

## 4. Nachrechnungen der Laborversuche

Bei allen Laborversuchen wurden gelenkig gelagerte Stützen mit einer exzentrisch wirkender Längskraft in mehreren Laststufen bis zum Bruch belastet. Nach jeder Laststufe wurden Verformungen wie Ausbiegungen, Betonranddehnungen, etc. gemessen. Die Nachrechnungen können also feststellen, ob die hier angewandte nichtlineare Schnittkraftermittlung die gleiche Verformung ergibt. Falls dies mit akzeptablen Abweichungen der Fall ist, können wir auch behaupten, dass die Schnittkräfte „richtig“ sind. Wenn die Schnittkräfte „richtig“ sind, sollte auch die bemessene Bewehrung in den einzelnen Querschnitten bzw. deren Widerstand bei einem Nachweis „richtig“ sein – die **Bruchsicherheit**. Mit übereinstimmenden Bruchlasten müsste auch die Tragfähigkeit des Gesamtsystems der Realität entsprechen – die **Knicksicherheit**.

Obwohl bei den Vergleichen insgesamt gute Übereinstimmung festgestellt wurde, sollte man nicht immer Ergebnisse erwarten, die sich von den Versuchswerten nur um ein paar Prozent unterscheiden. Wir haben z.B.

**Normmaterialien** gewählt, die am nächsten den im Labor hergestellten bzw. verwendeten liegen, damit jeder Anwender mit diesem Programm die Versuche selber nachrechnen kann. Unsere Schnittkraftermittlung lässt absichtlich die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (**tension stiffening**) unberücksichtigt<sup>1</sup>, weil diese in der Regel günstig wirkt und ihre Berechnung sehr ungenau ist. Dadurch können die berechneten Verformungen für niedrigere Laststufen ein bisschen größer als die gemessenen sein. Sie würden jedoch auf der sicheren Seite liegen. Auch für Langzeitversuche lässt sich das Kriechverhalten des Betons nicht leicht rechnerisch wahrheitsgetreu erfassen. Die hier nach den Normen ermittelte Kriechzahlen und auch Schwinddehnungen können sich ohne weiteres um 30% von der „Wirklichkeit“ unterscheiden<sup>2</sup>.

Viele der Versuche wurden vor längerer Zeit gemacht, wo man die Betonfestigkeiten noch an Würfeln mit der Kantenlänge 200 mm gemessen hat. Die folgenden Formeln bieten die Umrechnungsmöglichkeit zwischen den Festigkeiten der Würfel mit Kantenlänge 200 mm und 150 mm (Formel (4.1)) und Zylinder mit  $\Phi 150$  mm und Höhe 300 mm (Formel (4.2)), die in heutigen Normen als Grundlage für die Bestimmung der Betongüte dienen.

$$(4.1) \quad f_{w,150} = 1,05 \cdot f_{w,200}$$

$$(4.2) \quad \text{für Betongüten} \leq B15: f_{Z,150/300} = 0,80 \cdot f_{w,200} \quad \text{für Betongüten} \geq B25: f_{Z,150/300} = 0,85 \cdot f_{w,200}$$

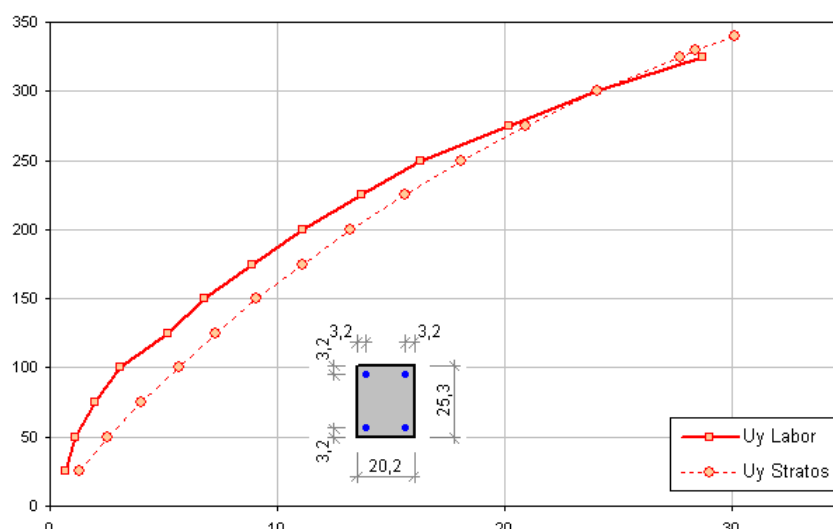
Es gibt für alle Nachrechnungen **vorbereitete Eingaben**, die Sie nach der Programminstallation in dem Ordner <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcColumn\3.00\Beispiele\ONB4700 finden. Alle Laststufen sind als einzelne Einwirkungen definiert. Führen Sie für jede den „Nachweis“ durch<sup>3</sup>. Sehen Sie danach die Ergebnisse „Verformungen“ bzw. „Querschnittszustände-> Betonrandstauchungen“, um die Ausbiegungen bzw. Querschnittsranddehnungen zu untersuchen.

### 4.1. Kurzzeitversuche

Darunter verstehen wir Versuche, bei denen die Stützen - meistens ca. 1 Monat nach ihrer Herstellung – schrittweise bis zum Bruch belastet wurden. Die Zeit zwischen Erstbelastung und Bruch lag im Bereich von Stunden. Daher ist der Einfluss vom **Kriechen** des Betons völlig **abwesend**. Das Betonschwinden können wir jedoch bis zum Zeitpunkt des Versuchs einrechnen.

#### 4.1.1. Einachsige Biegung mit Axialkraft

An der **TU-Darmstadt** wurden im den 60er Jahren Versuche an 16 einachsigen ausmittigen gedrückten, gelenkig gelagerten, symmetrisch bewehrten Stahlbetonstützen durchgeführt. Die Versuche wurden in [30] dokumentiert.



Wir haben für unsere Nachrechnung die **Stütze S1.2** mit einer Knicklänge **3,40m** ausgewählt. Angesichts der Würfeldruckfestigkeit<sup>4</sup> des Betons wurde im Programm der Beton **C30/37** gewählt, der eine Mitteldruckfestigkeit  $38 \text{ N/mm}^2$  ausweist. Dem im Versuch verwendeten Stahl IIIb entspricht unser **BSt420**. Die rechnerische Schwinddehnung für den Zeitpunkt des Versuches wurde für Innenräume (RH 50%) nach ÖN B 4750 ermittelt.

In dem Diagramm links sind die gemessenen und berechneten Ausbiegungen in der Stützenmitte (auf der horizontalen Achse in

<sup>1</sup> Es wurde auch auf die Zugwirkung des Betons bis zum Rissmoment verzichtet. Siehe auch die Anmerkung in Eurocode 5.8.6(4).

<sup>2</sup> Es sind Mittelwerte mit Variationskoeffizienten ca. 30%, DIN 9.1.4 (2)

<sup>3</sup> Am besten löschen Sie alle anderen Einwirkungen und steigen Sie nach dem Nachweis aus dem Programm, ohne die Datei zu speichern, so dass Ihnen beim nächsten Programmstart wieder alle Einwirkungen (Laststufen) zur Verfügung stehen.

<sup>4</sup> Gemessen auf Würfeln mit der Kantenlänge 200 mm.

mm) für die Laststufen von 25 bis 325kN in abgebildet. Wir sehen besonders gute Übereinstimmung beider Werte bei höherer Belastung. Im Versuch lag die Bruchlast bei **326kN**. Unser Programm entdeckte das Stabilitätsversagen bei ca. **342kN**. Die **Abweichung** beider Bruchlasten beträgt also **4,9%**.

Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnung finden Sie nach der Programminstallation in der Datei <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcColumn\3.00\Beispiele\ONB4700\DAfStb-204 S1.2.s12.

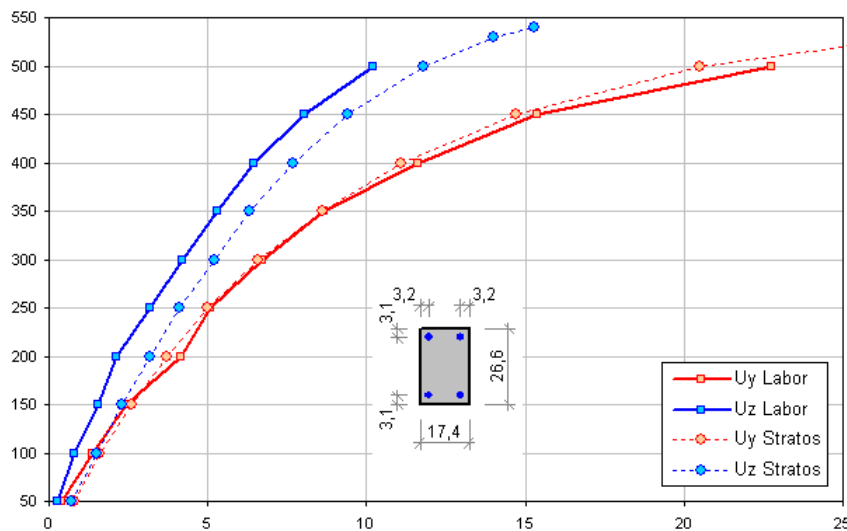
#### 4.1.2. Zweiachsige (schiefe) Biegung mit Axialkraft

Für die zweiachsige Ausmitte haben wir gezielt zwei verschiedene Fälle verifiziert. In beiden Fällen versagen die Stützen in Folge der Ausbiegungen um die schwächere Hauptachse ihres Rechteckquerschnittes. Im ersten Fall wird die **Stütze XII** auch vom Anfang an um diese Hauptachse höher beansprucht<sup>1</sup>. Im zweiten Fall jedoch die Stützen **ZK5** und **ZK7** um ihre stärkeren Achsen. Im ersten Fall werden in allen Laststufen die Ausbiegungen in der höher beanspruchten Ebene größer und die Stütze versagt auch in deren Folge. Im zweiten Fall beginnen ab gewisser Laststufe die Ausbiegungen in der weniger beanspruchter Ebene schneller zu wachsen und überholen die anderen bis die Stütze auch in dieser Ebene ihre Stabilität verliert. In dem Versuchsbericht wird dieses Phänomen als **Seitwärtsknicken** bezeichnet.

##### 4.1.2.1. Höhere Biegebeanspruchung und Versagen in gleicher Ebene

An der **TU-Braunschweig** wurden 18 Großversuche an zweiachsige ausmittig gedrückten, gelenkig gelagerten ca. **5m** langen Stahlbetonstützen durchgeführt. Die Versuche wurden in [31] dokumentiert.

Wir haben für unsere Nachrechnung die **Stütze XII** ausgewählt. Angesichts der Würfeldruckfestigkeit<sup>2</sup> des Betons  $32,9 \text{ kp/cm}^2$  wurde im Programm der Beton **C20/25** gewählt (siehe auch das Kapitel 4.2). Dem verwendeten Stahl BSt 420/500 entspricht der **BSt420**. Die rechnerische Schwinddehnung für den Zeitpunkt des Versuches (31 Tage nach der Herstellung) wurde für Innenräume (RH 50%) nach ÖN B 4750 ermittelt.



Die Stütze wurde mit 50 kN Stufen bis zur Bruchlast schrittweise belastet. Die Anfangsausmitte der Kraft war in Y- bzw. Z-Richtung 1,66 bzw. 4,02 cm. Die letzten Messungen wurden für 500 kN durchgeführt - bei **550 kN** kam es zum Bruch. Unser Programm entdeckte das Stabilitätsversagen bei **541kN**. Die Abweichung der berechneten **Bruchlast** vom Versuch kann also zwischen **1,5%** bis **8%** liegen.

Auf dem ersten Diagramm links sind die in der Stützenmitte gemessenen und berechneten **Ausbiegungen**  $U_y$ ,  $U_z$  in beiden Hauptachsenrichtungen (rot und blau) für die einzelnen Laststufen abgebildet. Die Ausbiegungen auf der horizontalen Achse sind in mm aufgetragen.

Bei diesem Versuch haben wir für unsere Vergleiche auch die ausführlichen Messungen der **Betonranddehnungen** genutzt<sup>3</sup>. Sie sind für die gleichen Laststufen in dem zweiten Diagramm abgebildet. Ihre Werte auf der horizontalen Achse sind in % ohne Vorzeichen aufgetragen. Die Messstelle 23 lag in der Stützenmitte auf dem Lastnahen Querschnittsrand auf der schwächeren Hauptachse<sup>4</sup>, die Messstelle 10 dann auf der stärkeren. Es handelt sich also in beiden Messstellen um Betonrandstauchungen.

<sup>1</sup> Mit höherer Beanspruchung meinen wir hier, wenn die Ausbiegungen nach der linearen Berechnung (Theorie I. Ordnung und physikalische Linearität) um diese Hauptachse größer als um die andere Achse sind.

<sup>2</sup> Gemessen auf Würfeln mit der Kantenlänge 200 mm.

<sup>3</sup> Womit wir auch die nichtlinearen Querschnittsberechnungen, die z.B. die Querschnittssteifigkeiten, etc., liefern, samt den verwendeten Spannungs-Dehnungslinien der Materialien auf Richtigkeit prüfen konnten.

<sup>4</sup> Es ist eigentlich die lineare Interpolation der Werte der Messstellen 2 und 3.

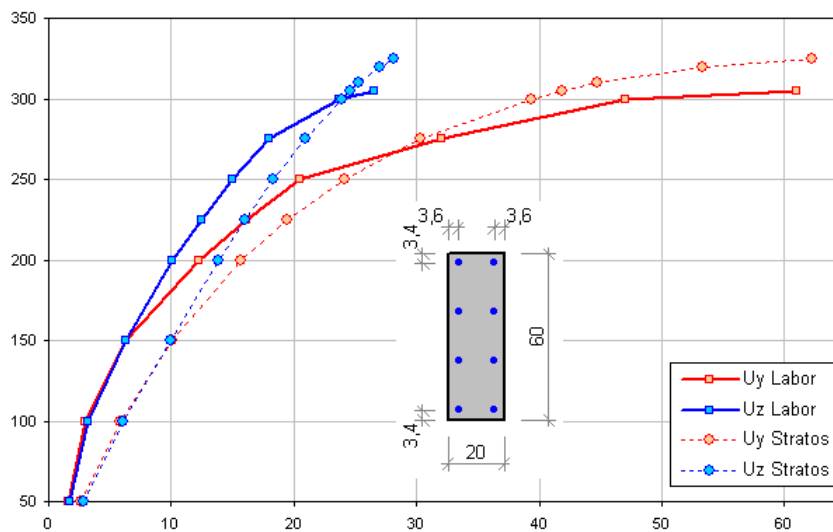
Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnung finden Sie nach der Programminstallation in der Datei <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcColumn\3.00\Beispiele\ONB4700\DAfStb-265 XII.s12.

#### 4.1.2.2. Höhere Biegebeanspruchung und Versagen in unterschiedlichen Ebenen

An der **TU-Braunschweig** wurden 12 Großversuche an zweiachsig ausmittig gedrückten, gelenkig gelagerten **8m** langen Stahlbetonstützen durchgeführt. Die Versuche wurden in [32] dokumentiert.

Die Querschnittsabmessungen und Lastexzentrizitäten wurden so gewählt, dass es bei Traglasten zu so genanntem **Seitwärtsknicken** kommt – d.h. die Stütze wird mit einer ausmittigen Axialkraft überwiegend um die stärkere Querschnittshauptachse zusätzlich auf Biegung so beansprucht, dass durch die Biegerisse der Betonquerschnitt auf seine Druckzone reduziert und dadurch so geschwächt wird, dass die Stütze schon früher in der Richtung um die schwächere Hauptachse ausknickt.

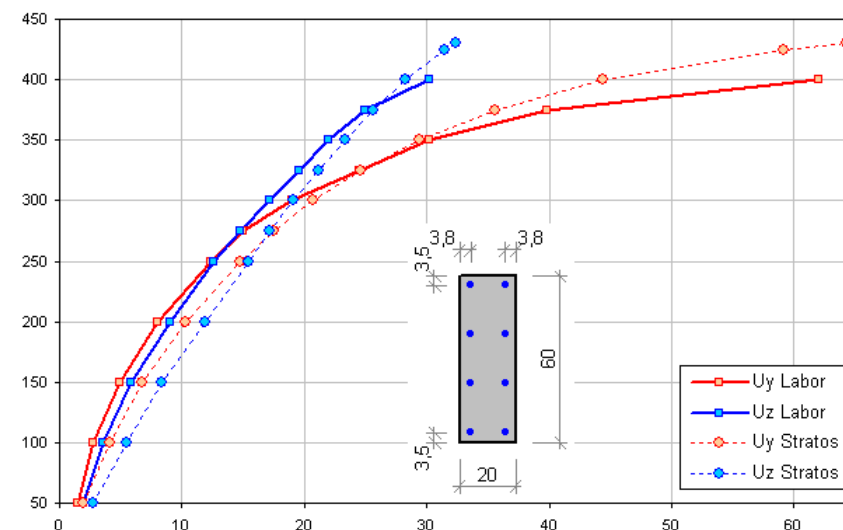
Beschreibung	Symbol	Einheit	Stütze ZK5	Stütze ZK7
Betonalter beim Versuch	t	Tag	44	32
Schwinddehnung in t	$\epsilon_{cs}$	‰	0,30	0,27
Lastausmitte in Y / Z-Richtung	$e_Y / e_Z$	cm	2,9 / 29,0	2,5 / 32,5
Bruchlast im Versuch	$N_{U,V}$	kN	<b>306</b>	<b>395</b>
Bruchlast – Berechnung	$N_{U,B}$	kN	<b>327</b>	<b>432</b>



Wir haben für unseren Vergleich die Stütze **ZK5** mit relativ schwacher Längsbewehrung  $8\text{Ø}12$  und die **ZK7** mit stärkerer Bewehrung  $8\text{Ø}16$  ausgewählt. Bei allen Stützen wurde im Labor der Beton B25 angestrebt und für die Bewehrung der Stahl BSt 420/500 verwendet. Das entspricht unserem **C20/25** und **BSt420**. Die rechnerischen Schwinddehnungen für die Zeit der Versuche wurden für Innenräume (RH 50%) nach ÖN B 4750 ermittelt.

In den beiden Diagrammen links sind die in der Stützenmitte gemessenen und berechneten **Ausbiegungen**  $U_y$ ,  $U_z$  in beiden Hauptachsenrichtungen (rot und blau) für die einzelnen Laststufen abgebildet. Die Ausbiegungen auf der horizontalen Achse sind in mm aufgetragen. Das obere Diagramm zeigt die Werte für die Stütze **ZK5**, das untere für die Stütze **ZK7**.

An den Verlaufformen sieht man deutlich die gute Übereinstimmung des Verhältnisses zwischen den beiden orthogonalen Komponenten der Ausbiegungen. In beiden Diagrammen überholen die gemessenen als auch die berechneten Ausbiegungen  $U_y$  die  $U_z$  bei der gleichen Last – 150kN bei der Stütze ZK5 und 275kN bei der ZK7. Die Abweichung der Berechnung vom Versuch bei den **Bruchlasten** beträgt **6,8%** bei der Stütze ZK5 und **9,3%** bei der ZK7.



Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnungen finden Sie nach der Programminstallation in den Dateien <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcColumn\3.00\Beispiele\ONB4700\DAfStb-423 ZK5.s12 und **DAfStb-423 ZK7.s12**.

## 4.2. Langzeitversuche – Einfluss des Kriechens

An der **TU-Braunschweig** wurden in den 70er Jahren Langzeitversuche an 12 Stahlbetonstützen durchgeführt und in [33] dokumentiert. Die Stützen blieben von  $\frac{1}{2}$  bis 2 Jahren unter Dauerlast ( $N_\phi$ ), danach wurden Sie entlastet und einige erst nach einer Zeit von 35 bis 167 Tagen bis zum Bruch ( $N_U$ ) wieder belastet. Alle Stützen waren **5,14m** lang,

gelenkig gelagert und mit einem Rechteckquerschnitt ca. 17,3 x 26,5 cm. Die Stützen waren mit Axialkraft und Biegung um die schwächere Hauptachse beansprucht.

Für den Vergleich wurden zwei Stützen ausgewählt. Die **Stütze VIII** mit einer höheren Dauerlast (ca. 75% der Bruchlast) und die **Stütze X** mit für Hochbauten eher üblicherem Dauerlastanteil (ca. 53% der Bruchlast).

Wie schon oben erwähnt, verwenden wir für die Nachrechnungen Normmaterialien, die am nächsten den im Labor hergestellten liegen. Wären die im Labor gemessenen Betonwürfeldruckfestigkeiten charakteristische Werte, würden wir nach der Formel (4.2 die charakteristische Zylinderfestigkeit  $f_{ck}$  für die Stütze VIII bzw. X 29,3 bzw. 27,9 N/mm<sup>2</sup> erhalten. Davon dann z.B. nach Eurocode die mittleren Festigkeiten  $f_{cm}$  37,3 bzw. 35,9 N/mm<sup>2</sup>, die unsere Schnittkraftberechnung benötigt. Solche Mittelwerte setzen jedoch die charakteristischen Werte als 5% Fraktile voraus. In den Laborbedingungen werden jedoch die beiden Werte wesentlich näher beieinander liegen. Daher wählen wir auch im Bezug auf die gemessenen Elastizitätsmodule die Betongüte **C25/30** ( $f_{cm} = 33$  N/mm<sup>2</sup>). Für beide Stützen wurde im Labor der Stahl BSt 42/50 (III) verwendet, was unserem Stahl **BSt 420** entspricht.

In der folgender Tabelle sind die Versuchswerte mit den Nachgerechneten verglichen. Die meisten Wertesymbole sind dem Versuchsbericht entnommen. Die rechnerischen Kriechzahlen und Schwinddehnungen wurden für Innenräume (RH 50%) nach ÖN B 4750 ermittelt. Die Ausbiegungen, Betonrandstauchungen und Stahldehnungen sind in der Stützenmitte gemessen und berechnet.

Beschreibung	Symbol	Einheit	Stütze VIII		Stütze X	
			Labor	Stratos	Labor	Stratos
Betonwürfeldruckfestigkeit <sup>47</sup>	$\beta_{W,28}$	N/mm <sup>2</sup>	34,5	C25/30	32,8	C25/30
E-Modul	$E_{C,28}$	kN/mm <sup>2</sup>	29,5		31,9	
Betonalter bei Belastung	$t_0$	Tag	63	63	28	28
Belastungsdauer mit $N_\phi$	$t-t_0$	Tag	492	492	448	448
Kriechzahl für den Intervall $t-t_0$	$\phi$	-	---	2,06	---	2,30
Schwinddehnung in $t_0$	$\epsilon_{cs,0}$	‰	---	0,31	---	0,24
Schwinddehnung in $t$	$\epsilon_{cs,t}$	‰	---	0,54	---	0,48
Dauerlast	$N_\phi$	kN	<b>307</b>	<b>307</b>	<b>239</b>	<b>239</b>
Anfangsausbiegung bei $N_\phi, t_0$	$\Delta c_0$	mm	18,3	13,9	7,3	9,0
Endausbiegung bei $N_\phi, t$	$\Delta c_0 + \Delta c_t$	mm	61,5	42,6	26,7	21,3
Max. Betonrandstauchung bei $N_\phi, t$	$\epsilon_{c,min}$	‰	1,80	1,63	1,32	0,94
Max. Stahldehnung bei $N_\phi, t$	$\epsilon_{s,max}$	‰	---	0,46	---	0,05
Rückbiegung in $t_U$ nach Entlastung in $t$	$-\Delta c'_0 - \Delta c'_{0,\phi}$	mm	-53,1	---	24,9	---
Zurückbleibende Kriechausbiegung in $t_U$		mm	8,6	---	1,8	---
Langzeit-Bruchlast in $t_U$	$N_U$	kN	<b>430</b>	<b>407</b>	<b>405</b>	<b>446</b>
Kurzzeit-Bruchlast in $t_{28}$	$N_{28}$	kN	---	472	---	483

Der wichtigste Wert aus der Sicht eines Sicherheitsnachweises ist die **Langzeitbruchlast**. Die berechneten Werte weichen vom Versuch um **5,6%** bzw. **10,1%** bei der Stütze VIII bzw. X ab.

Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnungen finden Sie nach der Programminstallation in den Dateien <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcColumn\3.00\Beispiele\ONB4700\DAfStb-250 VIII.s12 und DAfStb-250 X.s12.

<sup>47</sup> Gemessen auf Würfeln mit der Kantenlänge 200 mm.

## 5. Literaturverzeichnis

- [1] STRATOS-Stütze, Handbuch für die Programmbedienung, Rev. 3.10-01.
- [2] EN 1990, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe April 2002
- [3] ÖNORM B 1990-1, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 1: Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 Anhang A1:2003
- [4] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Ausgabe Dezember 2004
- [5] ÖNORM B 1992-1-1, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 19 92-1-1, nationale Erläuterungen und national Ergänzungen, Ausgabe Februar 2007
- [6] EN 1998-1, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Ausgabe: 2005-06-01
- [7] ÖNORM B 1998-1, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen, Ausgabe: 2006-07-01
- [8] ÖNORM B 4700, Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Ausgabe 2001-06-01
- [9] ÖNORM B 4702, Straßenbrücken aus Beton und Stahlbeton, Berechnung und konstruktive Durchbildung, Ausgabe: 2000-02-01
- [10] ÖNORM B 4710-1, Beton Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. Ausgabe 2002-01-01
- [11] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion Ausgabe Juli 2001
- [12] DafStb, Heft 525 „Erläuterungen zu DIN 1045-1“, Beuth 2003
- [13] Euler, L.: „De altitudine columnarum sub proprio pondere corruentium“, Acta acad. sci, Petrop. 2 (1778), S 163–193. St. Petersburg 1780.
- [14] F. Engesser: „Die Knickfestigkeit gerader Stäbe. Z. Architekten und Ing. Vereins zu Hannover, 35, 455, 1889
- [15] Petersen, C.: „Statik und Stabilität der Baukonstruktionen“, Vieweg Verlag 1987
- [16] Bathe, K. J.: „Finite Element Procedures in Engineering Analysis“, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1979.
- [17] Yang, Y. B.: Kuo, S. R.: „Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures“, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1994.
- [18] Belytschko, T. Moran, B. Liu, W. K.: „Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures“, John Wiley & Sons, Third Avenue, N.Y., 2000.
- [19] Chovichien, V., Gutzwiller, M. J., and Lee, R. H.: „Analysis of reinforced concrete columns under sustained load.“ ACI J., 70(10), 692–699.
- [20] Ross, D. A., and Yen, J. R.: „Interactive design of reinforced concrete columns with biaxial bending“, ACI J., 83(6), 988–993.
- [21] Whittaker, E. T. and Robinson, G. "The Newton-Raphson Method." A Treatise on Numerical Mathematics, 4th ed. New York: Dover, pp. 84-87, 1967
- [22] H. Bokan, W. Nesitka, H. Pircher, T. Uzunoglu, J. Zöggeler: „Die Berechnung von schlanken Druckgliedern aus Stahlbeton nach ÖNORM B 4702, Zement und Beton 1999/2000, Heft 3/99, Seite 12–21
- [23] T. Uzunoglu, W. Nesitka, L. Sparowitz: „Vereinfachter Nachweis am Gesamtsystem im Stahlbetonbau nach ÖNORM B 4700, Bauingenieur, 77, Januar 2002
- [24] H. Rubin, K. Schneider: „Baustatik, Theorie I. Und II. Ordnung“, Werner Verlag, 2002
- [25] Stoffregen, U.; König, G.: „Schiefstellung in vorgefertigten Skelettbauten“, Beton- und Stahlbetonbau, 74 (1979) 1-5.
- [26] Kordina, K. & Quast, U.: „Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit“, Betonkalender, 89 (2000), Teil 1: 313-379.
- [27] Quast, U.: „Dimensioning of Slender Elements Related to Ultimate Limit States Influenced by Structural Deformations – Stability Check“. Concrete Structures, Euro Design Handbook, Ernst & Sohn, 1996.
- [28] J.-S. Strutz, J. Ruth: „Gekoppelte Aussteifungssysteme“, Beton- und Stahlbetonbau 98, 2003, Heft 9, S 524-528
- [29] J.-S. Strutz, J. Ruth: „Perforierte Kerne in Aussteifungssystemen von Hochhäusern“, Beton- und Stahlbetonbau 98, 2003, Heft 10, S 571-577.
- [30] DafStb, Heft 204, A. Mehmel, H. Schwarz, K. H. Kasperek und J. Makovi: „Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder“, Ernst & Sohn 1969
- [31] DAfStb, Heft 265, K. Kordina, K. Rafla, O. Hjorth: „Traglast von Stahlbetondruckgliedern unter schiefer Biegung mit Achsdruck“, Ernst & Sohn 1976
- [32] DAfStb, Heft 423, Grzeschkowitz u.a.: „Experimentelle Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens schlanker Stahlbetondruckglieder mit zweiachsiger Ausmitte“, Beuth 1992
- [33] DAfStb, Heft 250, K. Kordina: „Langzeitversuche an Stahlbetonstützen“, Berlin 1975
- [34] Mathias Gucher: „Nichtlineare Berechnung des Tragverhaltens ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder“, Diplomarbeit, TU-Wien 2000