

2. Nachrechnungen der Laborversuche

2.1. Allgemein

Zum Vergleich der Programmresultate mit den an wirklichen Balken gemessenen Werten eignen sich am besten die **GZG-Nachweise**, die mit den mittleren Materialwerten ohne Sicherheitsbeiwerte durchgeführt werden. Fast bei allen Versuchen wurden die Balken zum Schluss bis zum Bruch belastet. 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. Die wirklichen Bauteile weisen viele Unregelmäßigkeiten aus, die rechnerisch nicht zu erfassen sind. Wir haben hier 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.

2.2. Rissbreiten

Wir werden in diesem Kapitel eine **Verifizierung** der vom Programm beim **GZG-Nachweis** berechneten **Rissbreiten** präsentieren. Im Unterschied zu Durchbiegungen, wo man auf einer Stelle des Versuchsbalkens für bestimmte Last nur einen Messwert erhält, gibt es in einem Balkenbereich mit konstantem Biegemoment **Risse mit verschiedenen Breiten und Abständen**. In den Diagrammen sind sowohl die maximal gemessenen als auch die mittleren Werte dargestellt. Die in unserem Programm angewandte normkonforme Berechnung ergibt die sog. **charakteristische Rissbreite**¹ w_k , die aus den mittleren Materialdehnungen aber dem maximalen Rissabstand berechnet wird. Die berechneten Betonstahldehnungen sollten daher eher mit den Mittelwerten, die Rissabstände mit den maximal gemessenen Werten verglichen werden. Die berechneten Rissbreiten sollten dann irgendwo dazwischen liegen.

Für unsere Verifizierung haben wir 4-Punktversuche von zwei einfachen Stahlbetonbalken ausgewählt, die von E. Gretzschel [24] als Vergleich bei einer Untersuchung der Stahlfaserbetonbalken durchgeführt wurden. Beide Balken **NB10** und **NB25** haben die Spannweite 4,64m und einen Rechteckquerschnitt 50/20cm. Im unteren Bereich ist der NB10 durchgehend mit $3\phi 10$, der NB25 mit $3\phi 25$ und im oberen Bereich der NB10 teilweise mit $2\phi 10$, der NB25 mit $2\phi 20$ bewehrt. Aufgrund der im Labor gemessenen Materialeigenschaften haben wir als ähnliche Materialien den Beton **C35/45** und den Betonstahl **B550** mit der Duktilitätsklasse B ausgewählt. Wir haben hier die Programmoption genutzt, die tatsächlich geschätzte Betonzugfestigkeit f_{ctm} mit dem Wert $3,51 \text{ N/mm}^2$ einzugeben. Beide Balken wurden in mehreren Laststufen mit zwei gleichen Einzellasten symmetrisch belastet, so dass zwischen ihnen auf der Länge 1,52m das **Biegemoment konstant** war. Auf dieser Länge wurden dann die Risse, deren Abstände und die Dehnungen gemessen und deren Mittelwerte statistisch ausgewertet (siehe die [Abbildung 2.3](#)). Es handelt sich um **Kurzzeitversuche** – d.h. der Einfluss vom Kriechen ist abwesend. Das Anfangsschwinden wird hier vernachlässigt.

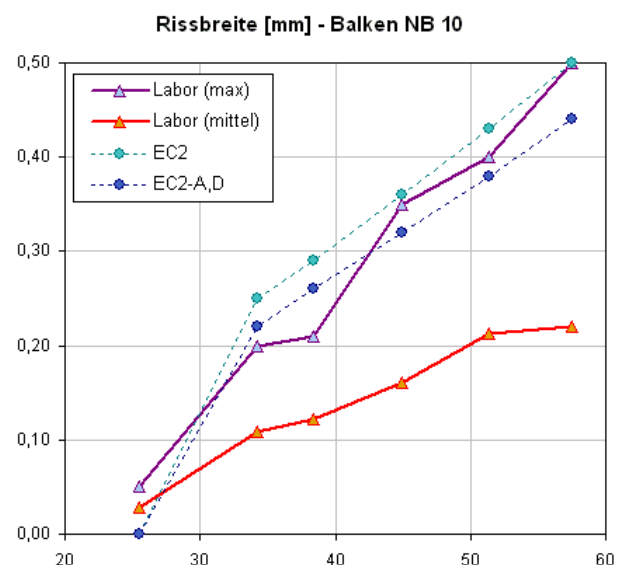
Die Rissbreitenberechnung nach dem Eurocode Basisdokument (in Diagrammen als **EC2** bezeichnet) unterscheidet sich teilweise von der nach Eurocode mit dem österreichischen oder deutschem Nationalanhang (als **EC2-A,D** bezeichnet). Daher haben wir mit unserem Programm die Vergleichsrechnungen nach beiden Normen durchgeführt. Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnungen finden Sie nach der Programminstallation in den Dateien <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcBeam\6.00\Beispiele\EN1992\Gretzschel NB10.s11 und **Gretzschel NB25.s11**.

2.2.1. Balken NB10

Der Balken wurde schrittweise in 6 Laststufen belastet. Im mittleren Balkenbereich entstanden so konstante Biegemomente von 25,5 bis 57,5kNm, die bei allen Diagrammen auf der horizontalen Achse aufgetragen sind. Beim Biegemoment **65,8kNm** wurde im Labor der **Bruch** festgestellt. Unser Programm entdeckte das Versagen der Zugbewehrung² (vgl. die [Abbildung 2.3](#)) bei **64,7** bzw. **67,8kNm** für EC2 bzw. EC2-A³.

Auf dem Diagramm mit den **Rissbreiten** rechts sehen wir eine gute Übereinstimmung eher mit den maximal gemessenen Werten für die beiden Berechnungen.

Auf dem Diagramm mit den **Rissabständen** (siehe die [Abbildung 2.1](#)) können wir beobachten, dass der Balken bei einer Momentbelastung zwischen 40 und 50kNm von dem Zustand der Erstrissbildung (ERB) in den der abgeschlossenen Rissbildung (ARB) übergegangen ist. Nach unseren Berechnungen war der Balken bei der Laststufe 25,5kNm noch ungerissen, bei der nächsten Laststufe 34,2kNm bereits in dem ARB-Zustand⁴. Dem entsprechen auch die höher berechneten **Betonstahldehnungen** für die ersten zwei Laststufen.



¹ EN 1992-1-1 7.3.4(1), ÖN B 1992-1-1 4.7 (zu 7.3.4), DIN 1045-1 11.2.4(1).

² Kurz vor dem Bruch zeigt unser Programm die Stahldehnung über 40‰ (die Bruchdehnung der Duktilitätsklasse B ist 50‰).

³ Der Betonstahl BSt550 nach ONB 1992-1-1 (d.h. nach ONB 4200-7) hat ein bisschen höhere Zugfestigkeit als der hypothetische Betonstahl B550 nach EN 1992-1-1.

⁴ EN 1992-1-1 berechnet den Rissabstand immer als ob für einen ARB-Zustand. ONB und DIN unterscheiden den ERB und ARB.

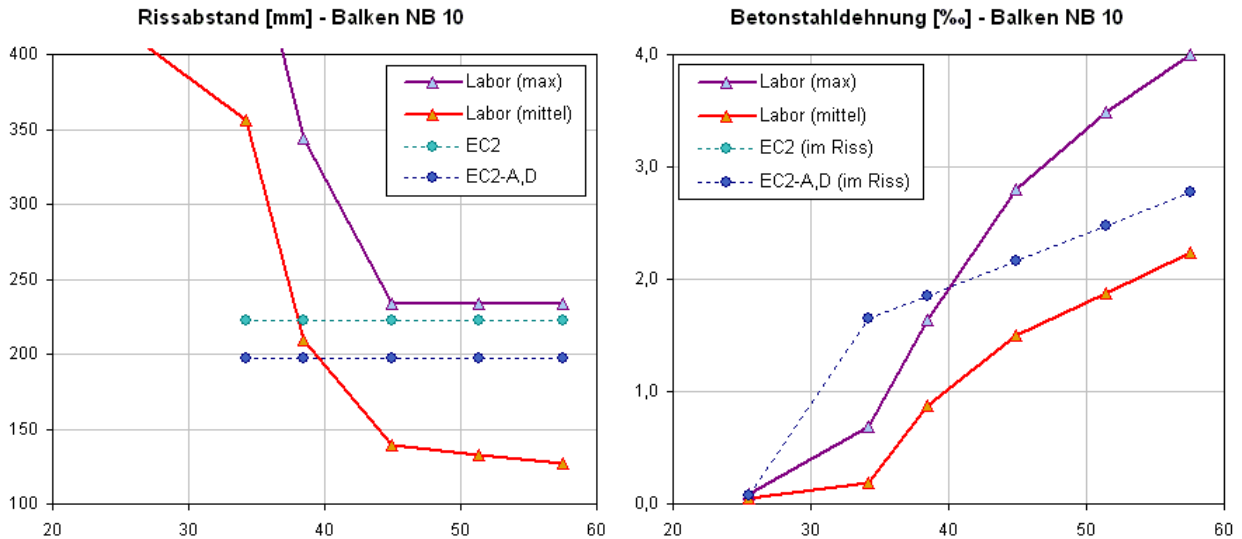


Abbildung 2.1: Gemessene und berechnete Rissabstände und Betonstahldehnungen für den Balken NB10

2.2.2. Balken NB25

Der Balken wurde schrittweise in 8 Laststufen belastet. Im mittleren Balkenbereich entstanden dadurch konstante Biegemomente von 35,0 bis 270,5kNm, die bei allen Diagrammen auf der horizontalen Achse aufgetragen sind. Beim Biegemoment **354,8kNm** wurde an dem Versuchsbalken der **Bruch** festgestellt. Unser Programm entdeckte das Versagen in der Betondruckzone (vgl. die [Abbildung 2.3](#)) bei **337,7** bzw. **341,9kNm** für EC2 bzw. EC2-A.

Auf dem Diagramm mit den **Rissbreiten** rechts sehen wir eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten für die EC2-Berechnung. Beide Berechnungen ergaben eine hervorragende Übereinstimmung der **Betonstahldehnungen** mit den Mittelwerten (siehe die [Abbildung 2.2](#)). Die **Rissabstände** nach EC2-A,D sind jedoch im Vergleich zu EC2 deutlich kleiner, was auch kleinere charakteristische Rissbreite ergibt. Das Verhältnis zwischen der mittleren Verbund- und Zugfestigkeit $f_{bm}/f_{ctm} = 1,8$ nach EC2-A,D und DIN scheint hier für den höheren Stahldurchmesser 25mm leicht überschätzt zu sein.

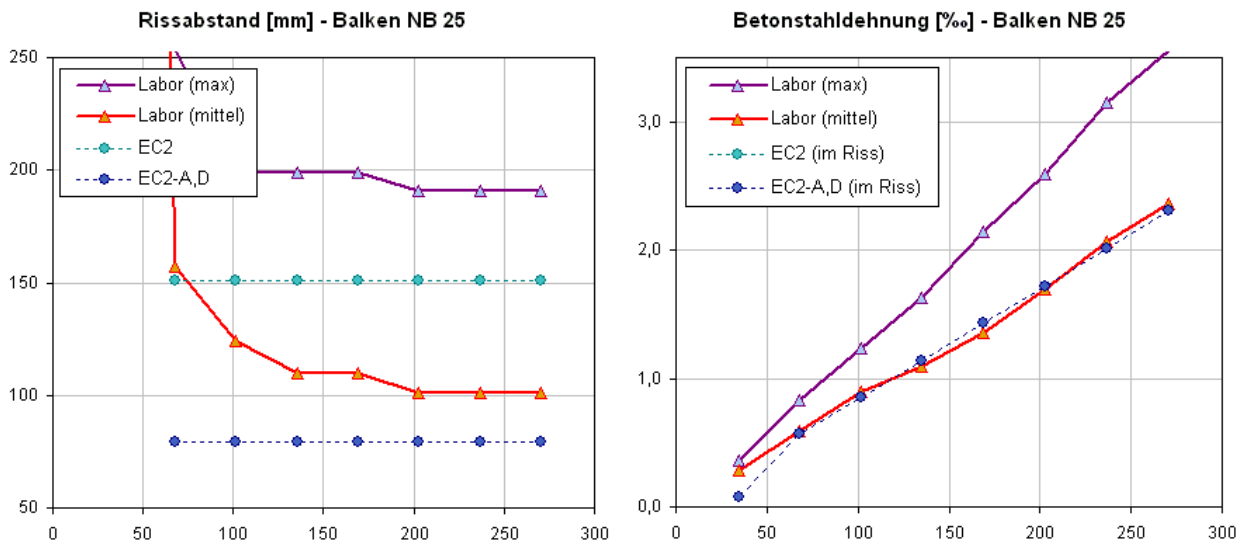
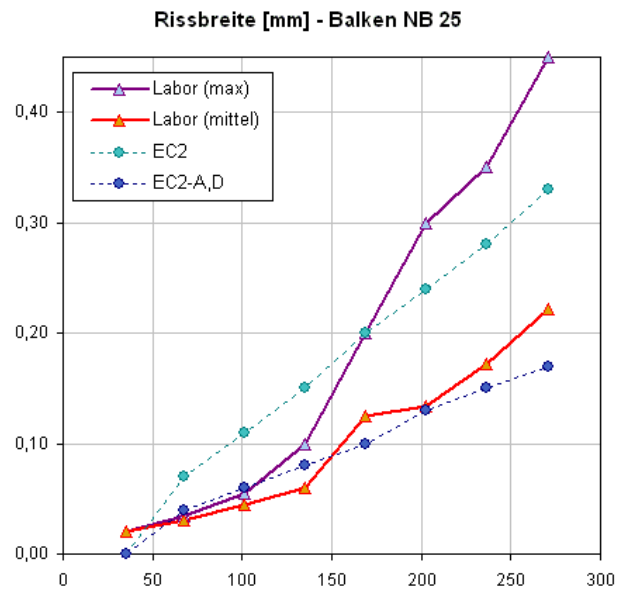


Abbildung 2.2: Gemessene und berechnete Rissabstände und Betonstahldehnungen für den Balken NB25

Auf dem folgenden Bild sehen wir nachgezeichnete Rissbildungen der beiden Versuchsbalken kurz vor dem Bruch. Der Balken NB10 hat ungestörte Betondruckzone – das Versagen der Zugbewehrung. Bei dem stärker bewehrten Balken NB25 versagte die Betondruckzone. Beide Arten des **Versagens** wurden von unserem Programm **bestätigt**¹.

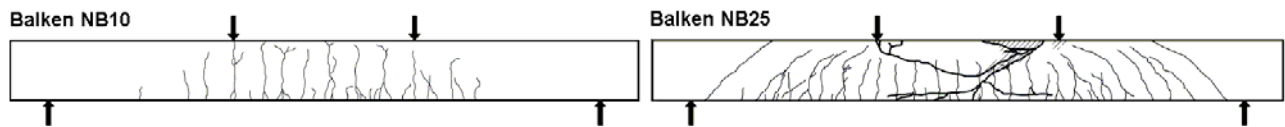


Abbildung 2.3: Rissbilder der Versuchsbalken NB10 und NB25 unmittelbar vor dem Bruch

2.3. Durchbiegungen

Wir werden hier eine **Verifizierung** der vom Programm beim **GZG-Nachweis** berechneten **Durchbiegungen** präsentieren – d.h. die bei den Laborversuchen an wirklichen Balken gemessenen Werte mit den berechneten vergleichen.

2.3.1. Kurzzeitversuche

Darunter verstehen wir Versuche, bei denen die Bauteile - meistens ca. 1 Monat nach ihrer Herstellung – schrittweise bis zum Bruch belastet wurden. Da die Zeit zwischen der Erstbelastung und Bruch sehr kurz ist (meistens im Bereich von Minuten), wird der Einfluss vom Kriechen des Betons völlig abwesend. Das Schwinden des Betons können wir jedoch bis zum Zeitpunkt des Versuchs einrechnen.

Für unsere Verifizierung der Kurzzeitdurchbiegungen wurden ein 3-Punkt- und ein 4-Punktversuch eines symmetrisch bewehrten einfachen Balkens ausgewählt, die von V. Sigrist und P. Marti [22] durchgeführt wurden. Im Programm haben wir als ähnliche Materialien den Beton **C45/55** und den Betonstahl **B550** mit der Duktilitätsklasse B ausgewählt. Die rechnerische Schwinddehnung für den Zeitpunkt des Versuchs wurde mit 0,20‰ festgelegt.

In den Diagrammen auf der [Abbildung 2.4](#) und [Abbildung 2.5](#) sind die Durchbiegungen in der Balkenmitte auf der horizontalen Achse in mm aufgetragen, auf der vertikalen dann die Lasten in kN. Beide Diagramme zeigen eine gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Werte. Im 3-Punktversuch lag die Bruchlast bei **21,5kN** und im 4-Punktversuch bei **32,4kN**. Unser Programm entdeckte das Versagen bei **21,7kN** und **31,2kN**.

Obwohl man bei den Versuchsbalken annehmen kann, dass das Schwinden konstruktiv nicht behindert war, beinhalten die Diagramme auch Nachrechnungen mit voll **behindertem Schwinden**, um dessen Einfluss zu demonstrieren. Die Betonzugfestigkeit wäre in diesem Fall schon vor dem Belastungsanfang ausgeschöpft – der ganze Balken ist im Zustand II. Besonders beim Balken 1 sieht man bei niedrigeren Lasten (ca. bis 14kN) deutlich größere Durchbiegungen. Bei **freiem Schwinden**² wird erst bei der Last 8kN ein Teil des Balkens 1 gerissen.

Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnungen finden Sie nach der Programminstallation in den Dateien <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcBeam\6.00\Beispiele\EN1992\Sigrist&Marti **Balken1.s11** und **Sigrist&Marti Balken5.s11**.

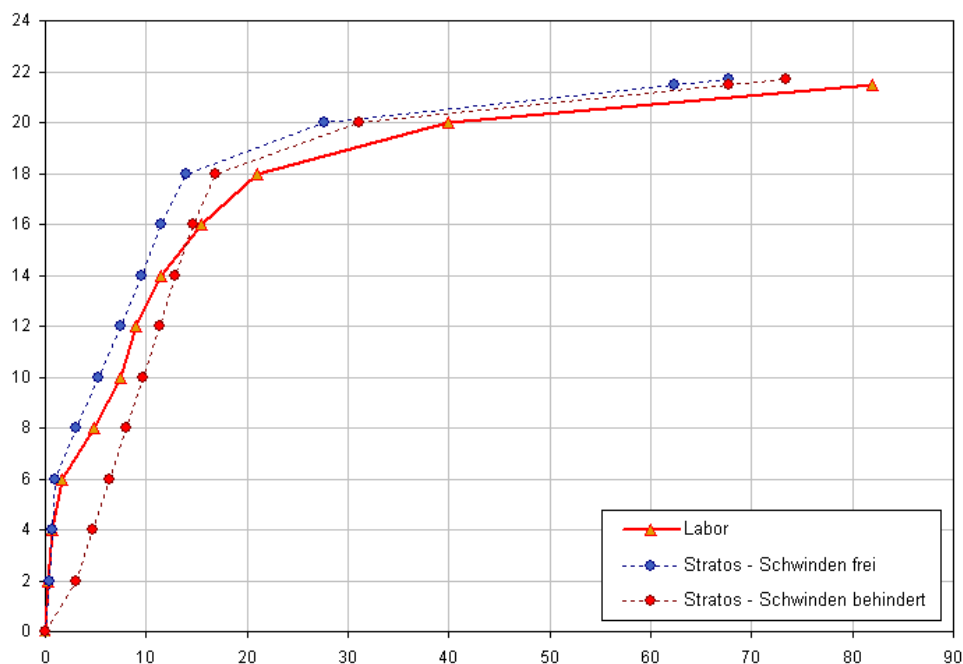


Abbildung 2.4: Vergleich der Werte des 3-Punktversuches (Balken 1) von Sigrist und Marti

¹ Kurz vor dem Bruch zeigt unser Programm nach EC2 bzw. EC2-A bei dem Balken NB10 die Stahldehnung 40,3 bzw. 43,9‰, bei dem Balken NB25 6,11 bzw. 9,11‰. Die rechnerische Bruchdehnung des verwendeten Betonstahls (Duktilitätsklasse B) ist 50‰.

² Das Schwinden kann sich selbstverständlich nicht ganz frei entwickeln. Es ist teilweise von der Längsbewehrung behindert.

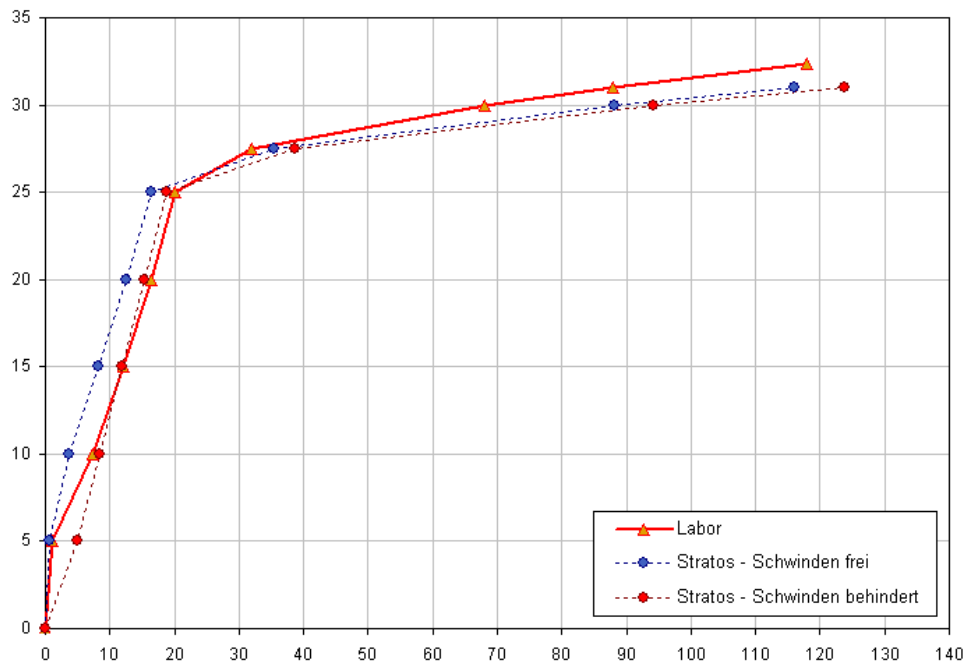


Abbildung 2.5: Vergleich der Werte des 4-Punktversuches (Balken 5) von Sigrist und Marti

2.3.2. Langzeitversuche

Die Verifizierung der Langzeitdurchbiegungen sollte hauptsächlich das rechnerische Modellieren des **Kriechens** und **Schwindens** überprüfen. Die Belastung bei diesen Versuchen bleibt konstant. In gewählten Zeitabständen werden die Durchbiegungen gemessen, die infolge des Kriechens und Schwindens mit der Zeit zunehmen.

Wir haben die Versuche an einachsigen gespannten Platten ausgewählt, die von J. Jaccoud und R. Favre [23] durchgeführt wurden. Im Programm haben wir als ähnliche Materialien den Beton **C25/30** und den Betonstahl **B500** mit der Duktilitätsklasse B ausgewählt¹. Für die Kriechzahlen und Schwinddehnungen wurden die beim Versuch gemessenen Werte (siehe die [Tabelle 2.1](#)) eingesetzt². Wir haben hier die Programmoption genutzt, für jede Versuchsplatte die tatsächlich gemessenen Betonzugfestigkeiten einzugeben.

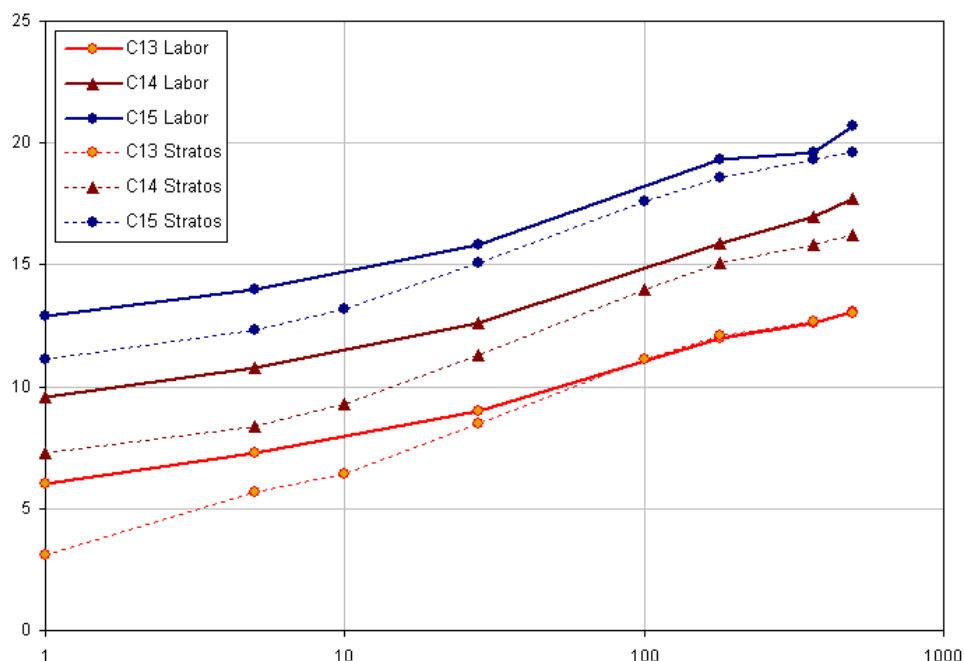


Abbildung 2.6: Vergleich der Werte für die Versuchsplatten C13, C14 und C15 von Jaccoud und Favre

Im Diagramm auf der [Abbildung 2.6](#) ist auf der horizontalen Achse logarithmisch die Zeit in Tagen aufgetragen, auf der vertikalen Achse dann die Durchbiegungen in mm. Das Diagramm zeigt eine gute Übereinstimmung der

¹ Bei den Versuchen wurde der Betonstahl IIIa nach SIA 168/68 verwendet, dessen Arbeitslinie von der des B500 leicht abweicht.

² Für die Tage 1 bis 10 wurden sie durch eine Berechnung nach EN1992-1-1 geschätzt.

gemessenen und berechneten Werte ungefähr ab dem Zeitpunkt 28 Tage¹. Bei der Versuchsplatte C13 sind sie in diesem Bereich fast identisch.

Die **vorbereiteten Eingaben** für diese Nachrechnungen finden Sie nach der Programminstallation in den Dateien <Laufwerk>:\Programme\Stratos\DcBeam\6.00\Beispiele\EN1992\ **Jaccoud & Favre C13.s11**, ...**C14.s11** und ...**C15.s11**. Die Endkriechzahlen φ und Schwinddehnungen ϵ_{cs} , die für die einzelnen Zeitpunkte im Programm einzugeben sind, zeigt die [Tabelle 2.1](#).

Tabelle 2.1: Gemessene Kriechzahlen und Schwinddehnungen

$t-t_{28}$	$\varphi(t, t_{28})$	$\epsilon_{cs}(t, t_{28})$
[Tag]	[-]	[‰]
1	0,40	0,036
5	0,65	0,077
10	0,87	0,100
28	1,18	0,200
100	1,79	0,347
180	2,09	0,424
370	2,36	0,476
500	2,40	0,555

2.4. Laborversuche selber nachrechnen

In den vorhergehenden Kapiteln sind die Namen der Dateien mit den **vorbereiteten Eingaben** für die einzelnen Versuche angeführt. Wir sollen die Eingaben überprüfen und dem jeweiligen Versuch eventuell anpassen. Besonders für die Durchbiegungsversuche ist es wichtig, dass bei den Berechnungsanforderungen in der Registerkarte GZG-Verformungen Falls vorhanden nur konstruierte Bewehrung berücksichtigen ausgewählt ist². Für alle Versuche sind die Lasten als ständige Einwirkungen mit Teilsicherheiten 1,0 definiert³. Die zu vergleichenden Werte für Rissbreiten als auch Durchbiegungen erhalten wir im Programm als Ergebnisse der quasi-ständigen Lastkombinationen.

2.4.1. Kurzzeitversuche

Alle Versuchskörper wurden schrittweise in mehreren Laststufen (bis zum Bruch) belastet und dabei die Rissbreiten oder Durchbiegungen gemessen. In den vorbereiteten Dateien sind alle **Laststufen** als **einzelne Einwirkungen** definiert. Führen Sie für jede den Nachweis durch. Am besten löschen Sie alle anderen Einwirkungen und steigen Sie nach dem Nachweis aus dem Programm aus, ohne die Datei zu speichern, so dass Ihnen beim nächsten Programmstart wieder alle Einwirkungen (Laststufen) zur Verfügung stehen.

Weil in unserem Programm die Bewehrung aufgrund der Bemessungsergebnisse interaktiv konstruiert wird, müssen wir nach jeder Last(stufen)änderung die **Längsbewehrung neu eingeben**:

Der Balken **Gretschel NB10** ist in der unteren Lage durchgehend mit 3 \emptyset 10, der **NB25** mit 3 \emptyset 25 bewehrt. In der oberen Lage liegt die Längsbewehrung nur im Bereich 1,85m von dem linken und rechten Balkenrad. Und zwar für NB10 2 \emptyset 10, für NB25 2 \emptyset 20. Die **Sigrist&Marti Balken 1** und **5** haben in der unteren als auch oberen Lage 2 \emptyset 10 durchgehend.

2.4.2. Langzeitversuche

Weil die Belastung bei diesen Versuchen konstant bleibt, konnten wir die Dateien **Jaccoud & Favre C13**, **C14** und **C15** vollständig (samt der Bewehrung) für den Zeitpunkt 500 Tage „startfertig“ vorbereiten. Für andere Zeitpunkte müssen wir im Programm die Eingabe für das Kriechen und Schwinden nach der [Tabelle 2.1](#) ändern. Die Versuchsplatten wurden alle in der unteren Lage mit 5 \emptyset 12 und in der oberen Lage in den Ecken mit 2 \emptyset 6 durchgehend bewehrt.

¹ Für praktische Berechnungen kommen kürzere Zeitintervalle kaum vor. Die von Normen festgesetzten Limits beziehen sich auf die größten Durchbiegungen bzw. deren Zuwächse, nachdem der Kriech- als auch Schwindprozess schon abgeschlossen ist.

² Weil die vom Programm ermittelte erforderliche Bewehrung aus der Tragfähigkeit höher sein kann.

³ Eigentlich könnten die Teilsicherheiten beliebig sein, weil uns nur die Ergebnisse der quasi-ständigen Lastkombinationen interessieren.

3. Literaturverzeichnis

- [1] STRATOS-Träger, Handbuch für die Programmbedienung, Rev. 6.00-01.
- [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] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion Ausgabe Juli 2001
- [9] ÖNORM B 4700, Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Ausgabe 2001-06-01
- [10] ÖNORM B 4702, Straßenbrücken aus Beton und Stahlbeton, Berechnung und konstruktive Durchbildung, Ausgabe: 2000-02-01
- [11] ÖNORM B 4710-1, Beton Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. Ausgabe 2002-01-01
- [12] DAfStb, Heft 240 Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken“, Beuth 1991
- [13] DAfStb, Heft 399 „Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen“, Beuth 1992
- [14] DAfStb, Heft 430 „Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen“, Beuth 1992
- [15] DAfStb, Heft 459 „Bemessen von Stahlbetonbalken und -wandscheiben mit Öffnungen“, Beuth 1996
- [16] DAfStb, Heft 525 „Erläuterungen zu DIN 1045-1“, Beuth 2003
- [17] ISO 4356, Basis for the design of structures - Deformations of buildings at the serviceability limit state, 1977
- [18] J. Schleich, K. Schäfer: „Konstruieren im Stahlbeton“, Betonkalender 1998, Teil II, Ernst & Sohn
- [19] K-H. Reineck: „Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen“, Betonkalender 2005, Teil 2, Ernst & Sohn
- [20] Whittaker, E. T. and Robinson, G. "The Newton-Raphson Method." A Treatise on Numerical Mathematics, 4th ed. New York: Dover, pp. 84-87, 1967
- [21] J. Hájek: "Pretvorenia betónových konštrukcií", VEDA, vydavateľstvo Slovenskej akadémie vied, Bratislava 1994
- [22] V. Sigrüst, P. Marti: „Versuche zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 202, Nov. 1993, 90 pp.
- [23] J. Jaccoud, R. Favre: „Flèche des Structures en Béton Armé – Vérification Experimentale d’une Méthode de Calcul“, Anales de l’institut technique du bâtiment et des travaux publics, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Série: Béton 208, 1982
- [24] E. Gretzschel: „Rissbildung und Rissbreite stahlfaserbewehrter Stahlbetonbalken“, Staatliche Studienakademie Glauchau/Sachsen, 2007