



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Grundlagen für die Verwen- dung von Recyclingbeton aus Betongranulat**

**Bases pour l'utilisation du béton de recyclage en granu-  
lats de béton**

**Fundamentals for the use of recycled concrete com-  
prised of concrete material)**

**Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt  
Abteilung Ingenieur-Strukturen  
Dr. Dipl. Ing. Sandy Schubert**

**Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt  
Abteilung Beton / Bauchemie  
Dipl. Ing. Cathleen Hoffmann**

**Forschungsauftrag AGB 2005/021 auf Antrag der  
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

**Juli 2010**

**645**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten Autor(en).  
Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que l' (les) auteur(s) mandaté(s) par l'Office fédéral des routes.  
Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade.  
Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) appointed by the Swiss federal roads office.  
Supply: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat**

**Bases pour l'utilisation du béton de recyclage en granulats de béton**

**Fundamentals for the use of recycled concrete comprised of concrete material**

**Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt  
Abteilung Ingenieur-Strukturen  
Dr. Dipl. Ing. Sandy Schubert**

**Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt  
Abteilung Beton / Bauchemie  
Dipl. Ing. Cathleen Hoffmann**

**Forschungsauftrag AGB 2005/021 auf Antrag der  
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

# Impressum

## **Forschungsstelle und Projektteam**

### **Projektleitung**

Dr. Sandy Schubert

### **Mitglieder**

Cathleen Hoffmann

## **Begleitkommission**

### **Präsident**

Dr. Martin Käser

### **Mitglieder**

Dr. Fritz Hunkeler

Dr. Walter Kaufmann (ab November 2008)

Prof. Dr. Albin Kenel (ab November 2008)

## **Antragsteller**

Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Abteilung Ingenieur-Strukturen

## **Bezugsquelle**

Das Dokument kann kostenlos von <http://partnershop.vss.ch> herunter geladen werden.



# Inhaltsverzeichnis

	<b>Impressum</b> .....	<b>4</b>
	<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>7</b>
	<b>Résumé</b> .....	<b>8</b>
	<b>Summary</b> .....	<b>9</b>
<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	<b>11</b>
1.1	Motivation.....	11
1.2	Ziel.....	11
1.3	State-of-the-Art.....	12
1.3.1	Schwankungen in der stofflichen Zusammensetzung von Betongranulat.....	12
1.3.2	Dauerhaftigkeit von Beton aus Betongranulat.....	12
1.3.3	Freisetzung umweltrelevanter Bestandteile.....	13
1.3.4	Chloridgehalt.....	14
1.3.5	Festbetoneigenschaften.....	14
1.3.6	Trag- und Verbundverhalten von Beton mit Betongranulat.....	15
1.4	Vorgehen.....	16
1.4.1	Vorversuche.....	16
1.4.2	Hauptversuche.....	16
<b>2</b>	<b>Granulat und Betonherstellung</b> .....	<b>18</b>
2.1	Allgemeines zur Betonherstellung mit Betongranulat.....	18
2.2	Granulat.....	18
2.2.1	Aufbereitung.....	18
2.2.2	Stoffliche Zusammensetzung.....	18
2.2.3	Korngrößenverteilung.....	20
2.2.4	Kornrohichte, Wasseraufnahme und Hohlraumgehalt.....	20
2.3	Betonrezepturen und Frischbetoneigenschaften.....	21
<b>3</b>	<b>Festbetoneigenschaften</b> .....	<b>25</b>
3.1	Festigkeit und E-Modul.....	25
3.2	Schwinden und Kriechen.....	28
3.2.1	Methode.....	28
3.2.2	Resultate.....	29
3.3	Betondruckzone.....	32
3.4	Schlussfolgerungen Festbetoneigenschaften.....	35
<b>4</b>	<b>Dauerhaftigkeit</b> .....	<b>37</b>
4.1	Chloridwiderstand.....	37
4.1.1	Einleitung.....	37
4.1.2	Methodik.....	37
4.1.3	Resultate und Beurteilung.....	38
4.2	Dichtigkeit des Betons gegenüber Gasen.....	38
4.2.1	Einleitung.....	38
4.2.2	Methodik.....	39
4.2.3	Resultate und Beurteilung.....	41
4.3	Wasserleitfähigkeit.....	42
4.3.1	Einleitung.....	42
4.3.2	Methodik.....	42
4.3.3	Ergebnisse und Beurteilung.....	43
4.4	Frost-Tausalzbeständigkeit.....	44
4.4.1	Einleitung.....	44
4.4.2	Methodik.....	44
4.5	Mikroskopische Untersuchungen.....	45
4.5.1	Einleitung.....	45
4.5.2	Methodik.....	45
4.5.3	Ergebnisse und Beurteilung.....	45
4.6	Flankierende Betrachtungen.....	46
4.6.1	Alkaliaggregatreaktion (AAR).....	46
4.7	Schlussfolgerungen zu den dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungen.....	47
<b>5</b>	<b>Strukturelle Aspekte</b> .....	<b>49</b>
5.1	Verbundverhalten.....	49

5.2	Querkraftwiderstand .....	52
5.2.1	Querkraftwiderstand in der Bemessung .....	53
5.2.2	Experimenteller Aufbau und Versuchsablauf .....	54
5.2.3	Versuchsergebnisse und Diskussion .....	55
5.3	Schlussfolgerungen zu den strukturellen Untersuchungen.....	59
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Schlussfolgerungen .....</b>	<b>61</b>
	<b>Fachbegriffe .....</b>	<b>65</b>
	<b>Abkürzungen.....</b>	<b>66</b>
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>67</b>
	<b>Projektabschluss.....</b>	<b>71</b>
	<b>Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen.....</b>	<b>76</b>

## Zusammenfassung

In den kommenden Jahren wird eine Zunahme der Abbruchfähigkeit erwartet, weil Bauten aus der Vorkriegszeit bis zu den 60er beziehungsweise anfangs 70er Jahre den heutigen Anforderungen nicht mehr genügen. Die Tragstruktur dieser Bauten besteht vorwiegend aus Mauerwerk und Beton. Das Ziel dieses Projektes ist die Verwendung des anfallenden Betonabbruchs im Konstruktionsbeton zu fördern. Dies soll erreicht werden, indem einerseits die notwendigen Grundlagen für die Erstellung des SIA-Merkblattes MB 2030 „Recyclingbeton“ erarbeitet werden, welches unter anderem wesentliche mechanische Eigenschaften des Recyclingbetons sowie Bemessungsgrundlagen aufzuführen soll. Andererseits soll dieses Projekt aufzeigen, welche Einsatzmöglichkeiten für den Recyclingbeton aus Betongranulat für das Bundesamt für Strassen bestehen.

Für die Verwendung von Recyclingbeton mit Betongranulat stand die Abklärung von Anwendungsmöglichkeiten von entsprechenden Betonen der Druckfestigkeitsklassen C25/30 und C30/37 im Vordergrund. Diese haben einen hohen Marktanteil und somit das Potential, dass grosse Mengen an Betonabbruch wieder verwendet werden können. Bezüglich Dauerhaftigkeit waren die Anforderungen eines NPK-Betontyps NPK A (XC1 (CH), XC2 (CH)) zu erzielen. Des Weiteren sollte ein Ausblick gegeben werden, ob ein Einsatz von Beton hergestellt mit 100 % Betongranulat bei den Expositionsklassen XD1 (CH), XD2 (CH) sowie XF1 (CH) und XF2 (CH) möglich ist. Als Grundlage für das SIA-Merkblatt MB 2030 „Recyclingbeton“ wurde die Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung, das Verbundverhalten von Stahl und Beton sowie die maximalen Betonstauchungen in der Betondruckzone untersucht. Die Prüfkörper wurden dabei aus 100 % Betongranulat beziehungsweise zum Vergleich aus natürlicher Gesteinskörnung hergestellt. Ausserdem wurde das Schwind- und Kriechverhalten von Betonen mit 25, 50, 100 M.-% Betongranulat untersucht. Begleitend wurden jeweils mechanische Festbetoneigenschaften als auch dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften geprüft.

Aus den Untersuchungsergebnissen werden folgende für die Planung von Bauteilen aus Recyclingbeton mit Betongranulat wichtige Schlüsse gezogen:

- Der Elastizitätsmodul  $E_{rcm}$  liegt in der Regel im Bereich von Beton aus gebrochenem Kalk bzw. glimmerhaltigem Gestein und sollte vom Betonhersteller in der Preisliste deklariert werden.
- Das Endschwindmass  $\varepsilon_{rcs,\infty}$  kann mit Hilfe des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln  $\eta_r = E_{rcm}/E_{cm}$  abgeschätzt werden:  $\varepsilon_{rcs,\infty} = \varepsilon_{cs,\infty}/\eta_r$ . Wobei  $\varepsilon_{cs,\infty}$  das Endschwindmass nach SIA 262, Figur 3 und  $E_{rcm}$  der Elastizitätsmodul des Recyclingbetons ist, während  $E_{cm}$  nach SIA 262, Ziffer 3.1.2.3.3 mit  $k_E = 11000$ , und der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm}$  des Recyclingbetons berechnet wird.
- Die Kriechzahl  $\varphi_{rc}(t,t_0)$  ist höher als beim Beton mit natürlicher Gesteinskörnung  $\varphi_{rc}(t,t_0) = 1.25 \cdot \varphi(t,t_0)$ , worin  $\varphi(t,t_0)$  der Kriechzahl nach SIA 262, Ziffer 3.1.2.5.3 entspricht.

Bei der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung, der Verbundlänge sowie der Werte der maximalen Betonstauchungen kann Recyclingbeton mit Betongranulat wie Normalbeton nach SIA 262 behandelt werden. Entsprechend der dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungsergebnisse ist ein Einsatz von Recyclingbeton mit bis zu 100 M.-% Betongranulat bei folgenden Expositionsklassen möglich:

- X0 (CH), wie für Füll- und Hüllbeton bei Kanalisationsbauten, Werkleitungen, Pflasterungen
- XC1 (CH), XC2 (CH), wie für Gründungsbauteile
- XC3/XF1 (CH) bzw. XC4/XF1 (CH): Beton im Aussenbereich, vor direkter Bewitterung geschützt, mit geringer Frostbelastung
- XC4/XD1/XF2 (CH): für Bauteile, die der direkten Bewitterung ausgesetzt sind (Sprühnebel, geringe Frost- oder Frosttausalz-Belastung), wie Stützen, Lärmschutzwände oder Fahrbahnplatten unter Abdichtung

## Résumé

Les constructions datant d'avant-guerre jusqu'aux années 60 et 70 ne satisfaisant plus aux exigences actuelles, on peut s'attendre à une augmentation des démolitions. Les structures porteuses de ces ouvrages sont en majeure partie construites en maçonnerie et en béton. Le but de ce projet est de promouvoir l'utilisation des déchets de béton de ces démolitions pour la production de béton de construction. Pour cela, ce projet suit deux voies : d'une part la création des bases nécessaires à l'élaboration du Cahier Technique CT SIA 2030 « Béton de recyclage », qui mentionnera les principales caractéristiques du béton de recyclage et fournira des bases pour son dimensionnement, et d'autre part la détermination des possibilités d'emploi du béton de recyclage par l'Office fédéral des routes.

La détermination des possibilités d'utilisation du béton de recyclage en granulats de béton s'est essentiellement concentrée sur les bétons des classes de résistance C20/25 et C30/37. Ces bétons représentent en effet une part de marché importante et donc aussi un fort potentiel pour l'utilisation de granulats de béton. Pour ce qui est de la durabilité, les exigences étaient celles posées à un béton de type NPK A (XC1, XC2 (CH)). Il s'agissait encore d'évaluer les possibilités d'utilisation des bétons confectionnés à partir de 100 % de granulats de béton pour les classes d'exposition XD1 et XD2 (CH) et XF1 et XF2 (CH). Afin d'établir des bases pour le Cahier technique SIA 2030 « Béton de recyclage », on a procédé à des études sur la résistance à l'effort tranchant de plaques sans armature d'effort tranchant, sur le comportement de la liaison béton/armature et sur la déformation spécifique maximale dans la zone de compression. Pour cela, on a confectionné à la fois des éprouvettes renfermant 100% de granulats de béton et, à titre de comparaison, des éprouvettes avec des granulats naturels. On a aussi étudié le comportement au retrait et au fluage de bétons composés de 25, 50 et 100 % en masse de granulats de béton. On a encore déterminé les caractéristiques mécaniques et la durabilité du béton durci. Les résultats de cette étude permettent de tirer les conclusions suivantes pour la conception d'éléments de construction en béton de recyclage confectionnés à partir de granulats de béton :

- Le module d'élasticité  $E_{rcm}$  se situe dans le domaine du béton confectionné à partir de calcaire ou de roches micacées et devrait être déclaré comme tel dans la liste de prix des fournisseurs de béton.
- Le coefficient de retrait final  $\varepsilon_{rcs,\infty}$  peut être estimé avec le rapport des modules d'élasticité  $\eta_r = E_{rcm}/E_{cm}$ .  $\varepsilon_{rcs,\infty} = \varepsilon_{cs,\infty}/\eta_r$ , où  $\varepsilon_{cs,\infty}$  est le coefficient de retrait final selon SIA 262 (figure 3),  $E_{rcm}$  le module d'élasticité du béton de recyclage et  $E_{cm}$  le module d'élasticité selon SIA 262, chiffre 3.1.2.3.3, calculé avec  $k_E = 11000$  et la résistance à la compression moyenne du béton de recyclage  $f_{cm}$ .
- Le coefficient de fluage  $\varphi_{rc}(t, t_0)$  est plus élevé que celui d'un béton de granulats naturel, avec  $\varphi_{rc}(t, t_0) = 1.25 \varphi(t, t_0)$  où  $\varphi(t, t_0)$  est le coefficient de fluage selon SIA 262, chiffre 3.1.2.5.3.

Pour la détermination de la résistance à l'effort tranchant de plaques sans armature d'effort tranchant, de la longueur d'ancrage ainsi que de la valeur de la déformation spécifique maximale, le béton de recyclage de granulats de béton se traite comme le béton normal selon SIA 262. Ainsi que le montre l'étude de sa durabilité, l'utilisation de béton de recyclage renfermant jusqu'à 100% de granulats de béton est possible pour les classes d'exposition suivantes:

- X0 (CH), comme béton d'enrobage et de remplissage pour canalisations, conduites, pavages
- XC1, XC2 (CH), pour éléments de fondation
- XC3/XF1 et XC4/XF1 (CH): béton extérieur, protégé de l'exposition directe aux intempéries et faiblement sollicité par le gel
- XC4/XD1/XF2 (CH), éléments de construction exposés aux intempéries (brouillard salin, faible exposition au gel et aux sels de déverglaçage) tels que poteaux, parois anti-bruit ou dalles de roulement sous étanchéité

## Summary

An increase in demolition activities is expected in the near future since buildings constructed from pre-war times until the 60s and early 70s no longer meet today's requirements. These buildings were mainly built of brick and concrete. The aim of the present research project is to promote the re-use of demolition rubble from buildings in structural concrete. This can be achieved by a twofold approach. Firstly, the fundamentals have to be developed, from which the SIA-guideline MB 2030 "Recycling Concrete" will be compiled. It will mainly deal with the important mechanical properties of recycling concrete and adapted design rules. Secondly, the research project intends to identify possible fields of application of recycling concrete for the purposes of the Federal Roads Office (FEDRO).

The possible use of recycling concrete made with aggregate of crushed concrete primarily considered for the compressive strength classes C25/30 and C30/37. These classes have the largest market share and consequently, large quantities of concrete rubble could be re-used for them. A concrete type NPK A (XC1, XC2 (CH)) was defined as benchmark for durability properties. Moreover, it had to be established whether it is possible to use concrete made with 100% crushed concrete aggregate for the exposition classes XD1 and XD2 (CH) as well as for XF1 and XF2 (CH). Test specimens were produced with 100% crushed concrete aggregate and as reference with natural gravel. The shear strength of slabs without shear reinforcement, bond quality between concrete and rebars as well as the ultimate strain in the compressive zones were investigated in order to provide a base for the SIA-Guideline MB 2030 "Recycling Concrete". Additionally, shrinkage and creep were investigated for concretes with 25, 50 and 100 wt.% concrete granulate. Furthermore, mechanical properties and durability properties were tested in each concrete mixture.

The following conclusions are drawn from the investigations.

- The E-Modulus of concrete made with crushed concrete aggregate,  $E_{rcm}$ , is generally in the same range as the E-Moduli of concrete made with aggregate of crushed limestone or micaceous rocks. Accordingly, the E-Modulus  $E_{rcm}$  should be declared in the concrete producer's pricelist.
- The total shrinkage,  $\varepsilon_{rcs,\infty}$ , can be estimated using the ratio of the E-moduli  $\eta_r = E_{rcm}/E_{cm}$ :  $\varepsilon_{rcs,\infty} = \varepsilon_{cs,\infty}/\eta_r$  with  $\varepsilon_{cs,\infty}$  the shrinkage according to SIA 262, Figure 3 and  $E_{rcm}$  the recycling concrete's E- modulus, while  $E_{cm}$  is calculated according to SIA 262, section 3.1.2.3.3, with  $k_E = 11000$ , and  $f_{cm}$  being the recycling concrete's average compressive strength.
- The creep coefficient,  $\varphi_{rc}(t,t_0)$ , is higher than for concrete made with natural aggregate  $\varphi_{rc}(t,t_0) = 1.25 \cdot \varphi(t,t_0)$ , where  $\varphi(t,t_0)$  is the creep coefficient according to SIA 262, section 3.1.2.5.3.

Recycling concrete made with crushed concrete aggregate can be designed using the SIA 262 standard in the same way like normal concrete in regard to the shear strength of slabs without shear reinforcing, the bond length and the compressive strain. The durability test results have shown that it is possible to use recycling concrete with up to 100% crushed concrete aggregate for the following exposition classes:

- X0 (CH), e.g. as filler and coating concrete for drainage systems, services piping and plastering
- XC1(CH), XC2 (CH), e.g. for foundations
- XC3/XF1 (CH) or rather XC4/XF1 (CH), e.g. as concrete in exterior applications protected from direct weathering and with moderate frost exposure
- XC4/XD1/XF2 (CH), e.g. for structures with direct weathering exposure (drizzle and spray, moderate frost de-icing salt) such as pillars, noise barriers or sealed deck slabs



# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation

Im Jahr 1997 fielen nach Angaben des Bundesamtes für Umwelt (BAFU ehemals BUWAL) 11 Mio. Tonnen Bauabfälle an. Aufgrund der vermehrten Abbruchtätigkeit ist bis zum Jahr 2010 mit einer Zunahme der Bauabfälle um knapp 30 % (auf ca. 14.5 Mio. Tonnen/Jahr) zu rechnen (Abbildung 1). Insbesondere im Hochbau wird die Abbruchtätigkeit in den nächsten Jahren für eine Zunahme der jährlichen rückbaubaren Baustoffmengen sorgen. Eine Zunahme der Abbruchtätigkeit wird erwartet, weil Bauten aus der Vorkriegszeit und aus den ersten Nachkriegsjahren bis in die 60er bzw. anfangs 70er Jahre den zunehmenden Anforderungen nicht mehr genügen (Binz, 2002). Die Tragstruktur dieser Bauten besteht vorwiegend aus Mauerwerk und Beton. Betonabbruch bzw. Mischabbruch bilden also - mit wachsender Tendenz - die wichtigsten Komponenten des Abfalls im Hochbau. Im Tiefbau wird nur wenig mehr Abfall als heute anfallen. Bisher wurde Betonabbruch vor allem in Magerbeton eingesetzt.

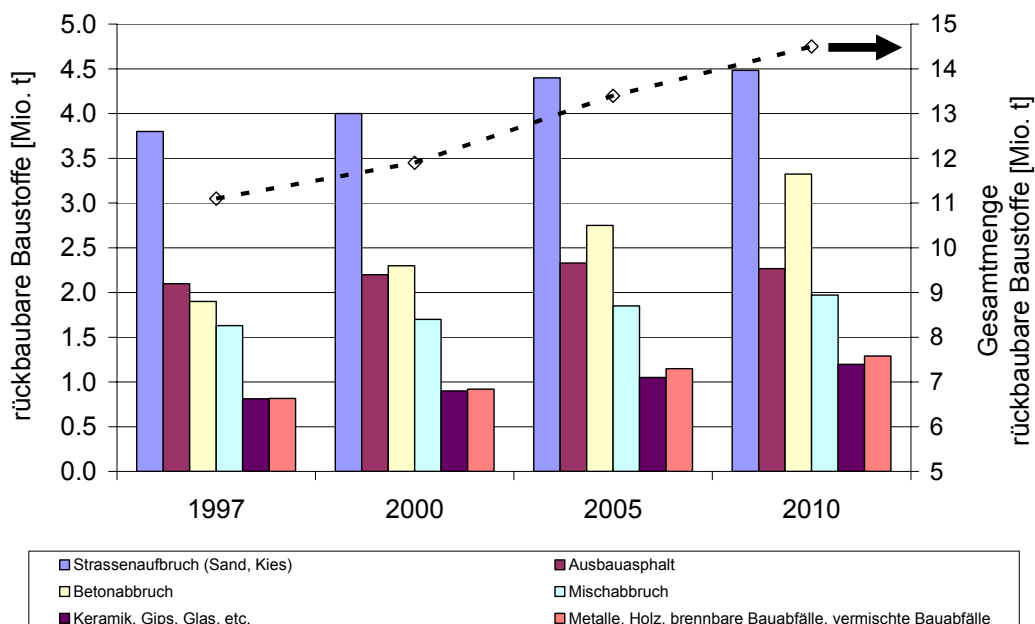


Abb.1.1: Entwicklung der wichtigsten rückbaubaren Baustoffgruppen (BUWAL, 2001)

## 1.2 Ziel

Die Ziele dieses Projektes sind zum Einen die notwendigen Grundlagen für die Erstellung des SIA-Merkblattes MB 2030 „Recyclingbeton“ zu erarbeiten, in dem die Bemessung von Recyclingbeton geregelt ist. Zum Anderen sind Möglichkeiten zur Anwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat für das Bundesamt für Strassen und Verkehr aufzuzeigen.

Für den Einsatz von Recyclingbeton mit Betongranulat steht die Abklärung der Anwendungsmöglichkeiten von Betonen der Druckfestigkeitsklassen C25/30 und C30/37 im Vordergrund. Diese Betone haben einen hohen Marktanteil und somit das Potential, dass grosse Mengen an Betonabbruch im Konstruktionsbeton wieder verwendet werden können. Des Weiteren ist zu untersuchen, ob ein Recyclingbeton mit 100% Betongranulat konzipiert werden kann, der den Anforderungen eines NPK-Betontyps NPK A (XC1 (CH), XC2 (CH)) entspricht. Darüber hinaus ist ein Ausblick zu geben, in wie weit ein Einsatz eines Recyclingbetons dieser Zusammensetzung bei den Expositionsklassen XD1 (CH),

XD2 (CH) sowie XF1 (CH) und XF2 (CH) möglich ist.

Parallel zu diesem Projekt werden an der Empa ähnliche Untersuchungen an Recyclingbetonen aus Mischgranulat, gefördert von der cemsuisse und dem Hochbauamt Zürich, vorgenommen. Diese Ergebnisse werden ebenfalls bei der Erstellung des oben genannten Merkblattes berücksichtigt.

## 1.3 State-of-the-Art

### 1.3.1 Schwankungen in der stofflichen Zusammensetzung von Betongranulat

Die stoffliche Zusammensetzung von aufbereitetem Betongranulat hängt in erster Linie von der Zusammensetzung der rückgebauten Gebäude ab. Dabei spielen u.a. auch die regional vorhandene und für die Betonherstellung bevorzugte Primärgesteinskörnung als auch Gebäudetyp und -alter eine Rolle. Des Weiteren beeinflusst die Abbruch- und Aufbereitungstechnik die stoffliche Zusammensetzung des aufbereiteten Betongranulats. Das durch Abbrechen oder Fräsen von bewehrten oder unbewehrten Betonkonstruktionen und -belägen gewonnene Betongranulat setzt sich nach dessen Aufbereitung gemäss BAFU UV-0631-D zu mindestens 95% aus den Hauptbestandteilen (Sekundär)-Kies-Sand und Betonabbruch zusammen. Nebenbestandteile sind Ausbausphalt, Mischabbruch und Fremdstoffe. Bei den Hauptbestandteilen ist zu beachten, dass national (Norm SN EN 933-11) nicht eindeutig geregelt ist, wann ein Betonkorn zu (Sekundär)-Kies-Sand beziehungsweise zu Betonabbruch zu zuordnen ist. Um eine Zuordnung vornehmen zu können, hat die Empa eine „eigene Definition“ formuliert, welche in Kapitel 2.2.2 aufgeführt ist.

Über die Variation der stofflichen Zusammensetzung des Betongranulats liegen nur einige wenige veröffentlichte Informationen vor (z.B. Diedrich, 1998). So zeigt Diedrich in seiner Arbeit auf, dass das aufbereitete Betongranulat Schwankungen in der stofflichen Zusammensetzung von bis zu 50% aufweisen kann. Aussagen von verschiedenen nationalen Aufbereitungsfirmen bestätigen diese Angabe. Die Betonqualität des Ausgangsmaterials als auch die Aufbereitungsart des Betons wie verwendete Brechwerkzeuge, Rotorzahl und Rotorart haben einen Einfluss auf den Aufschluss des Betonabbruchs und dessen Schwankungsbreite.

### 1.3.2 Dauerhaftigkeit von Beton aus Betongranulat

Kerkhoff und Siebel (2001) weisen in ihren Arbeiten darauf hin, dass kein wesentlicher Unterschied zwischen der **Karbonatisierungstiefe** von Normalbeton und der von Recyclingbeton hergestellt mit Betongranulat (4/32 mm) besteht. Auch die Verwendung von Brechsand zeigte keinen Einfluss auf die Karbonatisierung. Ebenso wie bei der Karbonatisierungstiefe war auch bei der Permeabilität kein Einfluss von Art und Menge des eingesetzten Betonkies und Betonsands zu erkennen. Zu einer vergleichbaren Erkenntnis kommen auch Jacobs (2006) und Hansen (1992c) in ihren Arbeiten. Ebenso zeigen erste Empa-Untersuchungen (Hoffmann and Huth, 2006), dass Recyclingbeton aus Betongranulat in Bezug zu Normalbeton bei gleicher Betondruckfestigkeit ein gleich dichtes Betongefüge und somit eine vergleichbare Durchlässigkeit gegenüber gasförmigen Stoffen aufweist. Die Durchlässigkeit des Recyclingbetons gegenüber gasförmigen Stoffen sinkt tendenziell mit zunehmender Betondruckfestigkeit und mit abnehmendem Gehalt an Recycling-Gesteinskörnung. Hingegen weist Müller (Müller 2001) in seiner Arbeit darauf hin, dass die Karbonatisierung von Beton unter Verwendung von Recycling-Gesteinskörnungen der Fraktion > 2 mm aus Beton und Mauerziegeln sowie Kalksandstein deutlich von der Porosität der Recycling-Gesteinskörnung beeinflusst wird. In seinen durchgeführten Untersuchungen wurden an Betonen unter Verwendung von 65 Vol.-% Recycling-Gesteinskörnung der Fraktion 2/16 (bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung) im Vergleich zu einem ansonsten identisch zusammengesetzten Normalbeton durchweg höhere Karbonatisierungstiefen ermittelt. Seine Empfehlung ist, dass für Innenbauteile die Gesteinskörnung nur bis zu 50 M.-% aus Betongranulat (> 2 mm) bestehen sollte. Diese widersprüchlichen Ergebnisse könnten eventuell auf ungleiche Rah-



menbedingungen wie beispielsweise verschiedene w/z-Werte oder Betonfeuchten zurückzuführen sein. Hierzu lagen jedoch keine Angaben vor.

Bisher liegen nur vereinzelte Praxis-Untersuchungen zur **Frost-Tausalzbeständigkeit** von Beton mit Recycling-Gesteinskörnung vor. Diese, wie die Erneuerung der Autobahn A13 im Churer Rheintal, lassen jedoch vermuten, dass mit bis zu 100% Betongranulat ein dauerhafter (frost-tausalzbeständiger) Beton hergestellt werden kann (Werner und Hermann, 1996). In den verschiedenen Untersuchungen, die im Rahmen des deutschen Forschungsprojektes BIM durchgeführt wurden (Kerkhoff and Siebel 2001; Wies and Manns 2002), zeigte sich ebenfalls, dass mit der Verwendung von Betongranulat > 4 mm ausreichend hohe Frostbeständigkeiten erreicht werden konnten. Der Frostwiderstand dieser Betone war ausreichend, obwohl fast alle untersuchten Korngruppen der Recycling-Gesteinskörnung die Anforderungen an Gesteinskörnung mit hohem Frostwiderstand nicht erfüllten. Die derzeitigen Erfahrungen zeigen, dass die Verwendung eines Luftporenmittels bei der Mischungsherstellung ratsam ist, um einen frost-tausalzbeständigen Beton zu erzielen.

### 1.3.3 Freisetzung umweltrelevanter Bestandteile

Für eine nachhaltige Bewirtschaftung unserer Baustoffe muss neben dem Einsatz von Sekundärrohstoffen in der Betonproduktion (Recyclingbeton) auch sichergestellt werden, dass die Aspekte der Umweltverträglichkeit berücksichtigt werden. Es muss gewährleistet sein, dass keine ökologisch unzulässige Auswaschung von Schadstoffen z.B. ins Grundwasser stattfindet. Die vom Recyclingbeton eventuell ausgehende Umweltgefährdung ist eine Kombination von Schadstoffgehalt und Freisetzungsverhalten eines Schadstoffes.

In einer Empa-Studie (Abteilung Beton/Bauchemie, 2006) wurde die mögliche Freisetzung umweltrelevanter Bestandteile bei Recyclingbeton durch Auswaschvorgänge untersucht. Die Untersuchungen wurden an Magerbeton, dessen Gesteinskörnung einerseits zu 100% aus Betongranulat und andererseits zu 100% aus Mischgranulat bestand, durchgeführt. Grund für die Wahl dieses Betontyps war es, dass dieser im Vergleich zu Konstruktionsbeton einen geringeren Zementanteil aufweist, so dass die Gesteinskörnung weniger dicht in der Zementsteinmatrix eingebunden ist. Der Beton bzw. die Recycling-Gesteinskörnung weist dadurch eine größere spezifische Oberfläche auf, über welche umweltrelevante Bestandteile freigesetzt werden könnten. Infolge dieser Unterschiede zum Konstruktionsbeton wurde angenommen, dass wenn der Magerbeton die Grenzwerte hinsichtlich des Gehaltes an freisetzbaren Schadstoffen erfüllt, der Konstruktionsbeton diese Grenzwerte deutlich unterschreiten würde.

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die beim Recycling-Magerbeton durch den Vorgang des Auswaschens freigesetzten Konzentrationen an umweltbedenklichen Stoffen nahezu vergleichbar mit jenen der untersuchten Magerbetonprobe aus natürlicher Gesteinskörnung sind. Einzig die Konzentrationen an Chrom (gesamt), Barium und Sulfat ist bei dem untersuchten Recyclingbeton-Magerbeton aus Mischgranulat um knapp das Vierfache höher. Die Quantifizierung von AOX, POX, flüchtiger Stoffe sowie chlorierter Lösungsmittel konnte im Hinblick auf das Ausgangsmaterial, den ermittelten Gehalt an DOC- und Gesamt-Kohlenwasserstoffe sowie der Empa-Erfahrungen vernachlässigt werden. Die Bestimmung von Chrom (VI) wurde auf Grund der Tatsache, dass der Gesamtchromgehalt tiefer als der TVA-Grenzwert (0.05 mg/l) für Inertstoffdeponien ist, nicht durchgeführt.

Zu ähnlichen Untersuchungsergebnissen kommen auch SC-P Sieber Cassina + Partner AG et al. [SC-P Sieber Cassina + Partner AG et al., 2002] in ihren Arbeiten. Anhand ihrer Modellierungen unterbreiten sie Empfehlungen und mögliche Massnahmen um eine weitestgehende Vermeidung der Auswaschung von problematischen Mengen an Schadstoffen zu vermeiden: i) möglichst vollständige Vermeidung von Hinterfüllungen auf den Baustellen, ii) Verbesserung der Triage auf der Baustelle (Abtrennung von schadstoffbelasteten Komponenten). Ihre dritte Empfehlung, mehr Gewicht auf die Kontrolle der Qualität der Sekundärbaustoffe zu legen, stützt sich auf ihre Erkenntnis, dass der Einsatz der Baustoffe (Anwendung loser Einsatz mit oder ohne Abdeckung, gebundener Einsatz) auf die Schadstoffauswaschung von untergeordneter Bedeutung ist [vgl. auch Verbandsbe-

richt Nr. 529, 1999].

Der Frage, welche Bedeutung das Mehrfachrecycling auf eine stetige Kumulierung des Zementsteinanteils und des darin enthaltenen Schwermetallgehalts hat, wird von Jacobs (1997) kurz diskutiert. In diesem Zusammenhang ist jedoch zukünftig weiter zu untersuchen, wie der bei der Aufbereitung anfallende Zementstein nachhaltig entsorgt werden könnte.

### 1.3.4 Chloridgehalt

Der mögliche Einfluss von chloridhaltiger Recycling-Gesteinskörnung in Beton auf eine chloridinduzierte Stahlkorrosion wird in der Literatur verschiedentlich aufgeführt.

1990 wurden bei der Erneuerung der Autobahn A13 im Churer Rheintal auf einem Abschnitt zwei Arten Recyclingbeton aus Betongranulat u.a. als Deckschicht eingebaut. Die Sorte A bestand nur aus Betongranulat, die Sorte B enthielt normalen Sand und in der Korngruppe > 4 mm ausschliesslich Betongranulat. Das Betongranulat stammte aus dem rückgebauten Betonbelag der Autobahn. Der Chloridgehalt im Betongranulat betrug 0.24 kg/m<sup>3</sup>. Bei der verwendeten Dosierung von 375 kg/m<sup>3</sup> Zement im Recyclingbeton, ergab dies einen Chloridgehalt von weniger als 0.1 M.-% bzgl. Zementgehalt; d.h. der Grenzwert der SN EN 206-1 wurde eingehalten. Bis heute haben sich die Recyclingbetone auf der Autobahn als praxistauglich erwiesen, wenn gleich diese teilweise eine ungenügende Biegezug- und Druckfestigkeit im Vergleich zur Normanforderung aufwiesen (Werner, 1991; Werner and Hermann, 1996).

Friedl (Friedl, 2003) untersuchte den Einfluss von Recycling-Gesteinskörnung in Beton auf die chloridinduzierte Stahlkorrosion. Dabei unterschied er zwischen einem Eintrag von Chloriden von Aussen (infolge Tausalzbeaufschlagung) und von Innen (chloridhaltige Gesteinskörnung). Bei der Verwendung von grober Recycling-Gesteinskörnung (> 4 mm) und einem Chloridangriff von Aussen schätzt Friedl die Gefahr der Stahlkorrosion im Vergleich zu Normalbeton als gleich ein. Hingegen sieht er bei der Verwendung von feiner Recycling-Gesteinskörnung (< 4 mm) und einem Chloridangriff von Aussen ein grösseres Risiko für die Stahlkorrosion. Um das Risiko einer Bewehrungskorrosion durch chloridhaltige Gesteinskörnung auszuschliessen, empfiehlt er, diesen Recyclingbeton bei einer trockenen Exposition einzusetzen (z.B. XC1 (CH), trocken).

Nach Rücksprache mit Schweizer Aufbereitungsfirmen bzw. Betonproduzenten wird Betongranulat, welches möglicherweise chloridhaltig sein kann, nur in der Expositionsklasse XO (CH) verwendet. Firmen, welche Beton für den konstruktiven Ingenieurbau produzieren, verweigern die Annahme von Betonabbruch aus chloridbelasteten Herkunftsorten wie Betonstrassen von vornherein.

### 1.3.5 Festbetoneigenschaften

Im Gegensatz zum Trag- und Verbundverhalten sind die Festbetoneigenschaften von Beton mit Betongranulat in zahlreichen Studien untersucht worden. In diesem Abschnitt werden nur wenige Aspekte angesprochen, die als Hintergrundinformation für das Lesen dieses Berichtes nützlich sind. Einen guten Überblick über die Festbetoneigenschaften von Recyclingbeton finden sich u.a. bei Hoffmann und Jacobs (2007).

Durch die Verringerung des w/z-Wertes kann wie beim Normalbeton auch bei Beton mit Betongranulat die Druckfestigkeit erhöht werden. Zur Erreichung einer vergleichbaren Druckfestigkeit beim Einsatz von Betongranulat werden verschiedene zusätzliche benötigte Zementmengen angegeben: 7% (Sommer, 1984), 10% (Müller, 2001) und 20% (Hendriks, 1987). Bei der Wahl der Wasserzugabe und des Zementgehaltes müssen die Wasseraufnahme des Granulates und der Hohlraumgehalt des Granulates berücksichtigt werden.

Der Einfluss von Recycling-Gesteinskörnung auf die Zugfestigkeit wird in der Literatur widersprüchlich diskutiert. Im Gegensatz dazu ist die Literatur sich einig, dass der E-Modul mit Zunahme des Betongranulatanteils abnimmt (z.B. Grübl und Rühl, 1998).

Bei allen in der Literatur aufgeführten Untersuchungsergebnissen zeigt sich eine Zunahme der Schwind- sowie Kriechverformungen mit steigendem Gehalt an Recycling-Gesteinskörnung (Hoffmann und Huth, 2006; Müller, 2001; Dillmann, 1999; De Pauw et.al., 1998; Ravindraja und Tam, 1985; Zilch und Roos, 2000). Die dabei ermittelten Werte schwanken sehr stark, was u.a. auf die unterschiedlichen Eigenschaften der Recycling-Gesteinskörnung zurückgeführt werden kann. Dabei nehmen die Schwindverformungen v.a. mit der Abnahme der Kornrohichte der Gesteinskörnung und dem Elastizitätsmodul des Recyclingbetons, zu. Die Kriechzahl von Betone aus Betongranulat liegt meist im Bereich des Normalbetons; Müller (2001) gibt an, dass für eine Kornrohichte  $> 2400 \text{ kg/m}^3$  die Kriechzahlen in diesem Bereich liegen. In Dillmanns Versuchen (Dillmann, 1999) liegen die Kriechverformungen aller Betone aus Betongranulat im Bereich des Normalbetons ausser bei der Verwendung von 100 % rezykliertem Sand.

Die Festigkeit bei langsamer oder über lange Zeit anhaltender Belastung (auch Dauerstandfestigkeit genannt) ist bei Beton in der Regel niedriger als die üblicherweise ermittelte Kurzzeitfestigkeit. Der Einfluss der Einwirkungsdauer auf die Festigkeit wird in der SIA 262 in den Bemessungswerten für die Druckfestigkeit berücksichtigt. Meissner (2000) hat so genannte Zeitrafferversuche an Recyclingbeton durchgeführt und daraus die Dauerstandfestigkeit abgeschätzt, die seiner Meinung nach für Recyclingbeton zwischen Normal- und Leichtbeton liegt. In der SIA 262 wird bezüglich der Dauerstandfestigkeit keine Unterscheidung zwischen Normal- und Leichtbeton getroffen.

### 1.3.6 Trag- und Verbundverhalten von Beton mit Betongranulat

Die Versuche von Yagishita et.al. (1994) und Maruyama et.al. (2004) zeigen, dass die Verwendung von Betongranulat auf die Biegetragfähigkeit keinen Einfluss hat, sofern die Verbundfestigkeit gewährleistet ist und die Fließgrenze des Stahls vor dem Versagen der Betondruckzone erreicht wird. Meissners (2000) Untersuchung an einem vorwiegend auf Biegung belasteten Zweifeldträger zeigen, dass die Grenze der Gebrauchstauglichkeit bezüglich der Durchbiegung eher erreicht wurde als beim Normalbeton, wohingegen die Rissverteilung und die Rissbreite sich als unkritisch erwiesen. Der Recyclingbetonträger mit 60% Betongranulat versagte im Gegensatz zum Normalbetonträger nicht planmässig auf Biegedruck, sondern 3.5% oberhalb der berechneten Bruchlast aus einer Kombination von Verbund- und Schubversagen. Beim Recyclingbetonträger war die Umlagerung des Stützmomentes grösser.

Die zahlreichen Versuche zur Querkrafttragfähigkeit (Han et.al. 2001, Lü 2000, Hoffmann und Huth 2006, Etxeberria et.al. 2007, González-Fonteboa and Martínez-Abella 2007) zeigten für Träger mit Schubbewehrung keinen signifikanten Einfluss des Betongranulats auf die Tragfähigkeit. Bei den Balken ohne Querkraftbewehrung nahm die Querkrafttragfähigkeit mit Zunahme des Betongranulatanteils ab. In allen Studien wurde ausschliesslich natürlicher Sand im Feinanteil 0-2 mm bzw. 0-4 mm verwendet. In den Versuchen wurde ein Anteil von 13-62% Betongranulat verwendet, dessen Wasseraufnahme zwischen 4.4-6.0% betrug.

In Hoffmann und Huth (2006) sowie in Xiao und Falkner (2007) konnte kein signifikanter Unterschied im Verbundverhalten von Beton mit Betongranulat und Stahl festgestellt werden. Wohingegen Yagishita et.al. (1994) sowie Zilch und Roos (2000) vor allem bei Bewehrungsstahl, der in der Nähe der Betonieroberfläche lag, eine deutliche Verschlechterung des Verbundes im Vergleich zum Normalbeton beobachteten. Für einen Beton aus 100 % Betongranulat sollte Zilch und Ross (2001) zufolge die Verbundlänge verdoppelt werden.

## 1.4 Vorgehen

### 1.4.1 Vorversuche

Die Ziele der Vorversuche sind es, die Verarbeitbarkeit der Betonmischungen mit Betongranulat sicherzustellen, den Einfluss des rezyklierten Feinkornanteils (Fraktion 0/4) auf die Verarbeitung und die Festbetoneigenschaften zu überprüfen sowie die Auswirkung des Betongranulatanteils auf die Festbetoneigenschaften (wie beispielsweise Druckfestigkeit (C20/25 bzw. C30/37), Biegezugfestigkeit und Schwinden, Kriechen) festzustellen.

Für die Vorversuche wird ein Betongranulat der Firma Eberhard verwendet. Die charakteristischen Eigenschaften des Granulats wie stoffliche Zusammensetzung, Kornrohddichte, Hohlraumgehalt des lose geschütteten Granulats und Wasseraufnahme werden bestimmt. Anschliessend werden Betonmischungen mit 25, 50 und 100% Betongranulat hergestellt. Dabei werden  $320 \text{ kg/m}^3$  Zement (CEM II/A-LL 42.5 N) verwendet (siehe auch Kapitel 2.2).

Die Mischung mit 25% Betongranulat wird mit und ohne Austausch der rezyklierten Korngruppe 0/4 hergestellt. Zur Überprüfung der Frischbetoneigenschaften werden die Frischbetonrohddichte, der Luftgehalt und das Ausbreitmass nach 0 bzw. 30 min bestimmt. Nach 28 Tagen werden die Druckfestigkeit, der E-Modul, die Biegezug- und die zentrische Zugfestigkeit gemessen. Ausserdem werden die Prismen der hergestellten Betone nach 28 Tagen in zwei Kriechstände eingebaut, die zunächst wie in der SIA 262/1 Anhang F vorgesehen auf  $f_{c,cube}/3$  und später höher belastet werden. Die angewandten Prüfnormen sind in den Kapiteln 2.3 (Frischbetoneigenschaften) und 3.0 Festbeton aufgeführt.

### 1.4.2 Hauptversuche

Die Ziele der Hauptversuche sind es, die Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung, das Verbundverhalten und gewisse Aspekte der Dauerhaftigkeit wie die Dichtigkeit gegenüber gasförmigen Stoffen, den Chlorid- als auch Frost-Tausalz widerstand für Beton zu ermitteln. In Ergänzung zu den aus der Literatur bekannten Werten werden Betone mit einem möglichst hohen Anteil an Betongranulat ohne Ersetzen der rezyklierten Korngruppe 0-4 mm durch natürlichen Sand verwendet. Der maximal mögliche Anteil an Betongranulat wird aus den Vorversuchen und der Erfahrungen vergangener Projekte abgeleitet. Bei Platten ohne Querkraftbewehrung werden in der Praxis meist niedrige bis mittlere Betondruckfestigkeitsklassen (C25/30 oder C30/37) verwendet. Die Betonrezepturen werden deshalb so ausgelegt, dass die Druckfestigkeitsklasse C30/37 erreicht werden kann.

In den Hauptversuchen werden zwei Betongranulate verwendet, die aus verschiedenen rückgebauten Bauten stammen. Beide Granulate entstammen dem Aufbereitungsprozess der Firma Eberhard. Die Granulate werden zunächst durch die Bestimmung ihrer stofflichen Zusammensetzung, der Wasseraufnahme, der Kornrohddichte und des Hohlraumgehaltes der losen Schüttung charakterisiert. Auf Grund des höheren Hohlraumgehaltes der geschütteten Gesteinskörnung werden wie bei den Vorversuchen  $320 \text{ kg/m}^3$  Zement (CEM II A-LL 42.5 N) bei der Betonherstellung verwendet. Zur Überprüfung der Frischbetoneigenschaften werden die Frischbetonrohddichte, der Luftgehalt, der Wasser/Zement-Wert (w/z) und das Ausbreitmass nach 0 bzw. 30 min bestimmt. Es werden folgende Untersuchungen an den Betonen mit den zwei Betongranulaten sowie einem Normalbeton als Referenzbeton durchgeführt:

- Vier-Punkt Biegeversuch an Plattenstreifen bis zum Schubbruch zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit
- Ausziehversuche zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Stahl zu Beton
- Dauerhaftigkeitsrelevante Prüfungen
- Betondruckzone (nur ein Recyclingbeton)

Begleitend werden die Festbetoneigenschaften (Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, zent-

rische Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul) geprüft. Die jeweiligen Prüfnormen sind in Kapitel 3.0 aufgeführt.

Ausserdem wird der Vier-Punkt Biegeversuch an einem Plattenstreifen aus Beton mit dem Betongranulat des Vorversuches durchgeführt.

## 2 Granulat und Betonherstellung

### 2.1 Allgemeines zur Betonherstellung mit Betongranulat

Für die Herstellung von Recyclingbeton aus Betongranulat müssen die charakteristischen Eigenschaften der Gesteinskörnung und deren Streuung bekannt sein. Da das Betongranulat nicht aus einem homogenen Vorkommen stammt, weist es in seiner stofflichen Zusammensetzung gewisse Schwankungen auf. Diese Varianz beeinflusst eventuell die Frischbetoneigenschaften deutlich. Der Hohlraumgehalt des lose geschütteten Betongranulats ist wegen des höheren Anteils an nicht kubischen Körnern und der Rauigkeit des Kornes gegenüber natürlichem (Alluvial-)Kies-Sand erhöht. Entsprechend wird ein erhöhter Anteil an Zement- bzw. Bindemittelleim benötigt, um den Frischbeton gut verarbeiten zu können. Ein weiterer Unterschied zum natürlichen Kies-Sand ist die vergleichsweise höhere Porosität des Betongranulats, die zu einer erheblichen Wasseraufnahme während des Mischvorgangs führen kann. Die Verwendung eines kommerziellen Fließmittels auf Polykarboxylatbasis ermöglicht es, die Wasserzugabe bzw. den w/z-Wert zu begrenzen und nichts desto trotz eine gute Verarbeitbarkeit zu erzielen.

### 2.2 Granulat

Das in den Untersuchungen verwendete Betongranulat stammt von der Firma Eberhard. Es wurde zu drei unterschiedlichen Zeitpunkten ab Werk entnommen und ist aus dem Betonabbruch unterschiedlicher Rückbauten hergestellt worden. Die drei unterschiedlichen Betongranulate werden wie folgt bezeichnet:

- RCA-V: Betongranulat, das v.a. in den Vorversuchen verwendet wurde. Eingang: April 07
- RCA-1: Betongranulat, das in den Hauptversuchen verwendet wurde. Eingang: Oktober 07
- RCA-2: Betongranulat, das in den Hauptversuchen verwendet wurde. Eingang: März 08

#### 2.2.1 Aufbereitung

Die verwendeten Betongranulate wurden bei der Firma Eberhard folgendermassen aus dem Betonabbruch aufbereitet:

1. Zerteilung: Zunächst werden die grossen Betonteile (> 70 cm Kantenlänge) mit einem Abbauhammer zerteilt.
2. Brechen: Der Betonabbruch (< 70 cm Kantenlänge) wird im Vorbrecher (horizontaler Prallbrecher) gebrochen und anschliessend im Nachbrecher (vertikaler Prallbrecher) weiter zerkleinert.
3. Bewehrung abscheiden: Mit Hilfe eines Überbandmagneten werden die Bewehrungseisen entfernt.
4. Entfernung von Leichtstoffen: Mit Hilfe eines Luftstroms werden aus dem sortierten Betongranulat Leichtstoffe wie Holz, Kabel etc. heraus geblasen.
5. Klassierung: Die Siebanlage sortiert das Betongranulat in die Korngruppen 0/4, 4/8, 8/16, 16/32, 32/63, 63/x.
6. Einlagerung: Das Betongranulat wird nach Korngruppen getrennt in Silos gelagert.

#### 2.2.2 Stoffliche Zusammensetzung

Um das Betongranulat  $\geq 8$  mm entsprechend der BAFU-Richtlinie (BAFU, 2006) klassifizieren zu können, wurden dessen Haupt- und Nebengemengeteile (Sekundärkies und Beton bzw. Ausbauasphalt, Mischabbruch (Backstein/Ziegel)) und Fremdstoffe nach der

in der BAFU-Richtlinie definierten Methode und gemäss Norm SN EN 933-11 bestimmt. Dafür wurde folgende Einteilung festgelegt:

- Ein Recycling-Gesteinskorn, welches aus natürlichem Kies-Sand besteht und auf dessen Oberfläche weniger als 20% Zementstein anhaftet, wird als „Sekundärkies“ definiert.
- Ein Recycling-Gesteinskorn, welches aus Betonabbruch oder natürlichem Kies-Sand, mit mehr als 20% Zementstein auf der Kornoberfläche besteht, wird im Weiteren als „Beton“ bezeichnet. Da während der Prüfung visuell nur sehr unzureichend zwischen einem Beton- und einem Kalksandstein-Korn unterschieden werden kann, kann in dem Hauptgemenge „Beton“ auch ein Teil an Kalksandsteinkörnern enthalten sein.
- Ein Recycling-Gesteinskorn, welches aus Backstein bzw. Ziegel aus gebranntem Ton besteht, wird als solches bezeichnet.

Unter Berücksichtigung dieser Definition kann das Betongranulat in Anlehnung an die BAFU-Richtlinie beurteilt werden. Gemäss BAFU-Richtlinie besteht das Betongranulat aus mindestens 95% Kies-Sand (Kies-Sand bei der Betongranulatherstellung entstanden und nicht zugemischt) und Betonabbruch sowie aus weniger als 2% Mischabbruch. Im Folgenden wird der bei der Betongranulatherstellung entstandene Kies-Sand als Sekundärkies der Betonabbruch als Beton- und Kalksandstein und der Mischabbruch als Backstein/Ziegel als solche bezeichnet.

Die stoffliche Zusammensetzung der verwendeten Betongranulatgemische ist für die Fraktionen 8-16 mm und, 16-32 mm in Abbildung 2.1 dargestellt.

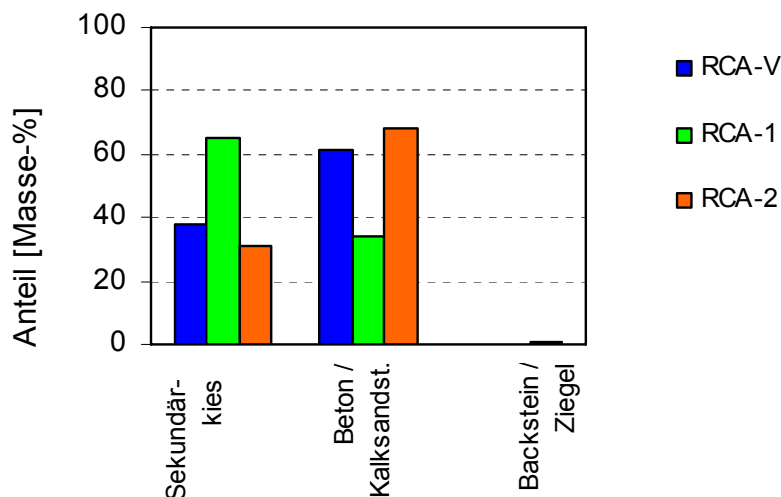


Abbildung 2.1: Stoffliche Zusammensetzung der drei verwendeten Betongranulate RCA-V, RCA-1 und RCA2. (Körnung  $\geq 8$  mm)

Die Resultate zeigen zwei Eigenheiten dieser Recycling-Gesteinskörnung auf:

Einerseits ist das industriell aufbereitete Betongranulat in seiner stofflichen Zusammensetzung variabel. Andererseits machen die Resultate deutlich, dass der verwendete Anteil an Betongranulat (hier 100%) nicht dem im Granulat vorhandenen Hauptbestandteil „Beton“ gleichzusetzen ist. So bestehen die beiden Betongranulate RCA-V und RCA-2 zu 61 M.-% bzw. 68 M.-% aus Betonkörnern; das Betongranulat RCA-1 enthält im Vergleich dazu einen wesentlich kleineren Anteil an Betonkörnern (34 M.-%) bezogen auf die untersuchte Gesteinskörnung.

Die Variabilität resultiert aus der Verschiedenartigkeit des Ausgangsmaterials, welches von unterschiedlichen Herkunftsquellen stammt und vermutlich unterschiedliche Betonfestigkeiten hatte. Aufgrund der Variabilität in der stofflichen Zusammensetzung werden die charakteristischen Eigenschaften des Betongranulats wie Kornrohdichte und Porosität

sowie Wasseraufnahme schwanken. Die charakteristischen Eigenschaften des Betongranulats werden bei der Betonherstellung berücksichtigt.

### 2.2.3 Korngrößenverteilung

Nach dem Lufttrocknen des Materials im Labor wurde die Korngrößenverteilung entsprechend SN EN 933-2 bestimmt (Abbildung 2.2).

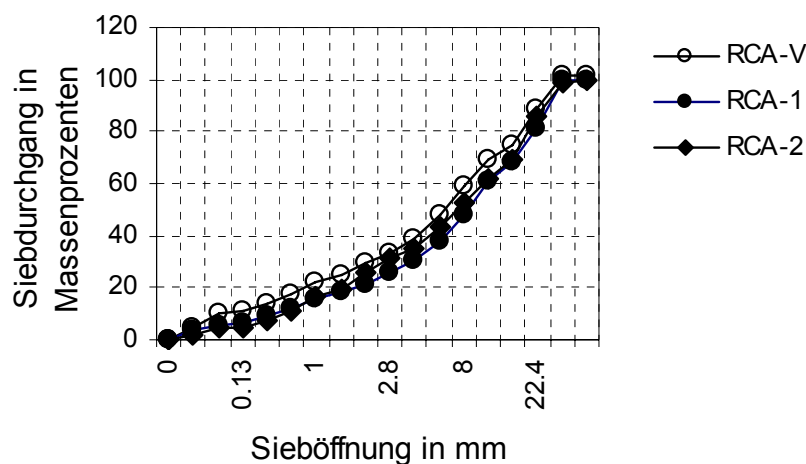


Abbildung 2.2: Korngrößenverteilung der Granulatgemische RCA 1 bis RCA 3 (0/32 mm)

Die Betongranulate RCA-V bis RCA-2 weisen vergleichbare Korngrößenverteilungen auf. Der Kornanteil  $\leq 0.125$  mm beträgt zwischen 5 M.-% und 10 M.-%. Entsprechend dieses Gehalts an Feinanteilen ergibt sich ein Mehlkornanteil im Beton aus Gesteinskörnung und Zement (siehe Kapitel 2.3) von  $410 \text{ kg/m}^3$  beziehungsweise  $490 \text{ kg/m}^3$ . Diese Mehlkornanteile sind höher als der Richtwert ( $350 \text{ kg/m}^3$ ), welche in der SN EN 206-1:2000, im nationalen Anhang, Abschnitt 5.2.9 aufgeführt sind: Ein ausreichender Mehlkorngehalt ist somit im Beton vorhanden.

### 2.2.4 Kornrohddichte, Wasseraufnahme und Hohlraumgehalt

Die Kornrohddichte wurde gemäss der Norm SN EN 1097-6 bestimmt. Die Wasseraufnahme wurde wie für Normalgesteinskörnung nach Norm SN EN 1097-6 (Pyknometer-Verfahren) bestimmt, da die Kornrohddichten (ofentrocken)  $> 2000 \text{ kg/m}^3$  betragen. Der Hohlraumgehalt der lose geschütteten Recycling-Gesteinskörnung wurde gemäss SN EN 1097-3 ermittelt (Tabelle 2-1).

Tabelle 2-1: Eigenschaften der Betongranulate

Eigenschaften	Betongranulat (0-32 mm)		
	RCA-V	RCA-1	RCA-2
Kornrohddichte auf ofentrockener Basis [ $\text{kg/m}^3$ ]	2378	2557	2395
Wasseraufnahme [%] <sup>1</sup>	4.8	2.1	4.4
Hohlraumgehalt der lose geschütteten Recycling-Gesteinskörnung [%]	31	33	31

<sup>1</sup> nach 24 Stunden Aufsaugen, bezogen auf die Trockenmasse; bestimmt mittels Pyknometer-verfahren an den Fraktionen 0/4 und 4/32.

Unter Berücksichtigung der stofflichen Zusammensetzung ist zu erkennen, dass das Betongranulat weniger Wasser aufnimmt, je höher dessen Anteil an Sekundärkies und dementsprechend höher dessen Kornrohddichte (auf ofentrockener Basis) ist. So weist das Betongranulat RCA-1 eine hohe Kornrohddichte von  $2557 \text{ kg/m}^3$  und geringe Wasseraufnahme (2.1%) infolge seines hohen Anteils an Sekundärkies auf. Hingegen nimmt mit steigendem Anteil an Beton die Wasseraufnahme des Granulats infolge der vergleichs-



weise kleineren Kornrohdichte zu (vgl. RCA-V und RCA-2). Im Vergleich dazu weist natürlicher Kies-Sand (Schweizer Mittelland) eine Kornrohdichte von ca. 2650 kg/m<sup>3</sup> und dementsprechend eine vernachlässigbar geringe Wasseraufnahme von ca. 0.8 bis 1.2% auf. Der Hohlraumgehalt des lose geschütteten Betongranulats ist mit 30-33 Vol-% höher als der von natürlicher Gesteinskörnung (Alluvialkies, Schweizer Mittelland ca. 24 - 27 Vol-%) für eine vergleichbare Korngrößenverteilung.

## 2.3 Betonrezepturen und Frischbetoneigenschaften

### Vorversuche:

In Vorversuchen wurde sowohl der Einfluss der Fraktion 0/4 mm des Betongranulats als auch der Einfluss der partiellen Substitution (25 %, 50 % und 100 %) der natürlichen Gesteinskörnung (natürlicher Kies-Sand (Alluvialkies), nachfolgend bezeichnet mit „A“) durch Betongranulat (0/32 mm) auf die Frischbetoneigenschaften und auf die Festbetoneigenschaften (Kapitel 3) untersucht. In den verwendeten Bezeichnungen steht die erste Ziffer C für Beton (Concrete), RCA-x für das in der jeweiligen Mischung verwendete Betongranulat und die letzte Zahl für den Anteil an Betongranulat: C-RCA-V-25, C-RCA-1-100 bzw. C-RCA-2-100)

### Hauptversuche:

Für die Hauptversuche wurden die drei verschiedenen Betongranulate (RCA-V-100, RCA-1-100, RCA-2-100) unter Berücksichtigung ihrer charakteristischen Eigenschaften verwendet. Dementsprechend wurden die Prüfkörper für die Untersuchungen mit leicht unterschiedlichen Betonrezepturen hergestellt und sind in Tabelle 2-2 zusammengefasst.

Damit das Potential des Recyclingbetons aus Betongranulat hinsichtlich seines Frost-Tausalzwerstandes abgeklärt werden konnte, wurden alle Betonmischungen für die Dauerhaftigkeitsprüfungen nochmals mit Luftporenmittel hergestellt. Den Beton-Bezeichnungen wurde ein „D“ für Dauerhaftigkeit beigefügt: z.B. C-RCA-x-100-D.

Bei den Betonmischungen für die Bauteilversuche wurde aus nachfolgenden Gründen auf die Beigabe eines Luftporenmittels verzichtet:

- Erfahrungsgemäss kann der Luftgehalt von Mischung zu Mischung schwanken und damit Variationen in den mechanischen Kennwerten verursachen. Diese Schwankungen können u.a. auf Variationen in der Korngrößenverteilung des Granulats oder der Verarbeitbarkeit zurück geführt werden. Da eine Herstellung von mehreren Mischungen für die Fertigung der konstruktiven Prüfkörper notwendig ist, wurde kein Luftporenmittel verwendet. Die Vergleichbarkeit der Resultate wurde so gewährleistet.
- Die Resultate aus den Versuchen werden mit den in der Norm SIA 262 enthaltenen Werten sowie mit Werten aus der Literatur verglichen. Letztere basieren hauptsächlich auf Betonen ohne Luftporenmittel. Der Einsatz eines Luftporenmittels würde deshalb den Vergleich erschweren.

Um einen direkten Vergleich mit einem Normalbeton vornehmen zu können, wurde ein solcher für die ingenieurstrukturellen und dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungen hergestellt. Dieser wird nachfolgend mit C-A bezeichnet.

Für die Betonherstellungen wurde ein CEM II/A-LL 42.5 N sowie teilweise ein Fließmittel auf Basis von Polycarboxylaten verwendet. Den Mischungen für die Dauerhaftigkeitsuntersuchungen wurde zusätzlich ein Luftporenmittel der Dosierung 0.8 M-% bezogen auf den Bindemittelgehalt zugegeben.

Der Entwurf der Mischungsrezepturen erfolgte unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Zusammensetzung und die zu erzielenden Eigenschaften eines NPK A-Betons (Betondruckfestigkeitsklasse C20/25, Expositionsklassen XC1 (CH), XC2 (CH)) bzw. eines Betons der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 gemäss SN EN 206-1, Tabelle NA 3. Des Weiteren war zu berücksichtigen, dass ein Ausblick gegeben werden soll, ob mit

diesen Mischungen ein Beton herstellbar ist, der die Anforderungen an die Expositions-klassen XD1 (CH), XD2 (CH) und XF1 (CH), XF2 (CH) erfüllt. Dementsprechend war hinsichtlich der Anforderungen an die Betonzusammensetzung für die Herstellung eines NPK A-Betons ein Mindestzementgehalt von  $280 \text{ kg/m}^3$  sowie ein maximaler w/z-Wert von 0.65 bzw. für die Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 und die Expositions-klassen XD1 (CH), XD2 (CH) und XF1 (CH), XF2 (CH) ein Mindestzementgehalt von  $300 \text{ kg/m}^3$  sowie ein maximaler w/z-Wert von 0.50 einzuhalten. Aus betontechnologischen Gründen wurde eine Zementdosierung von  $320 \text{ kg/m}^3$  gewählt.

Die Betonmischungen wurden mit luftgetrocknetem Betongranulat hergestellt. Die drei Betongranulate wiesen zum Zeitpunkt der Mischungsherstellung einen Feuchtegehalt (Kernfeuchte) von ca. 2 M.-% (RCA-V und RCA-2) und ca. 1 M.-% (RCA-1) auf (ermittelt durch vorgängiges Austrocknen einer Granulatprobe im Ofen bei  $110^\circ\text{C}$ ). Die Dosierung des Zugabewassers bei der Betonherstellung erfolgte unter Berücksichtigung der vorhandenen Kernfeuchte und der entsprechenden Saugwassermenge des Granulats.

Der totale Wassergehalt der Betonmischungen wurde entsprechend der Norm SIA 262/1 bestimmt. Die Verarbeitbarkeit wurde durch das Messen des Verdichtungs- und des Ausbreitmasses entsprechend der Norm SN EN 12350-4 beziehungsweise SN EN 12350-5 charakterisiert. Der Luftgehalt als auch die Rohdichte wurden entsprechend Norm SN EN 12350-7 ermittelt. Um eine gute Verarbeitbarkeit der Betonmischungen zu gewährleisten, wurde ein minimaler Konsistenzbereich angestrebt, der wie folgt definiert wurde: minimales Verdichtungsmass Klasse C3 (1.10 - 1.04) und minimales Ausbreitmass der Klasse F2 (350 - 410 mm) entsprechend SN EN 206-1(SNEN206-1 2000). Die Frischbetonwerte sind in Tabelle 2-3a und 2-3b aufgeführt.

Tabelle 2-2: Betonrezepturen

		C- RCA- V-25	C- RCA- V-25s	C- RCA- V-25B	C- RCA- V-50	C- RCA- V-100	C- RCA- 1-100	C- RCA- 2-100	C-A
Gesteinskörnung gesamt	kg/m <sup>3</sup>	1900	1902	1870	1816	1747	1800	1767	1950
Anteil der Gesteinskörnungsart									
<b>Anteil an RCA</b>	M.-%	25	25	25	50	100	100	100	0
<b>Anteil an A</b>	M.-%	75	75	75	50	0	0	0	100
Korngrößenverteilung RCA									
<b>0/4</b>	M.-%	32	0	32	32	32	37	37	0
<b>4/8</b>	M.-%	16	24	16	16	16	16	16	0
<b>8/16</b>	M.-%	17	25	17	17	17	16	16	0
<b>16/32</b>	M.-%	35	51	35	35	35	31	31	0
Korngrößenverteilung A									
<b>0/4</b>	M.-%	32	32	32	32	0	0	0	32
<b>4/8</b>	M.-%	16	16	16	16	0	0	0	16
<b>8/16</b>	M.-%	17	17	17	17	0	0	0	17
<b>16/32</b>	M.-%	35	35	35	35	0	0	0	35
<b>Zement</b>	kg/m <sup>3</sup>	320	320	320	320	320	320	320	0
<b>Wasser dosiert</b>	l/m <sup>3</sup>	160	148	140	172	180	175	175	150
<b>Gesamtwasser</b>	l/m <sup>3</sup>	170	157	150	189	214	199	203	157
<b>w/z</b>	-	0.48	0.44	0.42	0.49	0.41	0.50	0.39	0.50
<b>w/z<sub>gesamt</sub></b>	-	0.53	0.49	0.47	0.59	0.67	0.62	0.63	0.53
<b>Fließmittel</b>	M.-%	3.2	1.6	1.6	1.6	1.6	2.56	3.2	-

Tabelle 2-3a: Frischbetoneigenschaften Vorversuche

		C-RCA-V-25	C-RCA-V-25s	C-RCA-V-25B	C-RCA-V-50	C-RCA-V-100
Luftgehalt	%	0.8	0.8	0.8	1.0	1.2
Ausbreitmass, 0 min	mm	570	530	560	510	480
Ausbreitmass, 30 min	mm	540	500	550	420	330
Frischbetonrohddichte	kg/m <sup>3</sup>	2360	2380	2380	2330	2350

Tabelle 2-3b: Frischbetoneigenschaften Hauptversuche

		C-RCA-1-100	C-RCA-1-100-D	C-RCA-2-100	C-RCA-2-100-D	C-A-D	C-A-D
Luftgehalt	%	1.3	5.4	2.0	3.2	1.1	4.7
Ausbreitmass, 0 min	mm	400	470	400	390	390	450
Ausbreitmass, 30 min	mm	320		340		370	410
Verdichtungsmass		1.08	1.06	1.10	1.11	1.09	1.03
Frischbetonrohddichte	kg/m <sup>3</sup>	2380	2270	2280	2280	2450	2340

Die Wasseraufnahme des Betongranulats im Frischbeton (Tabelle 2-1) wurde bei der Angabe des w/z-Werts entsprechend der Norm SN EN 206-1 berücksichtigt. Im Vergleich dazu ist in Tabelle 2-2 ergänzend ein „w/z<sub>gesamt</sub>“ aufgeführt, welcher das Masseverhältnis des gesamten Wassergehalts der Betonmischungen – bestehend aus dem Zugabewasser, dem bereits in der Gesteinskörnung und auf dessen Oberfläche enthaltenen Wasser – zum Zementgehalt im Frischbeton dargestellt. In wie weit die Wasseraufnahme eines losen Recycling-Gesteinskorn der Wasseraufnahme desselben im Frischbeton entspricht, ist fraglich. Bisher konnte noch nicht eindeutig geklärt werden, ob sich das rezyklierte Gesteinskorn im Frischbeton ebenfalls vollständig mit Wasser sättigt. Es ist somit nicht gesichert, wie viel Wasser zu dem sich bereits im Korn befindenden Wasser (Kernfeuchte) tatsächlich noch im Frischbeton aufgenommen wird. Hier empfieht die DAfStb-Richtlinie „Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierter Gesteinskörnung nach DIN 4226-100“ (2004) für die Bestimmung des w/z-Wertes folgende Berechnung: „...Die zu dessen Berechnung erforderliche Wassermenge ergibt sich aus der Menge des Zugabewassers abzüglich des Saugwassers. Für diesen Fall wird der Wasseraufnahmewert herangezogen, der sich nach einer 10 minütigen Wasserlagerung einstellt. Dieser Wert beträgt ca. 90% des Wasseraufnahmewertes, der nach einer 24 stündigen Wasserlagerung zu erwarten ist.“ In diesem Projekt wurde für die Berechnung des w/z-Wertes die Wasseraufnahme des ofentrockenen Granulats nach 24 h (WA<sub>24</sub>) berücksichtigt. Die in den Betonmischungen zu 100 % verwendeten Betongranulate RCA-V und RCA-2 weisen infolge ihrer hohen Wasseraufnahme von 4.8% bzw. 4.4% einen grossen Unterschied zwischen dem w/z-Wert bestimmt nach Norm SN EN 206-1 und dem „w/z<sub>gesamt</sub>“ auf. Dieser Unterschied ist bei dem Betongranulat RCA-1 aufgrund seiner geringeren Wasseraufnahme (2.1%) kleiner.

Den Anforderungen an den Mindestzementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> wurde gemäss Norm SN EN 206-1, Tabelle 3 entsprochen. Den Anforderungen an den Mindestzementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> wurde gemäss Norm SN EN 206-1, Tabelle 3 entsprochen. Die Zementmenge von 320 kg/m<sup>3</sup> wurde aus betontechnologischen Gründen infolge des vergleichsweise hohen Hohlraumgehalts (>30 Vol.-%) des lose geschütteten Betongranulats festgelegt. Dieser hohe Hohlraumgehalt ist die Folge des hohen Anteils an gebrochenem Gesteinskorn und dem relativ hohen Anteil an nicht kubischen Körnern und deren rauen Oberfläche (Olbrecht, H., 1994). Um eine gute Verarbeitbarkeit des Betons zu erzielen, ist es notwendig, das Hohlraumvolumen mit Zementleim zu füllen (Olbrecht, H., 1994; Cortes et. al, 2008).

Die Anforderungen an den maximalen w/z-Wert von 0.50 wurden bei allen drei Betonmischungen (C-RCA-V, C-RCA-1 und C-RCA-2) erfüllt.

In Abhängigkeit von den charakteristischen Eigenschaften des verwendeten Betongranulats zeigen die untersuchten Recyclingbetone eine tendenziell schnellere Abnahme des Ausbreitmasses und dementsprechend eine schnellere Abnahme der Verarbeitbarkeit als es für Normalbeton im Mittelland üblich ist. Dies verdeutlicht, dass das Betongranulat zwar hauptsächlich während der Betonherstellung Wasser aufnimmt, doch ebenfalls ein geringes Nachsaugen nach der Betonherstellung stattfindet. Bei der Verwendung von nicht vorgehärteter Recycling-Gesteinskörnung ist die Wasserzugabe um die Saugwassermenge zu erhöhen. Durch ein Vorhaltemass bei der Konsistenz des Frischbetons (Erhöhung der Wasserzugabemenge bei Mischungsherstellung) zum Zeitpunkt des Verlassens des Mixers, welche das Saugen bis zum Einbau des Betons in die Schalung berücksichtigt, kann die Grösse der notwendigen Konsistenzkorrektur minimiert werden (vgl. auch Grübl et al., 2001).

Die für die Verarbeitbarkeit der Betonmischungen angestrebten Mindestkonsistenzbereiche von C3 und F2 wurden erreicht. Das stärkere Wassersaugen von RCA-2 im Vergleich zu RCA-1 wurde durch eine Erhöhung der Fließmittelbeigabe berücksichtigt. Damit konnte eine wesentliche Erhöhung der Wasserdosierung bei der Betonherstellung vermieden und dementsprechend der normativ geforderte maximale w/z-Wert von 0.50 für die Expositionsklassen XD1 (CH), XD2 (CH) und XF1 (CH), XF2 (CH) eingehalten werden.

## 3 Festbetoneigenschaften

### 3.1 Festigkeit und E-Modul

Druckfestigkeit ( $f_{c,cube}$ ), Biegezugfestigkeit ( $f_{ct,bz}$ ) und E-Modul  $E_c$  wurden an jeweils zwei Prismen 120 mm x 120 mm x 360 mm je Betonmischung im Alter von 28 Tagen bestimmt. Dazu wurde zunächst der E-Modul nach SIA 262/1 Anhang G mit einer Oberlast von 10 N/mm<sup>2</sup> und anschliessend an den gleichen Prismen die Biegezugfestigkeit nach SN 640 4610a bestimmt. An den beiden entstandenen Prismenhälften wurde zuletzt die Druckfestigkeit nach SN EN 12390-3 gemessen. Ausserdem wurde bei diesen Prüfungen die Rohdichte ( $\rho$ ) des Festbetons bestimmt.

Bei den Bauteilversuchen war es auf Grund der Grösse des Betonmischers notwendig, mehrere Mischungen mit einer Betonrezeptur herzustellen. Bei der jeweils ersten Mischung wurde zusätzlich die Zylinderdruckfestigkeit ( $f_c$ ) nach SN EN 12390-3 an drei Zylindern und die zentrische Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) gemessen. Die zentrische Zugfestigkeit wurde an fünf Bohrkernen ( $\varnothing$  5 cm) aus einem 200 mm x 200 mm x 200 mm Würfel bestimmt. Dazu wurde auf die Endflächen der Bohrkern mit Araldit auf die Stahlzylinder zur Befestigung in der Zugmaschine aufgeklebt. Die Belastungsgeschwindigkeit beim Zugversuch betrug 0.01 mm/min.

In Tabelle 3-1 sind die Mittelwerte der Festigkeiten, der Rohdichte und des E-Moduls für jede der verwendeten Betonrezepturen angegeben. Für die Rezepturen, die in den Hauptversuchen verwendet wurden (C-RCA-1-100, C-RCA-2-100 und C-A) wurden die Mittelwerte der jeweils ersten Mischung (M1) und aller Betonagen angegeben. In den folgenden Kapiteln werden entsprechend den in den Prüfungen verwendeten Prüfkörpern die Druckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit und der E-Modul der jeweiligen Mischungen aufgelistet. Das Verhältnis Zylinderdruckfestigkeit zu Würfeldruckfestigkeit lag bei 0.88 – 0.93 und entspricht damit dem Erfahrungswert der Empa (0.9), im Folgenden wird deshalb – falls notwendig – die Zylinderdruckfestigkeit mit  $f_c = 0.9 \cdot f_{c,cube}$  berechnet. In der SIA 262 und im Eurocode wird ein Verhältnis von  $f_c = 0.8 \cdot f_{c,cube}$  verwendet. Da die gemessenen Zylinderdruckfestigkeiten zeigten, dass die Verwendung vom Faktor 0.8 zu einer Unterschätzung der Zylinderdruckfestigkeit führen und damit auch zur Unterschätzung der nach SIA 262 erforderlichen Tragfähigkeiten, wird im Sinne einer konservativen Annahme der Faktor in dieser Untersuchung auf 0.9 festgelegt.

Tabelle 3-1: Mittelwerte für Druck-, Zugfestigkeit, sowie E-Modul und Rohdichte

	$f_{c,cube}$	$f_c$	$f_{ct,bz}$	$f_{ct}$	$E_c$	$\rho$	$f_c / f_{c,cube}$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>	-
<b>C-RCA-V-25</b>	44.0	-	4.62	-	35500	2402	-
<b>C-RCA-V-25B</b>	55.8	-	5.83	3.0	40250	2428	-
<b>C-RCA-V-25s</b>	53.0	-	5.89	2.5	39550	2423	-
<b>C-RCA-V-50</b>	39.8	-	4.10	1.9	33050	2315	-
<b>C-RCA-V-100</b>	41.7	-	5.32	1.9	28800	2280	-
<b>C-RCA-V-100</b>	42.6	-	4.45	-	27750	2309	-
<b>C-RCA-1-100 M1</b>	42.1	37.0	4.64	1.9	31200	2345	0.88
<b>C-RCA-2-100 M1</b>	47.3	44.0	5.34	2.7	29650	2274	0.93
<b>C-A M1</b>	46.1	41.5	5.40	2.2	38600	2460	0.90
<b>C-RCA-1-100</b>	42.8 ± 0.91	*	4.79 ± 0.21	*	*	2339 ± 8.1	-
<b>C-RCA-2-100</b>	47.6 ± 1.05	*	5.53 ± 0.28	*	30300 ± 581	2260 ± 24.7	-
<b>C-A</b>	44.7 ± 1.85	*	5.15 ± 0.31	*	37517 ± 1030	2433 ± 4.0	-

\* Werte wurden nur bei einer Betonmischung ermittelt

Im vorhergehenden Kapitel wurde bereits die Aussagekraft des  $w/z$ , der unter Berücksichtigung der Wasseraufnahme nach SN EN 206-1 berechnet wurde, diskutiert. Abbildung 3.1 zeigt das Verhältnis der Würfeldruckfestigkeit zum  $w/z_{gesamt}$ -Wert (berechnet mit dem Gesamtwasser) und zum  $w/z$ -Wert (unter Abzug der Wasseraufnahme). Setzt man für Recyclingbeton die gleiche Beziehung  $w/z$  zur Betondruckfestigkeit wie beim Normalbeton (grau hinterlegter Bereich) voraus, erhält man nur für die Recyclingbetone mit geringem Gehalt an Betongranulat (bis 25%) bei gleichem  $w/z$  eine vergleichbare Betondruckfestigkeit. Bei höheren Anteilen an Betongranulat erwies sich die Abschätzung der Druckfestigkeit über den  $w/z$  Wert als wenig zweckmässig. Eine Ausnahme bildet C-RCA-1-100 bei dem das verwendete Betongranulat RCA-1 eine sehr geringe Wasseraufnahme hatte.

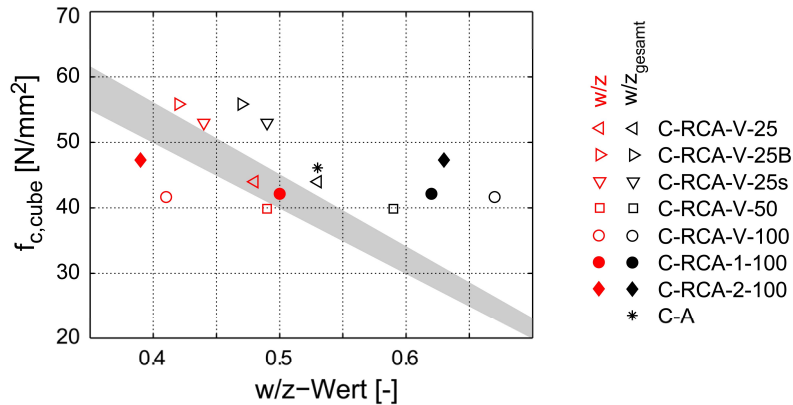


Abbildung 3.1: Würfeldruckfestigkeit versus  $w/z$ - und  $w/z_{gesamt}$  Wert. Der für Normalbeton übliche Bereich (Jäckli und Schindler, 1986) ist grau unterlegt.

Der Elastizitätsmodul der untersuchten Recyclingbetone lag für einen Anteil an RCA < 50% im Bereich von Normalbeton, bei den Recyclingbetonen mit 100% RCA im Bereich von gebrochenem Kalk (Abbildung 3.2). Da das für die Untersuchung verwendete Betongranulat aus der Region Zürich stammte, ist anzunehmen, dass der rückgebauten Beton ursprünglich aus Alluvialkies hergestellt wurde. Da der E-Modul mit einer Oberlast von 10 N/mm<sup>2</sup> bestimmt wurde und die Zylinderdruckfestigkeiten 30 N/mm<sup>2</sup> überschreiten, ist anzunehmen, dass der E-Modul etwas höher ist als der E-Modul, der mit  $f_c/3$  bestimmt werden würde. Zur Ergänzung sind in Abbildung 3.3 die Ergebnisse für den Elastizitätsmodul von Recyclingbeton verschiedener Studien dargestellt (Roos 2002). In den Studien wurden C-RCA-Betonen mit 18-100% Betongranulat verwendet. Im Mittel lag der Elastizitätsmodul tiefer als in der vorliegenden Studie.

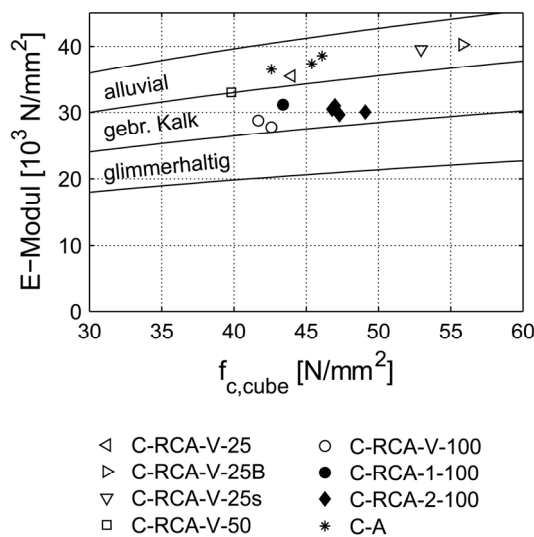


Abbildung 3.2: Elastizitätsmodul der Recyclingbetone und des Referenzbetons (C-A) versus Würfeldruckfestigkeit. Die Bereiche zwischen den ausgezogenen Linien entsprechen den in der SIA 262 angegebenen Anhaltswerten für Alluvialkies, Kies aus gebrochenem Kalk bzw. glimmerhaltigem Gestein.

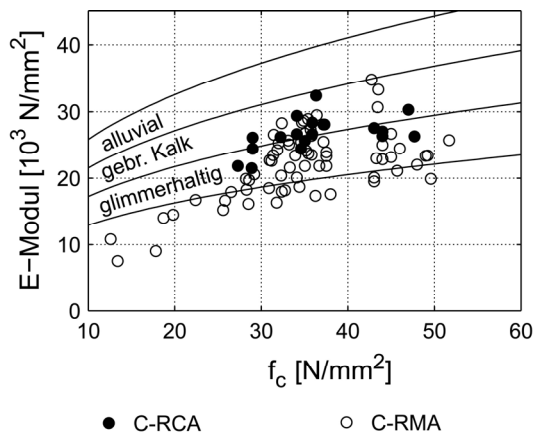


Abbildung 3.3: Elastizitätsmodul von Recyclingbetonen mit Betongranulat (● C-RCA) und Mischgranulat (○ C-RMA). Quelle: Roos (2002)

In Abbildung 3.4 sind die Resultate für die Biegezugfestigkeit und die zentrische Zugfestigkeit aufgetragen. Die Zunahme der Zugfestigkeit mit Zunahme der Druckfestigkeit ist beim Recyclingbeton wie beim Normalbeton zu beobachten. Eine Beziehung zwischen der mittleren Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  und der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  für Normalbeton ist in CEB-FIB Model Code (1993) gegeben:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (3.1)$$

Grübl (2002) verwendet für den Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit die allgemeinere Gleichung:

$$f_{ct} = c \cdot f_c^{2/3} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (3.2)$$

Für Biegezug gibt er den Bereich  $c = 0.35 \dots 0.55$  und für zentrischen Zug  $c = 0.17 \dots 0.32$  an. Mit  $f_c = 0.9 \cdot f_{c,cube}$  ist in Abbildung 3.4 der Bereich für Normalbeton grau hinterlegt dargestellt. Nach SIA 262 Gleichung (6) kann der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit aus der mittleren Druckfestigkeit berechnet werden  $f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2$ . Basieren auf dieser Abschätzung wird in Abbildung 3.4 rechts die Beziehung nach Gleichung 3.1 mit gestrichelter Linie dargestellt. Die an den Recyclingbetonen gemessenen Zugfestigkeiten liegen sowohl für die Biegezug- als auch für die zentrische Zugfestigkeit in dem für Normalbeton üblichen Bereich.

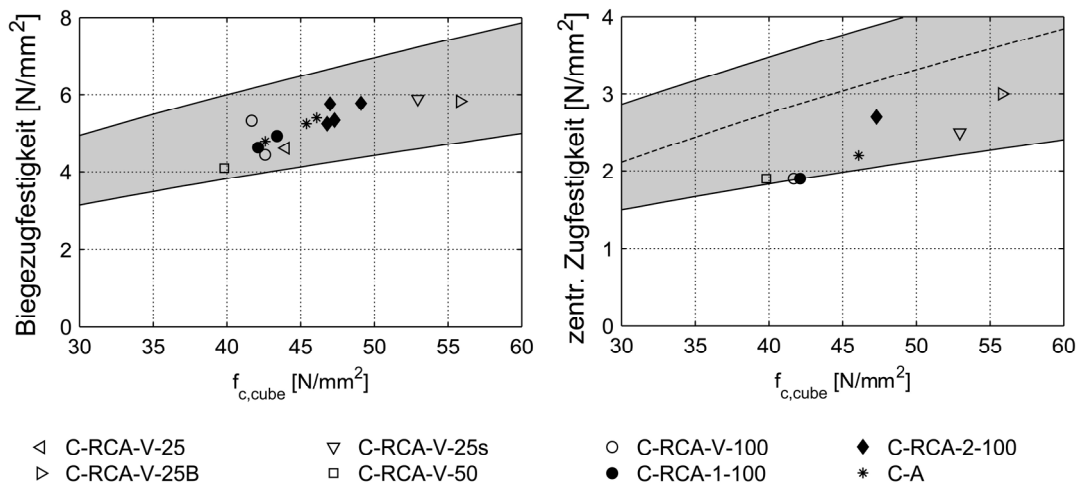


Abbildung 3.4: Biegezugfestigkeit (links) und zentrische Zugfestigkeit (rechts) der Recyclingbetone und des Referenzbetons (C-A). Grau hinterlegt ist der Bereich für Normalbeton nach Gröbl Gl. 3.2 und der graue Bereich die minimalen und maximalen Werte nach CEB-FIB Model Code (1993).

## 3.2 Schwinden und Kriechen

### 3.2.1 Methode

Die beiden Ziele dieser Untersuchung waren die Bestimmung des Kriech- und Schwindmasses sowie des Kriechverhaltens unter hohen Lasten in Anlehnung an SIA 262/1 Anhang F. Letzteres sollte Aufschluss darüber geben, ob der Recyclingbeton auch über lange Zeit hohe Lasten tragen kann.

Die Schwind- und Kriechversuche wurden an Prismen (120 x 120 x 360 mm) an vier der fünf in den Vorversuchen hergestellten Betonen (C-RCA-V-25s, C-RCA-V-25, C-RCA-V-50, C-RCA-V-100) und dem Normalbeton (C-A) durchgeführt. Die Prismen befanden sich während der Schwind- und Kriechverformungsmessungen in einem Klima mit 70% relativer Luftfeuchtigkeit und einer Temperatur von 20°C. An je zwei Prismen wurden die Schwindverformungen gemessen. Nach 28 Tagen wurde ein Prisma je Recyclingbeton in die zwei Kriechstände eingebaut. Die Gruppierung der Prismen für die Kriechstände wurde auf Grund der ähnlichen Betonfestigkeit gewählt und ist in Tabelle 3 2 zusammen mit den Belastungen angegeben. Die Druckfestigkeit  $f_{c,v}$  die für die Berechnung der Kriechbelastung verwendet wurde, liegt zwischen den, für die entsprechenden Mischungen gemessenen, Druckfestigkeiten  $f_{c,cube}$ .

Der konventionelle Beton wurde später betoniert und nach 28 Tagen sind zwei Prismen in einen weiteren Kriechstand eingebaut worden. Zwischen dem 28ten-112ten Tag wurden die Prismen in den Kriechständen mit  $f_{c,cube}/3$  gemäss SIA 262/1 Anhang F belastet und die Kriechverformungen in den üblichen Abständen aufgezeichnet. Anschliessend wurde die Belastung auf  $f_{c,cube}/2$  erhöht. Am 266ten Tag wurde die Belastung auf  $2 \cdot f_{c,cube}/3$  erhöht. Es war ursprünglich geplant die Prismen bei dieser Belastung für längere Zeit zu beobachten und die Kriechverformungen aufzuzeichnen. Davon wurde abgesehen, nachdem das Prisma aus C-RCA-V-25s (25% RCA-V und nur natürlicher Sand) während der ersten Nacht nach der Lasterhöhung versagte und durch den plötzlichen Druckabfall der Kriechstand beschädigt wurde. Die anderen drei Prismen blieben unbeschädigt. Die Prismen wurden am 268ten Tag nach dem Betonieren ausgebaut und ab dem 284ten Tag in einem Klima mit 56% relativer Luftfeuchtigkeit und einer Temperatur von 22°C gelagert. Am 336 Tag nach Betonieren wurde die Prismenfestigkeit der zuvor unbelasteten Schwindprüfkörper und der vorbelasteten Prüfkörper in der 5MN-Prüfmaschine ermittelt. Während des Versuches wurden die Kraft und der Maschinenweg aufgezeichnet. Für den Normalbeton C-A wurde bis zum 266 Tag dieselbe Belastungsgeschichte durchlaufen und anschliessend die Restfestigkeit ermittelt. Diese Prismen aus



konventionellem Beton wurden nicht mit  $2 \cdot f_{c,cube}/3$  belastet.

Tabelle 3-2 Überblick über Prismenpaare in den Kriechständen, Druckfestigkeit und Belastung

	Nr.	$E_c$	$f_{c,cube}$	$f_{c,V}$	1/3 $f_{c,V}$	1/2 $f_{c,V}$
					28-112d	112-266d
	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
C-RCA-V-25	1	39550	52.95	54	18	27
C-RCA-V-25B	1	40250	55.83	54	18	27
C-RCA-V-50	2	33050	39.83	39	13	20
C-RCA-V-100	2	28800	41.67	39	13	20
C-A	3	38600	46.10	46	15	23

### 3.2.2 Resultate

Abbildung 3.5 (links) zeigt die Schwindverformungen der untersuchten Betone, die mit zunehmendem Anteil an Betongranulat zunehmen. Die Schwindverformungen der Recyclingbetone mit 25% RCA lagen im Bereich vom Referenzbeton. Für die vorliegende Untersuchung gilt, je kleiner der E-Modul des Betons, desto grösser waren die Schwindverformungen. Der Vergleich der Abbildung 3.6 links und Abbildung 3.6 rechts zeigt, dass sich bei Recyclingbeton das Schwindmass nicht allein aus der Druckfestigkeit ableiten lässt. Der Zusammenhang des Schwindmasses mit dem Elastizitätsmodul ist für Recyclingbeton wesentlich verlässlicher. In Abbildung 3.6 links ist ausserdem die näherungsweise Berechnung der Schwindverformung des Recyclingbetons aus der Schwindverformung des Referenzbetons  $\varepsilon_{cs,CA}$  (nach 336 d) und dem Verhältnis der E-Moduln

$$\varepsilon_{cs,approx} = \frac{\varepsilon_{cs,CA} \cdot E_{c,CA}}{E_c} \quad (3.3)$$

angegeben. Beim Vergleich  $\varepsilon_{cs,approx}$  mit den gemessenen Werten ergibt sich, dass bis zu einem Anteil von  $\leq 50\%$  Betongranulat die Schwindverformungen ein wenig überschätzt und bei 100% Betongranulat (C-RCA-V-100) sogar genau geschätzt werden. In Tabelle 3-3 sind die gemessenen und berechneten Schwindverformungen nach 91d bzw. 336d zusammengefasst.

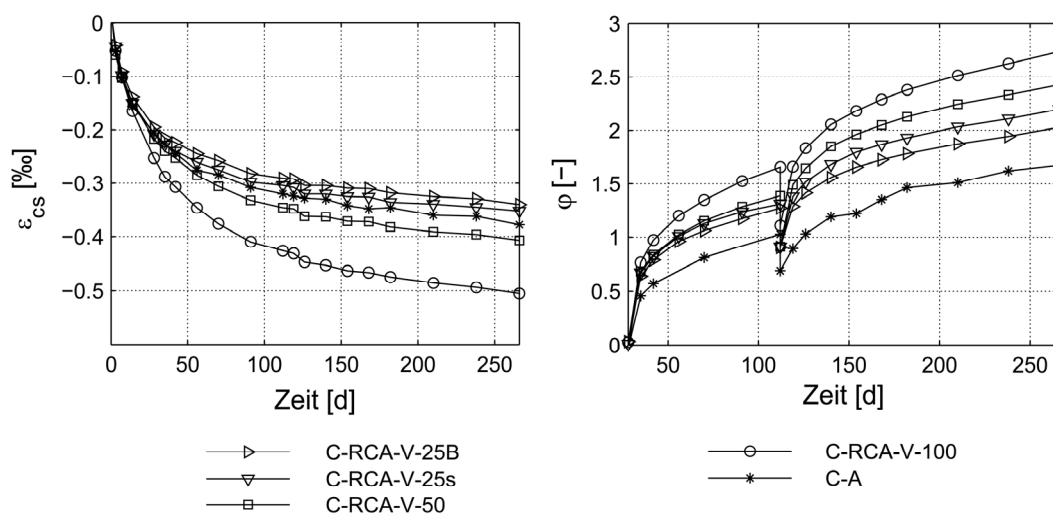


Abbildung 3.5: Schwindverformungen (links) und Kriechverformungen (rechts) der Recyclingbetone und des Referenzbetons.

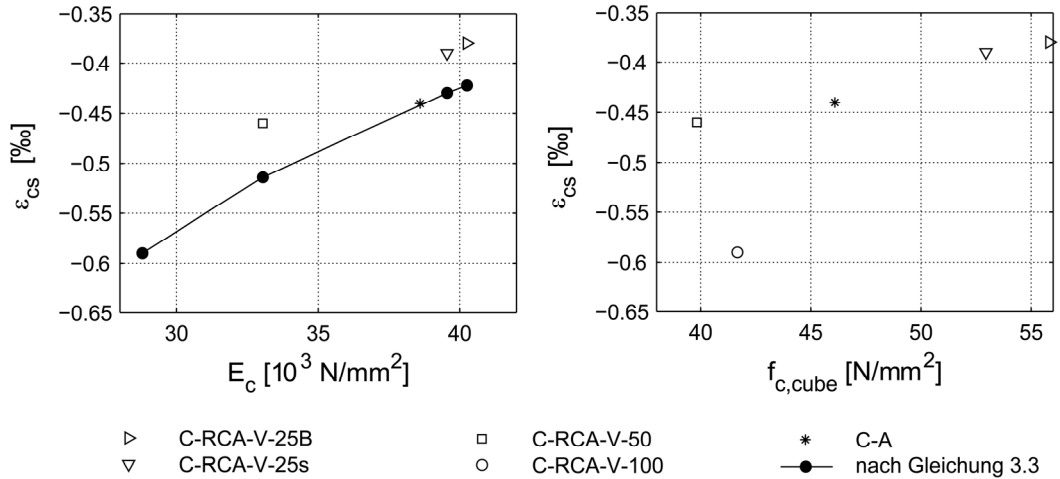


Abbildung 3.6: Schwindmass nach 336 d gegenüber Elastizitätsmodul (links) und Druckfestigkeit (rechts)

Tabelle 3-3 Schwindverformungen nach 91 und 336 Tagen sowie Abschätzung nach Gl. 3.3

	$\epsilon_{cs} (91d)$	$\epsilon_{cs} (336d)$	$\epsilon_{cs,approx} (336d)$
	‰	‰	‰
<b>C-RCA-V-25</b>	-0.28	-	-
<b>C-RCA-V-25B</b>	-0.28	-0.38	-0.42
<b>C-RCA-V-25s</b>	-0.30	-0.39	-0.43
<b>C-RCA-V-50</b>	-0.33	-0.46	-0.51
<b>C-RCA-V-100</b>	-0.41	-0.59	-0.59
<b>C-A</b>	-0.31	-0.44	-0.44

Auf einen direkten Vergleich der Kriechverformungen  $\epsilon_{cc}$  wird verzichtet, da auf Grund der unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten die Belastung in den Kriechversuchen zwar prozentual, aber nicht absolut gleich war (vgl. Tabelle 3 2). Die Kriechverformungen  $\epsilon_{cc}$  berechnen sich aus den gemessenen Verformungen  $\epsilon_{tot}$

$$\epsilon_{cc}(t) = \epsilon_{tot}(t) - \epsilon_{cs}(t) - \epsilon_{c,el}(t_0) \tag{3.4}$$

mit  $\epsilon_{c,el}$  der elastischen Verformung beim Belastungsvorgang zum Zeitpunkt  $t_0$ . Ein geeigneter Vergleich des Kriechverhaltens ist in Abbildung 3.5 (rechts) mit dem Verlauf der Kriechzahl  $\varphi$  gegeben,

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\epsilon_{cc}(t)}{\epsilon_{c,el}(t_0)}, \tag{3.5}$$

Es fällt auf, dass die Kriechzahlen des Referenzbetons (C-A) deutlich niedriger sind als die der Recyclingbetone. Ermittelt man die Kriechzahl  $\varphi(91d,28d)$  aus den Diagrammen in der SIA 262 liegt diese für die Klimabedingungen (20°/70%),  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  und eine Bauteilhöhe von  $h_0=100 \text{ mm}$  bei ca.  $\varphi(91d,28d) = 1.09$  und ist somit grösser als die des Referenzbetons und kleiner als die der Recyclingbetone (Tabelle 3-4). Einen guten Überblick über die Prüfergebnisse gibt auch die Darstellung der Kriechzahl versus die Würfel-druckfestigkeit in Abbildung 3.7. Darin ist ersichtlich, dass die Kriechzahlen des Recyclingbetons bei gleicher Druckfestigkeit grösser sind als die nach SIA 262 ermittelten und des Normalbetons, allerdings ähnlich wie die des selbstverdichtenden Beton (SCC). Diese Ähnlichkeit zum SCC hängt mit dem höheren Leimvolumen von SCC und Recycling-

beton zusammen. Die Kriechverformungen von Recyclingbeton mit geringem Anteil an Betongranulat (25%) sind somit auf Grund der höheren Kriechzahl grösser als bei Normalbeton gleicher Druckfestigkeit. Bei höheren Anteilen an Betongranulat sind die Kriechverformungen nicht nur wegen der höheren Kriechzahl sondern auch wegen dem kleineren Elastizitätsmodul des Recyclingbetons grösser als bei Normalbeton gleicher Druckfestigkeit.

Tabelle 3-4 Elastische Verformungen, Kriechzahlen und Relaxation

	$\varepsilon_{c,el}$ bei $1/3 f_{c,v}$	$\varphi$ (91d,28d)	$\varepsilon_{c,el,ges}$	$\varepsilon_{cc}$ (266d)	$\varepsilon_{cc(266d)}/\varepsilon_{c,el,ges}$	$\varepsilon_{cc,rueck}$	$\varepsilon_{cc,rueck}/\varepsilon_{cc}$ (266d)
	‰	-	‰	‰	-	‰	%
<b>C-RCA-V-25B</b>	-0.59	1.17	-0.83	-1.68	2.02	0.95	-57
<b>C-RCA-V-25s</b>	-0.62	1.22	-0.89	-1.96	2.20	-	-
<b>C-RCA-V-50</b>	-0.47	1.29	-0.72	-1.74	2.43	0.68	-39
<b>C-RCA-V-100</b>	-0.56	1.5	-0.84	-2.29	2.73	1.42	-62
<b>C-A</b>	-0.47	0.95*	-0.70	-1.17	1.67	0.77	-66

\* linear interpoliert

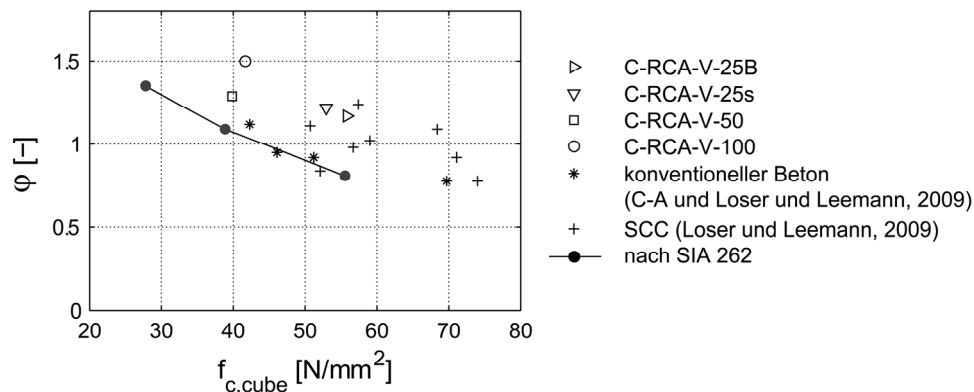


Abbildung 3.7 Kriechzahlen  $\varphi(91d,28d)$  verschiedener Betone in Abhängigkeit von deren Würfeldruckfestigkeit

Im Anschluss an die Kriech- und Schwindversuche wurden die Prismen bis zum Bruch belastet um die verbleibende Restfestigkeit zu ermitteln. In Tabelle 3-5 sind die Bruchfestigkeiten der Prismen  $f_{c,prisma}$  normiert auf die Würfeldruckfestigkeit angegeben. Die Zunahme der Festigkeit durch die Vorbelastung in den Kriechständen beträgt mit Ausnahme von C-RCA-V-50 bei den Recyclingbetonen sowie beim Referenzbeton 8%. Über die Dauerstandsfestigkeit des Recyclingbetons kann auf Grund dieser Versuche keine Aussage gemacht werden.

Tabelle 3-5 Bruchfestigkeit (336d) der Prismen bezogen auf die Würfeldruckfestigkeit (28d)

	Schwindprüfkörper $f_{c,prisma} / f_{c,cube}$	Kriechprüfkörper $f_{c,prisma} / f_{c,cube}$	Kriechp./Schwindp.
	-	-	-
<b>C-RCA-V-25B</b>	0.78	0.84	1.08
<b>C-RCA-V-25s</b>	0.71	-	-
<b>C-RCA-V-50</b>	0.72	0.74	1.02
<b>C-RCA-V-100</b>	0.74	0.80	1.08
<b>C-A</b>	0.67	0.72	1.08

### 3.3 Betondruckzone

Ziel ist die Ermittlung der Betondehnungen vor und während dem Bruch und der Überprüfung der Spannungsdehnungsverteilung in der Druckzone.

Die Versuche wurden an zentrisch und exzentrisch belasteten Prismen, die aus C-RCA-2-100 bzw. Normalbeton hergestellt wurden, durchgeführt. Mit den exzentrisch belasteten Prismen soll das Verhalten bei einer Spannungsverteilung wie in der Betondruckzone untersucht werden (s. Abbildung 3.8). Damit der Bruch nicht im Kraffteinleitungsbereich auftreten konnte, wurden die Prismen wie in Abbildung 3.8 dargestellt, verjüngt. Bei den Versuchen an den zentrisch belasteten Prismen wurde auf der einen Seite die Längs- ( $\varepsilon_l$ ) und auf der anderen Seite die Querdehnung ( $\varepsilon_q$ ) mit Hilfe von Dehnmessstreifen (LY41-150/120 bzw. LY41-100/120) ermittelt. Bei der exzentrischen Belastung wurde auf beiden Seiten der Prismen die Längsdehnungen ( $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$ ) gemessen. Zur exzentrischen Belastung der Prüfkörper wurden zwei Linienkipplager (Abbildung 3.9) verwendet. Die Exzentrizität betrug 20 mm und wurde so gewählt, dass die Betondehnungen auf der weniger belasteten Seite ungefähr den Wert Null annehmen. Die zentrisch gedrückten Prismen wurden zentrisch zwischen die Linienkipplager eingebaut und die Lager gegen Verdrehung gesperrt. Die Belastung erfolgte weggesteuert in einer 5MN-Druckprüfmaschine mit einer konstanten Geschwindigkeit von ca. 1mm/min. Maschinenkraft, Maschinenweg und Dehnungen wurden mit Hilfe des A/D-Wandlers MGCplus und der Software Catman erfasst.

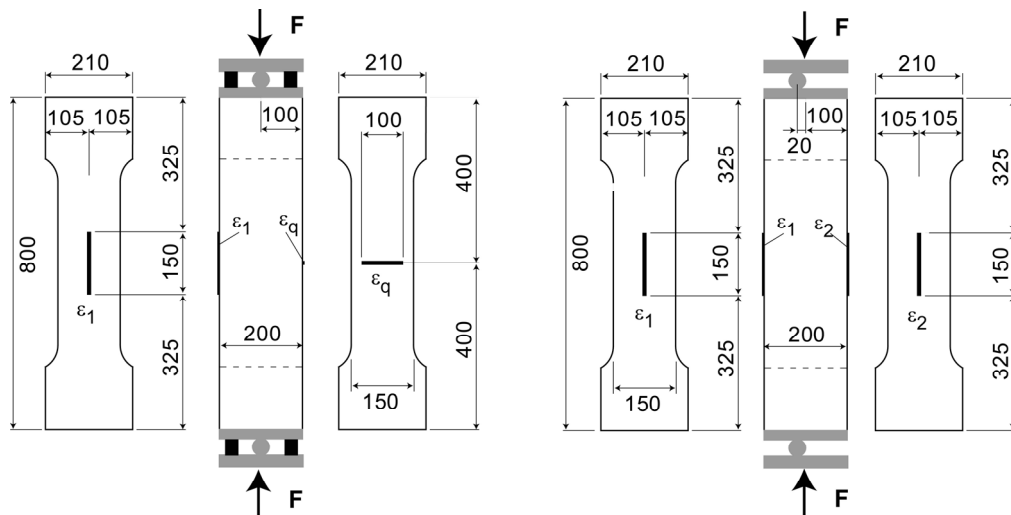


Abbildung 3.8: Abmessung der Prüfkörper und Versuchsaufbau der zentrisch (links) und exzentrisch belasteten Prismen (rechts).



Abbildung 3.9: Prüfkörper zwischen zwei Linienkipplagern (links), Linienkipplager (rechts)

Abbildung 3.10 zeigt links, die auf die Druckfestigkeit normierten Spannungsdehnungslinien der zentrisch gedrückten Prüfkörper. Die beiden Prüfkörper aus C-RCA-2-100 sind weniger steif als der Normalbeton und haben deutlich höhere Betonstauchungen zum Zeitpunkt des Bruchs. Die Abbildung 3.10 rechts zeigt die Maschinenkraft in Abhängigkeit der, an den exzentrisch belasteten Prüfkörper, gemessenen Betondehnungen. Bei der stärker gedrückten Seite ( $\varepsilon_1$ ) ist die unterschiedliche Steifigkeit des Recyclingbetons und des Normalbetons wieder deutlich sichtbar, wohingegen die Dehnungen der weniger gedrückten Seite sich anfangs kaum unterscheiden. Erst in der Nähe des Bruchs verformt sich diese Seite beim Recyclingbeton deutlich stärker. Wie auch aus der Zusammenfassung in Tabelle 3.6 ersichtlich, sind die Bruchdehnungen des C-RCA-2 deutlich höher als die des Normalbetons. Bei exzentrischer Belastung sind die Mittelwerte der Betondehnungen  $\varepsilon_1$  1.7 mal höher und bei zentrischer Belastung 1.4 mal höher als beim Normalbeton.

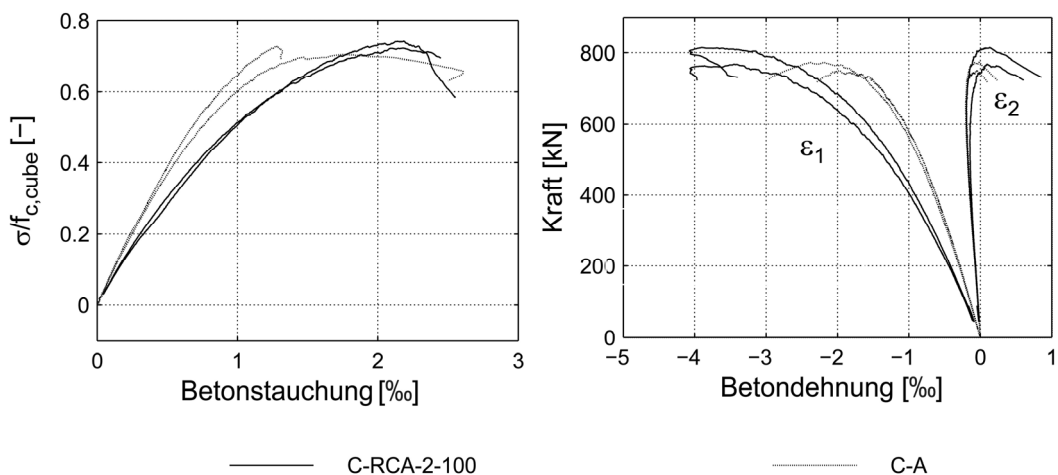


Abbildung 3.10: Links: Normierte Spannungsdehnungslinien der zentrisch gedrückten Prüfkörper S3 und S4 aus C-RCA-2 bzw. Normalbeton; Rechts: Maschinenkraft versus Betondehnung der exzentrisch gedrückten Prüfkörper S1 und S2 aus C-RCA-2 bzw. Normalbeton

*Tabelle 3-6 Zusammenfassung der Festigkeiten, maximalen Lasten und Betondehnungen  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  bei der maximalen Last*

	$f_{c,cube}$	$f_{ct,bz}$	$E_c$	$e$	Nr.	$F_u$	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm		kN	‰	‰
<b>C-RCA-2-100</b>	47.0	5.76	31000	20	S1	768.85	-3.45	0.10
				20	S2	814.38	-3.90	0.14
				0	S3	1043.5	-2.18	-
				0	S4	1016.5	-2.18	-
<b>C-A</b>	45.4	5.25	37400	20	S1	773.98	-2.38	-0.02
				20	S2	751.44	-1.98	-0.06
				0	S3	958.22	-1.75	-
				0	S4	989.86	-1.27	-

Um aus den Versuchen mit den exzentrisch belasteten Prismen die Spannungsverteilung in der Druckzone abzuleiten, geht man üblicherweise von zwei Annahmen aus: (1) der linearen Dehnungsverteilung im Querschnitt

$$\varepsilon(x) = m \cdot x + n, \quad (3.6)$$

mit  $m = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/h$  und  $n = \varepsilon_2$ ; und (2) einer parabelförmigen Spannungsdehnungsbeziehung

$$\sigma(x) = C_1 \cdot \varepsilon(x)^2 + C_2 \cdot \varepsilon(x), \quad (3.7)$$

mit den Koeffizienten  $C_1$  und  $C_2$ .

Die Gleichung 3.7 muss zwei Randbedingungen aus den Versuchen erfüllen: (1) die Resultierende ist gleich der Bruchkraft  $F_u$  und (2) die Lage der Resultierenden ist gleich der Exzentrizität  $e$ :

$$\int_0^h b \cdot \sigma(x) dx = F_u, \quad (3.8)$$

$$\int_0^h b \cdot x \cdot \sigma(x) dx \Big/ \int_0^h b \cdot \sigma(x) dx = e$$

Somit lassen sich die Koeffizienten  $C_1$  und  $C_2$  aus der Lösung des Gleichungssystems 3.8 für jeden Versuch bestimmen. In Abbildung 3.11 (Links) ist die lineare Dehnungsverteilung über den exzentrisch gedrückten Prismenquerschnitt der vier untersuchten Proben dargestellt. Aus den Versuchen lassen sich mit Hilfe der Gleichungen 3.8 die Koeffizienten  $C_1$  und  $C_2$  bestimmen und die Spannungsverteilung nach Gleichung 3.7 normiert auf die Würfeldruckfestigkeit angeben (Abbildung 3.11, Mitte). Zur Überprüfung der berechneten Spannungsverteilung werden diese in Abbildung 3.11 (Rechts) mit den Spannungsverteilungen der zentrisch gedrückten Prismen verglichen (auf Basis der Dehnungsverteilungen aus Abbildung 3.11, Links). Die berechneten Spannungsverteilungen bilden die Spannungsdehnungslinien aus den zentrischen Versuchen gut ab.

Zu den grundlegenden Bemessungswerten in der SIA 262 zählt die Festlegung der Spannungs- und Dehnungsverteilung in der Druckzone. Die maximale Betonstauchung wird für Normalbeton mit 3 ‰ angenommen, dieser Wert wurde in den Versuchen vom Recyclingbeton über- und vom Referenzbeton unterschritten. Diese Resultate bestätigen die Untersuchungsergebnisse von Meissner (2000) an Recyclingbeton. Die maximale Betonspannung von  $\sigma_c = f_c$  wird (unter der Annahme von  $f_c = 0.8 \cdot f_{c,cube}$ ) von beiden Betonen knapp nicht erreicht.

Das Verhältnis von Querdehnung zu Längsdehnung lag für alle untersuchten zentrischen Prismen zwischen 0.23 - 0.29.

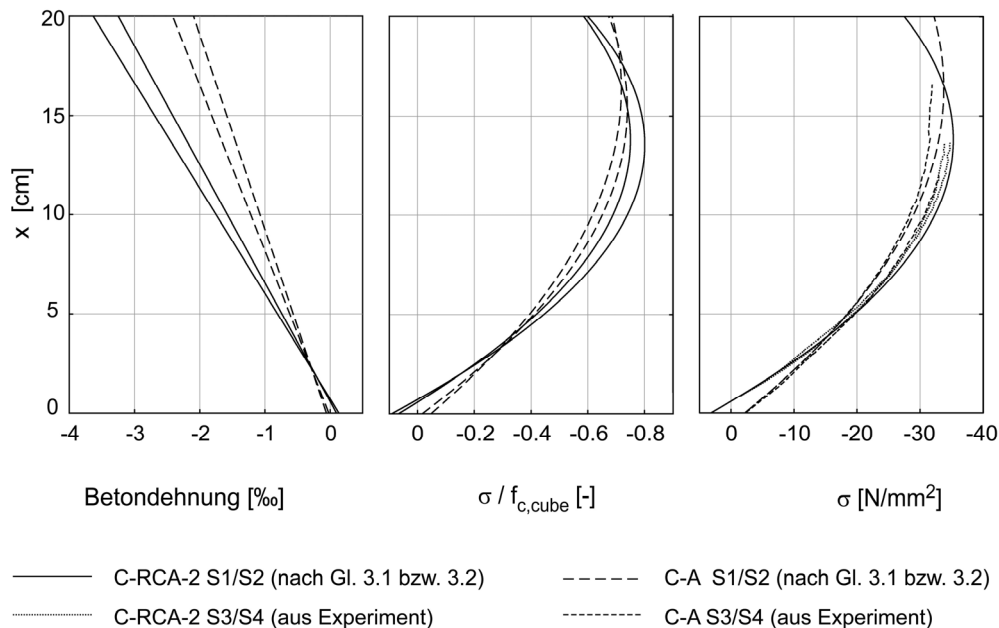


Abbildung 3.11: Links: Lineare Dehnungsverteilung mit experimentell ermittelten Dehnungen  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  aus Tabelle 3-6; Mitte: Daraus abgeleitete Spannungsverteilung nach Gleichung 3.2; Rechts: Vergleich der Spannungsverteilung nach Gleichung 3.2 mit den Spannungsverteilungen, die sich aus den zentrischen Versuchen und linearer Dehnungsverteilung ergeben.

### 3.4 Schlussfolgerungen Festbetoneigenschaften

**w/z:** Bei Recyclingbeton mit geringen Anteilen an Betongranulat (25%) kann mit Hilfe des w/z (unter Berücksichtigung der Wasseraufnahme nach SN EN 206-1) die Druckfestigkeit gut nach dem für Normalbeton geltenden Zusammenhang abgeschätzt werden. Für höhere Betongranulatgehalte sind für Recyclingbeton bei vergleichbarem w/z-Wert niedrigere Druckfestigkeiten zu erwarten (Abbildung 3.1).

**E-Modul:** Der Elastizitätsmodul der untersuchten Recyclingbetone lag für einen Anteil an RCA < 50% im Bereich von Normalbeton hergestellt mit Alluvialkies, bei den Recyclingbetonen mit 100% RCA im Bereich von gebrochenem Kalk (Abbildung 3.2). In der Literatur finden sich durchaus für einen Anteil von RCA  $\leq 80\%$  niedrigere Werte für den E-Modul. Es wird deshalb empfohlen, dass der Elastizitätsmodul vom Recyclingbeton als zusätzlicher Kennwert in Prüfungen ermittelt und vom Betonhersteller angegeben wird.

**Zugfestigkeit:** Die bisherigen Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Zugfestigkeit wie beim Normalbeton mit der Gleichung aus dem CEB-FIB Model Code (1990) als Funktion der Druckfestigkeit berechnet werden kann.

**Schwindmass:** Die bisherigen Ergebnisse deuten darauf hin, dass das Schwindmass des Recyclingbetons wie folgt abgeschätzt werden kann:

$$\varepsilon_{rcs,\infty} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\eta_r} \quad \text{mit} \quad \eta_r = \frac{E_{rcm}}{E_{cm}} \leq 1$$

**Kriechen:** Bei der Verwendung von Betongranulat im Beton kann bei gleicher Druckfestigkeit von einem, gegenüber dem nach SIA 262 berechneten, erhöhten Kriechmass aus-

gegangen werden (Abbildung 3.7). Auf Grund des niedrigeren Elastizitätsmoduls ist auch die elastische Verformung die für die Berechnung der Kriechverformung verwendet wird, höher als beim Normalbeton.

**Vorbelastung:** Die Zunahme der Festigkeit durch die Vorbelastung in den Kriechständen beträgt mit Ausnahme von C-RCA-V-50 bei den Recyclingbetonen sowie beim Normalbeton 8%. Über die Dauerstandfestigkeit des Recyclingbetons kann auf Grund dieser Versuche keine Aussage gemacht werden.

**Betondruckzone:** Der Beton mit 100% RCA-2 erreichte zum Versagenszeitpunkt deutlich höhere Druckstauchungen als der Referenzbeton. Dieses Ergebnis bestätigt andere Studien in denen der Einfluss von geringeren Gehalten an Betongranulat untersucht wurde. Eine Abminderung der Werte für die Betondruckstauchung in der SIA 262 (wie für Leichtbeton vorgesehen) erscheint nicht notwendig.



## 4 Dauerhaftigkeit

Ziel dieses Projektes ist es, den Einsatz von Recyclingbeton mit Betongranulat zu fördern, indem seine Anwendungsmöglichkeiten aufgezeigt werden. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit dieses Betons wird untersucht, ob es möglich ist, einen Beton mit 100 % Betongranulat zu konzipieren, der den Anforderungen eines NPK-Betontyps NPK A (XC1 (CH), XC2 (CH)) entspricht. Darüber hinaus wird ein Ausblick gegeben, in wie weit der Einsatz eines Recyclingbetons dieser Zusammensetzung bei den Expositionsklassen XD1 (CH), XD2 (CH) sowie XF1 (CH) und XF2 (CH) möglich ist.

Als Dauerhaftigkeitsprüfungen stehen in der Schweiz die Prüfungen der Wasserleitfähigkeit, des Chloridwiderstandes und des Frost-Tausalzwidestandes nach SIA 262/1 zur Verfügung. Zu diesen Prüfungen sind Grenzwerte formuliert. Hingegen existieren keine normativen Anforderungen an einzuhaltende Grenzwerte für die Expositionsklassen XC1 (CH) und XC2 (CH) (wie auch XC3 (CH)). Für eine Beurteilung des Korrosionsrisikos durch Karbonatisierung kann nachfolgend nur ein Vergleich der Untersuchungsergebnisse mit vorhandenen Daten von Normalbeton vorgenommen werden.

### 4.1 Chloridwiderstand

#### 4.1.1 Einleitung

Der Widerstand eines Betons gegen eindringende Chloride ist eine wichtige Eigenschaft bezüglich Dauerhaftigkeit bewehrter Stahlbetonbauwerke, die beispielsweise Streusalz ausgesetzt sind. Wenn Chloride in den Beton eindringen, kann dies zu einer erheblichen Korrosion an der Bewehrung führen. Deshalb wurden verschiedene Prüfmethode zur Charakterisierung des Chloridwiderstandes eines Betons entwickelt. Da nicht nur die Porosität eines Betons sondern auch die Chloridbindekapazität des Zements den Chloridwiderstand beeinflusst, werden die nachfolgenden Untersuchungsergebnisse unter Berücksichtigung der in einem Empa-Forschungsprojekt gewonnenen Ergebnisse (Loser, R. et al., 2007) diskutiert. In jenem Projekt wurde das Verhalten des Chloridwiderstandes von Betonen in Abhängigkeit von verschiedenen Zementarten betrachtet.

#### 4.1.2 Methodik

Die Bestimmung des Chloridwiderstandes erfolgte gemäss der Schweizer Norm SIA 262/1: 2003, Anhang B (Abbildung 4.1). Dabei werden durch das Anlegen einer elektrischen Spannung Chloridionen in wassergesättigte Prüfkörper (Bohrkerne  $\varnothing$  50 mm, im Alter von 28 d nach Betonherstellung) eingetragen und anschliessend die Eindringtiefe dieser Chloridionen bestimmt. Aus der Eindringtiefe, der Höhe der angelegten Spannung und weiteren Parametern wird der Chloridmigrationskoeffizient  $D_{Cl}$  berechnet. Der Chloridwiderstand eines Betons wird dabei über  $D_{Cl}$  charakterisiert, wobei der Chloridwiderstand umso grösser ist, je kleiner  $D_{Cl}$  ist. Eine Beurteilung der Prüfergebnisse erfolgt nach Norm SN EN 206-1:2000, mit Neufassung der Ziffer 8.2.3.2 und Tab. NA5. Hierbei ist für die Expositionsklassen XD2 (CH), XD3 (CH) wie auch für die Kombination der Expositionsklassen XC4 (CH) und XD2 (CH) (Chloridgehalt  $> 0.5$  g/l, hier als „Salzwasser“ bezeichnet) oder XD3 (CH) die normative Vorgabe für den Chloridwiderstand von  $D_{Cl} \leq 10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  einzuhalten. Bei der Kombination der Expositionsklasse XC4 (CH) mit XD2 (CH) (Chloridgehalt  $\leq 0.5$  g/l) ist nur die Wasserleitfähigkeit zu prüfen.

### 4.1.3 Resultate und Beurteilung

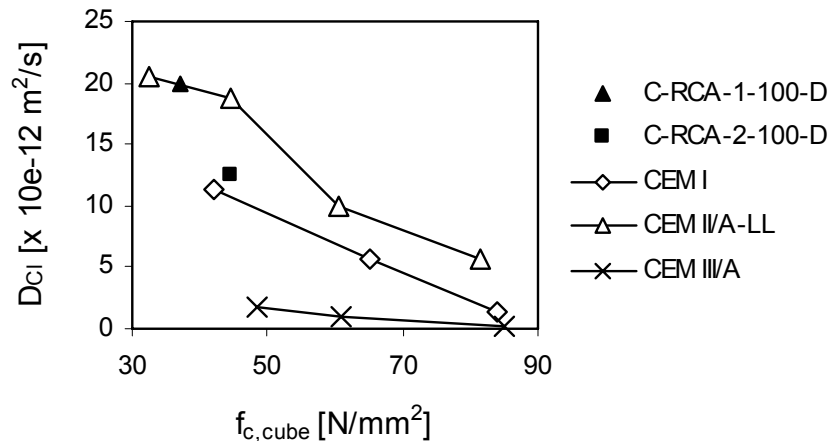


Abbildung 4.1: Chloridmigrationskoeffizient  $D_{Cl}$  in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,cube}$ . Da die Druckfestigkeitsklasse eine wichtige Eigenschaft eines Betons ist, sind die Resultate der Chloridwiderstandsmessung bezogen auf die Druckfestigkeit aufgetragen. (Untersuchungsergebnisse zu den Zementen CEM I und CEM II/A-LL: Loser, R. et al., 2007)

Wie aus Abbildung 4.1 ersichtlich ist, wird der normative Grenzwert von  $D_{Cl} \leq 10 \cdot 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s von beiden Betonen (C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D) überschritten. Aufgrund des Überschreitens des normativen Grenzwerts ist mit einem erhöhten Risiko der chlorid-induzierten Bewehrungskorrosion zu rechnen.

Wie jedoch Arbeiten von Loser et al. (2007) verdeutlichen, wird der Chloridwiderstand sowohl von der Betondruckfestigkeit als auch wesentlich von der verwendeten Zementart beeinflusst. Mit zunehmender Druckfestigkeit nimmt der Chloridwiderstand des Betons mit natürlichem Kies-Sand linear zu. Es ist anzunehmen, dass dies auch für den Recyclingbeton gilt. Betone mit Hochofenzementen (CEM III/A) weisen bei vergleichbarer Druckfestigkeit einen höheren Chloridwiderstand auf als Betone, die mit Portlandzement (CEM I) respektive mit CEM I und Flugasche hergestellt werden. Betone mit Portlandkalksteinzement (CEM II/A-LL) als Zement zeigen den geringsten Chloridwiderstand. Daraus kann gefolgert werden, dass der Chloridwiderstand bei den untersuchten Recyclingbetonen erhöht werden könnte, wenn diese Mischungen zukünftig mit einem Zement wie CEM I anstatt eines CEM II A/LL hergestellt würden. Hunkeler et al. (2002) konnten in ihrer Arbeit ebenfalls aufzeigen, dass der Chloridwiderstand von Normalbeton wesentlich von der Art und dem Gehalt der Betonzusatzstoffe bestimmt wird. In ihrer Arbeit konnten sie jedoch keine für alle Betonarten gültige Beziehung zwischen dem Chloridwiderstand und der Druckfestigkeit aufzeigen.

## 4.2 Dichtigkeit des Betons gegenüber Gasen

### 4.2.1 Einleitung

Die Permeabilität des Betons beschreibt seine Durchlässigkeit für Stoffe wie Flüssigkeiten oder Gase. Sie ist abhängig von der Betonmikrostruktur, der Betonfeuchte und den Eigenschaften des durchdringenden Stoffes.

Die Durchlässigkeit von Beton gegenüber Gasen ist eine Eigenschaft, die in verschiedener Hinsicht für die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen maßgebend ist. Die wichtigste davon ist der Widerstand gegenüber eindringendem CO<sub>2</sub>. Dringt CO<sub>2</sub> in den Beton ein, reagiert es mit dem Ca(OH)<sub>2</sub> in Kombination mit Feuchtigkeit zu

$\text{CaCO}_3$  (sogen. Karbonatisierung), was zu einem Abfall des pH-Wertes im Beton führt. Ein dauerhafter Korrosionsschutz der Bewehrung im Stahlbeton setzt voraus, dass die Passivschicht, welche durch den hohen pH-Wert gebildet wird, auf dem Stahl erhalten bleibt und nicht durch Karbonatisierung beeinträchtigt wird. Für den Ablauf einer Korrosion des Bewehrungsstahls in karbonatisierten Beton sind der Nachschub an Sauerstoff durch die Betondeckung und das gleichzeitige Angebot an Feuchtigkeit maßgebend. Zur Abschätzung dieser Risiken dient u.a. die Ermittlung des Permeabilitätskoeffizienten und des Diffusionskoeffizienten des Betons gegenüber Gasen.

## 4.2.2 Methodik

### Sauerstoffpermeabilität

Die Sauerstoffpermeabilität wurde an Bohrkernen mit Durchmesser  $\varnothing$  68 mm und Höhe  $h$  25 mm nach Alexander, M.G et. al (1999 und 2007) durchgeführt. Die Bohrkern wurden aus dem Oberflächenbeton der separat hergestellten Prismen der Mischungen C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D entnommen. Im Alter von 28 Tagen wurden drei Prüfkörper per Mischung bei  $20^\circ\text{C}/35\%$  relativer Feuchte für 7 Tage gelagert und anschliessend bei  $50 \pm 5^\circ\text{C}$  während 7 Tagen getrocknet. Nach dem Abkühlen der Prüfkörper im Exsikkator wurden sie gemessen.

Der Prüfkörper wird auf die Öffnung eines Zylinders aufgebracht und seitlich abgedichtet. In diesem Zylinder wird mit Sauerstoff ein Anfangsdruck von 1000 mbar aufgebaut. Anschliessend wird der Druckabfall in dieser Kammer gemessen, wobei der Sauerstoff nur über das Porensystem des Prüfkörpers entweichen kann (Abbildung 4.2). Der Druckabfall ist somit abhängig von der Sauerstoffpermeabilität des Prüfkörpers. Der Sauerstoffpermeabilitätskoeffizient wird aus der Steigung der Geraden, die durch den natürlichen Logarithmus des zeitlichen Druckabfalls in Bezug auf die Zeit beschrieben wird, berechnet. Der Sauerstoffpermeabilitätsindex (OPI) wird als negativer Logarithmus des Permeabilitätskoeffizienten definiert. Je grösser der OPI ist, umso geringer ist die Permeabilität des Betons.

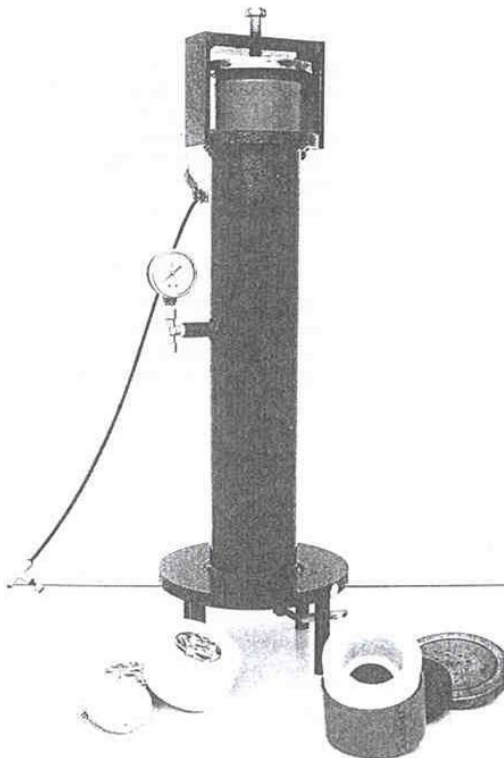


Abbildung 4.2: Versuchsaufbau der Sauerstoffpermeabilitäts-Prüfung

### Sauerstoffdiffusion

In einem Betonbauteil ist in der Regel nicht ein Druckunterschied wie bei der Ermittlung des oben beschriebenen Permeabilitätskoeffizienten gegeben, sondern lediglich ein Unterschied im Partialdruck, der sich aus unterschiedlichen Konzentrationen der Gase im Beton und in der Luft ergibt. Weil zudem der oben geschilderte Sauerstoffpermeabilitätstest besonders anfällig auf Hohlstellen und Risse ist, welche die Permeabilität stark erhöhen, wurde eine weitere Prüfung, die so genannte Sauerstoffdiffusions-Prüfung angewandt (Lawrence, 1984).

Für die Prüfung wird ein Betonbohrkern (Durchmesser  $\varnothing$  100 mm und Höhe  $h$  50 mm) in eine Zelle eingebaut, in welcher der Prüfkörper seitlich abgedichtet wird. Auf der einen Seite des Prüfkörpers wird ein Stickstoffstrom aufgebaut, auf der anderen ein Sauerstoffstrom mit identischem Druck. Im Stickstoffstrom wird die Konzentration des durch den Prüfkörper diffundierenden Sauerstoff gemessen. Aus den Messwerten kann der Sauerstoffdiffusionskoeffizient berechnet werden.

Die als Prüfkörper verwendeten Bohrkern wurden aus dem Oberflächenbeton von separat hergestellten Prismen der Mischungen C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D entnommen. Im Alter von 28 Tagen wurden die Prüfkörper zuerst 7 Tage bei 20°C/35% relativer Feuchte und anschliessend weitere 7 Tage bei 50 +/- 5°C getrocknet und anschliessend im Exsikkator bis zur Prüfung zwischengelagert. Pro untersuchten Recyclingbeton wurden drei Prüfkörper gemessen.



Abbildung 4.3: Versuchsanordnung für die Sauerstoffdiffusions-Prüfung.

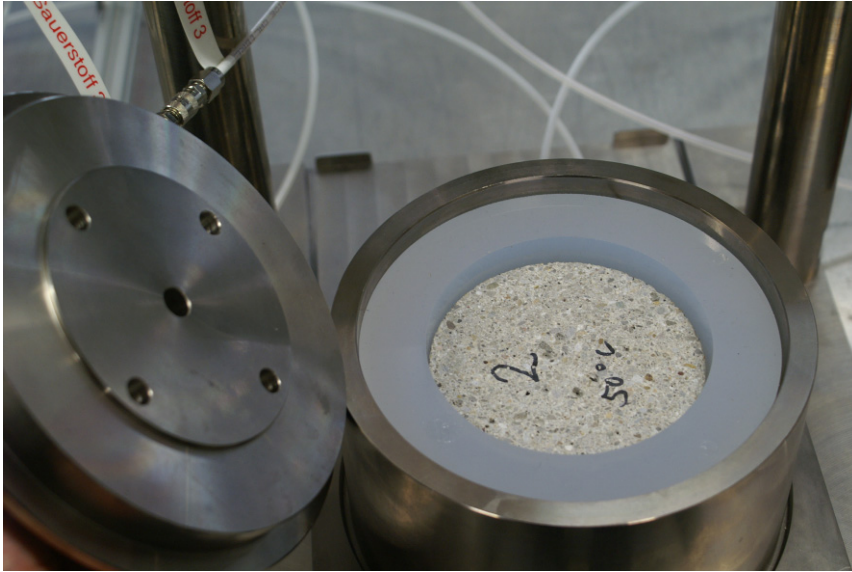


Abbildung 4.4: Sauerstoffdiffusions-Prüfung: Prüfwelle mit einem eingebauten Bohrkern-Prüfkörper.

### 4.2.3 Resultate und Beurteilung

#### Sauerstoffpermeabilität

Die Ergebnisse der Sauerstoffpermeabilitäts-Prüfung sind in Abbildung 4.5 dargestellt und wurden mit Daten von Normalbeton aus diesem Projekt (C-A) und anderen Projekten [Hoffmann und Huth, 2006; empa-interne Datenbank] verglichen.

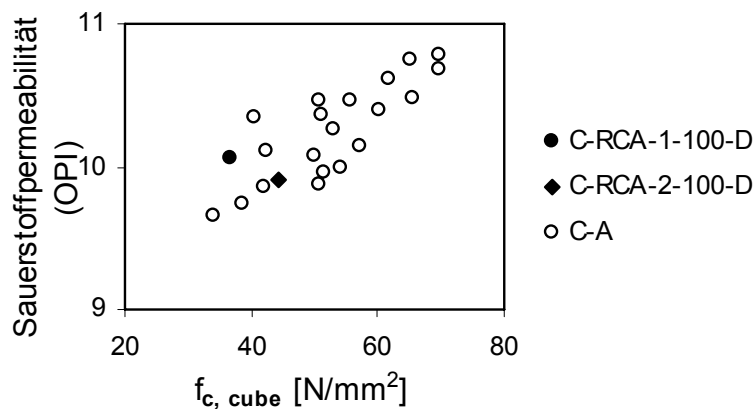


Abbildung 4.5: Sauerstoffpermeabilität der beiden Recyclingbetone mit Betongranulat (C-RCA) im Vergleich zu Normalbeton (C-A) [Hoffmann et al., 2006 und empa-interne Datenbank].

Die beiden Recyclingbetone C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D weisen eine vergleichbare Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Sauerstoffpermeabilität wie der Normalbeton auf. Die Sauerstoffpermeabilität der Recyclingbetone nimmt mit zunehmender Druckfestigkeit ab. Diese Untersuchungsergebnisse werden durch andere Arbeiten bestätigt [Hoffmann und Huth, 2006]. Die Sauerstoffpermeabilität des Betons hat einen direkten Einfluss auf dessen potentielle Karbonatisierung [Mackechnie, J.R., Alexander, M.G., 2002]. Aufgrund der zum Normalbeton vergleichbaren Sauerstoffpermeabilitätswerte ist davon auszugehen, dass die Recyclingbetone bei gleicher Druckfestigkeit einen ver-

gleichbaren Karbonatisierungswiderstand aufweisen.

### Sauerstoffdiffusion

Die Ergebnisse der Sauerstoffdiffusions-Prüfung sind in Abbildung 4.6 aufgeführt und wurden mit Daten von Normalbeton (C-A), hergestellt mit verschiedenen Zementarten [ASTRA, in Bearbeitung] verglichen.

Bei gleicher Druckfestigkeit weisen die beiden untersuchten Recyclingbetone C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D hergestellt mit 100% Betongranulat (C-RCA) einen zu Normalbeton vergleichbaren Sauerstoffdiffusionskoeffizienten auf.

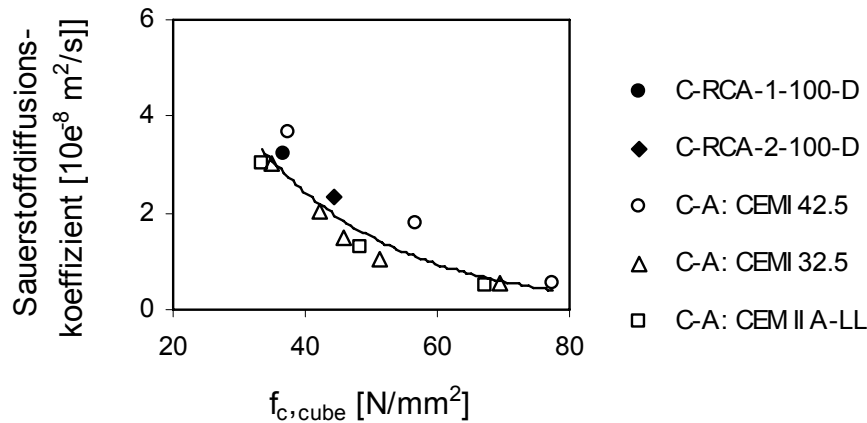


Abbildung 4.6: Sauerstoffdiffusionskoeffizient der beiden Recyclingbetone mit Betongranulat (C-RCA) im Vergleich zu Normalbeton (C-A) [ASTRA, in Bearbeitung].

Die Gesamtdarstellung aller Daten lässt erkennen, dass der Sauerstoffdiffusionskoeffizient der Betone mit abnehmender Betondruckfestigkeit exponentiell zunimmt. Die Möglichkeit des Eindringens von Gasen in Beton wird primär von dessen Betondruckfestigkeit bestimmt. Die Untersuchungsergebnisse bestätigen damit diejenigen der Sauerstoffpermeabilitätsprüfung. Das Risiko der Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung dürfte bei den untersuchten Recyclingbetonen aus Betongranulat im Vergleich zu Normalbeton bei gleicher Druckfestigkeit nicht höher liegen.

## 4.3 Wasserleitfähigkeit

### 4.3.1 Einleitung

Bei Verwendung des Recyclingbetons aus Betongranulat für die Expositionsklasse XC4 (CH) sowie XD1 (CH) bis XD3 (CH) bzw. bei der Kombination der Expositionsklasse XC4 (CH) mit XD2 (CH) (Chloridgehalt  $\leq 0.5$  g/l) ist entsprechend der Norm SN EN 206-1:2000, Ziffer 8.2.3.2 die Wasserleitfähigkeit  $q_w$  dieses Betons zu prüfen.

### 4.3.2 Methodik

Die Prüfung der Wasserleitfähigkeit ist ein Verfahren zur Bestimmung der Wasseraufnahme von Beton über dessen benetzte Fläche und pro Zeiteinheit (g/(m<sup>2</sup>h)) gemäss Norm SIA 262/1, Anhang A. Aus den Prüfergebnissen können Aussagen bezüglich der Dichtigkeit gegenüber nicht drückendem Wasser abgeleitet werden. Als wasserdicht wird ein Beton bezeichnet, dessen Wasserleitfähigkeit  $q_w < 10$  g/(m<sup>2</sup>h) beträgt [Norm SN EN 206-1:2000, Tab. NA5].

Bei der Prüfung werden Prüfkörper im Alter von 28 Tagen verschiedenen Trocknungs- und Wassersättigungszyklen unterzogen. Aus den verschiedenen Sättigungsgraden werden Kenngrößen zur Wasseraufnahme, zur Porosität und zur Dichte bestimmt.

### 4.3.3 Ergebnisse und Beurteilung

Die Untersuchungsergebnisse sind in Abbildung 4.7 und Tabelle 4-1 dargestellt und wurden mit Daten von Normalbeton, welche Empa-internen Daten entstammen, verglichen.

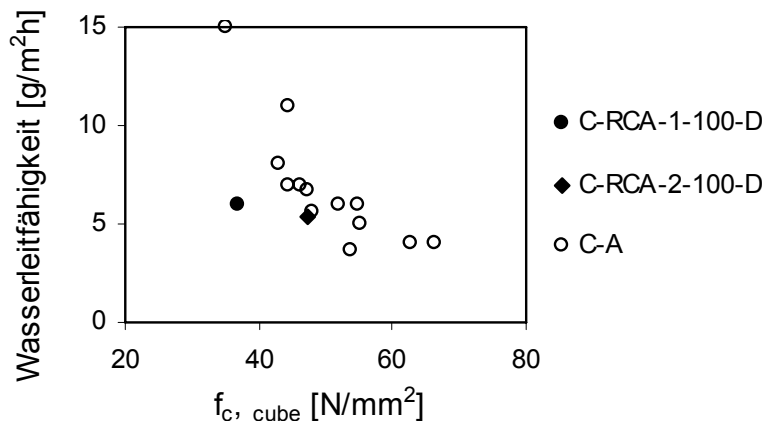


Abbildung 4.7: Wasserleitfähigkeit der beiden Recyclingbetone hergestellt mit Betongranulat (C-RCA) im Vergleich zu Normalbeton (C-A) [Empa-interne Datenbank].

Tabelle 4-1 Vergleich der Porositätswerte von C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D mit C-A

	Gehalt an Kapillarporen	Gehalt an Hydratationsporen	Gesamtporosität	Gehalt an nicht füllbaren Poren	Druckfestigkeit
	$U_E=U_{50}$	$U_E$	$n$	$n-U_E$	$f_c$
	Vol.-%	Vol.-%	Vol.-%	Vol.-%	N/mm <sup>2</sup>
<b>C-RCA-1-100-D</b>	8.8	13.6	16.9	3.3	37
<b>C-RCA-2-100-D</b>	8.3	15.1	18.2	3.1	44.5
<b>C-A</b>	7	10.2	14.6	4.4	32.5

Die gemessenen Wasserleitfähigkeiten von  $q_w = 6 \text{ g/m}^2\text{h}$  (C-RCA-1-100-D) und  $q_w = 5 \text{ g/m}^2\text{h}$  (C-RCA-2-100-D) unterschreiten den Grenzwert für wasserdichten Beton von  $q_w = 10 \text{ g/m}^2\text{h}$ . Im Vergleich zu den C-A-Betonen, weisen die Recyclingbetone bei gleicher Druckfestigkeit sogar eine leicht tiefere Wasserleitfähigkeit auf. Würde mit diesen beiden Recyclingbetonen ein Bauteil der Bauteildicke  $d = 200 \text{ mm}$  hergestellt werden, könnte dieses als wasserdicht bezeichnet werden.

Bei einem Vergleich der Porositätswerte der untersuchten Recyclingbetone mit denen des Referenzbetons wird deutlich, dass das Volumen an Kapillarporen annähernd vergleichbar ist, obwohl sich deren Betondruckfestigkeiten unterscheiden. Dies wirft die Frage auf, ob die erfahrungsgemässen Beziehungen zwischen Porosität und Druckfestigkeit direkt auf Beton mit poröser Gesteinskörnung angewandt werden können – unter der Annahme, dass eine vergleichbare Vernetztheit der Poren besteht. In einem Empa-internen Projekt [Bericht-Nr. 167065, 1999] wurde aufgezeigt, dass bei der Anwendung der Wasserleitfähigkeitsprüfung nach Norm SIA 262/1, Anhang A, hauptsächlich die Porosität des Zementsteins und nicht die der Recycling-Gesteinskörnung einen Einfluss auf die Wasserleitfähigkeit hat. Es ist abzuklären, ob die in der Norm SIA 262/1, Anhang A aufgeführte Wasserleitfähigkeitsprüfung eine für den Recyclingbeton relevante Prüfung ist.

## 4.4 Frost-Tausalzbeständigkeit

### 4.4.1 Einleitung

Der Frost-Tausalzwiderstand beschreibt die Widerstandsfähigkeit eines Baustoffes gegen Frost-Tauwechsel in Kombination mit Salzen und ist ein Merkmal für seine Dauerhaftigkeit.

Sinkt die Bauteiltemperatur unter einen bestimmten Wert, gefriert das in den großen Poren des Betons enthaltene Wasser. Damit geht eine Volumenvergrößerung des gefrierenden Wassers einher. In dem noch nicht gefrorenen Wasser wird dadurch ein hydrostatischer Druck erzeugt, der, wenn die Zugfestigkeit des Zementleims überschritten ist, den Zementstein sprengt. Rissbildungen und Abplatzungen sind die Folge. Der Angriff wird durch die Einwirkung von Tausalzen verstärkt. In diesem Fall wird von Frost-Tausalzangriff gesprochen. Durch die Zugabe von Luftporenbildnern (LP) und entsprechender Bildung von Luftporen wird der Frost-Tausalzwiderstand des Betons erhöht, so dass das Wasser, das sich in den Kapillarporen befindet, die Möglichkeit hat, sich beim Gefrieren in die Luftporen auszudehnen. Damit wird eine Schädigung des Betons verhindert.

### 4.4.2 Methodik

Der Frost-Tausalzwiderstand der Recyclingbetone wurde gemäss Norm SIA 262/1, Anhang C bestimmt. Diese Prüfung wird angewendet, wenn untersucht werden soll, ob ein Beton die Anforderungen an die Expositionsclassen XF2 (CH) bis XF4 (CH) erfüllt.

Bei dieser Prüfung werden die Prüfkörper mit einer Chloridlösung beaufschlagt und 28 Frost-Tau-Zyklen unterzogen. Aus der Masse der abgelösten Betonpartikel können Aussagen zum Frost-Tausalzwiderstand abgeleitet werden. Gemäss Norm SN EN 206-1:2000, Tab. NA5, sind hierfür folgende Grenzwerte festgelegt: Betone für die Expositionsclassen XF2 (CH) und XF3 (CH) dürfen einen mittleren Frost-Tausalzwiderstand mit einer maximalen Ablösemenge von  $m \leq 1200 \text{ g/m}^2$  nach 28 Frostzyklen aufweisen. Betone für die Expositionsclassen XF4 (CH) sind durch einen hohen Frost-Tausalzwiderstand mit maximalen Ablösemengen  $m \leq 200$  nach 28 Zyklen oder  $m \leq 600 \text{ g/m}^2$  nach 28 Zyklen, falls die Ablösemenge in der zweiten Hälfte der Zyklen kleiner ist als die Ablösemenge während der ersten Hälfte, definiert.

Die Prüfserie pro untersuchten Beton bestand aus drei Platten mit Seitenlängen 150 mm und Dicken 50 mm. Die Prüfkörper wurden gemäss Norm SN EN 12390-2 bis zur Prüfung gelagert.

Die Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle 4-2 aufgeführt.

*Tabelle 4-2 Ermittelte Beton-Ablösemengen*

	LP-Gehalt im Frischbeton Vol.-%	Ablösemenge m g/m <sup>2</sup>	Grenzwert für Expositionsclassen	Beurteilung
<b>C-RCA-1-100-D</b>	5.4	900	$m \leq 1200 \text{ g/m}^2$ (XF 2 (CH) und XF 3 (CH))	Mittlerer Frost-Tausalzwiderstand (CH)
<b>C-RCA-2-100-D</b>	3.2	600	$m \leq 600 \text{ g/m}^2$ mit $\Delta m_{28} \leq (\Delta m_6 + \Delta m_{14})$ (XF4 (CH))	Hoher Frost-Tausalzwiderstand (CH)

Mit dem Recyclingbeton C-RCA-1-100-D konnte ein Beton hergestellt werden, der aufgrund seiner Ablösemenge von  $m = 900 \text{ g/m}^2$  einen mittleren Frost-Tausalzwiderstand aufweist. Dieser Beton wäre für die Expositionsclassen XF2 (CH) und XF3 (CH) verwendbar.

Mit seiner Ablösemenge von  $m = 600 \text{ g/m}^2$  (mit  $\Delta m_{28} \leq (\Delta m_6 + \Delta m_{14})$ ) weist der Recyclingbeton C-RCA-2-100-D einen hohen Frost-Tausalzwiderstand auf und wäre sogar für



Expositionsklassen XF4 (CH) zulässig. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Erfahrung gezeigt hat, dass mit einer relativ grossen Streuung während des laufenden Produktionsprozesses gerechnet werden muss, so dass das konstante Erreichen des hohen Frost-Tausalz widerstandes nicht gesichert ist.

Es sei hier nochmals darauf hingewiesen, dass beide Betone mit einem Luftporenmittel (Dosierung: 0.8 M.-% vom Bindemittel) hergestellt wurden.

## 4.5 Mikroskopische Untersuchungen

### 4.5.1 Einleitung

Mit der Dünnschliffmikroskopie im polarisierten Durchlicht und im fluoreszierenden Auflicht kann die Mikrostruktur von Beton untersucht werden. Die Dünnschliffmikroskopie erlaubt eine Beurteilung der Zusammensetzung des Betons, der Kapillarität des Zementsteines, der Porengrössen und der Porenverteilung, Risse sowie Ablösungen zwischen Gesteinskorn und Zementstein, Mineralneubildungen usw.

### 4.5.2 Methodik

Je eine Probe der Mischungen C-RCA-1-100-D und C-RCA-2-100-D wurde für 24 h bei 110°C getrocknet und anschliessend unter Druck mit einem Epoxidharz, das fluoreszierende Farbstoffe enthält, imprägniert. Von diesen Betonproben wurden anschliessend Dünnschliffe mit einer Dicke von ca. 25 µm (Fläche: 50 x 90 mm) angefertigt und unter dem Polarisationslichtmikroskop untersucht.

Bei der Analyse der Dünnschliffe wurde hauptsächlich auf Unterschiede im Vergleich zum Gefüge eines entsprechenden Normalbetons geachtet.

### 4.5.3 Ergebnisse und Beurteilung

Gesteinskörnung und Luftporen sind regelmässig verteilt. Der Luftporengehalt im Recyclingbeton C-RCA-1-100-D liegt bei ca. 4 Vol-% und bei C-RCA-2-100-D bei 2 Vol-%. Die Kapillarität des Zementsteines ist bei beiden Proben relativ homogen. Die Variabilität in der Porosität der Gesteinskörner ist sehr hoch. Neben dem dichten Sekundärkies streut die Kapillarporosität des Zementsteins von Betonbruchstücken stark; sie kann tiefer oder höher sein als die des Recyclingbetons ("neuer" Zementstein / Abbildung 4.8). Der überwiegende Anteil des Zementsteines des Betongranulats ist nicht karbonatisiert. Im Interface (an der Grenze zwischen Gesteinskorn und Zementstein) sind vereinzelt und isoliert unüblich viele Gefügestörungen vorhanden. Die Gefügestörungen manifestieren sich vor allem als Ablösungen zwischen Gesteinskorn und Zementstein, als Interface mit sehr hoher Porosität oder als Akkumulation von oft länglichen Luftporen (Abbildung 4.9). Diese Gefügestörungen treten vor allem dann auf, wenn es sich bei dem Recycling-Gesteinskorn um ein Betonbruchstück > 8 mm mit einem relativ hohen Zementsteinanteil handelt.

Das Auftreten dieser vereinzelt Schwachstellen könnte mit dem Grad der Wassersättigung des Betongranulats zum Zeitpunkt der Betonherstellung in Verbindung stehen. Im vorliegenden Fall war es luftgetrocknet. Durch die kapillare Wasseraufnahme des Granulats kann einerseits Luft entweichen, es kommt zur Anreicherung von Luftporen am Interface, und andererseits könnte der Wasserentzug aus dem neu gebildeten Zementstein zu einem lokal erhöhten Schwinden mit entsprechenden Ablösungen am Interface führen.

Da es sich um lokale und isolierte Schwachstellen handelt, dürfte der Einfluss auf die Betonqualität nicht massgebend sein. Abgesehen vom erhöhten Auftreten der beschriebenen Schwachstellen, ist das Gefüge der untersuchten Betone mit dem Gefüge eines Normalbetons vergleichbar.

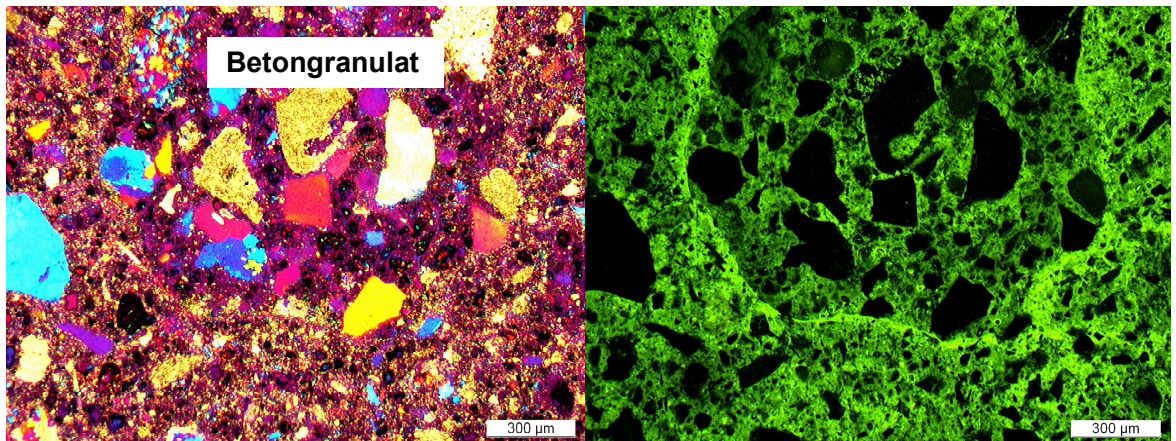


Abbildung 4.8: Bild links: Durchlicht, mit gekreuzten Polarisatoren, Bild rechts: fluoreszierendes Auflicht. Bild rechts: Das Betonbruchstück (hergestellt mit CEM I) weist eine leicht höhere Dichte, erkennbar an dem vergleichsweise dunkleren Grün, als der umliegende Zementstein des neu hergestellten Recyclingbetons auf. An der Grenze zwischen Betonbruchstück und Zementstein des neuen Recyclingbetons tritt eine leicht erhöhte Porosität auf (erkennbar an dem sehr hellen Grünton).

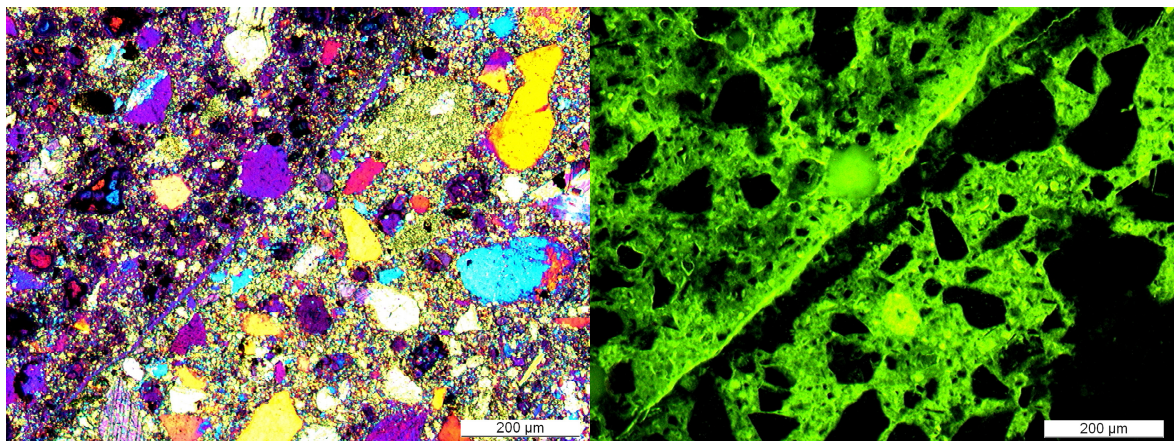


Abbildung 4.9: Bild links: Durchlicht, mit gekreuzten Polarisatoren, Bild rechts: fluoreszierendes Auflicht. Das Betongranulat (teilweise karbonatisiert, rechter Teil des jeweiligen Bildes) mit stark erhöhter Dichte und Ablösung im Interface.

## 4.6 Flankierende Betrachtungen

### 4.6.1 Alkaliaggregatreaktion (AAR)

Eine AAR kann auftreten, wenn neben reaktiver Gesteinskörnung gewisse Gehalte an Alkalien, z.B. aus dem Zement, sowie Wasser vorhanden sind. Durch AAR verursachte Schäden treten zumeist frühestens nach Inkubationszeiten von mehreren Jahrzehnten auf. Derzeitig kann man das Risiko nicht ausschließen, dass für die Betonherstellung die Recycling-Gesteinskörnung aus einem zurückgebauten Betongebäude stammt, bei welchem die AAR bereits zu Schäden führte bzw. kurz davor ist. Bei dem mit diesem Granulat neu erstellten Bauwerk könnten dann AAR-bedingte Schäden in entsprechend feuchter Umgebung sehr schnell auftreten. So zeigen Shehata et.al (2008) in ihren Arbeit, dass Recycling-Gesteinskörnung – gewonnen aus Normalbeton mit alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen bzw. bei welchen die AAR bereits zu Schäden führte - sehr reaktiv sind und zu starken Expansionen im „neuen“ Beton führen. Es wird angenommen, dass das Aufbrechen des „alten“ Betons zu neuen Angriffsflächen bei den reaktiven Gesteinskör-

nen führt, die zu diesen Expansionen im neuen Beton führt. Haase und Dahms (1998) führen auf, dass mit Recycling-Gesteinskörnungen – hergestellt aus Normalbeton mit alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen – Betone ohne schädigende Alkalireaktionen hergestellt werden konnten, wenn NA-Zementen verwendet wurden. Dabei spielte der Alkaligehalt der Zemente der Normalbetone nur eine untergeordnete Rolle. Auf Grundlage der in dem Forschungsprojekt BIM gewonnenen Untersuchungsergebnissen wurde in der 2004 erschienen DAfStb-Richtlinie „Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezykliertem Gesteinskörnung nach DIN 4226-100“ festgelegt, dass Beton aus Betongranulat nur bei trockenen Umgebungsbedingungen eingesetzt werden darf, wenn die Herkunft des Rückbaumaterials nicht bekannt ist. Es sei denn, ein Gutachten kann ausschließen, dass die Möglichkeit einer schädigenden AAR nicht gegeben ist.

## 4.7 Schlussfolgerungen zu den dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungen

- Die untersuchten Betone überschritten die normativen Grenzwerte des Chloridwiderstands, so dass mit einem erhöhten Risiko der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zu rechnen ist. Diese und weitere Untersuchungen machen jedoch auch deutlich, dass sich
  - a) mit zunehmender Betondruckfestigkeit der Chloridwiderstand des Betons tendenziell vergrößert und
  - b) Betone mit CEM II/A-LL als Zement einen eher geringeren Chloridwiderstand aufweisen.

Der Chloridwiderstand bei den untersuchten Recyclingbetonen könnte erhöht werden, wenn mit einer Zementart gearbeitet würde, die einen höheren zementspezifischen Chloridwiderstand aufweist.

- Verglichen mit Normalbeton weisen die untersuchten Recyclingbetone bei gleicher Druckfestigkeit dieselbe Permeabilität und Diffusion gegenüber Gasen auf (Abb. 4.5 und 4.6). Der Karbonatisierungswiderstand dürfte entsprechend vergleichbar sein.
- Die gemessene Wasserleitfähigkeit der untersuchten Recyclingbetone entspricht der eines wasserdichten Betons. Es ist allerdings nicht gesichert, ob die in der Norm SIA 262/1, Anhang A aufgeführte Prüfung für Recyclingbeton verwendbar ist und die erfahrungsgemässen Beziehungen zwischen Porosität und Druckfestigkeit direkt auf Beton mit poröser Gesteinskörnung angewandt werden können.
- Mittlere bis hohe Frost-Tausalz widerstände können durch die Herstellung des Recyclingbetons mit dem Einsatz eines Luftporenmittels erreicht werden.
- Die untersuchten Recyclingbetone weisen in ihrer Mikrostruktur vereinzelte, isolierte Schwachstellen auf, die die Betonqualität jedoch nicht massgebend beeinflussen. Abgesehen von diesen lokalen Schwachstellen ist das Gefüge der untersuchten Recyclingbetone mit dem Gefüge eines Normalbetons vergleichbar.
- Derzeitig kann man das Risiko nicht ausschließen, dass für die Betonherstellung Recycling-Gesteinskörnung aus einem zurückgebauten Betongebäude stammt, bei welchem die AAR bereits zu Schäden führte bzw. kurz davor ist. Bei dem mit diesem Granulat neu erstellten Bauwerk könnten dann AAR-bedingte Schäden in entsprechend feuchter Umgebung sehr schnell auftreten.

Das Projektziel war, die Anforderungen eines NPK-Betontyps NPK A (XC1 (CH), XC2 (CH)) zu erzielen. Des Weiteren sollte ein Ausblick gegeben werden, ob ein Einsatz von Beton hergestellt mit 100% Betongranulat bei den Expositionsclassen XD1 (CH), XD2 (CH) sowie XF1 (CH) und XF2 (CH) möglich ist. Entsprechend der dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungsergebnisse ist ein Einsatz von Recyclingbeton mit bis zu 100 % Betongranulat bei folgenden Expositionsclassen möglich (unter Berücksichtigung des SIA-Merkblatts AAR):

- X0, wie Füll- und Hüllbeton bei Kanalisationsbauten, Werkleitungen, Pflasterungen
- XC1 (CH), XC2 (CH), wie Gründungsbauteile

- XC3 (CH)/XF1 (CH) bzw. XC4 (CH)/XF1 (CH): Beton im Aussenbereich vor direkter Bewitterung geschützt mit geringer Frostbelastung
- XC4 (CH)/XD1 (CH)/XF2 (CH), Bauteile der direkten Bewitterung ausgesetzt (Sprühnebel, geringe Frost- oder Frosttausalz-Belastung), wie Stützen, Lärmschutzwände oder Fahrbahnplatten unter Abdichtung

## 5 Strukturelle Aspekte

### 5.1 Verbundverhalten

Ziel ist die Ermittlung der Beziehung zwischen der mittleren Verbundschubspannung  $\tau_b$  und der zugehörigen Relativverschiebung  $\delta$  (Schlupf).

Die Beziehung zwischen der mittleren Verbundschubspannung und Relativverschiebung wird zur Charakterisierung der Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben mit einer Standardprüfung ermittelt (EN 10080, Anhang D (informativ)). Das Ziel dieser Prüfung ist der Vergleich der Eigenschaften der Stähle, deshalb ist der Prüfkörper so ausgelegt, dass die Qualität des Betons bei jedem Versuch vergleichbar ist. Die Bewehrungsstäbe werden deshalb mit einem Überdeckungsbeton von  $4.5 \times$  Stabdurchmesser mittig einbetoniert (Abbildung 5.1 links) und spiegeln somit nicht die Gegebenheiten in Bauwerken wieder, in denen die Dicke des Überdeckungsbetons im Bereich von 1-3 Stabdurchmesser liegen. Untersuchungen bei denen die unterschiedlichen Eigenschaften von verschiedenen Betonen im Vordergrund standen, wurden oft mit oben- und untenliegender liegender Bewehrung und einem Überdeckungsbeton von ein bis zwei Stabdurchmessern durchgeführt (z.B. Janovič 1986). Abbildung 5.1 rechts zeigt schematisch einen Verbundprüfkörper mit einem obenliegend einbetonierten Bewehrungsstab. Zilch und Roos (2000) haben das Verbundverhalten von Stahl und Beton mit Betongranulat an drei verschiedenen Prüfkörperarten (nach EN 10080, sowie mit oben- bzw. untenliegender Bewehrung) untersucht. Dabei zeigte sich bei dem Prüfkörper nach EN 10080 kein signifikanter Unterschied im Verbundverhalten von konventionellem Beton und Recyclingbeton. Im Gegensatz dazu war die mittlere Verbundspannung der Prüfkörpern mit obenliegender Bewehrung bei einem Schlupf von  $\delta = 0.1$  mm (kennzeichnend für das Gebrauchslastniveau) beim Recyclingbeton nur halb so gross wie beim konventionellen Referenzbeton. Die Prüfkörper von Zilch und Ross (2000) mit oben- bzw. untenliegender Bewehrung unterschieden sich nicht nur durch die Dicke des Überdeckungsbetons sondern auch durch das Stahlblech mit Styroporauflage, so dass eine Betonkonsole entsteht, die die Situation im Bauteil mit gerissener Biegezone besser nachbilden soll.

In diesem Projekt werden Prüfkörper mit obenliegenden und untenliegenden Bewehrungsstäben verwendet (Abbildung 5.2). Auf die Ausbildung einer Betonkonsole, die zusätzliche Bewehrung benötigt, wird verzichtet. Die Prüfkörper wurden nach dem Betonieren in einem Klimaraum mit  $20^\circ\text{C}$  und 90% relativer Luftfeuchtigkeit aufbewahrt. Nach 8-10 Tagen wurden sie ausgeschalt und anschliessend in einem klimatisierten Raum bei  $22^\circ\text{C}$  und 56% relative Luftfeuchtigkeit bis zum Ausziehversuch, 30 Tage nach dem Betonieren, gelagert.

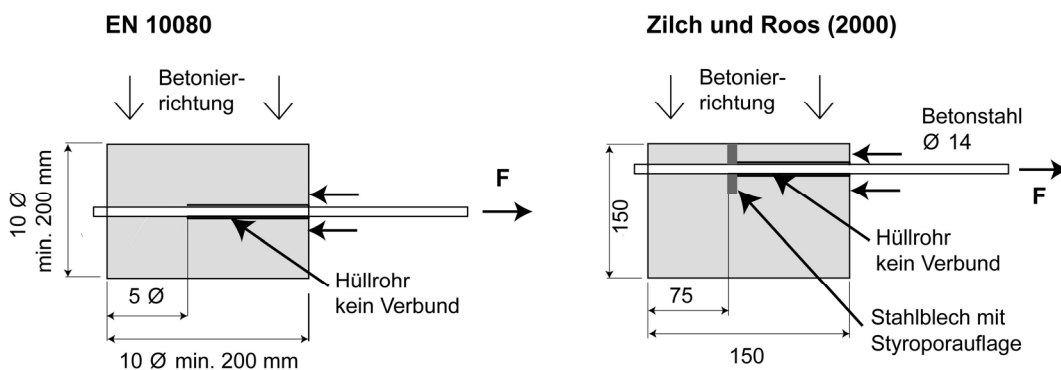


Abbildung 5.1: Links: Der Verbundprüfkörper nach EN 10080, Anhang D; Rechts: Verbundprüfkörper von Zilch und Roos (2000) mit oberliegender Bewehrung.

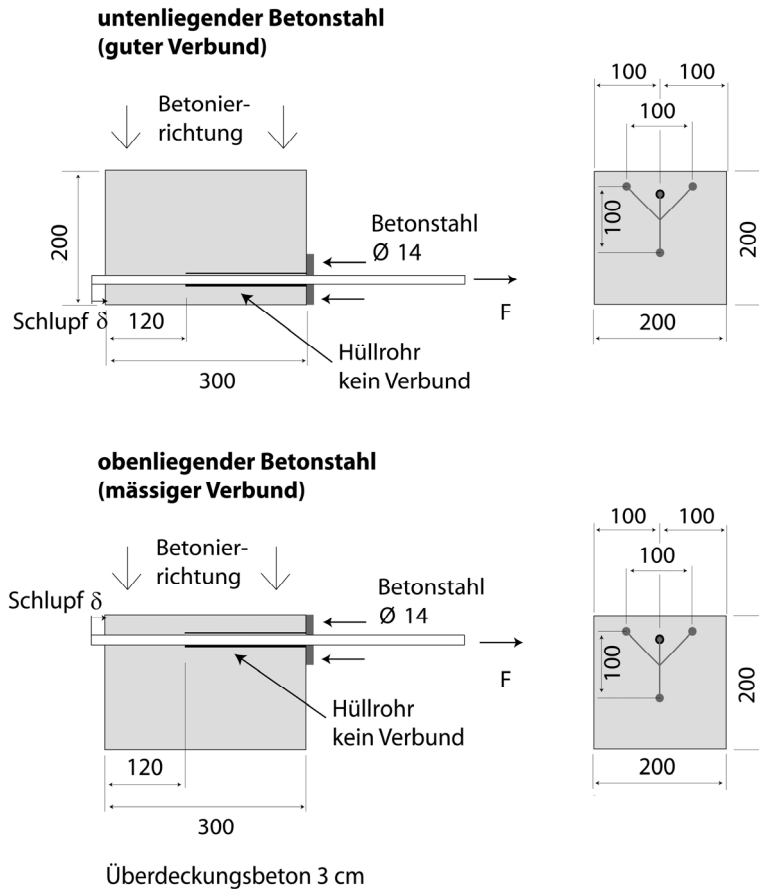


Abbildung 5.2: Abmessungen der Verbundprüfkörper mit gutem und mässigem Verbund und Messaufbau

Die Ausziehversuche wurden in einer 200kN-Zug-Druck-Prüfmaschine durchgeführt. Beim Versuch wurden die Prüfkörper auf einer 74 x 200 x 20 mm Stahlplatte gelagert, so dass die Kraft gleichmässig verteilt eingeleitet wird. Die Relativverschiebung (Schlupf) des Bewehrungsstabes gegenüber der Betonoberfläche wurde mit einem Silvac-Weggeber gemessen. Der Weggeber wurde in einem dreibeinigen Ständer fixiert und wie in Abbildung 5.2 dargestellt, montiert. Der Bewehrungsstab wurde mit einer Spannvorrichtung fixiert und anschliessend eine Vorlast von 1 kN aufgebracht und der Weggeber null gesetzt. Die Belastung erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von ca. 1mm/min. Der Schlupf und die Maschinenkraft wurden mit einem analog-digital Wandler (MGCPlus) und der Software Catman erfasst.

Der Verlauf der Schubspannungen über die Verbundlänge ist nicht konstant. Es wird aber üblicherweise davon ausgegangen, dass bei kurzen Einbettungslängen die Verbundschubspannung gut durch die Mittelwerte abgeschätzt werden kann,

$$\tau_b = \frac{F}{\varnothing \pi l_b} \quad (5.1)$$

mit  $\varnothing$  dem Stabdurchmesser und  $l_b$  der Einbindelänge. Die in Abbildung 5.3 dargestellten Ergebnisse für den Verlauf der Verbundschubspannung werden mit der Verbundsschubspannung  $f_b$  normiert, um den Einfluss der unterschiedlichen Betonfestigkeiten zu berücksichtigen. Die Verbundschubspannung  $f_b$  wird nach Sigrist 1999 berechnet mit

$$f_b = 2 \cdot f_{ctm} \quad (5.2)$$

wobei sich die mittlere Zugfestigkeit gemäss CEB-FIB Model Code (1990) über die Druckfestigkeit berechnen lässt

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad f_{ck} \text{ in N/mm}^2 \quad (5.3)$$

Statt der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  wird im Folgenden die aus der Würfeldruckfestigkeit berechnete Zylinderdruckfestigkeit  $f_c = 0.9 f_{c,cube}$  verwendet.

Tabelle 5-1 fasst die Werte der mittleren Verbundschubspannung bei  $\delta = 0.01, 0.1$  und  $1$  mm, die maximale mittlere Verbundspannung  $\tau_{b,max}$ , sowie die Druckfestigkeit der Betone zusammen. Besser vergleichen lässt sich das Verbundverhalten durch die normierten Verbundspannungs-Schlupf Beziehungen in Abbildung 5.3.

*Tabelle 5-1 Zusammenfassung der gemessenen Festigkeiten und mittleren Verbundschubspannungen bei unterschiedlichen Relativverschiebungen*

	$f_{c,cube}$	$f_b$	$\tau_{b,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ] bei Schlupf			$\tau_{b,max}$	Betonstahl
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	0.01 mm	0.1 mm	1 mm	N/mm <sup>2</sup>	
<b>C-RCA-1-100</b>	42.12	5.8	4.37 ± 0.65	9.99 ± 0.28	10.42 ± 0.64	11.85 ± 0.51	Unten
			1.60 ± 0.12	3.51 ± 0.06	7.72 ± 0.49	7.77 ± 0.52	Oben
<b>C-RCA-2-100</b>	47.30	6.4	4.38 ± 1.1	10.92 ± 0.56	10.50 ± 0.51	12.18 ± 0.33	Unten
			2.00 ± 0.55	3.91 ± 1.67	8.25 ± 0.43	8.45 ± 0.60	Oben
<b>C-A</b>	4 6.10	6.2	5.54 ± 0.83	12.17 ± 0.27	12.98 ± 1.16	13.86 ± 0.44	Unten
			1.91 ± 0.00	4.87 ± 0.47	9.65 ± 0.32	10.01 ± 0.58	Oben

Die in Abbildung 5.3 dargestellten Kurven wurden aus drei bzw. für C-RCA-1-100 zwei Versuchen gemittelt. Der qualitative Verlauf der mittleren Verbundspannung gegenüber dem Schlupf ist bei allen drei Betonen sehr ähnlich. Bei gleichem Schlupf hatten die Recyclingbetone bei untenliegendem Betonstahl ca. 80% der normierten Verbundschubspannung des Normalbetons, bei obenliegendem Betonstahl 70-100%. Ein plötzliches Versagen bei geringem Schlupf ohne Entfestigung konnte im Gegensatz zu den Untersuchungen von Janovič (1986) an Leichtbeton nicht festgestellt werden. Die Resultate bestätigen auch die Versuche von Zilch und Roos (2000) für guten Verbund bei einem Überdeckungsbeton von  $d_s$  bzw.  $2 d_s$  und für mässigen Verbund mit  $d_s$ . Lediglich bei mässigem Verbund mit  $2 d_s$  Überdeckungsbeton konnte der Recyclingbeton der Untersuchung von Zilch und Roos (2000) bei einem Schlupf  $< 0.1$  mm deutlich weniger Kraft aufnehmen als der Referenzbeton. Dieses Ergebnis von Zilch und Roos (2000) kann durch die vorliegende Untersuchung nicht gestützt werden.



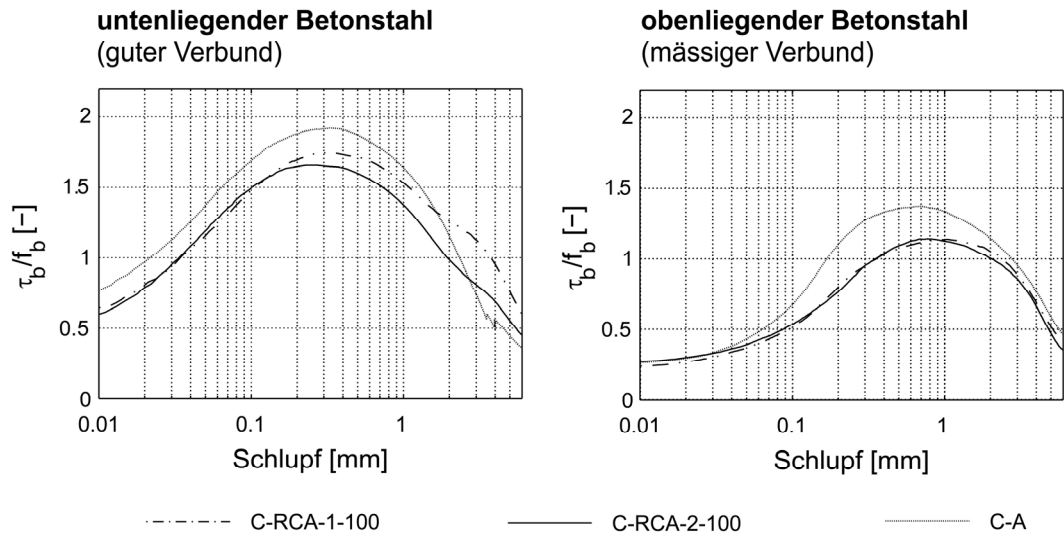


Abbildung 5.3: Normierte Schubspannung in Abhängigkeit der Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl bei gutem Verbund (links) und mässigem Verbund (rechts)

Die rechnerische Verbundspannung der SIA 262 wird von den beiden Recyclingbetonen auch bei mässigem Verbund deutlich überschritten. In der Literatur finden sich auch empirische Berechnungsformeln für die Verbundfestigkeit, die eher als die Normvorgaben zum Vergleich von experimentellen Ergebnissen geeignet sind. Ein Beispiel ist in Abbildung 5.4 gegeben, die Ergebnisse für die maximalen Verbundspannungen sind über die Zylinderdruckfestigkeit aufgetragen. Die ausgezogene Linie wurde mit der Gleichung nach Oragun et al. (1977) berechnet,

$$\tau_u = \left( 1.22 + 3.23 \cdot \left( \frac{c}{d_s} \right) + 53 \cdot \left( \frac{d_s}{l_d} \right) \right) \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{in Psi Einheiten} \quad (5.4)$$

mit  $c$  der Dicke des Überdeckungsbetons. Die Versuchsergebnisse der beiden Recyclingbetone bei oberliegendem Betonstahl werden sehr gut durch diese Formel beschrieben.

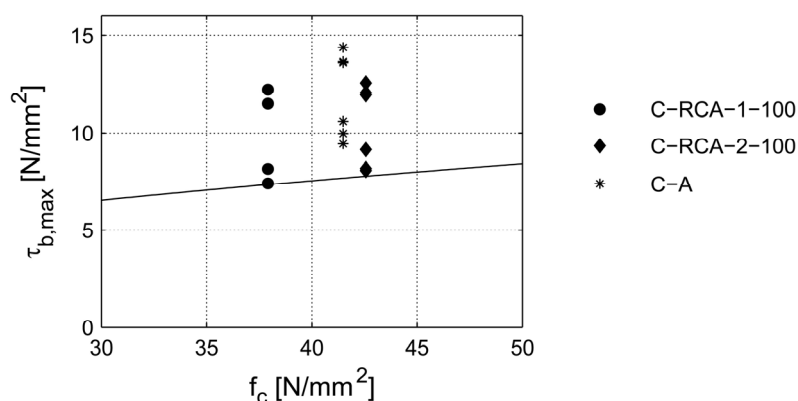


Abbildung 5.4 Maximale Verbundschubspannung der Versuchskörper versus Zylinderdruckfestigkeit. Die ausgezogene Linie wurde mit Gl. (5.4) berechnet.

## 5.2 Querkraftwiderstand

Die zahlreichen Versuche zur Querkrafttragfähigkeit (Han et al. 2001, Lü 2000, Hoffmann



und Huth 2006, Etxeberria et.al. 2007, González-Fonteboa and Martínez-Abella 2007) zeigten für Träger mit Schubbewehrung keinen signifikanten Einfluss des Betongranulats auf die Tragfähigkeit. Bei den Balken ohne Querkraftbewehrung nahm die Querkrafttragfähigkeit mit Zunahme des Betongranulatanteils ab. In allen Studien wurden ausschliesslich natürlicher Sand im Feinanteil 0-2 mm bzw. 0-4 mm verwendet. In diesem Projekt werden Platten ohne Querkraftbewehrung auf ihre Querkrafttragfähigkeit hin untersucht. Zur Ergänzung der oben genannten Studien werden die Platten aus 100% Betongranulat hergestellt.

Zunächst werden die Grundlagen für die Bemessung von Normal- und Leichtbeton in der SIA 262 erläutert, im Anschluss daran der experimentelle Aufbau und die Ergebnisse.

### 5.2.1 Querkraftwiderstand in der Bemessung

Der Querkraftwiderstand  $v_{Rd}$  von Platten ohne Querkraftbewehrung wird in der SIA 262 Ziffer 4.3.3.2.1 folgendermassen berechnet

$$v_{Rd} = k_d \tau_{cd} d \quad (5.5)$$

$$k_d = \frac{1}{1 + k_v d} \quad d \text{ in m} \quad (5.6)$$

mit  $\tau_{cd}$  dem Bemessungswert der Schubspannungsgrenze,  $d$  der statischen Höhe und dem Beiwert  $k_v$ , der in Abhängigkeit der zu erwartenden Verformung festzulegen ist. Falls die Biegebewehrung im elastischen Zustand verbleibt, ist dieser in SIA 262 Ziffer 4.3.3.2.2 festgelegt mit

$$k_v = 2.2 \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (5.7)$$

mit  $m_d$  dem Bemessungswert des Biegemoments im Nachweisschnitt und  $m_{Rd}$  dem Bemessungswert des Biegewiderstandes. Der Nachweisschnitt liegt  $d/2$  vom Auflagerrand bzw. von der Einleitstelle der Einzellast entfernt. Der Beiwert  $k_v$  muss für Grösstkorn  $D_{max} < 32$  mm mit dem Faktor  $k_{Dmax} = 48/(D_{max}+16)$  vergrössert werden (Ziffer 4.3.3.2.5). Für Leichtbeton ist  $D_{max} = 0$  einzusetzen, weil anzunehmen ist, dass der Bruch durch das Zuschlagskorn verläuft.

Der Beiwert  $k_d$  aus Gleichung (5.2) wird in Muttoni 2003 aus

$$k_d = \frac{1}{1 + 2.5 \cdot \varepsilon \cdot d \cdot k_{Dmax}} \quad d \text{ in mm} \quad (5.8)$$

hergeleitet, wobei  $\varepsilon$  die Dehnung im „kritischen Bereich“ ist. Der von Muttoni angenommene kritische Punkt ist  $0.5 d$  von der Lasteinleitung bzw. dem Auflager und  $0.6 d$  von der Betonoberfläche entfernt (s. Beispiel in Abbildung 5.5). Ausser der Lage des kritischen Bereiches nimmt Muttoni weiter an, dass die Rissbreite im kritischen Bereich proportional zum Produkt der Längsdehnung  $\varepsilon$  und der statischen Nutzhöhe  $d$  ist und dass die Querschnitte ebenbleiben. Unabhängig davon ob diese Annahmen zutreffen, beschreibt der empirische Faktor  $k_d$  den Querkraftwiderstand für die ausgewerteten Versuchsergebnisse gut (s. Bild 4.2 in Muttoni (2003), Dokumentation zur SIA 262).

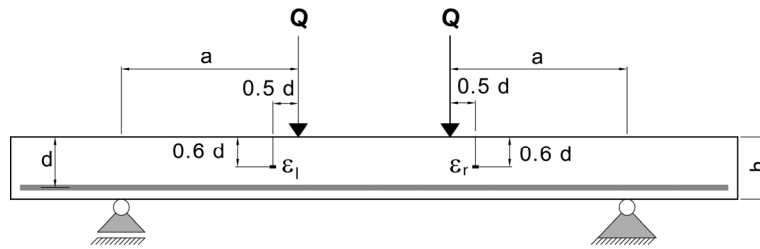


Abbildung 5.5: Lage des Nachweisschnittes und der Längsdehnung aus Gleichung 5.8 am Beispiel eines Einfeldträgers

## 5.2.2 Experimenteller Aufbau und Versuchsablauf

Die Plattenstreifen deren Querkraftwiderstand experimentell bestimmt wurde, hatten eine Dicke von 20 cm und eine Breite von 50 cm. Die Spannweite zwischen den Linienlagern betrug 1.5 m, die gesamte Länge 2.3 m. Die Belastung wurde jeweils 56 cm neben den Auflagern als Linienlast aufgebracht, dies resultiert in einem Momenten-Schub-Verhältnis von  $a/d \approx 3.48$ . Bei allen Prüfkörpern wurde eine starke Biegearmierung ( $5 \varnothing 18$ ) eingelegt, um einen Schubbruch sicherzustellen. Auf das mittlere Bewehrungsseisen wurden zwei HBM Dehnmessstreifen S1 und S2 (LY41-6/120) geklebt (Abbildung 5.6). Die Dehnmessstreifen waren nur 6 mm lang damit der Verbund möglichst wenig gestört wurde. In Abbildung 5.7 ist der Ablauf des Aufklebens der Dehnmessstreifen festgehalten. Der Verbund wird insgesamt in einem Bereich von ca. 6 cm, aber nur auf der zum Betoninneren zeigenden Seite gestört. Auf der oberen Betonoberfläche wurden ebenfalls im kritischen Schnitt zwei HBM Dehnmessstreifen B1 und B2 (LY41-100/120) geklebt. Die Durchbiegung in Plattenmitte ( $W$ ) wurde mit einem 100 mm induktiven Wegaufnehmer gemessen und zur Wegsteuerung der Prüfmaschine verwendet. Die Plattenstreifen wurden in einem klimatisierten Raum ( $22^\circ \text{C}$  / 56% relative Luftfeuchtigkeit) betoniert und bis mindestens 3 Tage vor der Prüfung gelagert. Alle Prüfungen fanden am 28 Tag nach dem Betonieren statt.

Die zwei Linienlager auf denen der Prüfkörper gelagert wird, lassen die Verdrehung des Prüfkörpers zu; das linke Lager lässt zusätzlich die Verschiebung zu. Die Belastung wird durch einen weggesteuerten 400 kN Zylinder aufgebracht. An den Zylinder ist eine Lastverteilungsplatte mit zwei Rollenlagern, deren Abstand variiert werden kann, angebracht. Zwischen diesen beiden Lagern und der Betonoberfläche wurde je ein Stahlprofil ( $30 \times 30 \times 500 \text{ mm}$ ) auf die Betonoberfläche aufgelegt. Je nach Ebenheit der Betonoberfläche wurde unter das Stahlprofil eine Holzfaserverplatte gelegt oder bei unebeneren Oberflächen das Stahlprofil mit Gips appretiert, um die gleichmässige Lasteinleitung zu gewährleisten. Die Flächenpressung direkt unter dem Stahlprofil überstieg in keinem Versuch  $10 \text{ N/mm}^2$ .

Während des Versuches wurden die Betondehnungen (B1 und B2), die Stahldehnungen (S1 und S2), die Durchbiegung ( $W$ ) und die Kraft  $F$  aufgezeichnet. Die Daten wurden mit dem A/D Wandler MGCpuls und der Software Catman erfasst. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug  $0.005 \text{ mm/s}$ . Der Versuch wurde bei einer Last von 50 kN, 100 kN bzw. 150 kN angehalten, um die vorhandenen Risse einzuzichnen und zu dokumentieren.

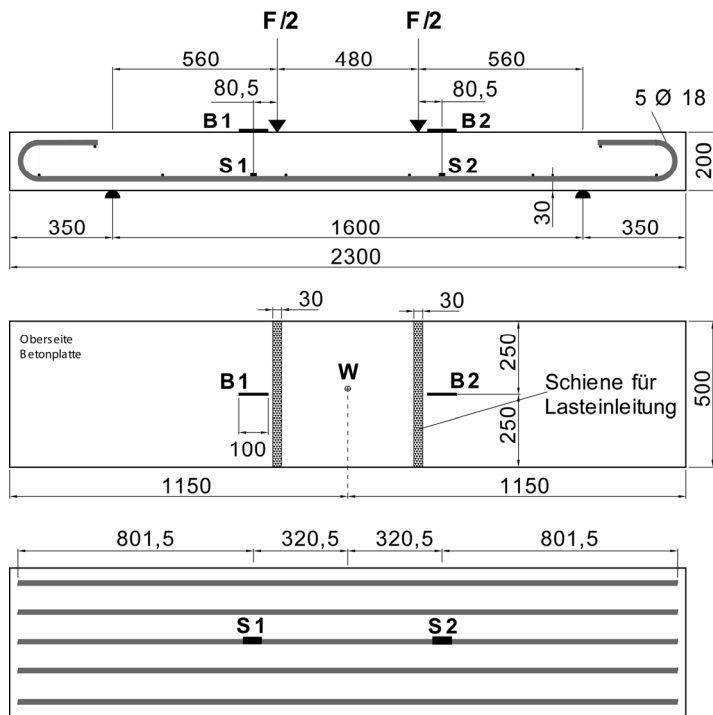


Abbildung 5.6: Versuchsaufbau für die Bestimmung des Querkraftwiderstandes an Plattenstreifen



Abbildung 5.7: Aufkleben der Dehnmessstreifen auf den Bewehrungsstahl: 1. oben links: Abschleifen der Rippen, 2. oben rechts: Aufkleben des DMS, 3. unten links: Anlöten des Kabels, 4. unten rechts: Abdichten der Messstelle.

### 5.2.3 Versuchsergebnisse und Diskussion

Die Würfeldruckfestigkeiten des Betons der Platten variierten zwischen 42.6 – 48.0 N/mm<sup>2</sup> (s. Tabelle 5-2). Um die Kraft-Verformungskurven miteinander zu vergleichen, wurde die Querkraft in Abbildung 5.8 links mit  $\tau_c \cdot d \cdot b$  normiert. Die Schubspannung  $\tau_c$  wurde mit

$$\tau_c = 0.3\sqrt{f_c} \quad (5.9)$$

berechnet, wobei  $f_c = 0.9 \cdot f_{c,cube}$  angenommen wurde (s. Kapitel 3 Festbetoneigenschaften). Am Ende der Laststufen 50, 100, 150 kN nimmt die Kraft auf Grund der Relaxation ab. Die Kraft-Verformungslinien zeigen, dass die Biegerisse sich bei allen Prüfkörpern im Bereich von 50 kN bilden. Sichtbar waren die Risse bei dieser Laststufe nur bei C-RCA-2, C-RCA-V und zwei kleine Risse bei C-A. Die Lage und die Anzahl der Biegerisse unterschied sich, wie aus den Rissbildern in Abbildung 5.9 ersichtlich ist, wenig. Ausserdem ist die niedrigere Steifigkeit von C-RCA-2 gegenüber den anderen Betonen sowohl im gerissenen als auch im ungerissenen Zustand sichtbar. In Abbildung 5.8 rechts sind von ausgewählten Prüfkörpern die Stahl- und Betondehnungen im kritischen Schnitt aufgetragen. Ausser den grösseren Betondehnungen bei gleicher Kraft lassen sich keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Platten mit Betongranulat und denen aus konventionellem Beton erkennen.

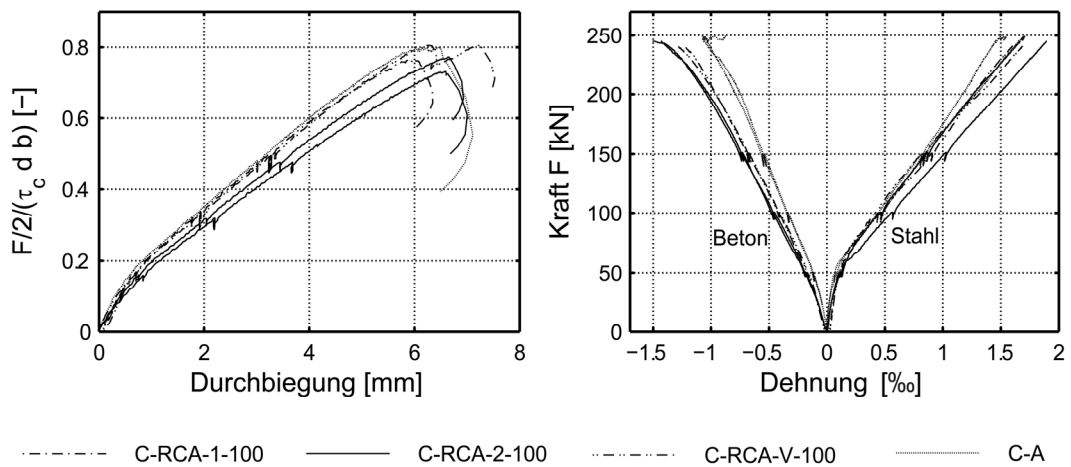


Abbildung 5.8: Links: Kraft-Verformungsdiagramm im 4-Punkt Biegeversuch. Rechts: Beton- und Stahldehnungen im kritischen Schnitt.

Abbildung 5.9 zeigt die Rissbilder der Platten nach dem Bruch. Bei den Platten C-RCA-1 und C-A-V bildete sich auf der rechten Seite ein Schubriss aus, nach dem sich anschliessenden starken Lastabfall wurden die Platten entlastet. Bei den Platten C-RCA-2 Q1 und Q2 bildete sich ein Schubriss auf der linken Seite, der bei  $F_{max}$  bis in hinteren Verankerungsbereich hineinreicht. Nach dem anschliessenden starken Lastabfall nahmen die Prüfkörper weiter Last auf und versagten schliesslich bei 80-90%  $F_{max}$ . Bei der Platte C-A bildete sich zunächst ein Schubriss auf der rechten Seite, die Last nahm allerdings weiter zu bis sich der Schubriss auf der linken Seite bei  $F_{max}$  ausbildete. Anschliessend wurde der Prüfkörper entlastet. Bei der Platte C-RCA-V bildete sich zuerst ein kleiner Schubriss auf der rechten Seite,  $F_{max}$  wurde erreicht bevor sich der Schubriss auf der linken Seite ausbildete. Anschliessend fiel die Last um 20% ab und stieg wieder bis nahezu auf  $F_{max}$ . Der Schubriss auf der linken Seite wurde grösser und die Platte konnte keine weitere Last mehr aufnehmen und wurde entlastet.

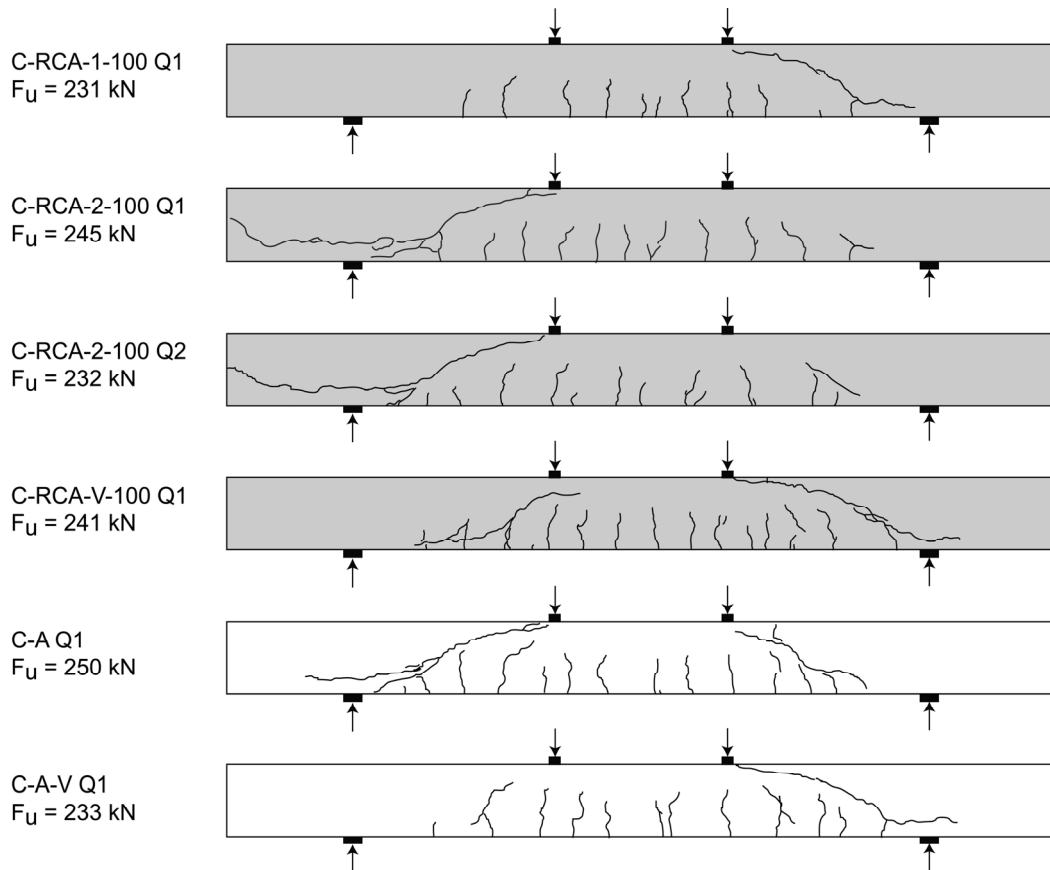


Abbildung 5.9: Rissbilder der Platten nach dem Bruch

In Tabelle 5-2 sind die ermittelte Querkrafttragfähigkeit  $V_{R,exp}$ , die Dehnungen  $\varepsilon$  im kritischen Schnitt und die Festbetoneigenschaften für die untersuchten Betone zusammengefasst. Die Schubspannung  $\tau_c$  wurde nach Gleichung 5.9 ermittelt. Die Längsdehnungen im linken und rechten kritischen Bereich  $\varepsilon_l$  und  $\varepsilon_r$  wurden unter der Annahme von ebenbleibenden Querschnitten aus den gemessenen Stahl- und Betondehnungen berechnet. Die Dehnungen der Versagensseite, sind fett gedruckt. In der Berechnung des  $k_d$ -Wertes in der SIA 262 wird die Längsdehnung im kritischen Bereich  $\varepsilon$  näherungsweise über das Verhältnis von  $m_d$  dem Bemessungswert des Biegemoments im Nachweisschnitt und  $m_{Rd}$  dem Bemessungswert des Biegewiderstandes berechnet. In der Tabelle ist deshalb die, sich aus dieser näherungsweise Berechnung ergebende, Vergleichsdehnung  $\varepsilon_v$  angegeben, allerdings ohne Einbeziehung der Sicherheitsfaktoren. Die Dehnungen  $\varepsilon_l$  und  $\varepsilon_r$  weichen sowohl untereinander als auch zur Vergleichsdehnung  $\varepsilon_v$  bis zu 45% ab. Ein Grund könnte sein, dass durch die kurze Messlänge der Dehnmessstreifen auf dem Stahl die Stahldehnungen zu lokal ermittelt wurden. Allerdings dieser Aspekt im parallel durchgeführten Projekt für Mischabbruch (Empa-Berichtnr. 205'734) unter Verwendung von 6 cm langen DMS-Streifen auf dem Stahl überprüft. Es wurden erneut grosse Abweichungen zwischen der Vergleichsspannung  $\varepsilon_v$  und den Dehnungen  $\varepsilon_l$  und  $\varepsilon_r$  festgestellt. Ein anderer Grund für diese Abweichungen könnte sein, dass bei dieser lokalen Betrachtung in der Nähe des Bruchs nicht von einem Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen werden kann. Die Querkrafttragfähigkeit  $V_{R,exp}$  ergibt sich aus  $F_{max}/2$  und dem Anteil aus dem Eigengewicht. Der experimentelle ermittelte Abminderungsfaktor berechnet sich zu  $k_{d,exp} = V_{R,exp} / (\tau_c \cdot d \cdot b)$ . Wohingegen die Faktoren  $k_{d,c}$  und  $k_{d,lc}$  aus

$$k_d = \frac{1}{1 + 2.2 \cdot \frac{m}{m_R} \cdot d \cdot k_{D,max}} \quad (5.10)$$

mit  $m$  dem Moment bei  $F_{max}$  im kritischen Schnitt und  $m_R$  dem Widerstandsmoment, berechnet wurden. Dabei wurde das Widerstandsmoment  $m_R$  mit  $f_c = 0.9 \cdot f_{c,cube}$  und  $f_s = 500$  N/mm<sup>2</sup> angenommen. Bei  $k_{d,c}$  wurde der Grösstkorndurchmesser  $D_{max} = 32$  mm und bei  $k_{d,lc}$  wie für Leichtbeton  $D_{max} = 0$  mm gewählt. Die Berechnung des  $k_d$ -Wertes nach Gleichung 5.10 entspricht der Berechnung nach SIA 262 ohne Sicherheitsfaktoren. Bis auf die Platte C-A lagen die experimentellen  $k_d$ -Faktoren aller Platten unterhalb der mit  $D_{max} = 32$  mm nach SIA 262 berechneten. Die Berechnung mit  $D_{max} = 0$  mm führt zu deutlich vergrösserter Sicherheit (+20-35% für die Recyclingbetone). Zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von längsbewehrten Balken ohne Querkraftbewehrung finden sich in der Literatur weitere Modelle und Berechnungsmöglichkeiten. Als ein Beispiel werden die vorliegenden experimentellen Ergebnisse mit dem Modell aus Zararis (2001) verglichen. Dieses Modell wurde ausgewählt, weil es davon ausgeht, dass sich zunächst der schräge Anteil des diagonalen Schubrisses ausbildet, der aber noch nicht zum Versagen führt. Sondern das Versagen beim Ausbilden des flacheren Anteils des Schubrisses in der Nähe der Krafteinleitung auftritt. Die daraus abgeleitete Tragfähigkeit wird berechnet mit

$$V_u = b \cdot d \cdot \left( 1.2 - 0.2 \frac{a}{d} \cdot d \right) \cdot \frac{x}{d} \cdot f_{ct,sp} \quad (5.11)$$

mit  $x$  der Druckzonenhöhe und  $f_{ct,sp}$  der Spaltzugfestigkeit des Betons. Der Ausdruck in Klammern berücksichtigt den Effekt der Geometrie, wobei  $1.2 - 0.2 \cdot a/d \cdot d \geq 0.65$  und  $a$  und  $d$  in Metern. Die Ergebnisse für die untersuchten Recyclingbetone werden durch diese Gleichung als auch durch die Berechnung von  $V_{R,SIA}$  sehr gut vorhergesagt, wie Tabelle 5-2 entnommen werden kann. Dabei sei angemerkt, dass  $V_{R,SIA}$  nicht dem Bemessungswert des Querkrafttragwiderstandes entspricht. Der Widerstand  $V_{R,SIA} = k_{d,c} \cdot \tau_c \cdot d \cdot b$  wird ohne Sicherheitsfaktoren mit  $f_c = 0.9 \cdot f_{c,cube}$  (der gemessenen Würfeldruckfestigkeit) und  $f_s = 500$  N/mm<sup>2</sup> berechnet.

Tabelle 5-2 Querkrafttragfähigkeit, Dehnungen im kritischen Bereich und Festbetoneigenschaften

		C-RCA-1	C-RCA-2	C-RCA-2	C-RCA-V	C-A	C-V
<b>Prüfkörper</b>		Q1	Q1	Q2	Q1	Q1	Q1
$f_{c,cube}$	kN	43.4	48.0	48.0	42.6	42.6	46.5
$f_{ct,bz}$	N/mm <sup>2</sup>	4.94	5.52	5.52	4.45	4.80	-
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	31200	30275	30275	27750	36550	-
$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.88	1.97	1.97	1.86	1.86	1.94
$\varepsilon_l$	‰	0.468	<b>0.399</b>	<b>0.302</b>	<b>0.467</b>	<b>0.597</b>	-
$\varepsilon_r$	‰	<b>0.549</b>	0.566	0.552	0.497	0.585	<b>0.454</b>
$\varepsilon_v$	‰	0.530	0.556	0.526	0.553	0.574	0.530
$V_{R,exp}$	kN	116.0	122.8	116.3	120.7	125.4	116.4
$k_{d,exp}$	-	<b>0.768</b>	<b>0.774</b>	<b>0.733</b>	<b>0.808</b>	<b>0.838</b>	<b>0.748</b>
$k_{d,c}$	-	0.824	0.817	0.825	0.818	0.812	0.824
$k_{d,lc}$	-	0.610	0.599	0.612	0.600	0.590	0.610
$V_{R,SIA}$	kN	124.4	129.7	130.9	122.3	121.5	128.8
$V_{R,SIA(lc)}$	kN	92.0	95.0	97.0	89.7	88.3	95.3
$V_U$	kN	116.8*	120.1*	120.1*	116.2*	116.2*	119.1*
$V_{R,exp} / V_{R,SIA}$	-	0.93	0.95	0.89	0.99	1.03	0.91
$V_{R,exp} / V_{R,SIA(lc)}$	-	1.26	1.29	1.20	1.35	1.42	1.23
$V_{R,exp} / V_U$	-	0.99	1.02	0.97	1.04	1.08	0.98

\* mit  $f_{ct,sp} = 0.3 \cdot f_{cm}^{2/3}$  nach Roos (2002)

In Abbildung 5.10 ist der Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit der SIA 262 nochmals graphisch dargestellt. Ausserdem sind die Versuchsergebnisse verschiedener Studien (Han et.al. 2001, Lü 2000, Etxeberria et.al. 2007, González-Fontebona and Martínez-Abella 2007) eingetragen. In diesen Studien wurden maximal 62 M.-% Betongranulat im Beton verwendet und die verwendeten Betongranulate hatte eine Wasseraufnahme

von 4.44-6.00%. Falls die Autoren keinen Grösstkorndurchmesser angegeben hatten, wurde  $D_{max} = 32$  mm gewählt, damit die Querkrafttragfähigkeit bezogen auf den Vergleich mit der SIA 262 nicht überschätzt wurde. Zur Berechnung von  $k_{d,exp}$  wurde die jeweils angegebene Zylinderdruckfestigkeit  $f_c$  verwendet, ausser bei Lü (2000), dort wurde diese mit  $f_c = 0.83 \cdot 0.92 f_{c,cube}$  aus der Würfeldruckfestigkeit berechnet. Der Faktor 0.83 wurde zur Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit auf die Zylinderdruckfestigkeit verwendet, die weitere Abminderung von  $f_c$  mit 0.92 wurde auf Grund der Lagerung der Würfel gewählt. Die Würfel wurden in dieser Studie zunächst sieben Tage in einem Wasserbecken und anschliessend bei 20° und 65% relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Zur Umrechnung der bei dieser Lagerung höheren Festigkeit wurde gemäss DIN 1045-2:2001-07 der Faktor 0.92 verwendet. Die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung die aus Beton mit 100% Betongranulat hergestellt wurden, lag im Mittel 6.13% unterhalb der nach SIA berechneten Querkrafttragfähigkeit. Bezieht man auch die Ergebnisse anderer Autoren ein, lag der Mittelwert der Reduktion der Querkrafttragfähigkeit bei 4.38 %. Die Annahme, dass die Querkrafttragfähigkeit mit Zunahme des Anteils von Betongranulat abnimmt, konnte mit diesen Versuchen nicht bestärkt werden.

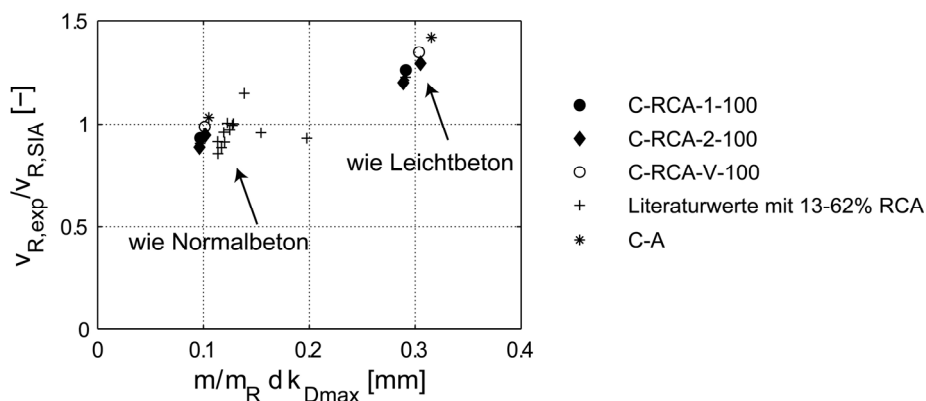


Abbildung 5.10: Experimentell ermittelte Faktoren  $k_{d,exp}$  im Vergleich zur Berechnung des  $k_d$ -Faktors nach Gleichung 5.9.

## 5.3 Schlussfolgerungen zu den strukturellen Untersuchungen

### Verbundverhalten

Die gemessenen Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehungen deuten darauf hin, dass das Verbundverhalten von Recyclingbeton mit Betongranulat nicht grundsätzlich anders, sondern lediglich weicher ist, wie es auf Grund des niedrigeren E-Moduls zu erwarten war. Die maximale Verbundschubspannung normiert mit der rechnerischen Verbundschubspannung  $f_b$  war bei den Recyclingbetonen zwar bis zu 20% kleiner als beim Referenzbeton lag aber noch im bei konventionellem Beton üblichen Bereich. Die Unterschiede zwischen Probekörpern mit unten- bzw. obenliegendem Betonstahl waren bei den zwei Recyclingbetonen ähnlich stark ausgeprägt wie beim Referenzbeton.

Eine Vergrösserung der erforderlichen Verbundlänge ist nicht notwendig.

### Querkrafttragfähigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit der drei untersuchten Recyclingbetone mit 100 M.-% Betongranulat lag im Mittel 6 % unterhalb der nach SIA berechneten Querkrafttragfähigkeit. Bezieht man auch die Ergebnisse anderer Autoren mit 13 – 62 M.-% Betongranulat ein, lag der Mittelwert der Reduktion der Querkrafttragfähigkeit bei 4 %.

Eine Berechnung des Querkrafttragwiderstandes von Platten ohne Querkraftbewehrung nach den Regeln für Leichtbeton ist auf Grund der Ergebnisse für Recyclingbeton mit Betongranulat nicht gerechtfertigt. Jedoch sollte Recyclingbeton trotzdem nicht ohne weitere

Voruntersuchungen für stark querkraftbeanspruchte Bauteile (z.B. hohe Trägerstege) verwendet werden.



## 6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

**E-Modul:** Der Elastizitätsmodul der untersuchten Recyclingbetone lag für einen Anteil an RCA < 50% im Bereich von Beton mit Alluvialkies, bei den Recyclingbetonen mit 100% RCA im Bereich von gebrochenem Kalk (Abbildung 3.2). Dabei ist zu berücksichtigen, dass der rückgebaute Beton aus dem das Granulat hergestellt wurde aus Alluvialkies bestand. Die niedrigeren Elastizitätsmodulwerte, die in der Literatur zu finden sind (Abbildung 3.3), zeigen die grosse Schwankungsbreite die auch vom Ausgangsmaterial beeinflusst ist. Es wird deshalb empfohlen, dass der Elastizitätsmodul vom Recyclingbeton als zusätzlicher Kennwert in Prüfungen ermittelt und vom Betonhersteller angegeben wird.

**Zugfestigkeit:** Die bisherigen Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Zugfestigkeit wie bei Normalbeton mit der Gleichung aus dem CEB-FIB Model Code (1990) als Funktion der Druckfestigkeit berechnet werden kann.

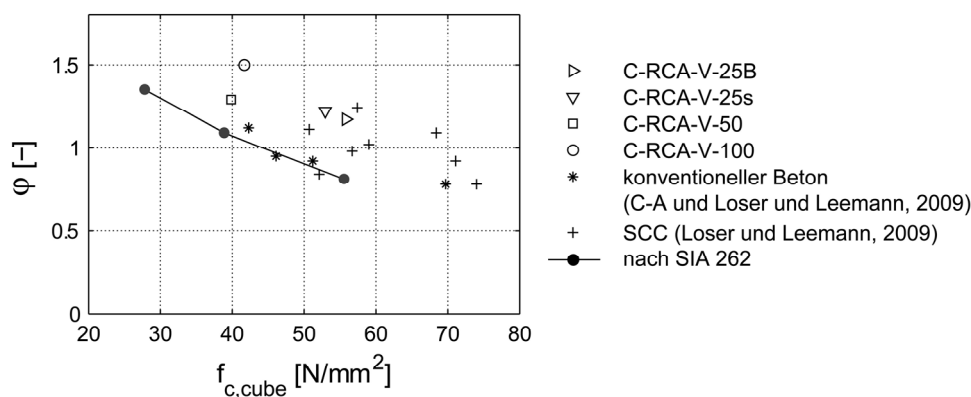
**Schwindmass:** Die Berechnung des Schwindmasses des Recyclingbetons nach folgender Gleichung erscheint auf Grund der bisherigen Ergebnisse sinnvoll:

$$\varepsilon_{rcs,\infty} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\eta_r} \quad \text{mit} \quad \eta_r = \frac{E_{rcm}}{E_{cm}} \leq 1$$

wobei  $E_{rcm}$  der Elastizitätsmodul des Recyclingbetons ist und  $E_{cm}$  nach SIA 262, Ziffer 3.1.2.3.3 mit  $k_E = 11000$ , und  $f_{cm}$  der mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Recyclingbetons berechnet wird.

**Kriechen:** Bei der Verwendung von Betongranulat im Beton kann bei gleicher Druckfestigkeit von einem, gegenüber dem nach SIA 262 berechneten, erhöhten Kriechmass ausgegangen werden (s. Abbildung unten). Für die Berechnung wird die Multiplikation des Kriechmasses mit dem Faktor 1.25 empfohlen.

Die Kriechverformungen von Beton mit Betongranulat sind somit auf Grund der höheren Kriechzahl und des niedrigeren Elastizitätsmodul höher als beim Normalbeton.



*Kriechzahlen  $\phi(91d,28d)$  verschiedener Betone in Abhängigkeit von deren Würfeldruckfestigkeit*

**Betondruckzone:** Der Beton mit 100% RCA-2 erreichte zum Versagenszeitpunkt deutlich höhere Druckstauchungen als der Referenzbeton. Dieses Ergebnis bestätigt andere Studien in denen der Einfluss von geringeren Gehalten an Betongranulat untersucht wurde. Eine Abminderung der Werte der Betondruckstauchung in der SIA 262 Ziffer 4.2.1.4 und 4.2.1.5 (wie für Leichtbeton vorgesehen) erscheint nicht notwendig.

**Verbundverhalten:** Die gemessenen Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehungen

deuten darauf hin, dass das Verbundverhalten von Recyclingbeton mit Betongranulat nicht grundsätzlich anders, sondern lediglich weicher ist, wie es auf Grund des niedrigeren E-Moduls zu erwarten war. Die maximale Verbundschubspannung normiert mit  $f_b$  war bei den Recyclingbetonen zwar bis zu 20% kleiner als beim Referenzbeton, lag aber noch im für Normalbeton üblichen Bereich. Die Unterschiede zwischen Probekörpern mit gutem und mit mässigen Verbund waren bei den zwei Recyclingbetonen ähnlich stark ausgeprägt wie beim Referenzbeton.

Eine Vergrösserung der erforderlichen Verbundlänge ist nicht notwendig.

**Querkrafttragfähigkeit:** Die Querkrafttragfähigkeit der drei untersuchten Recyclingbetone mit 100 M.-% Betongranulat lag im Mittel 6 % unterhalb der nach SIA berechneten Querkrafttragfähigkeit. Bezieht man auch die Ergebnisse anderer Autoren mit 13 – 62 M.-% Betongranulat ein, lag der Mittelwert der Reduktion der Querkrafttragfähigkeit bei 4 %.

Für dünnen Platten und Bauteilen von untergeordneter Bedeutung, die ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden, ist nach SIA 262 für Leichtbeton eine deutliche Abminderung des Querkraftwiderstandes notwendig. Auf Grund der bisherigen Ergebnisse erscheint eine Abminderung für Recyclingbeton mit Betongranulat nicht begründet.

**Durchstanzen:** Das Durchstanzen von punktgestützten Platten aus Recyclingbeton wurde in diesem Projekt nicht untersucht. Das Verhalten von Recyclingbeton kann nicht aus den bisherigen Untersuchungen abgeleitet werden.

**Dauerhaftigkeit:** Die untersuchten Betonen überschritten die normativen Grenzwerte des **Chloridwiderstands**, so dass mit einem erhöhten Risiko der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zu rechnen ist. Diese und weitere Untersuchungen machen jedoch auch deutlich, dass sich

- a) mit zunehmender Betondruckfestigkeit der Chloridwiderstand des Betons vergrößert und
- b) Betone mit CEM II/A-LL als Zement den geringsten Chloridwiderstand aufweisen. Der Chloridwiderstand der untersuchten Recyclingbetone könnte erhöht werden, wenn mit einem Zement gearbeitet werden würde, der einen höheren zementspezifischen Chloridwiderstand aufweist.

Verglichen mit Normalbeton weisen die untersuchten Recyclingbetone bei gleicher Druckfestigkeit dieselbe **Permeabilität** und Diffusion gegenüber Gasen auf. Der Karbonatisierungswiderstand dürfte entsprechend vergleichbar sein.

Die gemessene **Wasserleitfähigkeit** der untersuchten Recyclingbetone entspricht der eines wasserdichten Betons. Es ist allerdings nicht gesichert, ob die in der Norm SIA 262/1, Anhang A aufgeführte Prüfung für Recyclingbeton verwendbar ist und die erfahrungsgemässen Beziehungen zwischen Porosität und Druckfestigkeit direkt auf Beton mit poröser Gesteinskörnung angewandt werden können.

Mittlere bis hohe **Frost-Tausalz widerstände** können durch die Verwendung eines Luftporenmittels bei der Herstellung des Recyclingbetons erreicht werden.

Die untersuchten Recyclingbetone weisen in ihrer **Mikrostruktur** vereinzelte, isolierte Schwachstellen auf, die die Betonqualität jedoch nicht massgebend beeinflussen. Abgesehen von diesen lokalen Schwachstellen ist das Gefüge der untersuchten Recyclingbetone mit dem Gefüge eines Normalbetons vergleichbar.

Derzeitig kann man das Risiko nicht ausschliessen, dass die für die Betonherstellung verwendete Recycling-Gesteinskörnung aus einem zurückgebauten Betongebäude stammt, bei welchem die **AAR** bereits zu Schäden führte bzw. kurz davor ist. Bei dem mit diesem Gesteinskörnung neu erstellten Bauwerk könnten dann AAR-bedingte Schäden in entsprechend feuchter Umgebung sehr schnell auftreten.

### Anwendungsbereiche für Recyclingbeton mit Betongranulat

Bei der Anwendung von Recyclingbeton stehen niedrige bis mittlere Druckfestigkeitsklassen im Vordergrund (C25/30 bzw. C30/37). Wird die oben genannte Erhöhung des Schwind- und Kriechmasses bzw. der niedrigere Elastizitätsmodul in der Planung berücksichtigt, ergeben sich die Anwendungsmöglichkeiten v.a. aus den dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften. Entsprechend der in diesem Projekt erhobenen dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungsergebnisse ist ein Einsatz von Recyclingbeton mit bis zu 100 % Betongranulat bei folgenden Expositionsklassen möglich (unter Berücksichtigung des SIA-Merkblatts AAR):

- X0, wie Füll- und Hüllbeton bei Kanalisationsbauten, Werkleitungen, Pflasterungen
- XC1 (CH), XC2 (CH), wie Gründungsbauteile
- XC3 (CH)/XF1 (CH) bzw. XC4 (CH)/XF1 (CH): Beton im Aussenbereich vor direkter Bewitterung geschützt mit geringer Frostbelastung
- XC4 (CH)/XD1 (CH)/XF2 (CH), Bauteile der direkten Bewitterung ausgesetzt (Sprühnebel, geringe Frost- oder Frosttausalz-Belastung), wie Stützen, Lärmschutzwände oder Fahrbahnplatten, welche mit einer Abdichtung versehen sind



## Fachbegriffe

<b>Begriff</b>	<b>Bedeutung</b>
Betonabbruch	Durch Abbrechen oder Fräsen von bewehrten oder unbewehrten Betonkonstruktionen und – belägen gewonnenes Material, gemäss BAFU UV-0631-D.
Betongranulat	Gesteinskörnung aus aufbereitetem Betonabbruch, gemäss Merkblatt MB 2030 Recyclingbeton.
Gesteinskörnung	Körniges Material für die Verwendung im Bauwesen. Gesteinskörnungen können natürlich, industriell hergestellt oder rezykliert sein, gemäss SN EN 12620.
Mischabbruch	Gemisch von ausschliesslich mineralischen Bauabfällen von Massivbauteilen wie Beton-, Backstein-, Kalksandstein- und Natursteinmauerwerksabbruch, gemäss BAFU UV-0631-D.
Mischgranulat	Gesteinskörnung aus aufbereitetem Mischabbruch, gemäss MB 2030 „Recyclingbeton“.
Natürliche Gesteinskörnung	Gesteinskörnung aus mineralischen Vorkommen, die ausschliesslich einer mechanischen Aufbereitung unterzogen worden ist, gemäss SN EN 12620.
Normalbeton	Beton mit einer Rohdichte (ofentrocken) von 2000 bis 2600 kg/m <sup>3</sup> , gemäss SIA 262; in diesem Projekt bezogen auf einen Beton hergestellt mit natürlicher Gesteinskörnung (Kies-Sand)
Recyclingbeton	Beton, dessen Gesteinskörnung zu mindestens 25 Massenprozent aus Betongranulat oder zu mindestens 5 Massenprozent aus Mischgranulat besteht, gemäss SIA-Merkblatt MB 2030 Recyclingbeton.
Recycling-Gesteinskörnung/Rezyklierte Gesteinskörnung	Gesteinskörnung aus aufbereitetem anorganischem Material, das zuvor als Baustoff eingesetzt war, gemäss SN EN 12620.

## Abkürzungen

<b>C</b>	Beton
$D_{max}$	Grösstkorn der Gesteinskörnung
$E_c$	Elastizitätsmodul von Beton
$E_{rc}$	Elastizitätsmodul von Recyclingbeton
<b>GK</b>	Gesteinskörnung
<b>M</b>	Mischgranulat
<b>M.-%</b>	Masseprozent
<b>RC</b>	Recyclingbeton
<b>RCA</b>	Betongranulat (Recycled Concrete Aggregate)
$V_R$	Querkraftwiderstand eines Querschnittes
<b>X...</b>	Expositionsklassen (X0, XC, XD, XS, XF), vgl. Norm SIA 262
<b>d</b>	im Index: Bemessungswert
<b>d</b>	statische Höhe
$f_b$	Verbundschubspannung
$f_c$	Zylinderdruckfestigkeit von Beton
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit von Beton
$f_{ct}$	Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct,bz}$	Biegezugfestigkeit von Beton
$f_{ck}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton
$k_E$	Beiwert zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Beton
$k_d$	Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands von Platten
$k_{Dmax}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorndurchmessers
$k_v$	Beiwert zur Berücksichtigung der Verformungen
$l_b$	Verankerungslänge des Bewehrungsstahls
<b>m</b>	Im Index: Bemessungswert
$m_d$	Bemessungswert des Biegemomentes pro Längeneinheit
$m_R$	Biegewiderstand pro Längeneinheit
$v_R$	Querkraftwiderstand pro Längeneinheit
$\epsilon_c$	Betonstauchung
$\epsilon_{cs}$	Schwindmass
$\epsilon_{cs,\infty}$	Endwert des Schwindmasses von Beton
$\epsilon_{rcs,\infty}$	Endwert des Schwindmasses von Recyclingbeton
$\eta_r$	Umrechnungsfaktor für die Eigenschaften von Recyclingbeton

## Literaturverzeichnis

Alexander 1999	Alexander, M.G., Ballim, Y. and Mackechnie, J. R. (1999), Concrete durability testing manual, Research Monograph, vol. 3+4
ASTRA 2007/002	FGUASTRA: Prüfung des Sulfatwiderstands von Beton nach SIA 262/1, Anhang D, Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis, Forschungsauftrag Nr. FGU 2007/002, in Bearbeitung
BAFU 2006	BAFU UV-0631-D (2006) Richtlinie für die Verwertung mineralischer Bauabfälle. Umwelt-Vollzug Nr. 0631. Bundesamt für Umwelt, Bern
BIM	BIM, <a href="http://www.b-i-m.de">www.b-i-m.de</a>
BUWAL 2001	BUWAL-Umweltmaterialien (2001) Bauabfälle Schweiz – Mengen, Perspektiven und Entsorgungswege, BAFU ehemals BUWAL, Nr. 131 und 132
Binz 2002	Binz, A.-D. (2002) Wiederverwertung von Beton- und Mischabbruch als Recyclingbeton. Umwelt-praxis, 29: 19-17
Cortes 2008	Cortes, D.D., Kim, H.-K., Palomino, A.M., Santamaria, J.C. (2008) Rheological and mechanical properties of mortars prepared with natural and manufactured sands. Cement and Concrete Research 38, 1142-1147
CEB-FIP Model 1990	CEB-FIP Model Code 1990 (1993) Bulletin d'information No 213/214, Comité Euro-International Codedu Béton, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire
De Pauw 1998	De Pauw, P., Thomas, P., Vyncke, J. and Desmyter, J. (1998) Shrinkage and creep of concrete with recycled materials as coarse aggregates, Proceedings of the International Symposium „Sustainable Construction: Use of recycled concrete aggregate“, London, 214-225
Diedrich 1998	Diedrich (1998) Einfluss der Brechwerkzeuge auf die Eigenschaften von Recycling-Granulaten im Hinblick auf eine Eignung als Zuschlag für beton nach DIN 1045, Zwischenbericht C05, <a href="http://www.b-i-m-.de">www.b-i-m-.de</a>
Dillmann 1999	Dillmann, R. (1999) Beton mit rezyklierten Zuschlägen, Beton, 2, 86-91
Empa 1999	Empa (1999), Kernfeuchte und Rohdichte von porösen Gesteinskörnungen. Bericht-Nr. 167065, Dübendorf, Schweiz
Empa 2006	Abteilung Beton/Bauchemie (2006) Untersuchungen der Grundwasserverträglichkeit von Magerbeton aus RC-Material, Bericht-Nr. 203600.1, Empa, Dübendorf, Schweiz
Empa-SOP 4436	Empa-SOP 4436 (2006), Sauerstoffpermeabilitätstest OPI
EN (2004)	933-2Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 2: Bestimmung der Korngrößenverteilung – Analysensiebe, Nennmasse der Sieböffnungen
EN (2004)	933-3Prüfverfahren geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 3: Bestimmung von Kornrohichte und Wasseraufnahme.
EN (2008)	933-11Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 11: Einteilung der Bestandteile von recyceltem Grobkorn
Etxeberria 2007	Etxeberria, M., Marí, A.R. and Vázquez, E. (2007) Recycled aggregate concrete as structural material, Materials and Structures, 40, 529-541
Friedl 2003	Friedl, L., (2003) Experimentelle Untersuchungen zum Transport von Wasser und Chlorid in rezykliertem Beton und zu der daraus ableitbaren Gefahr der chloridinduzierten Stahlkorrosion. Dissertation TU München
González-Fon-teboa 2007	González-Fon-teboa, B. and Martínez-Abella, F. (2007) Shear strength of recycled concrete beams, Construction and Building Materials, 21, 887-893
Grübl 1998	Grübl, P. and Rühl, M. (1998) Der Einfluss von Recyclingzuschlägen aus Bauschutt auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften und die Bewertung hinsichtlich der Eignung für Baustellen- und Transportbeton nach DIN 1045. <a href="http://www.b-i-m.de">www.b-i-m.de</a>
Grübl 2001	Grübl, P., Weigler, H. und Karl, S. (2001). Beton – Arten, Herstellung, Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn
Han 2001	Han, B.C., Yun, H.D. and Chung, S.Y. (2001), Shear Capacity of reinforced concrete beams made with recycled aggregate, ACI Journal, Special Publication 200-31, 503-515

Hansen 1992	Hansen, T.C., 1992c. Recycling of demolished concrete and masonry (Rilem TC-37-DRC). E & FN Spon
Hasaba 1981	Hasaba, S, Kawamura, M., Torii, K. and Takemoto, K. (1981) Drying shrinkage and durability of the concrete made of recycled concrete aggregates, Transactions of the Japan Concrete Institute, 3, 55-66
Hendriks 1987	Hendriks, C.F. (1987) Verwendung von Beton- und Mauerwerksschutt als Zuschlagstoff bei der Betonherstellung in den Niederlanden, Recycling in der Bauwirtschaft, Thomé-Kozmiensky, K.J., Pietrzyk, H.-J. EF-Verlag, Berlin
Hoffmann 2004	Hoffmann, C. (2004) Materialkenngrößen von Beton aus Mischabbruch. Bericht-Nr. 203600, Empa, Dübendorf
Hoffmann 2006	Hoffmann, C. and Huth, O., (2006) Konstruktionsbeton aus rezyklierter Gesteinskörnung, Empa. Dübendorf, ISBN-Nr. 10 3-905594-49-8
Hoffmann 2007	Hoffmann, C. und Jacobs, F. (2007) Recyclingbeton aus Beton- und Mischabbruchgranulat (Sachstandsbericht)
Hofmann 2006	Hofmann, W. and Patt, B. (2006) Konstruktionsbeton aus Mischabbruch. tec 21(10): 8-10
Hunkeler 2002	Hunkeler et al. (2002), Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen. Bericht. VSS Nr. 568
Jacobs 2006	Jacobs, F. (2006) Luftpermeabilität als Kenngrösse für die Qualität des Überdeckungsbetons von Betonbauwerken.- VSS-Bericht Nr. 604, Zürich
Jäckli 1986	Jäckli, H. und Schindler, C. (1986) Möglichkeiten der Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch andere mineralische Rohstoffe, Beiträge zur Geologie der Schweiz, Geotechnische Serie, Schweizerische Geotechnische Kommission, Kümmerly & Frey, Bern
Johnson 1999	Johnson, A. et al. (1999): Bauen und Grundwasser – Qualitative Grundwassergefährdung durch Baumassnahmen, Verband Schweizer Abwasser- und Gewässerschutzfachleute, Verbandsbericht Nr. 529
Janovič 1986	Janovič, K (1986) Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 367
Kerkhoff 2001	Kerkhoff, B. und Siebel, E. (2001) Eigenschaften von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen (Teil 2). beton, 2: 105-108
Lawrence 1984	Lawrence, C.D. (1984), Transport of Oxygen through Concrete. The British Ceramic Society Meeting "Chemistry and Chemicals-Related Properties of Cement, Imperial College, London, 13.-14. April
Leemann 1999	Leemann, A. und Olbrecht, H. (1999) Beton aus mineralischen Bauabfällen. tec 21(24): 9-12
Loser 2007	Loser, R. et al. (2007), Chloridwiderstand von konventionellem und selbstverdichtendem Beton Schweizer Baujournal, Nr.2, Seite 28
Loser 2009	Loser, R., Leemann, A. (2009) Shrinkage and restrained shrinkage cracking of self-compacting concrete compared to conventionally vibrated concrete, Materials and Structures, Vol. 42, 71-82
Lü 2000	Lü, S. (2000) Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 504
Maruyama 2004	Maruyama I, Sogo M, Sogabe T, Sato R, Kawai K. (2004) Flexural properties of reinforced recycled concrete beams. In: Proceedings of the international RILEM conference on the use of recycled materials in buildings and structures, 525–535
Mackechnie 2002	Mackechnie, J. R., Alexander, M. G. (2002), Durability predictions using early age durability index testing. presented at 9th Durability and Building Materials Conference, Australien
Meissner 2000	Meissner, M. (2000) Biegetragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 505
Müller 2001	Müller, C., (2001) Beton als kreislaufgerechter Baustoff. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 513
Müller 1998	Müller, Ch. und Wiens, U. (1998) Verwertung mineralischer Bauabfälle im Beton, Vortragsskript zum 20. Aachener Baustofftag
Muttoni 2003	Muttoni, A. (2003) Bauteile ohne Querkraftbewehrung, In: Dokumentation D 0182, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 47-55
Olbrecht 1994	Olbrecht, H., 1994 (1994) Einfluss des Hohlraumgehaltes in der Gesteinskörnung auf die Betonqualität, Schweizer Baustoff-Industrie, Heft 4: 44-46
Oragun 1977	Oragun, C.O., Jirsa, J.O. Breen, J.E. (1977) A reevaluation of test data on development length and splices. ACI J 74(3), 114-122
Ravindrajah	Ravindrajah, R.S. und Tam, C.T. (1985) Properties of concrete made with crushed concrete as



1985	coarse aggregate, Magazine of Concrete Research, 37(130), 29-38
Roos 2002	Roos, F. (2002) Ein Beitrag zur Bemessung von Beton mit Gesteinskörnung aus rezyklierter Gesteinskörnung nach DIN 1045-1, Universität München.
Schmidt-Thrö 1986	Schmidt-Thrö, G., Stöckl, S., Kupfer, H. (1986) Einfluss der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 378
Schubert	(in Schubert, S., Hoffmann, C. (in Bearbeitung) Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Mischabbruchgranulat. Bericht-Nr. 205734, Empa, Dübendorf
Shehata 2008	Shehata, M., Christidis, C., Mikhael, W., Rogers, C. und Lachemi, M. (2008), Reactivity of reclaimed concrete aggregate produced from concrete affected by alkali silica reaction, 13th ICAAR, Trondheim
SIA262 :2003	Betonbau
SIA (2003) ;	262/1 Betonbau - Ergänzende Festlegungen, Anhang A: Wasserleitfähigkeit Anhang A
SIA (2003) ;	262/1 Betonbau - Ergänzende Festlegungen, Anhang B: Chloridwiderstand Anhang B
SIA (2003) ;	262/1 Betonbau - Ergänzende Festlegungen, Anhang C: Frost-Tausalz widerstand Anhang C
SIA (2003) ;	262/1 Betonbau - Ergänzende Festlegungen, Anhang H: Wassergehalt von Frischbeton Anhang H
Sieber CassinaSC+P + Partner 2002	Sieber Cassina+Partner AG, Olten et al. (2002) Stoffliche Zusammensetzung und Beurteilung der langfristigen Umweltverträglichkeit von Sekundärbaustoffen, Forschungsauftrag Nr. VSS1998/071
Sigrist 1999	Sigrist, V. (1999) Verhalten von Stahl und Beton, In: Tragverhalten von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, <a href="http://e-collection.ethbib.ethz.ch/view/eth:26156?q=tragverhalten%20von%20stahlbeton">http://e-collection.ethbib.ethz.ch/view/eth:26156?q=tragverhalten%20von%20stahlbeton</a>
SN 640 (2000)	4610a Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern
SN EN (2003)	206-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. SIA Zürich.
SN EN (1999)	1097-3 Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 3: Bestimmung von Schüttdichte und Hohlraumgehalt
SN EN (1999)	1097-6 Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme
SN EN 3 (2001)	12390-Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern
SN EN 4 (1999)	12350-Prüfung von Frischbeton - Teil 4: Verdichtungsmass
SN EN 5 (1999)	12350-Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmass
SN EN 7 (2000)	12350-Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalte – Druckverfahren
Sommer 1984	Sommer, H., (1984) Recycling von Beton- Wiederverwertung im Betonstrassenbau, Zement und Beton, 29(2)
Tavakoli 1996	Tavakoli, M. und Soroushian, P. (1996) Drying and shrinkage behaviour of recycled aggregate concrete, Concrete International, 18 (11), 58-61
Werner 1996	Werner, R. and Hermann, K. (1996). Recycling von Bauschutt. Cementbulletin, 63(2): 1-7
Wies 2002	Wies, S. and Manns, W. (2002) Frostwiderstand von rezykliertem Gesteinskörnung aus Altbeton und mineralischen Baustoffgemischen (Bauschutt), Berlin
Yagishita 1993	Yagishita F., Sano, M. and Yamada, M. (1993) Behaviour of reinforced concrete beams containing recycled coarse aggregate. Proceedings of the third international RILEM symposium on demolition and reuse of concrete and masonry, Odense, Denmark, 331-342
Zararis 2001	Zararis, P.D. and Papadakis, G.Ch. (2001) Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement, J. Struct. Eng., 733-742

---

Zilch 2000      Zilch, K. and Roos, F. (2000) Betonkennwerte für die Bemessung und das Verbundverhalten von Beton mit rezykliertem Zuschlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 507

---

# Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Strassen ASTRA

## FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

ARAMIS SBT

### Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am:

23.09.2009

#### Grunddaten

Projekt-Nr.:

AGB 2005/21

Projekttitel:

Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat

Enddatum:

Ende 2. Quartal 2009

#### Texte:

Zusammenfassung der  
Projektresultate:

- Der **Elastizitätsmodul** der untersuchten Recyclingbetone lag für einen Anteil an RCA < 50% im Bereich von Beton mit Alluvialkies, bei den Recyclingbetonen mit 100% RCA im Bereich von gebrochenem Kalk. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der rückgebaute Beton, aus dem das Granulat hergestellt wurde, aus Alluvialkies bestand.
- Die Werte der Biegezug- und der zentrischen **Zugfestigkeit** der Recyclingbetone lagen in dem für Beton mit natürlicher Gesteinskörnung üblichen Bereich.
- Das **Schwindmass** der Recyclingbetone mit Betongranulat war grösser als das des Referenzbetons (s. Empfehlungen).
- Bei gleicher Druckfestigkeit war die **Kriechzahl** der Recyclingbetone höher als die des Referenzbetons aus Alluvialkies (s. Empfehlungen).
- **Betondruckzone**: Der Recyclingbeton mit 100% Betongranulat erreichte zum Versagenszeitpunkt deutlich höhere Druckstauchungen als der Referenzbeton aus Alluvialkies.
- **Verbundverhalten**: Die maximale Verbundschubspannung bei Recyclingbeton mit 100% Betongranulat lag im Bereich derjenigen des Normalbetons mit natürlicher Gesteinskörnung. Die Unterschiede zwischen Probekörpern mit gutem und mit mässigen Verbund waren bei den zwei Recyclingbetonen ähnlich stark ausgeprägt wie beim Referenzbeton.
- Die **Querkrafttragfähigkeit** der drei untersuchten Recyclingbetone mit 100% Betongranulat lag im Mittel 6% unterhalb der nach SIA berechneten Querkrafttragfähigkeit.



	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Dauerhaftigkeit:</b> Die untersuchten Betonen überschritten die normativen Grenzwerte des Chloridwiderstandes, so dass mit einem erhöhten Risiko der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zu rechnen ist. Die Gaspermeabilität und -diffusion waren vergleichbar mit derjenigen des Primärbetons gleicher Druckfestigkeit. Im Vergleich zum Primärbeton wiesen die Recyclingbetone bei gleicher Druckfestigkeit eine leicht tiefere Wasserleitfähigkeit auf. Es wurden Wasserleitfähigkeiten &lt; 10 g/(m<sup>2</sup>h) ermittelt. Mittlere bis hohe Frost-Tausalz widerstände konnten durch die Verwendung von Luftporenmittel erzielt werden.</li> </ul>
<p>Zielerreichung:</p>	<p>1. Ziel: Grundlage für das Merkblatt SIA 2030 „Recyclingbeton“</p> <p>Mit den Ergebnissen aus diesem Forschungsprojekt und den zusammengetragenen Literaturwerten konnte eine gute Grundlage für das Merkblatt SIA 2030 „Recyclingbeton“ (Teil Recyclingbeton aus Betongranulat) geschaffen werden. Im Bereich der strukturellen Eigenschaften ist das Verhalten von Recyclingbeton beim Durchstanzen von Platten oder Fundamenten noch ungeklärt.</p> <p>2. Ziel: Anwendungsmöglichkeiten für das Bundesamt für Strassen ASTRA</p> <p>Es konnten - wie in der Zielsetzung vereinbart - Recyclingbetone konzipiert werden, die einem NPK A-Beton, d.h. seinen Anforderungen an die Zusammensetzung und Eigenschaften hinsichtlich der Expositionsklassen XC1(CH) und XC2 (CH) entsprechen. Des Weiteren konnten Betondruckfestigkeiten der Klasse C30/37 erreicht werden. Infolge der gemessenen mittleren bis hohen Frost-Tausalz widerstände sollte ein Einsatz bei den Expositionsklassen XF1(CH) und XF2(CH) möglich sein. Die Verwendung dieser untersuchten Recyclingbetone mit bis zu 100% Betongranulat ist bei der Expositionsklassen-Kombination XC4 (CH) und XD2(CH) (Chloridgehalt &gt;0.5g/l) oder XD3 (CH) aufgrund des erhöhten Risikos der Bewehrungskorrosion infolge Chloride nicht möglich. Bei der Kombination der Expositionsklasse XC4/XD1 (CH) bzw. XC4/XD2 (CH) (Chloridgehalt &lt;0.5g/l) kann jedoch der Beton aufgrund der tiefen Wasserleitfähigkeiten eingesetzt werden.</p>
<p>Folgerungen und Empfehlungen:</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es wird empfohlen, dass der <b>Elastizitätsmodul</b> von Recyclingbeton als zusätzlicher Kennwert in Prüfungen ermittelt und vom Betonhersteller in der Preisliste angegeben wird.</li> <li>- Die <b>Zugfestigkeit</b> kann wie bei Beton aus natürlicher Gesteinskörnung mit der Gleichung aus dem CEB-FIB Model Code (1990) als Funktion der Druckfestigkeit berechnet werden.</li> <li>- Die Abschätzung des <b>Schwindmasses</b> nach folgender Gleichung erscheint auf Grund der bisherigen Ergebnisse aus diesem und vorangegangenen Projekten sinnvoll:</li> </ul> $\varepsilon_{rcs,\infty} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\eta_r} \quad \text{mit} \quad \eta_r = \frac{E_{rcm}}{E_{cm}} \leq 1$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- wobei <math>E_{rcm}</math> der Elastizitätsmodul des Recyclingbetons ist und <math>E_{cm}</math> nach SIA 262, Ziffer 3.1.2.3.3 mit <math>k_E = 11000</math> und <math>f_{cm}</math> (mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Recyclingbetons) berechnet wird.</li> <li>- Bei der Verwendung von Betongranulat im Beton kann bei gleicher Druckfestigkeit von einem, gegenüber dem nach SIA 262 berechneten, <b>erhöhten Kriechmass</b> ausgegangen werden. Für die Berechnung wird die Multiplikation des Kriechmasses mit dem Faktor 1.25 empfohlen.</li> <li>- Eine Abminderung der Werte der <b>Betondruckstauchung</b> in der SIA 262 Ziffer 4.2.1.4 und 4.2.1.5 (wie für Leichtbeton vorgesehen) erscheint auf Grund der Ergebnisse nicht notwendig.</li> <li>- Eine Vergrößerung der erforderlichen <b>Verbundlänge</b> ist nicht notwendig.</li> <li>- Auf Grund der bisherigen Ergebnisse erscheint eine Abminderung des <b>Querkraftwiderstandes</b> von Platten ohne Querkraftbewehrung für Recyclingbeton mit Betongranulat nicht notwendig.</li> <li>- Das <b>Durchstanzen</b> von punktgestützten Platten aus Recyclingbeton wurde in diesem Projekt nicht untersucht. Das Verhalten von Recyclingbeton kann nicht aus den bisherigen Untersuchungen abgeleitet werden.</li> <li>- <b>Dauerhaftigkeit:</b> Die Verwendung eines Recyclingbetons mit den untersuchten Zusammensetzungen in den Einsatzgebieten eines <b>NPK A - Betons</b> ist möglich. Um das Risiko einer Betonschädigung durch eine Alkali-Aggregat-Reaktion ausschliessen zu können, sind genau definierte Rahmenbedingungen notwendig, die im zukünftigen SIA- Merkblatt zu AAR geregelt sind.</li> </ul>
<p>Publikationen:</p>	<p>Bisher keine.</p>



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Strassen ASTRA

**Beurteilung der Begleitkommission:**

Diese Beurteilung der Begleitkommission ersetzt die bisherige separate fachliche Auswertung.

Beurteilung:	<p>Es wurden sowohl ingenieurtechnische als auch materialtechnische Grundlagen für die mögliche Verwendung von Konstruktionsbeton mit Betongranulat im Tiefbau geschaffen.</p> <p>Die Untersuchungsergebnisse stellen eine fundierte Grundlage für die Erarbeitung des Merkblattes SIA 2030 „Recyclingbeton“ dar. Spezifische Praxisanwendungen konnten aufgezeigt werden.</p> <p>Mit den Untersuchungsergebnissen wird die Verwendung von Betongranulat gefördert.</p>
Umsetzung:	<p>Die Ergebnisse aus diesem Forschungsprojekt und die zusammengetragenen Literaturwerte sind eine wichtige Grundlage für das Merkblatt SIA 2030 „Recyclingbeton“ (Teil Recyclingbeton aus Betongranulat). Anhand der Forschungsergebnisse konnten spezifische Anwendungsmöglichkeiten für Recyclingbeton, hergestellt mit 100% Betongranulat, für Bauwerke der Strasseninfrastruktur aufgezeigt werden.</p>
weitergehender Forschungsbedarf:	<p>Im Bereich der strukturellen Eigenschaften ist das Verhalten von Recyclingbeton beim Durchstanzen von Platten oder Fundamenten noch ungeklärt.</p> <p>Ein weiterer Forschungsbedarf besteht bezüglich der Dauerhaftigkeit von Recyclingbeton, da zur Zeit sehr wenige Langzeit- Erfahrungen beim Einsatz von Recyclingbeton aus Betongranulat bestehen. Es ist wichtig, die noch geringe Datenmenge der im Labor vorgenommenen dauerhaftigkeitsrelevanten Untersuchungsergebnisse durch weitere Untersuchungen zu ergänzen. Des Weiteren sollten Qualitätskontrollen an Bauten in die Untersuchungen einbezogen werden.</p> <p>Untersuchungen bezüglich der Wiederverwendung von Recyclingbeton sollten an die Hand genommen werden, da diese möglicherweise Konsequenzen für Anforderungen an Recyclingbeton haben könnten.</p> <p>In Bezug auf die derzeit zur Verfügung stehende Normprüfung zur Bestimmung der Wasserleitfähigkeit von Beton (Norm SIA 262/1, Anhang A) besteht eine Unsicherheit darin, in wie weit diese für Recyclingbeton anwendbar ist. Erste empa-interne Untersuchungen zeigten, dass bei der Wasserleitfähigkeitsprüfung nicht nur die Porosität des Zementsteins sondern auch jene der rezyklierten Gesteinskörnung einen Einfluss hat. Dies wird jedoch momentan nicht in der Prüfung berücksichtigt.</p>
Einfluss auf Normenwerk:	<p>Das Merkblatt SIA 2030 „Recyclingbeton“ wurde auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse erarbeitet (Stand September 2009, in der Vernehmlassung). Des Weiteren ist eine mögliche Anpassung der in der SN EN 206/1 aufgeführten Definition des Recyclingbetons in Diskussion.</p>

**Präsident Begleitkommission:**

Name:	Dr. Käser	Vorname:	Martin
Amt, Firma, Institut:	Baudirektion des Kt. Zürich, Tiefbauamt, Abt. Ingenieur- Stab		
Strasse, Nr.:	Walcheplatz 2 / Postfach		
PLZ:	8090	Email:	martin.kaeser@bd.zh.ch
Ort:	Zürich	Telefon:	043 259 31 18
Kanton, Land:	Kt. Zürich, Schweiz	Fax:	043 259 51 56

**Unterschrift Präsident Begleitkommission:**



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Strassen ASTRA



## Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Datum
587	AGB 2000/173	Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt- Ausgewählte Kapitel <i>Ouvrage d'art durables à faible entretien - Chapitres choisis</i>	2005
588	AGB 2000/470	Spannglieder, Schrägseile und Anker - Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden <i>Câbles de précontrainte, haubans et tirants d'ancrage - Description des systèmes et leçons tirées des dégâts dus à la corrosion</i>	2005
589	AGB 1994/018	Chlorinduzierte Korrosion von Stahl in Beton-Einfluss von Temperaturen und elektrischem Betonwiderstand <i>Corrosion des aciers dans le béton due aux chlorures - Effet de la température et de la résistance électrique du béton</i>	2005
590	AGB 2001/090	Renforcement de piles de ponts contre l'impact de véhicules lourds Essais sur des colonnes en béton renforcées par des tissus en aramide. <i>Verstärkung von Brückenpfeilern gegen den Aufprall von Lastfahrzeugen Versuche an Stahlbeton-Stützen verstärkt durch Gelege aus Aramid.</i>	2005
591	AGB 2002/029	Hydrophobieren von Betonoberflächen -Empfehlungen für Planung und Applikation <i>Traitement de la surface des structures en béton -Recommandations pour la planification et l'exécution</i>	2005
592	AGB 2002/011	A Probabilistic study of fatigue in post-weld treated tubular bridge structures <i>Une étude probabiliste de la fatigue des ponts tubulaires avec noeuds traités après soudage</i>	2006
593	AGB 1999/155	Spannsystem für CFK-Lamellen <i>Système de précontrainte pour bandes en PRFC</i>	2006
594	AGB 2002/005	Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé <i>Überprüfung bestehender Strassenbrücken mit aktualisierten Strassenlasten</i>	2006
595	AGB 2003/013	Suizidprävention bei Brücken: Grundlagen <i>Prévention des suicides sur les ponts: données de base</i>	2006
596	AGB 2002/033	Untersuchung der Wirkung unterschiedlicher Oberflächenschutzkonzepte <i>Etude de l'effet de différents systèmes de protection de surface</i>	2006
597	AGB 1998/201	Erfassung massgebender Einflussfaktoren bei Brückenabdichtungssystemen mit Bitumenbahnen Laboruntersuchungen <i>Détermination des facteurs d'influence décisifs sur les systèmes d'étanchéité de ponts en lés de bitume-polymère, Essai de Laboratoire</i>	2006
598	AGB 2002/022	Brückenabdichtungen mit Flüssigkunststoff Sachstandbericht <i>Systèmes d'étanchéité de ponts en polymères liquides Rapport sur l'état des connaissances</i>	2006
599	AGB 2001/471	Schaden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz <i>Dégâts dus à la réaction alcali-granulats dans les ouvrages en béton en Suisse</i>	2006
600	AGB 2002/031	Massnahmen zur Durchsetzung der Qualitätsanforderungen bei Kunstbauten (Bau, Erhaltung) <i>Mesures destinées à mettre en oeuvre les exigences de qualité pour les ouvrages d'art (nouvelles constructions, conservation).</i>	2006



Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Datum
601	AGB 2001/472	Remplacement de ponts sous trafic <i>Brücknersatz unter Verkehr</i>	2006
602	AGB 2001/485	Laboruntersuchungen an fünf ausgebauten Trägern der Autobahnbrücke "Viadotto delle Cantine a Capolago" <i>Etude expérimentale de cinq poutres prélevées sur le pont autoroutier "Viadotto delle Cantine a Capolago"</i>	2006
603	AGB 2002/015	Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion <i>Risque d'éclatements du béton dû à la corrosion de l'armature</i>	2006
604	AGB 2002/003	Luftpermeabilität als Kenngrösse für die Qualität des Überdeckungsbetons von Betonwerken <i>Perméabilité à l'air en tant que paramètre caractéristique de la qualité du béton d'enrobage des ouvrages en béton</i>	2006
605	AGB 2000/401	Comportement, Calcul et dimensionnement des tranchées couvertes <i>Verhalten, Berechnung und Bemessung von Tagbautunneln</i>	2006
606	AGB 2001/486	Résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes à âme mince <i>Querkraftwiderstand von vorgespannten Trägern mit dünnen Stegen</i>	2006
607	AGB 2003/017	Evaluation des systèmes existants pour le suivi à long terme des déformations des ponts <i>Beurteilung bestehender Messsysteme für die Langzeiterfassung der Verformungen von Brücken</i>	2006
608	AGB 1998/101	Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch (ZEBRA) <i>Evaluation de l'état de ponts pendant leur démolition (ZEBRA)</i>	2006
609	AGB 2002/009	Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint <i>Essai in situ avec le système de surveillance acoustique SoundPrint</i>	2007
610	AGB 2005/025	Instandsetzung von Galerien - Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen <i>Remise en état de galeries - effet et efficacité des mesures réalisées</i>	2007
611	AGB 2002/027	Streuung der Betoneigenschaften in Bauwerken <i>Variabilité des caractéristiques du béton dans les ouvrages</i>	2006
612	AGB 2001/489	Permanente, vorgespannte Boden- und Felsanker: Fluktuationen des elektrischen Widerstands <i>Tirants d'ancrage précontraints en sol et en rocher: Fluctuations de la résistance électrique</i>	2007
613	AGB 1997/068 + AGB 2001/480	Experimentelle Untersuchung der Lawinenkräfte auf Galeriedächer <i>Recherche expérimentale sur les forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection</i>	2007
614	AGB 2002/026	Temporärer Korrosionsschutz von Spanngliedern (TEKplus) - Wissenschaftlich, technische Begleitung der Umsetzung in die Praxis <i>Protection temporaire des câbles de précontrainte contre la corrosion (TEKplus) - documentation scientifique et technique de la transposition à la pratique</i>	2007
615	AGB 2002/004	Betoneigenschaften nach SN EN 206-1 <i>Propriétés de Béton selon SN EN 206-1</i>	2007
616	AGB 2002/020	Beurteilung von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge aussergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten <i>Appréciation et critères d'acceptation des risques dus aux actions extraordinaires pour les ouvrages d'art</i>	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Datum
619	AGB 2005/103	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Ermittlung des Netzrisikos <i>Estimation du risque pour le réseau</i>	2010
620	AGB 2005/104	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Effektivität und Effizienz von Massnahmen <i>Efficacité et efficience des interventions</i>	2009
623	AGB 2005/107	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten <i>Sécurité structurale des ouvrages d'art existants</i>	2009
624	AGB 2005/108	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Risikobeurteilung für Kunstbauten <i>Appréciation des risques pour les ouvrages d'art</i>	2010
625	AGB 2005/109	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Effektivität und Effizienz von Massnahmen bei Kunstbauten <i>Efficacité et efficience des interventions sur les ouvrages d'art</i>	2009
626	AGB 2005/110	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Baustellensicherheit bei Kunstbauten <i>Sécurité sur les chantiers d'ouvrages d'art</i>	2009
627	AGB 2002/002	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung <i>Caractéristiques des joints de chaussée en bitumepolymère de largeur normale et de grande largeur après forte sollicitation par le trafic</i>	2008
628	AGB 2005/026	Massnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit <i>Mesures contre la corrosion induite par les chlorures pour augmenter la durabilité</i>	2008
629	AGB 2003/001 & AGB 2005/019	Integrale Brücken- Sachstandsbericht <i>Ponts à culée intégrée</i>	2008
631	AGB 2000/555	Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances aux ponts <i>Anwendungen von Ultra-Hochleistung Faserbeton im Brückenbau</i>	2008
633	AGB 2002/014	Oberflächenschutzsysteme für Betontragwerke <i>Systèmes de protection de surface pour les structures en béton</i>	2008
634	AGB 2002/007	Untersuchungen zur Potentialfeldmessung an Stahlbetonbauten <i>Recherches relatives à la mesure de potentiel sur des structures en béton armé</i>	2008
635	AGB 2004/002	Applicabilité de l'enrobé drainant sur les ouvrages d'art du réseau des routes nationales <i>Anwendbarkeit von offenporigen Asphaltdeckschichten auf Kunstbauten des nationalen Strassennetzes</i>	2008
636	AGB 2002/028	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers <i>Bemessung und Nachweis der Fahrbahnplatten von Strassenbrücken</i>	2009
637	AGB 2005/009	Détermination de la présence de chlorures à l'aide du géoradar <i>Géoradar zur Auffindung von Chloriden</i>	2009
638	AGB 2003/003	Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungs betonen <i>Causes des fissurations dans les structures en béton armées à haute performance</i>	2008