



KOLLOQUIUM 2010

Forschung &
Entwicklung für Zement und Beton

Kurzfassungen der Beiträge

Ausgabe 3. 11. 2010



KOLLOQUIUM Forschung & Entwicklung für Zement und Beton

NEUE BAUVERFAHREN / TECHNOLOGIEN

Bericht über F&E-Projekt Einstein – bautechnisch optimierte Oberbauten mit Pflastersteinen für hochbelastbare Beanspruchungen unter Einsatz des Einstein-Systems

Prok. DI Klaus SEIFERT, Semmelrock Ebenseer Baustoffindustrie GmbH & Co KG, Klagenfurt

Ökobilanz eines Autobahnabschnittes

DI Dr. Michael WAGNER, Forschungsinstitut der VÖZ, Wien

Tribologische Analysen zur Griffigkeit von Waschbeton-Fahrbahnoberflächen

DI Dr. Ameneh SCHNEIDER, AC²T research, Wr. Neustadt

Vorgespannte Bodenplatten auf Luftlagerung

DI Anton SCHWEIGHOFER und o.Univ. Prof. Dr. Ing. Johann KOLLEGGGER

TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, Wien

Einfluss von Temperatur und Schwinden auf Risse bei der Erhärtung des Betons

DI Martin PEYERL, Forschungsinstitut der VÖZ, Wien

Brückenbau mit dünnwandigen vorgespannten Beton-Fertigteilträgern

DI David WIMMER und DI Susanne GMAINER, TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau, Wien

Ing. Erwin PFANNHAUSER und Christian GRILL, Franz Oberndorfer GmbH & Co KG, Gars am Kamp

Untersuchungen – Frischbetondruck auf die senkrechte Schalung – Erstarrungsverhalten des Betons als wesentliche Einflussgröße

DI (FH) Peter AIGENBAUER und DI Dr. Alexander REINISCH, Doka Industrie GmbH, Amstetten

Das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge zwischen Aufbeton und Brückentragwerk

DI Johannes BERGER und o.Univ. Prof. Dr. Ing. Johann KOLLEGGGER

TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau, Wien

Rissbreitennachweis bei Bohrpfehlen nach den neu überarbeiteten Regelungen in der Österreichischen Richtlinie RVS 09.01.41

DI Herbert KRACHSBERGER, Magistratsabteilung 37-U, Wien

Auswirkungen der Zementart auf Befestigungselemente in Beton

DI Theodor GUGGENBERGER, DI Ronald MIHALA und Prof. DDr. Konrad BERGMESTER

BOKU Wien, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Wien

NEUE ZEMENTE / BINDEMITTEL / ZUSATZMITTEL

Die neue Europäische Sulfathüttenzementnorm EN 15743:2010 – Eigenschaften des Sulfathüttenzements in Theorie und Praxis

DI Günter WOLTRON, Baunit Beteiligungen GmbH, Waldegg

Kalksteinreiche Portlandkompositzemente für Transportbeton

DI Dr. Jürgen MACHT und DI Matthias PFÜTZNER, Kirchdorfer Zementwerk Hofmann GmbH, Kirchdorf

Influence of the CrVI reducers onto the corrosion of steel reinforcement in concrete

Dr. Irina STIPANOVIC OSLAKOVIC und Dr. Ruzica ROSKOVIC, Institut IGH d.d., Zagreb, Kroatien

Nano-T® Technology

Dr. Thomas SCHMIDT und Dr. Peter LUNK, Holcim (Schweiz) AG, Schweiz

Prok. Thomas BATLOGG, Holcim Vorarlberg GmbH, Bludenz

ENTWICKLUNGEN / BAUPRAXIS

Forschungsprojekt Sicherheit von Hohlraumbauten unter Feuerlast – eine Zwischenbilanz

DI Matthias ZEIML, TU Wien, Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, Wien

Tunnelauskleidung aus geschliffener weißer Spritzmörtelschicht

Mag.(FH) DI Dr. Stefan KRISPEL, Forschungsinstitut der VÖZ, Wien

Bmstr. DI Bernhard TATZL, H. Junger BaugmbH, Irdning

Anwendung von Weißzement am Beispiel Steg Astgasse – Link 27

DDI Rudolf BRANDSTÖTTER, Acht. Ziviltechniker GmbH, Wien

Sanierung und Weiterentwicklung von kulturhistorischen Flächenbefestigungen

DI Dr. Claudia PICH, Semmelrock International GmbH, Wien

Technik zur Herstellung von Flüssigboden nach RAL Gütezeichen 507 – einsetzbar für Kommunen und Baufirmen

DI Olaf STOLZENBURG, Logic Engineering GmbH, Leipzig, Deutschland

Nachträgliche Verstärkung mit vorgespannten eingeschlitzten CFK-Lamellen

DI Dr. Günter GRASS, Sika Österreich GmbH, Bludenz-Bings

DI Dr. Stefan BURTSCHER, TU Wien, TVFA GmbH, Wien

DI Alois VORWAGNER, TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau, Wien

wird
nachgereicht

Ausgangssituation

Aus städtebaulicher und architektonischer Sicht geht der Trend bei Pflasterbefestigungen zu immer großformatigeren Platten. **Allerdings gibt es derzeit wenig Erfahrungen für die konstruktive Ausbildung von Oberbauten mit derartigen Plattenbelägen.** Das DUOMO Einstein-System der Firma SEB wurde speziell für die Befestigung von Verkehrsflächen entwickelt, die durch Scher- und Schubkräfte enorm hohen Belastungen ausgesetzt sind, welche von herkömmlichen Pflaster- bzw. Plattenbelägen nicht aufgenommen werden können. Insbesondere in den Bereichen vor Kreuzungen und in Kreisverkehren treten auf Asphaltflächen innerhalb kürzester Zeit Spurrillen auf, welche den Verkehrsfluss und die Verkehrssicherheit massiv beeinflussen. Ebenso sind die von den Straßenerhaltern für die Sanierung aufzuwendenden Beträge beträchtlich.

Aktueller Stand der Technik

Gestaltete Flächen für den ruhenden und fließenden Verkehr nehmen weltweit an Bedeutung zu. Betonpflastersteine vereinen die vielfältigen Gestaltungsmöglichkeiten durch unterschiedliche Farb- und Formgebungen mit den Anforderungen durch Umwelt- und Verkehrsbelastung.

Richtlinien (RVS, herausgegeben von der Österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr) und Normen regeln die Bemessung des Straßenoberbaues und die Verarbeitung der Betonpflastersteine, um eine ausreichende Tragfähigkeit, eine lange Nutzungsdauer und geringe Erhaltungskosten der Pflasterdecke zu gewährleisten.

Die Leistungsanforderungen an Betonpflasterplatten sind in Klassen festgelegt, die mit entsprechenden Markierungen bezeichnet und in der ÖNORM B 3258 und der EN 1339 ausführlich beschrieben werden.

Herkömmliche Pflaster- und Plattensysteme halten den heutigen Verkehrsbelastungen oft nicht mehr stand. **Eine vielfach mangelhafte Ausführung von Verlegearbeiten verschärft die Situation. Häufige Schäden und aufwendige Reparaturen sind die Folge.** Der auf der gesamten Branche seit Jahren lastende Kostendruck führt dazu, dass handwerkliche Qualitäten auf der Baustelle immer mehr vernachlässigt werden. Schnell und kostensparend zu arbeiten, hat in der Praxis allerhöchste Priorität.

Die herkömmlichen Produkte sind nicht in der Lage hohen Verkehrsbelastungen standzuhalten, ebenso stellt auch die Tatsache der notwendigen exakten Verlegung ein Problem dar. Das von der Fa. SEB angebotene Systempflaster Einstein® verfügt über eine hohe Elastizität und kann auch bei höheren Verkehrsbelastungen im Straßenbau eingesetzt werden. Eine spezielle Fugentechnik sorgt dafür, dass sich die Steine nur an ganz wenigen Punkten berühren – und zwar an maximal einem Prozent aller möglichen Kontaktpunkte. Dieses patentierte Vollverbundsystem und die ebenfalls patentierte Versuchsicherung sorgen dafür, dass es bei einer Belastung nicht zu einer Verschiebung oder Verformung kommt.

Auch die DUOMO Großflächenplatten zeichnen sich aus durch dieses patentierte Vollverbundsystem. In traditionellen, altösterreichischen Zollformaten ist die DUOMO-Großflächenplatte ideal geeignet für historische Plätze, Straßen und Bahnhöfe. Einstein Pflaster® und DUOMO-Großflächenplatten haben sich durch schnelles und

unproblematisches Verlegen (Maschinenverlegung) und besonders lange Lebensdauer der Pflasteranlagen (hohe Wirtschaftlichkeit) in der Praxis bewährt.

Großes Augenmerk im Bereich der Pflaster- und Plattenverlegung wird auf die Beschaffenheit bzw. die Vorbereitung des Oberbaus gelegt; dieser wird in der RVS 03.08.63 geregelt und ist nach Belastungsgruppen eingeteilt.

Gemäß RVS 03.08.63 können die Pflastersteindecken derzeit in ungebundener Bauweise verlegt werden auf:

Ungebundener oberer Tragschicht (Bautyp 7)

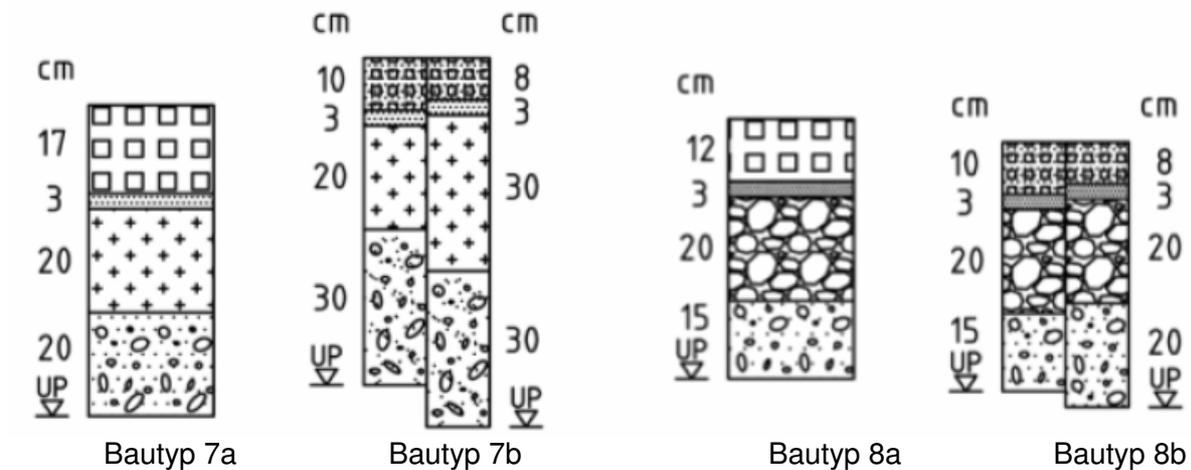
Pflaster-Drainbeton (Bautyp 8)

Dabei wird noch zwischen folgenden Untertypen unterschieden:

Großpflastersteinen (a)

Kleinpflastersteinen mit allseitiger Verbundwirkung (b)

Kleinpflastersteinen ohne Verbundwirkung (c)



Bautyp 7a

Bautyp 7b

Bautyp 8a

Bautyp 8b

Legende lt. RVS 03.08.63

- | | |
|--|--|
|  Großpflastersteine im Flechtverband |  Ungebundene obere Tragschicht |
|  Kleinpflastersteine mit allseitiger Verbundwirkung, Einseitigverbundpflastersteine |  Ungebundene untere Tragschicht |
|  Entwässerungsmaterial |  Pflaster-Drainbeton |

Bedeutung des Gesamtbauvorhaben und insbesondere des Oberbaus

Im Hinblick auf unser Unternehmen und der Branche insgesamt, muss jedoch wesentlich konsequenter auf den Erwerb zusätzlicher Kompetenzfelder, wie die Verlegung, die Verwendung optimaler Materialien sowie die Herstellung des Oberbaus und damit des Gesamtbauwerkes geachtet werden.

Insbesondere müssen diese zusätzlichen Know-how-Bereiche für unsere Unternehmen erschlossen werden wie bspw. die fachgerechte Verlegung, Verwendung optimaler Materialien sowie Herstellung des Oberbaus durch z.B. SEMMELROCK zu schulen und zu zertifizieren. In dem eine konsequente Orientierung am Gesamtbauwerk verfolgt wird, kann es auch gelingen, neue Rezepturen und damit neue Produkte sowie zugehörige Systemkomponenten zu entwickeln und zu verkaufen.

Ökobilanz eines Autobahnabschnittes – Carbon Footprint

Michael Wagner, Forschungsinstitut der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie

Weltweit rückt der Klimaschutz immer mehr in den Fokus der Politik. Dabei geht es vor allem um die Verminderung des Ausstoßes von Treibhausgasen (THG). Ein erster Schritt in diese Richtung stellt das im Jahr 1997 beschlossene Kyoto-Protokoll dar, welches erstmals völkerrechtlich verbindliche Zielwerte für den Ausstoß von Treibhausgasen in den Industrieländern festlegt. Im Zuge dessen verpflichtet sich die Europäische Gemeinschaft, die Treibhausgasemissionen im Zeitraum 2008 – 2012 (erste Verpflichtungsperiode) im Vergleich zum Kyoto-Basisjahr 1990 um 8 % zu senken. Für Österreich gilt aufgrund einer EU-internen Lastenaufteilung ein Reduktionsziel von 13 % [Umweltbundesamt, 2009].

Im Jahr 2007 betragen die Treibhausgasemissionen Österreichs 86,6 Mio. Tonnen Kohlendioxid-Äquivalente (CO₂-Äquivalente) und lag dadurch rechnerisch um 17,9 Mio. Tonnen CO₂-Äquivalente über dem jährlichen Durchschnittswert des festgelegten Kyoto-Ziels. Unter Berücksichtigung des Emissionshandels (Joint Implementation und Clean Development Mechanism -JI/CDM) sowie der Bilanz aus Neubewaldung und Entwaldung beträgt die Zielabweichung allerdings noch immer rund 6,9 Mio. Tonnen CO₂-Äquivalente. Die größten Verursacher sind die Sektoren Industrie bzw. produzierendes Gewerbe (30,5%) und Verkehr (26,1%) (siehe Abbildung 1).

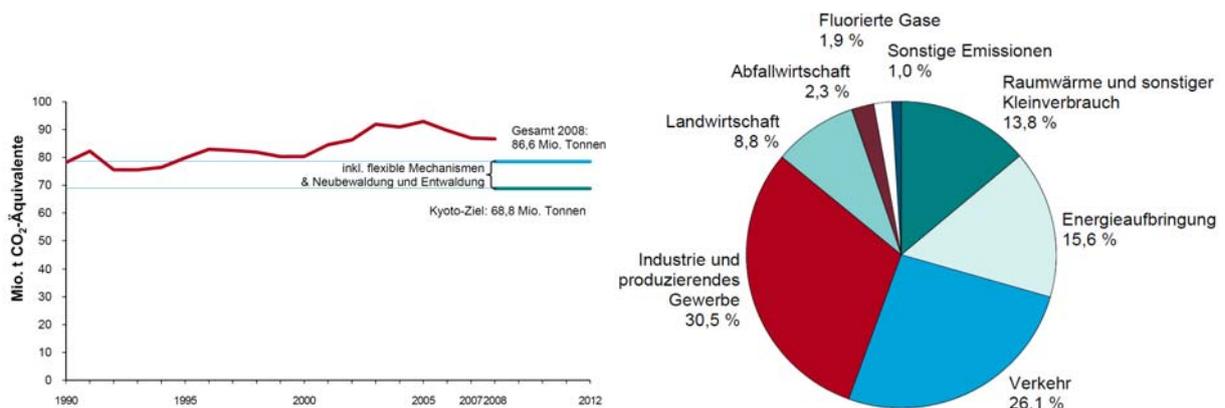


Abbildung 1: THG - Emissionen im Vergleich zum Kyoto- Ziel 2008 (links) und Anteil der Sektoren an den österreichischen THG - Emissionen 2008 (rechts) [Umweltbundesamt, 2010].

Aus diesem Hintergrund heraus ist auch die Bauindustrie bemüht einen Beitrag zu leisten und den CO₂-Ausstoß zu senken, folgend werden mögliche Einsparungspotenziale im Autobahnstraßenbau dargelegt.

In einer deutschen Studie [Milchowski, 2010] werden die potenziellen Umweltauswirkungen, die während der Herstellung und Nutzung eines 1km langen Autobahnabschnitts mit vier unterschiedlichen Oberbauvarianten (verschiedene Betondecken und Asphaltdecken) entstehen in einer Ökobilanz miteinander verglichen. Dabei wurden über eine Nutzungsdauer von 30 Jahren alle stofflichen und energetischen Beiträge der einzelnen Prozesse hinsichtlich des Treibhauspotenzials bilanziert.

Hierbei zeigte sich, dass die Betonbauweise bei der Herstellung deutlich größere CO₂-Emissionen aufweist, als vergleichbare Asphaltbauweisen. Dies ist auf die energieintensive Herstellung des Zements zurückzuführen. Betrachtet man allerdings den Herstellungs- und Erhaltungsaufwand der beiden Bauweisen, dann besteht hinsichtlich Treibhausgasemission kein signifikanter Unterschied. Dies ist wiederum auf die wartungsarme Betonbauweise zurückzuführen.

Das größte Einsparungspotenzial liegt aber auf Grund der Untersuchungen in der Reduktion des Treibstoffverbrauchs, da ungefähr 98,5 % der CO₂-Emissionen aus der 30 jährigen

Verkehrsbelastung resultieren. Weiters ist auffällig, dass der Schwerlastverkehr nur ca. ein Sechstel der Verkehrsbelastung ausmacht, aber für 47% der potenziellen Umweltauswirkungen verantwortlich ist. (siehe Abbildung 2)

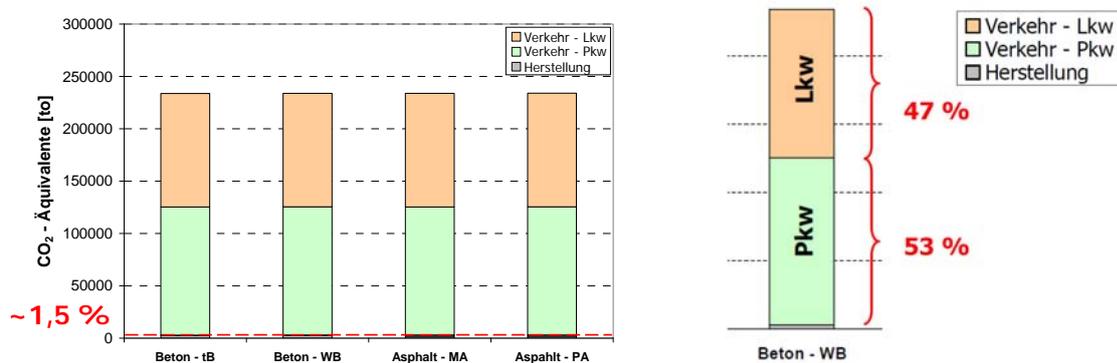


Abbildung 2: CO₂-Emission während Herstellungs- und Nutzungsphase der untersuchten Bauweisen [Milachowski, 2010].

Der Treibstoffverbrauch hängt von unterschiedlichen Faktoren ab, wie den Oberflächeneigenschaften der Fahrbahndecke, Fahrzeugparametern und dem Fahrverhalten der Fahrzeuglenker. In letzten Jahren wurden zahlreiche Studien über den Einfluss der Oberflächeneigenschaften (Rollwiderstand, Unebenheit und Steifigkeit) von Straßenbeläge veröffentlicht. Zu Folge dieser Studien können diese Parameter der Fahrbahn den Treibstoffverbrauch zwischen 5 und 10 % beeinflussen.

Legt man diese Erkenntnisse auf die gegenständliche Ökobilanz um, würde eine 2%ige Reduktion der gesamten Verkehrsemission (Pkw und Lkw) jene Emissionen, die durch Herstellung und Erhaltung verursacht wurden, aufwiegen. Ähnliche Reduktionen können durch eine 3%ige Reduktion der Emissionen verursacht durch den Schwerlastverkehr (Lkw-Anteil) erzielt werden. Basierend auf diesen Erkenntnissen besteht nicht nur in der Automobil- und Reifenerzeugenden Industrie, sondern auch im Straßenbau ein enormes Optimierungspotenzial.

Demnach kommt einer „treibstoffsparenden“ Bauweise eine deutlich größere Bedeutung zu als bisher angekommen und wir sollten den Fokus der Nachhaltigkeitsforschung neben der Herstellungsphase vermehrt auf die Potenziale der Nutzungsphase lenken. Dadurch würden die sehr hochgesteckten Kyoto-Ziele auch etwas näher rücken.

Tribologische Analysen zur Griffigkeit von Waschbeton-Fahrbahnoberflächen

Neue Methoden in der Oberflächenanalyse von Waschbeton

Ameneh Schneider¹, Johannes Böhm¹, Friedrich Franek^{1,2}

¹ Austrian Center of Competence for Tribology, Wiener Neustadt, Austria
0043 2622 81600 156, Schneider@ac2t.at

² Vienna University of Technology, Institute of Sensor and Actuator Systems, Vienna, Austria

Einleitung:

Tribologie ist seit 1966 als integraler Begriff für das Gebiet der „interagierenden, d.h. aufeinander einwirkenden Oberflächen unter Relativbewegung“ geprägt. [1] Der Begriff bezieht sich in ursprünglicher Form in ganzheitlicher Weise auf eine bestimmte Klasse technischer Systeme, auf „Tribosysteme“. Ein tribologisches System umfasst nach DIN 50320 vier Elemente (Bauteile oder Stoffe), vgl. Abbildung 1. Den festen Grundkörper, den festen, flüssigen oder gasförmigen Gegenkörper, den Zwischenstoff (Schmierstoff, Staub, andere Verunreinigungen) und das Umgebungsmedium (Luft, andere Gase, Vakuum, Flüssigkeiten). Diese Elemente kennzeichnen die Struktur des Tribosystems. Ihre stofflichen Eigenschaften beeinflussen Reibung und Verschleiß. In Hinblick auf diese Definitionen können die Fahrzeuge auf der Fahrbahn als ein Tribosystem betrachtet werden. [1]

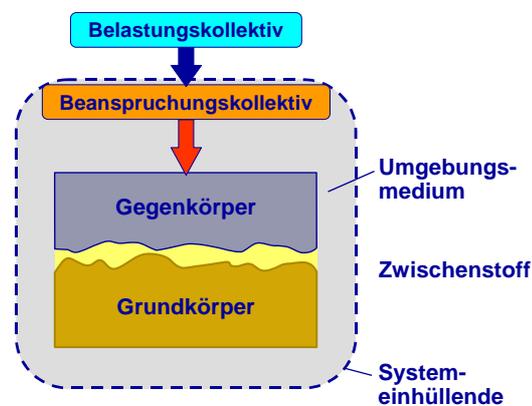


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines Tribosystems

Für die Sicherheit im Straßenverkehr ist die Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche wesentlich. Aus diesem Grund muss die Fahrbahnoberfläche eine dem Verwendungszweck angemessene Oberflächenstruktur aufweisen. Die Oberfläche beeinflusst aber auch die Lärmimmission, wobei Maßnahmen zur Erhöhung der Griffigkeit teilweise im Widerspruch zu den Vorgaben der Geräuschminderung stehen [2].

Tribologische Untersuchungen der Griffigkeit von Betonfahrbahnoberflächen

Werden die aus der massiven Präsenz eines Zwischenstoffes (Regen, Schnee, Matsch) resultierenden – im Wesentlichen rheologischen – Einflüsse auf die Griffigkeit einer

Fahrhahnoberfläche zunächst nicht betrachtet, so lässt sich die Griffigkeit in einem vereinfachten Ansatz auf 2 Hauptursachen zurückführen (s. Abbildung 2):

- Kontakt- bzw. tribomechanische Wechselwirkungen aus dem Kontakt Fahrhahn(-struktur) – Reifen(profil), wesentlich bestimmt durch verschleißbedingte Glättungseffekte sowie inhärente (Mikro-)Aufrauung („Selbstschärfung“) der eingesetzten mineralischen Stoffe.

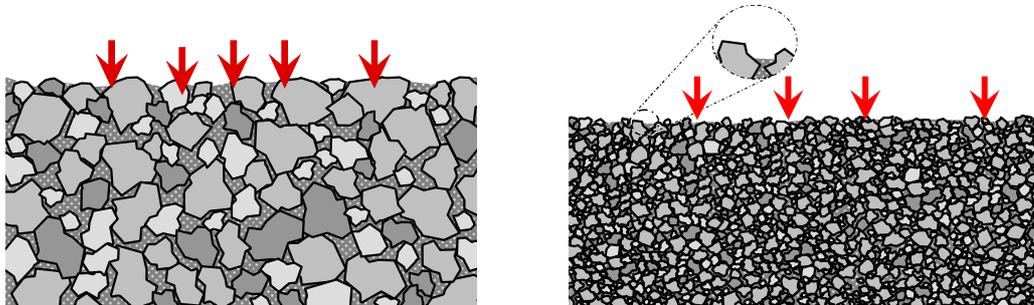


Abbildung 2: Links: Glättung (Verrundung) größerer Körner, beeinflusst die lokale Pressungsverteilung im Kontakt Reifen – Fahrbahnoberfläche (begünstigt im Übrigen bei Wasseranwesenheit die Bildung eines Gleitfilms („Mikro-Aqua-Planing“)); rechts: Herausbrechen kleiner Körner bzw. Partikel (→ „Selbstschärfung“)

- (Tribo-)chemische Wechselwirkungen der aktuell beteiligten (Werk-)Stoffe von Fahrhahnoberfläche und Reifen (unter Einbeziehung von zeitlichen Veränderungen durch Verschmutzung etc.)

Die Untersuchung bzw. Charakterisierung der Fahrhahngriffigkeit als „Output“ eines Tribosystems kann in drei Gruppen unterteilt werden:

- Direkte Untersuchung von Reibungseffekten der betreffenden Materialkombination (Makrobereich)

Bei AC²T können diese Einflussfaktoren mit Hilfe eines Tribometers (TOG – Simulation translatorisch-oszillierender Relativbewegung) untersucht werden. Dieser Versuchsaufbau eignet sich besonders für Untersuchungen des tribologischen Verhaltens von Werkstoffkombinationen im Trockenlauf oder mit unterschiedlichen Zwischenstoffen, insbesondere mit abrasiven Medien. Eine Schematische Skizze des Tribometers ist in Abbildung 3 dargestellt.

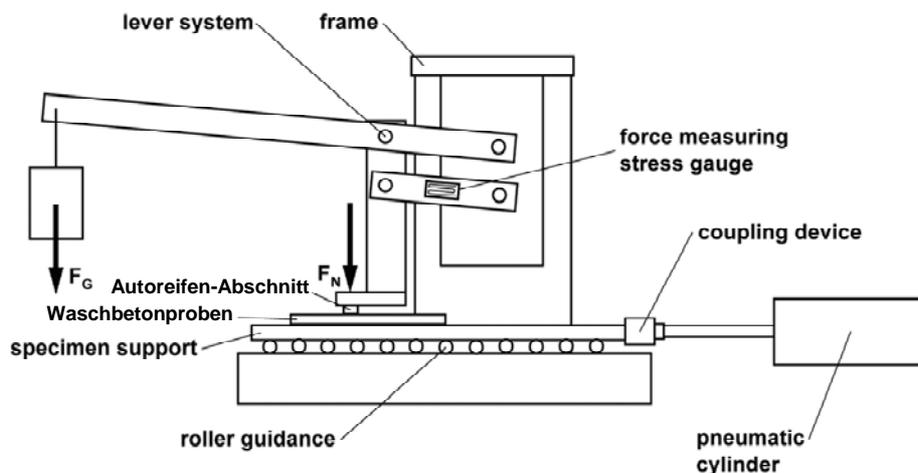


Abbildung 3: Schematische Darstellung eines TOG Tribometers

- Strukturanalysen der Oberfläche (Mikrobereich)

Für Untersuchungen der Fahrbahnoberflächen im Hinblick auf mikro-kontaktmechanische Effekte stehen bei AC²T folgende Analysesysteme zur Verfügung

- Optische Mikroskopie
- Topographievermessungen der Oberfläche – tastend oder optisch (μ -Surf)
- Rasterelektronenmikroskopie (REM)

Abbildung 4 zeigt Beispiele für die dreidimensionale Erfassung der Oberflächenstruktur eines Fahrbahnausschnittes (Grobzuschlag) auf Basis einer berührungslosen optischen Messung mit einem Weißlicht-Konfokalmikroskop (μ -Surf, Fa. Nanofocus).

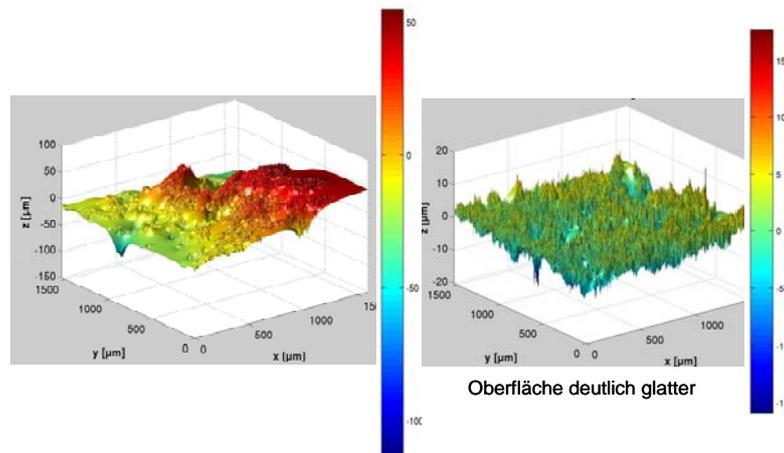


Abbildung 4: 3D-Darstellungen der Oberflächenstruktur von zwei Proben mit unterschiedlichen Griffigkeiten

C) Chemische Untersuchungen (Nanobereich)

Kontaminationen der Fahrbahnoberfläche entsprechen im weitesten Sinne dem Zwischenstoff, im Tribosystem. Während im Sinne der Griffigkeit die Wirksamkeit großer Mengen eines Zwischenstoffes (z.B. Regenwasser, Schneematch) vor allem stoffbezogene rheologische Parameter wesentlich sind, spielen im Übergang zu den Festkörpern (Fahrbahn, bzw. Reifen) insbesondere Eigenschaften der Grenzflächen (zuweilen auch als „dritter Körper“ bezeichnet) eine Rolle. Allenfalls vorhandene Substanzen, die diese Grenzflächeneigenschaften (in Form von Mikro- oder gar Nanofilmen) bestimmen, können mittels hoch sensibler analytischer Methoden, die z.B. bei AC²T zur Verfügung stehen, untersucht werden. Die Methoden sind im Folgenden kurz charakterisiert:

- ▲ ATR-Spektroskopie: Attenuated Total Reflection, (abgeschwächte Totalreflexion) ist eine infrarot-spektroskopische Methode für Oberflächenuntersuchungen von undurchsichtigen Stoffen, wie z. B. Lackschichten, Polymerfolien, flüssigen Proben
- ▲ ICP-OES: Inductively Coupled Plasma – Optical Emission Spectrometry (optischen Emissionsspektrometrie mittels induktiv gekoppelten Plasmas), ermöglicht die Bestimmung der Elementzusammensetzung. Es wird überwiegend in der Spurenanalytik zur Bestimmung von Metallen sowie von Schwefel, Phosphor und Bor eingesetzt. Die Nachweisgrenze liegt bei Routinemessungen bei ca. 1 mg/kg.
- ▲ GC-MS: Gas-Chromatography-Mass-Spectrometry (Gas-Chromatografie Massenspektrometrie), ermöglicht die Analyse organischer Kontaminationen
- ▲ XPS: X-ray Photoelectron Spektroskopie (Röntgen Photoelektronen Spektroskopie); ermöglicht die Analyse an der Oberfläche in Tiefen bis zu etwa 100 nm

- ▲ ESEM: Environmental Scanning Electron Microscope, EDX: Energy Dispersive X-ray Spectroscopy (Energiedispersive Röntgenspektroskopie); ermöglicht die Elementanalyse an der Oberfläche in Tiefen bis zu ca. 1 µm)

Untersuchungen von Änderungen von einem Nachbehandlungsmittel nach UV-Belastung zeigten beispielsweise das Auftreten von den Oxidationsprodukten.

Bei der Beurteilung der Einflussfaktoren auf die Griffigkeit aus tribologischer Sicht werden alle Analysen von Experten im Kontext betrachtet. Die Interdisziplinarität der tribologischen Systembetrachtung findet hier ihren Einsatz.

Literatur

- [1] F. Franek, A. Pauschitz et al.: Tribologie – Konstruktive Richtlinien zur Reibungs-, Verschleiß- und Schmierungstechnik. Schriftenreihe des Wirtschaftsförderungsinstitutes, Wien, 1996, 128 S.
- [2] M. Haider, J. Steigenberger, Akustisches Langzeitverhalten von Waschbetonoberflächen, update 1/2007

Vorgespannte Bodenplatten auf Luftlagerung

Vorgespannte Bodenplatten stellen im europäischen Raum ein brachliegendes Potenzial dar. Im amerikanischen und australischen Raum ist diese fugenlose Bauweise hingegen weit verbreitet. Der Anwendungsbereich reicht von Sportplätzen, Fundamentplatten, über Flugzeughangars und Wassertanks, bis zu Industriefußböden mit 30.000m² ohne Fugen. Wie in Abbildung 1 zu sehen ist, handelt es sich um einen sehr einfachen Konstruktionsaufbau. Je nach Art des Untergrundes werden die Monolitzen (Vorspannung ohne Verbund) entweder direkt auf den Untergrund oder auf einer Gleitschicht, bestehend aus Sand und 2 Lagen Folie, verlegt. Auf eine schlaffe Bewehrung kann nahezu vollkommen verzichtet werden. Diese ist lediglich im Bereich der Verankerungen, zur Aufnahme der Spaltzugkräfte, und als Randeinfassung der Platte notwendig. Die Litzen werden als Monolitzen einzeln oder in Bündeln mit bis zu vier Litzen verlegt. Die aufgebrachte Vorspannung liegt je nach Beanspruchung und Anforderung im Bereich von 1,0 bis 2,0 N/mm².

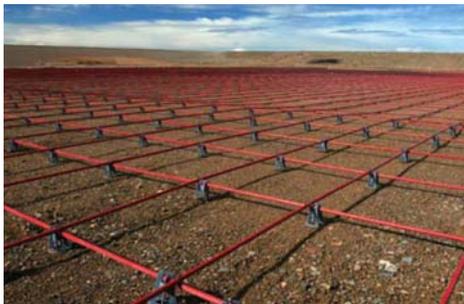


Abb.1: Vorgespannte Bodenplatte direkt auf Untergrund bzw. auf Gleitschichte (Fotos: SUNCOAST; VSL)

Vorteile von vorgespannten Bodenplatten:

- Bis zu 30.000m² ohne Fugen möglich
- Reduktion der Plattenstärke
- Entfall der schlaffen Bewehrung
- Risskontrolle durch Vorspannung (Schwinden, Abfließen der Hydratationswärme,...)
- Risse die durch vorübergehende Überbeanspruchung entstehen, werden wieder geschlossen
- Reduktion der Lebenszykluskosten
- Garantiert rissfreie Konstruktion möglich (z.B. für Deponien)

Die oben angeführten Vorteile von vorgespannten Bodenplatten und Industriefußböden sprechen für sich. Vor allem die fugenlose Ausführung bis zu 30.000m² und die Risskontrolle stellen zum Beispiel bei Industriefußböden von Hochregallagern einen enormen Vorteil im Bezug auf die Ansprüche des Bauherrn was Ebenheit (Fugenlose Ausführung) und Lebenszykluskosten betrifft dar.

Durch die Interaktion der Bodenplatte mit dem Untergrund entstehen auf Grund von Abfließen der Hydratationswärme, Schwinden und Temperatureinflüssen während der Herstellung Zwangsspannungen in der Bodenplatte [1;3]. Des Weiteren wird die Effektivität von vorgespannten Bodenplatten durch die Interaktion mit dem Baugrund reduziert. Die Interaktion von Baugrund und Bodenplatte wird durch Reibung hervorgerufen. Die Kraft zur Überwindung der Reibung muss bei der Kalkulation der erforderlichen Vorspannkraft berücksichtigt werden und kann je nach Dicke und Länge der Platte bis zu einem Viertel der gesamten Vorspannkraft betragen [2].

Neuartige Luftgleitlagerung

Die Idee der neuartigen Luftgleitlagerung ist es, eine nahezu reibungsfreie Lagerung während der Herstellung der Bodenplatte zu ermöglichen. Diese reibungsfreie Lagerung soll durch eine Kompensation des Eigengewichts erfolgen. Die Luftgleitlagerung besteht aus zwei Lagen Folie mit dazwischenliegendem Vlies. Die untere Folie wird an den Rändern der Bodenplatte eingeschlagen und mit der oberen Folie durch Kleben oder Schweißen miteinander verbunden. Im Anschluss werden die Randabschalung hergestellt und die Monolitzen verlegt. Drei bis sechs Stunden (je nach Betonzusammensetzung) nach dem Betonieren wird mit Hilfe eines einfachen Gebläses Luft in die

Zwischenlage der Folien eingeblasen. Durch das eingelegte Vlies wird sichergestellt, dass sich die Luft gleichmäßig über die gesamte Fläche verteilt. Der so entstehende Luftdruck wirkt dem Eigengewicht der Bodenplatte entgegen. Wird nun das Eigengewicht der Platte mit dem Luftdruck kompensiert, entstehen keine Normalspannungen in der Fuge zwischen Bodenplatte und Untergrund und somit können sich auch keine Reibungskräfte, die der Verformung der Bodenplatte entgegenwirken könnten, aufbauen. Im Anschluss an das Vorspannen wird die Luft wieder abgelassen und es entsteht eine herkömmliche Gleitlagerung nach dem Stand der Technik.

Feldversuche

Im Zuge eines FFG Forschungsvorhabens der Österreichischen Vereinigung für Beton und Bautechnik, das von einem Konsortium aus Österreichischen Baufirmen, bestehend aus ALPINE, PORR, STRABAG, BILFINGER BERGER, HINTEREGGER, ÖSTU-STETTIN und SWIETELSKY unterstützt wurde, konnte das neuartige Verfahren im Großversuch getestet werden. Das Forschungsvorhaben bestand aus 8 Stück, 60 m langen, 1 m breiten und 30 cm starken Bodenplatten, die mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen (mit und ohne Sauberkeitsschicht; mit und ohne Gleitlagerung nach dem Stand der Technik, bzw. Luftgleitlagerung) und unterschiedlicher Bewehrung (unbewehrt, bewehrt nach Richtlinien „Weiße Wanne“ [5]; Vorspannung ohne Verbund) hergestellt wurden. Die Versuche wurden auf dem alten Flughafenrollfeld in Wien Aspern durchgeführt [4].



Abb.2: Vorspannen Platte 5 und 6



Abb.3 Luftlagerung

Der notwendige Luftdruck wurde mit Hilfe eines Seitenkanalverdichters erzeugt und beträgt pro Zentimeter Plattenstärke lediglich 2,5 mbar. Ein Austreten von Luft an den Rändern des Luftkissens kann auf Grund des geringen Drucks und der großen Luftfördermenge des Seitenkanalverdichters leicht kompensiert werden. Die Einleitung der Vorspannkraft in die Bodenplatten wurde mit Hilfe von 24 induktiven Wegaufnahmen mit einer Länge von jeweils 2 m gemessen. Des Weiteren wurden betontechnologische Untersuchungen durch das VÖZfi durchgeführt.

RESÜME DER VERSUCHE

Die Herstellung des Luftkissens ist einfach und baupraktisch umsetzbar. Die Erzeugung und Regelung des Luftdrucks ist mit einfachen Mitteln möglich. Eine Entkoppelung vom Untergrund konnte sichergestellt werden.

- [1] S. Agatz, *Herstellungszustand verformungsbehinderter Bodenplatten aus Beton*, Dissertation, TU-Essen, 2005
- [2] Post-Tensioning Institut; *Design of Post-Tensioned Slabs-On-Ground*, Phoenix, Arizona 85021, 2008
- [3] J. Schüttle, *Einfluss der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten*, TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1997
- [4] M. Weber, *Großversuche an Bodenplatten mit unterschiedlichen*, Diplomarbeit, TU-Wien, 2009
- [5] Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik, *Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wanne*, Wien Auflage März 2009

Einfluss vom Temperatur und Schwinden auf Risse bei der Erhärtung des Betons

Ing. Martin Peyerl, Forschungsinstitut der VÖZ

Die beim Erhärten von Betonbauteilen auftretende Hydratationswärme des Bindemittels bewirkt bei nicht frei beweglichen Bauteilen bei der Abkühlung nach Erreichen der Höchsttemperatur Temperaturspannungen im Bauteil, die durch die Abkühlung der Schichten am Bauteilrand noch vergrößert werden. Zusätzlich schwindet aufgrund von Wasserabgabe und chemischer Reaktion des Zementsteins der Beton gerade in jungem Alter stark. Beide Faktoren führen dazu, dass die jeweils zum entsprechenden Betonalter vorherrschende Zugfestigkeit überschritten werden kann und so zu Rissen im Bauteil führt.

Ziel der Entwicklung im Rahmen eines Forschungsvorhabens war, einen Beton für wasserundurchlässige Bauwerke (Weiße Wannen) zu entwickeln, der trotz der Verwendung der derzeit üblichen und für die Beständigkeit und den Baufortschritt erforderlichen Bindemittelgehalte und W/B-Werte eine geringer Rissneigung aufweist. Damit soll es möglich sein, zielsicher wasserundurchlässige Bauwerke mit weniger rissweitenbegrenzender Bewehrung herstellen zu können, bzw. die Gefahr der Wasserdurchlässigkeit dieser Bauteile durch schädliche Risse zu reduzieren.

Bei der Hydratation tritt meist der höchste Temperaturgradient bei der höchsten Temperatur im Bauteil auf. Beide Werte sind umso größer je dicker das Bauteil ist. Die entstehende gesamte Hydratationswärme und somit die in einem Bauteil entstehende Höchsttemperatur ist weitgehend vom Bindemittelgehalt sowie von der Bindemittelart abhängig. Zu Rissen kommt es, wie Abbildung 1 zeigt, wenn zu einem Zeitpunkt die auftretende Zugspannung die zu diesem Zeitpunkt vorhandene Zugfestigkeit erreicht [1, 2]. Um oberflächennahe Risse durch Temperaturspannungen zu vermeiden sind generell die Temperaturgradienten im Querschnitt, durch Schutz des Bauteils gegen zu rasche Abkühlung der Oberfläche, niedrig zu halten [2].

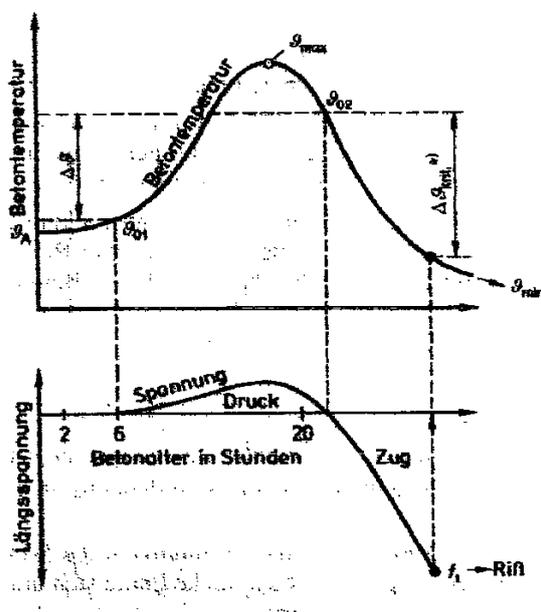


Abbildung 1: Durch die Hydratationswärme verursachten Verlauf der Betontemperaturen sowie Betonspannung bei behinderter Verformung [1].

Schwinden im Beton wird dadurch verursacht, dass die bei der Hydratation entstehenden Reaktionsprodukte einen kleineren Raum als die Ausgangsstoffe einnehmen und dem Beton bei der Hydratation durch Verdunstung Wasser entzogen wird. Haupteinflussfaktoren des Schwindes sind daher Austrocknungsverhalten, Wassergehalt und Bindemittelgehalt des Betons [3].

Aufgrund der Anforderungen an die Beständigkeit können viele der auf die Rissbildung Einfluss nehmenden Parameter, wie erforderlicher Mindestzementgehalt und dessen Auswirkung auf Hydratationswärme und Schwinden, nicht wesentlich verändert werden. Eine weitere Verringerung der anfänglichen Wärmeentwicklung würde zwar die Rissgefahr verringern, aber den Baufortschritt auf Grund einer zu langsamen Hydratation stark verzögern und damit zu einer Verteuerung der Betonbauweise führen.

Im gegenständlichen Forschungsvorhaben wurde untersucht inwieweit die zu schädlichen Rissen führenden Zwängspannungen im Bauteil durch verringerte Schwindspannungen beeinflusst werden können. Abbildung 2 zeigt die Ergebnisse von Schwindversuchen an Mörtelprismen mit und ohne Schwindreduzierer bei identer Lagerung.

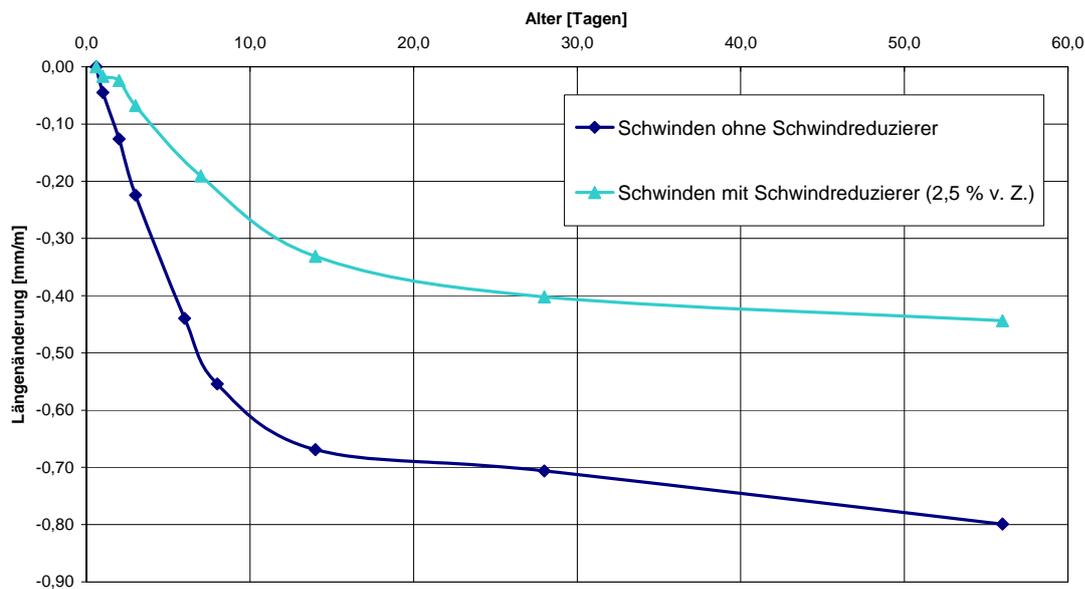


Abbildung 2: Schwinden von Mörtelprismen mit und ohne Schwindreduzierer bei identer Lagerung

Es ist zu erkennen, dass durch den Einsatz von schwindreduzierenden Zusatzmitteln die Schwindspannungen um knapp 50 % reduziert werden können. Durch diese Versuche konnte auch gezeigt werden, dass bei nahezu unveränderten Betonfestigkeiten die durch Temperatur und Schwinden entstehende Zugspannung und somit die Rissgefährdung im Bauwerk deutlich reduziert werden kann.

Literaturverzeichnis:

- [1] Springenschmid, R.; Nischer P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen in jungem Beton, Beton und Stahlbetonbau 9/1973
- [2] Mangold, M.. Einfluss der Nachbehandlung auf die Zwang- und Eigenspannungen von Bauteilen aus Beton; DAFStb Forschungskolloquium am 5. und 6. Okt. 1993 an der TU München aus Jahresmitteilungen 1993 der Technischen Universität München Baustoffinstitut
- [3] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften, Erst Sohn Berlin 2001

Brückenbau mit dünnwandigen vorgespannten Beton-Fertigteilträgern

Dipl.-Ing. David Wimmer
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung und Erprobung von trogförmigen Fertigteilträgern, die im Brücken- und Ingenieurbau an Stelle von Stahlträgern eingesetzt werden können.

Bisher nur im Hochbau verwendete Fertigteilplatten (Gitterträgerdecken) mit einer Stärke von 70 mm bilden die Seitenwände der trogförmigen Fertigteilträger. Zusammen mit einer 120 mm Bodenplatte können verschieden breite Trogquerschnitte erzeugt werden, die in weiterer Folge die Schalung für den Füllbeton bilden.

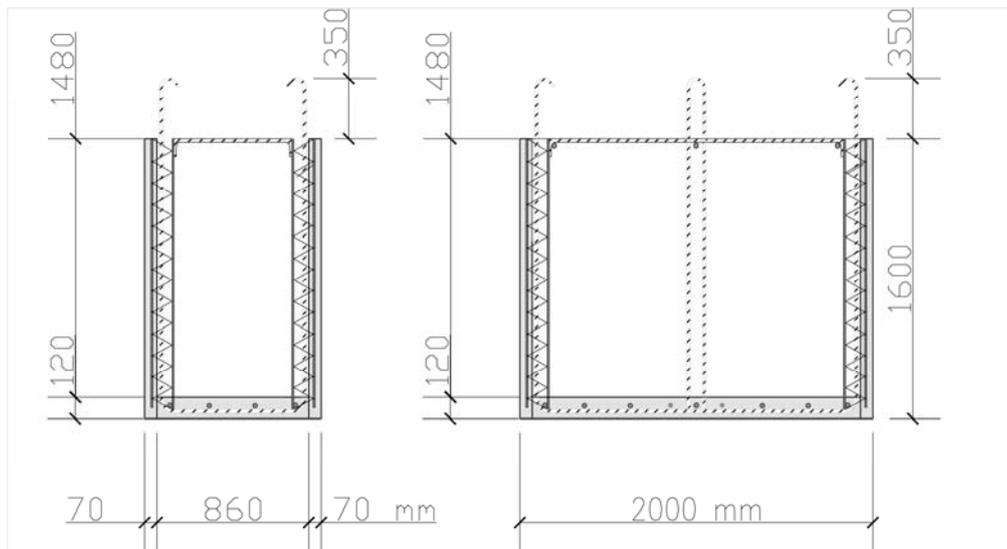


Abb.1 : Querschnitte Fertigteilträger

Die Betonfertigteilquerschnitte sind 0,6 m bis 2,5 m breit, 1,0 m bis 2,8 m hoch und aus Fertigungs- und Transportgründen maximal 20 m lang. In den Elementen sind bereits die notwendige Bewehrung und die Spannglieder für Montage- und Endzustand eingebaut. Auf den Baustellen werden die Fertigteile bei Bedarf mit Spanngliedern zu längeren Elementen zusammengefügt und lagenweise mit Beton verfüllt.

Um Informationen über das Tragverhalten der zusammengesetzten vorgespannten Beton-Fertigteilträger zu erlangen, wird zurzeit ein Feldversuch durchgeführt. Es sollen Stabilitätsprobleme und Rissbildung der außergewöhnlich dünnwandigen Querschnitte während der Montage mit dem Brückenklappverfahren und dem Verfüllen mit Ortbeton untersucht werden. Die Versuche werden im September 2010 durchgeführt.

In einem ersten Schritt werden die vorgespannten Brückenfertigteilträger mit einer Länge von 25 m und die ebenfalls aus Fertigteilen hergestellten Druckstreben (L=12 m) montiert und entlang eines Hilfspfeilers ausgeklappt. Die in horizontaler Lage befindlichen Brückenträger dienen nun als Schalung für den Füllbeton. Nach dem Ausbetonieren der Fertigteillemente entsteht ein monolithischer Stegquerschnitt, der durch Herstellen einer verbindenden Platte und weiteren Stegquerschnitten zu einer Plattenbalkenbrücke ausgebaut werden kann. Die Erzeugung der Fahrbahnplatte kann mit den üblichen Methoden des Betonbaus (Verbundschalwagen, Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung) erfolgen.

KLAPPBRÜCKE IN GARS AM KAMP (SEP. 2010)

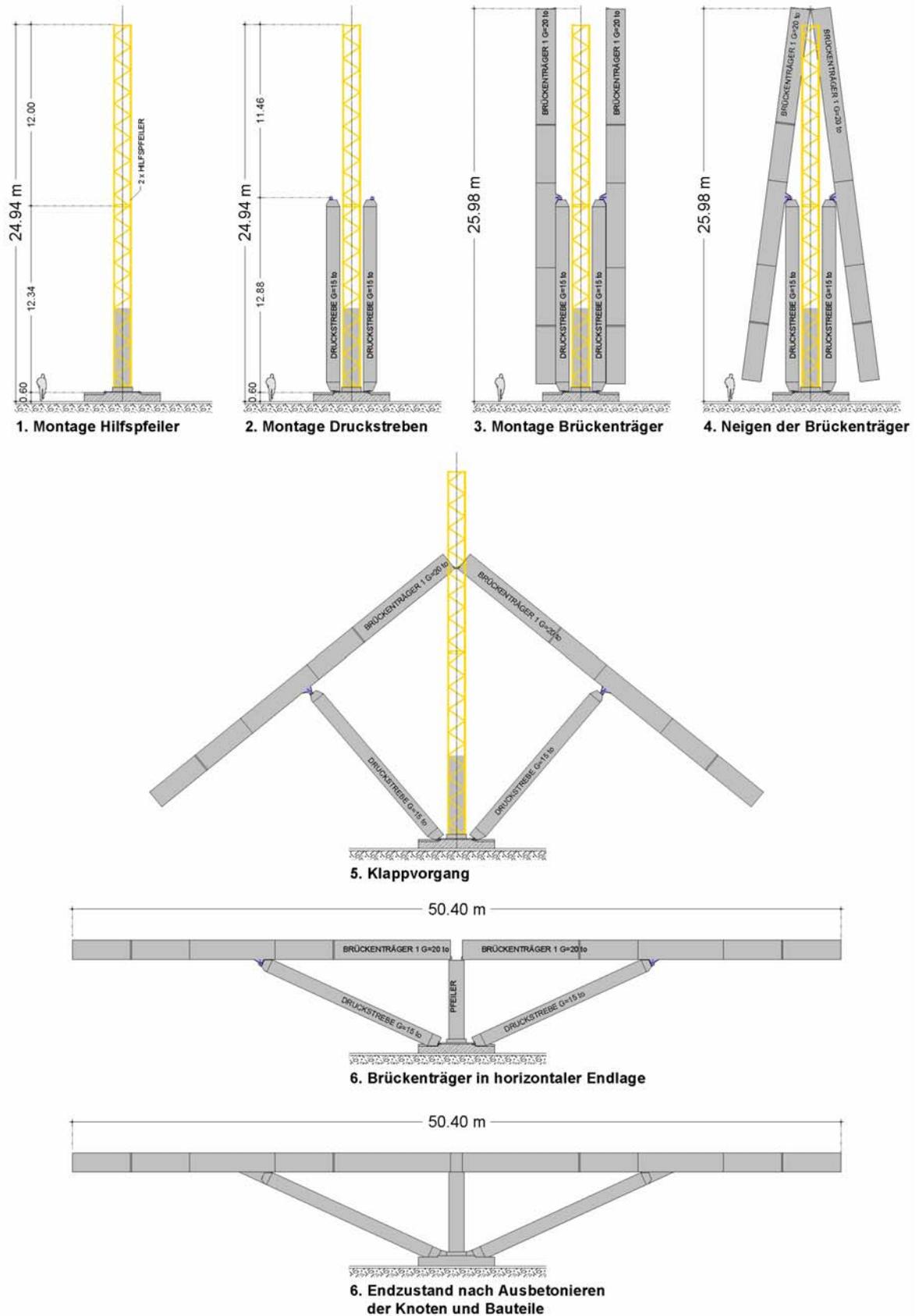


Abb.2 : Feldversuch Gars am Kamp

Der Feldversuch soll demonstrieren, dass die Kombination aus Brückenklappverfahren und der Einsatz von Betonfertigteilen mit hohem Vorfertigungsgrad eine Alternative zum Verbundbau darstellt.

Untersuchungen - Frischbetondruck auf die senkrechte Schalung

Erstarrungsverhalten des Betons als wesentliche Einflussgröße

Dipl.-Ing. (FH) Peter Aigenbauer, Dipl.-Ing. Dr.-techn. Alexander Reinisch

Einleitung

Frischbeton zu verarbeiten setzt es voraus, die Einwirkung auf die Schalung zu kennen und zu berücksichtigen.

Die Entwicklungen im Bereich der Betontechnologie der letzten Jahre haben die Frischbetoneigenschaften sowie das Erstarrungsverhalten und das Erhärten des Betons teilweise beträchtlich verändert. Auch der Trend zur Verwendung höherer Konsistenzklassen ist generell zu verzeichnen. Alle diese Entwicklungen haben Einfluss auf die Verarbeitung des Betons und somit auch auf den Frischbetondruck.

Zur Bemessung bzw. Dimensionierung der Schalung ist es notwendig eine Annahme hinsichtlich des zu erwartenden Frischbetondrucks zu tätigen. Dazu sind folgende wesentliche Einflussparameter zu berücksichtigen:

- Betonierhöhe und Art der Einbringung
- Steiggeschwindigkeit
- Konsistenz
- Erstarrungsverhalten bzw. Erstarrungsende (t_E) des Betons

Von folgenden Faktoren wird wiederum das Erstarrungsverhalten des Betons beeinflusst:

- Bindemittel, w/b-Wert, Betonzusatzstoffe
- Zusatzmittel (Betonverflüssiger, Fließmittel, Erstarrungsverzögerer,...)
- Frischbetontemperatur / Einbautemperatur / Umgebungstemperatur

Untersuchungen

Im Zuge von wissenschaftlichen Untersuchungen in Form interner Versuche, einer Diplomarbeit der Fa. Doka und der engen Zusammenarbeit mit der Firma Bernegger wurden die einzelnen Einflussparameter in Form von Labor- und Baustellenversuchen auf ihre Bedeutsamkeiten untersucht. Speziell der Einfluss des Erstarrungsverhaltens bzw. die Bestimmung des Erstarrungsendes (t_E) lag im Fokus der Untersuchungen.

In den Laborversuchen wurden mehrere Methoden zur Bestimmung des Erstarrungsendes (t_E) des Betons auf unterschiedlichen Maßstabsebenen einander gegenübergestellt:

- Vicatversuch am Bindemittelleim (= „Zementmaßstab“) nach EN196-3
- Vicatversuch Mörtel (= „Mörtelmaßstab“) mit Normsand bzw. Gesteinskörnung Beton bis GK 4 nach EN 480-2
- Knetbeutelversuch (= „Betonmaßstab“) nach DIN 18218:2010-01

Im Zuge der Baustellenversuche wurden die Annahmen des zu erwartenden Frischbetondrucks nach der DIN 18218 durch Ankerlastmessungen bzw. Messungen des Frischbetondrucks an Wänden > 4m verifiziert.

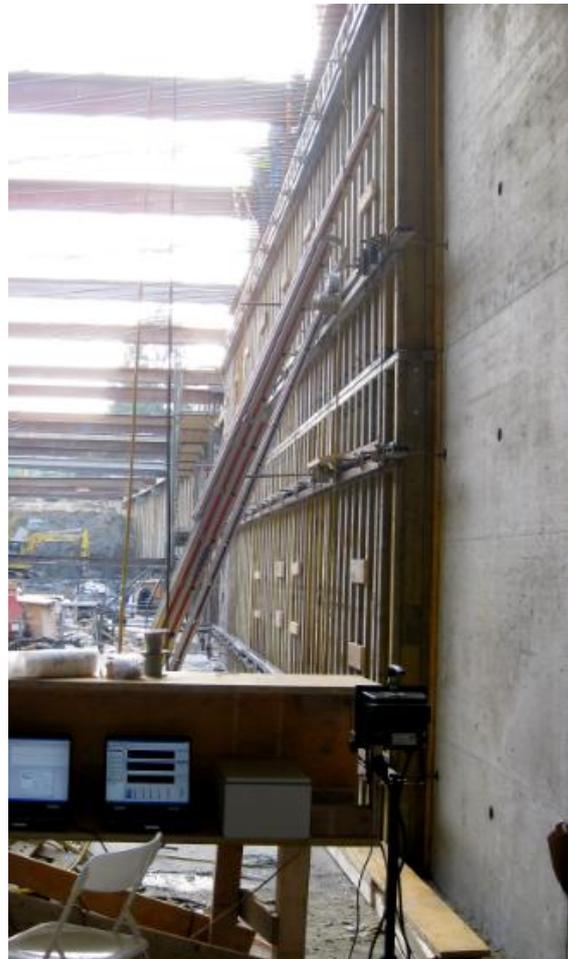


Abb. 1: Messung am Bauwerk

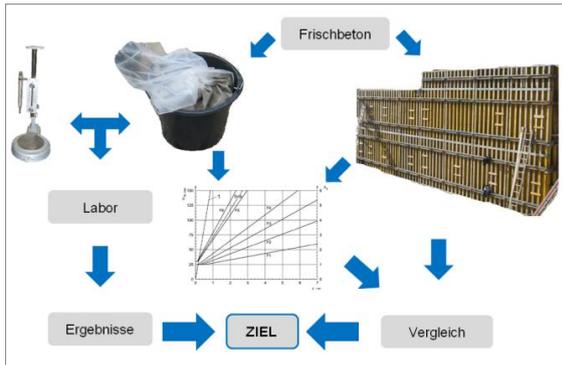


Abb. 2: Grafische Darstellung des Forschungsziels

Ergebnisse

Die Untersuchungen haben bewiesen, dass die Ermittlung des Erstarrungsverhaltens mit beiden Varianten (Vicatverfahren und Knetbeutelverfahren) grundsätzlich möglich ist.

Vicat:

Die Abstrahierung bzw. Annäherung der Zementleim- bzw. Mörtelrezeptur (ohne Zuschläge bzw. ohne Körnung >4mm) an die Transportbetonrezeptur, wie sie für die Vicat-Penetration notwendig ist, bedarf eines fundierten Hintergrundwissens und viel Erfahrung mit dem Baustoff Beton. Speziell realistische Dosierung der Fließmittel ist in diesem Maßstab sehr schwierig. Abweichungen durch kleine Mischinstrumente, im Vergleich zu den großen Mixchern in einem Mischturm, sind gegeben. Das Weglassen der Zuschläge, wie es in der EN 196-3 (am Zementmörtel) vorgeschrieben wird, bedarf einer zusätzlichen Überlegung dieser Auswirkung auf den Wasser und Fließmittelbedarf.

Die Vicat-Penetration nach EN 480-2 weist Nachteile bei der Durchführung auf, da die Prüfnadel leicht durch Zuschläge abgelenkt bzw. irritiert werden kann.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass speziell die Messverfahren mittels Vicat, an Bindemitteln und Mörteln, keine realistischen Werte für das tatsächliche Erstarrungsende des Betons liefern.

Das Verfahren nach Vicat eignet sich jedoch gut für vergleichende Versuche unterschiedlicher Bindemittel und zum Test unterschiedlicher Betonzusatzmittel und Zusatzstoffe.

Knetbeutel

Das Knetbeutelverfahren liefert, aufgrund der Gesamtheit der Betonrezeptur, im Gegensatz zum Vicatverfahren realistische Werte zum tatsächlichen Erstarrungsende des Betons. Das Erstarrungsverhalten des Betons ist mit diesem Verfahren prognostizierbar. Die Schwierigkeit des Knetbeutelverfahrens liegt in der Ungenauigkeit der subjektiven Bewertung, die mittels Daumendruck und der Interpretation und Kategorisierung der einzelnen Messergebnisse erfolgt.

Die Durchführung des Knetbeutelverfahrens sollte direkt nach dem Mischen im Betonwerk (Mischanlage) angesetzt werden, nachdem der Beton zum Teil in das Mischfahrzeug geladen wurde. Bei Proben aus kleineren Labormischern (50l) wurden im Erstarrungsverhalten Abweichungen zu den Proben aus der Mischanlage festgestellt.

Die Durchführung sollte durch eine geschulte und immer gleiche Hand passieren, um den Ungenauigkeiten durch unterschiedliche Personen entgegen zu wirken.

Verifizierung an der Baustelle

Die auf Basis der Ergebnisse aus den Messungen des Erstarrungsendes mittels Knetbeutel basierenden Annahmen bzw. Berechnungen des max. zu erwartenden Frischbetondrucks nach DIN 18218-2010-01 wurden zum größten Teil bestätigt. Anhand der enthaltenen Tabellen kann eine wirtschaftliche, schnelle und einfache Bemessung der erlaubten Steiggeschwindigkeit durchgeführt werden. Um die Fehlerquote der Messung durch das Knetbeutelverfahren zu kompensieren sollte mit dem gemessenen Erstarrungsende die nächst höhere Tabelle der DIN18218 gewählt werden.

Resümee

Ein umfassendes Know How für die Ermittlung des Erstarrungsendes des Betons ist auf der Baustelle meist nicht vorhanden.

Alleine der Betonhersteller bzw. Labors sind befähigt diesen entschiedenen Wert des Erstarrungsendes t_E (im Rahmen der Erstprüfung) zu ermitteln und dem Kunden weitergeben. Nur durch eine qualitativ sichere Bewertung kann der Baustoff Beton in jeder Einbausituation sicher und wirtschaftlich verarbeitet werden.

Das Ermüdungsverhalten der Verbundfuge zwischen Aufbeton und Brückentragwerk

Dipl.-Ing. Johannes Berger

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

In ihrem langjährigen Bestehen werden Brückenbauwerke einer Vielzahl von Lastwechseln ausgesetzt, die ein Ermüden der Werkstoffe hervorrufen können. Im Gegensatz zum schon gut erforschten Ermüdungsverhalten von Stahl, gibt es beim Verhalten von Beton noch sehr viele Unklarheiten bezüglich der genauen Einflüsse bzw. der Betonschädigung durch Ermüden.

An der TU Wien geht man dem Ansatz nach, wo bei Spannbetonbrücken die schlaffe Bewehrung weggelassen wird und auch auf die Brückenabdichtung verzichtet werden kann. Als Fahrbahnbelag und Verschleißschicht wird eine unbewehrte Betondecke direkt auf die aufgeraute Oberfläche des vorgespannten Tragwerks aufbetoniert. Hier entsteht eine Fuge, die aufgrund der fehlenden Schubbewehrung einen vermeintlichen Schwachpunkt im Aufbau darstellt.

Um Informationen über das Tragverhalten zu erlangen wurden Ermüdungsversuche an vorgespannten Betonträgern mit einer unbewehrten Betonschubfuge durchgeführt, siehe Abbildung 1. Für die experimentelle Untersuchung wurden vier Probekörper erstellt, die sich durch folgende Parameter unterscheiden:

- Oberflächenrauigkeit der Verbundfuge (rüttelrau oder rechenrau mit HDW)
- Beanspruchung des Aufbetons (Biegedruck oder Biegezug)

Die Versuchskörper wurden einer Dauerschwingbelastung mit 4 Mio. Lastwechseln ausgesetzt und danach durch Aufbringen einer statischen Last bis zum Erreichen der Traglast beansprucht. Die Belastung für den Dauerschwingversuch wurde gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 ausgelegt. Von Interesse war, ob diese Verbundfuge die auftretende Schubbeanspruchung auch nach 4 Millionen Belastungswechsel noch aufnehmen kann, bzw. ob Anzeichen einer Ermüdung feststellbar sind. Im Zuge der Untersuchung der Ermüdung des Interfaces bei einer Beanspruchung des Aufbeton auf Biegedruck wurden von der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Forschungsinstitut – Abteilung Beton, Probekörper für die Verbundprüfung mittels der Keilspaltmethode entnommen und vor Ort die Abreißfestigkeit der Zwischenschicht überprüft. Die Prüfung der Abreißfestigkeit wurde vor und nach dem Dauerschwingversuch, als auch nach der statischen Beanspruchung des Versuchsträgers durchgeführt. Bei einer Beanspruchung des Aufbetons auf Biegezug waren das Entstehen und die Entwicklung von Rissen im Aufbeton von Interesse.

Die Kernaussage der Versuche ist, dass es weder bei der Dauerbelastung noch bei dem statischen Versuch zu einer messtechnisch erfassbaren bzw. optisch sichtbaren Schädigung der Verbundfuge gekommen ist. Die Schubkräfte konnten ohne einen nennenswerten Fugenversatz durch Haftverbund und Reibung übertragen werden. Es konnten keine Zeichen festgestellt werden, die auf die unterschiedliche Oberflächenbehandlung der Verbundfuge der Versuchskörper hinweisen würde. Bei einer Beanspruchung des Aufbetons auf Biegezug wurde durch den vorgespannten Tragwerksbeton eine günstige Risse verteilende Wirkung erzielt. Durch das Aufbringen der Mittellast vor dem Schwingversuch wurden Risse in der

Aufbetonschicht erzeugt, die sich teilweise während dem Schwingversuch und später im statischen Versuch in den Tragwerksbeton fortgesetzt haben. Die Zunahme der Verformung in Feldmitte, siehe Abbildung 2, mit fortschreitender Dauer des Ermüdungsversuches ist eher auf Kriechen durch die erforderliche Mittellast als auf eine Schädigung durch die Ermüdungslastwechsel zurückzuführen.

Das System einer Spannbetonbrücke mit integriertem Fahrbelag ohne Verbundmittel in der Fuge weist bei sorgfältiger Ausführung der Verbundfuge sehr gute Eigenschaften hinsichtlich Ermüdung, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Rissbreite und Rissabstände) auf.

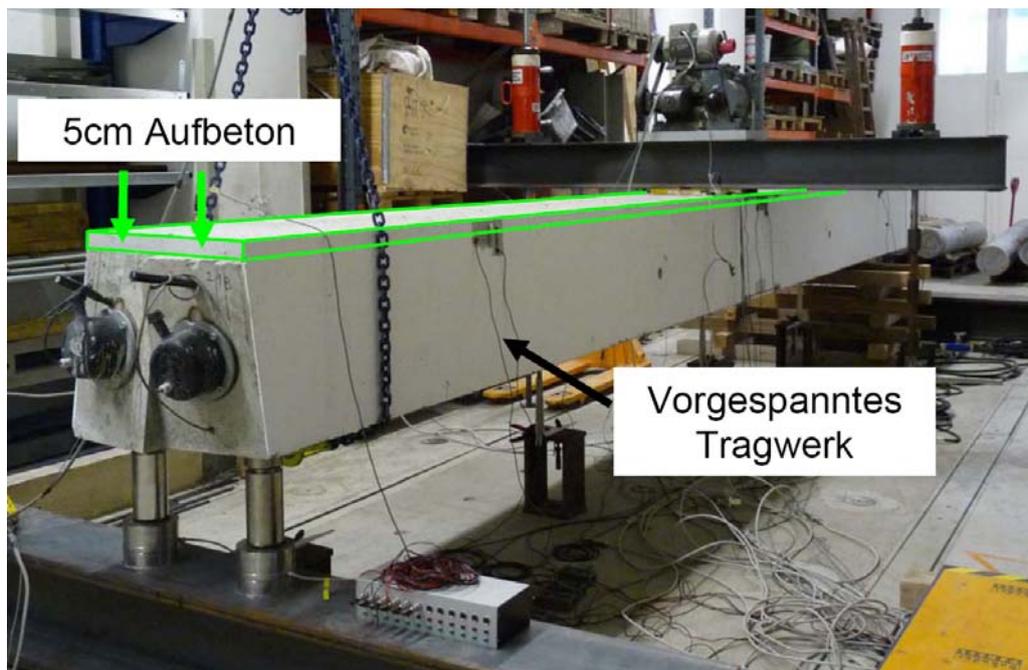


Abb. 1: Versuchsaufbau

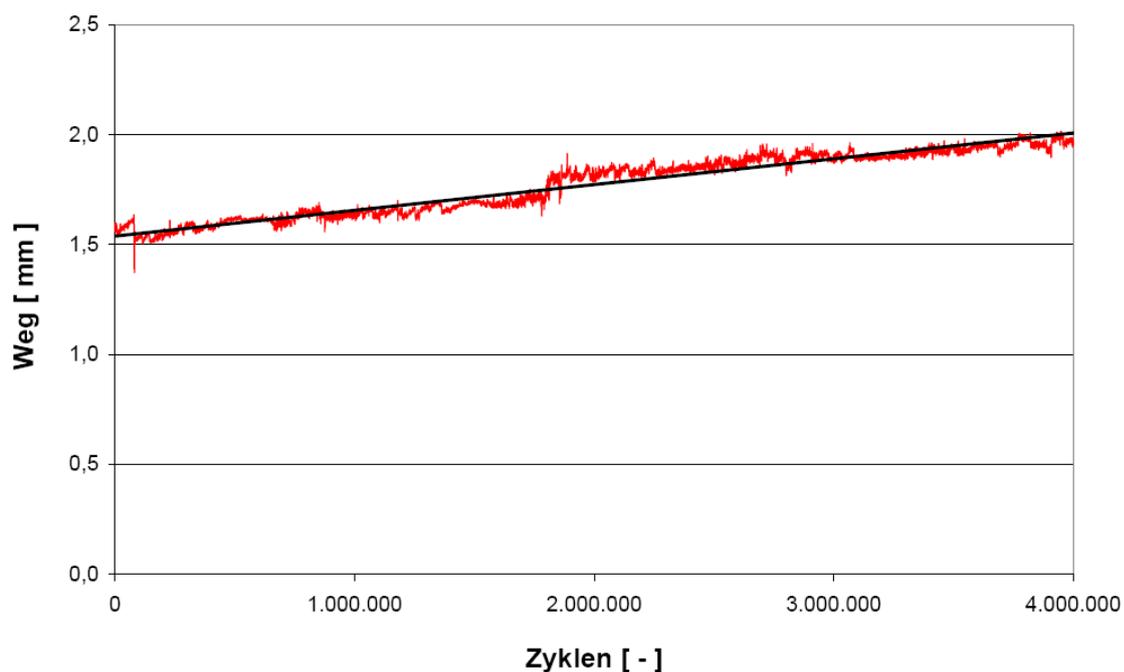


Abb. 2: Zunahme der Verformung in Feldmitte

Rissbreitennachweis bei Bohrpfählen nach den neu überarbeiteten Regelungen in der Österreichischen Richtlinie RVS 09.01.41 (ENTWURF Juni 2010)

1 Einleitung

Im Zuge der Überarbeitung der Österreichischen Richtlinie RVS 09.01.41 – „Statisch konstruktive Richtlinie für die offene Bauweise von Verkehrsbauwerken“ wurden die bereits bisher bestehenden Formeln für den Rissbreitennachweis bei Bohrpfählen in einer Arbeitsgruppe neu festgelegt. Das Ergebnis dieser Überarbeitung wird nachfolgend beschrieben.

Ausgehend von den Rissbreitenformeln für rechteckige Querschnitte werden die Formeln für runde Querschnitte adaptiert. Die wesentliche Annahme für die nachfolgenden Formeln ist die, dass beim Kreisquerschnitt die Anrisskraft nicht mit $Z_{\text{ANRISS,effektiv}} = A_{\text{c,eff}} \cdot f_{\text{ct,eff}}$ sondern mit $Z_{\text{ANRISS,effektiv,Kreis}} = k_c \cdot k \cdot A_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ct,eff}}$ (nach der Formel für die Mindestbewehrung) ermittelt werden darf. Alle anderen Formeln können aus dieser Annahme abgeleitet werden.

2 Die Formeln für Kreisquerschnitte beziehungsweise für nicht überschnittene Bohrpfähle

2.1 Festlegung der effektiven Betonfläche $A_{\text{c,eff,Kreis}}$

Nachfolgend wird die „effektive“ Anrisskraft $Z_{\text{ANRISS,effektiv,Kreis}}$ für einen Kreisquerschnitt festgelegt und die „effektive“ Wirkungsfläche $A_{\text{c,eff,Kreis}}$ definiert. Zum Vergleich werden zuvor die Formeln für einen rechteckigen Querschnitt kurz wiederholt.

Für einem rechteckigen Querschnitt wird für die Berechnung der Rissabstände die „effektive“ Anrisskraft als das Produkt aus der „effektiven“ Wirkungsfläche $A_{\text{c,eff}}$ mit der „effektiven“ Zugfestigkeit $f_{\text{ct,eff}}$ herangezogen.

$$\begin{aligned} Z_{\text{ANRISS,effektiv,Rechteck}} &= A_{\text{c,eff}} \cdot f_{\text{ct,eff}} \\ A_{\text{c,eff}} &= 2,5 \cdot (h - d) \cdot b && \text{gemäß EN 1992-1-1, Punkt 7.3.1 (3)} \\ A_{\text{c,eff}} &\leq (h - x) / 2 && \text{gemäß DIN 1045-1} \\ A_{\text{c,eff}} &\leq h / 2 \\ x &= \text{die Höhe der Druckzone im ungerissenen Zustand} \end{aligned}$$

Für die Berechnung der Mindestbewehrung wird die Anrisskraft bei einem rechteckigen Querschnitt aus dem Produkt der „Zugfläche“ A_{ct} mit der „effektiven“ Zugfestigkeit $f_{\text{ct,eff}}$ und mit den beiden Reduktionsfaktoren k_c und k berechnet.

$$Z_{\text{ANRISS,Mindestbewehrung}} = k_c \cdot k \cdot A_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ct,eff}}$$

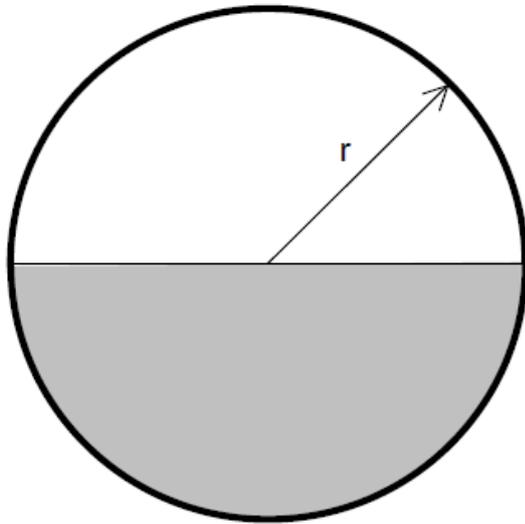
Für einen Kreisquerschnitt wird die Anrisskraft für den Rissbreitennachweis hier nun ebenfalls nach der Formel für die Mindestbewehrung ermittelt. Es wird angenommen, dass die Koeffizienten k und k_c auch für Kreisquerschnitte unverändert übernommen werden können.

Für reine Biegung gilt dann:

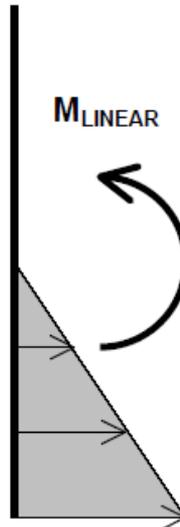
$$Z_{\text{ANRISS,effektiv,Kreis}} = k_c \cdot k \cdot A_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ct,eff}}$$

In Analogie zu $Z_{\text{ANRISS,effektiv,Rechteck}} = A_{\text{c,eff}} \cdot f_{\text{ct,eff}}$ lässt sich nun auch für einen Kreisquerschnitt eine „effektive“ Wirkungsfläche definieren, sodass das Produkt aus der „effektive“ Wirkungsfläche $A_{\text{c,eff,Kreis}}$ mit der effektiven Zugfestigkeit $f_{\text{ct,eff}}$ der Anrisskraft $Z_{\text{ANRISS,effektiv,Kreis}}$ entspricht.

$$\begin{array}{lll}
 A_{c,eff,Kreis} = & k_c \cdot k \cdot A_{ct} = & k_c \cdot k \cdot r^2 \cdot \pi / 2 \\
 k_c = & 0,40 & \\
 M_{LINEAR} = & W_{c,Kreis} \cdot f_{ct,eff} = & r^3 \cdot \pi / 4 \cdot f_{ct,eff}
 \end{array}$$

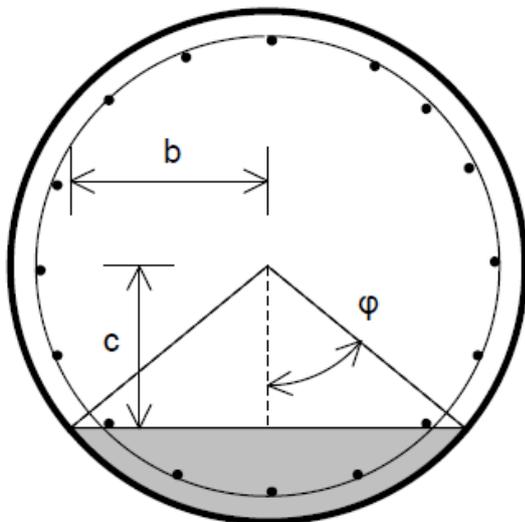


$$A_{ct} = r^2 \cdot \pi / 2$$



$$f_{ct,eff}$$

$$Z_{ANRISS,effektiv,Kreis} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$$



$$A_{c,eff,Kreis} = k_c \cdot k \cdot r^2 \cdot \pi / 2$$



$$f_{ct,eff}$$

für $k_c = 0,40$
 und $k = 0,65$ folgt:
 $A_{c,eff} = 0,26 \cdot r^2 \cdot \pi / 2$
 $\varphi = 0,8961$
 $b = 0,7808 \cdot r$
 $c = 0,6246 \cdot r$

Bild 1 – Effektive Wirkungsfläche $A_{c,eff,Kreis}$ des Kreisquerschnittes bei reine Biegung

Für Biegung mit Normkraft gilt:

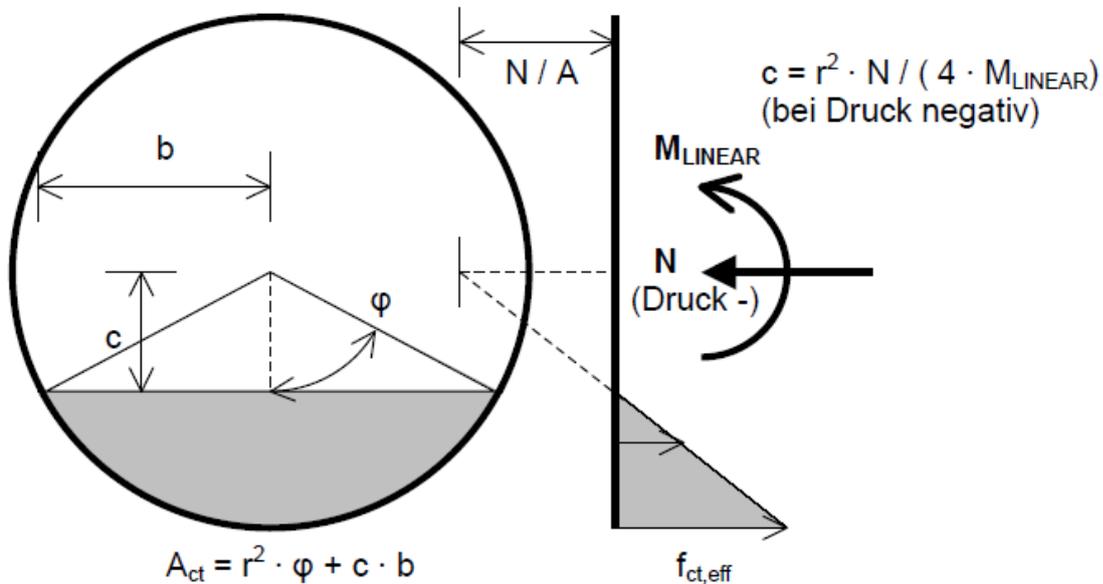
$$Z_{ANRISS,effektiv,Kreis} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$$

$$\begin{array}{ll}
 W_{c,Kreis} = & r^3 \cdot \pi / 4 \\
 M_{LINEAR} = & (f_{ct,eff} - N / A_{c,Kreis}) \cdot W_{c,Kreis} = \\
 c = & r \cdot N \cdot W_{c,Kreis} / (M_{LINEAR} \cdot A_{c,Kreis}) = \\
 \varphi = & \pi - \arccos (c / r) \\
 b = & r \cdot \sin (\pi - \varphi)
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 f_{ct,eff} \cdot W_{c,Kreis} - N \cdot r / 4 \quad (N \text{ als Druck -}) \\
 r^2 \cdot N / (4 \cdot M_{LINEAR}) \quad (c \text{ ist bei Druck -}) \\
 \text{Winkel im Bogenmaß}
 \end{array}$$

M_{ANRISS} = Moment aus der Dauerlast das einen Riss hervorruft, hier immer positiv
 N = Normalkraft aus der Dauerlast, Druck ist negativ einzusetzen

$$A_{\text{ct}} = r^2 \cdot \varphi + c \cdot b = r^2 \cdot \varphi - r^2 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi$$

$$A_{\text{c,eff,Kreis}} = k_c \cdot k \cdot (r^2 \cdot \varphi + c \cdot b) = k_c \cdot k \cdot (r^2 \cdot \varphi - r^2 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi)$$



$$Z_{\text{ANRISS,effektiv,Kreis}} = k_c \cdot k \cdot A_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ct,eff}}$$

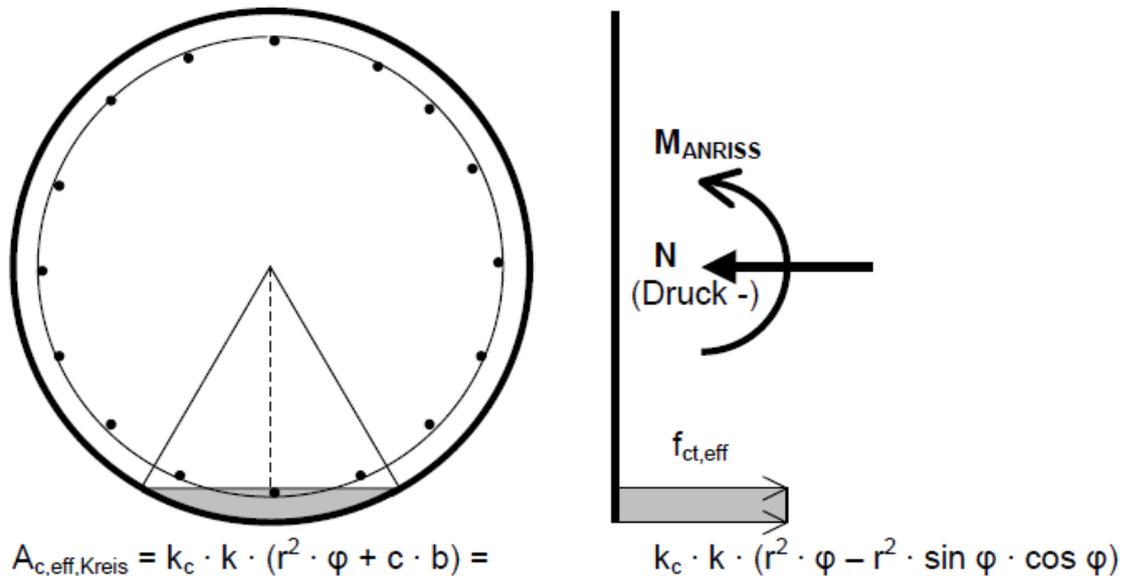


Bild 2 – Effektive Wirkungsfläche $A_{\text{c,eff,Kreis}}$ des Kreisquerschnittes bei Biegung mit Normalkraft

2.2 Festlegung der mitwirkenden Bewehrung $A_{\text{s,eff,Kreis}}$

Nachdem die effektive Betonfläche für den Kreisquerschnitt definiert wurde stellt sich noch die Frage welche Bewehrungsseisen sich an der Begrenzung der Rissbreiten beteiligen und ob alle Bewehrungsseisen in gleicher Weise mitwirken oder nicht. Es wird angenommen, dass sich die Bewehrungsseisen in einem Kreisabschnitt mit 120° Öffnungswinkel an der

Begrenzung der Rissbreite beteiligen. Weiters wird angenommen, dass die Bewehrungsseisen in diesem Bereich sich im Mittel zu 90 % beteiligen. Die mitwirkende Bewehrung ergibt sich dann zu $A_{s,eff,Kreis} \sim A_{s,Kreis} * 0,333 * 0,90 = A_{s,Kreis} * 0,30$. In Bild 3 wird der Sachverhalt anschaulich dargestellt.

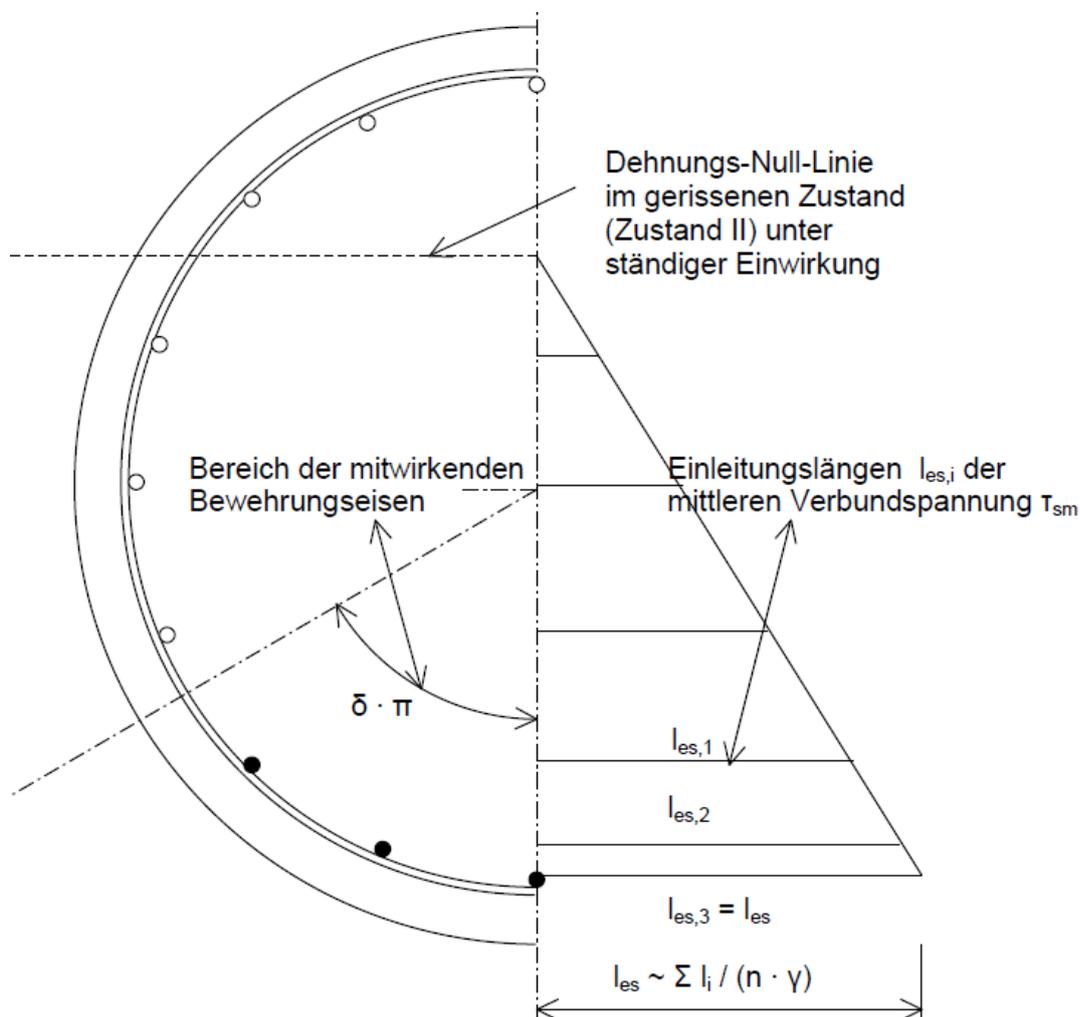


Bild 3 – Darstellung der mitwirkenden Bewehrungsseisen

2.3 Herleitung der Rissbreitenformeln

Mit Hilfe der zuvor definierten Werte für $A_{c,eff,Kreis}$ und $A_{s,eff,Kreis}$ wird der effektive Bewehrungswert $\rho_{eff,Kreis} = A_{s,eff,Kreis} / A_{c,eff,Kreis}$ definiert. Es lässt sich zeigen, dass die bekannten Rissbreitenformeln unverändert übernommen werden können, wenn ρ_{eff} durch $\rho_{eff,Kreis}$ ersetzt wird. Die Herleitung der Rissbreitenformeln für einen Rechteckquerschnitt kann auch aus [4] oder [5] entnommen werden.

3 Die Formeln für überschrittene Bohrpfähle

Die Anrisskraft der überschrittenen Bohrpfähle wird als Produkt der Anrisskraft des Kreisquerschnitts mit einem Vergrößerungsfaktor f angegeben. Der Vergrößerungsfaktor f für die gesuchte „effektive“ Betonfläche $A_{c,eff,überschnittene Pfähle}$ wird wie folgt abgeschätzt:

Für $e / d = 0,60$ wird f mit $f \sim 1,30$ abgeschätzt.

Für $e/d = 0,80$ wird angenommen, dass die unbewehrten Bohrpfähle die Rissabstände und die Rissbreiten in den bewehrten Bohrpfählen kaum mehr beeinflussen. Der Faktor f wird daher für $e/d = 0,80$ mit $f = 1,10$ abgeschätzt. Zwischenwerte für f werden linear interpoliert. Für reine Biegung gilt dann:

$$\begin{array}{lll} e/d = 0,60 & f = 1,30 & e = \text{Abstand der Pfahlachsen} \\ e/d = 0,70 & f = 1,20 & d = \text{Pfahldurchmesser} \\ e/d = 0,80 & f = 1,10 & \end{array}$$

Die Formeln für den Kreisquerschnitt können dann unverändert übernommen werden, wenn $A_{c,eff}$ durch $f \cdot A_{c,eff}$ ersetzt wird.

4 Zusammenstellung der Formeln

Kreisquerschnitte - Rissbreitennachweis

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$s_{r,max,Kreis} = \Phi_s / (3,6 \cdot \rho_{eff,Kreis})$$

$$s_{r,max,Kreis} \leq \sigma_s \cdot \Phi_s / (3,6 \cdot f_{ct,eff})$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff,Kreis} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff,Kreis})] / E_s$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \geq 0,6 \cdot \sigma_s / E_s$$

$$\rho_{eff,Kreis} = A_{s,eff,Kreis} / A_{c,eff,Kreis} \quad \text{„effektiver“ Bewehrungsgehalt beim Kreis}$$

$$A_{s,eff,Kreis} \sim 0,30 \cdot A_{s,Kreis} \quad \text{„effektive“ Bewehrungsfläche beim Kreis}$$

$$A_{s,Kreis} = \quad \text{die gesamte Bewehrung im Kreisquerschnitt}$$

$$\sigma_s = \quad \text{Spannung im Bewehrungsseisen mit der größten Dehnung auf Gebrauchslastniveau}$$

Für reine Biegebeanspruchung gilt:

$$\begin{aligned} A_{c,eff,Kreis} &= k_c \cdot k \cdot A_{ct} && \text{„effektive“ Betonfläche bei reiner Biegebeanspruchung} \\ &= k_c \cdot k \cdot r^2 \cdot \pi / 2 \end{aligned}$$

$$k_c \text{ und } k \quad \text{gemäß EN 1992-1-1, Punkt 7.3.2 (2)}$$

Die übrigen Faktoren sind in EN 1992-1-1, Punkt 7.3.2 und Punkt 7.3.4 definiert.

Für Biegung mit Normalkraft N gilt:

$$\begin{aligned} A_{c,eff,Kreis} &= k_c \cdot k \cdot A_{ct} = \\ &= k_c \cdot k \cdot (r^2 \cdot \varphi + c \cdot b) \\ &= k_c \cdot k \cdot (r^2 \cdot \varphi - r^2 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi) \end{aligned}$$

$$W_{c,Kreis} = r^3 \cdot \pi / 4$$

$$M_{LINEAR} = (f_{ct,eff} - N / A_{c,Kreis}) \cdot W_{c,Kreis} = f_{ct,eff} \cdot W_{c,Kreis} - N \cdot r / 4 \quad (N \text{ als Druck -})$$

$$c = r \cdot N \cdot W_{c,Kreis} / (M_{LINEAR} \cdot A_{c,Kreis}) = r^2 \cdot N / (4 \cdot M_{LINEAR}) \quad (c \text{ ist bei Druck -})$$

$$\varphi = \pi - \arccos (c / r) \quad \text{Winkel im Bogenmaß}$$

$$b = r \cdot \sin (\pi - \varphi)$$

$$N = \quad \text{Normalkraft aus der Dauerlast, Druck ist negativ einzusetzen}$$

Für Biegung mit Normalkraft wird die „effektive“ Betonzone, die zur Rissbildung beiträgt verkleinert. Es sind dann auch weniger Bewehrungsseisen an der Einleitung der Verbundspannungen in den Beton beteiligt. Dennoch wird hier vereinfacht angenommen, dass die „effektive“ Bewehrungsfläche $A_{s,eff}$ bei „überwiegender Biegebeanspruchung“ unvermindert mit $A_{s,eff,Kreis} \sim 0,30 \cdot A_{s,Kreis}$ angesetzt werden kann. Bei „überwiegender Normalkraftbeanspruchung“ erübrigt sich in der Regel ein Rissbreitennachweis.

Kreisquerschnitte – Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Die Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreiten $A_{s,min,Kreis}$ und damit die Stahlspannung σ_s sind so festzulegen, dass der Rissbreitennachweis erfüllt wird. Diese Vorgangsweise kann iterativ erfolgen. Es wird eine Stahlspannung σ_s gewählt und die zugehörige Mindestbewehrung $A_{s,min,Kreis} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} / (\sigma_s \cdot 0,30)$ ausgerechnet. Anschließend wird mit der Mindestbewehrung der Rissbreitennachweis geführt. Falls die Rissbreite zu groß ist wird die Berechnung mit einer korrigierten Stahlspannung wiederholt.

Überschnittene Bohrpfähle - Rissbreitennachweis für die bewehrten Pfähle

Die Formeln können für einen Ersatz-Kreisquerschnitt mit dem gleichen Radius r unverändert übernommen werden, wenn $A_{c,eff}$ durch $f \cdot A_{c,eff}$ und N durch $N_{Kreis} = N \cdot A_{c,Kreis} / A_c$ ersetzt wird. $A_{s,eff}$ bleibt unverändert.

Für reiner Biegebeanspruchung gilt:

$$e / d = 0,60 \quad f = 1,30$$

$$e / d = 0,70 \quad f = 1,20$$

$$e / d = 0,80 \quad f = 1,10$$

Für Biegung mit Normalkraft N gilt:

Die Normalkraft im Ersatz-Kreisquerschnitt ergibt sich aus $N_{Kreis} = N \cdot A_{c,Kreis} / A_c$

$$\varphi' = \pi - \arccos [e / (2 \cdot r)] \quad \text{Winkel im Bogenmaß}$$

$$b' = r \cdot \sin (\pi - \varphi')$$

$$A_c = 2 \cdot (2 \cdot r^2 \cdot \varphi' - r^2 \cdot \pi + b' \cdot e) \quad \text{Fläche der überschnittenen Pfähle}$$

$$A_{c,Kreis} = r^2 \cdot \pi \quad \text{Fläche des Ersatz-Kreisquerschnitts}$$

Für eine mittige Pressung $\sigma_c = N / A_c = -0,7 \text{ N/mm}^2$ gilt:

$$e / d = 0,60 \quad f = 1,40$$

$$e / d = 0,70 \quad f = 1,25$$

$$e / d = 0,80 \quad f = 1,10$$

Für eine mittige Pressung $\sigma_c = N / A_c = -2,0 \text{ N/mm}^2$ gilt:

$$e / d = 0,60 \quad f = 1,60$$

$$e / d = 0,70 \quad f = 1,35$$

$$e / d = 0,80 \quad f = 1,10$$

Überschnittene Bohrpfähle - Unbewehrte Pfähle:

In den unbewehrten Pfählen können die Rissbreiten nicht begrenzt werden.

Überschnittene Bohrpfähle - Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in den bewehrten Pfählen:

Die Formeln können für einen Ersatz-Kreisquerschnitt mit dem gleichen Radius r unverändert übernommen werden, wenn $A_{s,min,Kreis}$ durch $f \cdot A_{s,min,Kreis}$ und $A_{c,eff}$ durch $f \cdot A_{c,eff}$ und N durch $N_{Kreis} = N \cdot A_{c,Kreis} / A_c$ ersetzt wird.

5 Allgemeine Anmerkungen

Ob die rechnerisch ermittelten Rissbreiten bei Bohrpfählen auch wirklich mit den tatsächlich auftretenden Rissbreiten übereinstimmen hängt nicht alleine von zutreffenden Formeln für die Berechnung der Rissbreiten ab, sondern auch von einer Reihe von weiteren Einflüssen. Nachfolgend werden einige dieser Einflüsse beschrieben von denen manche schwer zu erfassen sind.

5.1 Anmerkungen zur Berechnung der Biegemomente

Abweichungen zwischen den rechnerisch ermittelten Biegemomenten und den tatsächlich vorhandenen Biegemomenten zufolge ungenauer Ansätze beim Berechnungsmodell: Bei einer Berechnung der Biegemomente mit dem Bettungsmodulverfahren können die Annahmen der Federsteifigkeiten (steifere oder weichere Federn) und ganz besonders die Berücksichtigung oder die fehlende Berücksichtigung der Verformungen der Pfahlwand aus vorangegangenen Bauzuständen den Verlauf und die Größe des Biegemomentes stark beeinflussen.

Abweichungen zwischen den rechnerisch ermittelten Biegemomenten und den tatsächlich vorhandenen Biegemomenten zufolge der in der Berechnung verwendeten charakteristischen Scherparametern des Bodens: Gemäß EN 1997-1 wird die Berechnung mit charakteristischen Scherparametern des Bodens durchgeführt. Diese charakteristischen Scherparameter sind vorsichtige Werte. Die Mittelwerte der Scherparameter liegen über den charakteristischen Werten.

5.2 Anmerkungen zur Drucknormalkraft

In Bohrpfählen wirkt in der Regel eine Drucknormalkraft. Eine Drucknormalkraft wirkt in den hier vorgestellten Formeln in dreifacher Weise reduzierend auf die rechnerische Ermittlung der Rissbreite $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$.

Einerseits wird durch eine Drucknormalkraft die Fläche A_{ct} verkleinert und damit die Anrisskraft $Z_{ANRISS} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$ und der Rissabstand $s_{r,max}$. Weiters bewirkt die Drucknormalkraft eine Verkleinerung des Faktors k_c . Für Rechteckquerschnitte und bei Annahme von $A_{c,eff} = 2,5 \cdot h_1 \cdot b$ wird diese Verkleinerung der Anrisskraft bei Wirkung einer Drucknormalkraft allerdings in der Regel nicht rechnerisch berücksichtigt.

Andererseits reduziert sich durch die Drucknormalkraft die Stahlspannung σ_s und damit die mittlere Differenzdehnung $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$. Aus gerechneten Beispielen zeigt sich, dass bei einer mittigen Pressung von $\sigma_m = N / A_c = -0,7 \text{ N/mm}^2$ und bei den in den Beispielen getroffenen Annahmen der Tragsicherheitsnachweis für die Bemessung der Bewehrung maßgebend ist und nicht mehr der Rissbreitennachweis.

5.3 Anmerkungen zur Berechnung der Stahlspannung

Für die Berechnung der Rissbreite wird die Stahlspannung σ_s zufolge Biegemoment M auf Gebrauchslastniveau und zufolge der zugehörigen Normalkraft N benötigt.

Zur Arbeitslinie des Betons mit „mittleren“ Betonfestigkeiten:

Für die Verformungsberechnung darf gemäß EN 1992-1-1, Punkt 3.1.5 mit der Betonarbeitslinie mit „mittleren“ Betonfestigkeiten gerechnet werden. Für eine Kurzzeitbeanspruchung vergrößert die höhere Betonfestigkeit den inneren Hebelarm und reduziert die Stahlspannung geringfügig. Für eine lange andauernde Beanspruchung führt das Betonkriechen zu einer Streckung der Betonarbeitslinie um den Faktor $(1 + \varphi)$ wodurch der innere Hebelarm wieder verringert wird und die Stahlspannung ansteigt. Da sich diese Effekte etwa aufheben wird hier die Stahlspannung σ_s mit der Betonarbeitslinie mit den „Bemessungswerten“ der Betonfestigkeit aus der Traglastbemessung berechnet.

Berücksichtigung von Zugspannungen im Beton:

Für eine Kurzzeitbeanspruchung kann der Beton bei kleinen Rissweiten auch Zugspannungen aufnehmen. Bei einer Langzeitbeanspruchung führt das Kriechen des Betons zu einer Vergrößerung der Betondruckzone und zu einer Verschiebung der Null-Linie. Die Betonzugspannungen in diesem Bereich verschwinden dann wieder. Aus diesem Grund werden bei der Berechnung der Stahlspannung σ_s hier keine Betonzugspannungen berücksichtigt.

Berücksichtigung der vergrößerten Betondruckzone bei überschnittenen Bohrpfählen:

Bei überschnittenen Bohrpfählen wird der Tragsicherheitsnachweis in der Regel nur für den bewehrten Kreisquerschnitt geführt. Für die Ermittlung der Stahlspannung für den Rissbreitenachweis kann aber die vergrößerte Druckzone berücksichtigt werden. Die Stahlspannungen reduzieren sich dann etwas.

5.4 Einfluss einer Überfestigkeit des Betons auf die rechnerische Rissweite

Die Festigkeit des Betons beeinflusst direkt auch die „mittlere“ Zugfestigkeit f_{ctm} und damit die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ und den Rissabstand $s_{r,max}$ und die Rissweite.

Da bei Bohrpfählen die Risse nicht in den ersten Tagen nach der Herstellung entstehen, sondern erst bei Auftreten der Biegebeanspruchung nach dem Erdaushub, kann eine Reduktion der Zugfestigkeit bei Rissbildung im frühen Betonalter nicht angesetzt werden. Die DIN 1045-1 empfiehlt dass zumindest eine Zugfestigkeit von $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden sollte, wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann. Der Zeitpunkt der Rissbildung und die tatsächlich vorhandene Betonfestigkeit zu diesem Zeitpunkt könnten abgeschätzt und berücksichtigt werden.

6 Zusammenfassung

Der Formelapparat für die Berechnung von Rissbreiten wird vom Rechteckquerschnitt auf den Kreisquerschnitt übertragen. Die tatsächlich auftretenden Rissbreiten bei Bohrpfählen hängen aber nicht alleine von zutreffenden Formeln für die Berechnung der Rissbreiten sondern auch von einer Reihe von weiteren Einflüssen ab, die teilweise nur schwer erfasst werden können. Falls zu diesem Thema weitere Erfahrungswerte vorliegen ist der Autor im Namen der RVS – Arbeitsgruppe für Rückmeldungen dankbar.

Literatur

- [1] ÖNORM EN 1992-1-1
- [2] ÖNORM B 1992-1-1
- [3] DIN 1045-1
- [4] „Ermittlung der Rissbreite und Nachweiskonzept nach der DIN 1045-1“, Tue, Pierson, Zeitschrift Beton und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 5, Verlag Ernst und Sohn
- [5] Heft 525 des DAfStb, „Erläuterungen zur DIN 1045-1, Beuth Verlag, 1.Auflage, September 2003
- [6] “Rissbreitennachweis für Kreisquerschnitte”, Wiese, Curbach, Speck, Weiland, Eckfeldt, Hampel, Beton und Stahlbetonbau 99, Heft 4 aus 2004, Verlag Ernst und Sohn

Autor

Dipl. Ing. Herbert Krachsberger
Magistrat der Stadt Wien, Baubehörde MA 37
1200, Wien, Dresdnerstraße 75
herbert.krachsberger@wien.gv.at

Auswirkungen der Zementart auf Befestigungselemente in Beton

Theodor Guggenberger, Ronald Mihala und Konrad Bergmeister

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Department für Bautechnik und Naturgefahren
Universität für Bodenkultur Wien

In der Bautechnik im Allgemeinen und in der Befestigungstechnik im Speziellen haben sich Zulassungen sehr stark durchgesetzt. Diese Zulassungen werden auf Grundlage von meist streng vorgegebenen Prüfprogrammen erteilt. In der für die Dübeltechnik wichtigsten Norm, der ETAG 001, ist auch die Zementsorte für die Herstellung der Prüfkörper vorgegeben.

Die strenge Reglementierung hat neben den offensichtlichen Vorteilen, wie sie z.B. in der Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu sehen ist auch einige Nachteile. Einer dieser Nachteile ist beispielsweise, dass die vorgeschriebene Zementart CEM I in vielen Ländern Europas nicht sehr häufig angewendet wird und in den letzten Jahren die Verwendung des Portlandzementes auch im deutschsprachigen Raum sehr stark zurück gegangen ist.

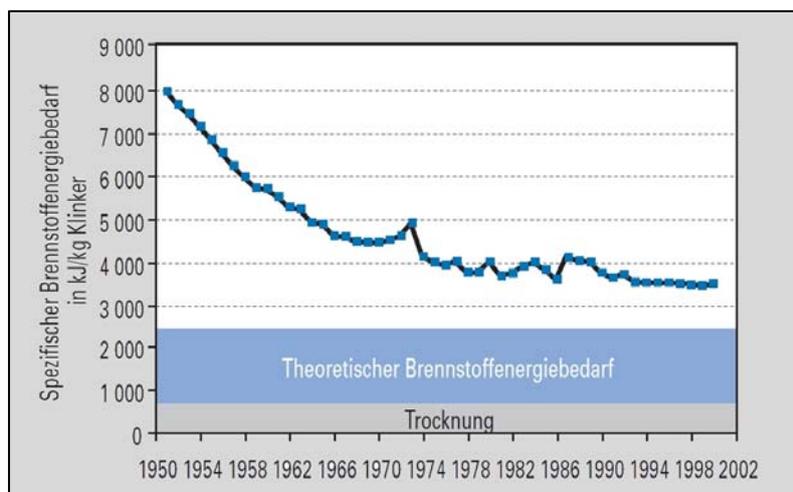


Abbildung 1: Spezifischer Brennstoffenergiebedarf der deutschen Zementindustrie. Aus [3].

Die Zementherstellung ist aufgrund der hohen Brennraumtemperaturen ($>2000^{\circ}\text{C}$), welche für das Erreichen der Sintertemperatur notwendig sind ein sehr energieintensiver Prozess. Da das Sintern aber unumgänglich für das Erreichen der geforderten Eigenschaften des Baustoffes ist, lässt sich in diesem Bereich auch bei weiterer Verbesserung der verfahrenstechnischen Abläufe nur mehr geringes Einsparpotential finden (vgl. Abbildung 1). Aus

diesem Grund versucht die Zementindustrie seit jeher und in den letzten Jahren verstärkt, durch andere Maßnahmen die Kosten zu senken. Neben der Kostensenkung durch sparsameren Energieeinsatz ist die Verringerung des Treibhausgasausstoßes ein Nebeneffekt dieser Anstrengungen, welchem in der Zukunft sicherlich noch mehr Bedeutung zukommen wird. Die Zementindustrie hat heute einen Anteil von etwa 5% an der weltweiten Kohlenstoffdioxid-Emission [1,2].

Eine Verringerung des Energieeinsatzes ist heute allerdings neben dem Einsatz alternativer Brennstoffe beinahe nur mehr durch die Veränderung der Zusammensetzung des Zements zu erreichen. Zement ist an sich ja kein homogener Stoff sondern vielmehr ein Stoffgemisch, welches in seiner Zusammensetzung auch regional stark variieren kann. Die europäische Zementnorm EN197 kennt insgesamt 27 so genannte Normalzemente, welche neben einer Reihe von Nebenbestandteilen

8 Hauptbestandteile in unterschiedlichen Anteilen enthalten. Hauptbestandteile sind neben dem klassischen (Portland-) Zementklinker unter anderem Hüttensand, Puzzolane, Flugaschen und Kalkstein, welche alle nicht gebrannt werden und erst beim Mahlen des Zementklinkers beigemischt werden und somit geeignet sind, den Klinkeranteil im Zement zu senken [4]. Es gibt eine bemerkenswerte Veränderung des Marktes in Richtung der Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen, vor allem in Richtung der CEM II – Zemente.

Obwohl diese Bestandteile wie erwähnt in der maßgeblichen Norm enthalten sind, ergeben sich in den Eigenschaften und in der Anwendung durchaus einige Veränderungen gegenüber Portlandzement, welche aufgrund der rechtlichen Situation auch nicht im Gemeinschaftsrecht sondern national geregelt sind.

Einen kleinen Baustein zur Erweiterung dieser zulässigen Anwendungen liefert diese Untersuchung, denn anhand umfangreicher experimenteller Untersuchungen (Auszugsversuche in mit verschiedenen Zementen hergestellten Betonen) konnte nachgewiesen werden, dass sich für die Anwendung verschiedenster Befestigungsmittel aus der Verwendung von CEM II – Zement (Marktanteil in Österreich >85%), keinerlei Nachteile ergeben. Die Ergebnisse haben auch Eingang in die ETAG 001 gefunden, eine Änderung der Leitlinie steht unmittelbar bevor.

Literatur:

[1] Hoenig, V. CO₂-Minderung aus Sicht der Zementindustrie. *Chemie Ingenieur Technik*. 76. Jahrgang, 2004, Bde. 1318-1319.

[2] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.). *Verminderung der CO₂-Emissionen - Beitrag der deutschen Zementindustrie, Monitoring Bericht 2004-2007*. Düsseldorf : s.n., 2008.

[3] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.). *Zement-Taschenbuch 51. Auflage*. Düsseldorf : Verlag Bau+Technik, 2008.

[4] Locher, Friedrich W. *Cement - principles of production and use*. Düsseldorf : Verlag Bau + Technik, 2006.

Die neue Europäische Sulfathüttenzementnorm EN 15743:2010

Eigenschaften des Sulfathüttenzements in Theorie und Praxis

Dipl.-Ing. Günter Woltron
Business Development Slagstar
Wopfinger Baunit
A-2754 Waldegg, Wopfing 156



Mit der Veröffentlichung im EU-Amtsblatt vom 25.06.2010 wurde der Sulfathüttenzement im Rahmen der harmonisierten Europäischen Norm EN 15743 – Sulfathüttenzement – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien – auf europäischer Ebene normativ erfasst. Das nunmehrige Vorliegen einer dezidierten Norm für diese Klasse der Zemente ist zu einem nicht unwesentlichen Anteil auf die Initiative der Wopfinger Baustoffindustrie GmbH zurückzuführen. Im Laufe der letzten 20 Jahre wurde in einer Pionierleistung der Sulfathüttenzement Slagstar® 42,5 N C₃A-frei entwickelt, optimiert und erfolgreich am Markt eingeführt. Bis zum heutigen Tag konnten über 200 Bauprojekte unter der Verwendung von Slagstar® erfolgreich und in hoher Qualität fertig gestellt werden. Die gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse flossen in den europäischen Normungsprozess ein und führten dazu, dass die bemerkenswerten Eigenschaften des Sulfathüttenzements wieder mehr ins Blicklicht der Zement- und Betontechnologie rückten.

Wie auch sein historisches Pendant setzt sich auch der heutige Sulfathüttenzement gemäß EN 15743 aus den Hauptkomponenten Hüttensand ($\geq 75\%$) und Calciumsulfat (zwischen 5% und 20%) sowie Portlandzementklinker als zusätzlichen Bestandteil zusammen. Weitere Bestandteile können im Umfang $\leq 5\%$ enthalten sein. Der im Vergleich zu Portlandzementen erhöhte Anteil an Calciumsulfat stellt die Grundvoraussetzung für die sulfatische Anregung des Hüttensandes dar. Normativ ist daher ein Sulfatgehalt im Bereich zwischen 5,0% und 12,0% vorgeschrieben. Slagstar® 42,5 N C₃A-frei liegt mit einem Sulfatgehalt um 6,0% eher im unteren Bereich dieser chemischen Anforderungen. Im Gegensatz zu Portlandzementen führt der erhöhte Sulfatgehalt der Sulfathüttenzemente zu keinen schädigenden Reaktionen im Beton sondern bildet die Grundlage der erwünschten Erhärtungsreaktion.

In Analogie zur EN 197-1 erfolgt die Einteilung der Sulfathüttenzemente gemäß EN 15743 in die Festigkeitsklassen 32,5; 42,5 und 52,5. Ein Spezifikum sowohl der hüttensandreichen Zemente als auch des Sulfathüttenzements stellt neben der Einteilung in die Anfangsfestigkeitsklasse N auch die Einführung der Anfangsfestigkeitsklasse L dar. Die Zweitere trägt dem Charakter des Sulfathüttenzements Rechnung, der bei moderater Anfangsfestigkeit sehr hohe Endfestigkeiten erreichen kann. Die hohen Endfestigkeiten

werden durch die Ausbildung eines äußerst dichten Mikrogefüges mit geringen Porositäten erreicht.

Gemäß EN 15743 darf die Hydratationswärme den charakteristischen Wert von 220 J/g – bei Ermittlung nach 7 Tagen gemäß EN 196-8 oder nach 41 Stunden gemäß EN 196-9 – nicht überschreiten. Sulfathüttenzemente sind daher als Zemente mit sehr niedriger Wärmeentwicklung klassifiziert. Die Wärmeentwicklung liegt im Bereich der Sonderzemente gemäß EN 14216 (VLH-Zemente) und damit meist unter der von Vergleichszementen, die derzeit üblicher Weise für Betonanwendungen mit begrenzter Wärmeentwicklung eingesetzt werden.

Die neue Europäische Sulfathüttenzementnorm EN 15743 stellt unter Punkt 7.4.2 fest, dass Sulfathüttenzement, der diese Norm erfüllt, als sulfatbeständig gilt. Die Sulfatbeständigkeit des Sulfathüttenzements ist selbst gegenüber anderen sulfatbeständigen Zementen wesentlich gesteigert. Im Rahmen von Langzeitversuchen mit Slagstar® 42,5 N C₃A-frei wurden bei entsprechenden Expositionslagerungen gemäß dem Verfahren nach Wittekindt äußerst positive Erfahrungen gewonnen. Selbst unter den dem Verfahren eigenen scharfen Bedingungen (Sulfatkonzentration von 29.800 mg/l in der Expositionslösung; 20 °C Lagerungstemperatur) konnten bei einer Lagerungsdauer von 6 Jahren keine schädigenden Dehnungen beobachtet werden. Zusätzlich zu der normativ festgestellten Sulfatbeständigkeit weist Sulfathüttenzementbeton auch einen wesentlich gesteigerten Widerstand gegen lösenden Angriff auf.

Fasst man die erwähnten Charakteristika der Sulfathüttenzemente – Hohe Endfestigkeit, dichtes Mikrogefüge, äußerst geringe Hydratationswärme, höchste Sulfatbeständigkeit – zusammen, so ergeben sich spezifische Anwendungsgebiete, welche mit üblichen Zementen kaum oder nur mit erheblichem Aufwand abgedeckt werden können. Auszugsweise seien die folgenden Beispiele genannt:

- Massige Bauteile aus Slagstar® Hochleistungsbeton
- Slagstar® UHPC mit kontrollierter Wärmeentwicklung
- Wasserdichte Bauteile der Expositionsklasse XA2 und XA3

Mit der Einführung der Europäischen Norm für Sulfathüttenzemente EN 15743 wurde 2010 ein weiterer Meilenstein in der Entwicklung der Sulfathüttenzemente gesetzt. Die spezifischen Eigenschaften der Sulfathüttenzemente stellen eine Bereicherung der Betontechnologie insbesondere in innovativen Anwendungsgebieten wie dem Bereich der hoch- und ultrahochfesten Betonen wie auch bei herkömmlichen Anwendungen, die durch starken chemischen Angriff gekennzeichnet sind, dar.

Kalksteinreiche Portlandkompositemente für Transportbeton

Gründe für und Erfahrungen bei der Markteinführung

J. Macht und M. Pfützner

Kirchdorfer Zementwerk Hofmann GmbH.

Die Verhandlungen über die Zuteilung an CO₂-Zertifikaten für die Zementindustrie bis zum Jahre 2020 (Nationaler Allokationsplan NAP III) gehen zur Zeit in ihre Endphase. Laufend wird der Benchmark für die Tonne Klinker nach unten korrigiert. Dieser Benchmark beruht auf den durchschnittlichen CO₂-Emissionen der europaweit 10 effizientesten Zementwerke abzüglich einem noch nicht fixierten Vorhaltemaß – kein europäisches Zementwerk kann zur Zeit also die Produktion ohne Überschreitung der Zuteilung bei gleichbleibender Produktion durchführen.

Ein mögliches Szenario für die österreichische Zementindustrie ist in Abbildung 1 dargestellt. Demnach kommt es im Jahr 2020 je nach Festlegung des Reduktionsziels der EU zu einer Unterdeckung von ca. 0,7 bis 1 Mio. t CO₂ bei der österr. Zementproduktion bei gleichbleibendem Klinkerfaktor.

Ausführliche Zusammenstellungen aller möglichen Maßnahmen, um den CO₂-Ausstoss bei der Zementproduktion zu reduzieren, sind in [1] und [2] zusammengefasst. Klinkersubstitution im Zement durch alternative Rohstoffe wird ein hohes Potential für diese Aufgabe zugeschrieben. Zur Zeit verwendete und in EN 197-1 zugelassenen Zusatzstoffe und deren Verfügbarkeit sind in Tabelle 1 wiedergegeben. Umfangreiche Forschungsprojekte beschäftigen sich mit der Erhöhung des Gehalts dieser Zusatzstoffe im Zement (z.B. [3]).

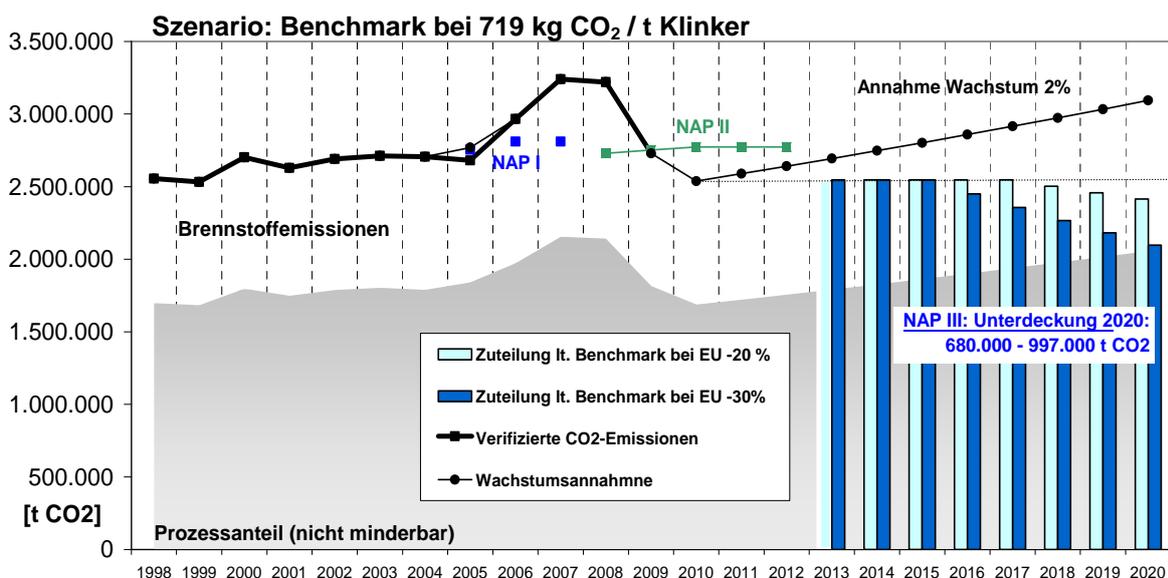


Abbildung 1: der Zuteilung an CO₂-Zertifikaten für die Zementindustrie bis 2020. Quelle: VÖZ, Stand 05.10.2010

Tabelle 1 Weltweit verfügbare potentielle Zumahlstoffe und deren Verfügbarkeit

	Geschätzter jährlicher Anfall	Verfügbarkeit
Schlacke	200 Mio. to	zukünftige Entwicklung schwer vorhersagbar
Flugasche	500 Mio. to	zukünftige Entwicklung schwer vorhersagbar
Natürliche Puzzolane	30 Mio. to	in sehr vielen Regionen nicht verfügbar
Künstlich hergest. Puzzolane	unbekannt	wirtschaftlich sehr limitiert
Kalkstein	unbekannt	verfügbar

Vor allem auch die regionale Verfügbarkeit ist ein limitierender Faktor für die einzelnen Varianten. So ist z.B. die in Österreich verfügbare Schlacke zur Gänze schon mit den derzeit üblichen CEM II/A –Zementen (bis max. 20% Zumahlstoff) verbraucht. Aber auch das weltweit verfügbare Kontingent an Schlacke ist begrenzt [4].

Die für Österreich nachhaltigste Lösung für die nächste Allokationsphase bis 2020 ist daher die verstärkte Nutzung von Kalkstein als Zumahlstoff in Form eines CEM II/B-M(S-L) für die Transportbetonindustrie. Technische Voraussetzung für die Produktion dieser Zementsorte ist die Möglichkeit der getrennten Mahlung der einzelnen Bestandteile des Zementes, vor allem aber Klinker und Kalkstein. Dies garantiert die gleichmäßige Verteilung aller Komponenten entsprechend einer optimierten Gesamtverteilung [5].

Seit April 2009 wird die Zementsorte CEM II/B-M(S-L) 42,5N in unserem Zementwerk produziert. Parallel dazu wird auch noch die „alte“ Sorte CEM II/A-M(S-L) 42,5 N hergestellt, die durch die neue Zementsorte ersetzt wird. Daher sind auch in der Zwischenzeit ein großer Erfahrungsschatz und Ergebnisse im Vergleich der beiden Zemente gesammelt. Eine Gegenüberstellung der Zementeigenschaften und der daraus resultierenden Betoneigenschaften ist in Tabelle 2 wiedergegeben, Abbildung 2 zeigt beispielhaft die von einem unabhängigen Labor ermittelten Kennwerte für Beton hergestellt mit beiden Zementsorten.

Tabelle 2: Vor- (+) und Nachteile (-) (neutral: +/-) von CEM II/B-M(S-L) gegenüber CEM II/A-M(S-L)

	Zementeigenschaften	Betoneigenschaften
Frühfestigkeit	+	+
Endfestigkeit	+/-	+/-
Erstarrungsbeginn	+/-	Konsistenzverlust +/-
Wasseranspruch	-	Konsistenz - Bluten +

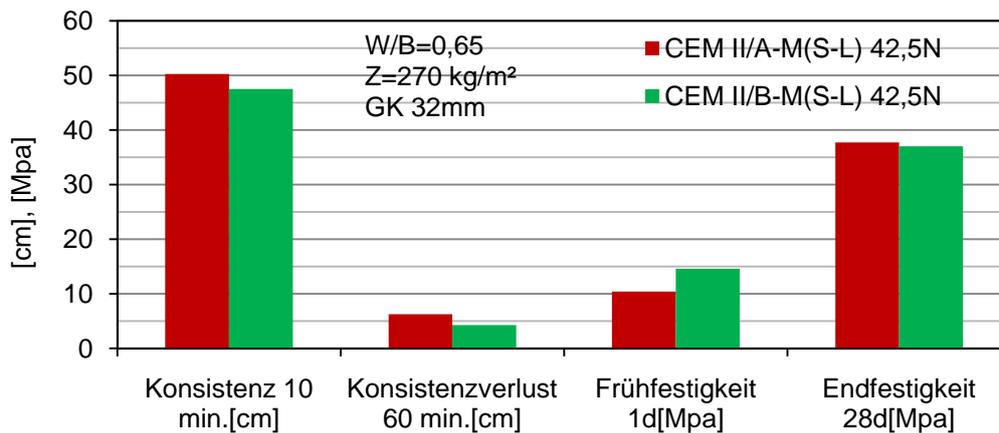


Abbildung 2: Vergleich der Betoneigenschaften bei Verwendung unterschiedlicher Zementsorten

Die „übliche Praxis“ und die „Akzeptanz“ werden als wesentliche Kriterien für die Einführung von klinkerreduzierten Zementen gesehen [1]. Im Falle unseres CEM II/B-M(S-L) 42,5N ist vor allem der höhere Wasseranspruch und die damit verbundene geringere Konsistenz gegenüber dem CEM II/A-M(S-L) 42,5N bei identen Rezepturen ein oft geäußelter Kritikpunkt. Speziell bei dieser Betoneigenschaft ist eine Kooperation mit den Zusatzmittelherstellern von wesentlicher Bedeutung. Abbildung 3 zeigt, dass durch die Wahl des „richtigen“ Fließmittels die geforderte Eigenschaft Konsistenz zielsicher beeinflusst werden kann, ohne Einbußen bei anderen Eigenschaften hinnehmen zu müssen. Hierbei werden 2 alternative mit dem original für CEM II/A-M(S-L) verwendeten Fließmittel verglichen. Vor allem die mit FM Alt. 2 bezeichnete Alternative zeigt sehr gute verflüssigende Wirkung, während der Konsistenzverlust geringer, die Frühfestigkeit höher und auch die Endfestigkeit noch höher bezogen auf die Werte mit dem ursprünglich verwendeten Fließmittel sind.

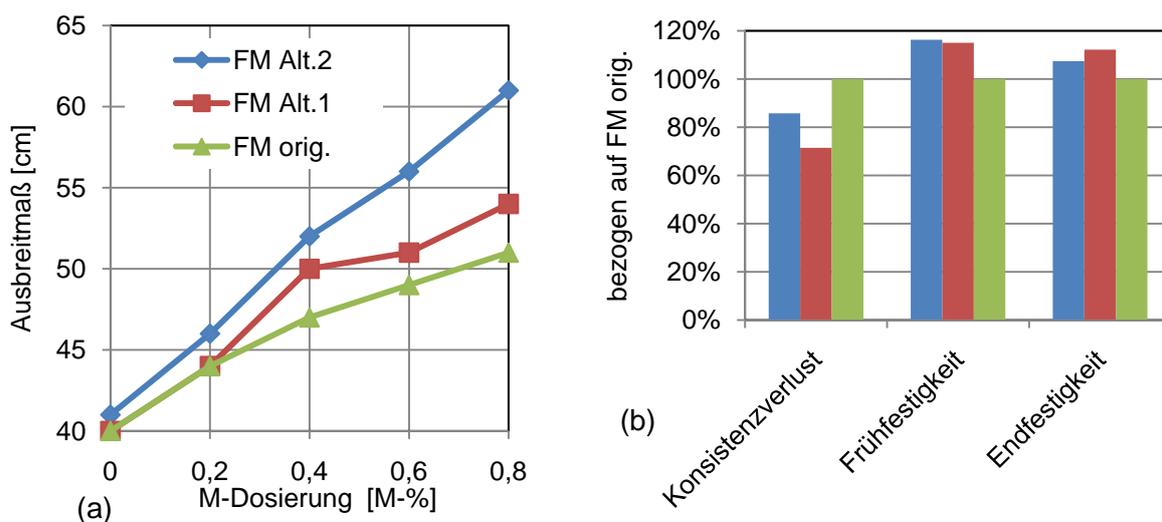


Abbildung 3: Auswirkungen unterschiedlicher Fließmittel auf die Eigenschaften eines Betons C25/30 XC2 GK16 F45 (a) Konsistenz bei gesteigerter Fließmitteldosierung, (b) Auswirkungen auf weitere Eigenschaften bezogen auf original verwendetes Fließmittel bei identer Dosierung.



(a)



(b)

Abbildung 4: (a) Kiesaufbereitungsanlage realisiert mit CEM II-B-M(S-L) 42,5N, Foto: zVg Fa. Bernegger, Molln; (b) Betoneinbau bei einer monolithischen Bodenplatte, Foto: zVg Fa. Eder u. Bachleitner Bodensysteme

So wurden in der Zwischenzeit auch nicht alltägliche Projekte mit unserem CEM II/B-M(S-L) 42,5N realisiert. Beispielhaft wird in Abbildung 4(a) eine Kiesaufbereitungsanlage gezeigt. Hierbei war der Betonhersteller mit einer verarbeitungstechnisch schwierigen Gesteinskörnung konfrontiert. Doch mit einem optimierten Zusatzmittel wurden die anfänglichen Probleme, die auch mit CEM II/A-M(S-L) vorhanden gewesen wären, gelöst.

Weiters wurden auch Projekte mit den bezüglich Zementsorte sehr konservativ eingestellten Herstellern von monolithischen Bodenplatten mit Hartkorneinstreuung erfolgreich umgesetzt, siehe Abbildung 4(b). Für diese Anwendung ist der kalksteinreiche Kompositzement auf Grund seiner äußerst geringen Blutneigung prädestiniert.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass im Sinne einer nachhaltigen Lösung für die Zementindustrie und auch die Betonindustrie die Einführung von Zementen mit höheren Gehalten an Zusatzstoffen unerlässlich ist. Kalksteinreiche Kompositzemente sind in Österreich auf Grund der verfügbaren Ressourcen die beste Möglichkeit, dies umzusetzen. Alternative Baustoffe, die mit besserer Nachhaltigkeit werben, drängen massiv in Bereiche der Anwendung vor, die bisher von Beton dominiert waren. Nur gemeinsam können Beton-, Zusatzmittel- und Zementhersteller ihre Marktstellung behaupten. Kalksteinreiche Kompositzemente sind der richtige Schritt in Richtung gelebte Nachhaltigkeit.

[1] WBCSD & IEA: Cement Technology Roadmap 2009 – Carbon emissions reductions up to 2050.

[2] CSI/ECRA – Technology Papers: Development of State of the Art-Techniques in Cement Manufacturing. Trying to Look Ahead. Düsseldorf, Geneva, 2009.

[3] Müller, C., Severins, K., Hauer, B.: Neue Erkenntnisse zur Leistungsfähigkeit von Zementen mit den Hauptbestandteilen Kalkstein, Hüttensand und Flugasche. Teil 1 + 2, beton 10/2009 u. beton 11/2009. BT-Verlag.

[4] Ehrenberg, A.: Aktuelle Entwicklungen bei der Herstellung und Nutzung von Hüttensand. Zement, Kalk, Gips International, Ausgabe 3/2010.

[5] Fischböck, E.K., Nischer, P.: Kornzusammensetzung des Mehlkorn: Notwendigkeit der Bestimmung und Einfluss der Bestimmungsmethode auf das Ergebnis. Kolloquium der VÖZ, 2009.

Influence of chromium (VI) reducing agent in cement on reinforcing steel passivity

Irina Stipanovic Oslakovic; Ruzica Roskovic

Institut IGH, d.d., Janka Rakuše 1, 10000 Zagreb, Croatia

Abstract

Directive 2003/53/EC, relating to restrictions on marketing and use of certain dangerous substances and preparations, limits use and distribution of cement containing more than 2 ppm of chromium (VI), except in terms of use of cement in totally automated work processes whereby skin contact may be excluded.

In course of production of cement it is necessary to add a reducing agent which converts soluble hexavalent chromium into trivalent chromium. To the day, iron (II) sulfate is known to be the most widely used reducing agent, as well as stannous sulfate and new antimony based products. This paper explores effects of iron (II) sulfate reducing agents, namely monosulfate and heptahydrate, as cement admixtures, on corrosion of concrete reinforcement. Accelerated corrosion tests of reinforcement steel have been performed in porous solutions differing in composition, in order to emulate concrete prepared using either CEM I or CEM II type cement, with addition of various concentrations of iron (II) sulfate reducing agent. Three types of electro-chemical tests have been performed: variations in open circuit potential; assessment of corrosion current and potential and potentiodynamic anode polarization. Results of all those tests indicate corresponding tendencies and point towards possible effects of iron (II) sulfate on reinforcement in terms of reducing steel passivity and accelerating corrosion of the reinforcement. This study directs towards serious need for a more detailed research of application of iron (II) sulfate as a reducing agent in cement.

Keywords: cement, Cr(VI), reducing agent, corrosion, steel

1. Introduction

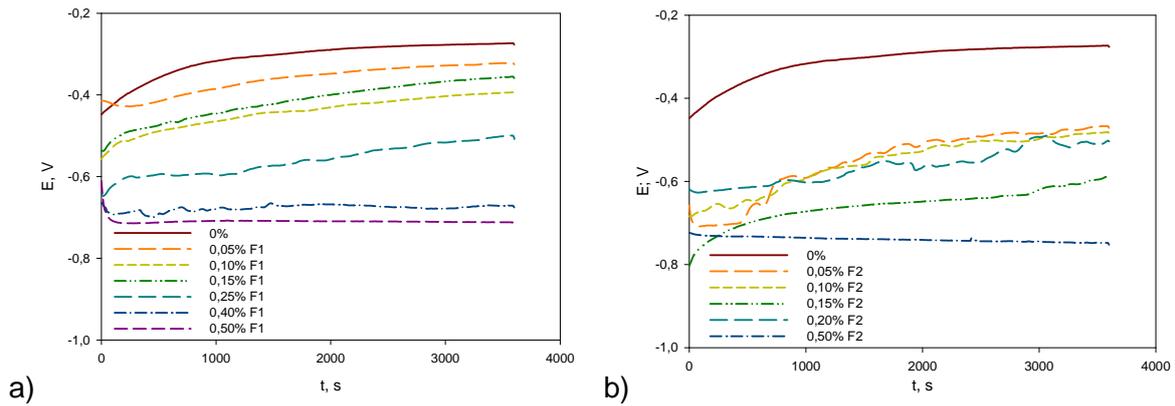
Directive 2003/53/EC has been enacted in Europe on June 18, 2003, as an addition to the 26th Directive 76/769/EEC which pertains to restrictions in respect of marketing and use of certain hazardous substances and preparations (nonylphenol, nonylphenol ethoxylate and cement). This directive limits use and distribution of cement containing more than 2 ppm of chromium (VI), except in terms of use of cement in totally automated work processes whereby skin contact may be excluded. EU member states apply the directive since January 2005. Enactment of the directive was expected to address the issue of harmful effects of cement in respect of unprotected skin. However, application of the directive also entails certain problems encountered by the cement manufacturers.

2. Experimental research

Aim of this research is to investigate effects of iron (II) sulfate reducing agent in monohydrate form (reducing agent marked F1) and in heptahydrate form (reducing agent marked F2), as a cement admixture in respect of reinforcing steel corrosion. Accelerated corrosion tests of reinforcing steel have been performed in pore solutions simulating concrete made using CEM I and CEM II cements, which have not exhibited significant differences in respect of the porous solutions. Various concentrations of iron (II) sulfate reducing agent were added to the simulated concrete pore solutions. Three types of electro-chemical tests have been performed: variations in open circuit potential; estimating corrosion current and potential and potentiodynamic anode polarization.

3. Results of the open circuit potential test

Figure 1 indicates results of the change of the open circuit potential over time following addition of specific concentration of the agent.



The results shown in Figure 1 a) indicate that addition of reducing agent F1 in concentrations below 0.10 % creates high risk due to the corrosion of the reinforcement, while concentrations above 0.10 % cause nearly certain occurrence of the steel corrosion. The results shown in Figure 1 b) indicate that addition of admixture F2 in concentrations as low as 0.05 % gives rise to 90 % probability of the steel corrosion.

4. Linear polarization test results

Figure 2 indicates change of the corrosion current in relation to the admixture concentration. The results shown in Figure 2, indicates that admixture F1 in concentrations greater than 0.3 % causes corrosion of the steel within 2 to 10 years, while in concentrations above 0.45 %, it causes the steel to corrode within 2 years. Addition of admixture F2 in excess of 0.1 % causes the steel to corrode within 2 to 10 years.

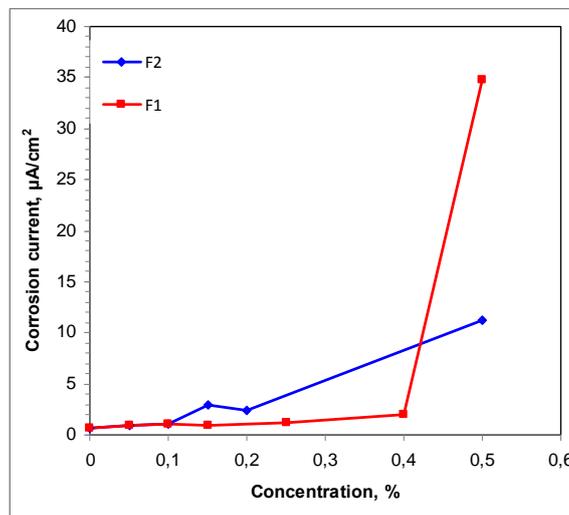


Figure 2 Change of corrosion current relative to reducing agent

5. Anode polarization test results

Figures 5 and 6 contain anode polarization test results. The figures show relation of change of the potential from the open circuit potential to +0.8 mV to changes in terms of current. A sudden increase of the current indicates loss of stability of a passive film formed on surface of steel as it is exposed to alkaline solutions.

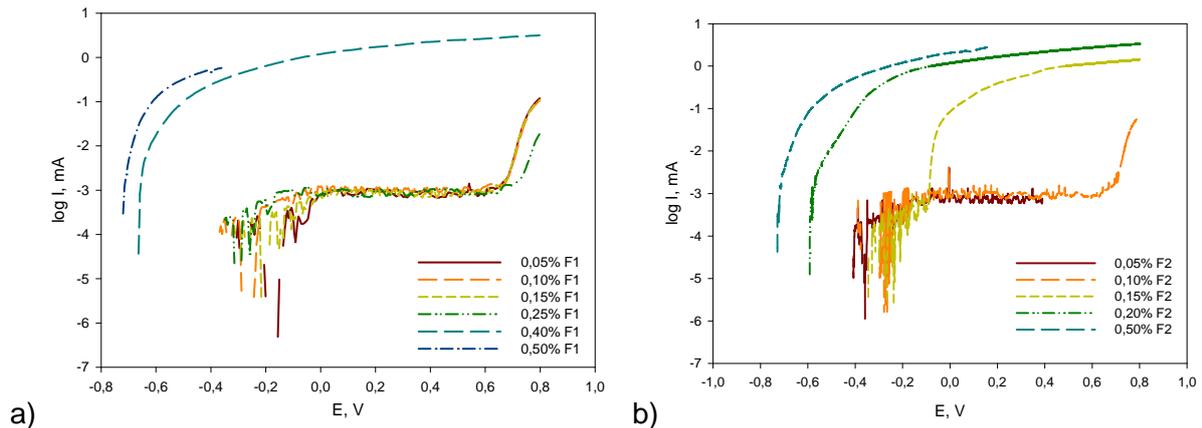


Figure 3 Penetration potential in case of reducing agent a) F1 and b) F2

The results shown in Figure 3 a) clearly indicate that addition of reducing agent F1 in concentrations exceeding 0.25 % causes loss of stability of the passive layer and rapid dissolution of the steel. The results shown in Figure 3 b) clearly indicate that the same ensues following introduction of reducing agent F2 in concentrations greater than 0.1 %.

Figure 4 a), b) and c) respectively present appearance of the steel prior to and following exposure to concentrations of the reducing agent exceeding critical concentrations. Figure 4 a) contains appearance of surface of the steel prior to exposure to the solutions. Figure 4 b) presents appearance of the steel surface following exposure to the solution containing more than 0.25 % of reducing agent F1 admixture, while Figure 4 c) contains appearance of the steel surface following exposure to the solution containing more than 0.1 % of reducing agent F2 admixture.

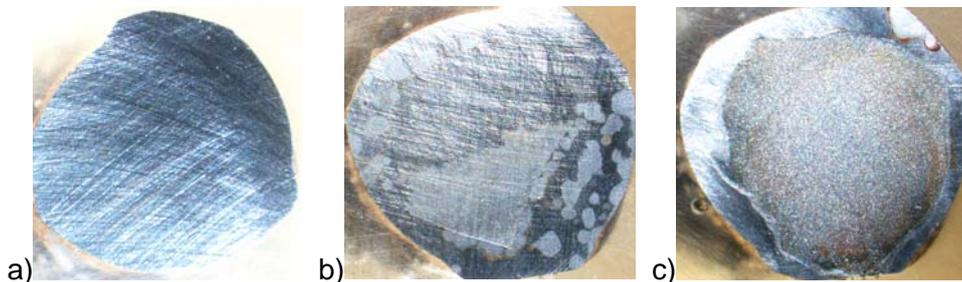


Figure 4 Appearance of steel surfaces: a) prior to exposure to the solutions; b) following anode polarization of the steel in the solution containing F1 admixture; c) following anode polarization of the steel in the solution containing F2 admixture

6. Conclusion

Directive 2003/53/EC, relating to restrictions on marketing and use of certain dangerous substances and preparations, limits use and distribution of cement containing more than 2 ppm of chromium (VI), except in terms of use of cement in totally automated work processes whereby skin contact may be excluded. In course of production of cement it is necessary to add a reducing agent which converts soluble hexavalent chromium into trivalent chromium. To the day, iron (II) sulfate is known to be the most widely used reducing agent, as well as stannous sulfate and new antimony based products.

This study points to possible problems with steel passivity in reinforced concrete structures should they contain cement previously reduced using iron (II) sulfate, either in its monohydrate or heptahydrate form. The research shall expand in a manner that emulates effects of the reducing agents along with pronounced conditions giving rise to accelerated corrosion as chloride ions are introduced, in order to facilitate assessment of their synergistic effects in terms of increasingly severe corrosion.

Kurzbeitrag Holcim (Schweiz) AG: Nano-T® Technology

Referent: Dr. Thomas Schmidt und Dr. Peter Lunk

Beton ist - vereinfachend betrachtet - ein heterogenes Stoffsystem, welches im erhärteten Zustand im wesentlichen aus Zementstein und Gesteinskörnung besteht. Die Porosität des Zementsteins und der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (englisch: Interfacial Transition Zone, ITZ) beeinflussen im Wesentlichen die Festbetoneigenschaften. Dabei spielen die Eigenschaften des Zementsteins sowohl für die Festigkeit als auch für die Dauerhaftigkeit des Betons eine massgebliche Rolle. Die Nano-T® Technology stellt das Fundament für Betone zur Verfügung, mit deren Hilfe die Eigenschaften des Zementsteins und speziell der Kontaktzone (ITZ) stark verbessert werden können.

Die Nano-T® Technology ist die neueste Entwicklung der Holcim (Schweiz) AG, die einen Zementzusatzstoff zum Einsatz bringt, der die CO₂-Bilanz eines Zementes verbessert und die Eigenschaften von Beton gezielt optimiert.

Die Nano-T® Technology verdankt dabei ihren Namen zum einen den Dimensionen der bei der Reaktion entstehenden Hydratphasen als auch der Normbezeichnung des eingesetzten, gebrannten Schiefers.

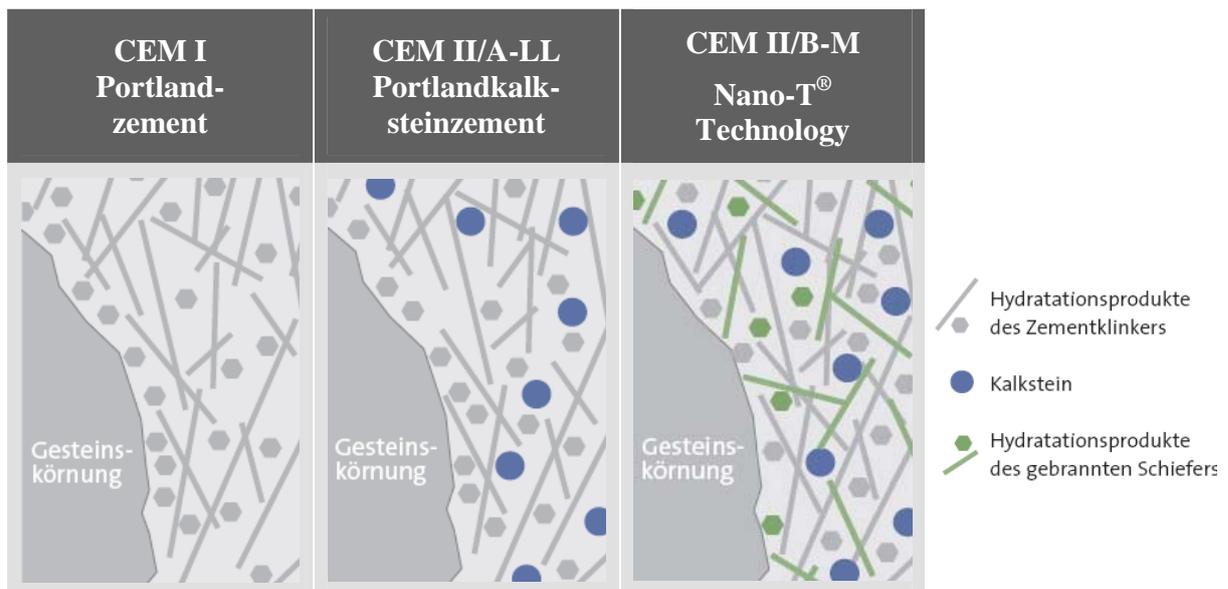


Fig. 1: Schematische Darstellung der Kontaktzone (ITZ) zwischen Gesteinskorn und Zementstein in Abhängigkeit des Zementtypes.

Die einzigartige Kombination von physikalischen, physikalisch-chemischen und chemischen Wirkungsmechanismen führt einerseits zur Bildung eines homogenen und sehr kompakten Gefüges im Beton mit geringer Kapillarporosität und andererseits zu einer Verdichtung der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung. Folglich sinkt die Durchlässigkeit des Betons gegenüber eindringenden Stoffen wie Flüssigkeiten und Gasen und erhöht damit die Dauerhaftigkeit des Betons. Die

Gefügeverdichtung, insbesondere in der Kontaktzone, ermöglicht eine bessere Kraftübertragung, wodurch vor allem die Zugfestigkeit des Betons im jungen Betonalter signifikant erhöht und damit die Neigung zur Rissbildung reduziert wird. Diese Effekte wurden in experimentellen Untersuchungen an der Ecole Polytechnique Fédérale Lausanne (EPFL) und an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa) in Dübendorf nachgewiesen.

Die Nano-T[®] Technology ist eine nachhaltige Entwicklung für Zemente der Zukunft, mit deren Hilfe das poröse Gefüge des Betons, einschliesslich der Kontaktzone, stark verbessert wird. Ähnliche Effekte im Beton konnten auch bei der Verwendung von Zementen mit Silicastaub auftreten. Diese sogenannten Portlandsilicastaubzemente, werden jedoch vorwiegend für Spezialanwendungen eingesetzt. Mit der Nano-T[®] Technology ist es gelungen, die Vorteile der Mikrostruktur in einem Standardzement mit herausragenden Eigenschaften nutzbar zu machen.

Tunnelauskleidung aus geschliffener weißer Spritzmörtelschicht

Ein ausreichender Hellbezugswert, eine gute Reinigungsfähigkeit und eine glatte Oberfläche sind wesentliche Eigenschaften von Tunnelanstrichen. Insbesondere bei Tunnelinstandsetzungen aber auch bei Neuerrichtung von Tunnelbauwerken treten immer wieder Schadensfälle (z.B. Ablöseerscheinung) auf. Als eine mögliche Lösung bietet sich eine zementgebundene weiße Spritzmörtelschicht an, welche einerseits alle relevanten Oberflächeneigenschaften erfüllt und andererseits in ihrer Beständigkeit vergleichbar mit herkömmlichen Konstruktionsbetonen ist.

Die Nachweisführung der geforderten Eigenschaften erfolgte in mehreren Stufen beginnend mit der Materialauswahl, der Beurteilung der Verarbeitbarkeit, den Frischbetonkennwertbestimmungen und abschließend der Ermittlung der Festbetoneigenschaften. Insbesondere die Reproduzierbarkeit stellte einen wesentlichen Beurteilungsfaktor dar. Parallel dazu wurde seitens der ausführenden Firma eine maschinentechnische Ausstattung entwickelt, welche den aufgetragenen Spritzmörtel mittels industriellem Fertigungsverfahren schleift.

Zur Beurteilung der wesentlichen Anforderung „Reinigungsfähigkeit“ wurde Probeplatten künstlich verschmutzt und anschließend wieder gereinigt. Diese Verschmutzungs- und Reinigungszyklen wurden mehrmals wiederholt. Abbildung 1 zeigt die Herstellung der künstlichen Verschmutzung, Abbildung 2 die Durchführung der Reinigung analog der Tunnelreinigung von Verkehrsbauwerken.



Abbildung 1: Herstellung der künstlichen Verschmutzung



Abbildung 2: Reinigung der Probekörper

Die Beurteilung der Verarbeitbarkeit zeigte eine hohe Reproduzierbarkeit der geprüften Spritzmörtelzusammensetzungen. Die Beurteilungen wurden unter Praxisbedingungen an einem Versuchstunnel (siehe Abbildung 3) durchgeführt. Weiters konnten die durchgeführten Prüfungen im Besonderen den für Tunnelbauwerke wesentlichen Nachweis der Einhaltung des Schwindmaßes erbringen. Zusätzlich konnte prüftechnisch eine Gleichwertigkeit hinsichtlich Chloriddiffusion mit üblichen Konstruktionsbetonen belegt werden.



Abbildung 3: Versuchstunnel

Die Ergebnisse der Bestimmung der lichttechnischen Kennwerte erfüllen die Anforderungen des in Österreich gültigen Regelwerkes RVS 09.02.41. Die Ergebnisse der Hellbezugswertbestimmungen, durchgeführt an aus dem Versuchstunnel entnommenen Proben, stimmen sehr gut mit jenen, welche im Labor geschliffen und imprägniert wurden, überein. Eine Beurteilung der lichttechnischen Kennwerte ist demgemäß vor Durchführung der Baumaßnahmen im Zuge der Erstprüfung möglich und die Abnahme der Arbeiten kann vor Ort nach Abschluss durch einen Abgleich z. B. der Hellbezugswerte erfolgen. Der festgestellte Helligkeitsverlust aufgrund der zyklischen Beschmutzung/Reinigung ist sehr gering und ist mit jener der derzeit üblichen Anstrichen vergleichbar. Die Wiederherstellung des ursprünglichen Abnahmezustandes ist durch einfaches Nachschleifen möglich. Diese

Tätigkeit nimmt aufgrund der Automatisierung des Schleifvorganges nicht allzu viel Zeit in Anspruch.

Tunnelauskleidungen aus geschliffenen weißen Spritzmörtelschichten stellen eine effiziente und dauerhafte Alternative zu herkömmlichen Tunnelanstrichsystemen dar, da Sanierintervalle wesentlich verlängert werden können und aufgrund der maschinellen Arbeitsausführung bzw. der geringeren Anzahl an Arbeitsschritten nur kurze Tunnelsperren erforderlich sind. Abbildung 4 stellt eine Detailaufnahme der geschliffenen Oberfläche hergestellt aus weißem Spritzmörtel und den dafür verwendeten Schleifkopf dar.



Abbildung 4: Detailaufnahme Oberfläche geschliffener weißer Spritzmörtel; Schleifkopf

2010.10.25

Dr. Stefan KRISPEL

Forschungsinstitut der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie

Anwendung von Weißzement am Beispiel Steg Astgasse – „Link 27“

Kurzfassung

Im Rahmen der „Concrete Student Trophy 2007“ galt es eine barrierefreie Fuß- und Radwegbrücke über den Wienfluss auf Höhe der Ast- bzw. Fleschgasse zwischen dem 13. und 14. Bezirk zu entwerfen. Das interdisziplinäre Team, bestehend aus *Rudolf Brandstötter* und *Gonzalo Espinosa Ortega* konnte mit dem Beitrag namens „Link 27“ diesen Wettbewerb für sich entscheiden.

Im April 2010 wurde mit der Umsetzung der rund 38m weit gespannten, integralen Brücke begonnen. Zusätzlich war eine Rampe parallel zur Hadikgasse in das Wiental zu errichten, die den Steg Astgasse an den neuen Wiental Radweg anbindet.

Die Hauptträger der filigranen Spannbetonstruktur aus weißem Beton wurden vor Ort auf einem Schaltisch hergestellt und anschließend in die Endlage eingehoben. Ergänzt wird das Tragwerk durch die zwischen den Hauptträgern liegende, in Ortbeton hergestellte Fahrbahnplatte.

Der vorliegende Beitrag bietet eine kurze Zusammenfassung über Entwurf und Konstruktion des neuen Steges, mit besonderem Hinblick auf die Anwendung von „weißem Beton“.



Abbildung 1: Steg Astgasse, mit Weißzement ausgeführte Fuß- und Radwegbrücke über den Wienfluss

Entwurf

Der Standort ist sowohl durch großzügigen Freiraum als auch durch eine klare Asymmetrie geprägt. Auf der nördlichen Seite fällt das Gelände über eine Böschung zum Wienfluss hin ab, wo hingegen auf der südlichen Seite, lotrechte Mauern zur Begrenzung der U-Bahntrasse verlaufen. Aus diesen asymmetrischen Anlageverhältnissen wurde unter Beachtung der mannigfaltigen Randbedingungen ein Tragwerk konzipiert, welches sich aus dem Wiental heraus entwickelt, elegant über die Trasse der Linie U4 hinweg schwingt, um über der Wiener Westeinfahrt ein dynamisch auslaufendes Ende zu finden. Der helle Farbton, gepaart mit einer prägnanten Form schafft besondere ästhetische Qualitäten. Zudem konnte der Betonstruktur das „graue Image“, welches einem Großteil unserer (Verkehrs-) Infrastruktur anlastet, genommen werden.

Gründung

Zur Reduktion der Erhaltungskosten wurde die Haupttragkonstruktion in „Integraler Bauweise“, also fugen- und lagerlos, konzeptioniert. Um die beidseitige Einspannung des Hauptträgers erreichen zu können, wurden je Widerlagerseite 5 Pfähle abgeteuf. Auf Seite des Hietzinger Kais musste dazu die ca. 110 Jahre alte Futtermauer der Wienflussverbauung durchbohrt werden. Durch sehr schonendes

Vorgehen und unter ständiger Überwachung der Mauerverformungen konnten diese schwierigen Arbeiten problemlos ausgeführt werden.

Auf beiden Widerlagerseiten ist der obere Bereich der Bohrpfähle mit einer elastischen Trennschicht ummantelt, um erstens die Verformungen auf beiden Seiten in etwa gleich zu halten und zweitens die Einbringung horizontaler Lasten in die alte Natursteinmauer sicher zu unterbinden.

Tragwerk

Das Haupttragwerk der Brücke wird von zwei sehr schlanken, vorgespannten Hauptträgern gebildet, die über die Fahrbahnplatte miteinander verbunden sind.

Aus den Anforderungen der barrierefreien Ausführung stand über dem U-Bahnbereich nur eine Bauhöhe von rund 30 cm zur Verfügung. Die logische Konsequenz daraus war die Ausbildung als Trogbücke, welche zudem den Vorteil bietet, dass die erforderliche Abwurfsicherung über der Trasse der Wiener Linien in das Tragwerk integriert werden konnte.

Um eine sichere Benutzung von Brücke und südlicher Zubringerrampe zu ermöglichen, wurden in den Hauptträgern Öffnungen vorgesehen, die den Aufbau eines „Blickdreieckes“ ermöglichen.

Herstellung

Die rund 40 m langen Hauptträger wurden nebeneinander liegend auf einem rund 45x10m großen Schaltisch vor Ort hergestellt. Der Schaltisch wurde parallel zur Hadikgasse, auf der vorab hergestellten Anschlussrampe für den Wientalradweg, errichtet. Trotz der beengten Platzverhältnisse entschloss man sich, die Träger gleichzeitig zu produzieren, was den Vorteil bot, alle Arbeitsschritte gleichzeitig an beiden Trägern vornehmen zu können. Des Weiteren konnte durch die Herstellung beider Träger in einem Betoniervorgang eine homogene Beton- und Farbqualität erzielt werden.

Einbau und Nachbehandlung des weißen Betons erforderten keine zusätzlichen Maßnahmen im Vergleich zu „normalen Beton“. Die Anzahl an Betoniervorgängen musste jedoch so weit als möglich reduziert werden, da jede neue Lieferung eine komplette Reinigung des Mischwerks erforderlich macht. Des Weiteren war vor dem Betonieren auf eine absolut saubere Schalung zu achten, da Drahtreste und Nägel unschöne Rostfähnchen erzeugen würden, die bei weißem Beton noch störender wirken als bei grauem.



Foto: Brandstötter

Abbildung 2: Herstellung der beiden Hauptträger auf Schaltisch parallel zur Hadikgasse

Montage

Beide Träger wurden in Nachtschichten mit einem 500 to Kran in die Endposition geschwenkt. Zuvor mussten die Träger jedoch noch aus der Schalung gehoben und in der Luft gedreht werden, was mit Hilfe zweier weiterer Kräne bewerkstelligt wurde. Die Kranmontage war zweifellos die schnellste Montagevariante, konnte allerdings nur in enger Abstimmung mit der ZAMG¹ erfolgen, da die Kräne im Flussbett der Wien aufgestellt wurden und der Wienfluss bei Niederschlagsereignissen starken Pegelschwankungen unterliegen kann.

Die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgte in einer weiteren Betonlage mit weißem Ort beton, mit an den Hauptträgern abgehängter Rüstung. Erschwerend wirkte hierbei, dass über dem U-Bahnbereich nur in den betriebsfreien Stunden gearbeitet werden konnte und für die Schalung und Rüstung über dem Lichtraumprofil der Linie U4 nur 10cm Bauhöhe zur Verfügung standen. Zur seitlichen Stabilisierung als auch zur Unterstützung der Hauptträger während des Betonierens der Fahrbahnplatte wurde im Wienfluss eine temporäre Hilfsstütze errichtet.

Betoneigenschaften

Das Tragwerk wurde aus Beton der Güte C 40/50 B5, mit Weißzement CEM I 52,5 N-Weiß der Firma *Holcim* unter Beimengung von 5% weißem Farbpigment hergestellt.

Die Farb- und Oberflächenqualität wurde anhand von Musterfeldern festgelegt. Die Musterfelder beinhalteten bereits Schalungsdetails, wie gekrümmte Fasen und flächenhafte Vertiefungen. Für die Herstellung der Musterfelder mussten idente Parameter betreffend Schalmaterial, Schalöl, Betonrezeptur, etc. wie bei der schlussendlichen Ausführung verwendet werden. Des Weiteren wurden bereits mit der jeweiligen Betoncharge für die Musterfelder die Abstandhalter mitproduziert.

Beteiligte

Bauherr: Magistrat der Stadt Wien
MA 29 Grund- und Brückenbau
Wilhelminenstraße 93
A-1160 Wien

Planer:	ZT Mayer GmbH DI Rudolf Hinterleitner Geylinggasse 27/2/17 A-1130 Wien	ZT –HP DI Matthias Parzer Leonfeldnerstraße 133 A-4040 Linz
---------	---	--

Entwurf: DDI Rudolf Brandstötter
Gonzalo Espinosa Ortega

Ausführung: Alpine Bau GmbH

¹ Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik

Sanierung und Weiterentwicklung von kulturhistorischen Flächenbefestigungen

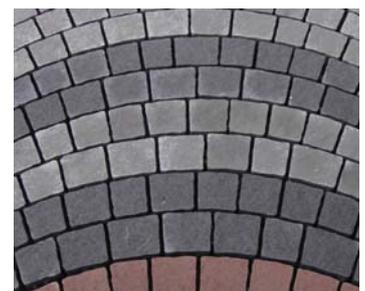
Mit Ende des 19. Jahrhunderts wurde aufgrund der Industrialisierung die Befestigung von Straßen mit Natursteinen immer wichtiger. Vorrangig wurden dafür große Steinformate eingesetzt. Bedingt durch die steigende Nachfrage, den schwierigen Transport und aufgrund der niedrigeren Preise sowie großer Verfügbarkeit wurde jedoch schon bald immer mehr Kleinpflaster verlegt. 1911 erfand der Pflastermeister Friedrich Noll eine neue Methode, im Segmentbogen zu verlegen. Dabei handelte es sich um eine bis heute gültige Grundlage für handwerklich einwandfreies Arbeiten mit Kleinpflaster.

Die auch heutzutage noch angewandte Technik beherrschen allerdings nur noch wenige gute Verleger. Eine Tatsache, die die Verlegung im Segmentbogen sehr teuer und aufwändig macht. Des Weiteren hält das kleinförmige Pflaster den heutigen Verkehrsbelastungen oft nicht stand. Auch die Verlegung in einem Mörtelbett und die Verfugung mit Spezialmaterial zeigen unter anderem aufgrund von Temperaturschwankungen nur mäßigen Erfolg.

Die Betonindustrie versuchte bislang, das Natursteinmaterial durch einzelne, verschieden geformte Betonpflastersteine zu ersetzen. Hierbei war allerdings die Belastbarkeit der Einzel-Betonsteine nicht höher als die der Natursteine und die Verlegung gestaltete sich noch komplizierter, da nach einem vorgegebenen nummerierten Muster verlegt werden musste. So wurde das Segmentbogenpflaster nur noch in Nischen, also für wenig oder gar nicht befahrene kleinen Flächen angewendet, wo aus gestalterischen Gründen die hohen Kosten in Kauf genommen wurden. Bei Beschädigung wurde zumeist mit Asphalt ausgebessert oder gar nichts unternommen, da eine komplette Erneuerung der Fläche ohne Segmentbogenpflaster zum Verlust des Stadtbildes führen konnte.

Neues innovatives Segmentbogenpflaster

Ab 2011 bietet Semmelrock das bestehende Natursteinsystem als neues, innovatives Betonsteinsystem an und ermöglicht damit eine einfache und fortschrittliche Verlegung von Segmentbogenpflaster. Bei dem neuen Produktsystem handelt es sich nicht mehr um einzelne, extra gekennzeichnete Steine sondern um verschiedene Betonsteinblöcke. Die Blöcke sind mit Scheinfugen ausgestattet und vermitteln dadurch nach dem Verfugen den optischen Eindruck, aus einzelnen Pflastersteinen zu bestehen. Das System ist einfach aufgebaut und besteht aus Bogensätzen, Winkelsteinen sowie Rand- bzw. Ergänzungssteinen. Die Verlegung ist entsprechend leicht umzusetzen. Pro Reihe werden jeweils vier



verschiedene Betonsteinblöcke zu einem Bogen zusammengesetzt. Das Verbindungsstück zwischen zwei Bögen ist der sogenannte Winkelstein. Der Winkelstein ist ein Betonsteinblock mit einer Scheinfuge, der den genauen Bogenwinkel aufgrund seiner Geometrie schon vorgibt. Als Alternative kann auf den Winkelstein auch verzichtet werden und die Bogensätze durch eine Änderung der Verlegerichtung wellenförmig verlegt werden. Die Symmetrie über die ganze Fläche ist immer gewährleistet.



Ein Bogen hat einen Innenradius von 120 cm, durch das Verlegen von 1 - 4 Ergänzungssteinen ist das Bogenmaß schrittweise auf bis zu 153 cm erweiterbar. Für den Randabschluss, der in der Mitte des Bogens erfolgt, sind die Ergänzungssteine perfekt dimensioniert. Als Erweiterung wurden noch spezielle Links- und Rechts-Bögen entworfen, mit denen sowohl Kurven als auch ganze Kreise verlegt werden können. Der kleinste Innenradius beträgt auch hier wiederum 120 cm.

Das gesamte System wurde mit der Einstein®-Fugentechnik versehen und zeichnet sich damit durch eine hohe Verkehrsbelastbarkeit aus. Spezielle Verbundelemente ermöglichen eine optimale Kraftübertragung zwischen den Steinblöcken. Die zur regelmäßigen Aufnahme von Verkehrsbelastungen notwendige Fuge wird systembedingt stets eingehalten. Schub- und Horizontalkräfte, die der Verkehr verursacht, werden über das Fugen- und Bettungsmaterial abgepuffert und gleichmäßig in die Tragschichten weitergeleitet.

Somit stellt das neue innovative Segmentbogenpflaster von Semmelrock eine optimale Lösung für die Restaurierung und Renovierung historischer Flächen dar und sorgt dafür, dass hohe gestalterische Ansprüche mit modernen technischen Anforderungen in Einklang gebracht werden können.

Dr. Claudia Pich
Corporate Product Development

Semmelrock International GmbH
Wienerbergstr. 11, A-1100 Wien
Tel.: +43 1 60192 568
Email: claudia.pich@semmelrock.com

Flüssigboden ein völlig neuer Markt für Transportbetonhersteller

Flüssigboden ist ein zeitweise fließfähiger Verfüllbaustoff ohne zwängende, starre Fremdstrukturen. Im Mittelpunkt des Flüssigbodenverfahrens steht die Wiederverwendung des auf der Baustelle anfallenden Materials. Dabei kann jede Art von Aushub zeitweise in den fließfähigen Zustand versetzt und kontrolliert wieder so fixiert werden, dass die bautechnisch wichtigen Eigenschaften des Ausgangsbodens weitgehend erhalten bleiben oder im Bedarfsfall gezielt verändert werden können.

Flüssigboden ist nahezu überall einsetzbar: egal ob für die Grabenverfüllung im Kanalbau oder Versorgungsleitungsbau, die Ver- und Hinterfüllung von Bauwerken, Hohlräumen, Kellern, Arbeitsräumen und Stollen oder als Problemlöser für Baustellen mit hohen Materialanforderungen.

Das Flüssigbodenverfahren unterscheidet sich zur konventionellen Transportbetonherstellung in der dynamischen Behandlung von Rezepturen unter Berücksichtigung sich laufend ändernder Bodenverhältnisse und variabler Außenbedingungen.

Die Besonderheiten des Verfahrens erfordern den Einsatz einer auf das Verfahren abgestimmten Technik.



Mit der gemeinsamen Entwicklung einer mobilen Mischanlage zur Herstellung von Flüssigboden unter Einbindung des Erfahrungsschatzes der Fa. Küllmer Bau öffnet SBM Mineral Processing einen völlig neuen Markt zur Flüssigbodenherstellung an strategisch ausgewählten Standorten oder bei Großbaustellen.

EUROMIX – WERTBESTÄNDIGE BETONMISCHANLAGEN

SBM Mineral Processing GmbH
Arbeiterheimstr. 46, A-4663 Laakirchen
Tel. +43 (7613) 2771-0
Fax +43 (7613) 2771-359
office@sbm-mp.at · www.sbm-mp.at

SBM
MINERAL PROCESSING

Nachträgliche Verstärkungsmethode mit vorgespannten eingeschlitzten CFK Lamellen

Alois Vorwagner
Institut für Tragkonstruktionen Betonbau
Technische Universität Wien
Günter Grass
Sika Austria GmbH, Austria

Stefan L. Burtscher
Technische Versuchs- und
Forschungsanstalt GmbH der TU Wien

Aufgeklebte Kohlefaserlamellen (CFK) werden seit vielen Jahren zur Bauteilverstärkung eingesetzt. Die enorm hohe Festigkeit dieser Lamellen kann meist nicht zur Gänze ausgenutzt werden, da aufgrund von Biegeschubrisen es zu frühzeitigen Ablösevorgängen kommt. Eingeschlitzte CFK Lamellen bieten wesentliche bessere Verbundeigenschaften, jedoch kann die hohe Lamellenspannung von bis zu 3100 N/mm^2 nach dem derzeitigen Stand der Zulassungen nur bis maximal 50% ausgenutzt werden. Erst durch Aufbringen einer Vorspannkraft, kann der hochwertige Werkstoff voll ausgenutzt werden.

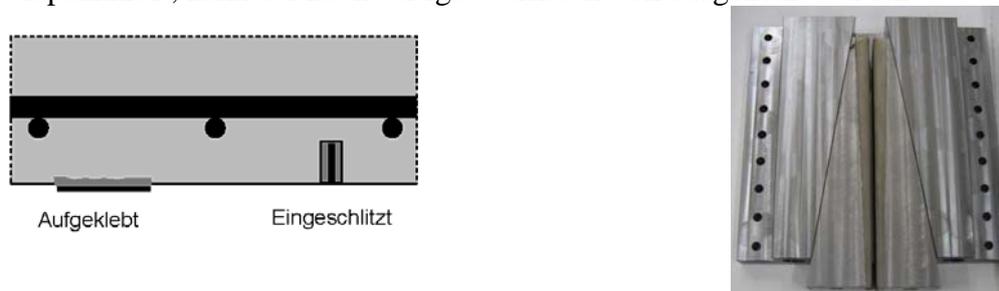


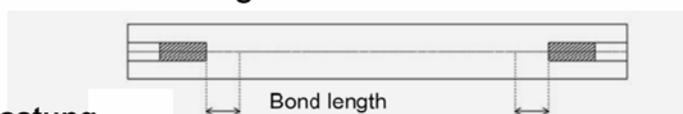
Abb. 1: Links schematische Darstellung von aufgeklebten und eingeschlitzten Lamellen, Rechts Composite Wedge Verankerung für den Vorspanneinsatz [1,2].

Für den Vorspannvorgang wurde eine spezielle Verankerung, auf Basis der Composite Wedge Technik, entwickelt, die ein einfaches und rasches Vorspannen erlaubt. Die Verankerung ist zudem nur 8 kg schwer, was besonders vorteilhaft beim Hantieren an der Tragwerksunterseite ist, und erlaubt ein einfaches Anbringen der Vorspannkraft mit der in der Bauindustrie üblichen Keiltechnik. Eine Verankerung bis zur Bruchgrenze ist ohne weiters möglich. Die Verankerung dient aber nur zum Vorspannen und wird nach dem Einkleben entfernt siehe Abb.2. Die permanente Verankerung wird durch nachträgliches Verkleben der Enden gewährleistet. Somit verbleiben keine Stahlteile im oder am Bauwerk, und dadurch werden ein geringer Wartungsaufwand und eine hohe Dauerhaftigkeit ermöglicht. [2]

1) Vorspannung



2) Verbundverankerung



3) Belastung

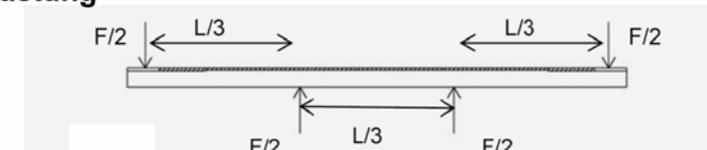


Abb. 2: Anbringen der Vorspannkraft im Zuge der Nachträglichen Verstärkung

Die Effizienz der entwickelten Systeme konnte anhand von 2 Großversuchserien mit 6 vorgespannten Plattenstreifen von 5 m Spannweite [1] und 4 Plattenbalken mit je 10 m Spannweite experimentell untersucht. In den Untersuchungen konnte die einwandfreie Funktionsfähigkeit und Ausnützung der CFK Lamellen nachgewiesen werden.



Abb. 3: Großversuch, Abplatzen der Betondeckung bei eingeschlizten Lamellen ohne Vorspannung.

Bei schlaff verstärkten Bauteilen kann es zu einem frühzeitigen Verbundversagen der Lamelle kommen, im Extremfall löst sich wie in Abb. 3 die gesamte Betondeckung schlagartig ab. Durch Vorspannen wird dies verhindert und die Lamelle wird besser ausgenutzt, da im Bruch die CFK Zugfestigkeit erreicht wird. In Abb. 4 sind die Kraft-Verformungslinien der Versuche dargestellt, wobei P1 der unverstärkte und P2 der schlaffe Referenzbalken ist. Vorgespannt wurde mit 45 bzw. 65 kN. Der Bauteil zeigt nach wie vor ein duktileres Verhalten wie in Abb. 4 erkennbar ist. Die Vorteile der Verstärkung mit vorgespannten eingeschlizten CFK Lamellen sind: Ausnützung der hohen Zugfestigkeit, Reduzierung der Rissweiten, Verbesserung der Durchbiegung, Aktivierung von bestehenden Lasten sowie eine Verbesserung des Verstärkungseffekt um bis das 3-fache gegenüber schlaff aufgeklebten Verstärkungen.

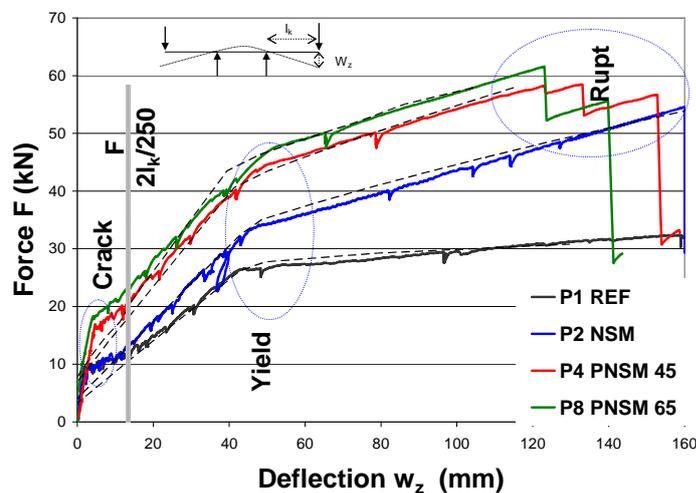


Abb. 4: Kraftverformungslinien [1]

Referenzen:

- [1] VORWAGNER A., BURTSCHER S., GRASS. G., and KOLLEGGER J., “Verstärkung mit vorgespannten eingeschlizten Lamellen”, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 103, No. 1, 2010, pp. 9-18.
- [1] VORWAGNER A., BURTSCHER S., “Wedge Anchorage for Near Surface Mounted Applications - Strengthening of Structures by Using Prestressed Carbon Fibre Reinforced Strips”, *Accepted for Proceeding of 3rd fib International Congress*, Washington, United States of America, 2010.