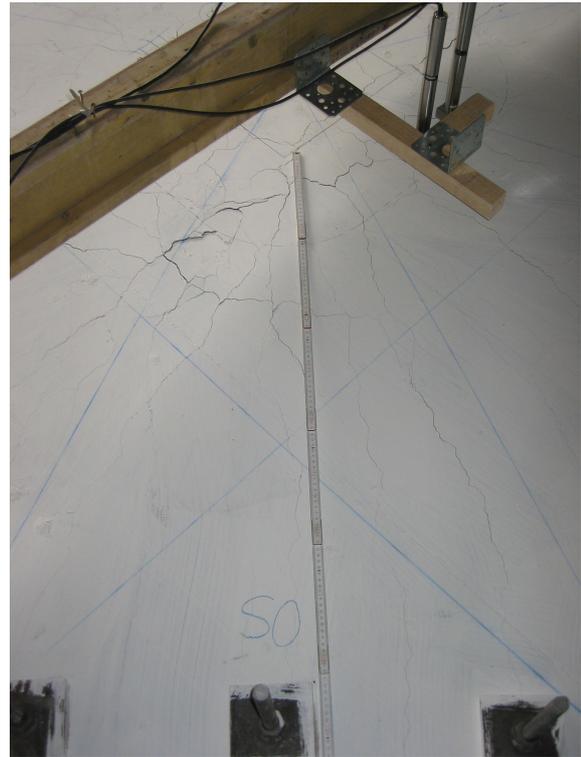
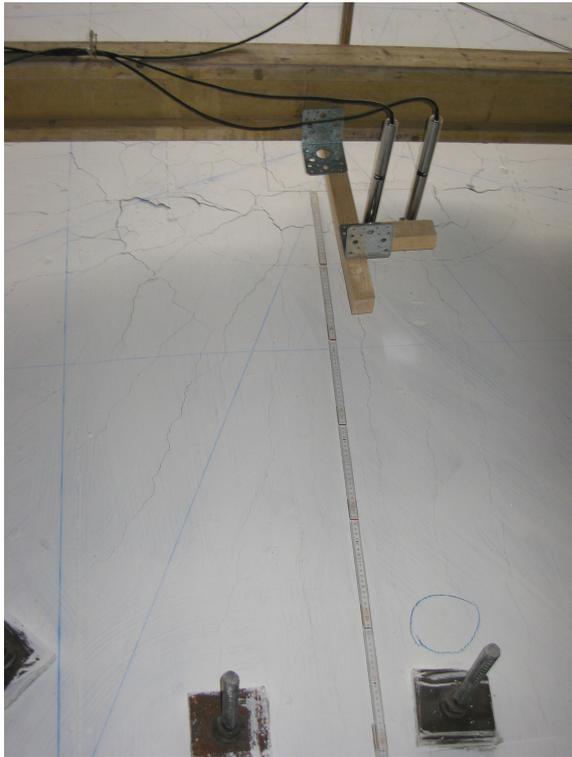


**Bild 4.126:** Rissbild der dritten Versuchsplatte nach dem Bruch

Die nachfolgenden Bilder zeigen die Rissbilder der einzelnen Sektoren nach dem Versagen der Platte 20-III.



**Bild 4.127:** Rissbilder im Nord- und Nord-Ost-Sektor



**Bild 4.128:** Rissbilder im Ost- und Süd-Ost-Sektor



**Bild 4.129:** Rissbilder im Süd- und Süd-West-Sektor



**Bild 4.130:** Rissbilder im West- und Nord-West-Sektor

Zur besseren Vorstellung der Durchbiegung der Platte nach dem Bruch sind nachfolgend die beiden Bilder aufgeführt.



**Bild 4.131:** Blick von der Seite auf die Versuchsplatte



*Bild 4.132:* Durchbiegung nach dem Bruch gemessen mit einer Alulatte von 5,5 cm



*Bild 4.133:* Detail des Stützenstumpfs

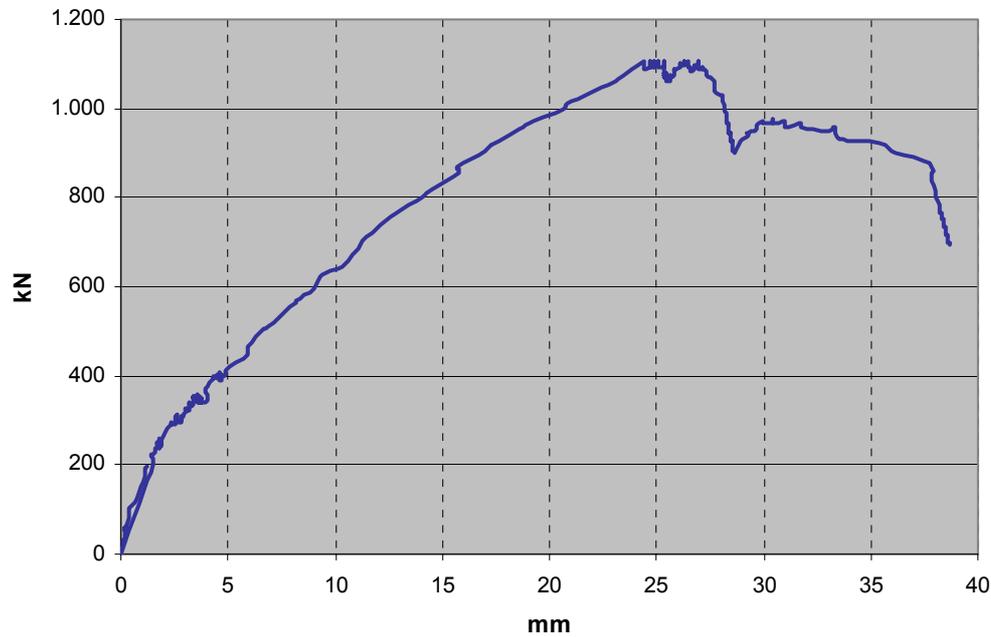
#### 4.3.4 Last-Verformungsverhalten

Mit einer Maximalkraft von 1.107,6 kN erreichte die dritte Versuchsplatte 131,1 kN mehr als die rechnerische Bruchkraft, also fast 13,5 %. Mit dem Vergleich der Druckanzeige am Aggregat war auch bei dieser Platte gewährleistet, dass die Signale am Messverstärker richtig umgewandelt wurden. Eine übersichtliche Darstellung der Laststufen mit dem Druckvergleich ist in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt.

Laststufe	Platte 20-III			
	Kraftmessdose	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	Abweichung %
1		keine Ablesung		
2		keine Ablesung		
3	164	30	153	6,8
4	203	43	219	-7,6
5		keine Ablesung		
6	298	62	316	-5,9
7	346	73	372	-7,3
8	395	83	422	-6,9
9	449	90	458	-2,0
10	486	102	519	-6,8
11	550	108	550	0,1
12	606	122	621	-2,5
13	657	128	651	0,8
14	699	140	713	-2,0
15	753	152	774	-2,7
16	799	158	804	-0,6
17	850	168	855	-0,6
18	900	179	911	-1,2
19	953	192	977	-2,5
20	1.010	200	1.018	-0,8
21		keine Ablesung		
22	1.100	220	1.120	-1,8

*Tabelle 4.6:* Übersicht der Laststufen mit der Druckkontrolle am Aggregat

Mit den an der Plattenoberfläche angebrachten Wegaufnehmern „Oben außen Nord“, „Oben Mitte“ und „Oben außen Süd“ wurde die Durchbiegung in Plattenmitte ermittelt und im Diagramm dargestellt.

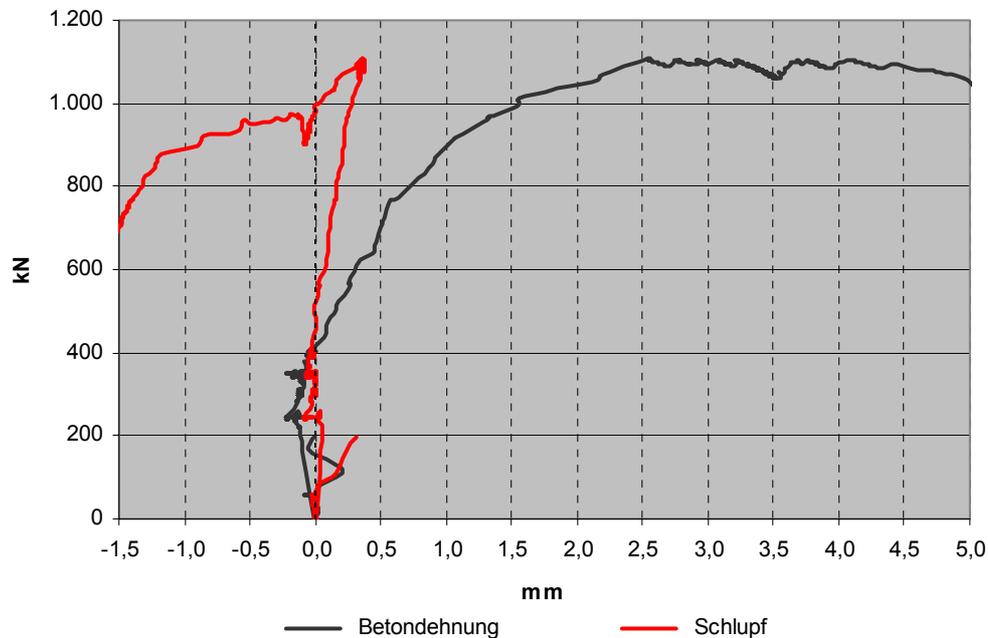


*Diagramm 4.8:* Durchbiegungskurve der dritten Versuchsplatte

Das Diagramm zeigt, dass bis zu einer Last von etwa 250 kN die Durchbiegung nur langsam anstieg. Dies stimmt mit der Erstrissbildung überein. Im Anschluss daran verläuft die Steigung fast konstant bis zur Maximalkraft. Wie bei den beiden ersten Platten ist auch hier deutlich zu erkennen, dass zunächst die Kraft nach dem Maximum deutlich abfällt, bevor kurzzeitig nochmals Kraft aufgenommen werden konnte und dann entgültig abfällt. Der Kurvenverlauf lässt auf die Ausbildung eines sekundären Tragsystems wie bei den beiden ersten Platten schließen (siehe Hauptbericht).

### 4.3.5 Beton- und Stahldehnungen

Wie bei den beiden vorherigen Versuchsplatten wurden auch hier die Wegaufnehmer „Oben Beton“, „Unten Beton“ und „Oben HFV“ zur Messung der Beton- und Stahldehnungen angebracht. Die aufgezeichneten Werte sind im nächsten Diagramm zusammengefasst.



**Diagramm 4.9:** Gemessene Betondehnung und „Schlupf“ der dritten Versuchsplatte

Im Diagramm sind insgesamt vier Kurven zu sehen. Die beiden kurzen Kurven stellen die Betondehnung und den „Schlupf“ bis zum Absturz des Messprogramms dar. Die beiden restlichen spiegeln den Verlauf ab der Wiederbelastung bis zum Bruch wieder.

Die maximale Betonstauchung nach dem oberen Diagramm liegt bei einer Last von 247 kN bei - 0,23 mm. Bei der Last von 400 kN ist der anfängliche Querschnitt wieder vorhanden, bevor die Betondehnung kontinuierlich bis 2,3 mm bei der Maximalkraft ansteigt.

Bei der Messung des „Schlupfes“ ist von der Anfangsbelastung bis zur Kraft von 200 kN ein Bogen ins Negative zu erkennen. Danach bleibt der Wert bis zu einer Last von 600 kN wieder bei 0 stehen, bevor der „Schlupf“ auf einen Wert von 0,35 mm bei der maximalen Kraft anstieg. Im *Abschnitt 4.4.3* wird näher auf diese Ergebnisse im Vergleich der 20 cm starken Platten eingegangen.

### 4.3.6 Entwicklung der Risse

Die ersten Risse entstanden wie bei den beiden vorherigen Platten bei einer Last von etwa 250 kN. Danach kamen zunächst die Risse in den Hauptbewehrungsrichtungen und die Radialrisse. In Höhe der Gebrauchslast wurden maximale Rissweiten von 0,45 mm gemessen. Zunächst bildeten sich in jedem Sektor drei Radialrisse aus, die am Ende auf vier Risse anstiegen. Der erste Tangentialriss entstand bei einer Last von etwa 400 kN. Die aufgezeichneten Rissweiten sind in der nachfolgenden Tabelle bzw. in dem Diagramm dargestellt.

20-III		
Laststufe	F [kN]	w [mm]
7	346	0,30
10	474	0,45
13	649	0,70
16	794	0,90
19	937	1,20
21	1.031	1,80

Tabelle 4.7: Aufgezeichnete maximale Rissweiten der dritten Versuchsplatte

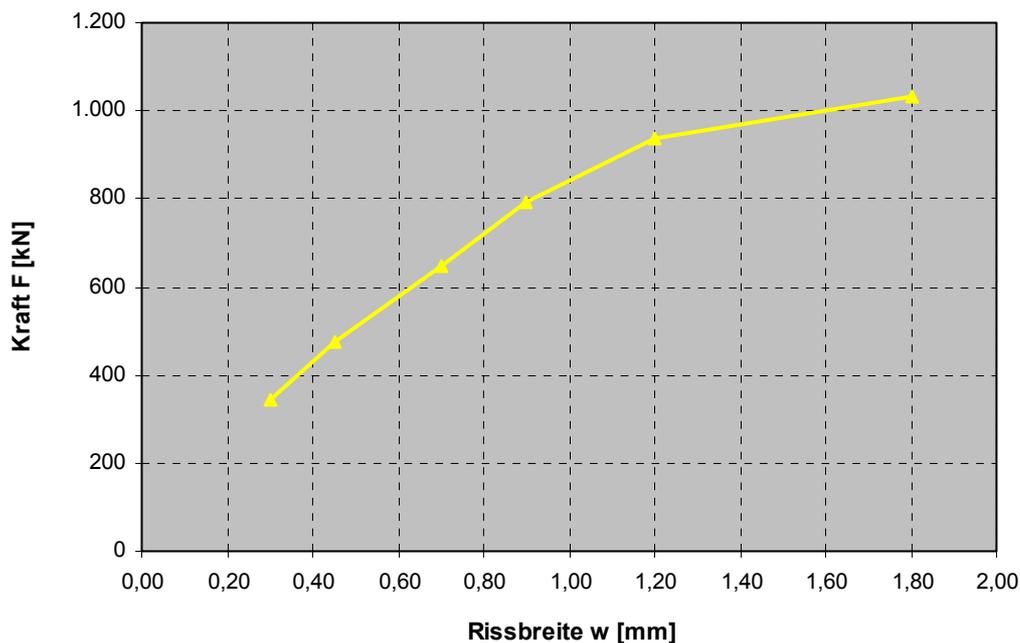
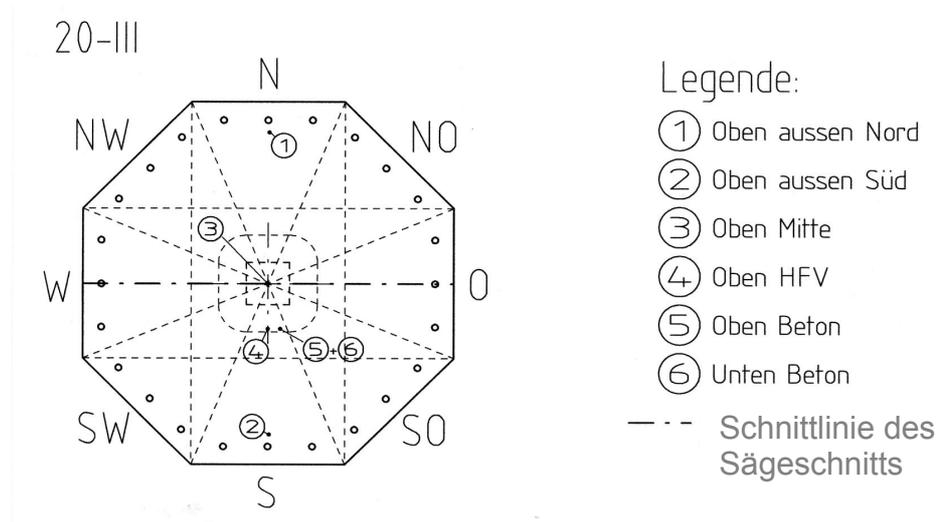


Diagramm 4.10: Graphische Darstellung der maximalen Rissweiten

### 4.3.7 Dokumentation aus den Schnittbildern

Mit der Maximalkraft von 1.107,6 kN lag man mit 13 % über der rechnerischen Bruchkraft. Zur Feststellung der genauen Versagensursache wurde auch diese Platte auseinander geschnitten. Die Schnitfführung verläuft von West nach Ost und ist im *Bild 4.134* dargestellt.



*Bild 4.134:* Plattenoberseite mit Schnittführung

Die Schnittflächen gaben weitere Erkenntnisse zu den Versagenskriterien.



*Bild 4.135:* Schnittfläche der dritten Versuchsplatte

Wie im *Bild 4.135* zu sehen ist, wurden diesmal fünf HFV-Anker durchgeschnitten. Zur besseren Anschauung der Lage der eingelegten HFV-Anker und der Biegebewehrung sind diese im nächsten Bild eingezeichnet.



*Bild 4.136:* Schnittbild der Platte 20-III mit eingezeichneter Biege- und Durchstanzbewehrung

Auf der linken Seite im *Bild 4.135* ist das Versagen der Betondruckzone eindeutig erkennbar. Der Beton versagte am Stützenstumpf auf Grund der zu großen Druckspannungen, der Riss kann jedoch nicht über den gesamten Plattenquerschnitt verlaufen, sondern wird von den ersten HFV-Ankern abgewehrt, bis der Riss nach dem vierten Stab über die gesamte Plattenstärke gehen kann. Nähere Erläuterungen sind im Hauptbericht dargestellt.

Nach dem Schneiden konnten die Eingangswerte aus der Vorbemessung nochmals überprüft und weitere Eckdaten für die Versuchsauswertung gemessen werden. So wurde die maximale Risstiefe mit 16,7 cm gemessen.



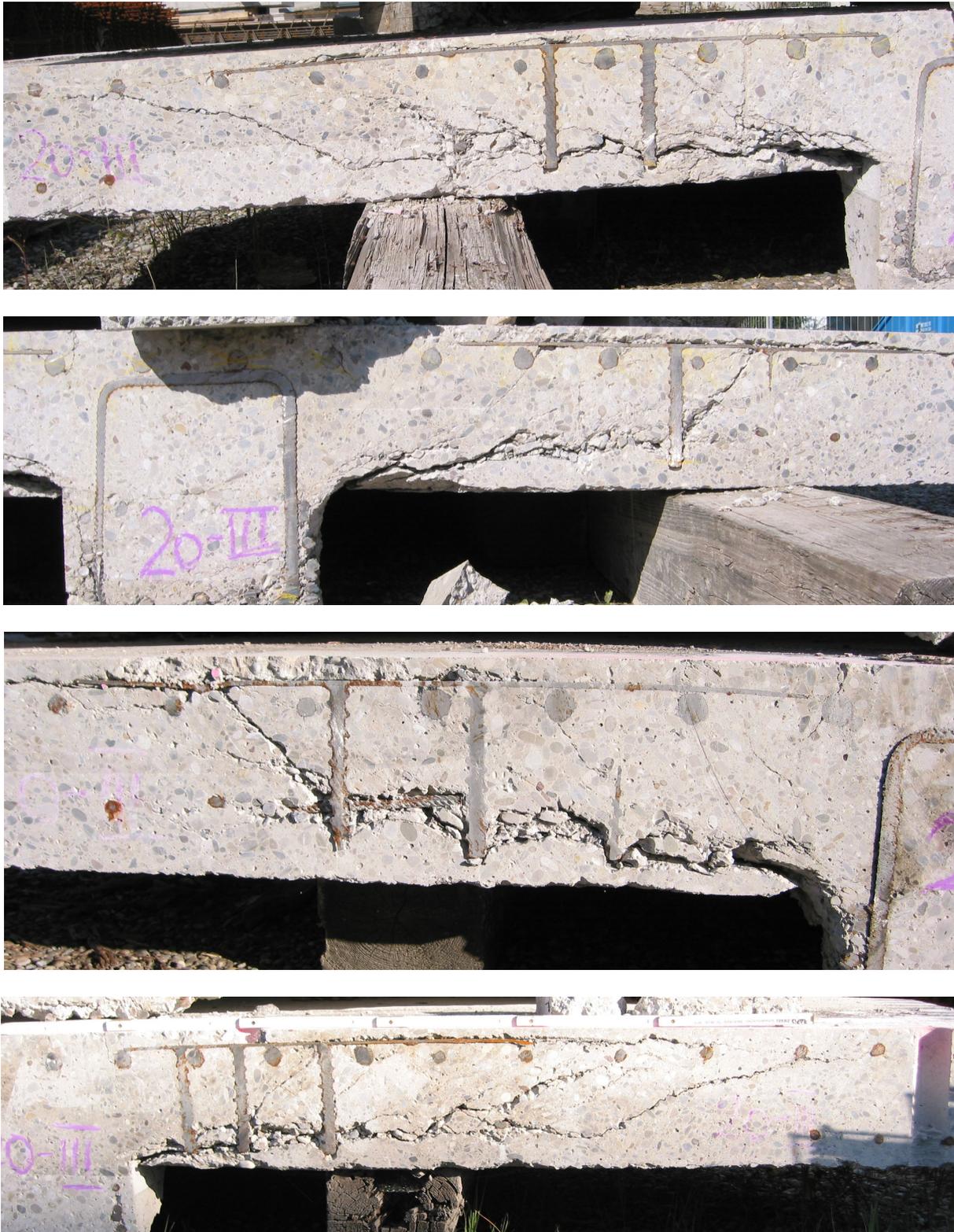
*Bild 4.137:* Messen der maximalen Risstiefe an der Schnittfläche der Platte 20-III

Weiterhin wurden auch die Rissabstände im Bereich des Stützenstumpfs gemessen.



*Bild 4.138:* Gemessene Rissabstände von 12,5 cm und 15,0 cm

In den nächsten Bildern sind die Schnittflächen der Platte 20-III nochmals größer dargestellt.



**Bild 4.139:** Schnittflächen der Platte 20-III

Auf der nächsten Seite sind die Messwerte und die rechnerischen Betrachtungen der Versuchsplatte 20-III tabellarisch zusammengefasst.

## Messwerte

Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	20,3
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	16,3
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	13,8
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	15,0
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,80
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	12,5 / 15
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	16,7
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	2,86
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,21
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	26,9
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	21,7
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 25 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	40,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,72
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1.107,6</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		2,00
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	2,82
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,15
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	345,8
Querkraft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 * V_{Rd,ct}$	kN	657,1
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	985,6
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		1,12
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{Rd,ct}</math></b>		<b>2,14</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,4
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,894
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,296
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds} (d_y)$	kNm/m	81,1
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}} (d_y)$	kNm/m	121,7
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	4.934
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	604,3
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	2.840,2
rechnerisch aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	347,9
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	521,8
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>183,3 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s (y) = c_c$	kN/m	1.806,6
Stahlspannung	$\sigma_s (y)$	N/mm <sup>2</sup>	441,7
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_s (y) / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>88,3 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	63,1
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>291,3 %</b>

Tabelle 4.8: Zusammenstellung der Messwerte und rechnerischen Untersuchungen

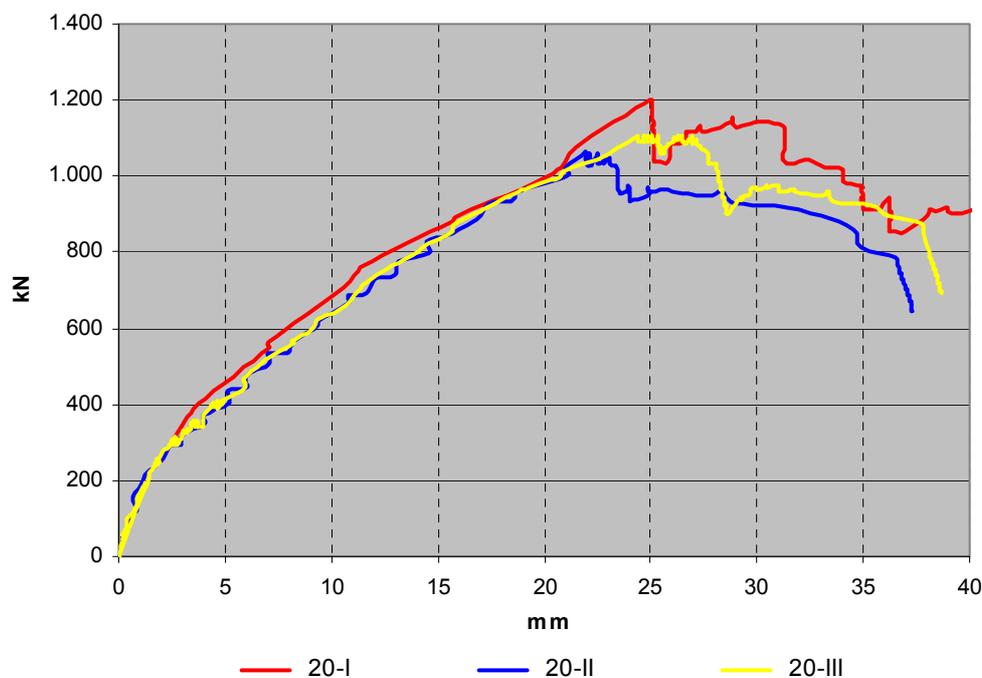
## 4.4 Zusammenfassung für die 20 cm starken Platten

### 4.4.1 Versuchsdurchführung

Die drei 20 cm starken Versuchsplatten waren allesamt sehr genau hergestellt worden, dies wird durch die geringfügige Gewichtsabweichung der drei Platten bestätigt. Die erste Platte hatte 40,6 kN, die zweite 40,4 kN und die dritte 40,2 kN. Das Einfädeln der Verankerungsstangen und das Auflegen und Ausrichten der Platten auf den Versuchsstand gelang ab der zweiten Platte mit Hilfe des Gabelstaplers sehr gut. Auch die Würfeldruckfestigkeiten lagen mit 28,7 N/mm<sup>2</sup>, 23,07 N/mm<sup>2</sup> und 26,87 N/mm<sup>2</sup> zufriedenstellend beieinander, so dass die Unterschiede der Betongüte nur einen geringen Einfluss auf das Versuchsergebnis hatten.

### 4.4.2 Last-Verformungsverhalten

Die Durchbiegungskurven der drei 20 cm starken Versuchsplatten sind im unten stehenden Diagramm zusammengefasst.



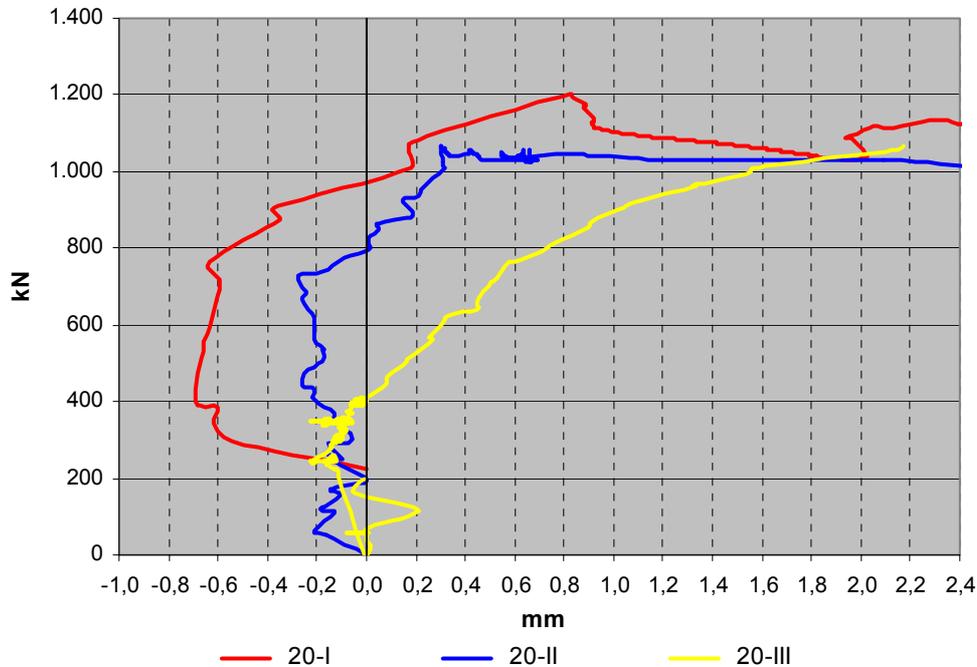
*Diagramm 4.11:* Übersicht der Durchbiegungskurven aller 20 cm starken Versuchsplatten

Wie aus dem Diagramm erkennbar ist, nahm die Durchbiegung bis zur Erstrissbildung bei etwa 250 kN kaum zu. Danach war die Steigung der Kurven bei allen gleich. Dies bedeutet, dass die Durchbiegung bei den 20 cm starken Platte in gleichem Maße zunahm und die angebrachten Wegaufnehmer die richtigen Messergebnisse lieferten. Für die Versuchsplatte 20-I ist die Kurve dargestellt, die auf der x-Achse in Richtung der beiden anderen Kurven verschoben wurde.

Bei allen drei Platten kann eindeutig das Ausbilden eines zweiten Tragsystems erkannt werden. Nach dem Erreichen der Maximalkraft fällt die Kraft zunächst ab, bevor nochmals ein kurzer Kraftanstieg zu erkennen ist. Dieser zusätzliche Anstieg ist bei der ersten und zweiten Platte eindeutig zu erkennen. Bei der dritten Platte ist dieser Kraftanstieg geringer. Nähere Erläuterungen hierzu sind im Hauptbericht aufgeführt.

### 4.4.3 Beton- und Stahldehnungen

Die mit den beiden Wegaufnehmern „Oben Beton“ und „Unten Beton“ berechneten Betondehnungen sind im nächsten Diagramm für alle drei 20 cm starken Platten zusammengefasst.



**Diagramm 4.12:** Gegenüberstellung der aufgezeichneten Wege der Betondehnungen

An Hand des Diagramms ist zu erkennen, dass die aufgezeichneten Werte nur geringe Gemeinsamkeiten aufweisen. Wenn man davon ausgeht, dass die großen Sprünge in den Kurven mechanischer Herkunft sind, z.B. Luftporen im Beton, so können die Kurven im *Diagramm 4.12* zwar etwas näher aneinander geschoben werden (siehe *Diagramm 4.13*), ein gemeinsamer Trend ist jedoch immer noch nicht zu erkennen. Betrachtet man hingegen die trilinearen Verläufe der Durchbiegungslinien aus dem *Diagramm 4.11*, so sind zwei Knickpunkte bei etwa 250 und 750 kN festzustellen. Bei diesen Knickpunkten weisen die Kurven der Betondehnungen Richtungswechsel auf.

Weiterhin erscheint eine maximale Betondehnung von 0,6 mm bei einer Last von 500 kN eher unwahrscheinlich. Die Auswertung in Bezug auf die gemessenen Betondehnungen wird somit für die 20 cm starken Platten nicht weiter verfolgt.

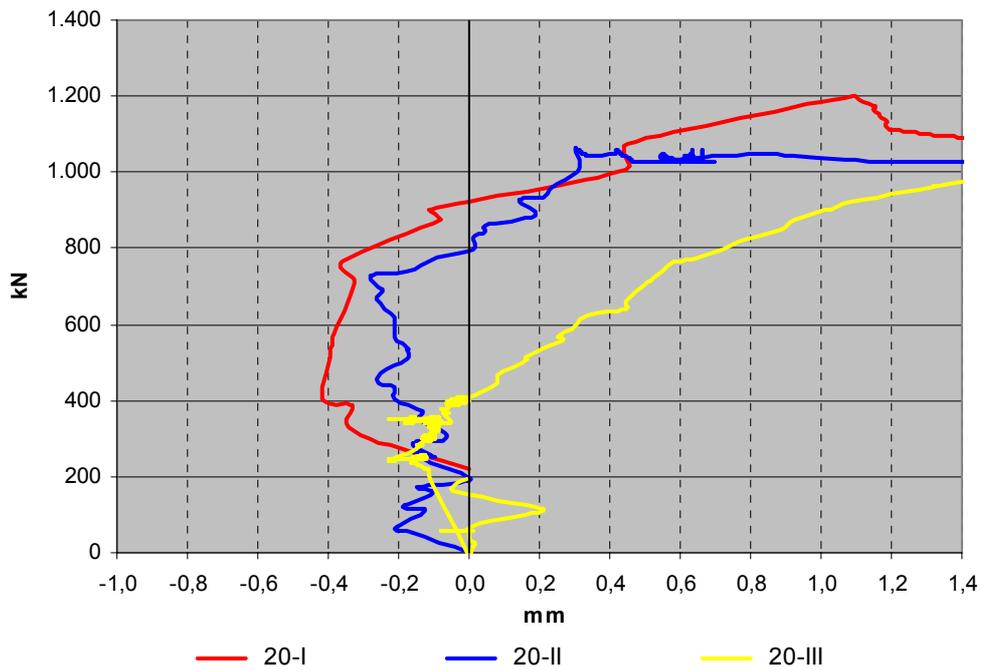


Diagramm 4.13: Betondehnungen mit den korrigierten Werten

Die mit den Wegaufnehmern „Oben Beton“ und „Oben HFV“ berechneten Werte für den jeweiligen „Schlupf“ sind im nächsten Diagramm dargestellt.

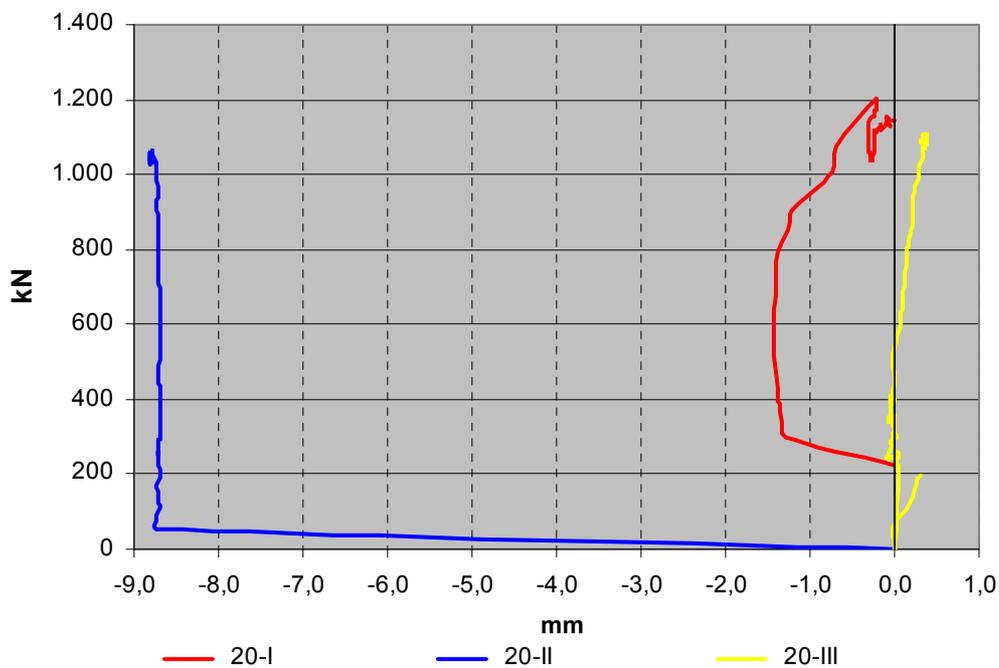
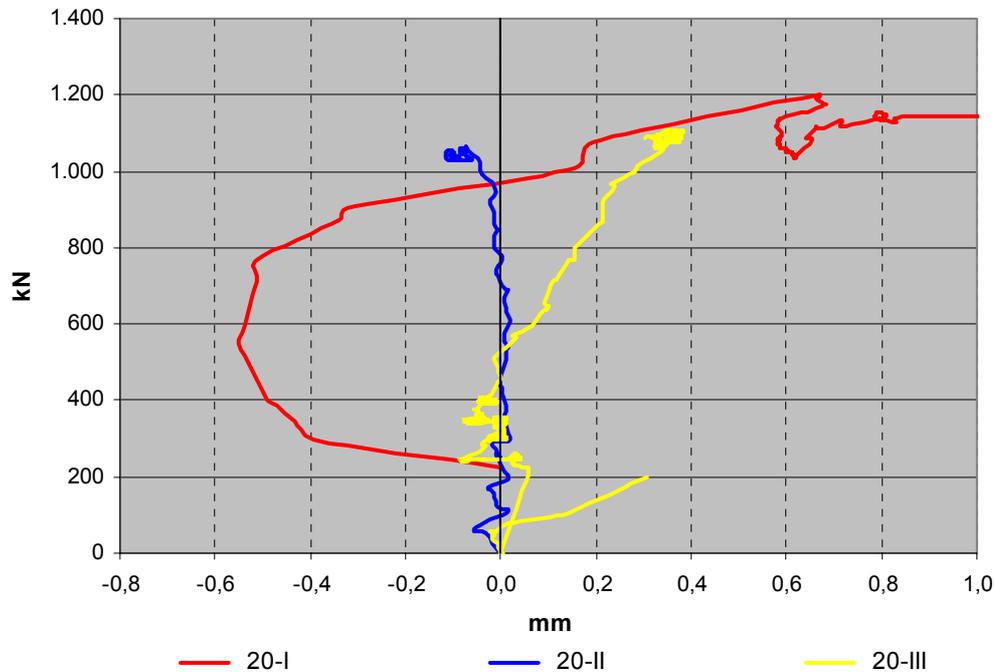


Diagramm 4.14: „Schlupf“ aus den aufgezeichneten Werten

Auch in dem *Diagramm 4.14* ist zu erkennen, dass bei der zweiten Versuchsplatte ein Wegaufnehmer bereits bei einer Last von 50 kN einen Weg von fast 0,9 mm zurücklegt. Nachdem auch dies nicht nachvollziehbar ist, kann dieser Zuwachs auf einen mechanischen Grund zurückgeführt werden. Ein großer Sprung ist auch bei der ersten Platte bei einer Last von 300 kN zu erkennen. Diese beiden großen Wegänderungen sind im nächsten Diagramm bereinigt dargestellt.



*Diagramm 4.15:* „Schlupf“ aus den korrigierten Werten

Die Kurven im Diagramm liegen nun näher beieinander, wenn jedoch die rote Kurve der ersten Platte betrachtet wird, hätte sich der HFV-Stab zunächst um etwa 0,5 mm bei einer Last von 600 kN nach oben geschoben, bevor er nach unten „gezogen“ wurde. Die Messung der zweiten Platte schien Anfangs einen positiven Verlauf zu nehmen, doch dass bei einer Kraft von knapp 800 kN der „Schlupf“ ins Negative geht, ist als unwahrscheinlich anzusehen. Auch die Messung der dritten Platte ist als fragwürdig zu betrachten, da die Werte zu hoch sind. Sie können rechnerisch ermittelten Verformungen aus [4.1] für Stäbe mit aufgestauchten Köpfen gegenüber gestellt werden, die für eine Stahlspannung von 500 N/mm<sup>2</sup> Verschiebungen zwischen 0,04 und 0,12 mm ausweisen.

Bei der dritten Platte lag die Stahlspannung des gemessenen HFV-Ankers im Bruchzustand bei etwa 400 N/mm<sup>2</sup> und man hat einen Schlupf von 0,38 mm gemessen. Dieser Wert liegt bei 80 % der Stahlspannungen aus [4.1] und entspricht bereits dem 3- bis 9-fachen Wert.

An dieser Stelle darf auf die im *Kapitel 8* des Hauptberichts beschriebenen „Balkenversuche“ hingewiesen werden. Auch hier wurden Messungen zur Untersuchung des „Schlupfs“ und der Betondehnungen unternommen. Die Versuchsbedingungen waren besser, da die Versuchsreihe nicht in einer Lagerhalle, sondern im Baustoffkundelabor der Fachhochschule Augsburg durchgeführt wurde. Dem entsprechend waren auch die Messwerte besser auswertbar und plausibler. Die Messungen und Auswertung der Datenmengen zeigte, dass die Verformungen der HFV-Anker nur bei etwa 50 % gegenüber den Bügeln lagen und auch im Vergleich zu Messwerten von Doppelkopfanke n erheblich günstigere Werte aufweisen.

#### 4.4.4 Entwicklung der Risse

Bei allen drei Versuchsplatten sind die ersten Risse bei etwa 250 kN entstanden. Danach kamen die Risse aus den beiden Hauptrichtungen der Biegebewehrung und Radialrisse. In allen Sektoren waren relativ schnell vier Risse erkennbar, die zum Teil nur als Haarrisse erkennbar waren. Die Risse wurden dann größer, bis sich die ersten Tangentialrisse bildeten und sich ein vierter Riss pro Sektor ausbildete. Mehr als vier Risse pro Sektor waren so gut wie nie erkennbar. Die Risse verzweigten sich nochmals kurz vor dem Bruch.

Die untenstehende Tabelle zeigt die aufgenommenen Rissweiten der 20 cm starken Platten.

20-I			20-II			20-III		
Laststufe	F [kN]	w [mm]	Laststufe	F [kN]	w [mm]	Laststufe	F [kN]	w [mm]
						7	346	0,30
			9	438	0,30	10	474	0,45
			11	545	0,40			
			13	637	0,55	13	649	0,70
			14	698	0,55			
			16	793	0,80	16	794	0,90
			18	896	1,10	19	937	1,20
5	1.049	1,12	20	985	1,20	21	1.031	1,80

Tabelle 4.9: Aufgenommene Rissweiten der 20 cm starken Versuchsreihe

Zur besseren Anschauung sind die Rissweiten im nächsten Diagramm graphisch zusammengefasst.

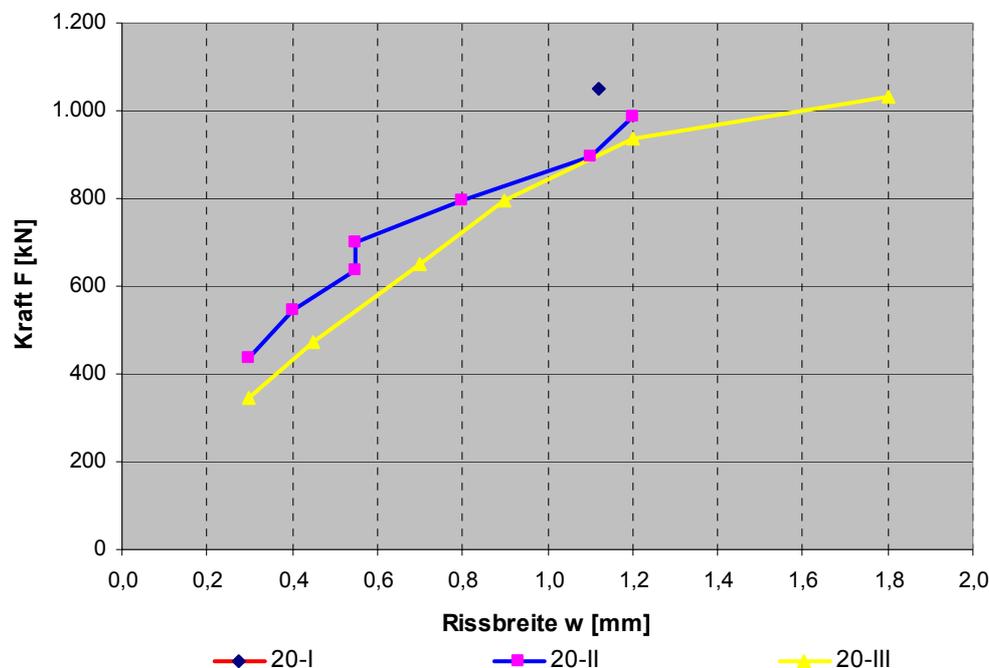


Diagramm 4.16: Graphische Zusammenstellung der aufgenommenen Rissweiten

Das *Diagramm 4.16* zeigt, dass die Rissweiten der dritten Platte größer waren als die der beiden vorherigen. Dies kann in Bezug auf die zweite Platte an der höheren Festigkeit liegen, da die Platte somit steifer und spröder ist. Auf die erste Platte trifft dies jedoch nicht zu, da diese mit einer Würfeldruckfestigkeit von  $28,7 \text{ N/mm}^2$  über der Festigkeit von  $26,9 \text{ N/mm}^2$  der dritten Platte lag. Die kleinere Rissweite der dritten Platte kann durch die größere Belastungsgeschwindigkeit hervorgerufen worden sein.

Die maximale Rissweite der zweiten Platte in Höhe der Gebrauchslast von  $442 \text{ kN}$  lag in etwa bei  $0,3 \text{ mm}$ . Bei der dritten Platte war die maximale Rissweite in Höhe der Gebrauchslast ( $487 \text{ kN}$ ) etwa um die Hälfte größer und lag somit bei  $0,45 \text{ mm}$ . Über die maximale Rissweite in Höhe der Gebrauchslast der ersten Platte kann auf Grund der fehlerhaften Anzeige am Rechner keine Aussage getroffen werden.

#### 4.4.5 Dokumentation aus den Schnittbildern

Das Auseinanderschneiden der Versuchsplatten erlaubte einen detaillierten Einblick in den Plattenquerschnitt. So konnten viele Erkenntnisse gewonnen werden, die Aufschluss über das Versagen der Platten gaben.

Es wurden nicht nur die Risstiefen und die Rissabstände um den Stützenstumpf der einzelnen Platten gemessen, wie in den *Abschnitten 4.1.7, 4.2.7 und 4.3.7* bereits erläutert. Es wurden auch der Rissverlauf und der vermutliche Entstehungszeitraum analysiert.

Alle 20 cm starken Platten versagten auf Grund der zu hohen Biegedruckspannungen und nicht auf Durchstanzen. An keiner Platte entstand der typische Durchstanzkegel mit einer Neigung zwischen  $30^\circ$  und  $35^\circ$ . Die genaue Betrachtung und Analyse des Tragverhaltens der Platten ist im Forschungsbericht *Abschnitt 7.4.2* erläutert.



*Bild 4.140:* Schnittflächen der 20 cm starken Versuchsplatten

Auf der nächsten Seite sind nochmals in tabellarischer Form die Messwerte und rechnerischen Untersuchungen der 20 cm starken Platten zusammengefasst.

			<b>Messwerte</b>		
Plattennummer			20-I	20-II	20-III
Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	20,9	20,4	20,3
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	16,7	16,4	16,3
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	14,2	13,9	13,8
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	15,5	15,2	15,0
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,10	1,25	1,80
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	10 / 11,5 / 13	6 / 9 / 11,5	12,5 / 15
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	16,4	16,0	16,7
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	3,62	3,52	2,86
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,25	0,25	0,21
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	28,7	23,1	26,9
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	23,1	18,6	21,7
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 25 / 12	∅ 25 / 12	∅ 25 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	40,9	40,9	40,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,64	2,70	2,72
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1.201,0</b>	<b>1.065,1</b>	<b>1.107,6</b>
<b>Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte</b>					
Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,98	1,99	2,00
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	2,86	2,83	2,82
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,22	0,99	1,15
Querkräft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{\text{Rd,ct}}$	kN	373,2	314,6	345,8
Querkräft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 \cdot V_{\text{Rd,ct}}$	kN	709,2	597,8	657,1
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.064	896,7	985,6
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		1,13	1,19	1,12
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c \cdot V_{\text{Rd,ct}}</math></b>		<b>2,15</b>	<b>2,26</b>	<b>2,14</b>
<b>Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung</b>					
Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_{cd} / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	15,4	12,4	14,4
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,812	1,032	0,894
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{\text{Rds}}$	-	0,296	0,296	0,296
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{\text{Rds}}(d_y)$	kNm/m	92,3	70,9	81,1
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}}(d_y)$	kNm/m	138,5	106,3	121,7
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198	0,198	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381	1,381	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143	0,143	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272	0,272	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	5.614	4.311	4.934
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	687,5	528,0	604,3
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	3.231,4	2.481,7	2.840,2
Rechn. aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	395,8	304,0	347,9
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	593,7	455,9	521,8
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>174,7 %</b>	<b>201,7 %</b>	<b>183,3 %</b>
<b>Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand</b>					
Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s(y) = c_c(y)$	kN/m	1.947,9	1.767,1	1.806,6
Stahlspannung	$\sigma_{s(y)}$	N/mm <sup>2</sup>	476,3	432,0	441,7
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0	500,0	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{s(y)} / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>95,3 %</b>	<b>86,4 %</b>	<b>88,3 %</b>
<b>Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand</b>					
Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	53,8	50,2	63,1
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>232,7 %</b>	<b>270,0 %</b>	<b>291,3 %</b>

Tabelle 4.10: Übersicht der 20 cm starken Versuchsplatten

## 5 VERSUCHSPLATTEN MIT EINER DICKE VON 30 CM

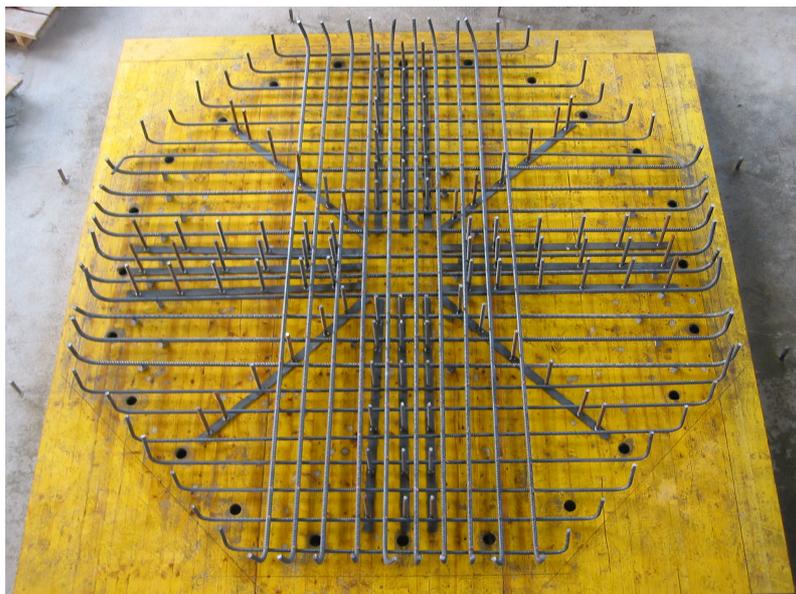
### 5.1 Platte 30-I

#### 5.1.1 Herstellen der Versuchsplatte

Die HFV-Ankerleisten wie auch die Biegebewehrung ( $\varnothing$  20 - 12 cm und  $\varnothing$  16 - 12 cm, kreuzweise zweilagig) für die erste Versuchsplatte aus der Serie der 30 cm starken Platten wurden am 17. August 2005 eingebaut.

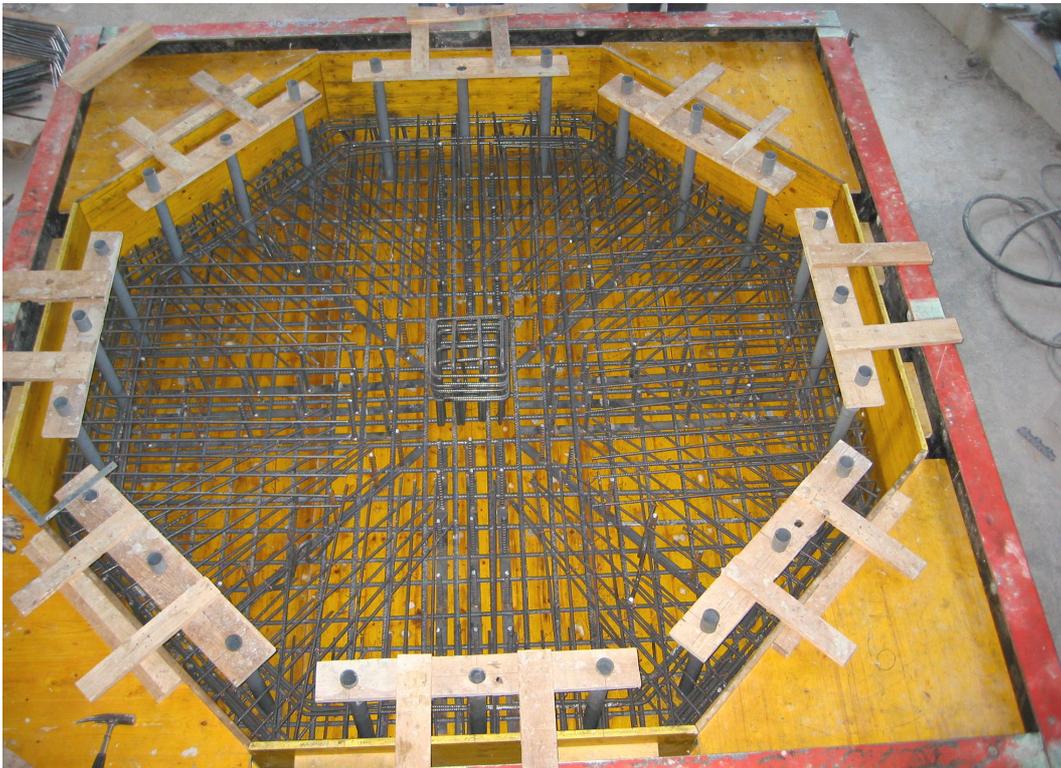


*Bild 5.1:* Verlegen der HFV-Anker und der Biegebewehrung



*Bild 5.2:* Gestaffelte Anordnung der Durchstanzleisten und teilweise verlegte Biegebewehrung

Am selben Tag wurde auch die Randeinfassung verlegt. Die Versuchsplatte 30-I mit der gesamten Bewehrungsmenge ist im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 5.3:** Vollständig bewehrte Versuchsplatte 30-I

Die erste 30 cm starke Versuchsplatte wurde analog den 20 cm starken Platten am gleichen Tag betoniert. So wurde zunächst die Platte mit Beton verfüllt, verdichtet und erst nach dem Erhärten die Schalung für den Stützenstumpf ausgerichtet und betoniert.



**Bild 5.4:** Betonieren der ersten 30 cm starken Versuchsplatte

### 5.1.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung

Am nächsten Tag wurde mit Hilfe einer Schlagschnur die Mitte der Platte und der Durchmesser der Kraftmessdose auf dem Stützenstumpf aufgezeichnet. Anschließend schalte man die Platte aus, malte den 5 cm starken Streifen an den Stützenstumpf direkt unterhalb der Plattenunterkante und protokollierte die Bauteildicke an den acht Seitenflächen. Danach wurde das Gewicht der Platte 30-I mit Hilfe der LKW-Waage der Fa. Alois Lauter oHG von 58,4 kN ermittelt. Die Platte wurde analog den 20 cm starken Platten mit Hilfe eines Baggers im Freigelände auf einem Sandhaufen gedreht und mit Hilfe des Staplers auf die Holzkonstruktion des Versuchstandes gelegt. Das Ausrichten der Platte wurde mit Hilfe des Gabelstaplers, Unterlegplatten und der Wasserwaage vorgenommen. Nachdem sich die Platte „im Wasser“ befand, wurden die abgelassenen Verankerungsstäbe nach oben geschoben und an der Fundamentplatte mit Hilfe eines Drehmomentschlüssels fixiert. Im Anschluss daran wurden auch die Muttern an der Versuchsplatte mit dem Drehmomentschlüssel angezogen. Die Plattenoberfläche wurde nun zweimal mit Kalkfarbe gestrichen und die Sektoren mit Hilfe der Schlagschnur aufgezeichnet. Danach konnten die beiden Gerüste für die Wegaufnahme wieder aufgestellt werden. Nachdem alle sechs Wegaufnahme montiert und an den Messverstärker angeschlossen waren, wurden diese auf ihre Funktionalität überprüft.



*Bild 5.5:* Angebrachte Wegaufnehmer an der Plattenoberfläche

Bevor man mit der Belastung begann, wurden noch geometrische Eingangswerte ermittelt und die Vorbemessung nochmals optimiert. Die Eingangswerte für die Vorbemessung und der Ermittlung der Laststufen sind im Folgenden aufgeführt.

Geometrische Eingangswerte:

Mittlere Bauteildicke:

$$\begin{array}{rcl}
 h_1 = & 30,65 \text{ cm} & \\
 h_2 = & 30,70 \text{ cm} & \\
 h_3 = & 30,60 \text{ cm} & \\
 h_4 = & 30,30 \text{ cm} & \\
 h_5 = & 30,00 \text{ cm} & \\
 h_6 = & 30,40 \text{ cm} & \\
 h_7 = & 30,80 \text{ cm} & \\
 h_8 = & 30,40 \text{ cm} & \\
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{r} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right\} h_m = 30,48 \text{ cm}$$

Kantenlänge der Stütze  $a = 35,00 \text{ cm}$

$$\begin{array}{rcl}
 d_x = & 26,25 \text{ cm} & \\
 d_y = & 23,75 \text{ cm} & \\
 a_{sx} = a_{sy} = & 26,2 \text{ cm}^2/\text{m} & 
 \end{array}$$

Abstand des äußersten HFV-Ankers von der Stützenkante:

$$l_w = 1,08 \text{ m}$$

Betonfestigkeit:

$$\begin{array}{rcl}
 f_{ck,cube1,150} = & 27,6 \text{ N/mm}^2 & \\
 f_{ck,cube2,150} = & 29,1 \text{ N/mm}^2 & \\
 f_{ck,cube3,150} = & 29,2 \text{ N/mm}^2 & \\
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{r} \\ \\ \\ \end{array}} \right\} f_{ck,cube,150} = 29,15 \text{ N/mm}^2$$

Der erste Probewürfel wurde gleich in der Frühe abgedrückt, die beiden restlichen unmittelbar vor Belastungsbeginn. Aus diesem Grund wurde der erste Würfel nicht in den Mittelwert mit einbezogen.

Berechnungen:

$$\text{Mittlere statische Nutzhöhe } d_m = \frac{d_x + d_y}{2} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Länge kritischer Rundschnitt } u_{crit} = 4 \cdot a + 3 \cdot d_m \cdot \pi = 3,76 \text{ m}$$

Länge äußerer Rundschnitt

$$u_a = 4 \cdot a + 2 \cdot (l_w + 1,5 \cdot d_m) \cdot \pi = 10,54 \text{ m}$$

Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit in die Zylinderdruckfestigkeit:

$$f_{ck,cyl} = \frac{f_{cd,W200}}{1,18} = \frac{0,95 * f_{ck,W150}}{1,18} = 0,805 * f_{ck,W150} = 23,47 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nach Formel (3.1):

$$V_{Rd,ct} = 719,2 \text{ kN}$$

Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundchnitts einer Platte mit Durchstanzbewehrung (Nachweis der Druckstrebe):

$$V_{Rd,max} = 1,5 * V_{Rd,ct} = 1.078,8 \text{ kN} \quad (\text{mit Bügeln})$$

$$V_{Rd,max} = 1,9 * V_{Rd,ct} = 1.366,5 \text{ kN} \quad (\text{mit Doppelkopfkernern})$$

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des äußeren Rundchnitts außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs nach der Formel (3.5):

$$V_{Rd,ct,a} = 1.431,4 \text{ kN}$$

Berechnung des Rissmoments  $m_{Ed,Riss}$  und der zugehörigen Auflagerlast:

Bedingung, damit noch kein Riss auftritt.

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq f_{ctm} \quad \text{mit} \quad W = \frac{h^2}{6} \quad \text{für } b = 1,0 \text{ m}$$

Mittlere Betonzugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit von  $f_{ck,zyl} = 0,3 * f_{ck,zyl}^{2/3} = 2,46 \text{ N/mm}^2$ .

$$\text{Rissmoment: } m_{Ed,Riss} = f_{ctm} * W = (f_{ctm} * h^2)/6 = 36,9 \text{ kNm/m.}$$

Zur Bestimmung der zum Rissmoment zugehörigen Auflagerkraft diente die FE-Berechnung aus der Biegebemessung. Durch lineare Interpolation zwischen der Bemessungslast  $V_{Ed}$  und dem zugehörigen Moment  $M_{Ed}$  konnte die Auflagerkraft aus dem Rissmoment auf 237,8 kN ermittelt werden.

Desweiteren wurden noch die Auflagerkräfte berechnet, bei dem der Gebrauchlast- und der theoretische Bruchzustand erreicht wird:

Gebrauchslastzustand:

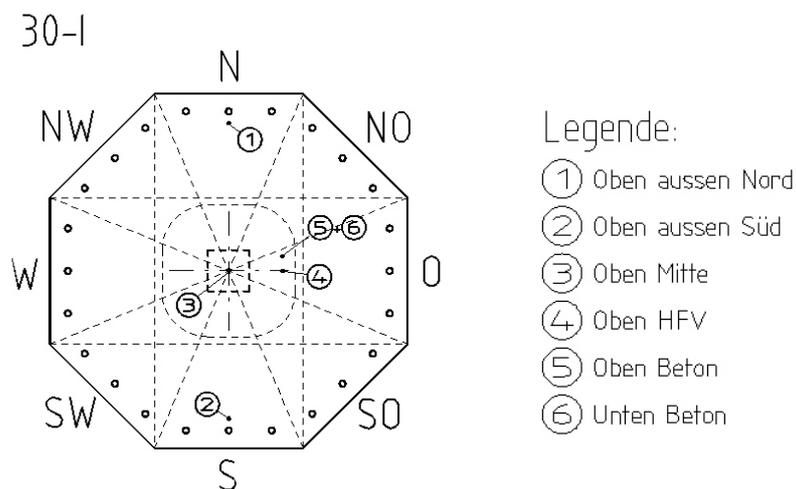
$$V_{Ek} = \frac{V_{Rd,max}}{1,35} = \frac{1,9 * V_{Rd,ct}}{1,35} = 1.012,2 \text{ kN.}$$

Theoretische Bruchzustand:

$$V_{Eu} = \gamma_c * V_{Ed} = 1,5 * V_{Rd,max} = 1,5 * 1,9 * V_{Rd,ct} = 2.049,7 \text{ kN.}$$

### 5.1.3 Versuchsdurchführung

Am Freitag, den 20. August 2004 wurden zunächst die Wegaufnehmer nochmals auf ihre Funktionalität geprüft und anschließend ab 10 Uhr belastet, so dass der Plattenbeton 72 Stunden alt war. Die mittlere Festigkeit zum Belastungsbeginn lag, wie oben bereits erwähnt, bei  $29,15 \text{ N/mm}^2$ . Die angebrachten Wegaufnehmer für die erste 30 cm starke Platte und die angezeichneten Sektoren sind in der nachfolgenden Skizze dargestellt.



**Bild 5.6:** Übersicht der Plattenoberseite mit den angebrachten Wegaufnehmern

Zunächst wurde die Presse auf eine Kraft von 100 kN gefahren und die Muttern der Stahlplatten an der Unterkante der Versuchsplatte gelöst und etwa 10 cm in der Höhe abgelassen. Hiermit wurde vermieden, dass am Plattenrand Einspannungen entstehen.

Für die erste Laststufe wurde die Presse auf eine mittlere Kraft von 220 kN gefahren, was in etwa der Pressenkraft beim berechneten Rissmoment entsprach. Nachdem sich bei den 20 cm starken Platten die Risse erst bei der nächsten oder übernächsten Laststufe nach dem Rissmoment einstellten, wurden die unteren Stufen übersprungen. Aus den angebrachten Wegaufnehmern an der Plattenoberseite konnte eine maximale Durchbiegung von 0,23 mm ermittelt werden. An der Plattenoberseite war, wie erwartet, noch kein Riss zu erkennen. Der Druck am Aggregat der Presse wurde bei jeder Laststufe abgelesen, auf die entsprechende Kraft umgerechnet und mit der am Rechner angezeigten Kraft verglichen. Die Zusammenstellung hierüber ist im *Abschnitt 5.1.4* in einer Tabelle zusammengefasst.

Nach etwa einer Viertel Stunde wurde die Kraft auf durchschnittlich 310 kN erhöht, so dass die maximale Durchbiegung auf 0,41 mm anstieg und sich somit fast verdoppelte. An der Plattenoberseite konnte noch kein Riss festgestellt werden.

Bei der nächsten Laststufe von durchschnittlich 403 kN nahm die Durchbiegung um 0,28 mm zu, so dass der Maximalwert der Platte bei 0,69 mm lag. An der Plattenoberseite war im östlichen Stützenbereich ein Haarriss zu erkennen. Mit einer Kraft von 403 kN lag man um fast 70 % über der Last aus dem rechnerischen Rissmoment.

Bei der vierten Laststufe und einer gemittelten Kraft von 492 kN nahm die Durchbiegung weit aus mehr zu, was sich auch am Rissbild an der Plattenoberseite zeigte. Die maximale Durchbiegung lag am Ende der Laststufe bei 1,07 mm und nahm somit um 0,38 mm zu. An der Oberseite der Versuchsplatte waren nun außer im Osten in jedem Sektor Haarrisse zu erkennen. Die Längen lagen zwischen 45 cm im Norden und 90 cm im Süd-Westen.

Nachdem keine weiteren Risse erkennbar waren, wurde die nächste Laststufe mit einer durchschnittlichen Pressenkraft von 611 kN angefahren. Die Durchbiegungsanzeige am Rechner zeigte 1,87 mm an, was einem Zuwachs von 0,8 mm entsprach. Dieser große Zuwachs war auch an der Rissbildung zu erkennen. Im Nord-Sektor blieb die Länge des Risses bei 45 cm stehen, doch die Rissweite wurde größer. Im Nord-Osten war wie bei der vorigen Laststufe auch nur ein Riss mit einer Länge von 70 cm erkennbar. Im östlichen Sektor war nun auch ein Riss vorhanden. Im Süd-Osten kam ein zweiter Riss mit einer Länge von 60 cm hinzu. Der Riss aus der vorherigen Laststufe ging nun bis an die Plattenaussenkante. Die Situation im südlichen Sektor entsprach der aus dem Süd-Osten. Im Süd-Westen war ein Riss zu erkennen, der bis nach außen verlief. Im West-Sektor kam ein neuer Riss hinzu, der bis zum kritischen Rundschnitt verlief, der aus der vorherigen Laststufe ging 10 cm weiter, so dass dieser 60 cm lang war. Der im Nord-Westen bereits bestehende Riss ging bis zur Plattenaussenkante.

Die durchschnittliche Kraft des nächsten Belastungsschritts lag bei 703 kN, was 98 % des Bemessungswertes der Querkraft ohne Durchstanzbewehrung entsprach. In Bezug auf die Gebrauchslast lag man bei 69 %. Die Durchbiegung der Platte nahm um 0,74 mm zu, so dass sie sich in der Mitte insgesamt um 2,61 mm durchbog. In den einzelnen Sektoren entstanden zwei bis drei neue radial verlaufende Risse.

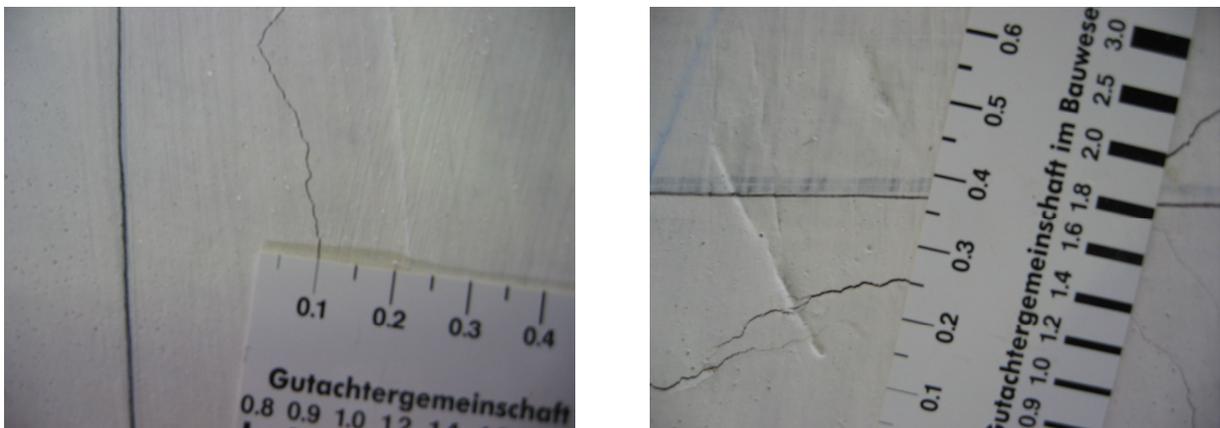


**Bild 5.7:** Stützenbereich bei der Last von 703 kN im Nord-West- und im West-Sektor



**Bild 5.8:** Stützenbereich bei der Last von 703 kN im Süd-West- und im Süd-Sektor

Die maximale Rissweite im Bereich der Stütze an der Plattenoberfläche lag bei 0,25 mm.



**Bild 5.9:** Gemessene Rissweiten bei einer Last von 703 kN

Nachdem sich keine weiteren Risse mehr einstellten und die Rissweiten gemessen wurden, erhöhte man die Last auf 803 kN und befand sich somit bei 79 % der Gebrauchslast und bei etwa 40 % der rechnerischen Bruchlast. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,8 mm auf 3,41 mm an. Die Risse im mittleren Drittel der Platte gingen weiter auf, in Richtung Plattenrand waren es nur noch Haarrisse.

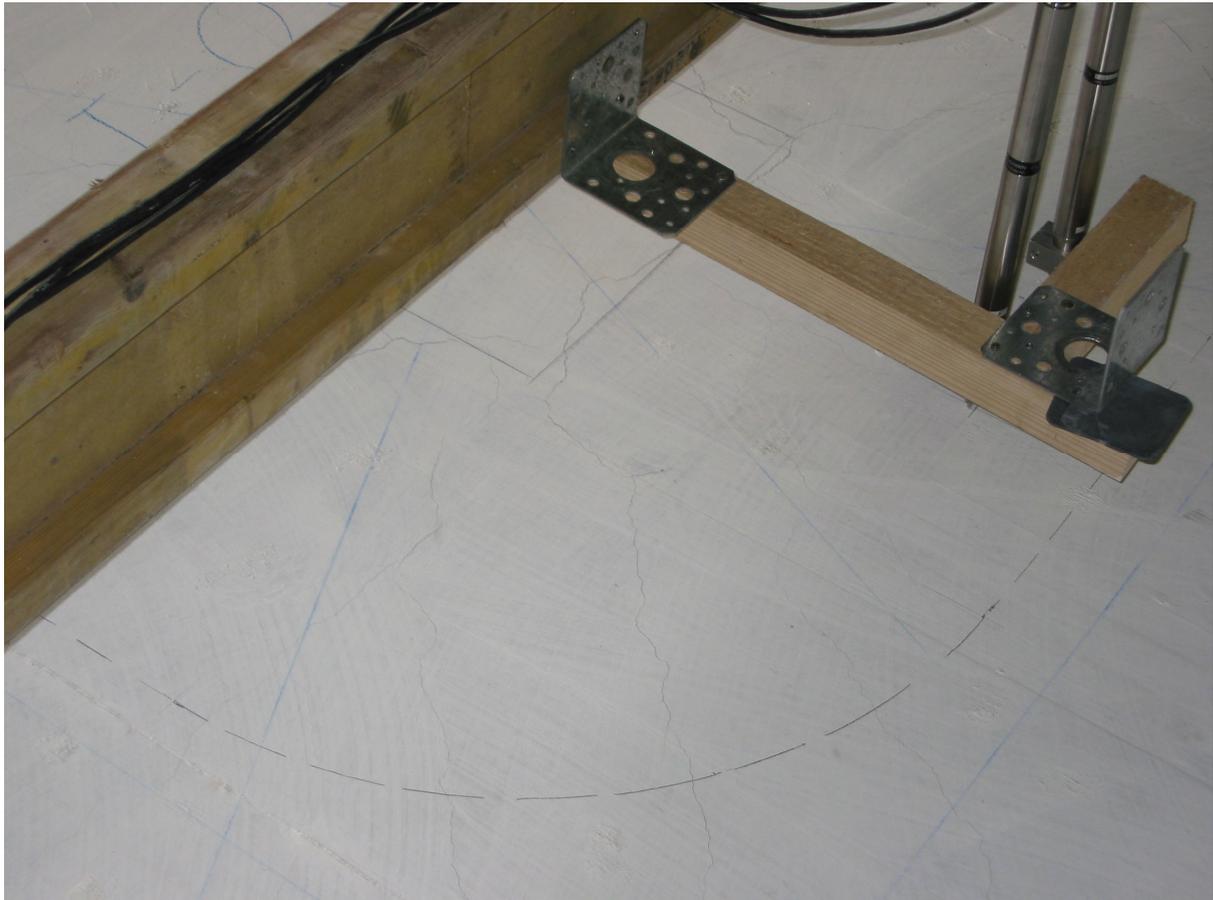


**Bild 5.10:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 803 kN

Für die achte Laststufe wurde die Pressenkraft auf durchschnittlich 901 kN erhöht. Diese Laststufe entsprach 89 % der Gebrauchslast und etwa 44 % der rechnerischen Bruchkraft. Die maximale Durchbiegung stieg durch den Kraftanstieg von 100 kN auf 4,19 mm an. Die Durchbiegung erhöhte sich somit in etwa dem gleichen Maße wie aus der vorherigen Laststufe. In jedem aufgezeichneten Sektor waren drei Radialrisse zu erkennen, von denen die meisten bis an die Plattenaussenkante verliefen.

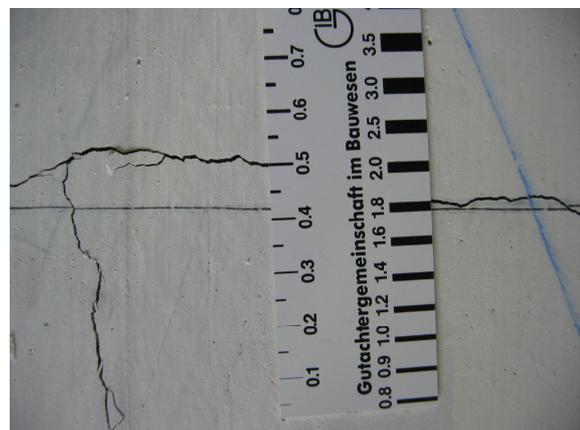
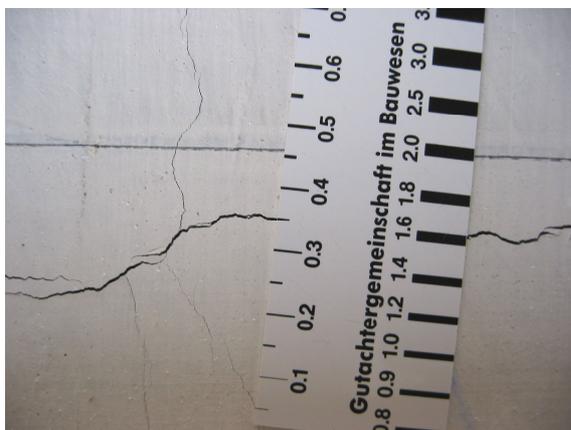


**Bild 5.11:** Rissbild der westlichen Hälfte im Bereich des Stützenstumpfs

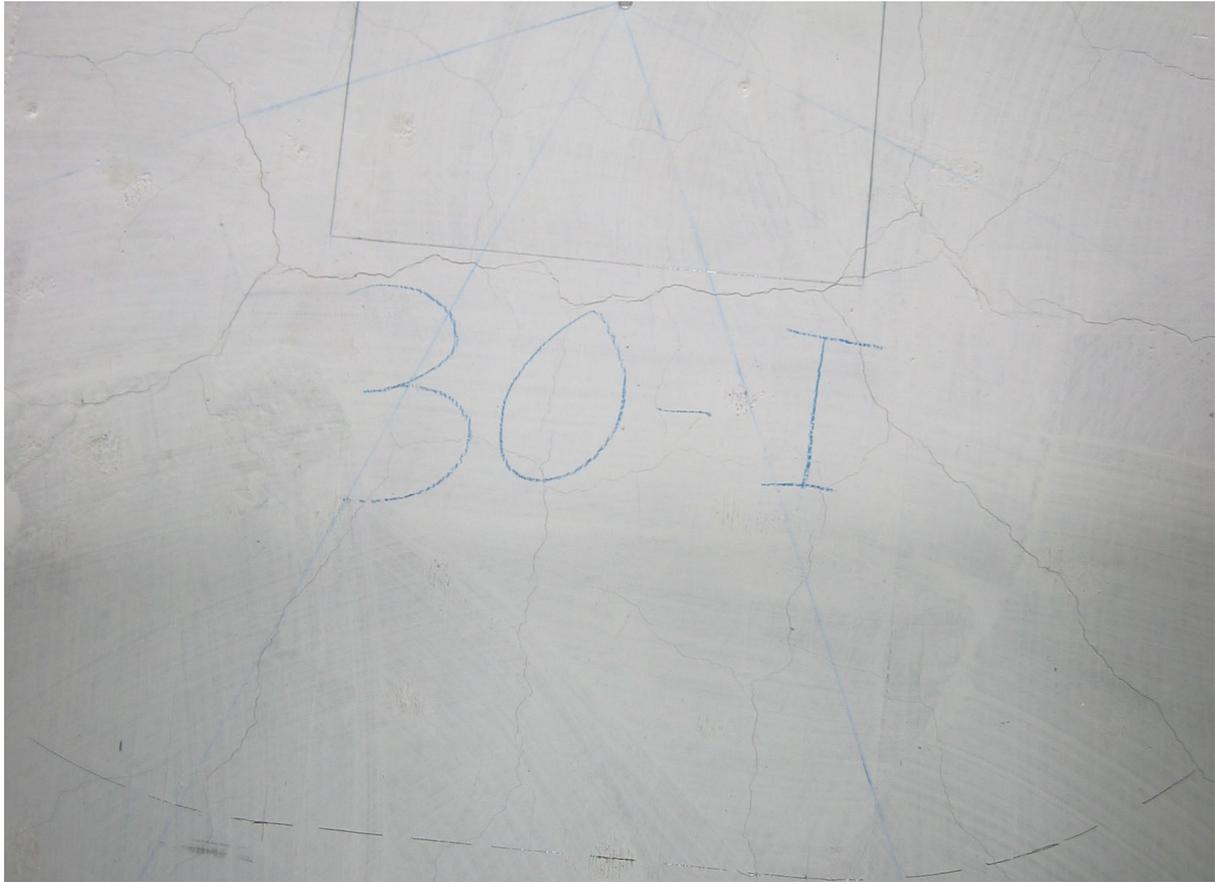


**Bild 5.12:** Risse im Bereich des Stützenstumpfs im östlichen Bereich

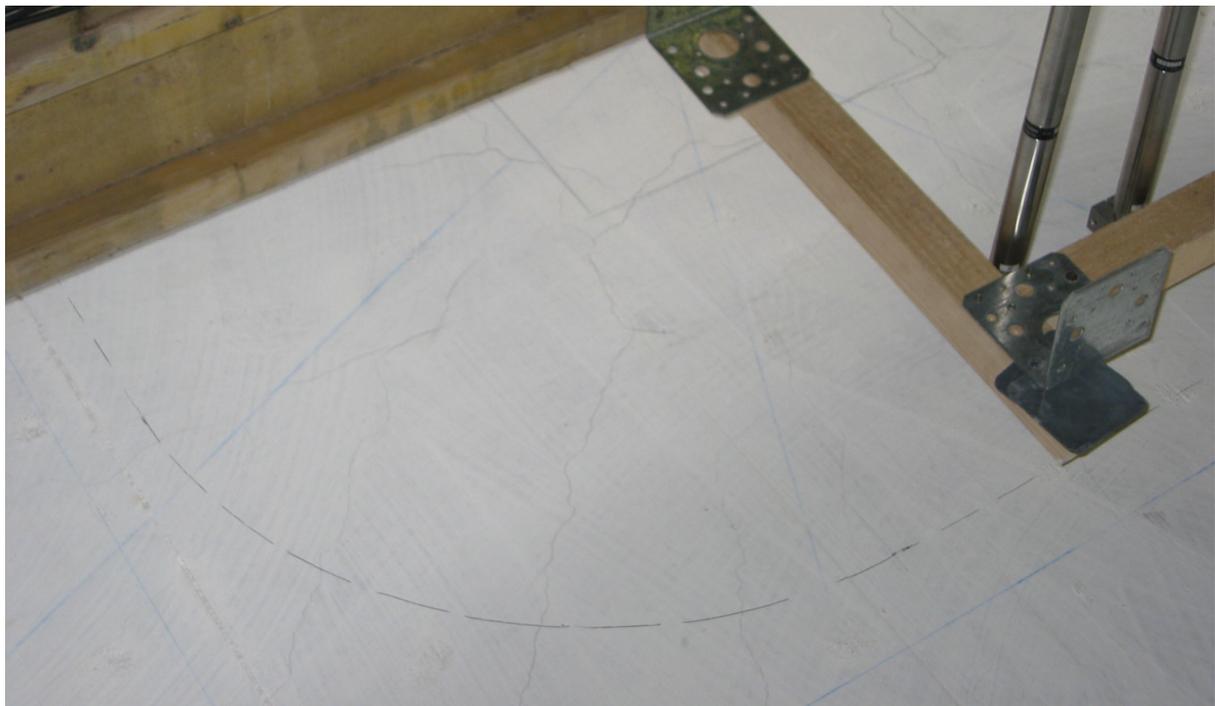
Auf durchschnittlich 997 kN wurde die Pressenkraft bei der nächsten Laststufe gefahren, was 98 % der Gebrauchslast darstellte. Die maximale Durchbiegung stieg um weitere 0,91 mm, so dass die Platte eine Gesamtdurchbiegung von 5,1 mm hatte. Bei dieser Laststufe wurden wieder die Rissweiten gemessen. Die maximalen Weiten im Bereich des Stützenstumpfs lagen zwischen 0,35 und 0,50 mm.



**Bild 5.13:** Gemessene Rissweiten in Höhe der Gebrauchslast



**Bild 5.14:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs in Höhe der Gebrauchslast in der westlichen Hälfte



**Bild 5.15:** Risse an der Plattenoberseite in der östlichen Plattenhälfte

Im südlichen und nord-westlichen Sektor waren innerhalb des kritischen Rundschnitts bereits kleine Höhenversätze bei den Rissen erkennbar. An den Stirnflächen der Platte gingen die Risse teilweise bis zur Mitte (siehe *Bild 5.16*). Die Durchbiegung der Platte war bei der Betrachtung der Stirnflächen vom Malergerüst aus sehr gut erkennbar.

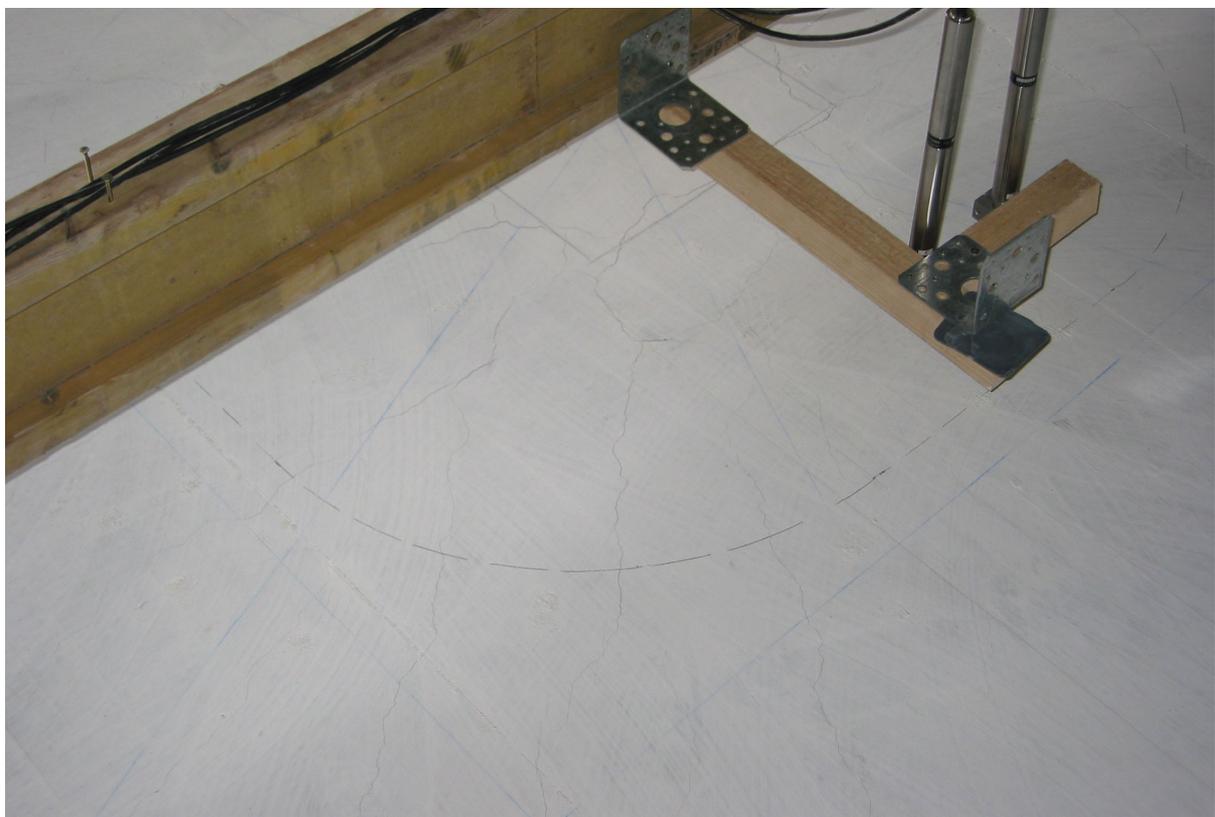


*Bild 5.16:* Risse im Stirnbereich und Verdrehung der Platte im Bereich der Verankerung

Nachdem die Rissentwicklung abgeschlossen war und die Wegaufnehmer keine Änderungen mehr anzeigten, wurde die Presse auf eine durchschnittliche Kraft von 1.102 kN gefahren. Die Last lag bereits um 2 % über dem Bemessungswert  $V_{Rd,max}$  nach DIN 1045-1. Die maximale Durchbiegung stieg auf 5,97 mm an. Die Zunahme von 0,87 mm entsprach in etwa dem der vorherigen Laststufe. Bei dieser Laststufe entstanden die ersten Tangentialrisse im Abstand von etwa 31 cm vom Stützenmittelpunkt und somit 13 cm von den Stützenkanten.



**Bild 5.17:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs in der westlichen Hälfte bei 1.102 kN

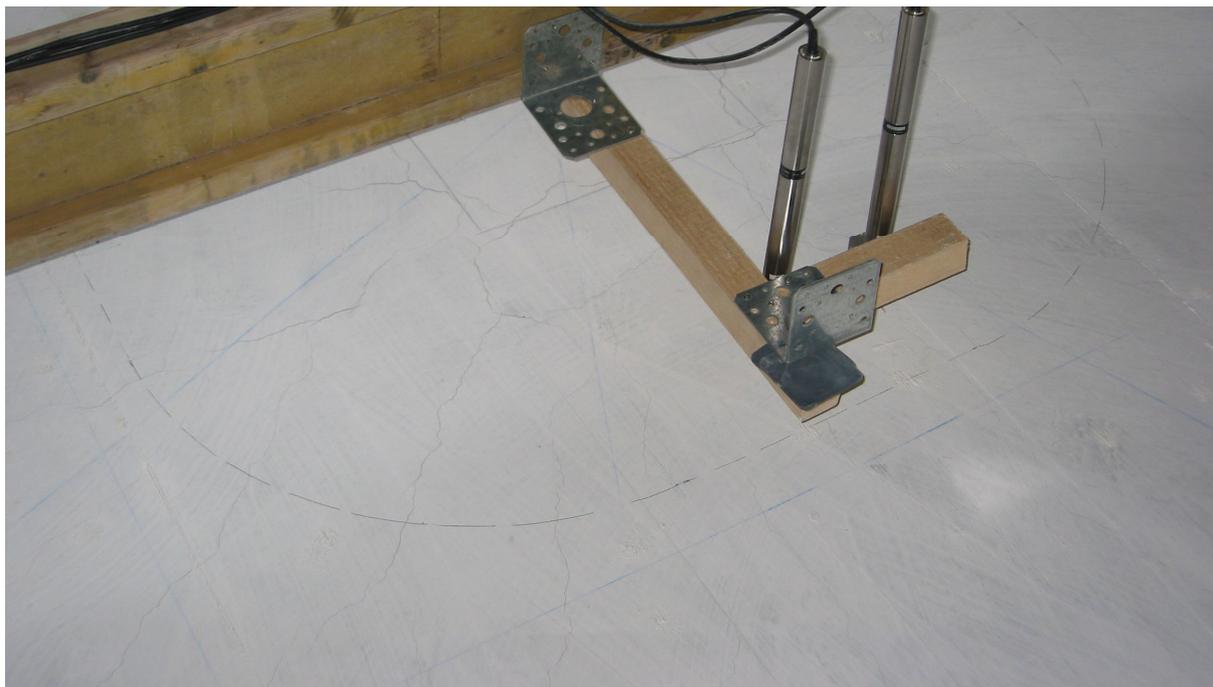


**Bild 5.18:** Risse im Stützenbereich in der östlichen Hälfte bei einer Last von 1.102 kN

Die Last wurde anschließend auf 1.199 kN erhöht. Die Beanspruchung der Platte stieg dadurch auf 88 % des Bemessungswerts der Querkraft, die nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfanke angesetzt werden darf. Die Durchbiegung der Platte nahm in etwa um das gleiche Maß zu, so dass die Platte eine maximale Durchbiegung von 6,84 mm aufwies.

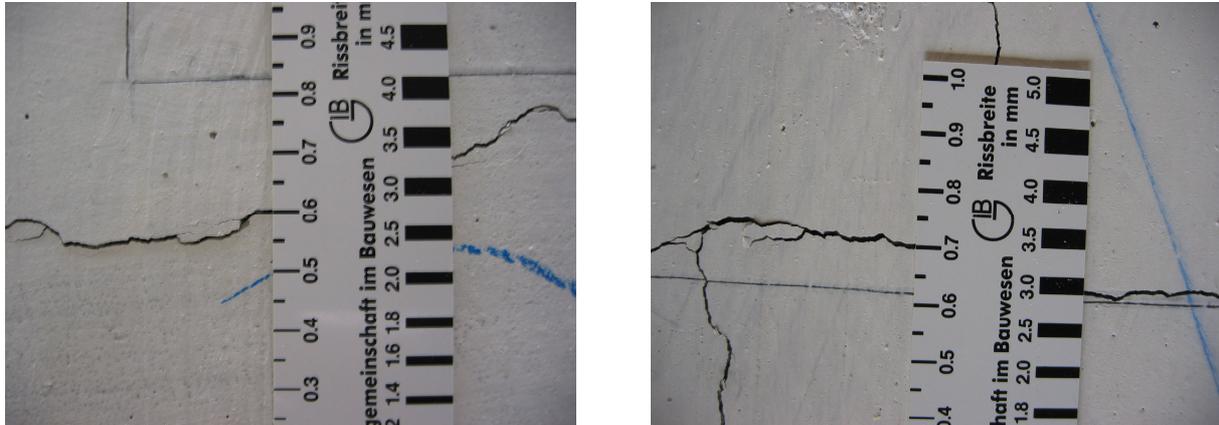


**Bild 5.19:** Risse im Bereich des Stützenstumpfs in der westlichen Hälfte



**Bild 5.20:** Risse im Bereich des Stützenstumpfs in der östlichen Hälfte

An der Plattenoberfläche war keine nennenswerte Risszunahme zu erkennen, so dass lediglich die bereits vorhandenen weiter aufgingen. Dies bestätigten die gemessenen Rissweiten von 0,6 bis 0,7 mm am Rand des Stützenstumpfs.



**Bild 5.21:** Aufgenommene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs

Mit der nächsten Laststufe wurde die Pressenkraft auf 1.285 kN erhöht, womit 94 % des Bemessungswertes der Querkraft, die nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen mit Doppelkopfkankern angesetzt werden kann, erreicht wurden. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,85 mm auf 7,69 mm an. Vereinzelt wurden die Risse länger und die Rissweiten wurden größer.



**Bild 5.22:** Risse im westlichen Stützenbereich bei einer Last von 1.285 kN

Nachdem die Messgeber keine weitere Veränderung an der Platte zeigten, wurde die Pressenkraft nach gut 10 Minuten auf 1.381 kN erhöht. Mit dieser Laststufe wurde die Bemessungsquerkraft ( $V_{Rd,max} = 1.366,25$  kN nach Zulassungen Doppelkopfanker) überschritten und die Bemessungsquerkraft außerhalb des kritischen Rundschritts ( $V_{Rdct,a} = 1.431,4$  kN) zu 97 % erreicht. Die maximale Durchbiegung der Platte nahm um 1,14 mm zu, so dass die Gesamtdurchbiegung der Platte 8,83 mm erreichte. Die Rissweiten im Bereich des Stützenrands lagen zwischen 0,6 mm und 0,8 mm. Bei dieser Laststufe waren in jedem Sektor vier Radialrisse vorhanden, die alle bis zum Plattenrand reichten.



Bild 5.23: Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 1.381 kN

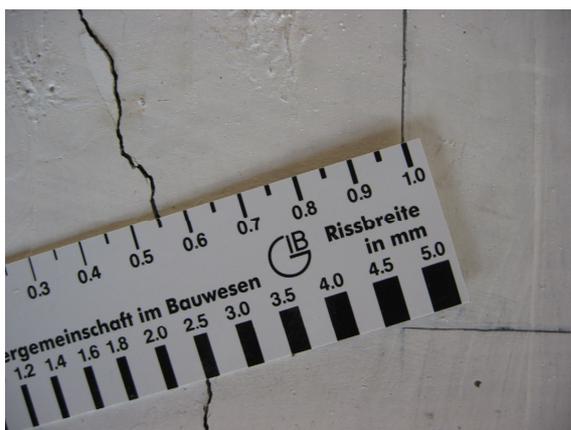


Bild 5.24: Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 1.381 kN

Das Messwerterfassungssystem zeigte am Rechner bei der nächsten Laststufe eine gemittelte Kraft von 1.495 kN an. Mit dieser Laststufe wurde die Bemessungsquerkraft außerhalb des kritischen Rundschnitts mit 65 kN überschritten. Die Lasterhöhung von 114 kN führte zu einer Erhöhung der Durchbiegung von rund einem Millimeter, so dass die maximale Durchbiegung in Plattenmitte bei 9,87 mm lag. Am Rissbild war keine wesentliche Veränderung zu erkennen, so dass nur die Rissweiten größer wurden. In den nächsten Bildern sind die Rissbilder der einzelnen Sektoren dargestellt.



*Bild 5.25:* Risse im Nord-Ost- und Ost-Sektor



*Bild 5.26:* Risse im Süd-Ost- und Süd-Sektor

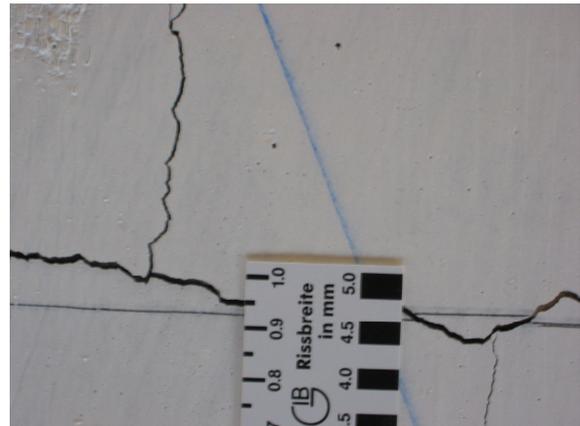
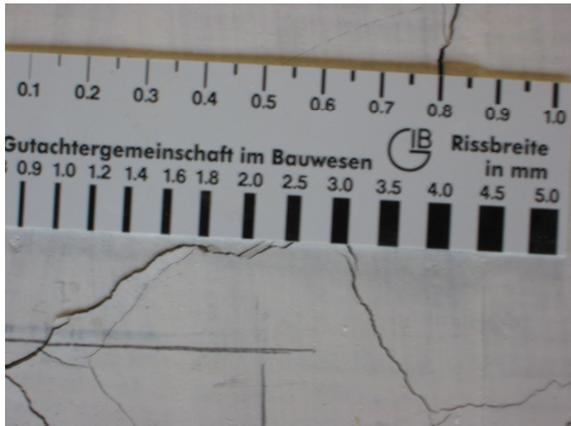


*Bild 5.27:* Risse im Süd-West- und West-Sektor



*Bild 5.28:* Risse im Nord-West-Sektor

Die Erhöhung der Kraft um 91 kN auf 1.586 kN stellte die 15. Laststufe dar. Mit der Zunahme der Kraft erhöhte sich die maximale Durchbiegung der Platte um 1,34 mm. Die gesamte Durchbiegung der 30 cm starken Versuchsplatte lag somit bei 11,21 mm. Dieses Lastniveau lag bereits 16 % über der Bemessungsquerkraft nach den allgemeinen Zulassungen für Doppelkopfanker, bzw. 47 % über dem Bemessungswert, der durch den Einbau von Bügeln angesetzt werden darf. Die Plattenoberseite zeigte keine großartige Veränderung des Rissbildes, lediglich die Rissweiten wurden größer. Diese lagen im Bereich des Stützenstumpfs zwischen 0,8 und 0,95 mm und bestätigten somit die mittlerweile große Durchbiegung.



**Bild 5.29:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs



**Bild 5.30:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs in der westlichen Hälfte

Die angebrachten Wegaufnehmer zeigten auch hier nach etwa einer viertel Stunde keine Veränderungen mehr, so dass die Kraft erneut erhöht werden konnte. Mit 1.694 kN lag man 24 % über dem zulässigen Bemessungswert, der mit dem Einbau von Doppelkopfkankern angesetzt werden darf. Weiterhin lag man 57 % über dem Bemessungswert, der mit dem Einbau von Bügeln erreicht werden kann. Die Durchbiegung der Platte nahm mit der Zunahme der Last um 1,59 mm zu. Die maximale Durchbiegung der ersten 30 cm starken Platte lag somit bei 12,8 mm. An der Plattenunterseite begann die Zementschlämme abzuplatzen, die beim Betonieren des Stützenstumpfs unter die Schalung gelaufen war. Ein Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte war an Hand des angebrachten Lineals noch nicht zu erkennen.



**Bild 5.31:** Risse in der westlichen Hälfte des Stützenstumpfs bei einer Last von 1.694 kN

Nach etwa 10 Minuten zeigten die Wegaufnehmer keine Veränderung der Platte mehr an. Die Kraft der Presse wurde somit auf 1.769 kN erhöht. Der große Zuwachs der Durchbiegung von 2,86 mm bei nur 75 kN Laststeigerung ließ bereits erahnen, dass man in der Nähe der Bruchlast war. An der Plattenoberseite entstanden auch Haarrisse, die tangential im Bereich des kritischen Rundschnitts lagen. Die restlichen Risse gingen weiter auf, vor Allem der Riss im westlichen Sektor entlang der Stützenkante. An der Plattenunterseite bröckelte weiterhin Betonschlämme ab. Ein Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte war noch nicht erkennbar.



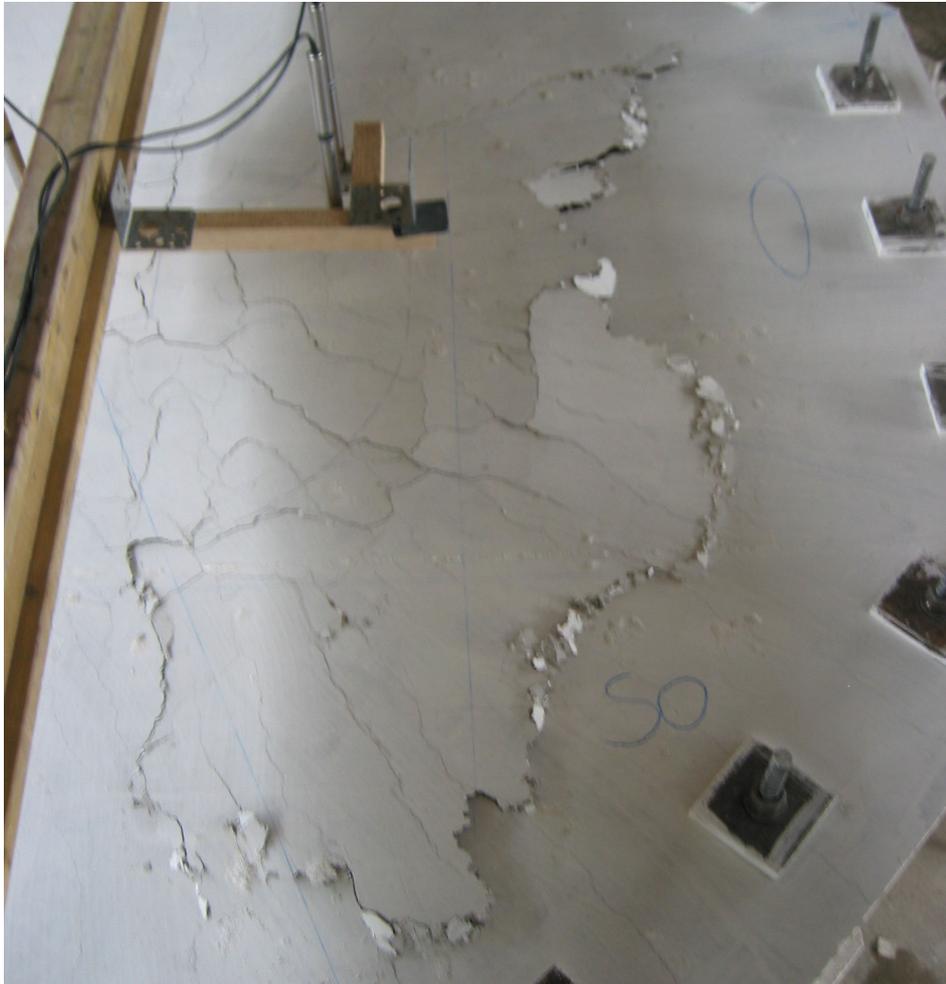
**Bild 5.32:** Risse im Bereich des Stützenstumpfs bei 1.769 kN

Die Wegaufnehmer zeigten nach etwa 40 Minuten Belastung aus der 17. Laststufe so gut wie keine Zunahme mehr an, so dass die Kraft nochmals erhöht wurde. Nachdem die Presse jedoch kurz angefahren wurde, drückte sich der Stützenstumpf in die Platte ein. An der Plattenoberseite lösten sich im Osten und Süd-Osten große Betonschollen ab.



**Bild 5.33:** Rissbild im Bereich des Stützenstumpfs kurz vor dem Versagen der Platte 30-I

Mit einer maximalen Pressenkraft von 1.904,97 kN wurde die Bemessungsquerkraft, die durch den Einbau von Doppelkopfkankern nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angesetzt werden darf, zu knapp 40 % überschritten. Die Bemessungsquerkraft, die mit dem Einbau von Bügeln erreicht werden kann, wurde zu fast 77 % überschritten. Bezogen auf die rechnerische Bruchkraft wurden lediglich 93 % erreicht.



*Bild 5.34:* Betonschollen an der Plattenoberseite nach dem Bruch in der Osthälfte



**Bild 5.35:** Betonschollen im Süd-Ost-Sektor



**Bild 5.36:** Detail einer Betonscholle



**Bild 5.37:** Betonscholle im Ost-Sektor

Nach dem die Platte entlastet war, wurde ein Teil der Scholle entfernt. An der Ankerleiste war erkennbar, dass der HFV-Anker immer noch Verbund mit dem Beton hatte und sogar der Flachstahl an der Stelle einen Knick hatte, an dem der Plattenquerschnitt komplett durchgerissen war.



**Bild 5.38:** HFV-Ankerleiste nach dem Bruch



*Bild 5.39:* Risse in der westlichen Hälfte

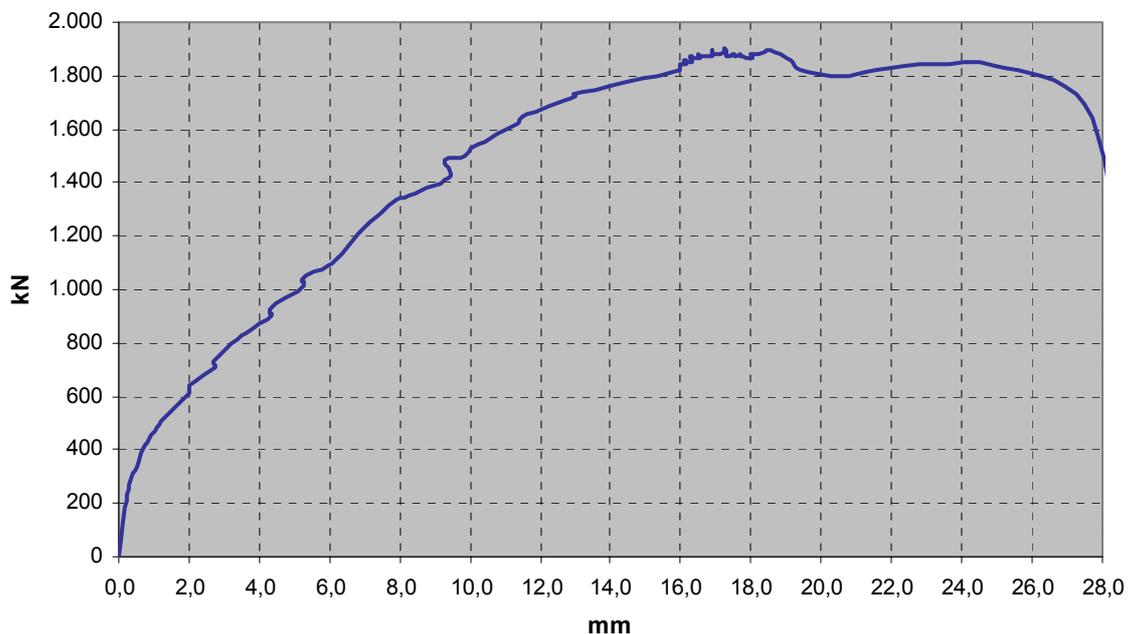
### 5.1.4 Last-Verformungsverhalten

Wie im vorherigen Abschnitt erwähnt, wurde zur Plausibilitätskontrolle auch bei dieser Platte der Druck am Aggregat abgelesen. Wie die nachstehende Tabelle zeigt, waren die Eingangssignale der Kraftmessdose richtig eingestellt.

30-I										
Laststufe	KMD	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	% Abw.		Laststufe	KMD	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	% Abw.
1	231	50	254	-10,4		10	1.116	228	1.160	-3,9
2	313	65	331	-5,7		11	1.207	240	1.221	-1,2
3	407	87	443	-8,7		12	1.298	258	1.313	-1,2
4	500	100	509	-1,8		13	1.399	278	1.415	-1,1
5	598	116	590	1,3		14	1.496	298	1.517	-1,4
6	706	145	738	-4,5		15	1.603	318	1.618	-1,0
7	798	158	804	-0,8		16	1.698	339	1.725	-1,6
8	895	178	906	-1,2		17	1.793	357	1.817	-1,3
9	998	203	1.033	-3,5		18				

**Tabelle 5.1:** Vergleich vom Pressendruck mit der angezeigten Kraft am Rechner

Die Aufzeichnung der Wegaufnehmer wurde analog den Messgebern für die 20 cm starken Platten durchgeführt, so dass die Basis für die Berechnungen der Durchbiegungen die gleiche ist. Im nachstehenden Diagramm sind die aufgezeichneten Werte dargestellt.



**Diagramm 5.1:** Durchbiegungsverlauf der Platte 30-I

Wie im *Diagramm 5.1* erkennbar ist, nahm die Durchbiegung bis zu einer Kraft von etwa 500 kN nur langsam zu. Dies wurde durch die Risse bestätigt, die erst bei 500 kN vermehrt auftraten. Danach verläuft die Kurve annähernd linear, was bedeutet, dass die Durchbiegung und die Kraft über den größten Teil der Versuchsdurchführung im gleichen Verhältnis zunahm. Die Linearität geht bis zu einer Kraft von etwa 1.800 kN, bei der sich die Platte bereits kurz vor dem Bruch befindet und die Durchbiegung extrem zunahm. Nach dem Bruch ist auch hier die Ausbildung eines zweiten Tragsystems erkennbar, indem nach dem Kraftabfall nochmals eine kurze, aber nicht so ausgeprägte Laststeigerung in der Kurve erkennbar ist. Nähere Untersuchungen zum Sekundärtragverhalten sind im Hauptbericht enthalten.

### 5.1.5 Beton- und Stahldehnungen

Die aufgezeichneten Werte der Wegaufnehmer zur Messung der Betondehnung und des „Schlupfes“ sind im nachfolgenden Diagramm festgehalten.

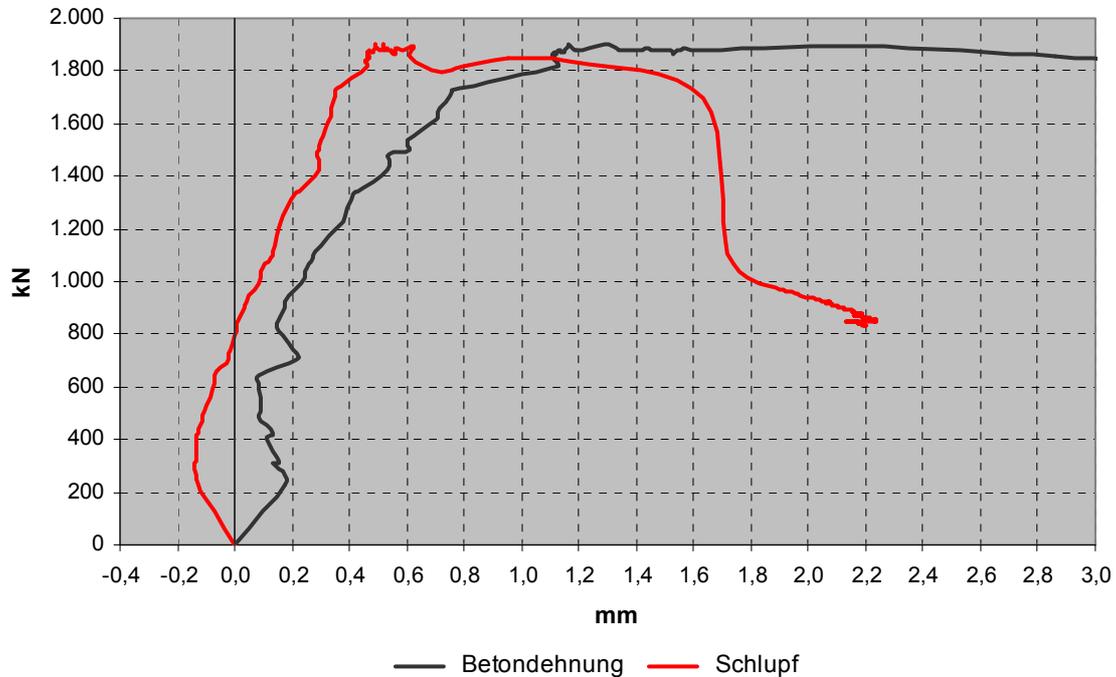
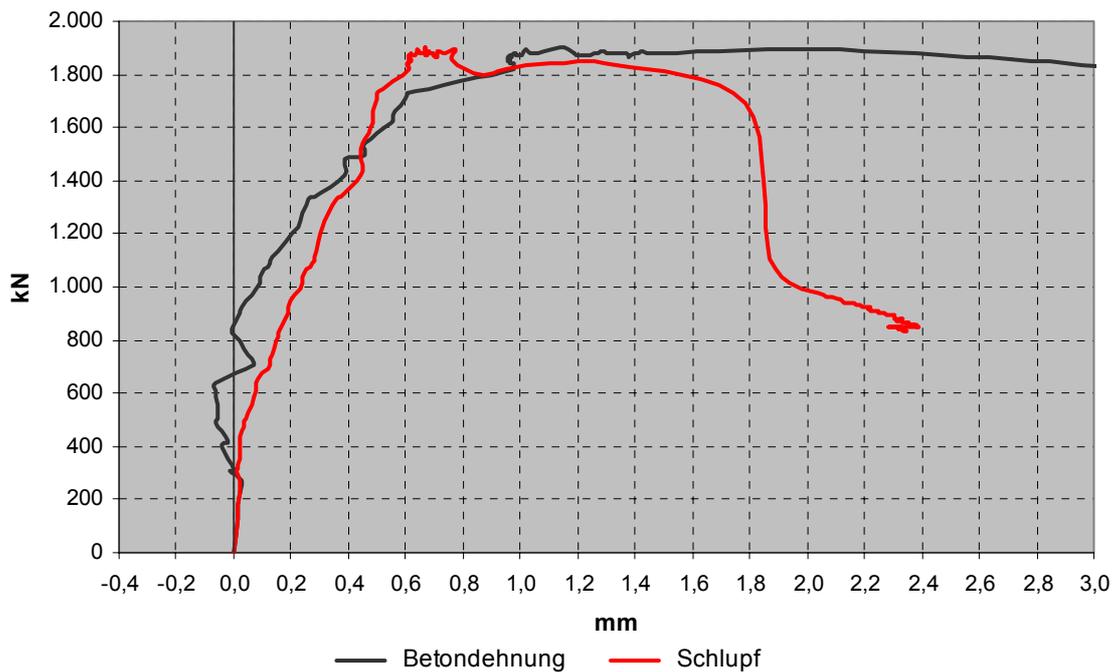


Diagramm 5.2: Aufgezeichnete Werte für die Betondehnung und „Schlupf“

Aus dem *Diagramm 5.2* ist herauszulesen, dass bis zu einer Kraft von etwa 200 kN sowohl die Betondehnung als auch der „Schlupf“ einen Absolutwert von etwa 0,15 mm aufweisen. Nachdem bei dieser niedrigen Last noch kein Riss an der Plattenoberfläche erkennbar war, ist dieser Wert auf eine mechanische Bewegung der Platte oder der oberen Wegaufnehmer zurückzuführen. Im nächsten Diagramm ist dieser hohe Anfangswert herausgefiltert.



**Diagramm 5.3:** Korrigierte Werte der Wegaufnahme für die Betondehnung und „Schlupf“

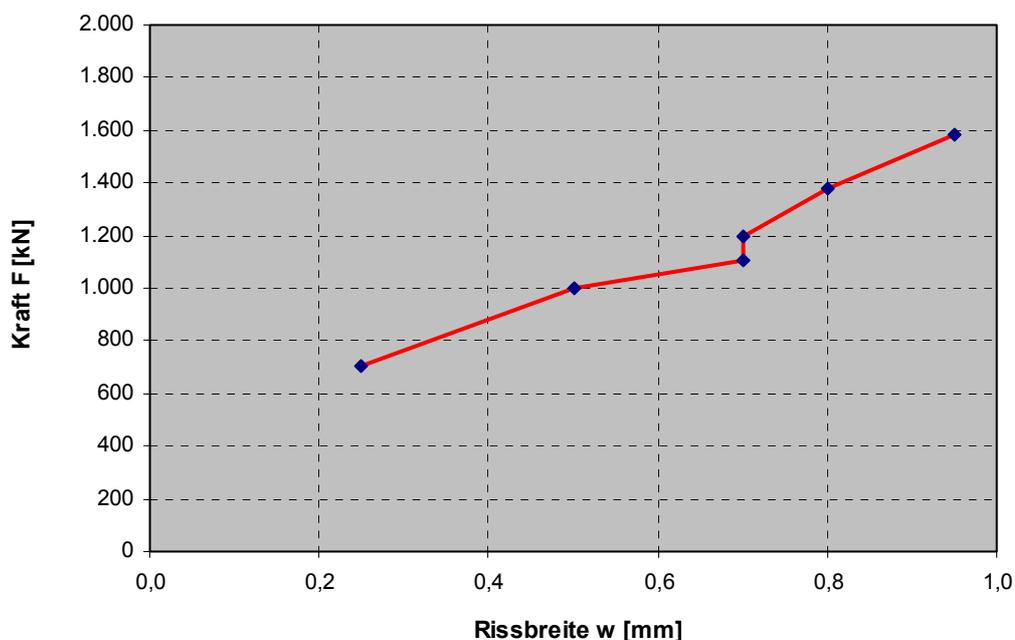
Bei beiden Kurven ist nunmehr bis zu einer Kraft von etwa 200 kN das Anliegen der Versuchsplatte an die Versuchsvorrichtung zu erkennen. Bei der Betondehnung kann anschließend ein negativer Zuwachs von 0,09 mm aus dem Diagramm herausgelesen werden. Der negative Wert entspricht einer Betonstauchung. Bei der Last von 700 kN ist ein Sprung in der Kurve zu erkennen, dieser gleicht sich bei etwa 800 kN jedoch wieder aus. Bis zur Bruchlast steigt die Kurve dann fast konstant bis auf 1,14 mm an. Beim „Schlupf“ steigt die Kurve ab 200 kN ebenfalls konstant bis zur Kraft von 1.800 kN an. Bei der Bruchlast wird ein „Schlupf“ von 0,67 mm gemessen. Bei der Kraft von 1.600 kN schneiden sich beide Kurven; das bedeutet, dass der Schlupf des Stabes kleiner wird als die Betondehnung. Nachdem die Kurve des „Schlupfes“ nie ins Negative geht, kann diese Messung als gut gelungen angesehen werden. Im *Abschnitt 5.4.3* wird diese Messung den anderen aus der Serie der 30 cm starken Platten gegenübergestellt und kann somit besser beurteilt werden.

### 5.1.6 Entwicklung der Risse

Auch bei dieser Platte traten die ersten Risse nicht beim errechneten Rissmoment bzw. der zugehörige Auflagerkraft auf. Erst bei einer Kraft von 400 kN konnte der erste Riss erkannt werden. Dies lag bereits 68 % über der Auflagerkraft von 237,8 kN aus dem Rissmoment. Das ausgeprägt Rissbild stellte sich außerdem erst bei einer Kraft von 500 kN ein. Anfangs verliefen die Risse in die Richtung der kreuzweise verlegten Biegebewehrung, bevor sich an den Ecken des Stützenstumpfs die ersten schrägen Risse bildeten. Bei der Last von 900 kN waren in jedem Sektor drei radial verlaufende Risse vorhanden, die bis zum Plattenrand gingen. Die Risse gingen auf Grund des Tangentialmoments, das am Plattenrand ungleich Null ist, bis an die Außenkante. Die ersten Tangentialrisse entstanden bei einer Last von 1.100 kN. Ab einer Kraft von 1.400 kN waren 4 Risse in jedem Sektor zu erkennen. Die aufgezeichneten maximalen Rissweiten an der Plattenoberseite im Bereich des Stützenstumpfes sind in der nächsten Tabelle bzw. dem Diagramm aufgezeichnet.

30-I		
Laststufe	F [kN]	w [mm]
7	703	0,25
10	998	0,50
11	1.103	0,70
12	1.199	0,70
14	1.381	0,80
16	1.587	0,95

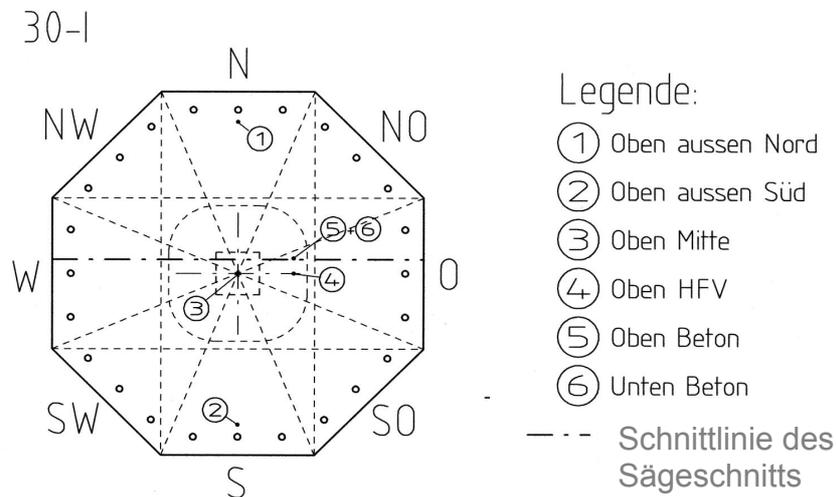
*Tabelle 5.2:* Aufgenommene Rissweiten der Platte 30-I



*Diagramm 5.4:* Graphische Darstellung der aufgenommenen Rissweiten

### 5.1.7 Dokumentation aus den Schnittbildern

In wie weit die erste 30 cm starke Versuchsplatte auf Durchstanzen versagte, konnte nur festgestellt werden, indem sie auseinander geschnitten wurde. Die Richtung des Sägeschnitts ist im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 5.40:** Plattenoberseite mit Richtung des Sägeschnitts

Das nächste Bild zeigt den aufgeschnittenen Plattenquerschnitt nach dem Versagen:



**Bild 5.41:** Plattenquerschnitt nach dem Versagen

Wie das *Bild 5.41* zeigt, wurde kein einziger HFV-Anker durchgeschnitten. so dass zur besseren Anschauung im nächsten Bild die Anker und die Biegebewehrung nachträglich eingezeichnet wurden.



**Bild 5.42:** Schnittfläche der Versuchsplatte 30-I mit eingezeichneter Biege- und Durchstanzbewehrung

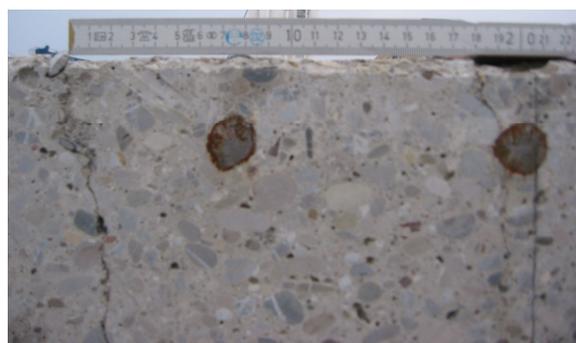
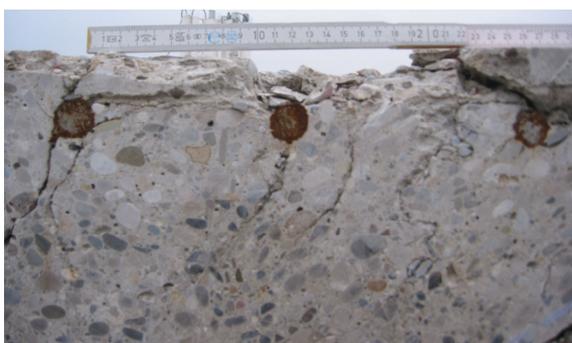
Der Rissansatz ist dem des Durchstanzversagens sehr ähnlich. Die Neigung 1:2 ist im nächsten Bild im Bereich des Stützenstumpfs auf die Schnittfläche aufgetragen.



**Bild 5.43:** Aufgetragener Durchstanzkegel auf die Schnittfläche der Platte 30-I

Wie aus dem Bild erkennbar ist, versagte die Platte im Bereich der Druckzone am Stützenstumpf. Die Rissneigung entspricht in etwa dem eines Durchstanzkegels, bevor der Riss vom HFV-Anker abgedrängt und umgeleitet wurde, so dass auch diese Platte nicht auf Durchstanzen versagte. Eine detaillierte Betrachtung der Versagensursache ist im Hauptbericht dargestellt.

An Hand der Schnittflächen konnten noch weitere Werte zur Tragfähigkeitsbetrachtung gewonnen werden, wie zum Beispiel die Rissabstände von 12 und 18 cm, wie auch die maximale Risstiefe von 25,1 cm.



**Bild 5.44:** Gemessene Rissabstände der Versuchsplatte 30-I



**Bild 5.45:** Gemessene maximale Risttiefe im Stützenstumpfbereich

Zur besseren Anschauung sind in den nachfolgenden Bildern alle Schnittflächen der Versuchsplatte 30-I dargestellt.



**Bild 5.46:** Erste Hälfte der Schnittflächen der Versuchsplatte 30-I



**Bild 5.47:** Zweite Hälfte der Schnittflächen der ersten 30 cm starken Versuchsplatte

Die nächste Seite stellt eine tabellarische Übersicht der Messwerte und rechnerischen Untersuchungen dar.

## Messwerte

Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	30,5
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	26,2
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	24,2
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	25,2
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,15
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	12,0 / 18,0
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	25,1
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	4,30
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,18
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	29,2
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	23,5
Biegebewehrung	$A_s$		Ø 20 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	26,2
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	1,04
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1.905,0</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,81
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	3,77
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,25
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	741,9
Querkraft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 * V_{Rd,ct}$	kN	1.410
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	2.114
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		0,90
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{Rd,ct}</math></b>		<b>1,71</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	15,7
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,301
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,204
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds} (d_y)$	kNm/m	187,2
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}} (d_y)$	kNm/m	280,8
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	11.382
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.394,1
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	6.552,0
rechnerisch aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	802,5
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	1.203,7
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>136,7 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s (y) = c_c$	kN/m	1.741,8
Stahlspannung	$\sigma_s (y)$	N/mm <sup>2</sup>	664,8
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_s (y) / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>133,0 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	40,5
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>172,2 %</b>

Tabelle 5.3: Übersicht der Messwerte und rechnerischen Untersuchungen der Platte 30-I

## 5.2 Platte 30-II

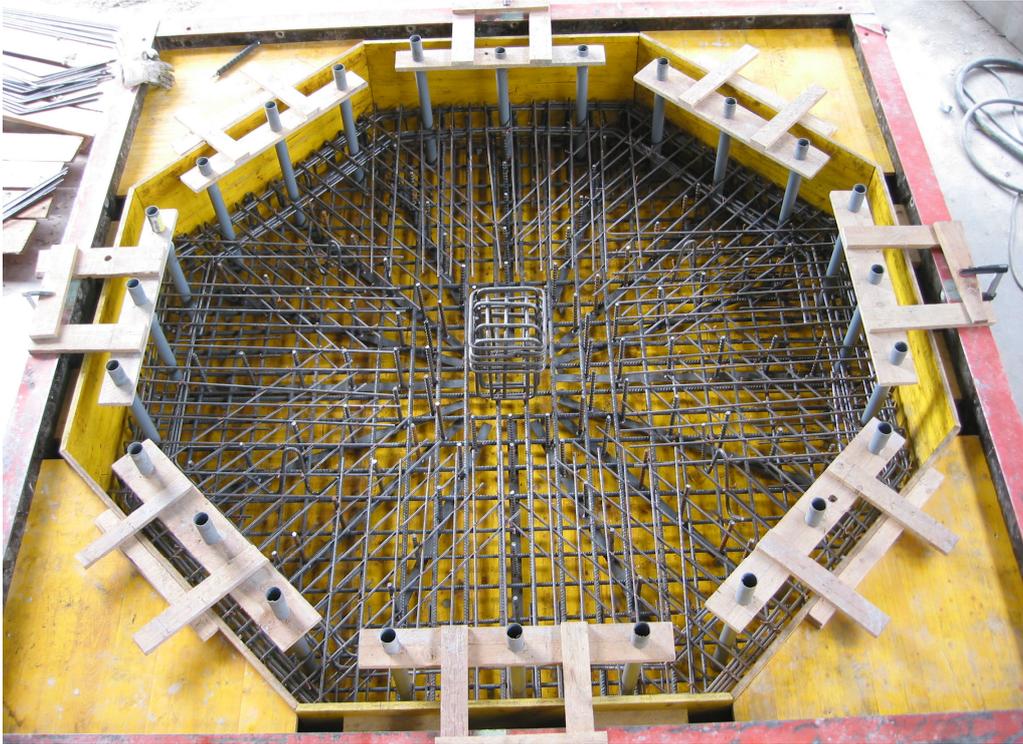
### 5.2.1 Herstellen der Versuchsplatte

Die zweite 30 cm starke Versuchsplatte wurde am 18. und 19. August 2004 bewehrt. Zunächst wurden die 16 HFV-Anker rotationssymmetrisch um den Stützenstumpf auf Abstandhalter verlegt. Im Anschluss daran wurde die Biegebewehrung ( $\varnothing 20$  - 12 cm innen und  $\varnothing 16$  - 12 cm außen) analog der ersten 30 cm starken Versuchsplatte kreuzweise in der Schalung verlegt. Das nachstehende Bild zeigt die rotationssymmetrische Verlegung der HFV-Anker im Bereich des Stützenstumpfs.



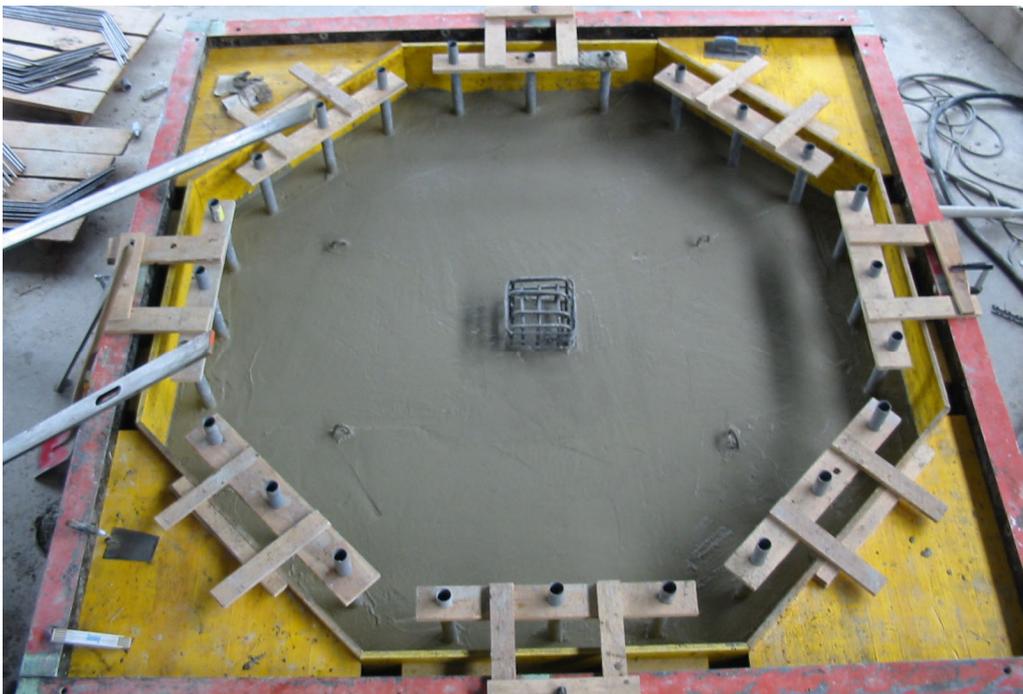
*Bild 5.48:* Rotationssymmetrische Verlegung der HFV-Anker

Danach wurden die Randeinfassung und der Bewehrungskorb der Stütze eingelegt. Die zum Betonieren vorbereitete Schalung ist im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 5.49:** Zum Betonieren vorbereitete Schalung für die Platte 30-II

Die Versuchsplatte wurde am 20. August 2004 betoniert. Wie bei den vorherigen Platten wurden noch am gleichen Tag die PVC-Rohre aus dem erhärteten Beton gezogen, die Schalung für den Stützenstumpf mit der Wasserwaage ausgerichtet und anschließend betoniert.



**Bild 5.50:** Versuchsplatte 30-II mit eingebrachtem Plattenbeton

## 5.2.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung

Am 23. August wurde die Mitte der Platte mit Hilfe der Schlagschnur festgelegt und die Soll-lage der Kraftmessdose auf dem Stützenstumpf übertragen. Der 5 cm starke Streifen am Stützenstumpf wurde zweimal mit Kalkfarbe gestrichen. Im Anschluss daran wurde die Platte ausgeschalt und über die LKW-Waage gefahren. Das Gewicht der Platte lag bei 57,4 kN und somit um 100 kg höher als die erste Platte aus dieser Serie. Nach dem Drehen der Platte im Außenbereich, wurde die Platte wieder in die Fahrzeughalle gefahren und mit Hilfe des Gabelstaplers auf die Versuchseinrichtung gehoben.



**Bild 5.51:** Auflegen der Versuchsplatte 30-II auf den Versuchsstand

Das Einfädeln und Ausrichten der Platte wurde wie in den vorherigen Abschnitten beschrieben durchgeführt. Ebenso wurde nach dem Festziehen der Muttern an der Versuchsplatte die Oberfläche zweimal mit Kalkfarbe gestrichen und die einzelnen Sektoren mit Hilfe der Schlagschnur festgelegt. Nachdem die Vorbereitungen an der Platte fertig waren, wurden die beiden Konstruktionen zur Befestigung der Wegaufnehmer neu aufgestellt und diese fixiert. Weiterhin wurde an der Plattenunterseite das Messlineal befestigt. Nachdem alle Wegaufnehmer am Messverstärker angeschlossen waren, wurden sie auf die Funktionalität überprüft.

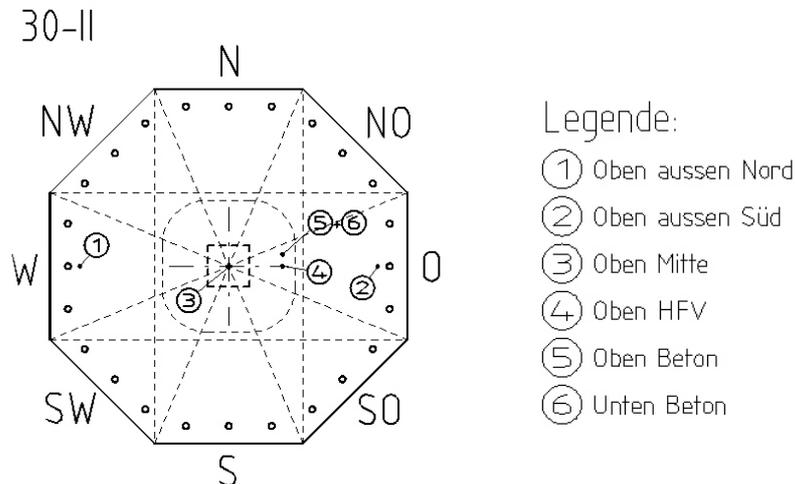


**Bild 5.52:** Versuchsstand mit eingebauter Platte 30-II

Bevor mit der Belastung begonnen wurde, ermittelte man noch geometrische Eingangswerte, um mit diesen die Vorbemessung optimieren zu können. So wurde an allen acht Seiten die Dicke der Platte gemessen. Es ergab sich eine mittlere Bauteildicke von 30,39 cm. Die Versuchsplatte wurde am 24. August 2004 ab 10 Uhr belastet, so dass der Beton 96 Stunden alt war. Unmittelbar vor der Belastung wurden die Betonwürfel zur Festigkeitsbestimmung abgedrückt. Mit den Würfeldruckfestigkeiten von 26,6 N/mm<sup>2</sup>, 26,5 N/mm<sup>2</sup> und 27,8 N/mm<sup>2</sup> ergab sich eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 26,97 N/mm<sup>2</sup>. Auf Grund der ermittelten Würfeldruckfestigkeiten konnte der Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung auf 720,7 kN berechnet werden. Der Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit durch den Einbau von Bügeln konnte mit 1.081,0 kN und mit dem Einsatz von Doppelkopfkankern mit 1.369,3 kN ermittelt werden. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs lag bei 1.424,6 kN. Der Gebrauchslastzustand der Versuchsplatte lag bei einer Pressenkraft von 1.014,3 kN und der theoretische Bruchzustand bei 2.054 kN. Das Rissmoment lag bei 35,9 kNm/m und hatte eine zugehörige Auflagerkraft von 231,5 kN.

### 5.2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsplatte mit der Lage der aufgebrachtten Wegaufnehmer und die angezeichneten Sektoren sind im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 5.53:** Lage der angebrachten Wegaufnehmer

Vor Beginn der Belastung wurden die einzelnen Wegaufnehmer nochmals auf ihre Funktionalität überprüft und die Presse anschließend auf eine Kraft von 100 kN gefahren. Jetzt wurden die Muttern der Stahlplatten von der Plattenunterkante um etwa 10 cm abgelassen, so dass keine Einspannung am Plattenrand stattfinden konnte. Anschließend wurde die Pressekraft auf 200 kN erhöht. Der Druck am Aggregat der Presse wurde bei jeder Laststufe abgelesen und mit der am Rechner angezeigten Kraft verglichen. Diese Werte sind im *Abschnitt 5.2.4* tabellarisch zusammengefasst. Bei der durchschnittlichen Einwirkung von 206 kN bei der ersten Laststufe wurde eine maximale Durchbiegung der Platte von 0,2 mm gemessen. An der Plattenoberseite war noch kein Riss erkennbar.

Auch bei der nächsten Laststufe, bei der durchschnittlich 312 kN auf die Platte einwirkten, war noch kein Riss an der Oberfläche der Platte festzustellen. Bei dieser Kraft lag man bereits knapp 35 % über der Auflagerkraft aus dem rechnerischen Rissmoment. Die Platte hatte am Ende der Laststufe eine maximale Durchbiegung von 0,47 mm, was mehr als dem Doppelten aus der ersten Laststufe entsprach.

Für die vierte Laststufe wurde die Pressenkraft erneut um etwa 100 kN erhöht. Auf die gesamte Dauer der Laststufe wirkten 397 kN auf die Platte ein. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 0,3 mm auf 0,77 mm an. An der Plattenoberfläche war im Sektor-West ein Haarriss direkt über der Stütze erkennbar. Bei dieser Laststufe lag man bereits 71 % über der Kraft aus dem rechnerischen Rissmoment.

Mit der Belastung aus der fünften Laststufe nahmen die Risse schlagartig zu. Die Last wurde erneut um etwa 100 kN erhöht, so dass durchschnittlich 497 kN auf die Platte einwirkten. An dem Zuwachs der maximalen Durchbiegung von 0,77 mm auf 1,28 mm war die Rissbildung ebenfalls erkennbar. Dies entsprach einem Zuwachs von 0,51 mm. Im nördlichen Sektor hatte sich noch kein Riss gebildet. Im Nord-Osten war ein Haarriss mit einer Länge von 40 cm und im Osten einer mit der Länge von 50 cm. Im Süd-Osten verlief ein Haarriss radial bis zu einer Länge von 95 cm. Im Süden war wie im Norden noch kein Riss erkennbar. Im Süd-Westen entstand ein Riss mit der Länge von 65 cm und im Westen einer mit der Länge von 60 cm. Im Nord-Westen war es wiederum nur ein Riss mit einer Länge von 75 cm. Alle Risse, die bei dieser Laststufe entstanden, waren Radialrisse, die von der Aussenkante des Stützenstumpfs gemessen wurden.

Die Erhöhung der Pressenkraft von 497 kN auf 596 kN brachte eine Erhöhung der Durchbiegung auf 1,97 mm mit sich. Der Durchbiegungszuwachs von 0,69 mm war auch am Rissbild an der Plattenoberfläche erkennbar. Außer im nördlichen Sektor waren nun überall Risse zu erkennen. Im Nord-Osten ging der Riss nun bis zur Plattenaußenkante. Im Osten waren es bereits zwei Risse, von denen einer neu, mit der Länge von 55 cm, entstanden war und der andere 10 cm länger wurde. Im süd-östlichen Sektor waren es auch zwei Risse; der bereits vorhandene ging nun bis zur Außenkante und der neue war 75 cm lang. Im Süden entstanden zwei Risse, die bis zum Rundschnitt gingen. Im Süd-Westen verlängerte sich der Riss bis zur Außenkante. Im Westen waren es auch zwei Risse, von denen sich einer bis zum Plattenrand verlängerte und der neu entstandene Riss eine Länge von 90 cm hatte. Im Nord-Westen verlängerte sich der Riss bis zur Plattenaussenkante.



**Bild 5.54:** Haarriss im Nord-West Sektor

Nachdem die Wegaufnehmer keine weiteren Veränderungen mehr anzeigten, wurde die Pressenkraft erneut um 100 kN erhöht, so dass die Beanspruchung der Platte auf 698 kN anstieg. Mit dieser Laststufe erreichte man 97 % des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung und 69 % der Gebrauchslast. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 0,76 mm auf 2,73 mm an. Diesmal entstand auch im Norden ein Riss mit einer Länge von 75 cm. Im Nord-Osten kam ein neuer Riss hinzu, der bis zur Verankerungsplatte reichte, der andere ging bis zur Plattenaußenkante. Im Osten kam ein neuer hinzu, der aus dem Nord-Ost Sektor kam und der andere hatte eine Länge von 80 cm. Im Süd-Osten waren es mittlerweile drei Risse, von denen zwei bis zur Außenkante verliefen und einer bis zur Verankerungsplatte. Im Süden gab es keine Veränderung. Im Süd-Westen kam ein neuer mit der Länge von 1,05 m hinzu. Im Westen waren es ebenfalls drei Risse von denen einer bis zur Außenkante verlief und der andere

sich beim Rundschnitt in zwei Risse verzweigte. Einer ging weiter bis zur Außenkante und der andere war etwa 1 m lang. Auch im Nord-Westen waren es mittlerweile zwei Risse, von denen einer bis an die Außenkante und der andere bis zum kritischen Rundschnitt verlief.

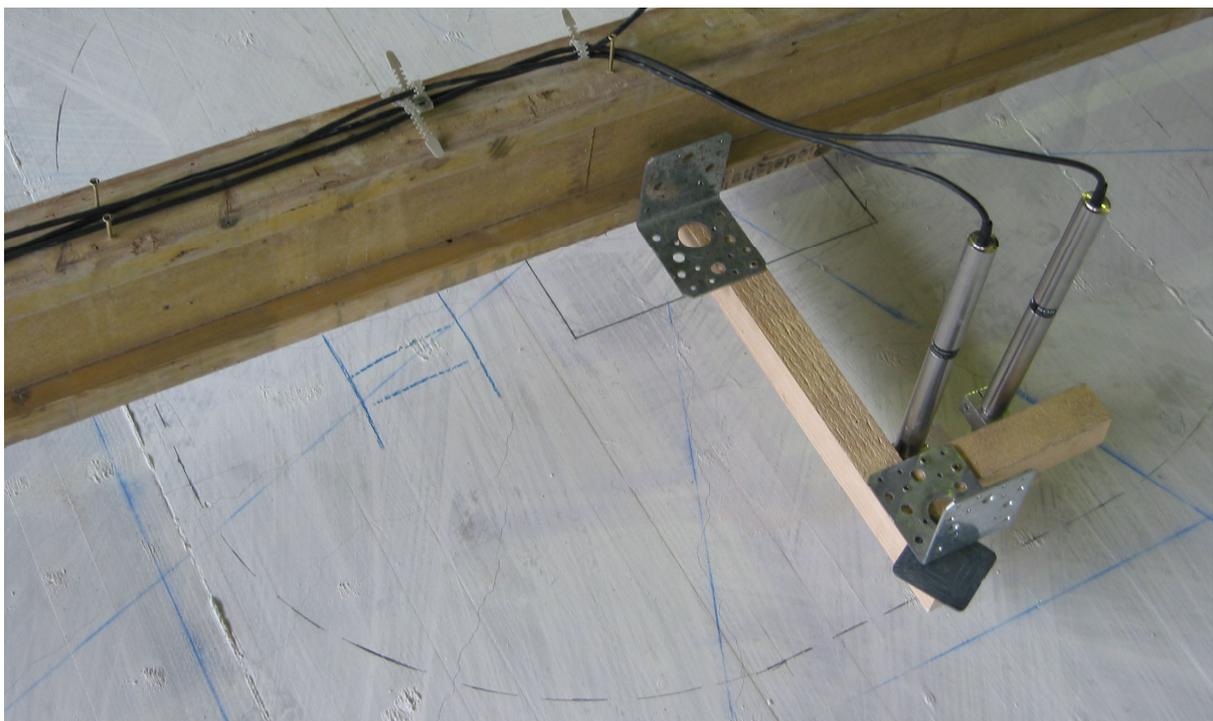
Die achte Laststufe wurde erreicht, indem die Pressenkraft auf durchschnittlich 797 kN erhöht wurde. Mit diesem Lastniveau erreichte man fast 79 % der Gebrauchslast. Die Zunahme der Kraft um 100 kN wirkte sich auf die maximale Durchbiegung in dem Maße aus, dass diese um 0,75 mm zunahm und am Ende der Laststufe bei 3,48 mm lag. Die Zunahme der Durchbiegung entsprach in etwa der aus den vorherigen Laststufen. Der Riss im Norden ging nicht weiter auf, während im Nord-Osten bereits drei Risse bis zur Außenkante verliefen. Die Risse im Ost-Sektor gingen ebenfalls bis zur Plattenaußenkante, ebenso wie die drei aus dem Süd-Osten. Im Süden waren insgesamt auch drei Risse zu erkennen, von denen einer eine Länge von 1,05 m, der zweite eine Länge von 70 cm und der letzte eine Länge von 55 cm hatte. Im Süd-Westen verliefen zwei Risse bis zur Außenkante und im Westen waren es bereits vier. Im Nord-Westen waren insgesamt drei Risse vorhanden, zwei davon gingen bis zur Aussenkante und der dritte bis zum kritischen Rundschnitt. In fast allen Sektoren waren bereits drei Risse vorhanden, von denen die meisten bis zur Plattenaußenkante verliefen. Tangentialrisse waren bis jetzt noch nicht erkennbar.

Die Belastung der neunten Laststufe lag im Mittel bei 899 kN und somit bei 89 % der Gebrauchslast. Die Zunahme der Kraft von 102 kN erhöhte die maximale Durchbiegung der Platte um 0,99 mm und lag etwa 0,2 mm höher als bei den vorherigen Laststufen. Die maximale Durchbiegung lag somit bei 4,77 mm. Im Nord-Sektor entstand ein weiterer Riss, der bis zum kritischen Rundschnitt ging. Der bestehende Riss ging bis zur Ankerplatte. Im Nord-Osten waren drei Risse vorhanden, von denen zwei bis zur Plattenaußenkante und der dritte bis zum kritischen Rundschnitt reichte. Im östlichen Sektor waren bereits vier Risse sichtbar, die alle bis zur Plattenaußenkante gingen. Auch im Süd-Osten waren vier Risse erkennbar, von denen drei bis zur Plattenaußenkante und einer vom kritischen Rundschnitt bis zur Außenkante verliefen. Drei Risse waren im Süden zu erkennen, von denen zwei bis zur Außenkante verliefen und der dritte eine Länge von 50 cm hatte. Im Süd-Westen waren insgesamt drei Risse sichtbar. Zwei davon gingen bis zur Außenkante und der dritte Riss verlief 80 cm von der Außenkante nach innen. Im westlichen Sektor gingen alle vier Risse bis zur Außenkante. Im nord-westlichen Sektor ging nun auch der dritte Riss bis zur Plattenaußenkante.

Die Wegaufnahme zeigten nach 20 Minuten keine weitere Änderung mehr an, so dass die Presskraft erneut um etwa 100 kN erhöht wurde. Die Beanspruchung der Platte lag jetzt bei 998 kN und entsprach 98 % der Gebrauchslast. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,78 mm auf 5,25 mm an.



*Bild 5.55:* Rissbild im nördlichen Bereich des Stützenstumpfs in Höhe Gebrauchslast



*Bild 5.56:* Risse im südlichen Bereich des Stützenstumpfs in Höhe Gebrauchslast

In den einzelnen Sektoren verlängerten sich die bereits bestehenden Risse teilweise und es entstanden teilweise neue, so dass fast überall drei bis vier Risse pro Sektor erkennbar waren. Die maximalen Rissweiten, die im Bereich des Stützenstumpfes gemessen wurden, lagen zwischen 0,4 und 0,45 mm.



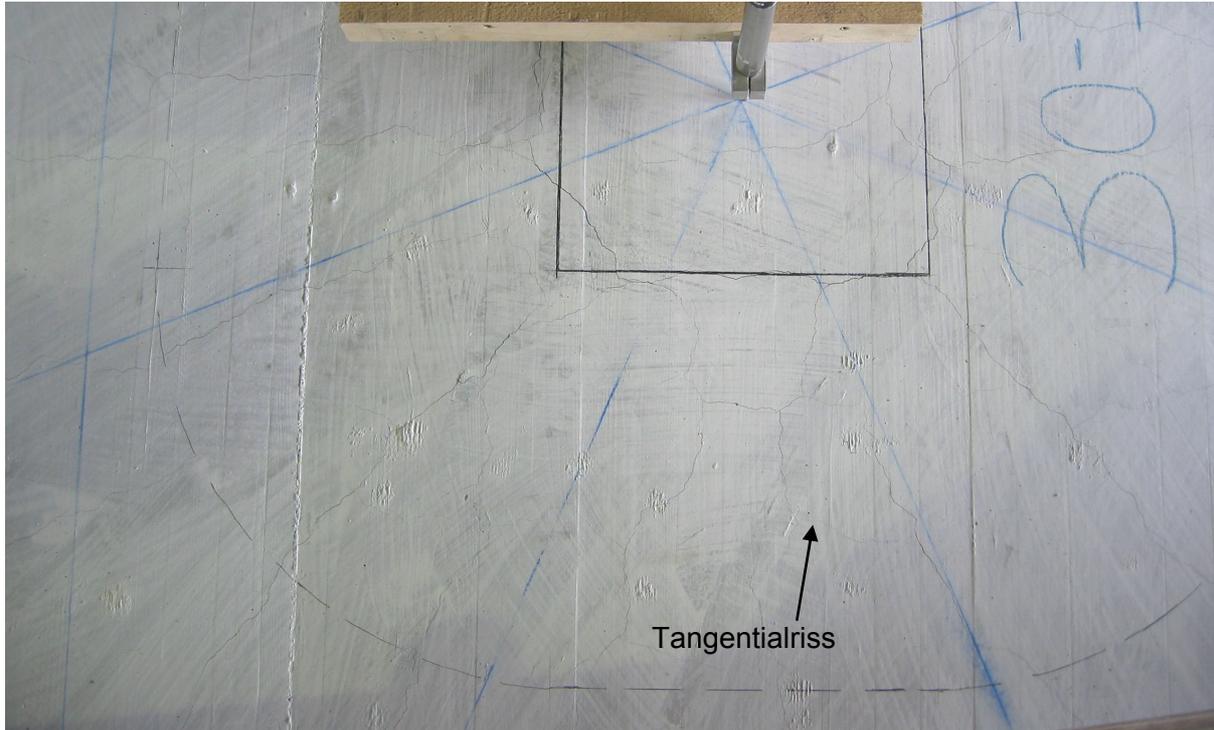
**Bild 5.57:** Gemessene Rissweiten bei Gebrauchslast

Nach einer guten halben Stunde wurde die Kraft der Presse auf 1.100 kN erhöht und lag um fast 2 % über dem Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit, der durch den Einbau von Bügeln angesetzt werden darf. Mit dem Zuwachs der Kraft stieg auch die maximale Durchbiegung der Platte um 0,89 mm auf 6,14 mm. An der Plattenoberseite waren mittlerweile in jedem Sektor außer im Norden und Süden vier Risse vorhanden, die alle bis zur Plattenaußenkante gingen. In den beiden genannten Sektoren waren es nur drei Risse, die auch bis zur Außenkante verliefen.

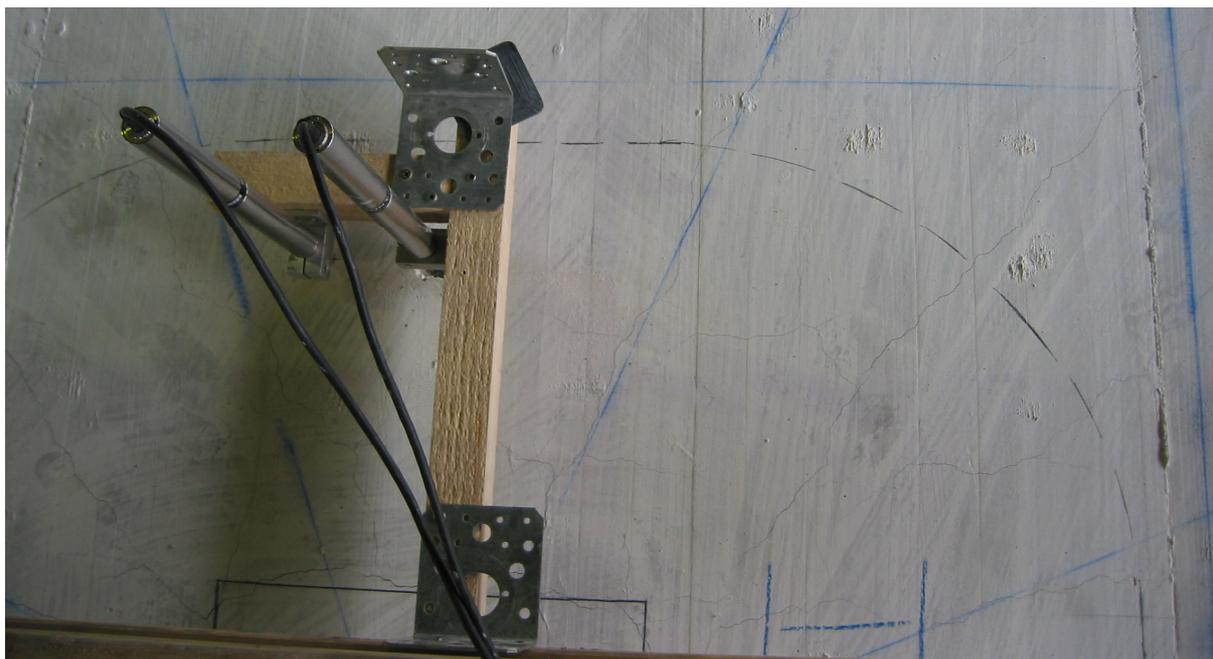


**Bild 5.58:** Rissbild des nord-westlichen Sektors im Stützenstumpfbereich

Die Wegaufnehmer zeigten nach etwa 10 Minuten keine Änderungen mehr an, so dass die Presse auf die nächste Laststufe gefahren werden konnte. Mit einer durchschnittlichen Kraft von 1.194 kN stieg die maximale Durchbiegung in Plattenmitte auf 7,06 mm an. Die - Laststufe lag 10 % über dem Bemessungswert, der mit dem Einbau von Bügeln erreicht werden kann und 16 % unter dem Bemessungswert, der durch den Einbau von Doppelkopfkankern angesetzt werden darf. An der Plattenoberseite waren nun die ersten Tangentialrisse im Bereich und entlang des kritischen Rundschnitts erkennbar.



**Bild 5.59:** Risse im nördlichen Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 1.194 kN



**Bild 5.60:** Risse im südlichen Bereich des Stützenstumpfs bei einer Last von 1.194 kN

Die maximale Rissweite im Bereich der Stützenstumpfs wurden mit 0,55 mm gemessen.

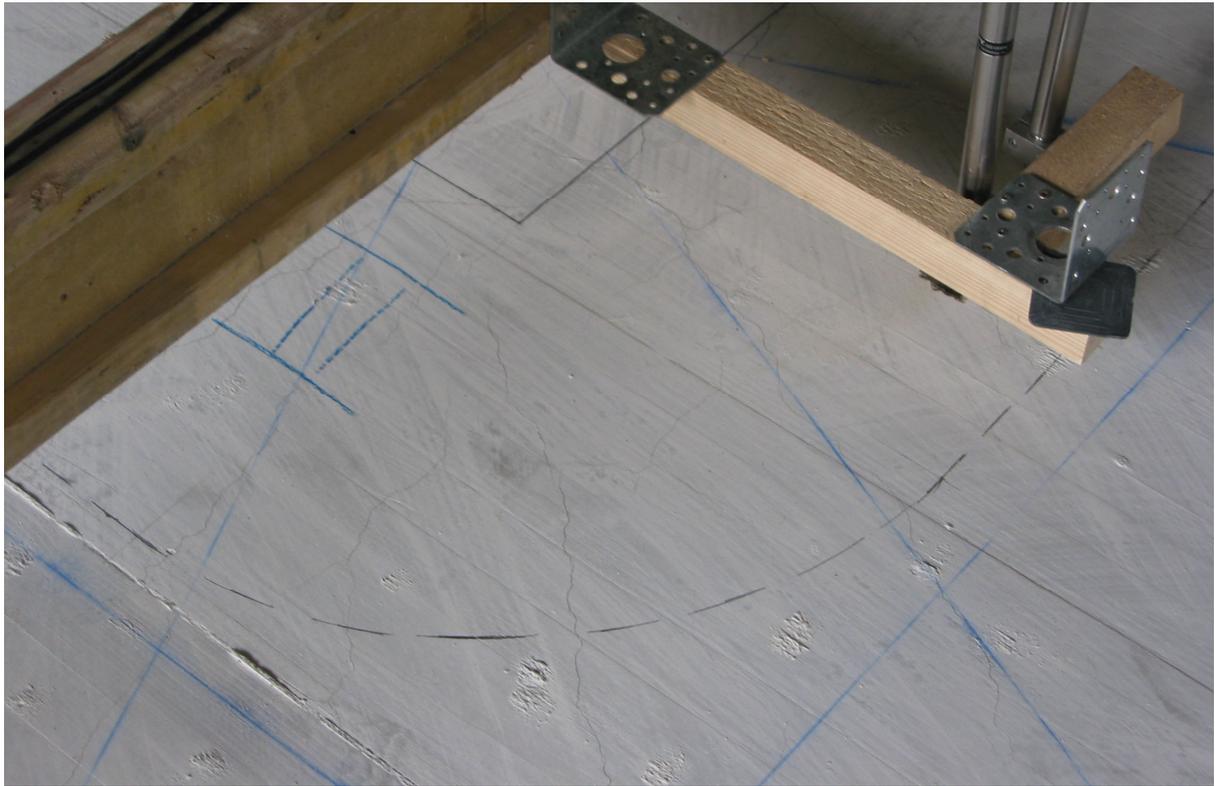


**Bild 5.61:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs

Mit einer Kraft von 1.302 kN stellte die 13. Laststufe 91 % des Bemessungswerts nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen von Doppelkopfanke dar. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 1,06 mm auf 8,12 mm. Die Oberseite der Platte wies in allen Sektoren bis auf den Nord-Sektor vier Risse auf, die bis an die Außenkante der Platte reichten. Ansonsten waren keine weiteren Veränderungen am Rissbild der Platte ersichtlich.



**Bild 5.62:** Risse im Bereich des kritischen Rundschnitts im süd-östlichen Sektor



**Bild 5.63:** Rissbild des kritischen Rundschnitts im süd-westlichen Sektor



**Bild 5.64:** Rissbild der nördlichen Hälfte des kritischen Rundschnitts

Für die nächste Laststufe wurde die Presse auf eine Kraft von 1.389 kN gefahren. Dieses Lastniveau stellte 98 % des Bemessungswertes nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfanker dar. In Bezug auf die rechnerische Bruchkraft von 2.054 kN lag man bei 68 %. Die gemessene maximale Durchbiegung stieg auf 9,13 mm an. Im Bereich des Stützenstumpfs wurden maximale Rissweiten von 0,8 mm gemessen.



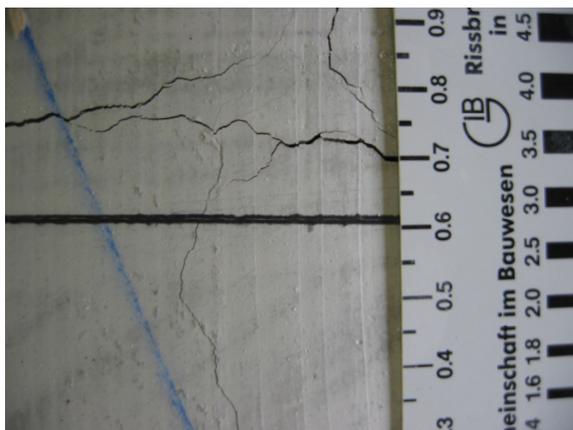
**Bild 5.65:** Rissbild im nördlichen Bereich des Stützenstumpfs bei 1.389 kN



**Bild 5.66:** Risse im süd-östlichen Stützenstumpfbereich



*Bild 5.67:* Risse im süd-westlichen Sektor bei 1.389 kN

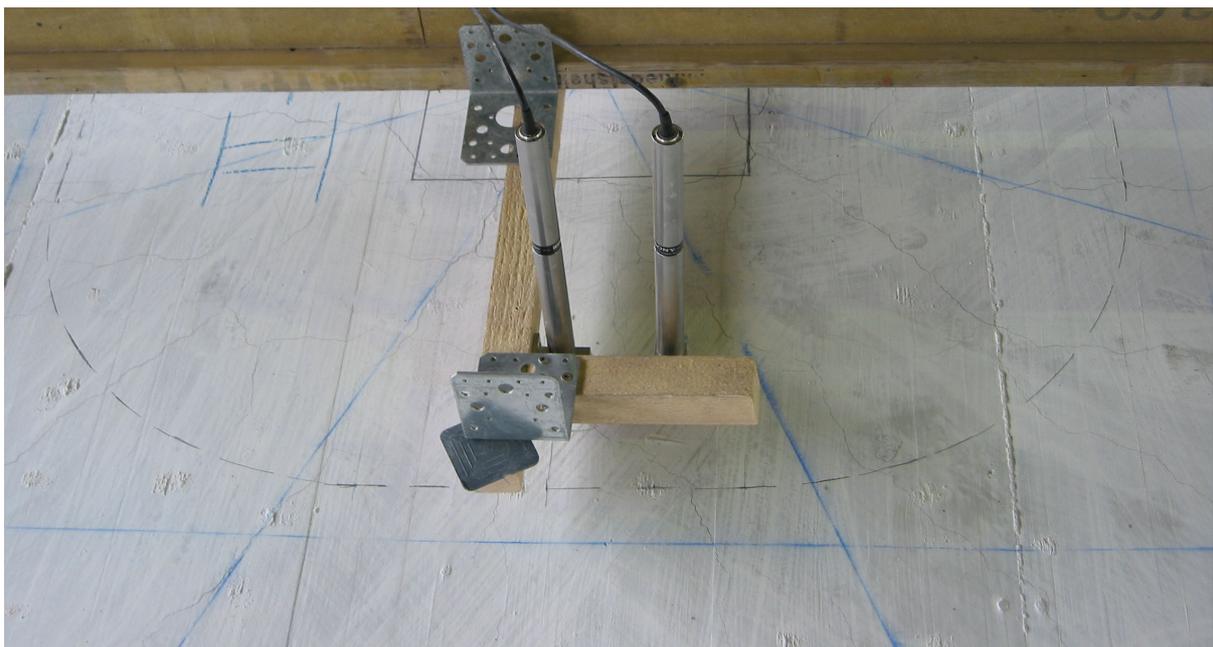


*Bild 5.68:* Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs

Durchschnittlich 1.488 kN wirkten auf die zweite 30 cm starke Versuchsplatte bei der 15. Laststufe ein. Den Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Querkraft nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen von Doppelkopfankeern wurde somit um 5 % überschritten. In Bezug auf die rechnerische Bruchkraft lag man bei 72 %. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,79 mm auf 9,92 mm. Wie das nächste Bild zeigt, hatten sich mittlerweile mehr tangentielle Risse im Bereich des kritischen Rundschnitts eingestellt. Auch im nördlichen Sektor entstand nun der vierte Riss, so dass in jedem Sektor vier Risse vorhanden waren, die bis an die Außenkante der Versuchsplatte gingen.

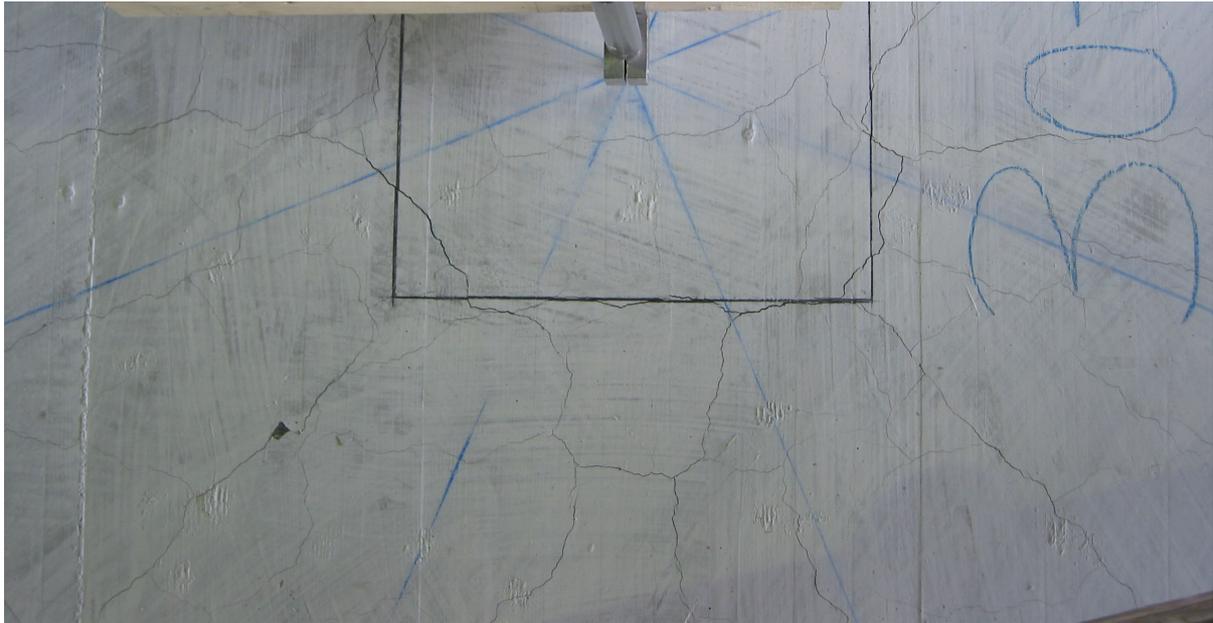


**Bild 5.69:** Risse im nördlichen Bereich des Stützenstumpfs bei 1.488 kN



**Bild 5.70:** Risse im südlichen Bereich um den Stützenstumpf

Für die nächste Laststufe wurde die Presse auf eine gemittelte Kraft von 1.590 kN gefahren. Bezogen auf den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit, der mit dem Einbau von Doppelkopfkern erreicht werden kann, lag diese Laststufe um 12 % darüber. Von der rechnerischen Bruchkraft war man 23 % entfernt. Die Erhöhung der Kraft um etwa 100 kN ließ die maximale Durchbiegung der Platte um 1,51 mm auf eine maximale Gesamtdurchbiegung von 11,43 mm ansteigen. Dieser enorme Anstieg der Durchbiegung spiegelte sich in den gemessenen Rissweiten wieder. Die maximalen Werte im Bereich des Stützenstumpfs lagen zwischen 0,95 und 1,0 mm. Am Rissbild war außer der Rissweitenvergrößerung keine nennenswerte Veränderung erkennbar.



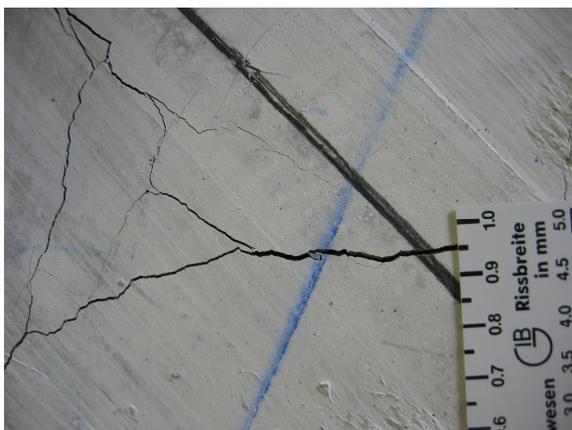
*Bild 5.71:* Rissbild innerhalb des nördlichen kritischen Rundschnitts bei 1.590 kN



*Bild 5.72:* Risse im Süd-Ost-Sektor um den Stützenstumpf

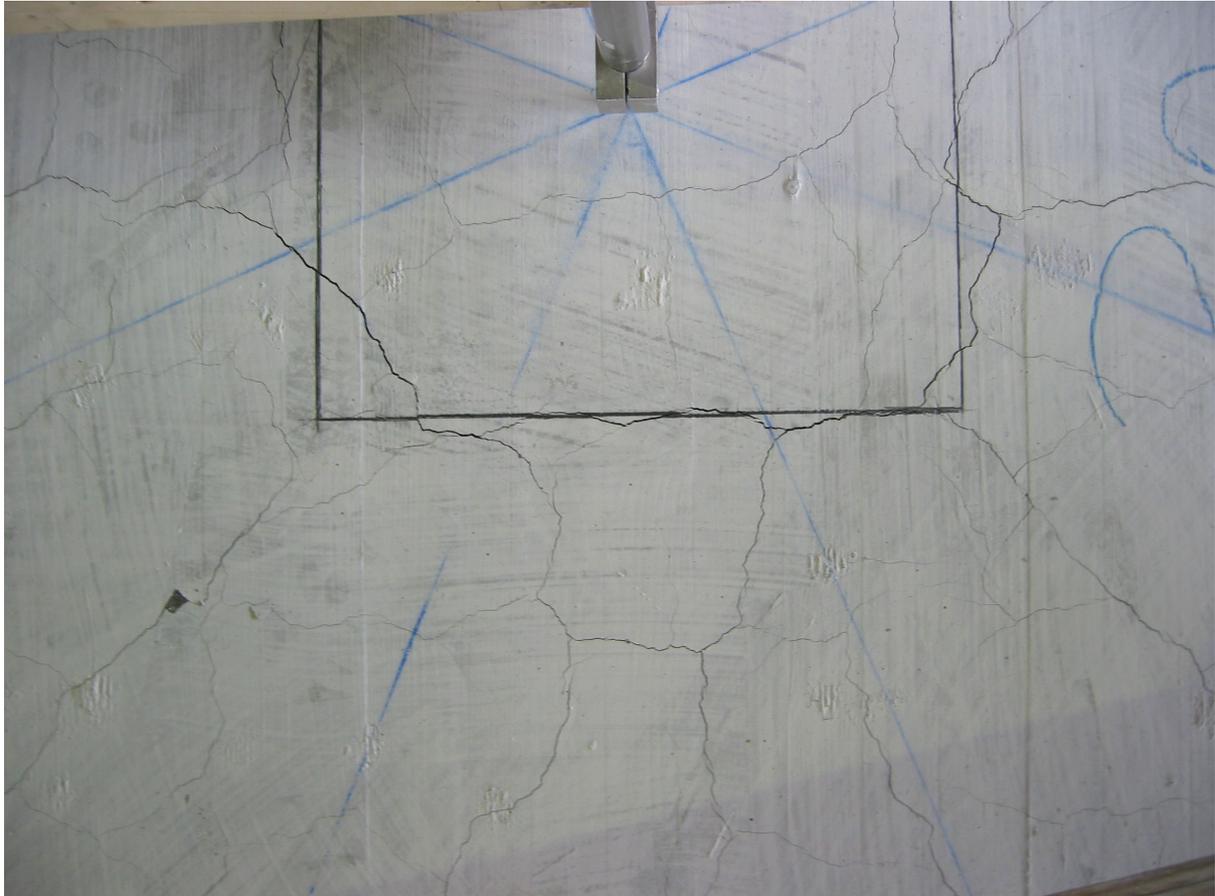


**Bild 5.73:** Risse im süd-westlichen Sektor um den Stützenstumpf bei 1.590 kN



**Bild 5.74:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs

Nach etwa 24 Minuten Belastungszeit und keiner weiteren Veränderung der Wegaufnahme wurde die Pressenkraft auf 1.673 kN erhöht und somit die 17. Laststufe eingeleitet. Die Erhöhung der Kraft um etwa 80 kN zog eine Durchbiegungserhöhung von 1,41 mm mit sich. Die Platte hatte somit eine maximale Durchbiegung von 12,84 mm. Mit dieser Laststufe erreichte man 81 % der rechnerischen Bruchkraft. Das Rissbild blieb weitestgehend unverändert, lediglich die Rissweiten wurden größer.



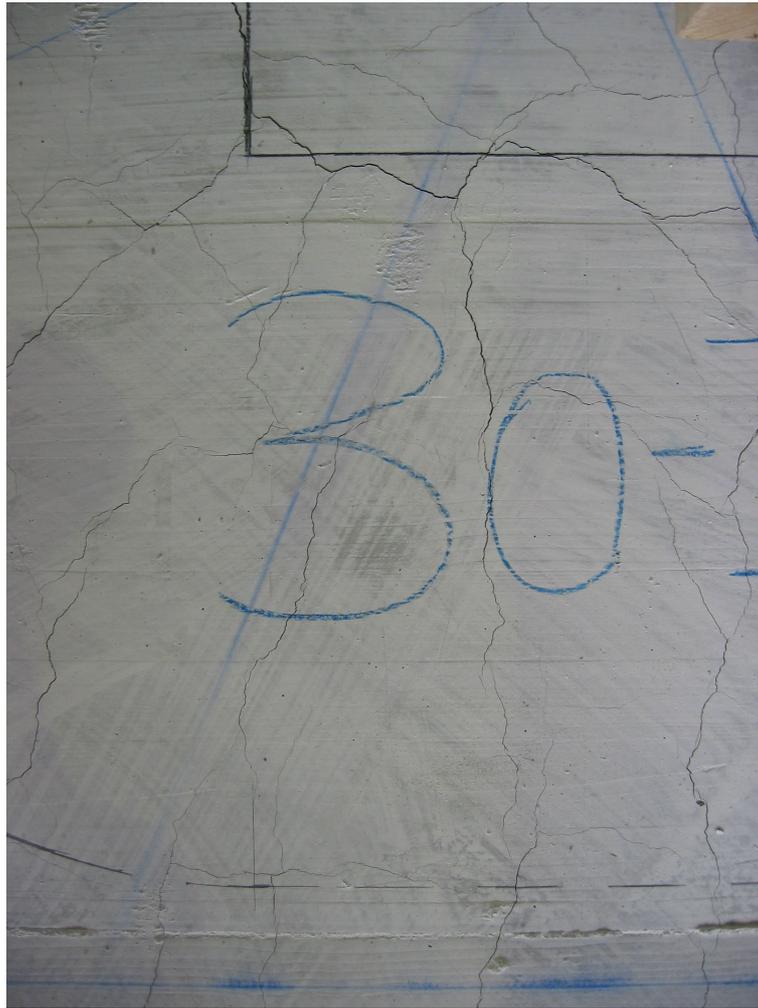
*Bild 5.75:* Nördlichen Hälfte des Stützenstumpfs an der Plattenoberseite bei 1.673 kN



**Bild 5.76:** Kritischer Rundschnitt im Süd-Ost-Sektor bei 1.673 kN

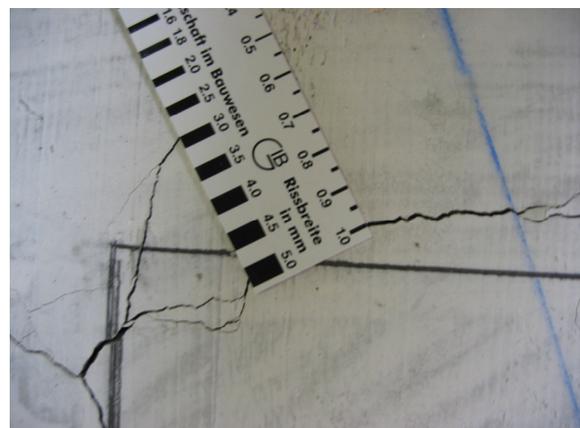
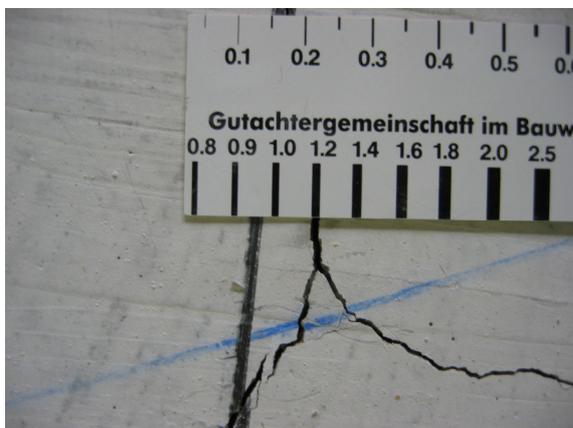


**Bild 5.77:** Rissbild im Süd-West-Sektor bei der 17. Laststufe



**Bild 5.78:** Kritischer Rundschnitt im West-Sektor bei 1.673 kN

Bei dieser Laststufe konnten maximale Rissweiten von 1,0 bis 1,2 mm im Bereich des Stützenstumpfs gemessen werden.



**Bild 5.79:** Gemessene Rissweiten bei 1.673 kN

Bei dieser Laststufe, die etwa 20 Minuten dauerte, brachen bereits kleine Stücke der Zementschlämme im Bereich der Stütze an der Untersicht der Platte weg. Es deutete somit alles darauf hin, dass die Platte bald versagen würde. Ein Eindringen der Stütze in die Platte war jedoch am Lineal noch nicht ersichtlich.



**Bild 5.80:** Abplatzungen beim Stützenstumpf an der Plattenunterseite

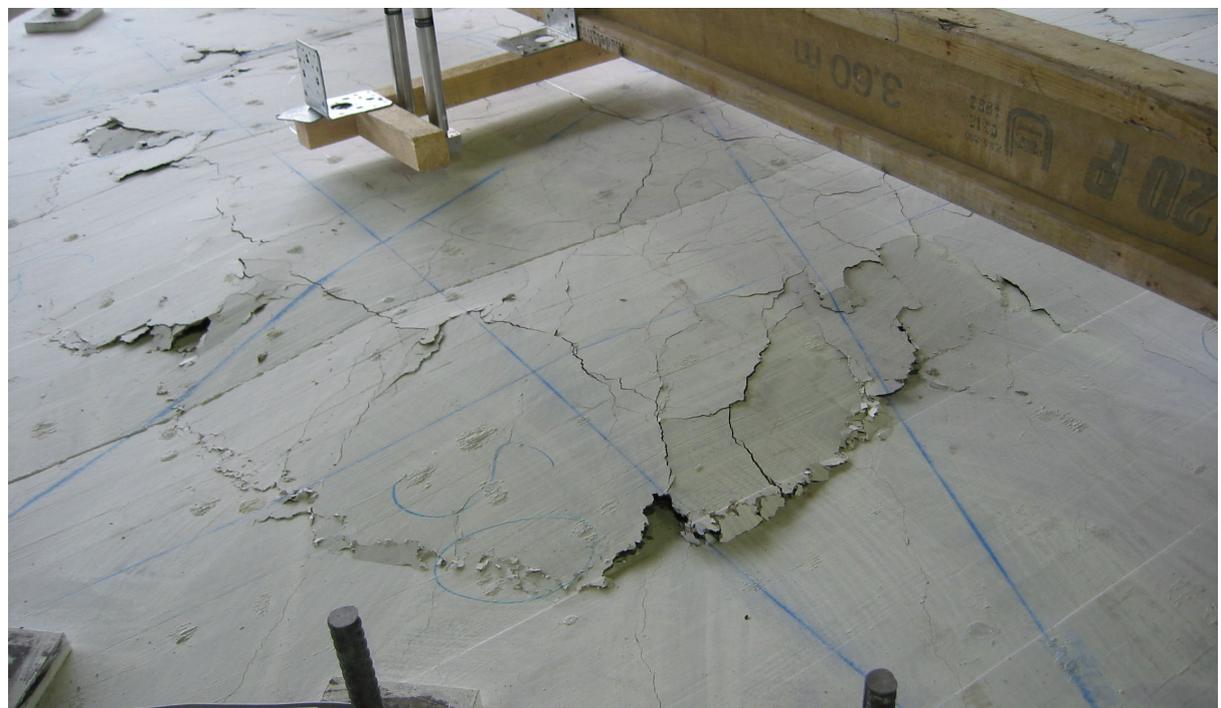
Beim nächsten Anfahren der Presse konnte noch eine Maximalkraft von 1.815,9 kN erreicht werden, bevor sich die Stütze in die Platte eindrückte und an der Plattenoberseite große Betonschollen heraus gedrückt wurden. Die rechnerische Bruchkraft von 2.054 kN konnte nur zu etwa 88 % erreicht werden.



**Bild 5.81:** Nördliche Plattenhälfte nach dem Versagen



*Bild 5.82:* Südliche Plattenhälfte nach dem Versagen



*Bild 5.83:* Ausgebrochene Betonschollen im Süd-Ost-Sektor



**Bild 5.84:** Plattenoberfläche nach dem Versagen

## 5.2.4 Last-Verformungsverhalten

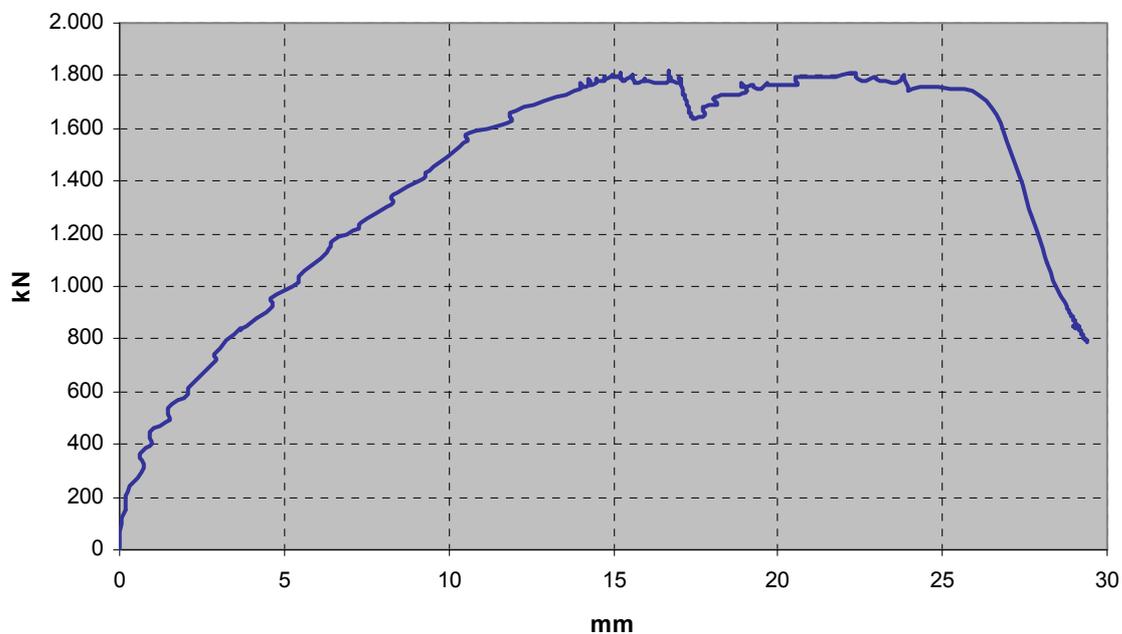
Der Druck am Aggregat wurde, wie im *Abschnitt 5.2.3* bereits erwähnt, zur Plausibilität bei allen Laststufen abgelesen und mit den Werten auf dem Rechner verglichen. Die Vergleichswerte sind in der unten stehenden Tabelle zusammengefasst.

30-II										
Laststufe	KMD	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	% Abw.		Laststufe	KMD	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	% Abw.
1		keine Ablesung				10	996	200	1.018	-2,2%
2	208	45	229	-10,4%		11	1.104	222	1.130	-2,3%
3	319	65	331	-3,8%		12	1.207	240	1.221	-1,2%
4	403	85	433	-7,3%		13	1.297	268	1.364	-5,2%
5	509	110	560	-10,0%		14	1.408	280	1.425	-1,2%
6	610	125	636	-4,3%		15	1.493	298	1.517	-1,6%
7	694	140	713	-2,7%		16	1.590	316	1.608	-1,1%
8	793	160	814	-2,7%		17	1.700	340	1.730	-1,8%
9	890	180	916	-2,9%		18				

**Tabelle 5.4:** Vergleich des Pressendrucks mit der am Rechner angezeigten Kraft

Die Abweichungen waren gering und beruhten meistens auf die Ablesungenauigkeit am Aggregat, da die Skala, wie im *Bild 3.3.6* zu sehen ist, eine sehr grobe Unterteilung hatte.

Die Wegaufnehmer „Oben außen Nord“, „Oben Mitte“ und „Oben außen Süd“ bildeten wie bei den vorherigen Platten die Grundlage für die Durchbiegungsmessung. Die aufgezeichneten Wege sind im nächsten Diagramm graphisch zusammengestellt.

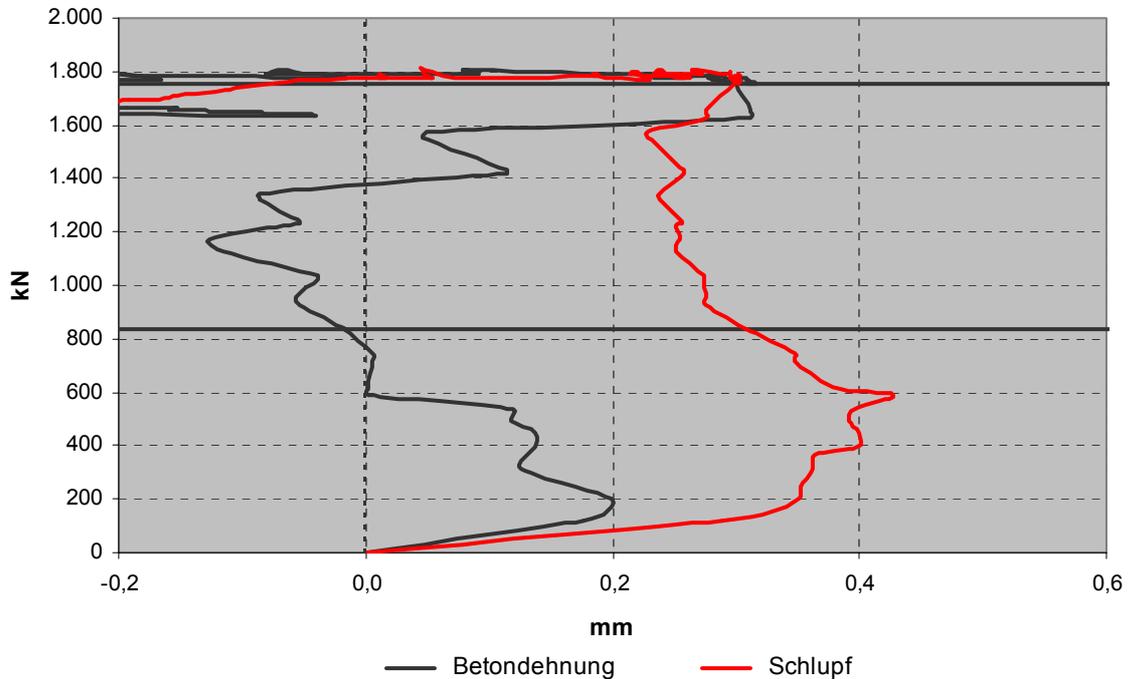


**Diagramm 5.5** Durchbiegungskurve der Versuchsplatte 30-II

Bei der insgesamt fünften Platte stieg die Durchbiegung bis zur Kraft von etwa 500 kN nur sehr langsam an. Dies wurde an der Rissbildung an der Plattenoberseite bestätigt. Ab 500 kN nahm die Durchbiegung gegenüber dem Kraftanstieg bis zur Bruchlast konstant zu. Nach dem Erreichen der Maximalkraft ist der Kraftabfall deutlich erkennbar, bevor sich ein Sekundärtragverhalten ausbildete und nochmals kurzzeitig Kraft aufgenommen werden konnte. Durch diesen erneuten Kraftanstieg konnte die Maximalkraft in etwa nochmals die gleiche Größenordnung wie zuvor erreichen. Die ausführlichen Erläuterungen zu diesem sekundären Tragverhalten sind im Hauptbericht zusammengestellt.

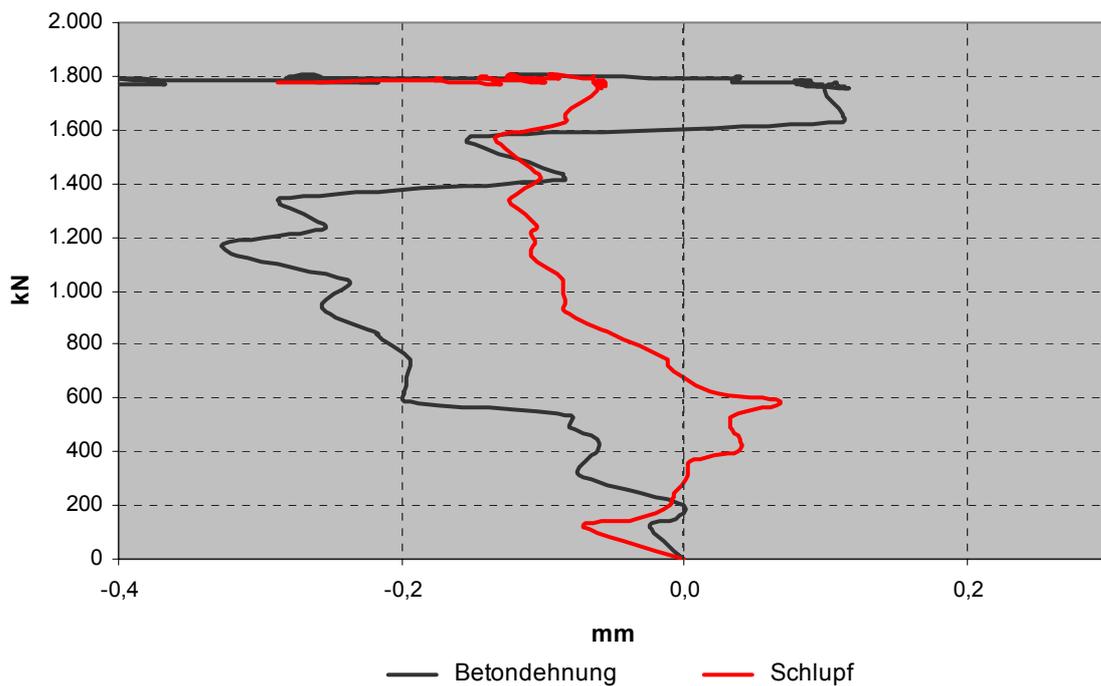
### 5.2.5 Beton- und Stahdehnungen

Das nachfolgende Diagramm zeigt die aufgezeichneten Werte für die Betondehnung und „Schlupf“ der angebrachten Wegaufnehmer.



*Diagramm 5.6:* Betondehnung und „Schlupf“ aus den aufgezeichneten Werten der Wegaufnehmer

Aus dem *Diagramm 5.6* lässt sich ein Sprung der beiden Kurven bei der ersten Laststufe herauslesen. Dieser beruht vermutlich durch das Anliegen der Platte an die Stahlplatten, denn bei dieser geringen Last ist ein Zuwachs dieser Größenordnung unwahrscheinlich. Dieser Sprung ist bei beiden Kurven im nächsten Diagramm herausgefiltert.



**Diagramm 5.7:** Korrigierte Werte für die Betondehnung und den „Schlupf“

Im Diagramm sind die beiden korrigierten Kurven der Betondehnung und des „Schlupfes“ dargestellt. Betrachtet man die Betondehnung, so verlaufen die gemessenen Werte fast ausschließlich im negativen Bereich; dies bedeutet, dass der Plattenquerschnitt bis zu einer Last von 1.600 kN nur Betonstauchungen ausgesetzt worden wäre. Bei der Last von 1.600 kN wäre dann schlagartig ein Sprung von 0,3 mm aufgetreten, so dass eine Betondehnung von 0,1 mm am Ende der 16. Laststufe vorherrscht.

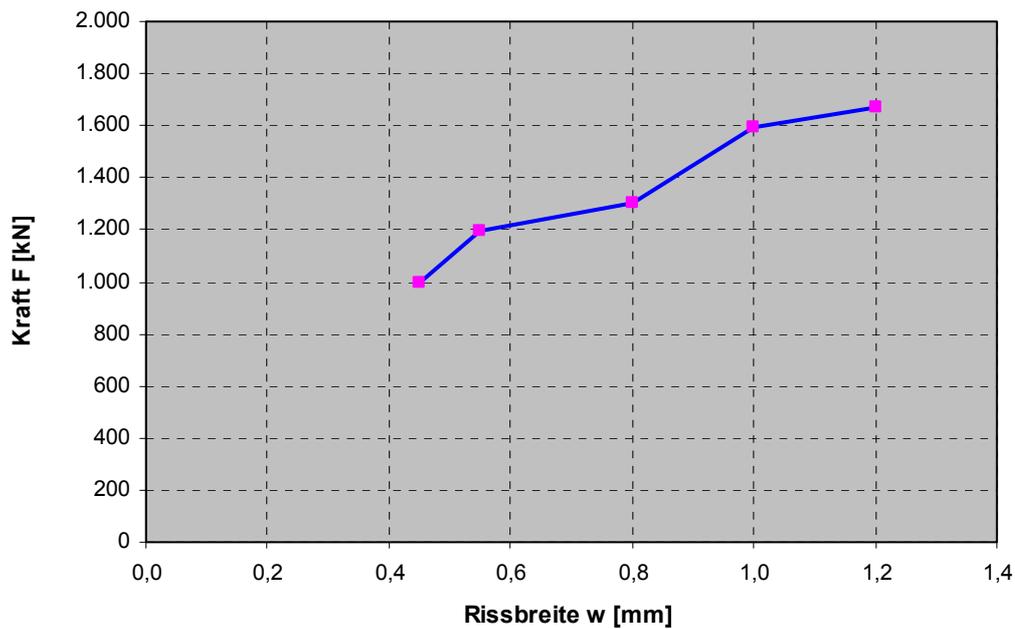
Bei der Betrachtung des „Schlupfes“ ist das Ergebnis ähnlich. Hier hätte bis zu einer Last von 700 kN der Verbund nachgegeben und anschließend wäre der Stab nach oben gedrückt worden. Nachdem dies als unwahrscheinlich eingestuft werden muss, ist diese Messung in Frage zu stellen. Im *Abschnitt 4.5* sind die gemessenen Werte aller 30 cm starken Platten von der Betondehnung und „Schlupf“ gegenübergestellt.

### 5.2.6 Entwicklung der Risse

Die Entstehung des Rissbildes hat das gleiche Ergebnis wie bei den bereits belasteten Platten ergeben. Zunächst haben sich Risse eingestellt, die aus der Lage der Biegebewehrung entstanden. Dann waren in jedem Sektor zunächst drei und später vier Radialrisse vorhanden. Erst bei der Last von etwa 1.200 kN entstanden die ersten Tangentialrisse. Bei der Gebrauchslast der Platte wurde eine maximale Rissweite von 0,45 mm gemessen. Die aufgenommenen Rissweiten bei den einzelnen Laststufen sind in der nächsten Tabelle bzw. Diagramm zusammengefasst.

30-II		
Laststufe	F [kN]	w [mm]
9	998	0,45
11	1.195	0,55
12	1.303	0,80
15	1.591	1,00
16	1.674	1,20

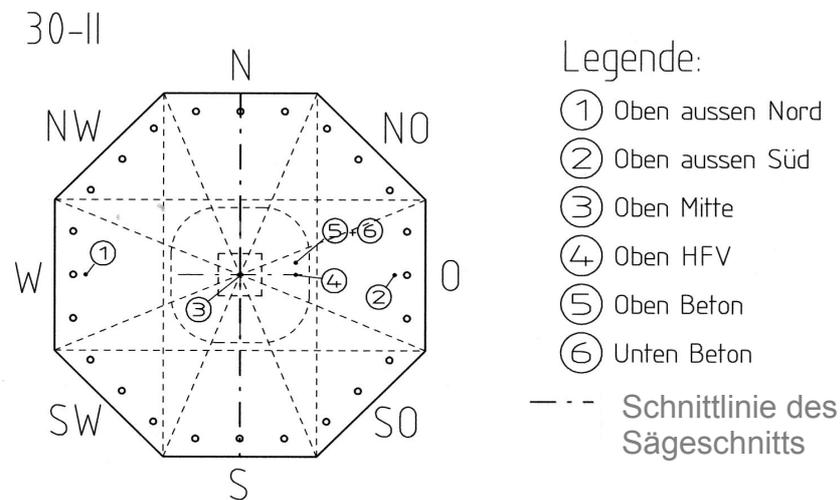
*Tabelle 5.5:* Aufgenommene Rissweiten der Platte 30-II



*Diagramm 5.8:* Graphische Darstellung der aufgenommenen Rissweiten

### 5.2.7 Dokumentation aus den Schnittbildern

Zur besseren Anschauung der Versagensursache wurde auch diese Platte halbiert. Die Schnittrichtung ist im nächsten Bild dargestellt.



**Bild 5.85:** Plattenoberseite mit Richtung des Sägeschnitts

Das nachfolgende Bild zeigt die Schnittfläche der Versuchsplatte 30-II.



**Bild 5.86:** Schnittfläche der Versuchsplatte 30-II

Nachdem im *Bild 5.86* die Lage der HFV-Anker und der Biegebewehrung nicht eindeutig ersichtlich ist, wurden im nächsten Bild die Lage der 20 mm starken Bewehrungsstäbe und der HFV-Anker eingezeichnet.



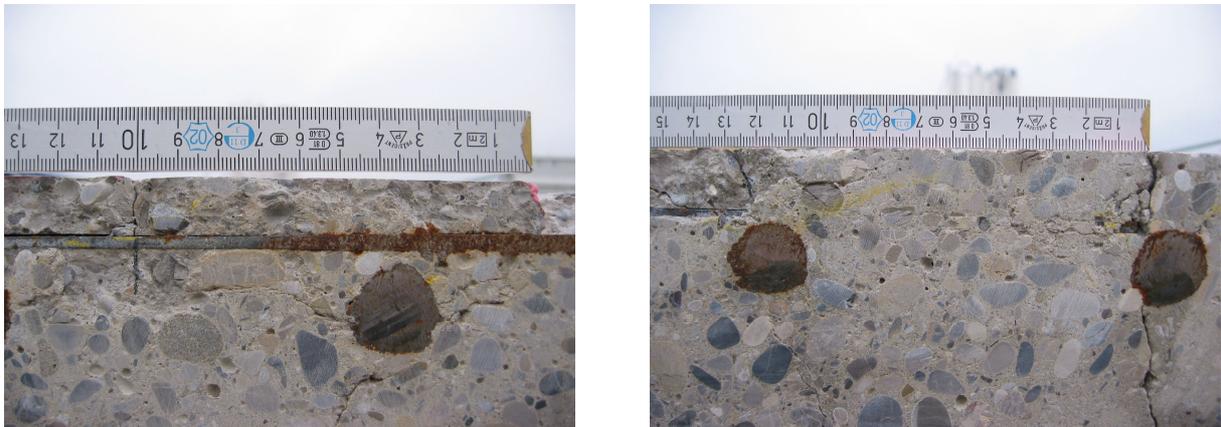
**Bild 5.87:** Schnittfläche mit eingezeichneter Biegebewehrung und HFV-Ankern

Im *Bild 5.87* ist das Versagen der Betondruckzone am Stützenrand deutlich erkennbar. Die Rissneigung gleicht anfänglich dem eines Durchstanzversagens unter der Neigung von 1 : 2. Der Riss wird jedoch von den HFV-Ankern umgelenkt, so dass dieser erst weiter zum Plattenrand über den kompletten Querschnitt verlaufen konnte.

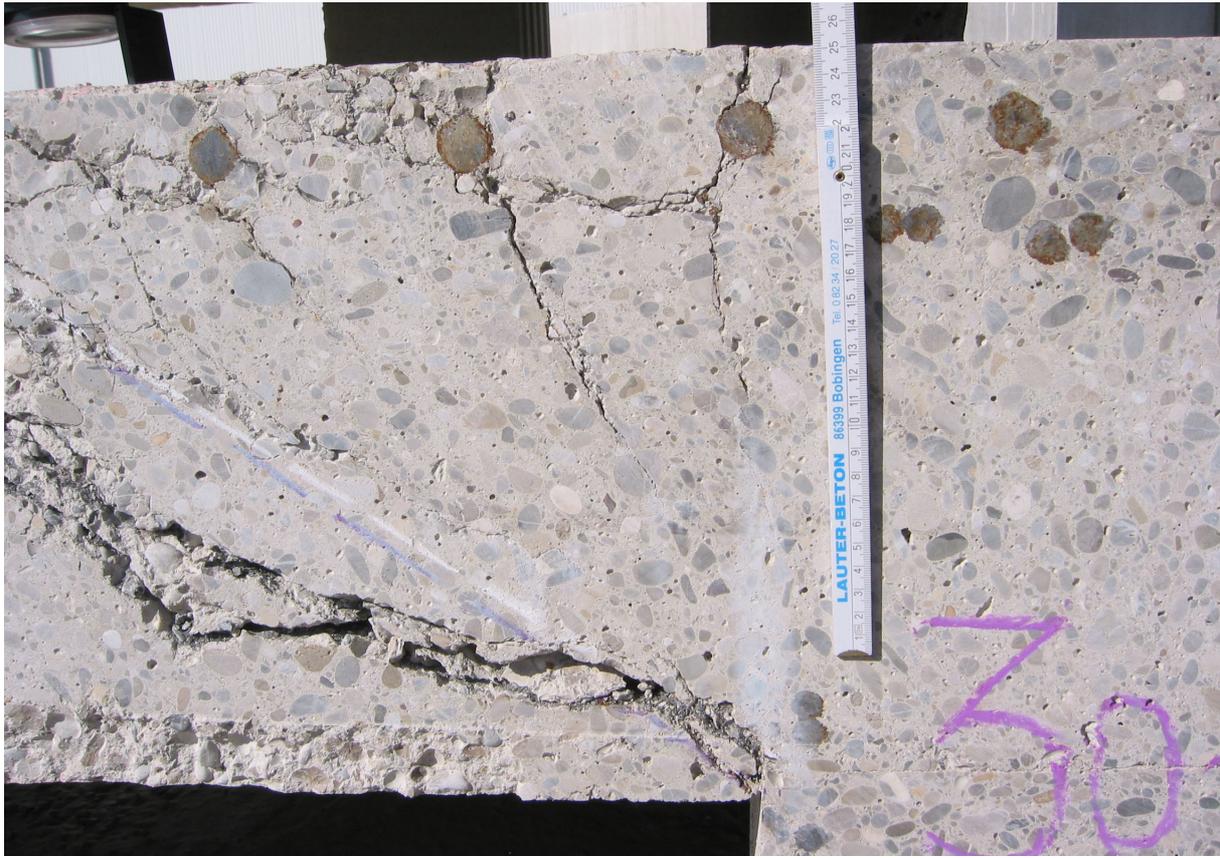


*Bild 5.88:* Aufgezeichnete 1 zu 2 Linie an der Schnittfläche der Platte 30-II

Detaillierte Untersuchungen über das Versagen sind im Hauptbericht aufgeführt. An Hand der Schnittflächen konnten weitere Erkenntnisse, wie maximale Risstiefe und Rissabstände im Bereich des Stützenstumpfs, zur Versagensherleitung gewonnen werden. Die maximale Risstiefe wurde mit 25,2 cm und die Rissabstände mit 10,0 und 12,5 cm gemessen.



*Bild 5.89:* Gemessene Rissabstände im Bereich des Stützenstumpfs



**Bild 5.90:** Gemessene maximale Risstiefe der zweiten 30 cm starken Versuchsplatte

Im Anschluss sind alle Schnittflächen der Versuchsplatte 30-II dargestellt.



**Bild 5.91:** Schnittfläche der zweiten 30 cm starken Versuchsplatte



**Bild 5.92:** Zweiter Teil der Schnittflächen der Versuchsplatte 30-II

In der nächsten Tabelle sind sowohl die Messwerte als auch die rechnerischen Untersuchungen für die Versuchsplatte 30-II zusammenfassend dargestellt.

## Messwerte

Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	30,4
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	27,0
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	25,0
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	26,0
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,20
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	10,0 / 12,5
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	25,2
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	4,15
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,17
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	27,0
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	21,7
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 20 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	26,2
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	1,01
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1.815,9</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,81
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	3,85
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,15
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	742,0
Querkraft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 * V_{Rd,ct}$	kN	1.410
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	2.115
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		0,86
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{Rd,ct}</math></b>		<b>1,63</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,5
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,315
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,215
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds} (d_y)$	kNm/m	194,6
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}} (d_y)$	kNm/m	291,8
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	11.830
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.448,9
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_{\phi}$	kN/m <sup>2</sup>	6.809,9
rechnerisch aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	834,1
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	1.251,1
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>125,3 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s (y) = C_c (y)$	kN/m	1.596,1
Stahlspannung	$\sigma_s (y)$	N/mm <sup>2</sup>	609,2
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_s (y) / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>121,8 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	38,4
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>176,9 %</b>

Tabelle 5.6: Übersichtstabelle der Versuchsplatte 30-II

## 5.3 Platte 30-III

### 5.3.1 Herstellen der Versuchsplatte

Die Bewehrung der dritten 30 cm starken und somit letzten Platte der Versuchsserie wurde am 23. und 24. August 2004 verlegt. Wie im *Kapitel 3* erwähnt, wurde bei dieser Platte die Anzahl der HFV-Anker minimiert, indem auf die letzte Reihe verzichtet wurde. Die HFV-Anker wurden wie bei der vorherigen Platte rotationssymmetrisch um den Stützenstumpf verlegt.



**Bild 5.93:** Rotationssymmetrisch verlegte HFV-Anker

Nachdem die beiden ersten 30 cm starken Platten bei 90 % bzw. 86 % der rechnerischen Bruchkraft auf Biegung versagten, wurde im vorliegenden Fall der Bewehrungsanteil der Biegebewehrung erhöht. Es wurden weitere Betonstabstähle mit dem Durchmesser 16 mm im Abstand von 12 cm kreuzweise zwischen die Durchmesser 20 mm verlegt. Es ergab sich somit ein Achsabstand der Biegebewehrung von 6,0 cm. Die Bewehrungsmenge erhöhte sich von  $26,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  auf  $42,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  und der Bewehrungsgehalt der Platte von 1,0 % auf 1,7 %. Auf die normierte Tragfähigkeitsberechnung der Platte auf Durchstanzen hatte dies jedoch auf Grund der Bemessungsregeln keine Auswirkung.



**Bild 5.94:** Bereich um den Stützenstumpf mit zusätzlicher Längsbewehrung

Außerdem wurde die nach DIN 1045-1 vorgeschriebene kreuzweise zu verlegende Bewehrung für den „Katastrophenfall“ im unteren Stützenbereich eingebaut. Die erforderliche Bewehrungsmenge kann nach der Formel

$$A_S = \frac{V_{Ed}}{f_{yk}} \quad (5.1)$$

berechnet werden. Mit der Bemessungslast auf Durchstanzen von 1.310 kN ergab sich eine Bewehrungsmenge von 2,62 cm<sup>2</sup>. Mit je vier Stäben Durchmesser 16 mm (8,04 cm<sup>2</sup>) lag man somit auf der sicheren Seite



**Bild 5.95:** Bewehrung für den „Katastrophenfall“

Nachdem die Biegebewehrung, die Randeinfassung und auch die Bewehrung für den Stützenstumpf verlegt war, wurden die PVC-Rohre ausgerichtet und an der Schalung fixiert. Die Platte wurde am Dienstag, den 24. August 2004 betoniert. Nachdem der Beton erhärtet war, wurden die Rohre herausgezogen und die Oberfläche geglättet. Im Anschluss daran wurde die Schalung für den Stützenstumpf auf die Platte gelegt, ausgerichtet und ausbetoniert.



*Bild 5.96:* Engmaschig verlegte Biegebewehrung mit HFV-Ankern

### 5.3.2 Vorbereitungen zur Versuchsdurchführung

Vor dem Ausschalen der Versuchsplatte am nächsten Tag, wurden der Mittelpunkt der Platte auf den Stützenstumpf übertragen und der Durchmesser und die Sollage der Kraftmessdose aufgezeichnet. Ebenso wurde der 5 cm starke Streifen am Stützenstumpf festgelegt und mit Kalkfarbe gestrichen. Die Platte wurde danach ausgeschalt und mit Hilfe der LKW-Waage das Gewicht ermittelt. Mit 57,4 kN war die Platte genauso schwer wie die vorherige. Die Versuchsplatte wurde anschließend im Außenbereich mit Hilfe eines Baggers gedreht.



*Bild 5.97:* Drehen der Platte mit Hilfe eines Baggers im Außenbereich

Danach wurde sie in die Halle befördert und mit Hilfe des Gabelstaplers auf die Holzkonstruktion der Versuchseinrichtung gelegt. Die horizontale Lage der Platte wurde mit einer Wasserwaage überprüft und mit Hilfe des Gabelstaplers korrigiert. Danach wurden die Muttern der Ankerplatten mit dem Drehmomentschlüssel angezogen und somit die Platte an der Versuchseinrichtung fixiert. Im Anschluss daran wurden die Vorrichtungen für die Wegaufnehmer aufgestellt und diese daran befestigt. Weiterhin wurde das Lineal an der Plattenunterseite angebracht, so dass das Eindringen des Stützenstumpfes in die Platte besser verdeutlicht wurde. Nachdem alle Wegaufnehmer ausgerichtet und angeschlossen waren, wurden sie auf Plausibilität überprüft.

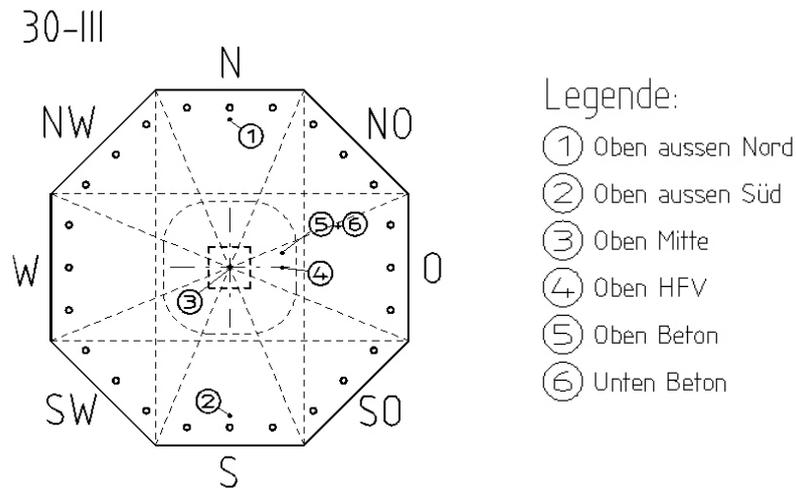
Die Versuchsdurchführung sollte am Freitag, den 27. August 2004 stattfinden. Der erste Würfel zur Bestimmung der Druckfestigkeit wurde um 9.00 Uhr abgedrückt. Die Würfel-druckfestigkeit lag bei 21,5 N/mm<sup>2</sup>. Auch beim zweiten Würfel wurde nur eine Festigkeit von 22,5 N/mm<sup>2</sup> erreicht. Nachdem die bereits getesteten Platten eine Würfel-druckfestigkeit von 23,1 bis 29,2 N/mm<sup>2</sup> hatten, wurde beschlossen, mit der Belastung noch zu warten und am Nachmittag nochmals einen Würfel abzudrücken, um eine höhere Würfel-druckfestigkeit zu erreichen. Bei der Überprüfung der Würfel-druckfestigkeit am Nachmittag wurde mit 23,4 N/mm<sup>2</sup> zwar ein höherer Wert erreicht, doch lag dieser an der unteren Grenze der bereits belasteten Platten. Aus diesem Grund wurde entschieden, mit der Belastung noch einen Tag zu warten und den letzten Würfel einen Tag später zu testen.

Dieser hatte am 28. August 2004 eine Festigkeit von 23,8 N/mm<sup>2</sup> und lag somit etwas über dem vom Vortag. Auf die gesamte Versuchsreihe betrachtet, lag dieser Wert immer noch

an der unteren Grenze. Es waren keine weiteren Betonwürfel vorhanden, so dass mit der Versuchsdurchführung begonnen wurde. Die mittlere Plattendicke wurde mit 30,23 cm gemessen. Mit den Eingangswerten aus der Würfeldruckfestigkeit und der mittleren Plattendicke konnten die Bemessungslasten aktualisiert werden. Die Bemessungslast der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts ohne Querkraftbewehrung ( $V_{Rd,ct}$ ) lag bei 684,7 kN. Der Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts mit Bügeln als Querkraftbewehrung  $V_{Rd,max}$  lag bei 1.027,0 kN und mit Doppelkopfkankern bei 1.300,9 kN. Der Bemessungswert außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs  $V_{Rd,ct,a}$  lag bei 1.199,7 kN. Für die Gebrauchslast ergab sich eine Pressenkraft von 963,65 kN und für den theoretischen Bruchzustand eine Kraft von 1.951,4 kN. Anhand der Würfeldruckfestigkeit konnte ein Rissmoment von 32,7 kNm/m ermittelt werden, dem eine Pressenkraft von 210,8 kN gegenüberstand.

### 5.3.3 Versuchsdurchführung

Nachdem alle Wegaufnehmer angeschlossen und nochmals überprüft waren, konnte mit der Belastung am Samstag, den 28. August 2004 um 9.00 Uhr angefangen werden. Der Beton war somit 89 Stunden alt. Die angebrachten Wegaufnehmer und die angezeichneten Sektoren sind im nächsten Bild für die dritte 30 cm starke Versuchsplatte zusammengestellt.



**Bild 5.98:** Lage der angebrachten Wegaufnehmer



Die Presse wurde zunächst auf 100 kN gefahren, so dass die Platte von der Holzkonstruktion abgehoben wurde und die Unterlegplatten entfernt werden konnten. Weiterhin wurden die Muttern der Stahlplatten an der Unterseite der Versuchsplatte gelockert und die Stahlplatten etwa 10 cm abgelassen. Beim Hochfahren der Presse richtete sich die Versuchsplatte selbst nochmals nach, indem sie sich drehte. Dies konnte an den angebrachten Wegaufnehmern deutlich erkannt werden. Das angezeichnete Kreuz stellte die Lage des Wegaufnehmers dar, an das er in seiner Position ausgerichtet wurde. Nachdem sich der Wegaufnehmer „Oben HFV“ noch auf dem Stab befand, wurde die Belastung nicht abgebrochen, sondern fortgesetzt.

**Bild 5.99:** Wegaufnehmer „Oben außen Süd“

Für die erste Laststufe wurde die Pressenkraft auf durchschnittlich 221 kN gefahren. Der Druck am Aggregat der Presse wurde bei jeder Laststufe abgelesen und mit der am Rechner angezeigten Kraft verglichen. Die Werte sind in einer Tabelle im *Abschnitt 5.3.4* zusammengefasst. Die erste Laststufe stellte 95 % der rechnerischen Kraft aus dem Rissmoment dar. An der Oberfläche der Versuchsplatte war noch kein Riss erkennbar. Die maximale Durchbiegung der Platte lag bei 0,43 mm.

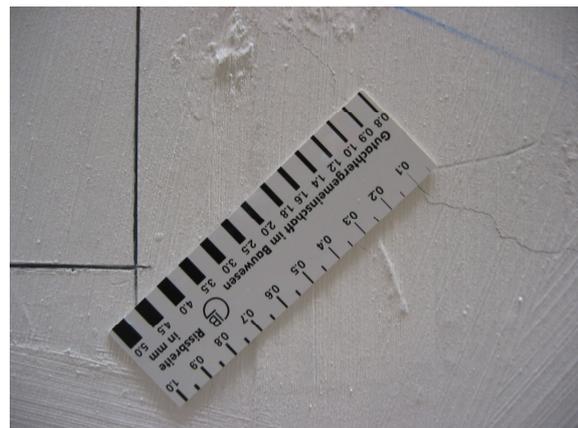
Mit der zweiten Laststufe von 299 kN stieg die maximale Durchbiegung auf 0,65 mm an. An der Plattenoberseite war noch kein Riss erkennbar, obwohl man 29 % über der Pressenkraft aus dem rechnerischen Rissmoment lag.

Auch die dritte Laststufe zeigte keine Veränderung an der Plattenoberseite. Die Kraft wurde erneut um etwa 100 kN angehoben, so dass 400 kN auf die Platte einwirkten. Die maximale Durchbiegung stieg auf 1,00 mm an, doch es war immer noch kein Riss erkennbar.

Mit der Erhöhung der Pressenkraft um 100 kN, auf durchschnittlich 498 kN, wurde die nächste Laststufe gefahren. Die Durchbiegung nahm um 0,38 mm zu, so dass die maximale Durchbiegung der Platte bei 1,38 mm lag. An der Plattenoberseite konnte noch kein Riss erkannt werden, obwohl man die Pressenkraft aus dem rechnerischen Rissmoment bereits um 115 % überschritten hatte.

Erst mit der Erhöhung der Pressenkraft auf 587 kN entstanden die ersten Risse. Im kritischen Rundschnitt waren in jedem Sektor Haarrisse erkennbar. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,41 mm auf insgesamt 1,79 mm an. Die Pressenkraft lag mit 154 % über der Auflagerkraft, die sich aus dem rechnerischen Rissmoment ergab. Bezogen auf die maximale Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung lag man mit dieser Laststufe bei 86 % und bezogen auf die Gebrauchslast bei 61 %.

Auf durchschnittlich 689 kN wurde die Pressenkraft bei der nächsten Laststufe gefahren. Die Kraft entsprach in etwa dem Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung. Die maximale Durchbiegung stieg um 0,64 mm auf 2,43 mm an. In Bezug auf die Gebrauchslast lag man bei 71 %. Im Bereich des Stützenstumpfs wurden maximale Rissweiten von 0,1 mm gemessen.

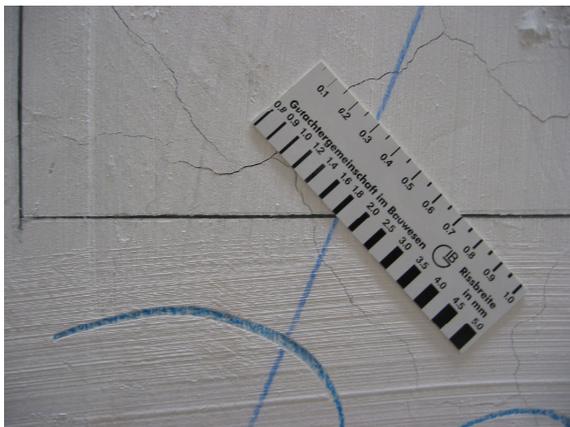


**Bild 5.100:** Gemessene Rissweiten bei 689 kN

Nachdem sich die Wegaufnehmer nach etwa 8 Minuten nicht mehr bewegten, wurde die nächste Laststufe mit 801 kN angefahren. Dies entsprach 83 % der Gebrauchslast. Der Riss im Nord-Sektor wurde länger, so dass er 30 cm über den kritischen Rundschnitt hinausragte. Im Nord-Osten sowie im Osten verlief der Haarriss nun bis zur Plattenaußenkante. Im Süd-Osten ging der Haarriss ebenfalls bis zur Plattenaußenkante, weiterhin war noch ein Riss erkennbar, der bis zum kritischen Rundschnitt verlief. In den beiden Sektoren Süd und Süd-West verlief ebenfalls nur ein Riss bis zur Plattenaußenkante. Im Westen ging der Riss nicht weiter, so dass er beim kritischen Rundschnitt endete und im Nord-Westen verlief der Riss bis zur Plattenaußenkante. Die maximale Durchbiegung der Platte lag am Ende der Laststufe bei 3,02 mm.

Mit der achten Laststufe wurde die Pressenkraft auf 899 kN erhöht und stellte somit 93 % der Gebrauchslast dar. Im Nord-Sektor ging der Riss weiter auf und wurde länger, er erreichte die Plattenaußenkante jedoch noch nicht. Im Nord-Osten entstand ein weiterer Riss, der bis zur Plattenaußenkante ging. Der Riss, der bis zum kritischen Rundschnitt verlief, ging weiter auf. Im Ost-Sektor war keine Änderung zu erkennen. Im Süd-Osten hat sich der bestehende Riss weiter geöffnet. Im Süden ist ein weiterer Haarriss entstanden, der bis zur Plattenaußenkante ging. Im Süd-West- als auch im West-Sektor gingen die Risse im Stützenbereich weiter auf, neue Risse kamen nicht hinzu. Im nord-westlichen Dreieck haben sich ebenfalls die Rissweiten geöffnet. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 0,6 mm auf 3,62 mm an.

Für die neunte Laststufe wurde die Pressenkraft auf durchschnittlich 994 kN erhöht. Dies entsprach in etwa 97 % der Bemessungsquerkraft, die mit dem Einbau von Bügeln erreicht werden kann. Die maximale Durchbiegung der Platte erhöhte sich um 0,66 mm, so dass die Gesamtdurchbiegung bei 4,28 mm lag. An der Plattenoberseite waren in ein paar Sektoren neue Risse erkennbar. Im Norden, Nord-Osten und Osten kam je ein Riss hinzu, so dass überall zwei Risse pro Sektor vorhanden waren. Das gleiche galt auch für die Sektoren Süd und Süd-West. Die maximalen Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs wurden mit 0,15 mm gemessen.

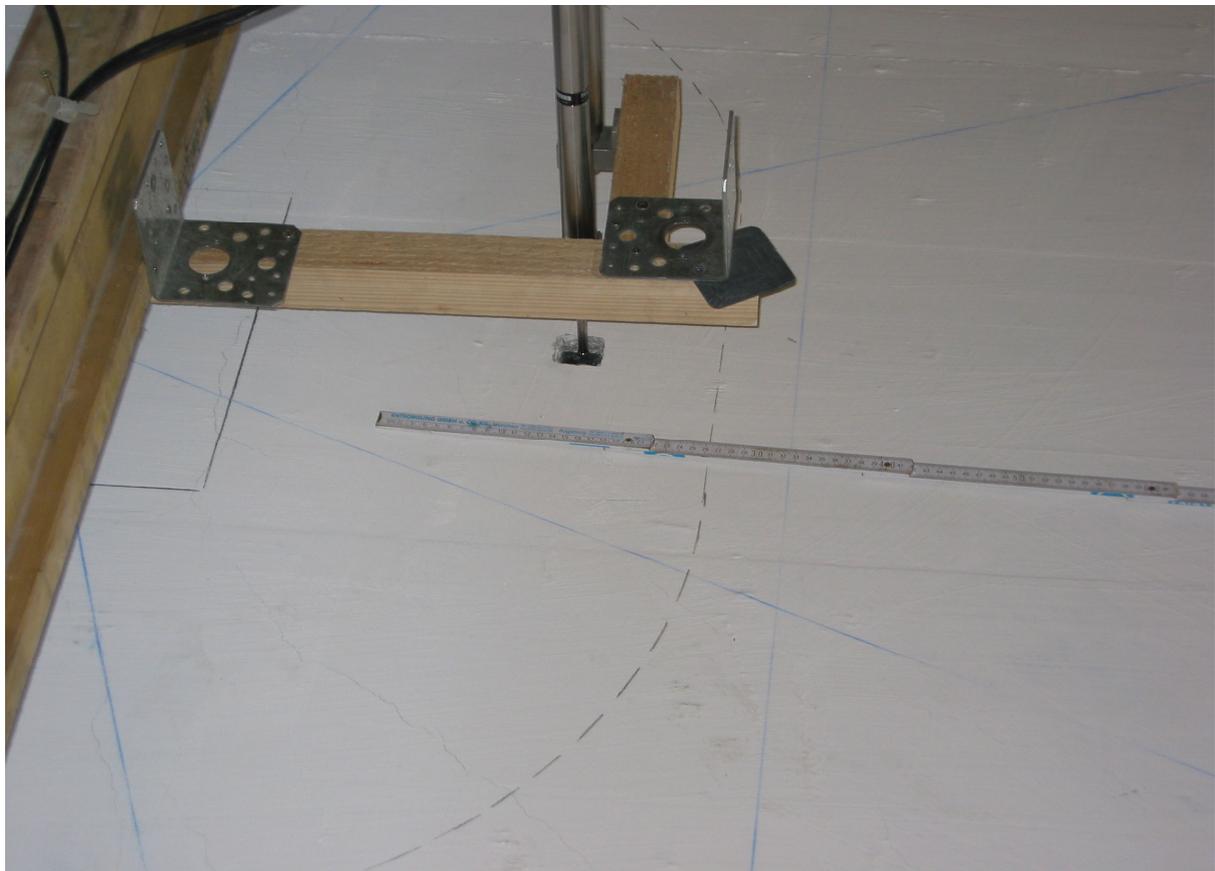


**Bild 5.101:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei 994 kN

Mit der nächsten Laststufe wurde die Pressenkraft erneut um 100 kN gesteigert. Über die Dauer der Laststufe wurde eine durchschnittliche Belastung von 1.094 kN auf die Platte ausgeübt. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg um 0,7 mm auf 4,98 mm an. An der Plattenoberfläche waren in jedem Sektor 2 bis 3 Radialrisse vorhanden. Im Westen und Osten waren die Risse noch nicht so weit offen. In den Hauptrichtungen Nord, Ost, Süd und West waren die ersten Tangentialrisse entstanden.

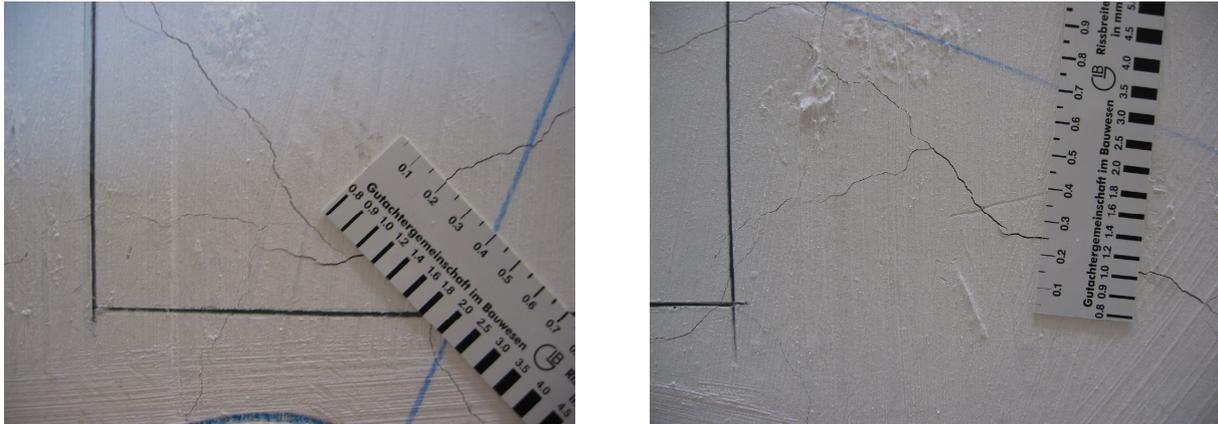


*Bild 5.102:* Rissbild der westlichen Hälfte des Stützenstumpfs bei 1.094 kN

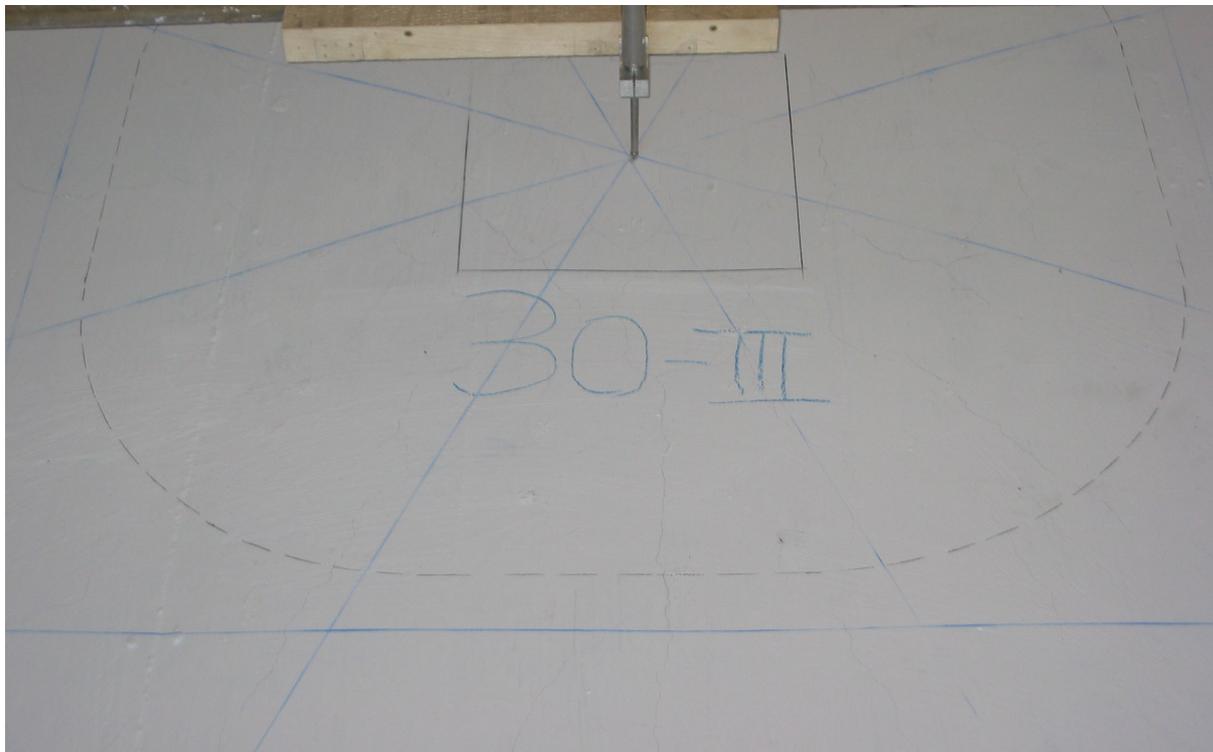


*Bild 5.103:* Östliche Hälfte des Stützenstumpfs bei 1.094 kN

Die durchschnittliche Kraft von 1.198 kN stellte die elfte Laststufe dar. Dieses Lastniveau lag um 16 % über dem Bemessungswert, der durch den Einbau von Bügeln erreicht werden kann. Im Vergleich zum Bemessungswert, der durch den Einbau von Doppelkopfanke n erreicht werden kann, lag diese Laststufe bei 92 %. Mit der Erhöhung der Kraft um 104 kN stieg die Durchbiegung um 0,76 mm an. Die maximale Durchbiegung lag bei 5,74 mm. Die Radialrisse gingen weiter auf und hatten maximale Rissweiten von 0,25 mm im Bereich des Stützenstumpfs. Im Nord und Nord-West-Sektor hatten die Tangentialrisse eine Länge von 16 cm. Im Osten lag die Länge des Risses bei 19 cm, im Süden bei 23 cm und im Westen bei 12 cm.



**Bild 5.104:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei 1.198 kN



**Bild 5.105:** Rissbild der westlichen Plattenhälfte bei 1.198 kN

Nachdem die Wegaufnehmer nach einer viertel Stunde keine Veränderungen mehr anzeigten, wurde die Pressenkraft erneut um etwa 100 kN erhöht. Das Lastniveau von 1.299 kN entsprach in etwa dem Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfanke. Weiterhin wurde der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des äußeren Rundschnitts, außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs  $V_{Rd,ct,a}$  zu 9 % überschritten. Die maximale Durchbiegung stieg auf 6,47 mm an; der Zuwachs von 0,73 mm entsprach in etwa dem der vorherigen Laststufen. In Bezug auf die Radialrisse waren in jedem Sektor drei Risse vorhanden, die bis zur Plattenaußenkante verliefen. Außer im Süd-Westen und Nord-Westen; hier war bereits jeweils ein vierter zu erkennen. Im Norden entstand ein weiterer Tangentialriss, so wie im Nord-Osten, der einen Abstand von 28 cm von der Stützenvorderkante hatte. Im Süd-Osten war es ebenfalls einer mit einem Abstand von 37 cm. Im Süden waren es mittlerweile 2 Tangentialrisse mit Abständen von 24 und 37 cm von der Stützenvorderkante. Im Westen waren ebenso zwei Tangentialrisse mit den Abständen von 23 cm und 35 cm erkennbar. Im Nord-West-Sektor war nur ein Tangentialriss mit dem Abstand von 11 cm von der Stützenvorderkante erkennbar.



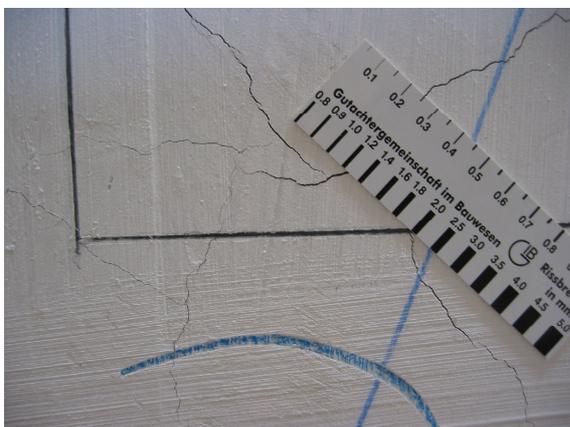
**Bild 5.106:** Rissbild der westlichen Plattenhälfte bei der Last von 1.299 kN

Mit der nächsten Laststufe und der damit verbundenen Laststeigerung auf 1.395 kN überschritt man die Bemessungsquerkraft nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfanker um 7 %. Die maximale Durchbiegung der Versuchsplatte stieg auf 7,42 mm und lag somit über dem Zuwachs der vorherigen Laststufen. Am Lineal an der Plattenunterseite war noch kein Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte erkennbar. Innerhalb des kritischen Rundschnitts war eine netzartige Verteilung der Risse erkennbar.



**Bild 5.107:** Westliche Plattenhälfte bei einer Last von 1.395 kN

Die maximalen Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs lagen an der Plattenoberseite zwischen 0,25 mm und 0,4 mm.

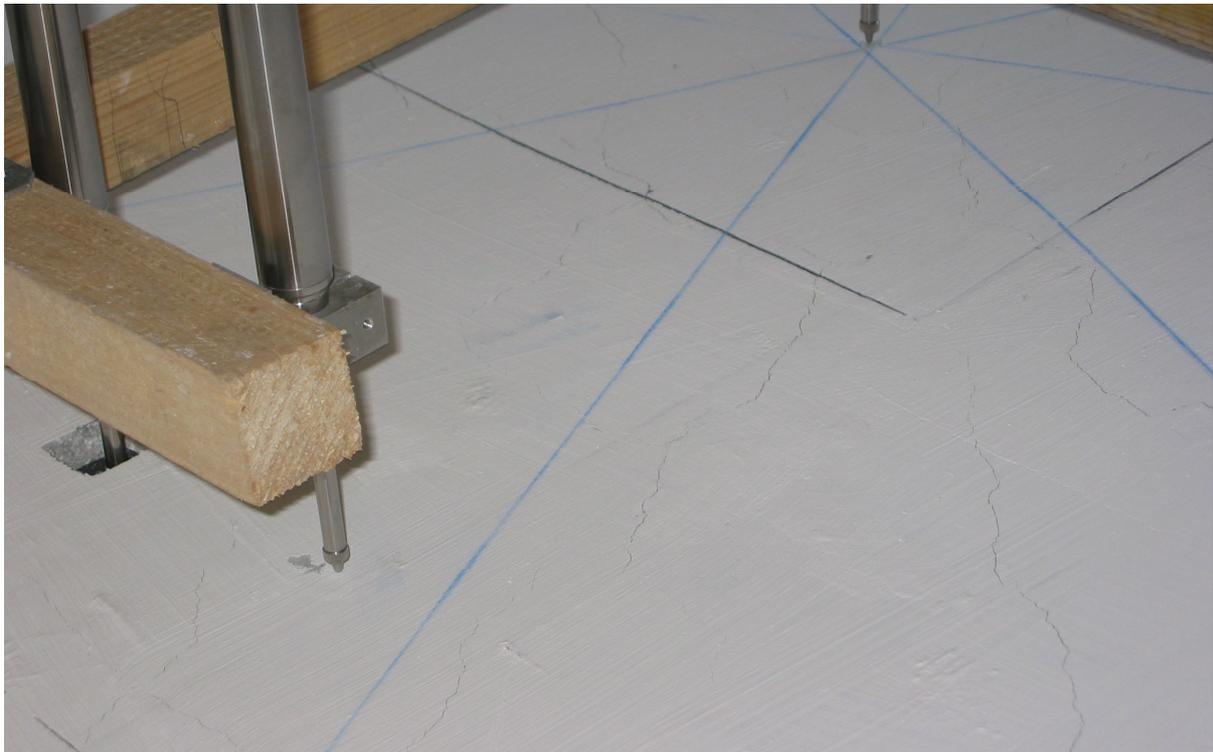


**Bild 5.108:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei 1.395 kN

Für die 14. Laststufe wurde die Pressenkraft auf 1.497 kN erhöht. Die maximale Durchbiegung stieg auf Grund der Laststeigerung von 102 kN auf 8,05 mm an. In den einzelnen Sektoren waren je vier Radialrisse vorhanden, von denen die meisten bis zur Plattenaußenkante verliefen.



*Bild 5.109:* Westliche Plattenhälfte im Bereich des Stützenstumpfs bei 1.497 kN

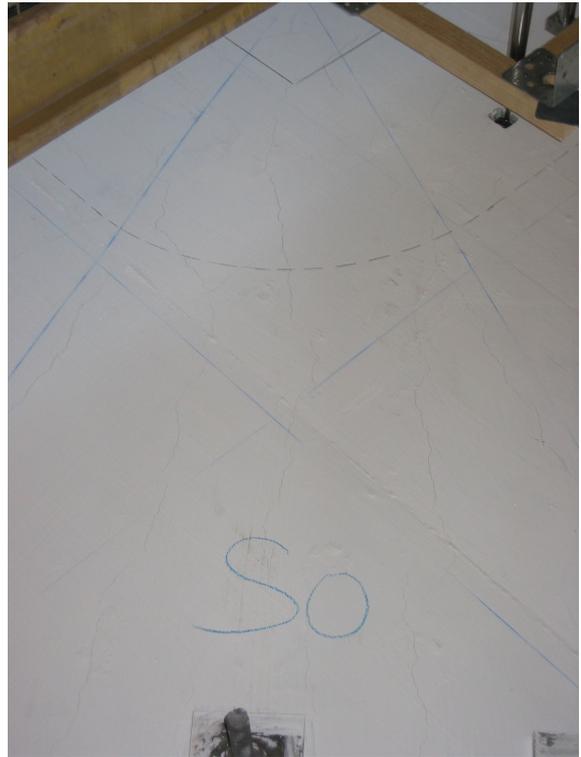
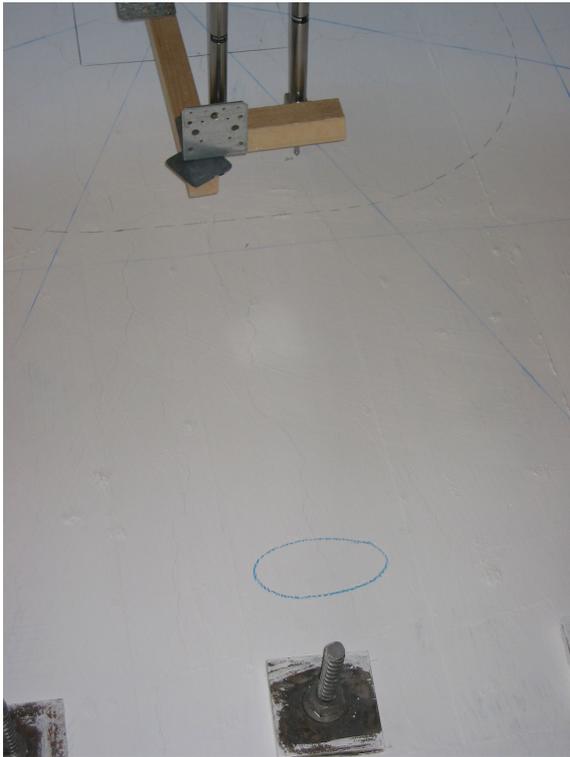


*Bild 5.110:* Östliche Plattenhälfte im Stützenstumpfbereich bei 1.497 kN

Mit der nächsten Laststeigerung von etwa 100 kN erreichte man 1.591 kN. Bei dieser Laststufe lag man 22 % über dem Bemessungswert, der sich nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfanker ergab. In Bezug auf die rechnerische Bruchkraft lag man bei knapp 82 %. Die maximale Durchbiegung der Platte stieg auf 9,02 mm an. Der Zuwachs von 1 mm lag weit höher als bei den vorherigen Laststufen. Vereinzelt entstanden neue Risse, die zwischen zwei bereits bestehenden eine Verbindung herstellten. Hauptsächlich vergrößerten sich jedoch die Rissweiten. Die maximale Weite lag bei 0,5 mm im Stützenstumpfbereich.



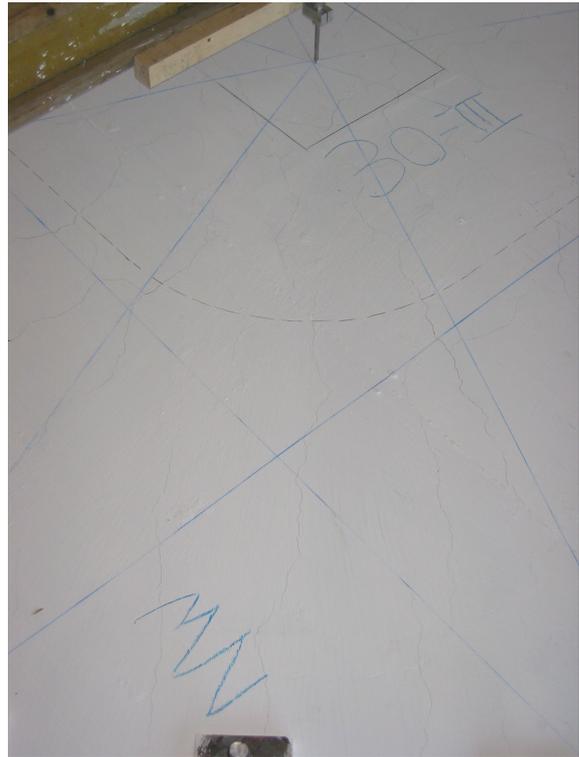
**Bild 5.111:** Risse im Nord- und Ost-Sektor bei 1.591 kN



**Bild 5.112:** Risse im Süd-Ost- und Süd-Sektor



**Bild 5.113:** Risse im Süd-West- und West-Sektor



**Bild 5.114:** Risse im Nord-West-Sektor bei 1.591 kN



**Bild 5.115:** Westliche Plattenhälfte bei einer Last von 1.591 kN

Die gemessenen Rissweiten im Stützenstumpfbereich sind in den beiden nächsten Bildern dargestellt.



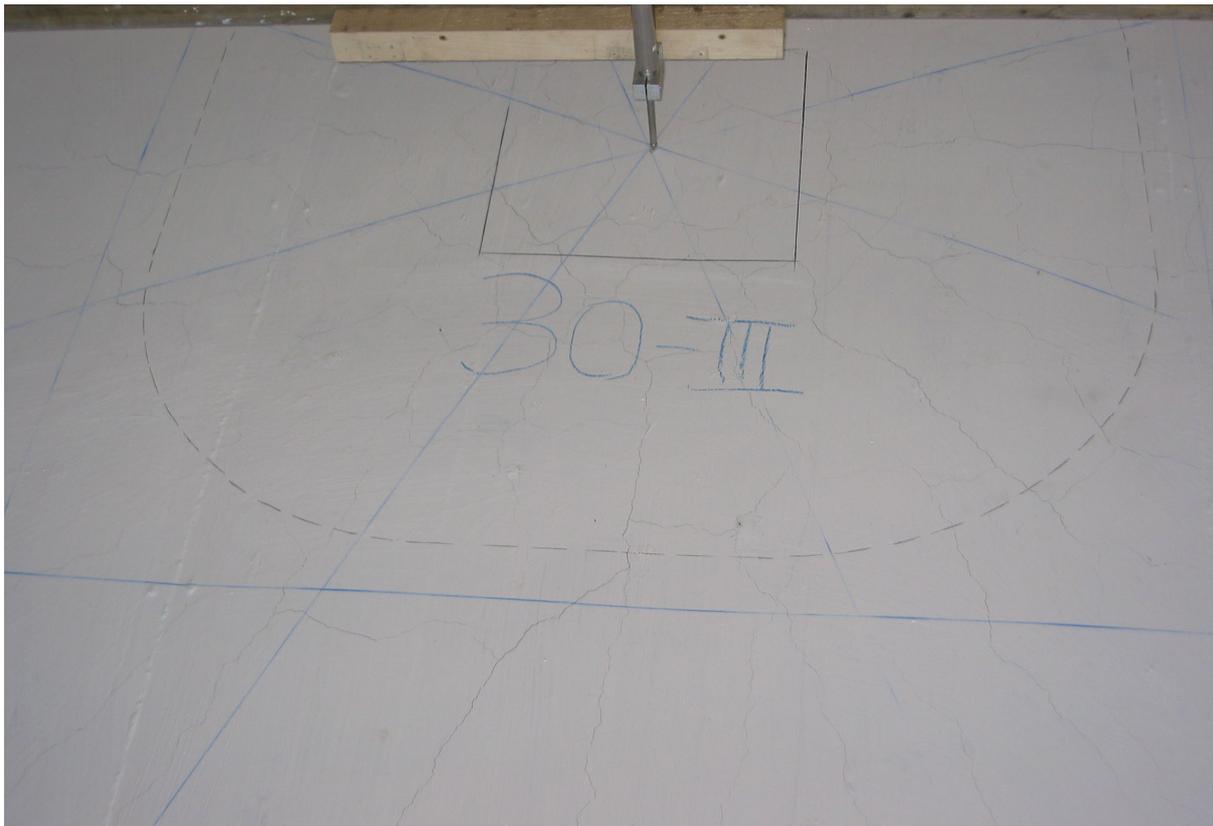
**Bild 5.116:** Gemessene Rissweiten bei einer Last von 1.591 kN im Stützenstumpfbereich

Als die Wegaufnehmer nach etwa 17 Minuten keine Änderung der Wege mehr anzeigten, wurde die Presse auf eine Kraft von 1.702 kN gefahren. Die Durchbiegung stieg erneut um etwa 1 mm auf 10,09 mm an. Der Zuwachs war zwar nicht mehr so groß wie bei der letzten Laststeigerung, lag aber noch höher als bei den vorherigen. Die Rissbildung war fast abgeschlossen. Es wurden nur noch vereinzelt ein paar Risse länger. Das nächste Bild zeigt den Rissverlauf im Bereich der Stütze.

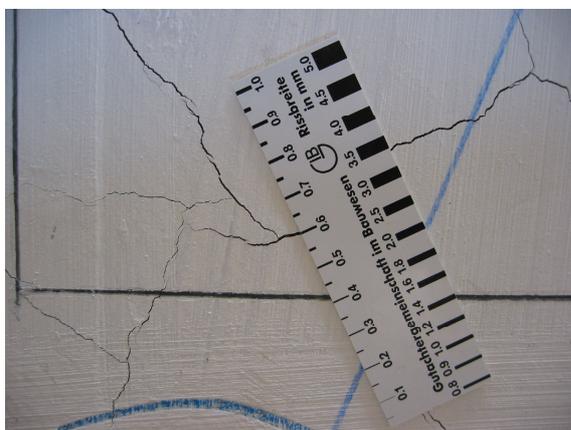


**Bild 5.117:** Rissbild der westlichen Plattenhälfte bei 1.702 kN

Nach etwa 11 Minuten zeigten die Messgeber keine Änderung der Wege mehr an, so dass die Presse auf eine Kraft von 1.776 kN gefahren werden konnte. Mit dieser Laststufe erreichte man 91 % der rechnerischen Bruchkraft. Für die 30 cm starken Platten war dies das erste Mal, dass man so nahe an die rechnerische Bruchkraft heran kam. Bei der Versuchsplatte 30-I wurden 90 und bei der Platte 30-II 86 % der rechnerischen Bruchkraft erreicht. Die maximale Durchbiegung in Plattenmitte stieg auf 11,06 mm an. Der Zuwachs von fast einem Millimeter entsprach etwa dem aus den beiden letzten Laststufen. Es wurden im Stützenbereich maximale Rissweiten von 0,6 mm gemessen. Die Risse verliefen gleichmäßig und es waren bereits ein paar terrassenförmige Abhebungen von etwa 0,5 mm Dicke an der Plattenoberfläche erkennbar.



**Bild 5.118:** Westliche Plattenhälfte bei einer Last von 1.776 kN



**Bild 5.119:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs bei 1.776 kN

Die Wegaufnehmer kamen auch bei dieser Laststufe nochmals zum Stillstand, so dass die Kraft erneut um etwa 100 kN gesteigert werden konnte. Mit einer durchschnittlichen Kraft von 1.887 kN wurde die 18. Laststufe gefahren. Die maximale Durchbiegung stieg erneut um über einen Millimeter an, so dass die gesamte Durchbiegung bei 12,18 mm lag. Bei der Betrachtung des Lineals an der Plattenunterseite war noch kein Eindringen des Stützenstumpfs in die Platte erkennbar. Der Stützenstumpf an sich wies jedoch Krafteinleitungsrisse auf.



**Bild 5.120:** Krafteinleitungsrisse am Stützenstumpf bei einer Last von 1.887 kN

Am Rissbild der Plattenoberseite war keine Veränderung zu erkennen. In den nächsten Bildern sind die Rissbilder der einzelnen Sektoren dargestellt.



**Bild 5.121:** Risse im Nord- und Nord-Ost-Sektor bei 1.887 kN

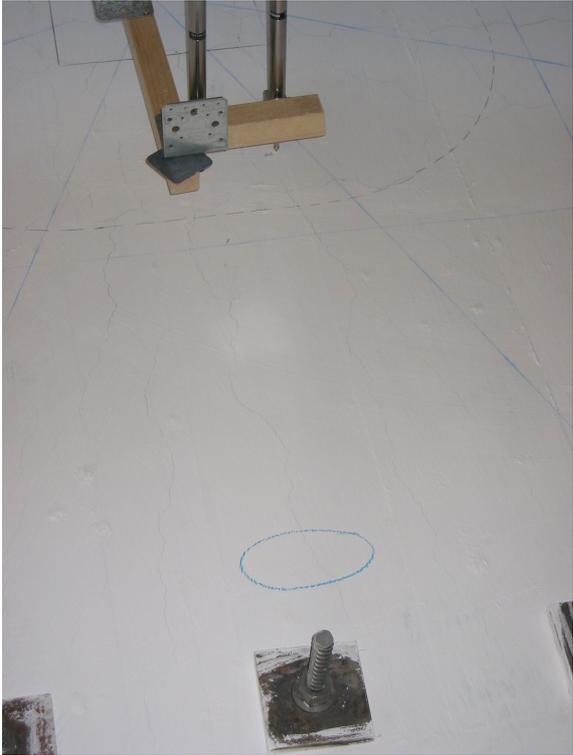
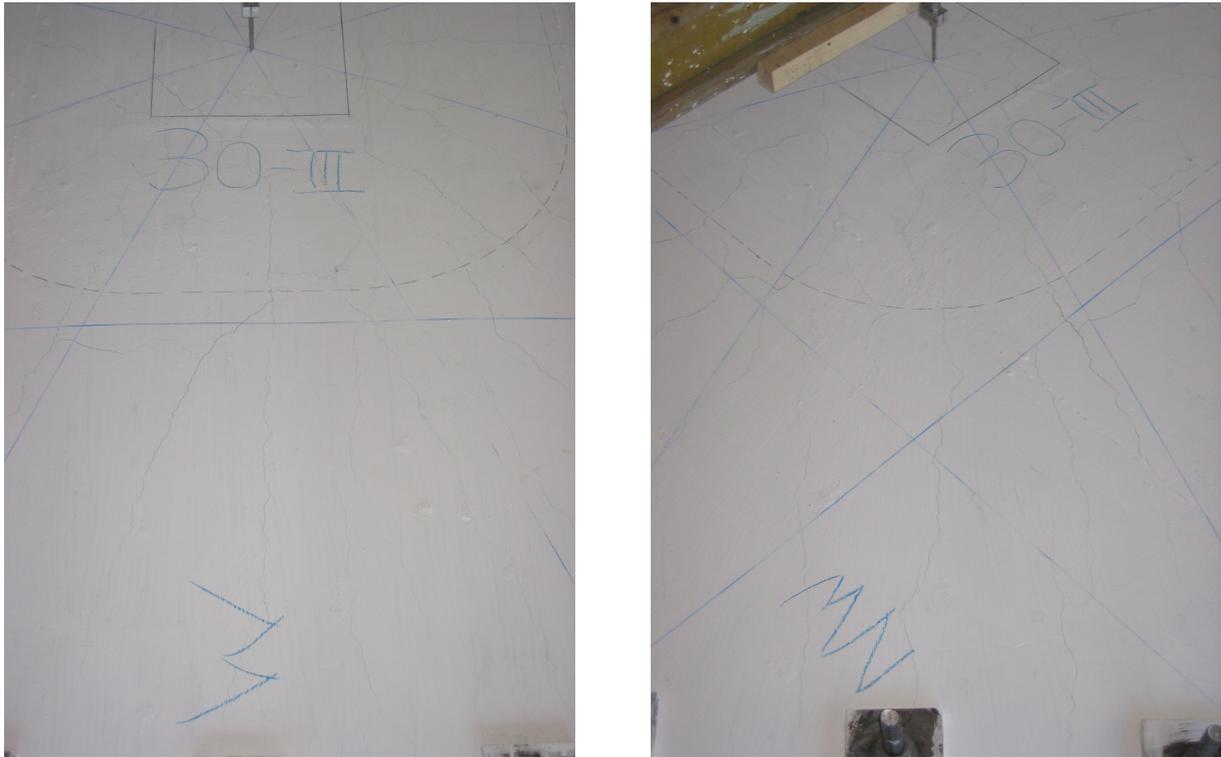


Bild 5.122: Rissbilder der Sektoren Ost und Süd-Ost bei 1.887 kN



Bild 5.123: Rissbilder im Süd- und Süd-West-Sektor



*Bild 5.124:* Rissbilder im West- und Nord-West-Sektor bei 1.887 kN



*Bild 5.125:* Rissbild der westlichen Hälfte bei 1.887 kN

Die 19. Laststufe bestand darin, die Pressenkraft erneut um etwa 100 kN zu steigern, so dass auf die Platte eine Kraft von etwa 2.000 kN einwirkte. Die Krafteinleitungsrisse am Stützenstumpf gingen weiter auf.

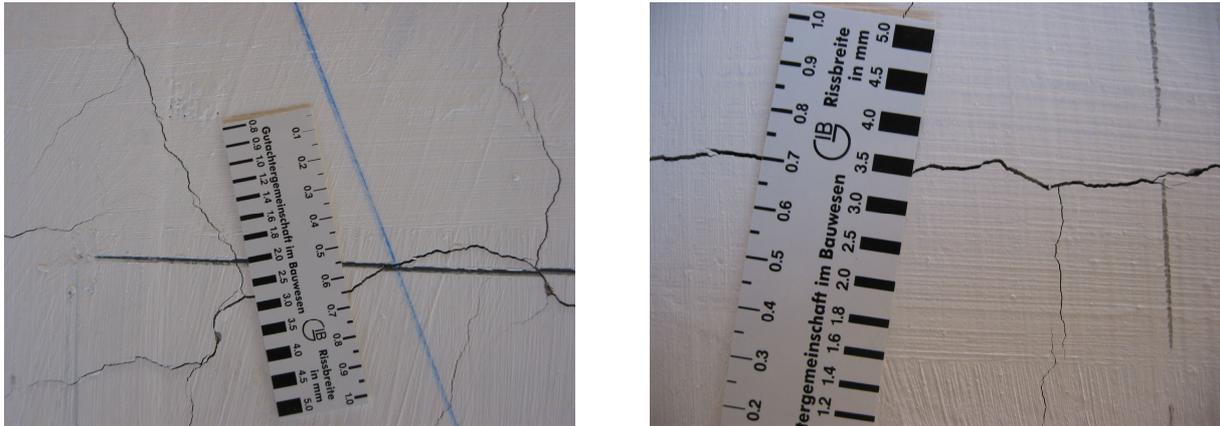


**Bild 5.126:** Krafteinleitungsrisse im Stützenstumpf bei 2.000 kN

Ein Teil der Risse an der Plattenoberseite verzweigte sich und die meisten gingen weiter auf. Im Bereich des Stützenstumpfs konnten maximale Rissweiten von 0,65 mm und innerhalb des kritischen Rundschnitts von 0,7 mm gemessen werden.



**Bild 5.127:** Rissbild der westlichen Plattenhälfte bei 2.000 kN

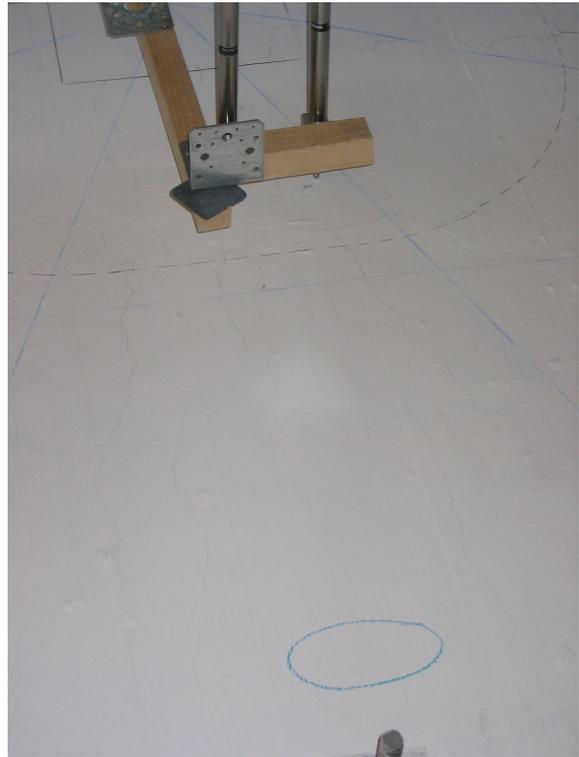


**Bild 5.128:** Gemessene Rissweiten im Bereich des Stützenstumpfs und innerhalb des kritischen Rundschnitts

Nachdem die Rissweiten aufgenommen waren und man die Kraft am Rechner kontrollierte, stellte man fest, dass nur noch eine Kraft von etwa 1.800 kN auf dem Bildschirm angezeigt wurde. Aus diesem Grund fuhr man die Presse nochmals auf etwa 2.000 kN. Mit dem erneuten Anfahren drückte sich der Stützenstumpf in den Plattenquerschnitt ein und hauptsächlich in der westlichen Hälfte drückte es Betonschollen an der Oberfläche heraus. Die Maximalkraft lag bei 2.111,4 kN und somit etwa 8 % über der rechnerischen Bruchkraft von 1.951,4 kN.



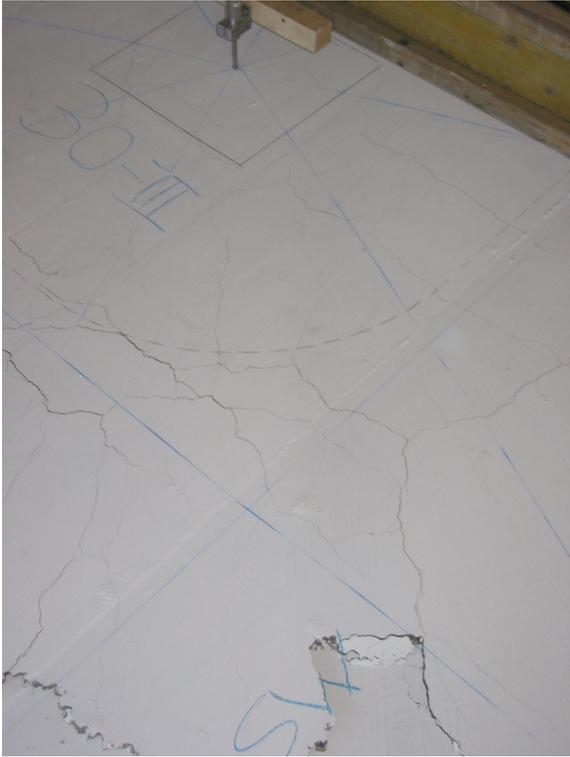
**Bild 5.129:** Westliche Plattenhälfte kurz nach dem Bruch



*Bild 5.130:* Sektor Nord, Nord-West und Ost kurz nach dem Versagen



*Bild 5.131:* Süd-Ost- und Süd-Sektor nach dem Versagen



*Bild 5.132:* Süd-West- und West-Sektor kurz nach dem Versagen



*Bild 5.133:* Nord-West-Sektor kurz nach dem Versagen



Nach dem Versagen wurden die Messgeber und deren Hilfskonstruktionen abgebaut. Im Anschluss daran wurden die losen Betonschollen in der westlichen Hälfte von der Plattenoberfläche entfernt, so dass der Flachstahl der HFV-Ankerelemente zum Vorschein kam. Wie aus den vorherigen Platten bereits bekannt war, versagte auch hier nicht der Verbund der Anker. Dies war eindeutig an den freigelegten Flachstahlleisten sichtbar (siehe *Bild 5.134*). Die Anker waren immer noch so fest verankert, dass der Flachstahl einen Höhengsprung aufwies.

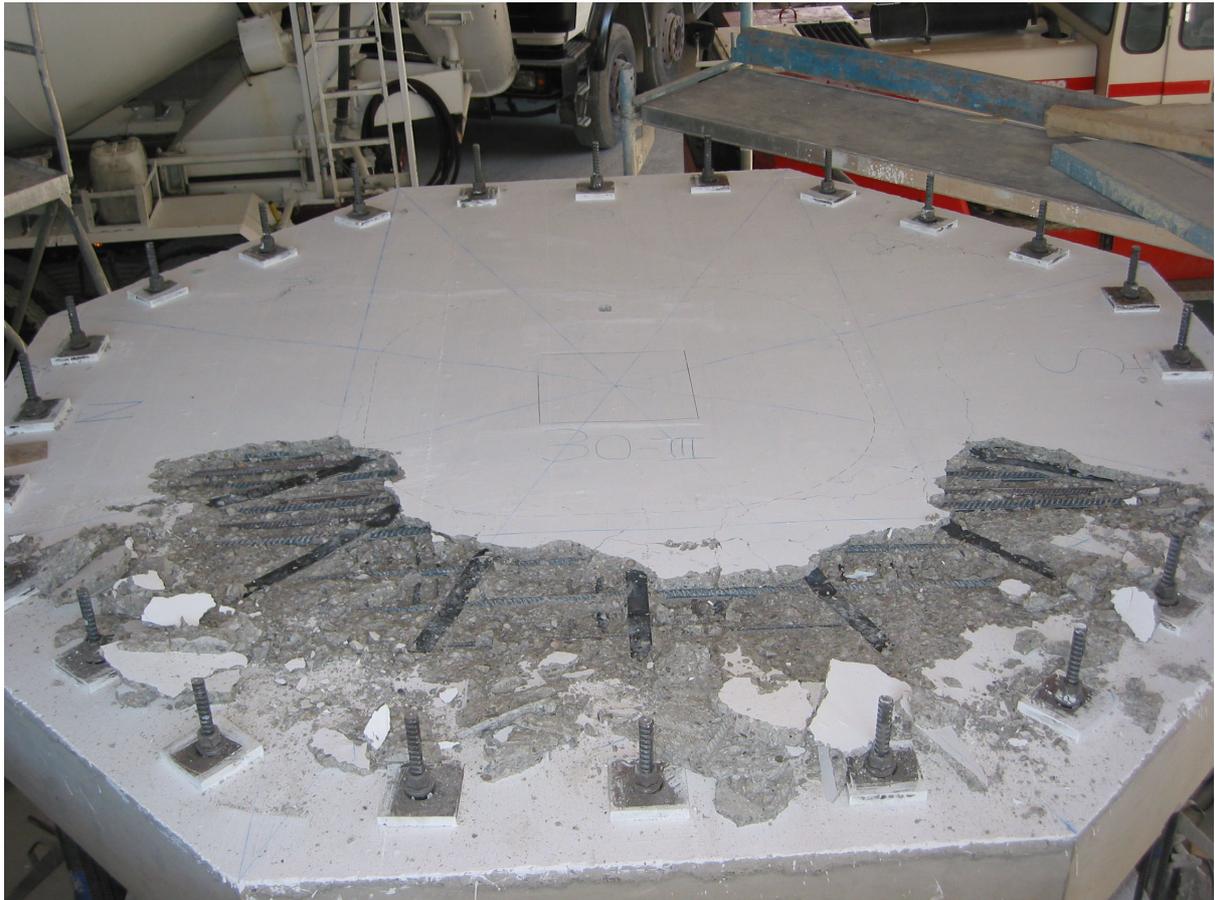
**Bild 5.134:** Freigelegter Flachstahl mit HFV-Anker

An einer Stelle war der Verbund des HFV-Ankers sogar so gut, dass die Schweißnaht zwischen Anker und Flachstahl versagte, obwohl sich beim Versagen ein Höhenunterschied ausbildete. Hier war ein Loch im Bereich des Ankers in der Flachstahlleiste erkennbar.



**Bild 5.135:** Versuchsplatte mit teilweise abgelöstem HFV-Anker

Im nächsten Bild ist die gesamte Plattenoberfläche mit den freigelegten Betonschollen nochmals dargestellt.



*Bild 5.136:* Plattenoberfläche nach dem Versagen und Entfernen der Betonschollen



*Bild 5.137:* Stützenstumpf nach dem Versagen mit Kräfteinleitungsrissen



Bild 5.138: Gesamte Versuchsplatte nach dem Versagen

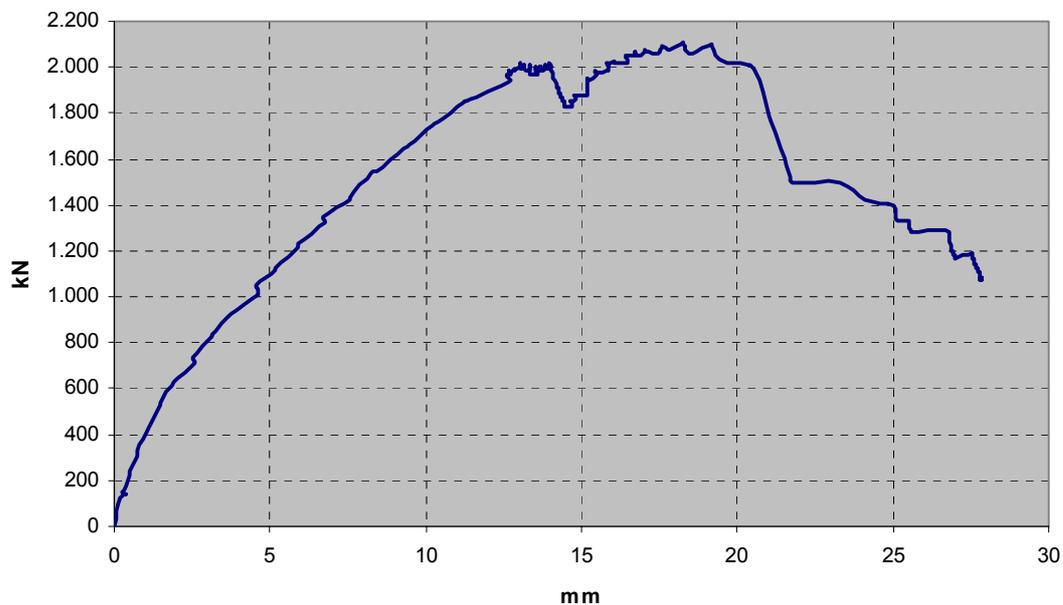
### 5.3.4 Last-Verformungsverhalten

Wie bereits erwähnt, wurde auch bei dieser Platte bei jeder Laststufe der Druck am Aggregat der Presse abgelesen und mit der am Rechner angezeigten Kraft auf Plausibilität überprüft. Die nachstehende Tabelle stellt die abgelesenen Werte den angezeigten gegenüber.

30-III										
Laststufe	KMD	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	% Abw.	Laststufe	KMD	P [bar]	F <sub>Aggr</sub> [kN]	% Abw.	
1	224	50	254	-13,9%	11	1.208	240	1.221	-1,1%	
2	298	62	316	-5,9%	12	1.300	258	1.313	-1,0%	
3	408	83	422	-3,6%	13	1.416	280	1.425	-0,6%	
4	500	102	519	-3,8%	14	1508	300	1.527	-1,2%	
5	602	122	621	-3,1%	15	1.596	318	1.618	-1,4%	
6	707	140	713	-0,8%	16	1.696	340	1.730	-2,0%	
7	798	160	814	-2,0%	17	1.801	358	1.822	-1,2%	
8	905	182	926	-2,4%	18	1.890	370	1.883	0,4%	
9	1.001	200	1.018	-1,7%	19	2.005	390	1.985	1,0%	
10	1.096	220	1.120	-2,2%						

**Tabelle 5.7:** Gegenüberstellung der abgelesenen Werte am Aggregat mit den angezeigten Werten aus der Kraftmessdose

Die aus den drei Wegaufnehmern „Oben außen Nord“, „Oben Mitte“ und „Oben außen Süd“ errechneten Durchbiegungen sind im nachfolgenden Diagramm graphisch zusammengefasst.



**Diagramm 5.9:** Durchbiegungskurve der Platte 30-III

Das Diagramm zeigt, dass bis zur Kraft von etwa 500 kN die Kurve sehr steil verläuft und somit die Durchbiegung nur gering gegenüber der Kraft ansteigt. Dies stimmt mit der Rissbildung und der vorherigen Platte überein. Im Anschluß daran ist eine konstante Neigung der Kurve erkennbar, was bedeutet, dass die Durchbiegung der Platte mit den einzelnen Laststeigerungen konstant bis zur Kraft von etwa 2.000 kN zunahm. Danach ist ein Kraftabfall von etwa 200 kN erkennbar, bevor sich ein Sekundärtragverhalten ausbildete und nochmals über die 2.000-kN-Marke stieg, um anschließend komplett zu versagen. Das Drehen der Platte zu Versuchsbeginn hatte keine Auswirkung auf den Verlauf der Durchbiegung. Der Kraftanstieg wurde bei dieser Platte mit dem erneuten Anfahren der Presse bei der letzten Laststufe verstärkt.

### 5.3.5 Beton- und Stahldehnungen

Die berechneten Werte aus den Wegaufnehmern „Oben Beton“, „Unten Beton“ und „Oben HFV“ sind im nächsten Diagramm in den beiden Kurven „Schlupf“ und Betondehnung zusammengefasst.

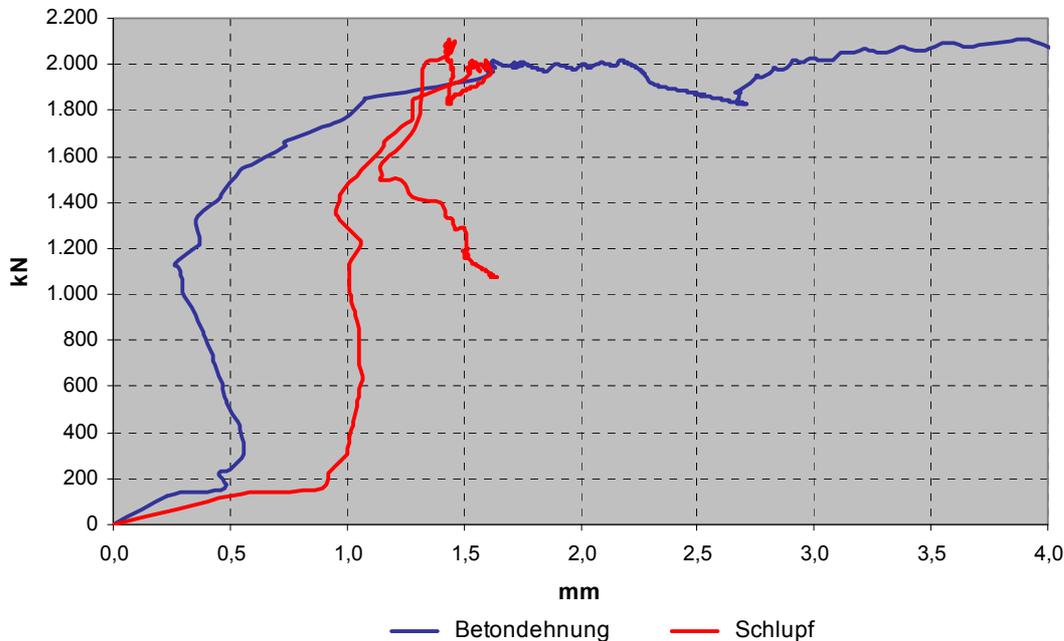


Diagramm 5.10: Gemessene Kurven der Betondehnung und „Schlupf“

Der Weg von 0,5 mm bei der Betondehnung bzw. fast 1,0 mm beim „Schlupf“ bei der ersten Laststufe ist, wie im *Abschnitt 5.3.3* erwähnt, auf die Verdrehung und Selbstjustierung der Platte zu Belastungsbeginn zurückzuführen. Diese beiden Wege können somit herausgefiltert werden und es ergibt sich somit das nachfolgende Diagramm.

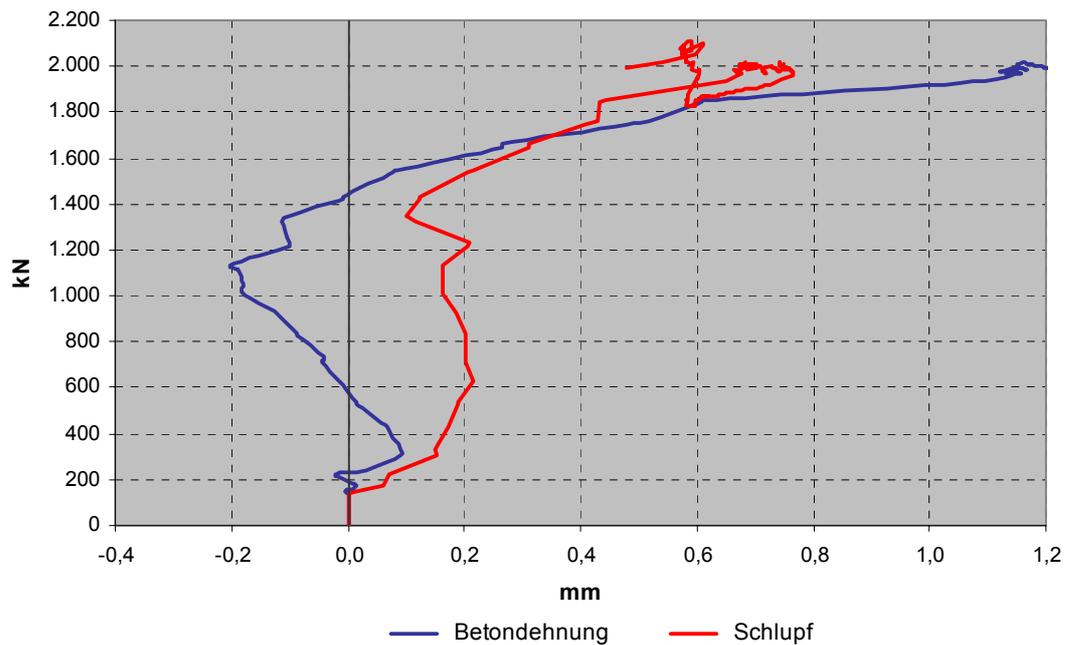


Diagramm 5.11: Korrigierte Kurven der Betondehnung und „Schlupf“

Wie aus dem Diagramm ersichtlich ist, beginnen beide Kurven jetzt bei Null, bevor die Betondehnung bei etwa 200 kN ins Positive wandert. Im Anschluss daran geht die Kurve wieder zurück und erreicht ein negatives Maximum von etwa -0,2 mm bei einer Kraft von 1.200 kN. Danach steigt die Betondehnung wieder stetig bis zur Kraft von etwa 1.900 kN an und flacht anschließend sehr ab, bevor beim erneuten Anfahren der Presse die maximale Dehnung erreicht wird.

In Bezug auf den „Schlupf“ steigt die Kurve nach 200 kN langsam und stetig bis auf den Wert von 0,17 mm an. Danach wird die Kurve steiler bis zur Kraft von 600 kN und einem „Schlupf“ von 0,21 mm. Bis zur Kraft von 1.200 kN geht der „Schlupf“ leicht auf 0,16 mm zurück. Im Anschluss daran steigt er bei 1.300 kN auf 0,25 mm an und macht dann einen Sprung auf 0,7 mm. Danach nimmt der „Schlupf“ langsam aber stetig bis zur Bruchkraft zu. In wie weit die beiden gemessenen Kurven mit den anderen übereinstimmen ist im *Abschnitt 5.4* dargestellt.

### 5.3.6 Entwicklung der Risse

Auch bei der dritten 30 cm dicken Platte sind die ersten Risse erst bei einer Last von 600 kN aufgetreten. Dies ist auf die erhöhte Bewehrungsmenge zurück zu führen. Danach haben sich zunächst Radialrisse eingestellt. Als dann in jedem Sektor mindestens zwei Radialrisse vorhanden waren, entstanden die ersten Tangentialrisse in den Haupthimmelsrichtungen. Mit steigender Last nahmen dann die Radial- und Tangentialrisse weiter zu. Bei den Radialrissen entstanden in jedem Sektor vier Risse, die alle bis zur Außenkante verliefen. Die aufgenommenen Rissweiten sind in der nachstehenden Tabelle und Diagramm graphisch zusammengefasst.

30-III		
Laststufe	F [kN]	w [mm]
6	630	0,10
9	996	0,15
11	1.199	0,25
13	1.396	0,40
15	1.591	0,50
17	1.776	0,60
max	2.100	0,70

Tabelle 5.8: Aufgezeichnete Rissweiten in tabellarischer Form

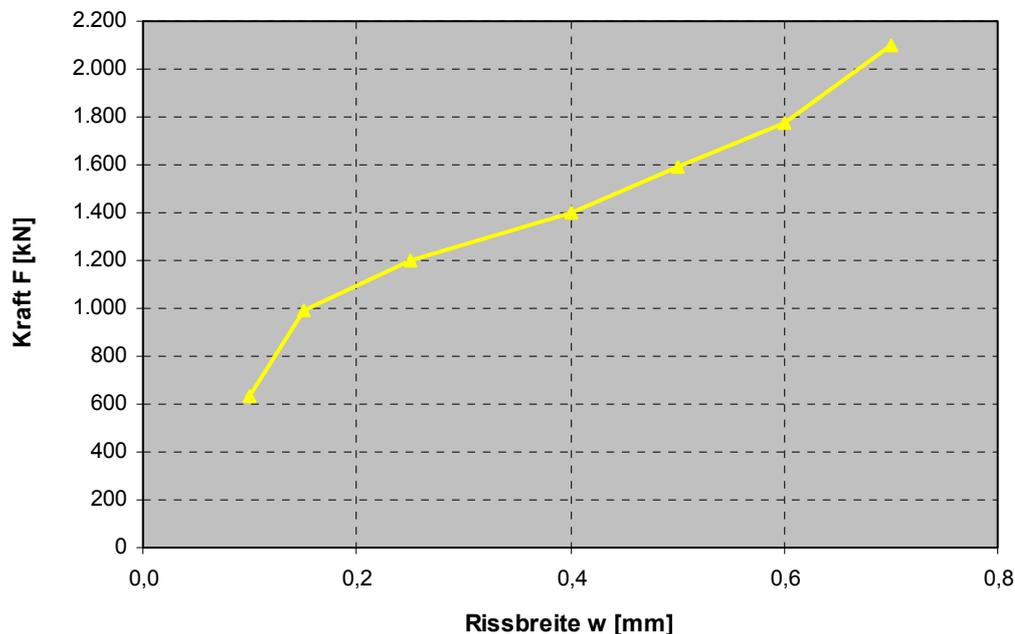
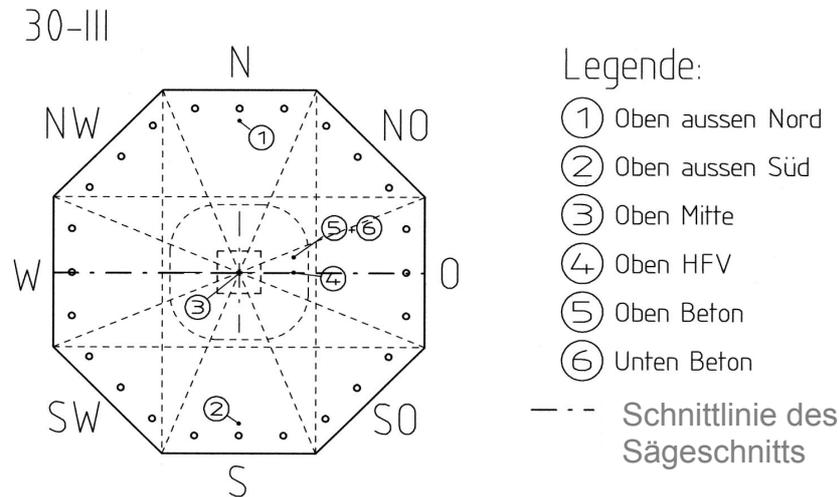


Diagramm 5.12: Graphische Zusammenstellung der aufgenommenen Rissweiten

Bezogen auf die beiden anderen 30 cm starken Versuchsplatten wurden hier weitaus kleinere Rissweiten gemessen, was an der zusätzlichen Biegebewehrung lag. Die aufgenommenen Rissweiten sind in den *Kapiteln 5 und 6* den anderen Versuchsplatten graphisch gegenübergestellt.

### 5.3.7 Dokumentation aus den Schnittbildern

Zur genauen Versagensforschung wurde auch diese Platte auseinander geschnitten, so dass der Rissverlauf genau nachvollzogen werden kann und noch weitere Kennwerte wie die maximale Risstiefe, bzw. Rissabstände zur Auswertung entnommen werden konnten. Im nächsten Bild sind die Aufteilung der Plattenoberfläche sowie die Schnittrichtung dargestellt.



**Bild 5.139:** Plattenoberseite mit Richtung des Sägeschnitts

Das folgende Bild zeigt die Schnittfläche der letzten Versuchsplatte.



**Bild 5.140:** Schnittfläche der Versuchsplatte 30-III

Wie im Bild deutlich erkennbar ist, kann nach dem Durchschneiden nur bei drei HFV-Ankern die Lage erkannt werden. Zur besseren Anschauung sind daher im nächsten Bild die HFV-Anker und die Biegebewehrung eingezeichnet.

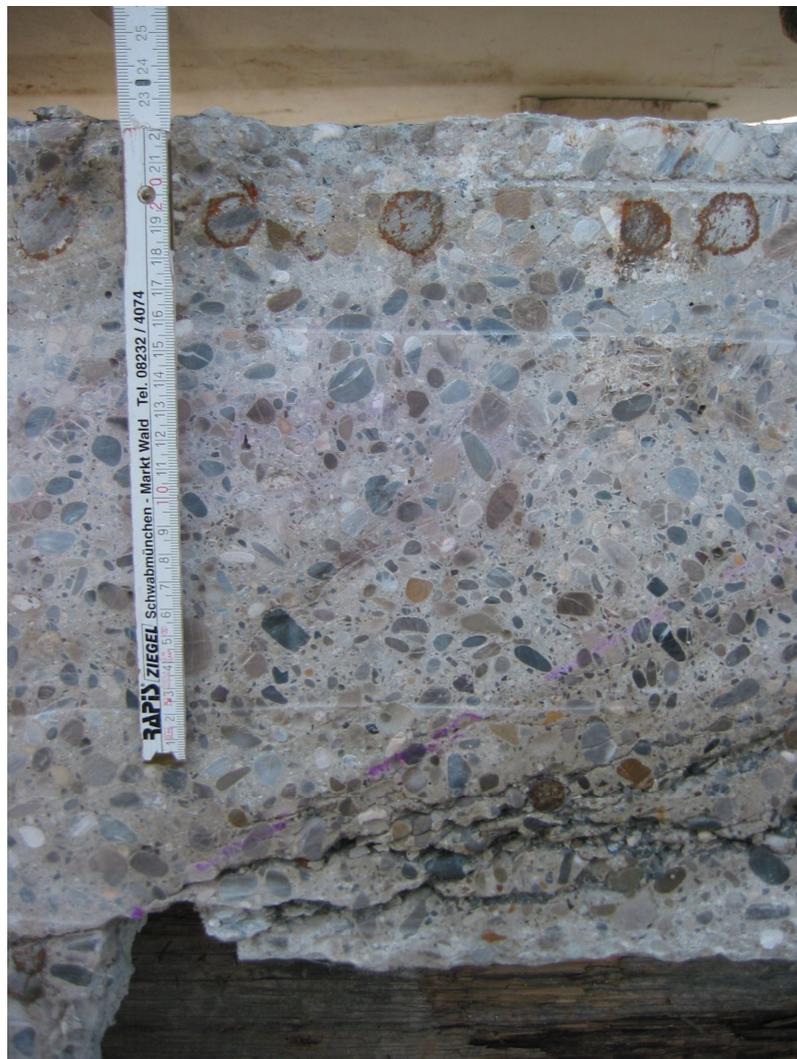


**Bild 5.141:** Schnittfläche mit eingezeichneter Biegebewehrung und HFV-Anker

Wie die Schnittfläche der letzten Versuchsplatte zeigt, versagte auch sie nicht auf Durchstanzen. Es versagte die Betondruckzone am Stützenanschnitt auf Grund der zu hohen Spannungen. Mit dem Einlegen der zusätzlichen Biegebewehrung konnte die Bruchlast deutlich gesteigert werden, obwohl sie bei der Bemessung der Durchstanzlast auf Grund der Bemessungsregeln nicht einging. Nach dem Versagen der Biegedruckzone am Stützenanschnitt entstand ein schräger Rissansatz, der von der ersten HFV-Ankerreihe verdrängt, bzw. auf die zweite Ankerreihe umgeleitet wurde. Dieser Vorgang wiederholte sich bis zur vierten Ankerreihe, bevor dieser an die Plattenoberseite gelangen konnte.

Das Ausbilden eines sekundären Tragverhaltens lässt sich an der Durchbiegungskurve erkennen. Nähere Erläuterungen hierzu und zur genauen Versagensursache sind im Hauptbericht zusammengestellt.

An Hand der Schnittbilder konnten weitere Informationen zur Versuchsauswertung gewonnen werden. So wurde zum Beispiel eine maximale Risstiefe von 22,3 cm gemessen.



*Bild 5.142:* Gemessene maximale Risstiefe der Platte 30-III

Ausser der maximalen Risstiefe konnten auch die Rissabstände im Bereich des Stützenstumpfs gemessen werden.



*Bild 5.143:* Gemessene Rissabstände von 10 cm und 12 cm



*Bild 5.144:* Gemessener Rissabstand von 17,5 cm

In den nachfolgenden Bildern sind die einzelnen Schnittflächen zusammengestellt.



*Bild 5.145:* Schnittbilder der letzten Versuchsplatte

Auf der nächsten Seite sind die Messwerte und rechnerischen Untersuchungen dieser Versuchsplatte in einer Tabelle zusammengefasst.

## Messwerte

Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	30,2
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	26,4
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	24,4
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	25,4
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	0,7
Rissabstände	$s_{r,\text{test}}$	cm	10,0 / 12 / 17,5
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	22,3
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	6,34
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,26
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	23,8
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	19,2
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 20 / 12 + 16 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	42,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	1,69
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>2.111,4</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,81
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	3,80
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,02
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	659,1
Querkraft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 * V_{Rd,ct}$	kN	1.252
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.878
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		1,12
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{Rd,ct}</math></b>		<b>2,14</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	12,8
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,598
bez. Moment (max $\mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,296
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds} (d_y)$	kNm/m	225,6
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}} (d_y)$	kNm/m	338,5
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	13.720
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.680,5
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	7.898,1
rechnerisch aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	967,4
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	1.451,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>125,6 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s (y) = C_c$ (y)	kN/m	2.000,4
Stahlspannung	$\sigma_s (y)$	N/mm <sup>2</sup>	466,3
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_s (y) / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>93,3 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	31,5
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>164,6 %</b>

Tabelle 5.9: Übersicht der Versuchsplatte 30-III

## 5.4 Zusammenfassung für die 30 cm starken Platten

### 5.4.1 Versuchsdurchführung

Die drei 30 cm starken Versuchsplatten wurden wie bei der 20 cm starken Serie sehr genau betoniert. Die erste Platte brachte genau 1 kN mehr auf die Waage als die zweite und dritte Platte, die genau 57,4 kN wogen. Lediglich in Bezug auf die Betondruckfestigkeit fiel die letzte Platte aus der Reihe. Der Beton wurde erst am späten Nachmittag in die Schalung eingebracht, während bei den vorherigen Platten bereits in der Frühe betoniert wurde. Auch das Wetter wurde kühler, so dass der Beton nicht so schnell anzog und somit die Würfel-druckfestigkeit nicht mehr so hoch war.

### 5.4.2 Last-Verformungsverhalten

Die Durchbiegungskurven der drei 30 cm starken Versuchsplatten sind im unten stehenden Diagramm zusammengefasst.

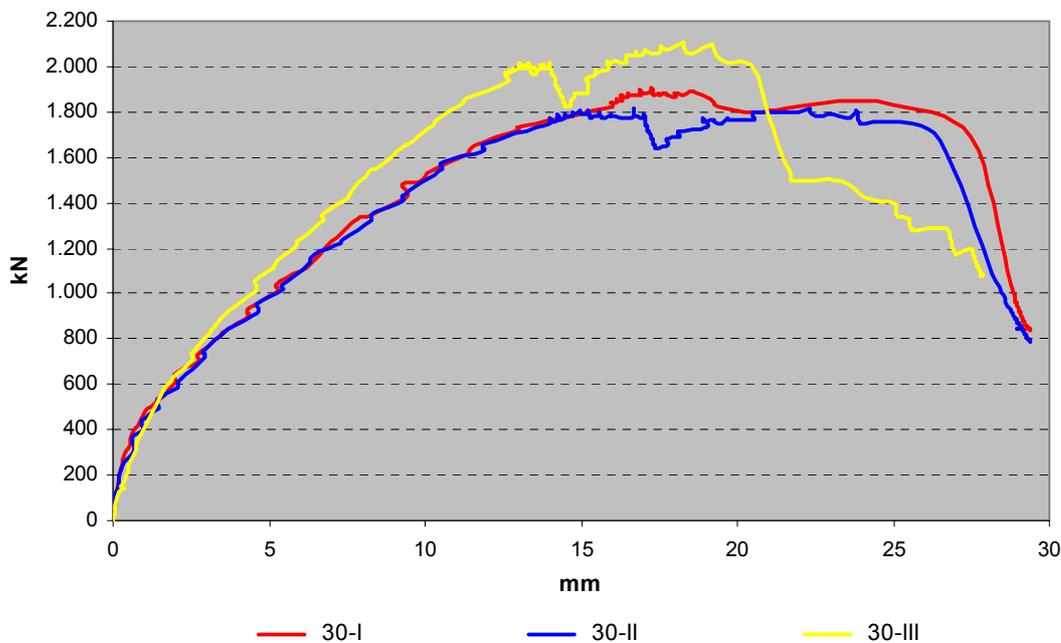


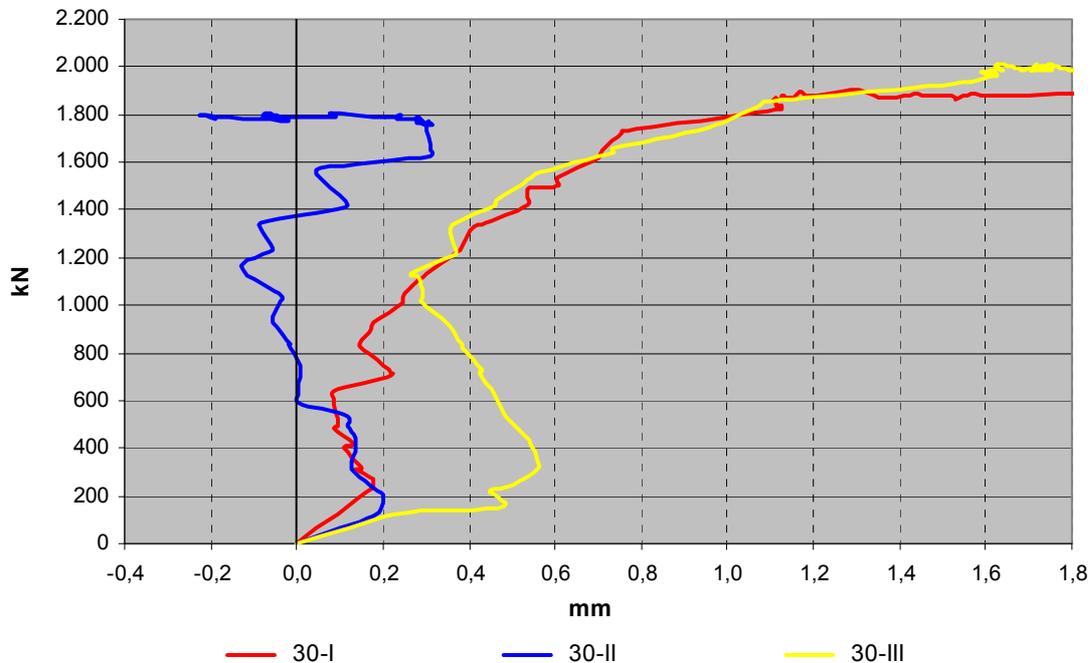
Diagramm 5.1: Übersicht der Durchbiegungskurven aller 20 cm starken Versuchsplatten

Die Durchbiegungskurven der ersten und zweiten 30 cm starken Platte sind bis zur Last von 1.800 kN nahezu identisch. Bis zur Kraft von etwa 500 kN verlaufen die Kurven steiler und steigen anschließend flacher konstant bis zur Bruchkraft an. Während die erste Platte noch etwas mehr Kraft aufnehmen konnte, war bei der zweiten bei 1.800 kN Schluss. Die dritte Platte hebt sich von den beiden anderen auf Grund der erhöhten Biegebewehrung ab, so dass die Durchbiegungen der Platte geringer waren als bei den beiden vorherigen.

Die Durchbiegungskurve der ersten Platte zeigt das Ausbilden des Sekundärtragverhaltens nicht so deutlich wie die beiden anderen. Nach dem Erreichen der Maximalkraft fällt die Kraft nur langsam ab und steigt anschließend geringfügig an, bevor die Platte zu Bruch geht. Bei der zweiten und dritten Platte ist das Sekundärtragverhalten besser ausgebildet. Nach dem Erreichen der Maximalkraft fällt die Kraft rapide ab. Während bei der zweiten Platte beim erneuten Kraftanstieg die Maximalkraft in etwa nochmals erreicht werden konnte, wurde diese bei der dritten Platte sogar überschritten. Bei der dritten Platte wurde dies durch das erneute Anfahren der Presse bekräftigt. Weitere Gedankenmodelle zum Sekundärtragverhalten sind im Hauptbericht aufgeführt.

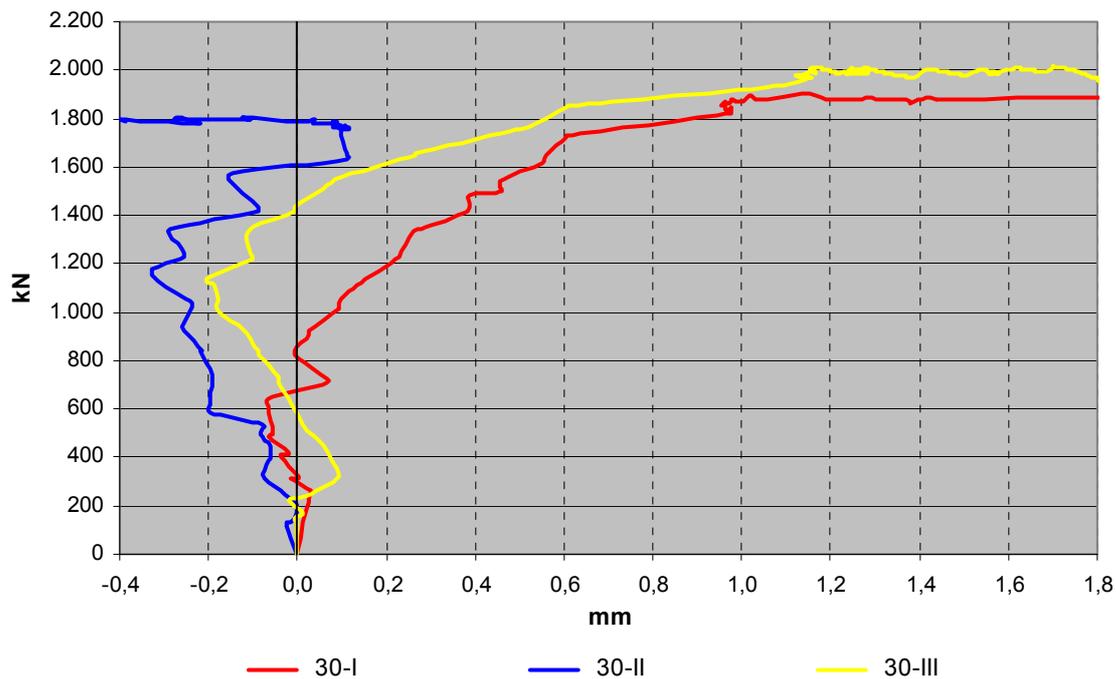
### 5.4.3 Beton- und Stahdehnungen

Die mit den beiden Wegaufnehmern „Oben Beton“ und „Unten Beton“ berechneten Betondehnungen sind im nächsten Diagramm für alle drei 30 cm starken Platten zusammengefasst.



**Diagramm 5.2:** Gegenüberstellung der aufgezeichneten Wege der Betondehnung

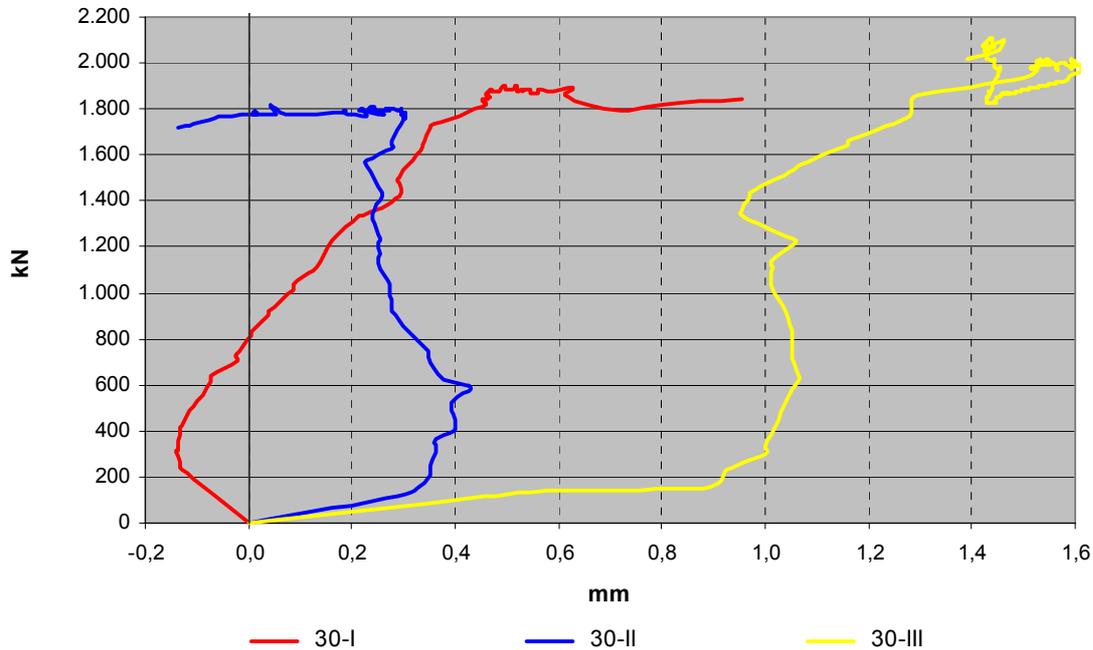
Alle drei Kurven nehmen bis zur Kraft von 200 kN überdimensional zu. Während die Betondehnungen der ersten und zweiten Platte bis zur Kraft von 600 kN nahezu gleich sind, nähert sich die Betondehnung der dritten Platten bei einer Kraft von 1.500 kN der ersten Platte wieder an. Nachdem die Messung der Betondehnungen bis zur Kraft von 200 kN als unrealistisch erscheint, sind die drei Kurven im nächsten Diagramm nochmals mit der Korrektur im unteren Bereich dargestellt.



**Diagramm 5.3:** Betondehnungen aller 30 cm starken Platten mit Korrektur im unteren Bereich

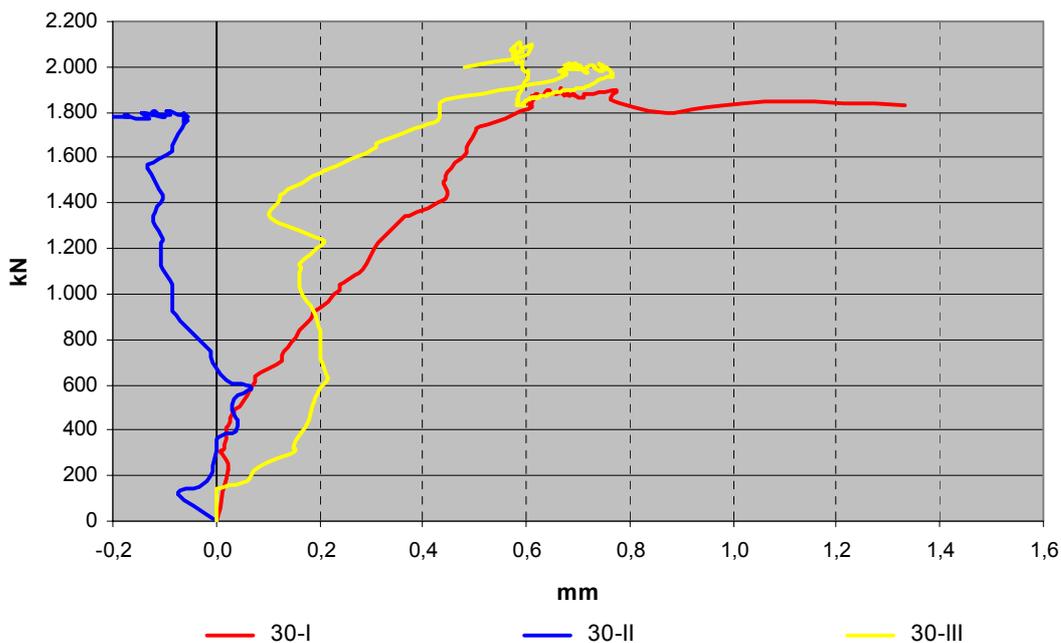
Nach der Korrektur aller drei Betondehnungen im unteren Bereich hat sich zwar die Lage in diesem Bereich verbessert, doch kann kein gemeinsamer Trend erkannt werden. Die Betondehnungen der ersten und zweiten Platte sind jetzt bis zur Kraft von etwa 500 kN gleich, doch gehen sie danach weit auseinander. Die dritte Platte geht nach einer Betondehnung in die Betonstauchung von - 0,2 mm über und weist anschließend kurzzeitig die gleiche Steigung wie die erste Platte auf, bevor sie bei einer Kraft von etwa 1.600 kN abflacht. Eindeutige Aussagen über die Messergebnisse können somit nicht getroffen werden. Im *Abschnitt 6.3* sind die Betondehnungen aller Versuchsplatten in einem Diagramm zusammengestellt.

Die aus der Differenz der beiden Wegaufnehmern „Oben Beton“ und „Oben HFV“ berechneten Werte für den „Schlupf“ sind im nächsten Diagramm für alle drei 30 cm starken Platten dargestellt.



**Diagramm 5.4:** „Schlupf“ aus den aufgezeichneten Werten für die 30 cm starken Platten

Alle drei gemessenen Kurven können keinen gemeinsamen Trend aufzeigen. Bei der ersten Platte ist ein großer Sprung und bei der zweiten und dritten je ein unverhältnismäßig großer Weg von 0,35 bzw. 0,92 mm bei der Last von 200 kN vorhanden. Im nächsten Diagramm sind die drei Kurven mit den korrigierten Werten in diesem Bereich dargestellt.



**Diagramm 5.5:** „Schlupf“ für alle drei 30 cm starken Platten mit den korrigierten Werten

Ein eindeutiger Trend kann trotz der Korrektur immer noch nicht erkannt werden. Die beiden ersten Platten verlaufen bis zur Kraft von 600 kN annähernd gleich. Dann geht die Kurve der zweiten Platte in den negativen Bereich, während die erste Platte mit konstanter Steigung bis zur Bruchlast ansteigt. Der „Schlupf“ der dritten Platte wandert bis zur Kraft von 600 kN auf den Wert von 0,2 mm. Anschließend verläuft die Kurve dann annähernd bis fast 1.600 kN bei 0,2 mm, bevor ein konstanter Zuwachs bis zur Bruchlast vorhanden ist.

Wie bei den 20 cm starken Platten ist auch aus dieser Serie kein vernünftiges Ergebnis zu erzielen, da die gemessenen Werte zu unterschiedlich sind. Im *Abschnitt 6.3* sind die Kurven der 20 cm und 30 cm starken Platten in einem Diagramm zusammengefügt, um zu sehen ob vielleicht beim Betrachtung der gesamten Versuchsserie ein Trend zu erkennen ist.

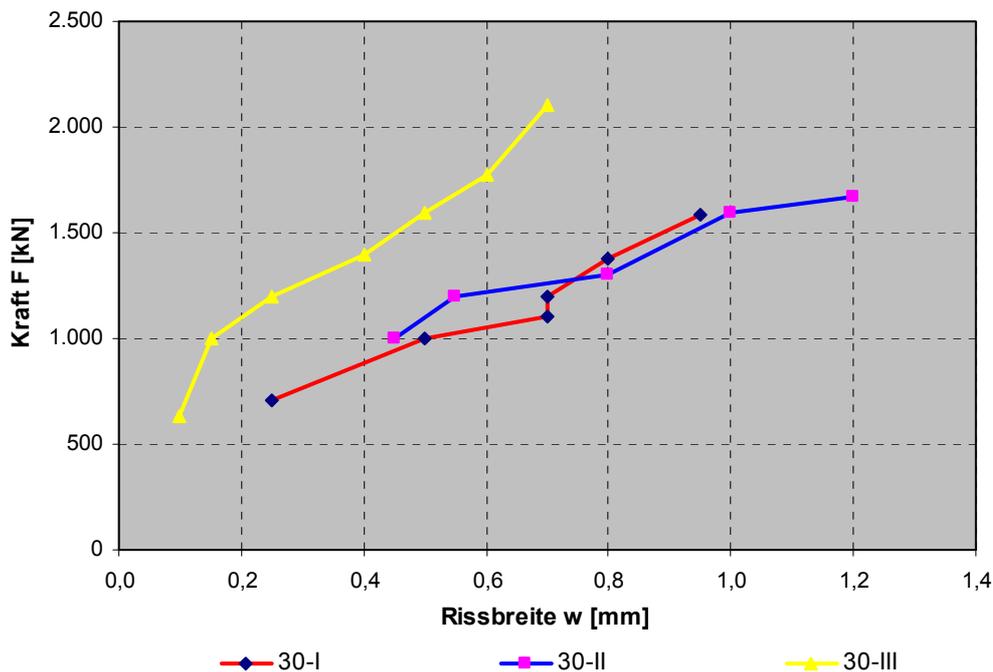
### 5.4.4 Entwicklung der Risse

Bei allen drei Platten entstanden zunächst Risse in den Hauptrichtungen der Biegebewehrung. Bei den Lasten von 900 kN bzw. 1.100 kN waren in allen Sektoren drei Radialrisse vorhanden. Danach stellten sich die ersten Tangentialrisse bei etwa 1.100 kN ein. Bei den Lasten von 1.400 kN bzw. 1.300 kN waren in jedem Sektor vier radial verlaufende Risse vorhanden.

Die aufgezeichneten Rissweiten sind in der nächsten Tabelle bzw. Diagramm dargestellt.

30-I			30-II			30-III		
Laststufe	F [kN]	w [mm]	Laststufe	F [kN]	w [mm]	Laststufe	F [kN]	w [mm]
6	703	0,25				6	689	0,10
9	997	0,50	10	998	0,45	9	994	0,15
10	1.102	0,70	12	1.194	0,55	11	1.198	0,25
11	1.199	0,70	13	1.302	0,80	13	1.395	0,40
13	1.381	0,80	16	1.590	1,00	15	1.591	0,50
15	1.586	0,95	17	1.673	1,20	17	1.776	0,60
						max	2.100	0,70

**Tabelle 5.10:** Aufgezeichnete Rissweiten bei den einzelnen Laststufen



**Diagramm 5.6:** Gegenüberstellung der aufgenommenen Rissweiten

Die Linien zeigen, dass die beiden ersten Versuchsplatten sehr nahe beieinander lagen. Die Rissweiten der dritten Platte waren zum Teil nur halb so groß, was an der erhöhten Biegebewehrung lag. In Höhe der Gebrauchslast lagen die Rissweiten bei 0,5 mm (1. Platte), 0,45 mm (2. Platte) und 0,15 mm bei der letzten.

### 5.4.5 Dokumentation der Schnittbilder

An Hand der aufgeschnittenen Platten und der Rissdokumentation an den Schnittflächen konnte festgestellt werden, dass alle Platten nicht auf Durchstanzen, sondern auf Biegung versagten, indem die Betondruckzone am Stützenanschnitt versagte. Der maßgebende Riss konnte jedoch auf Grund der HFV-Anker nicht unter dem Winkel von ca.  $35^\circ$  bis an die Plattenoberkante gehen, sondern wurde von den Ankern umgelenkt bzw. abgedrängt. Die Ausbildung eines sekundären Tragverhaltens konnte bei allen Platten sowohl an den Schnittflächen als auch an den Durchbiegungsverläufen erkannt werden. Nähere Einzelheiten hierzu sind im Hauptbericht zusammengestellt.



**Bild 5.146:** Schnittflächen der 30 cm starken Versuchsplatten

Auf der nächsten Seite ist eine Tabelle aufgeführt, die alle Messwerte und rechnerischen Untersuchungen der 30 cm dicken Platten beinhaltet.

## Messwerte

Plattennummer			30-I	30-II	30-III
Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	30,5	30,4	30,2
Statische Nutzhöhe in x Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	26,2	27,0	26,4
Statische Nutzhöhe in y Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	24,2	25,0	25,4
Mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	25,2	26,0	25,4
Maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,15	1,20	0,70
Rissabstände	$S_{r,\text{test}}$	cm	12 / 18	10 / 12,5	10 / 12 / 17,5
Maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	25,1	25,2	22,3
wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	4,30	4,15	6,34
bezogene Druckzonenhöhe	$x_r / d_y$		0,18	0,17	0,26
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	29,2	27,0	23,8
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	23,5	21,7	19,2
Biegebewehrung	$A_s$		Ø 20 / 12	Ø 20 / 12	Ø 20 / 12 + 16 / 12
Eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	26,2	26,2	42,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	1,04	1,01	1,69
<b>Vorhandene Bruchkraft</b>	<b><math>V_{u,\text{test}}</math></b>	<b>kN</b>	<b>1,905,0</b>	<b>1.815,9</b>	<b>2.111,4</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Querkräfte

Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,81	1,81	1,81
Kritischer Rundschnitt	$u$	m	3,77	3,85	3,80
Rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,25	1,15	1,02
Querkräft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{\text{Rd,ct}}$	kN	741,9	742,0	659,1
Querkräft mit Durchstanzleisten (Halben)	$1,9 \cdot V_{\text{Rd,ct}}$	kN	1.410	1.410	1.252
Rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	2.114	2.115	1.878
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$		0,90	0,86	1,12
	<b><math>V_{u,\text{test}} / \gamma_c \cdot V_{\text{Rd,ct}}</math></b>		<b>1,71</b>	<b>1,63</b>	<b>2,14</b>

## Rechnerische Tragfähigkeiten für Biegung

Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	15,7	14,5	12,8
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,301	0,315	0,598
bez. Moment ( $\max \mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{\text{Rds}}$	-	0,204	0,215	0,296
Rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{\text{Rds}}(d_y)$	kNm/m	187,2	194,6	225,6
Rechn. Bruchmoment	$m_{u,\text{cal}}(d_y)$	kNm/m	280,8	291,8	338,5
Radius Ersatzauflagerfläche	$b$	m	0,198	0,198	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	$a$	m	1,381	1,381	1,381
Verhältnis $b / a$	$\rho = \beta$	-	0,143	0,143	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272	0,272	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	11.382	11.830	13.720
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.394,1	1.448,9	1.680,5
Flächenpressung aus dem Tangentialmoment	$m_\phi$	kN/m <sup>2</sup>	6.552,0	6.809,9	7.898,1
Rechn. aufnehmbare Pressenkraft aus der Biegung	$P_{\text{cal}}$	kN	802,5	834,1	967,4
rechnerische Pressenkraft aus Biegung bei Bruch	$P_{u,\text{cal}}$	kN	1.203,7	1.251,1	1.451,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>		<b>%</b>	<b>136,7 %</b>	<b>125,3 %</b>	<b>125,6 %</b>

## Rechnerische Stahlspannungen im Bruchzustand

Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s(y) = c_c(y)$	kN/m	1.741,8	1.596,1	2.000,4
Stahlspannung	$\sigma_{s(y)}$	N/mm <sup>2</sup>	664,8	609,2	466,3
rechn. Streckgrenze Stahl	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	500,0	500,0	500,0
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{s(y)} / f_y</math></b>	<b>%</b>	<b>133,0 %</b>	<b>121,8 %</b>	<b>93,3 %</b>

## Rechnerische Betonspannungen im Bruchzustand

Rechnerische Betondruckspannung	$\sigma_{c,\text{test}}$	N/mm <sup>2</sup>	40,5	38,4	31,5
<b>Bei Versuch erreicht</b>	<b><math>\sigma_{c,\text{test}} / f_c</math></b>	<b>%</b>	<b>172,2 %</b>	<b>176,9 %</b>	<b>164,6 %</b>

Tabelle 5.11:

Übersicht der 30 cm starken Versuchsplatten

## 6 ZUSAMMENFASSUNG DER GEWONNENEN ERKENNTNISSE AUS DER GESAMTEN VERSUCHSREIHE

### 6.1 Herstellen der Versuchsplatten

Der Vorteil der leichteren Verlegung der HFV-Durchstanzleisten durch den geringeren Durchmesser gegenüber Doppelkopfankeern hat sich bereits beim Bewehren der Versuchsplatten herausgestellt. Das Bewehrungsnetz war mit dem Achsabstand von 12 cm und kreuzweise verlegter Bewehrung sehr eng und die HFV-Anker konnten durch nur teilweise geringfügige Verschiebung der Biegebewehrung in ihre Position gebracht werden. Selbst bei der letzten Versuchsplatte, bei der noch weitere Betonstähle mit dem Durchmesser 16 mm in die Zwischenräume gelegt wurden und somit ein Achsabstand von 6,0 cm vorhanden war, gab es keine weiteren Schwierigkeiten beim Einbau, wie das nächste Bild zeigt.



*Bild 6.1* HFV-Anker der Platte 30-III

Das Betonieren der Versuchsplatten wurde ohne Probleme bewältigt, was sich in der Maßhaltigkeit der Versuchsplatten widerspiegelte. Bei den Versuchsplatten, die eine Stärke von 20 cm hatten, lag der Gewichtsunterschied zwischen der schwersten und der leichtesten Platte gerade mal bei 40 kg (1 %). Bei den 30 cm starken Versuchsplatten waren die beiden letzten Platten gleich schwer und hatten auf die erste einen Unterschied von 100 kg (1,7 %). Die Würfeldruckfestigkeiten lagen zwischen 23,1 N/mm<sup>2</sup> und 29,2 N/mm<sup>2</sup>. Auf die angestrebte Festigkeit von 25 N/mm<sup>2</sup> lag der Unterschied zwischen - 7,6 % und 16,8 %.

## 6.2 Versuchsdurchführung

Die Handhabung der doch recht schweren Platten konnte mit dem Fuhrpark der Fa. Lauter oHG sehr gut bewerkstelligt werden. Das Drehen der Platten im Freigelände mit Hilfe des Baggers stellte ebenso wenig ein Problem dar wie das Einheben der Platten auf den Versuchsstand mit Hilfe des Gabelstaplers.



*Bild 6.2:* Drehen der Platte 30-III im Freigelände der Fa. Alois Lauter oHG



*Bild 6.3:* Auflegen der Platte auf den Versuchsstand mit Hilfe des Gabelstaplers

Das Einfädeln der Verankerungsstangen, Ausrichten der Versuchsplatten und das Anziehen der Muttern mit dem Drehmomentschlüssel spielten sich nach der ersten Platte gut ein. Lediglich die Justierung der Kraftmessdose führte anfangs zu Unstimmigkeiten, die jedoch ab der zweiten Platte behoben war.

Die nächste Tabelle gibt einen Überblick der gesamten Versuchsreihe mit den geplanten Versuchswerten. Diese können mit den Werten aus den *Kapiteln 3 und 4* leicht variieren, da nach dem Aufschneiden der Platten zum Beispiel die genaue Lage der Biegebewehrung gemessen werden konnte.

Platte Nr.			20 - I	20 - II	20 - III	30 - I	30 - II	30 - III
Plattenstärke	$h_{\text{test}}$	cm	20,9	20,4	20,3	30,5	30,4	30,2
statische Nutzhöhe in x-Richtung	$d_{x,\text{test}}$	cm	16,7	16,4	16,3	26,2	27,0	26,4
statische Nutzhöhe in y-Richtung	$d_{y,\text{test}}$	cm	14,2	13,9	13,8	24,2	25,0	24,4
mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	15,5	15,2	15,0	25,2	26,0	25,4
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m <sup>2</sup>	28,7	23,1	26,9	29,2	27,0	23,8
Zylinderdruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	23,1	18,6	21,7	23,5	21,7	19,2
Biegebewehrung	$A_s$		∅ 25 / 12	∅ 25 / 12	∅ 25 / 12	∅ 20 / 12	∅ 20 / 12	∅ 20 / 12 + 16 / 12
eingelegte Bewehrung pro m	$A_s / m$	cm <sup>2</sup> /m	40,9	40,9	40,9	26,2	26,2	42,9
Vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,64	2,70	2,72	1,04	1,01	1,69
erreichte Bruchkraft	$V_{u,\text{test}}$	kN	1.201,0	1.065,1	1.107,6	1.905,0	1.815,9	2.111,4
Dickenbeiwerte	$\kappa$		1,98	1,99	2,00	1,81	1,81	1,81
kritischer Rundschnitt	$u_{\text{crit}}$	m	2,86	2,83	2,82	3,77	3,85	3,80
rechnerischer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{cal}}$	%	1,22	0,99	1,15	1,25	1,15	1,02
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{\text{Rd,ct}}$	kN	373,2	314,6	345,8	741,9	742,0	659,1
Querkraft mit Doppelkopfanke	$1,9 * V_{\text{Rd,ct}}$	kN	709,2	597,8	657,1	1.410	1.410	1.252
rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.064	896,7	985,6	2.114	2.115	1.878
	$V_{u,\text{test}} / V_{u,\text{cal}}$	%	113 %	119 %	112 %	90 %	86 %	112 %
erreichte Bruchkraft	$V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{\text{Rd,ct}}$		2,15	2,26	2,14	1,71	1,63	2,14

**Tabelle 6.1:** Zusammenfassung der Versuchsdaten und Auswertung in Bezug auf Querkraft

Platte Nr.			20 - I	20 - II	20 - III	30 - I	30 - II	30 - III
Bemessungsdruckfestigkeit ( $f_c / 1,5$ )	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	15,4	12,4	14,4	15,7	14,5	12,8
mech. Bewehrungsgrad	$\omega$	-	0,812	1,032	0,894	0,301	0,315	0,598
bez. Moment (max $\mu = 0,296$ o. Druckbew.)	$\mu_{Rds}$	-	0,296	0,296	0,296	0,204	0,215	0,296
rechn. Moment Bauteilwiderstand	$m_{Rds} (d_y)$	kNm/m	92,3	70,9	81,1	187,2	194,6	225,6
rechn. Bruchmoment	$m_{u, cal} (d_y)$	kNm/m	138,5	106,3	121,7	280,8	291,8	338,5
Radius Ersatzauflagerfläche	b	m	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198
Radius des ideellen Auflagerkreises	a	m	1,381	1,381	1,381	1,381	1,381	1,381
Verhältnis b / a	$\rho = \beta$	-	0,143	0,143	0,143	0,143	0,143	0,143
Rechenwert	$\kappa$	-	0,272	0,272	0,272	0,272	0,272	0,272
Flächenpressung aus dem Radialmoment ( $\rho \leq \beta$ )	$p_{r,u}$	kN/m <sup>2</sup>	5.614	4.311	4.934	11.382	11.830	13.720
rechn. Bruchkraft aus Biegung	$V_{u, cal}$	kN	687,5	528,0	604,3	1.394,1	1.448,9	1.680,5
Bei Versuch erreicht		%	174,7 %	201,7 %	183,3 %	136,7 %	125,3 %	125,6 %

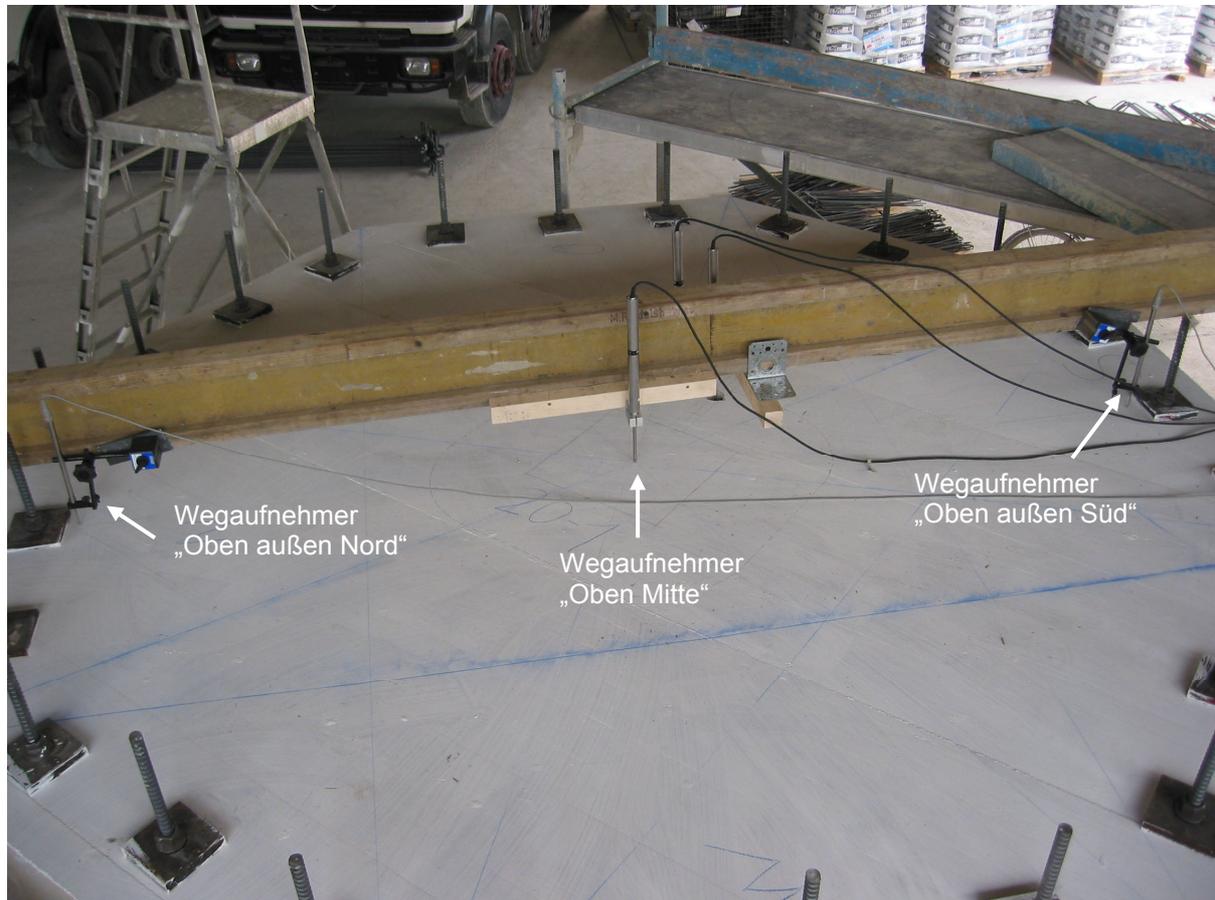
**Tabelle 6.2:** Übersicht der Versuchsergebnisse in Bezug auf Biegung

Wie die beiden Tabellen zeigen, wurde sowohl die rechnerische Bruchkraft aus der Biegung als auch auf Querkraft bei fast allen Platten überschritten. Lediglich bei den Platten 30-I und 30-II konnte die rechnerische Bruchkraft aus der Querkraftbemessung nur zu etwa 90 % erreicht werden. Durch das Einlegen zusätzlicher Biegebewehrung (die jedoch auf Grund der Bemessungsregeln nicht in die Durchstanzlast mit eingeht) konnte das gleiche Verhältnis wie bei den 20 cm starken Platten wieder erreicht werden. Vergleicht man hingegen, welche Bruchkraft am höchsten überschritten wurde, so ist festzustellen, dass dies immer bei der Biegung der Fall war. Somit kann festgehalten werden, dass alle Platten auf Biegung und nicht auf Durchstanzen versagten. Das rechnerische Ergebnis wird mit dem Rissbild aus den Schnittflächen bestätigt. Es versagte die Betondruckzone am Stützenanschnitt, aus der sich ein geneigter Rissansatz entwickelte, der durch die HFV-Anker umgeleitet bzw. abgedrängt wurde. Das Ausbilden eines sekundären Tragsystems lässt sich sowohl aus den Schnittflächen als auch aus den Durchbiegungskurven herauslesen. Nähere Erläuterungen hierzu sind im Hauptbericht aufgeführt.

Die Tragfähigkeit der Platten 20-III und 30-III, bei denen bewusst auf die letzte Ankerreihe verzichtet wurde, unterschieden sich nicht von den übrigen. Die Anzahl der Ankerreihen hatte somit keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dies dürfte allerdings versuchsbedingt sein, da die äußeren Ankerreihen schon nahe an den Rückverankerungen positioniert und daher möglicherweise wirkungslos waren.

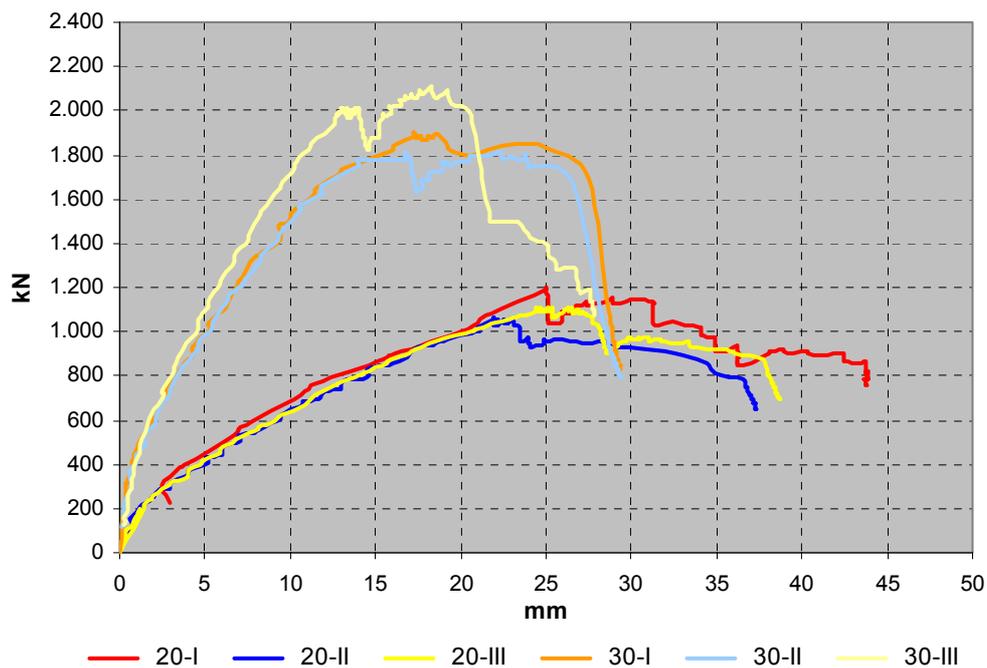
### 6.3 Last-Verformungsverhalten

Das Last-Verformungsverhalten der Versuchsserie spiegelte sich hauptsächlich an den gemessenen Durchbiegungskurven wieder. Das nächste Bild zeigt die am Holzträger angebrachten Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung.



**Bild 6.4:** Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung

Die maximalen Durchbiegungen wurden aus der Differenz des Mittelwertes der beiden äußeren Wegaufnehmer „Oben außen Nord“ und „Oben außen Süd“ mit dem Wegaufnehmer „Oben Mitte“ ermittelt. Die gemessenen Werte sind im nächsten Diagramm graphisch zusammengefasst.



*Diagramm 6.1:* Durchbiegungsverlauf aller Versuchsplatten

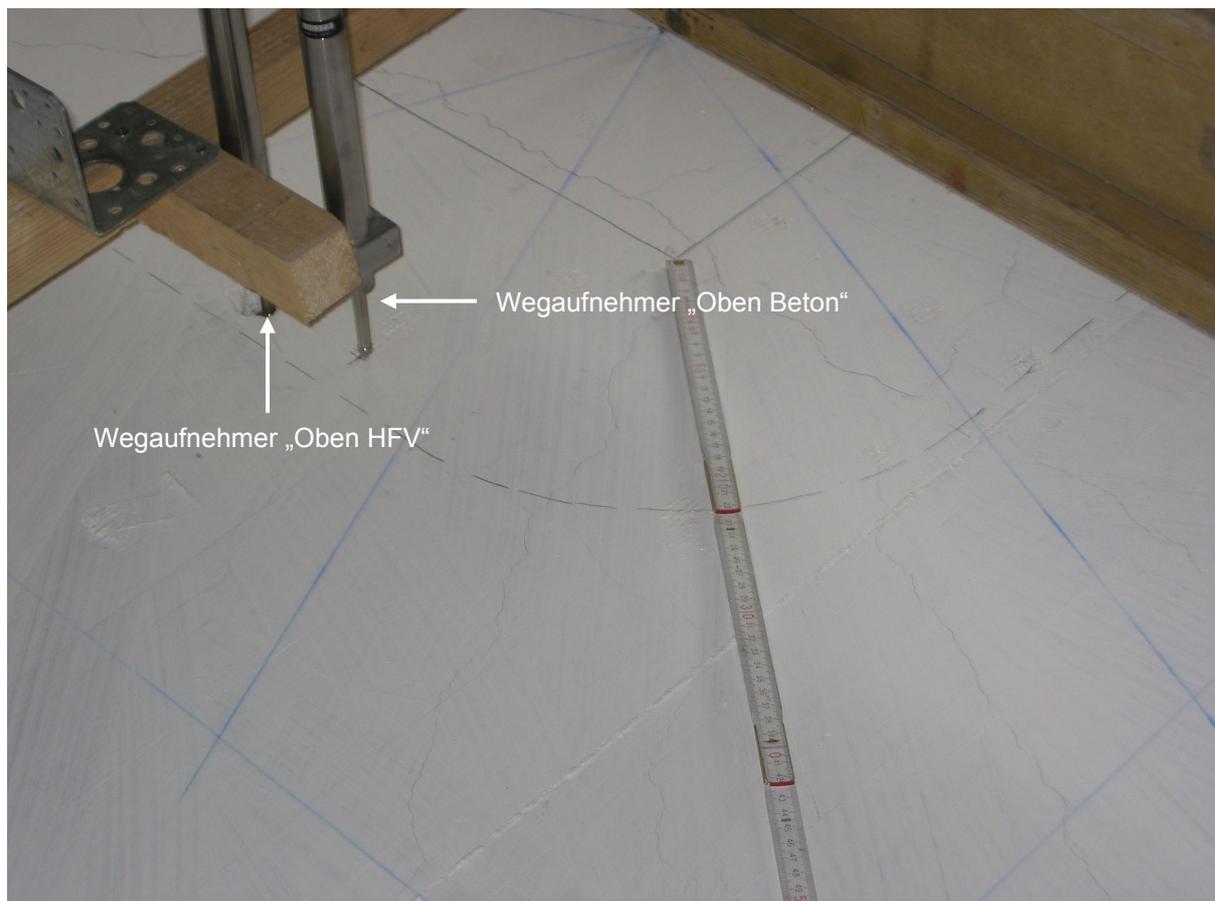
Wie aus dem Diagramm herauszulesen ist, waren die Kurven der 20 cm starken Versuchsplatten bis zu etwa 1.000 kN nahezu identisch.

Bei der Serie der 30 cm starken Platten ist die Steigung aller Platten bis zu einer Kraft von etwa 800 kN nahezu identisch. Im Anschluss daran war die dritte Platte steifer und bog sich nicht mehr so schnell durch, was an der zusätzlichen Biegebewehrung lag. Die beiden ersten Platten hatten bis zur Last von 1.800 kN die gleiche Durchbiegungskurve, bevor die zweite Platte nachgab und die dritte noch weiter Last aufnehmen konnte.

Das Ausbilden eines sekundären Tragverhaltens ist bei allen sechs Platten erkennbar. Nach dem ersten Kraftabfall ist ein nochmaliges Ansteigen der Kurven erkennbar. Bei fast allen Platten konnte mit dem sekundären Tragsystem näherungsweise nochmals die ursprüngliche Bruchkraft erreicht werden, bevor die Platten komplett versagten. Bei der letzten Platte ist sogar eine Kraftsteigerung zu erkennen, die jedoch durch das nochmalige Anfahren der Presse positiv beeinflusst wurde.

## 6.4 Beton- und Stahldehnungen

Die Betondehnungen wurden mit zwei Wegaufnehmern gemessen, die an einer vom Versuchsstand unabhängigen Konstruktion angebracht waren. Die Differenz der Wegaufnehmer „Oben Beton“ und „Unten Beton“ ergab somit die gemessene Betondehnungen der Platten in Dickenrichtung. Die Messpunkte der beiden Wegaufnehmer lagen bei den 20 cm starken Platten etwa 20 cm vom Stützenrand und bei den 30 cm starken Platten bei etwa 27 cm. Der Abstand richtete sich nach dem Wegaufnehmer „Oben HFV“, der jeweils am zweiten HFV-Anker vom Stützenstumpf angebracht war. Die beiden Wegaufnehmer für die Betondehnungen wurden im Abstand von 8 bis 10 cm neben dem gemessenen HFV-Anker einmal an der Oberseite der Platte und der andere an der Unterseite angebracht.



**Bild 6.5:** Wegaufnehmer zur Messung der Betondehnungen und „Schlupf“ an der Plattenoberseite

Die gemessenen Werte der Betondehnungen sind im nächsten Diagramm für alle Platten der Versuchsreihe zusammengestellt.

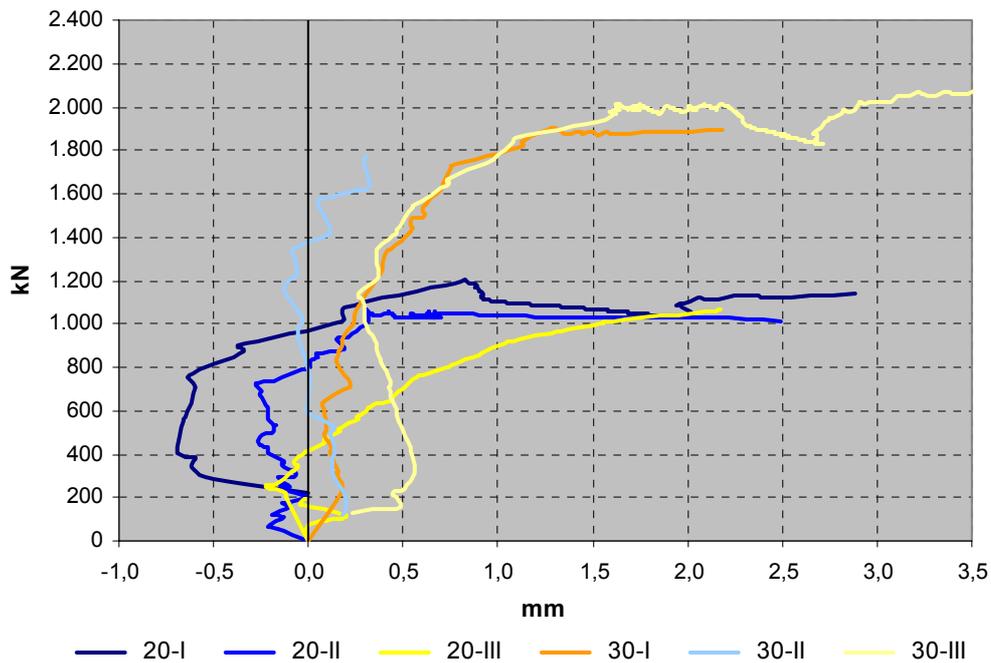


Diagramm 6.2: Gemessene Werte für die Betondehnungen

Wie das

Diagramm 6.2 zeigt, ist bei keiner Messung eine Stetigkeit erkennbar. Bei der Platte 20-I ist bei einer Kraft von etwa 220 kN ein großer negativer Weg zu erkennen, der bei dieser Laststufe als unrealistisch eingestuft werden muss, ebenso der sprunghafte Verlauf bei der Platte 30-III bei einer Kraft von 180 kN. Diese beiden Unstimmigkeiten sind für das nächste Diagramm herausgefiltert worden.

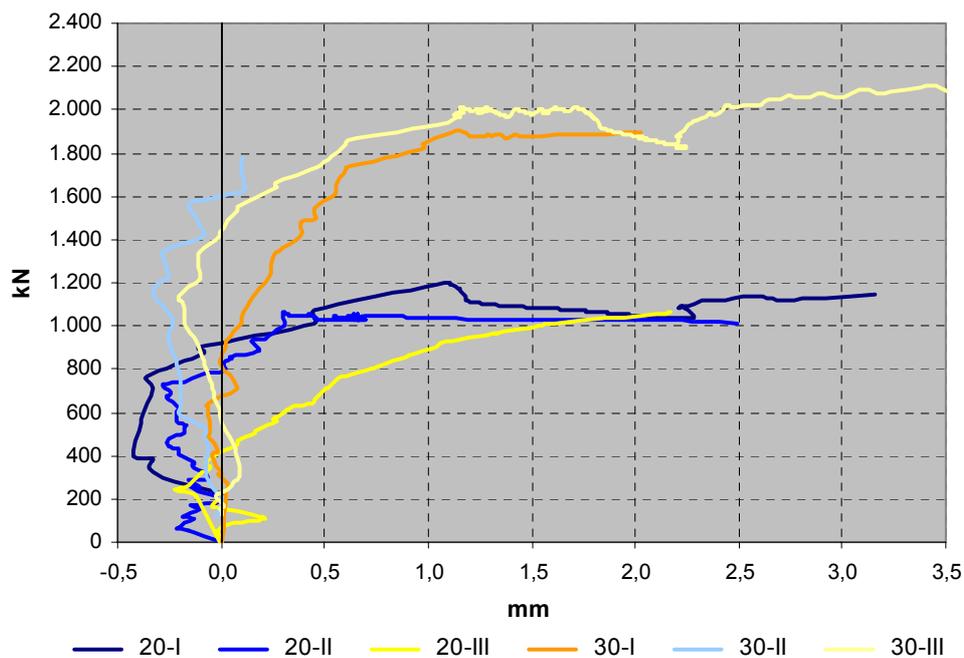


Diagramm 6.3: Korrigierte Werte der Messungen für die Betondehnungen

Auch nach der Korrektur der beiden Wege im unteren Messbereich erscheinen die Kurven zu unterschiedlich zu sein, um eine zuverlässige Auswertung zu erlauben. Ein weiteres Verschieben der Kurven zum Ursprung könnte nicht mehr so gezielt wie vorher vorgenommen werden, so dass die Ergebnisse verfälscht würden. Auf eine weitergehende Auswertung der gemessenen Betondehnungen wird deshalb verzichtet.

Im nächsten Diagramm sind die gemessenen Werte der Differenz aus den beiden Wegaufnehmern „Oben Beton“ und „Unten HFV“ dargestellt. Diese Werte stellen den so genannten „Schlupf“ dar.

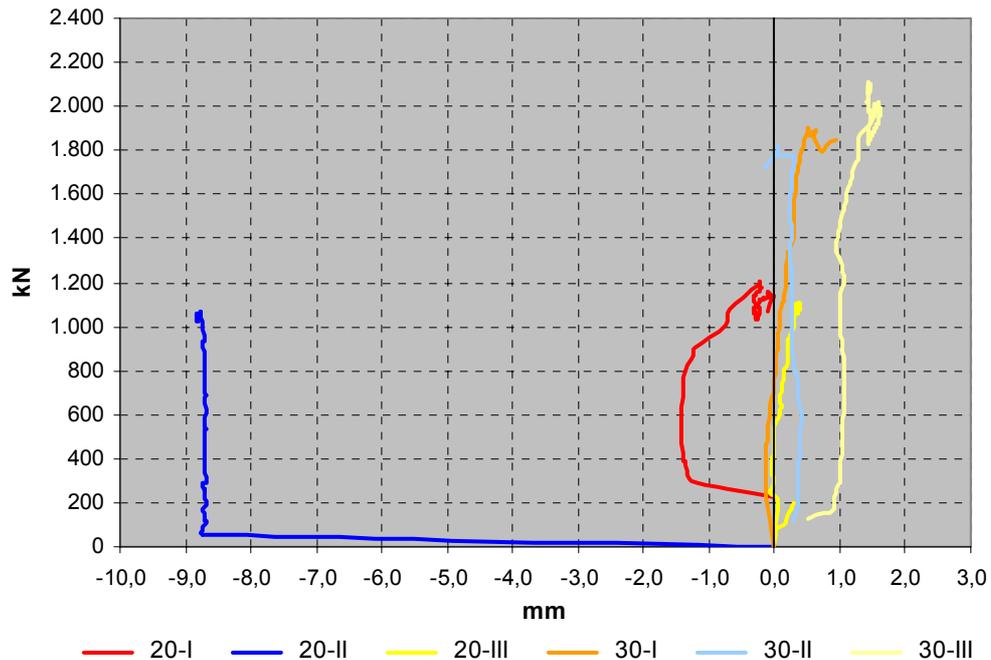


Diagramm 6.4: Messwerte der Wegaufnehmer zur Bestimmung der „Schlupf“-Werte

Im unteren Bereich der Belastung ist bei fast allen Platten ein großer Weg vorhanden, der auf Grund der Selbstausrichtung der Platten entstanden war. Besonders auffällig war dies bei der Platte 20-II. Im nächsten Diagramm sind diese Wege herausgefiltert.

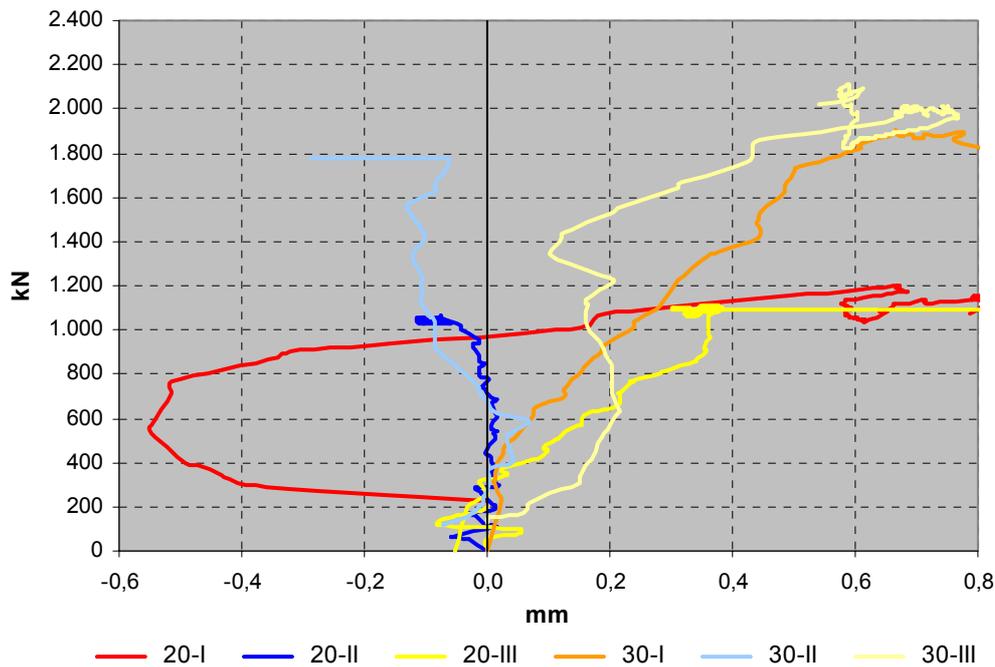


Diagramm 6.5: Korrigierte Werte zur Bestimmung des „Schlupfs“

Auch nach der Korrektur der Kurven im Anfangsbereich ist keine Übereinstimmung bzw. Gemeinsamkeit erkennbar.

An dieser Stelle darf auf die im Hauptbericht (*Kapitel 8*) beschriebenen „Balkenversuche“ hingewiesen werden. Auch hier wurden Messungen zur Untersuchung des „Schlupfs“ und der Betondehnungen unternommen. Die Versuchsbedingungen waren besser, da die Versuchsreihe nicht in einer Fahrzeughalle, sondern im Baustoffkundelabor der Fachhochschule Augsburg durchgeführt wurde. Dem entsprechend waren auch die Messwerte besser auswertbar und plausibler. Die Messungen und Auswertung der Datenmenge zeigten, dass die Verformungen der HFV-Anker nur bei etwa 50 % gegenüber den Bügeln lagen.

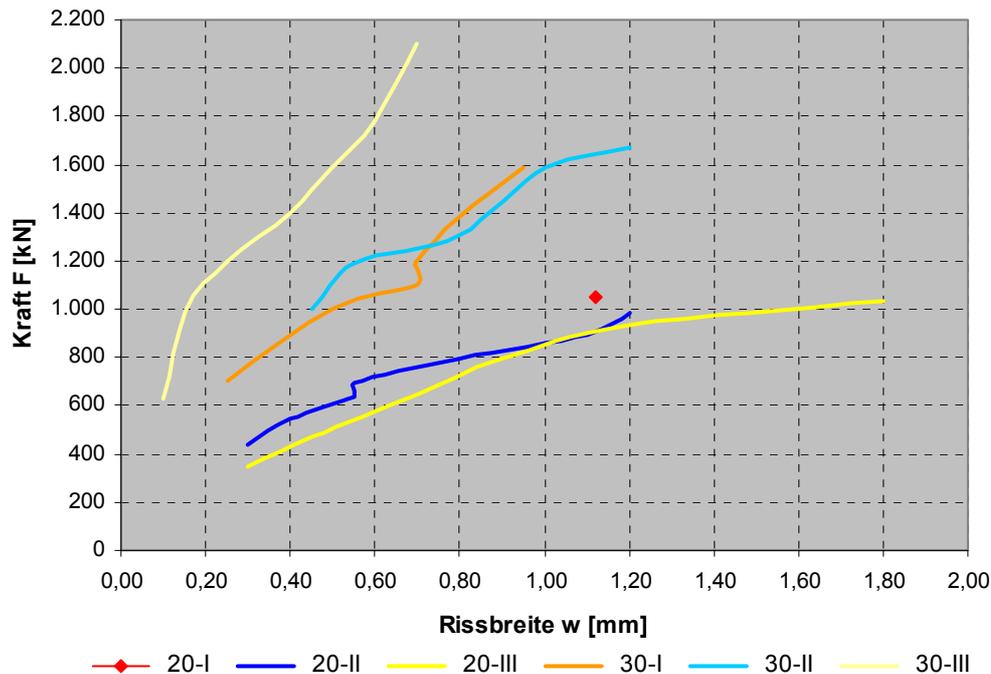
## 6.5 Entwicklung der Risse

Die Rissbildung wurde per Augenschein an der Plattenoberfläche dokumentiert, ohne die Platte zu betreten. Damit die Risse besser zum Vorschein kamen, wurde die Oberfläche vor Belastungsbeginn mit weißer Kalkfarbe gestrichen. Weiterhin wurden zur besseren Dokumentation die Platten entsprechend den Himmelsrichtungen in einzelne Sektoren (Öffnungswinkel  $45^\circ$ ) unterteilt.



**Bild 6.6:** Rissbild im Bereich des kritischen Rundschnitts bei etwa 90 % der Bruchlast

Zunächst wurde die Presse auf die zum rechnerischen Rissmoment zugehörige Last gefahren und die Plattenoberfläche auf mögliche Risse überprüft. Danach wurde die Last in etwa 100-kN Schritten erhöht und die Risse wurden dokumentiert. Die Rissweiten wurden mit Hilfe eines Vergleichsmaßstabs für Rissbreiten gemessen. Die Messungen wurden so durchgeführt, dass die Rissweiten bei der Laststufe gemessen wurden, die rechnerisch in etwa der Höhe der Gebrauchslast entsprach. Danach wurden die Rissweiten ungefähr bei jeder zweiten Laststufe gemessen. Die gemessenen Rissweiten der gesamten Versuchsreihe sind im nächsten Diagramm graphisch zusammengestellt.



**Diagramm 6.6:** Aufgenommene Rissweiten aller Versuchsplatten

Die Erstrissbildung fand nie bei der rechnerischen Kraft aus dem Rissmoment statt, sondern stets bei höheren Laststufen. Der erste Riss trat bei den 20 cm starken Platten etwa bei der 2,5-fachen Kraft auf (außer bei der ersten Platte: 3,0-fache). Bei den 30 cm starken Platten lag die Kraft bei den ersten beiden Platten um etwa 60 % über der berechneten Kraft. Die ersten Risse bei der dritten Platte (höherer Bewehrungsgrad) entstanden bei einer Last von 600 kN und entstanden somit bei der fast 3-fachen Last aus dem Rissmoment (211 kN).

Bei der ersten Platte wurde auf Grund der falschen Anzeige der Kraft am Rechner nur einmal die Rissweite aufgenommen. Die maximale Rissweite lag bei der Last von 1.049 kN bereits bei 1,1 mm. Diese Last entsprach bereits der doppelten Gebrauchslast.

Bei der zweiten 20 cm starken Platte wurde bei der Gebrauchslast eine Rissweite von 0,3 mm gemessen. Bei der dritten Platte waren es 0,45 mm. Bei den 30 cm starken Platten wurde eine Rissweite von 0,5 mm bereits knapp unterhalb der Gebrauchslast gemessen. Bei der zweiten war die Rissweite mit 0,45 mm annähernd gleich groß und bei der letzten wurde eine Breite von nur 0,15 mm gemessen. Diese kleine Rissweite wurde hauptsächlich durch die zusätzliche Biegebewehrung beeinflusst.

Der in DIN 1045-1 angegebene Regelwert der Rissbreite im Allgemeinen von 0,3 mm in Höhe der Gebrauchslast wurde bei der Platte 20-II und bei der letzten 30 cm starken Platte eingehalten. Der Regelwert der Rissbreite von 0,4 mm für die Umweltklassen XC 0, XA 0, und XC 1 wurde ebenfalls nur von diesen beiden Platten eingehalten. Wie die dritte 30 cm starke Platte hingegen gezeigt hat, konnte die Rissweite durch zusätzliche Bewehrungsstäbe mehr als halbiert werden.

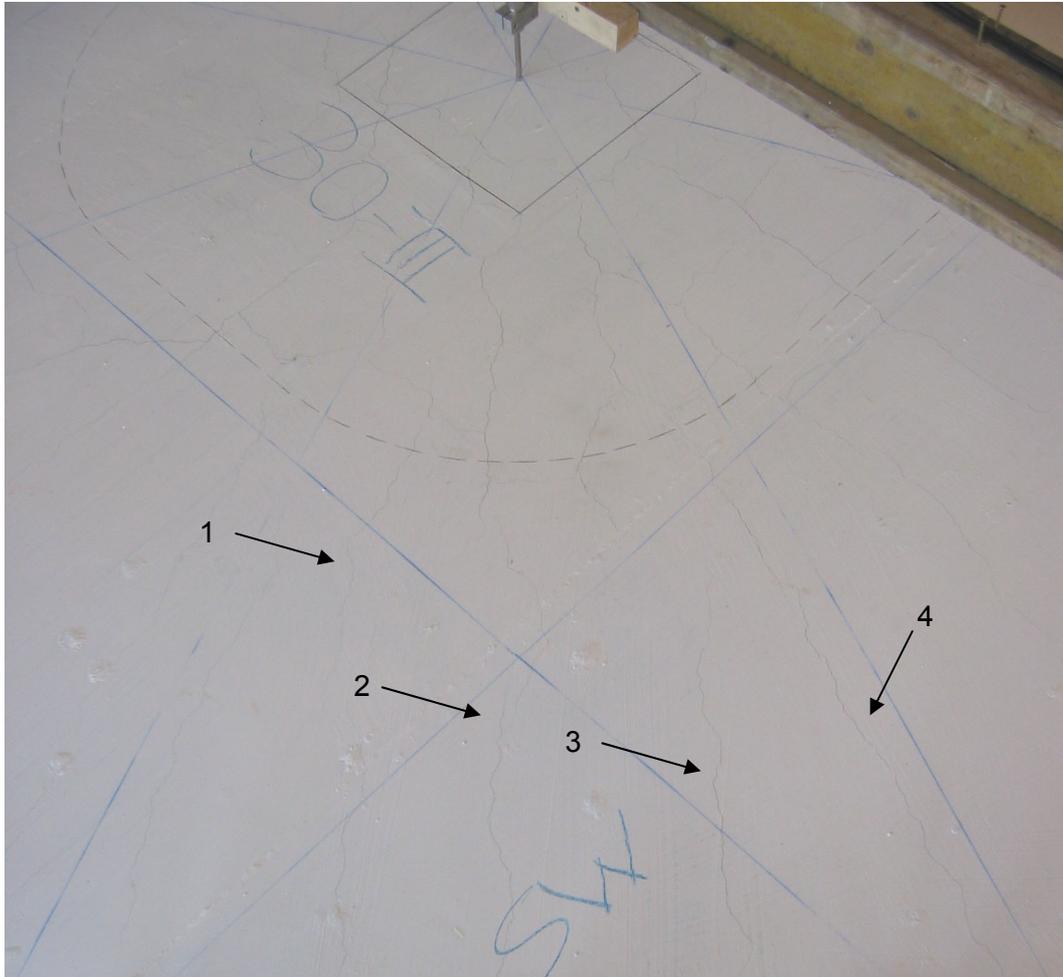
Die Risse entstanden zunächst entlang den Hauptbewehrungsrichtungen, bevor Radialrisse erkennbar waren. Bis zur Gebrauchslast waren keine Tangentialrisse erkennbar. Diese entstanden bei einer Last, die zwischen 5 und 18 % über der Gebrauchslast lag. Die Risse verliefen bis zum Plattenrand, da die Tangentialmomente am Plattenrand ungleich null sind.

Bei der Rissbeobachtung fiel weiterhin auf, dass sich bei den ersten vier Platten bei etwa 40 % der Bruchkraft drei Risse pro Sektor einstellten. Bei den beiden letzten geschah dies bei 60 % bzw. 52 % der Bruchlast.



**Bild 6.7:** Darstellung der drei Risse pro Sektor am Beispiel der Platte 30-I

Danach entstand ein weiterer Riss, so dass die Rissbildung nahezu abgeschlossen war, als vier Risse pro Sektor (Öffnungswinkel  $45^\circ$ ) vorhanden waren. Bei den 20 cm starken Platten waren in jedem Sektor bei etwa 50 % der Bruchlast vier Risse vorhanden. Bei den 30 cm starken wurde diese Anzahl dagegen bei 70 % der Bruchlast erreicht. Danach entstanden nur noch Verzweigungen bzw. verbindende Risse zwischen den Hauptrissen.



*Bild 6.8:* Anschauungsbeispiel für vier Risse pro Sektor bei der Platte 30-III

## 7 ERKENNTNISSE

Der Einbau der HFV-Anker hat sich trotz des engen Bewehrungsnetzes als sehr leicht und einfach herausgestellt. Der Vorteil des leichteren Einbaus gegenüber den Doppelkopfkankern hat sich somit bestätigt.

Alle sechs Versuchsplatten überschritten die rechnerische Bruchkraft aus der Biegebemessung. Bei vier von sechs Versuchsplatten hingegen wurde die rechnerische Bruchkraft aus der Querkraftbemessung überschritten. Bei den restlichen zwei Platten wurde die rechnerische Bruchquerkraft zu etwa 90 % erreicht.

Die Versuche haben gezeigt, dass keine Platte auf Durchstanzen versagte. Bei allen Versuchsplatten war ein Biegedruckversagen am Stützenanschnitt festgestellt worden. Dies war nicht nur an den aufgeschnittenen Versuchsplatten zu erkennen, sondern kann auch an Hand rechnerischer Betrachtungen bestätigt werden. Nähere Erläuterungen hierzu sind im Hauptbericht aufgeführt.

Die Tragfähigkeit der Platten 20-III und 30-III, bei denen bewusst auf die letzte Ankerreihe verzichtet wurde, unterschieden sich nicht von den übrigen. Die Anzahl der Ankerreihen hatte somit keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dies dürfte allerdings versuchsbedingt sein, da die äußeren Ankerreihen schon nahe an den Rückverankerungen positioniert und daher möglicherweise wirkungslos waren.

Bei der Auswertung der Messergebnisse hat sich herausgestellt, dass lediglich die Durchbiegungswerte vernünftige Ergebnisse lieferten. Bei den Messergebnissen der Betondehnung und des „Schlupfes“ konnten keine Gemeinsamkeiten, bzw. Stetigkeiten erkannt werden (siehe *Kapitel 6.3*). Dies lag vermutlich an den Oberflächen, die teilweise zu rau oder zu uneben für die doch recht kleinen Wege waren. Weiterhin hätte vermutlich das Messgerüst noch stabiler gebaut werden müssen. Beim Anfahren der ersten Laststufe richtete sich teilweise die Platte nochmals aus, in dem sie sich um die eigene Achse drehte. Dies beruhte auf Zwängungen beim Einbau der Verankerungsstäbe. In diesem Zusammenhang darf nochmals auf das *Kapitel 8 „Balkenversuche“* im Hauptbericht verwiesen werden. Bei dieser Versuchsserie konnten aussagekräftige Ergebnisse für Betondehnungen und „Schlupf“ erzielt werden, da hier im Labor unter verbesserten Bedingungen gearbeitet werden konnte.

## L I T E R A T U R

- [3.1] DIN 1045-1; Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.  
Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ausgabe Juli 2001.
- [4.1] Hegger, J.; Beutel, R.: Durchstanzen - Versuche und Bemessung.  
Der Prüflingenieur, Oktober 1999, S. 16 - 33.