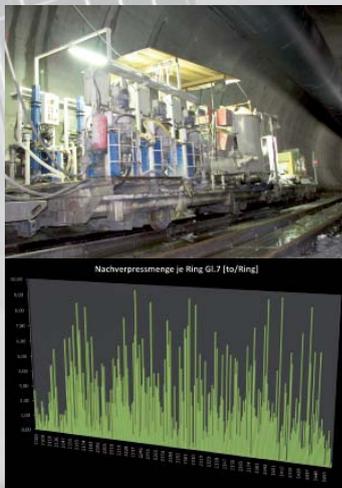
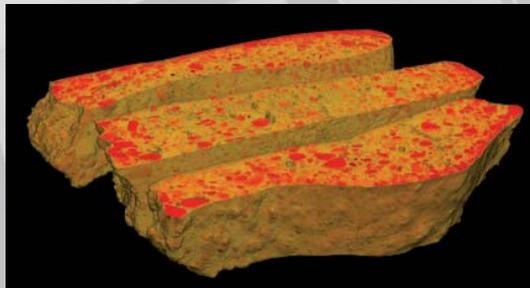


KOLLOQUIUM 2007



Forschung &
Entwicklung
für Zement
und Beton



Kurzfassungen
der Beiträge



Dipl.-Ing. Dr. techn. **Anton PECH**
staatlich befugter und beeideter **Ingenieurkonsulent für Bauwesen**
allgemein beeideter und gerichtlich zertifizierter **Sachverständiger**

Ziviltechnikerbüro und bautechnisches Labor
1040 Wien, Johann Strauß Gasse 32/11
tel +43 1 505 36 80 fax DW 99
office@zt-pech.at http://www.zt-pech.at

ZUSAMMENFASSUNG KURZBEITRAG VÖZfi – Kolloquium 2007

ESECMaSE – Ein EU-Forschungsprojekt über den Schubwiderstand von Mauerwerkswänden (Betonstein) bei Erdbebenbeanspruchung

Obwohl in zunehmendem Maße höhere Gebäude in Form von Stahlbeton-Tragstrukturen errichtet werden, ist die Bedeutung von Mauerwerksbauten nach wie vor gegeben. Viele Jahrhunderte Tradition prägen diese Bauweise, bei der die gemauerten Wände sowohl den Raumabschluss wie auch die Abtragung der vertikalen aber auch der horizontalen Lasten übernehmen. Erst in den letzten Jahrzehnten wurden immer genauere Berechnungsverfahren auch für die ursprünglich nur Handwerksregeln entsprechenden gemauerten Wandscheiben aus unterschiedlichen Steinen und Mörtel entwickelt.

Im Zuge der ebenfalls erst in letzter Zeit ins allgemeine Bewusstsein gerückten Problematik der Erdbebengefährdung unserer Baustrukturen wurden auch durch Versuche abgesicherte Nachweisverfahren benötigt. Die vorhandenen Rechenmodelle für die Abtragung von Horizontalkräften wie das bekannteste von Mann-Müller, welches auch die Grundlage der DIN 1053-1 und in weiterer Folge des EC6 bildete, treffen weitgehende Vereinfachungen und liegen teilweise sehr auf der sicheren Seite. Dadurch lassen sich unter den heute üblichen semiprobabilistischen Ansätzen rechnerische Nachweise oft nicht erfolgreich führen obwohl auf Basis einzelner vertiefender Untersuchungsergebnisse eine ausreichende Tragfähigkeit zu vermuten ist. Auch die praktischen Erfahrungen – wie beispielsweise bei dem 1992 in Roermond (NL) aufgetretenen, in Deutschland als Beben der Zone 2 eingestuften Erdbebenereignis – zeigen, dass nicht nachweisbare Mauerwerksbauten faktisch schadensfrei den aufgetretenen Beanspruchungen widerstehen. Die teure versuchstechnische Durchführung einerseits und die große Zahl an möglichen Kombinationen von Materialien für Steine und Mörtel führen jedoch zu einer sehr geringen Datenbasis für eine weiterführende Bearbeitung. Auch die zunehmend eingesetzte elektronische Simulation ist aufgrund des Verbundstoffes Mauerwerk nicht ohne weiteres einsetzbar.

Aus dieser Situation resultieren wirtschaftlichen Nachteile für eine Vielzahl an Unternehmen, die mit dem Bauen von traditionellen Mauerwerksbauten befasst sind und ist diese auch technisch äußerst unbefriedigend. Deshalb wird das 2004 begonnene, umfangreiche Forschungsprojekt ESECMaSE durchgeführt, welches im Zuge des 6. Forschungsrahmenprogrammes der Europäischen Union zur Förderung der Forschung von Klein- und Mittelständischen Unternehmen mitfinanziert wird. ESECMaSE steht für „Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe“ („Verbesserte Sicherheit und effiziente Konstruktion von Mauerwerkbauteilen in Europa“). Es ein Konsortium von insgesamt 26 Projektpartnern aus insgesamt 7 Mitgliedsstaaten der Europäischen Union beteiligt, welches sich – den Förderungsrichtlinien entsprechend – aus Industrieverbänden, Klein- und Mittelständischen Unternehmen und Forschungsstellen zusammensetzt. Für Österreich sind die Verbände VÖZi und VÖB beteiligt. Als Forschungsstätte arbeitet das Ingenieurbüro Dr. PECH mit den deutschen Universitäten München, Kassel, Dresden und Braunschweig sowie Instituten in Italien, Niederlande und Griechenland zusammen. Der geplante Endtermin ist Frühling 2008.

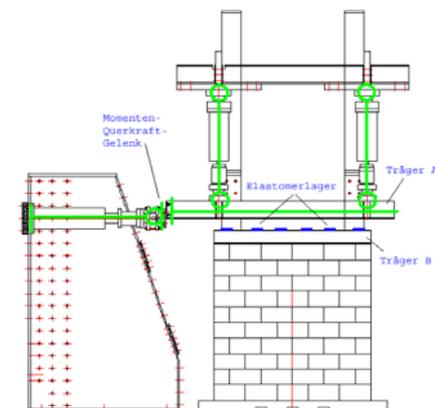
Das wesentliche Ziel von ESECMaSE ist, den derzeitigen Erkenntnisstand über die Schubtragfähigkeit von Mauerwerkscheiben deutlich zu verbessern sowohl das Bemessungsmodell als auch die relevanten Baustoffeigenschaften sowie die notwendigen Prüfverfahren zu beleuchten.

Wesentliche Teilziele sind:

- die Identifizierung und Verbesserung der relevanten Baustoffeigenschaften
- theoretische Untersuchungen der Spannungszustände in Mauerwerksbauteilen infolge statischer und dynamischer Schubbeanspruchung als Grundlage (Eingangsuntersuchungen) für nachgeschaltete Untersuchungsstufen im Projekt,
- die Entwicklung eines Bemessungsmodells welches sowohl statische als auch dynamische Einwirkungen abdeckt und den tatsächlichen Bauteilwiderstand möglichst realitätsnah wiedergibt,
- die Entwicklung eines (von) Prüfverfahren(s) zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Mauerwerkswänden, welches die tatsächlichen Spannungszustände im Gebäude repräsentiert und Zusammenhänge zwischen den bemessenen und beobachteten Versagenslasten erlaubt,
- Versuche zur stufenweisen Verifizierung der theoretischen Ergebnisse sowie abschließende Großversuche an einem Gebäude im Maßstab 1:1
- Veröffentlichung der Ergebnisse und Fortbildung der beteiligten Unternehmen

Die wesentlichsten Ergebnisse sind:

- Die Steilängsdruckfestigkeit sowie die Steilzugfestigkeit haben nur einen untergeordneten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit der Wand.
- Das dominierende Versagenskriterium bei höheren Vertikallastniveaus ist das Druckstrebenversagen, der zugehörige Materialparameter damit die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit.
- Die Mörtelart und in beschränktem Rahmen auch die Mörteldruckfestigkeit ist von untergeordneten Einfluss auf die horizontale Wandtragfähigkeit sondern beeinflusst nur die Kopfverschiebung.
- Die ersten Großversuche zeigen auch praktisch ausreichende Tragfähigkeitsreserven, wobei die Möglichkeit von Randbewehrungen das Tragvermögen merkbar verbessert.
- Es liegen Bemessungsmodellvorschläge mit guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen vor.



Die bisher durchgeführten Untersuchungen haben experimentelle sowie theoretische Erkenntnisse geliefert, die maßgeblich zu einer zutreffenderen Beschreibung des Tragverhaltens von Mauerwerk bei Horizontalbeanspruchung aus Wind und Erdbeben beitragen werden. Es zeigt sich, dass die Schubtragfähigkeit von Mauerwerk in den baupraktisch wichtigsten Anwendungsbereichen neu bewertet werden muss und erhebliche Tragfähigkeitsreserven vorhanden sind, die in der deutlich überwiegenden Zahl der Fälle von 10 % bis zu 50 %, d.h. im Mittel um rund 25 % beträgt. Somit müssen die bisherigen Schubbemessungskonzepte des EC 6 bzw. die Hinweise des EC 8 überdacht werden, um zu realistischen und praxisnahen Ergebnissen zu gelangen. Die Umsetzung der neuen Bemessungsvorschläge in die nächste Generation der nationalen und europäischen Normung erscheint zum jetzigen Zeitpunkt noch möglich.

Wien, 14. September 2007

Dipl.-Ing. Dr. Anton PECH

Bauwerksverstärkung mit eingeschlitzten CFK-Lamellen in Beton

DI Ronald Mihala
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
BOKU Wien

1 Einleitung

Die innovative Werkstoffkombination "Eingeschlitzte CFK-Lamellen und Stahlbeton" eröffnet völlig neue und viel versprechende Möglichkeiten für die Gestaltung von Bauteilen und Tragstrukturen. Durch diese Kombination wird die Möglichkeit gegeben, ermüdungsfeste und dauerhafte Betonkonstruktionen mit geringem Rohstoffverbrauch für den Einsatz im Bauwesen herzustellen. Die nachträgliche Verstärkung von Bauwerken und anderen Strukturen mit Kohlenstofffaser-Lamellen – kurz CFK-Lamellen genannt - stellt auch eine ökologisch sinnvolle Maßnahme dar, da sie einen Beitrag zur Reduktion des Verbrauchs an Ressourcen im Bauwesen leistet. Auf die energie- und rohstoffintensive Erstellung neuer Bauwerke kann oftmals verzichtet werden, weil sich mit CFK bauliche Schäden beheben oder bestehende Bauten neuen Anforderungen anpassen lassen. Ökonomische Vorteile ergeben sich bei der Wartung der Tragwerke sowie beim Transport und der Montage der Strukturen.

Dieser Artikel beschäftigt sich mit dem Verbundverhalten zwischen den beiden Werkstoffen. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau zeigen, dass die Verbundtragwirkung eingeschlitzter CFK-Lamellen wesentlich höher ist als die oberflächlich aufgeklebter Lamellen – es also möglich ist, die Zugfestigkeit der CFK-Lamellen effizienter auszunützen. Eingeschlitzte CFK-Lamellen sind überdies besser gegen mechanische und thermische Einwirkungen geschützt. Diese Technologie räumt somit einige Nachteile aus, die sich durch die Anwendung oberflächlich geklebter CFK-Bewehrung ergeben.

Aufbauend auf den Verbundversuchen wurde außerdem eine Methode entwickelt, die es ermöglicht, eingeschlitzte CFK-Lamellen nicht nur im schlaffen, sondern auch im *vorgespannten* Zustand zu verwenden, um somit die vorhandenen mechanischen Eigenschaften der CFK-Lamellen optimal nutzen zu können.

2 Herstellung und Eigenschaften von CFK-Lamellen

Im Prinzip handelt es sich bei Laminaten jeglicher Art um Schichtstoffe, die aus einzelnen, miteinander verbundenen Lagen aufgebaut sind. In der Kunststofftechnik spricht man von Verbund- oder Faserverbundwerkstoffen. Sie bestehen aus mindestens zwei physikalisch oder chemisch verschiedenen Komponenten, die über eine Grenzschicht fest miteinander verbunden sind.

Kohlenstofffaser-Lamellen selbst werden im so genannten *Pultrusionsverfahren* (Abb. 1) (Strangziehverfahren) hergestellt. Die Pultrusion ist ein diskontinuierliches Verfahren zur Herstellung von faserverstärkten Kunststoffprofilen. Die Armierung aus parallel laufenden Kohlenfaserrovings oder Matten wird mit der Reaktionsharzmasse (Polyester, Vinylester, etc.) getränkt und durch eine Ziehdüse zum gewünschten Profil geformt. Die Härtung des Profils beginnt bereits in der beheizten Ziehdüse und wird in der anschließenden Härtestrecke durch Infrarotstrahlung, Hochfrequenzstrom oder Konvektion vollendet. Die Armierung macht in etwa 60 Gewichtsprozent aus.

Das Verfahren wurde 1956 in den USA entwickelt und zählt seither zu den "Composite"-Technologien mit den höchsten Zuwachsraten. Das Pultrusionsverfahren ermöglicht es somit, endlose Lamellen herzustellen, wobei die maximale Länge von der Rovingspule und den Transportmöglichkeiten der Lamelle abhängig ist.

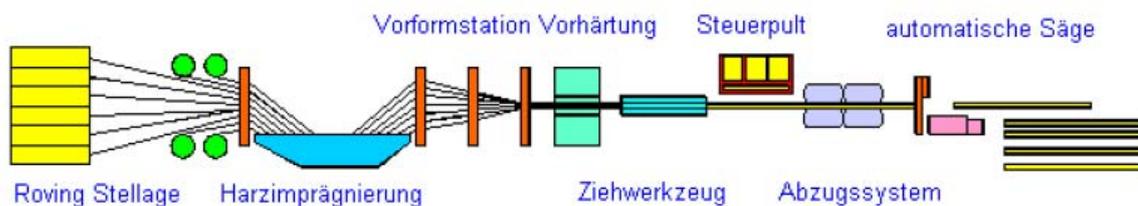


Abb. 1: Schematischer Ablauf des Pultrusionsverfahrens

Kohlenstofffaser-Lamellen werden, wie schon zuvor erwähnt, im Pultrusionsverfahren hergestellt und sind unidirektionale Flachprofile mit einer Breite von 50 bis 300 mm, einer Dicke von 1 bis 3 mm und Lieferlängen bis 500 m. Die mechanischen Eigenschaften in Längsrichtung werden vor allem durch den Fasertyp und den Faservolumengehalt (etwa 70 %) bestimmt. Sie weisen in Faserrichtung eine sehr hohe Festigkeit (bis 3000 N/mm²) und Steifigkeit (bis 300 000 N/mm²) sowie ein hervorragendes Ermüdungsverhalten auf. Die Festigkeiten quer zur Faserrichtung sowie die Schubfestigkeiten sind niedrig und werden in erster Linie durch die Eigenschaften der Matrix beeinflusst. Die Grenzdehnung liegt zwischen 1,5 und 2,0 %, wobei bei Einhaltung eines Teilsicherheitsfaktors von 2,0 - bezogen auf die Bruchdehnung - der Bemessungswert der Dehnung zwischen 0,6 und 0,8% angenommen werden kann.

Kohlenstofffaser - Lamellen können entweder schlaff oder vorgespannt an die zu verstärkenden Bauteile angeklebt werden. Auf die Baustelle werden sie in Form von Rollen (250m-Rollen, Gewicht rund 25 kg) geliefert und sind somit auch bei schlecht zugänglichen Platzverhältnissen einsetzbar. [1], [2], [3]

3 Anwendung eingeschlitzter CFK-Lamellen im Betonbau

Ausgehend von Verbundproblemen zwischen oberflächlich geklebten CFK-Lamellen und Betonoberflächen wurde Ende der neunziger Jahre ein neues Verfahren, das Verfahren der „Eingeschlitzten CFK-Lamellen“, entwickelt (Abb. 2). Kohlenstofffaser-Lamellen können somit auch normal zu den Außenseiten eines Betonkörpers in Schlitze geklebt werden, wodurch sich im Gegensatz zu oberflächlich geklebten Lamellen das duktile Verhalten wesentlich verbessert und die Gefahr eines unangekündigten Sprödbruchs nicht mehr gegeben ist. Dazu werden Schlitze senkrecht in den Betonkörper, deren Tiefe innerhalb der Betondeckung liegt, geschnitten. Da die Betondeckung einen limitierenden Faktor darstellt, ist vor allem bei Anwendung dieses Verfahrens die Kenntnis der Betondeckung am Bauteil von immenser Wichtigkeit, weshalb sie schon im Rahmen der Planung genauestens überprüft werden muss. Die vorhandene Betondeckung muss mindestens 25mm betragen um ein Beschädigen der Bügel oder der Querbewehrung durch den Schlitzvorgang zu vermeiden. Zweiachsige Bewehrungslagen sind aufgrund der dann nötigen großen Betondeckung kaum herstellbar. Je nach Lamellengeometrie (Dicke bis 2mm) sind diese Schlitze in der Regel 15 bis 30mm tief und besitzen eine Breite bis zu 3mm. Anschließend werden die CFK-Lamellen nach sorgfältiger Reinigung der Schlitze mit Epoxidharzklebstoff in diese hineingepresst.

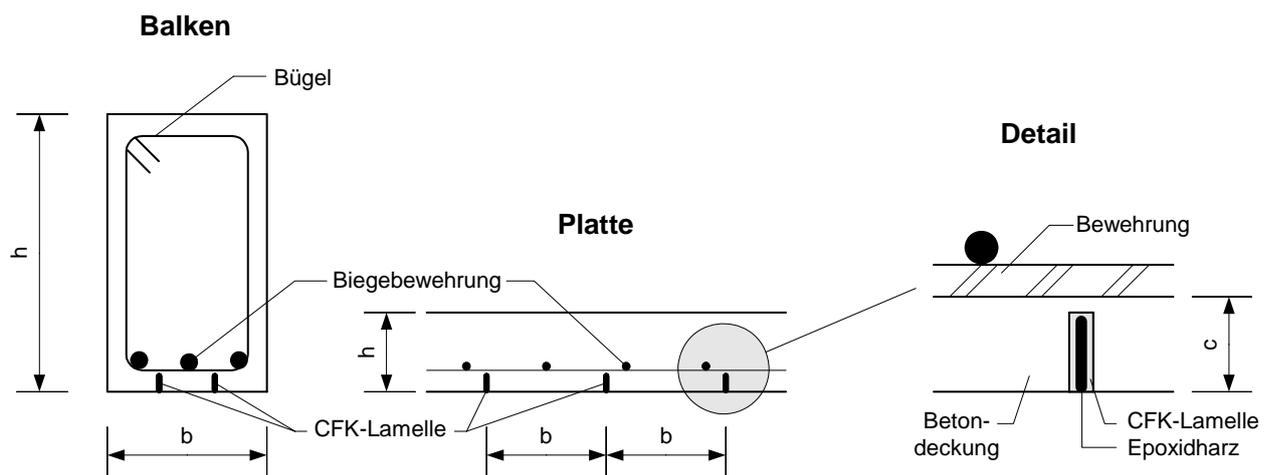


Abb. 2: Verstärkung mit eingeschlitzter Lamelle

Dieses Verfahren weist im Vergleich zu oberflächlich geklebten CFK-Lamellen wie auch zu anderen Verstärkungsmaßnahmen folgende Vorteile auf: [5], [6]

- Besseres Verbundverhalten zwischen Lamelle und Betonoberfläche, dadurch kann die Lamelle besser ausgenutzt und ein geringerer Lamellenquerschnitt erzielt werden.
- Unebenheiten der Betonoberfläche sind durch eine entsprechende Schnitttiefe leicht korrigierbar
- Einschlitzten ist oft preiswerter als das Ausgleichen und Aufräumen für oberflächlich geklebte Lamellen

- Die Einschlitzlamelle ist gegen mechanische Beschädigung geschützt, außerdem zeigt sie ein günstigeres Verhalten im Brandfall.

Ideale Einsatzgebiete für die Einschlitzlamelle sind:

- Verstärkung des Negativmomentes (Stützmoment)
- Einschlitzten in Druckbauteile (Biegezugverstärkung)

An dieser Stelle muss auch erwähnt werden, dass CFK-Lamellen als Verstärkungsmaßnahmen nicht nur im Betonbau ihre Anwendung finden, sondern dass auch im Holzbau sowie im Stahl- und Verbundbau verstärkt auf diese Techniken zurückgegriffen wird.

4 Vorspannung eingeschlitzter CFK-Lamellen

Mit dieser am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau (BOKU) entwickelten Methode soll ein Vorspannen der CFK-Lamellen vor dem Verkleben in die Betonschlitzte und somit eine effizientere Ausnutzung vorhandener Materialeigenschaften ermöglicht werden. Ziel der Arbeit ist es, einen Grundstein für die praktische Handhabung dieses Verfahrens zu schaffen.

Mit Kohlenstofffasern vorgespannte Stahlbeton-Produkte sind vergleichbaren Konstruktionsbauteilen hinsichtlich mehrerer Aspekte überlegen:

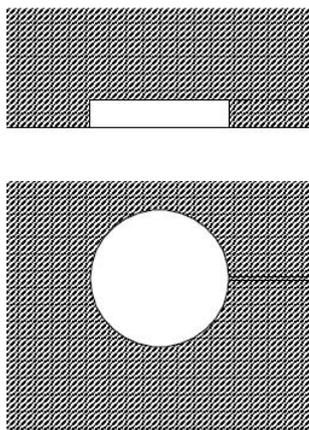
- Wesentlich reduzierte Durchbiegung im Gebrauchszustand
- Positiv verändertes Rissbild und reduzierte Rissöffnung
- Markant höhere Verstärkungswirkung
- Verbesserte Duktilität
- Sichere Endverankerung mit flachen Elementen
- Minimaler Eingriff in die vorhandene Bausubstanz
- Das geringe Gewicht der CFK - Produkte führt zur Reduktion des Transportaufwandes

4.1 Systembeschreibung

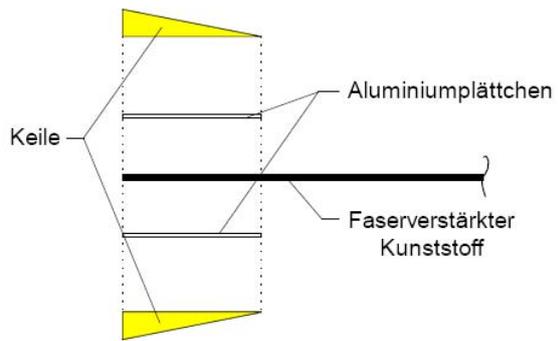
Es wird zwischen *temporären Ankern* für den reinen Spannvorgang und *Permanentankern* (Abb. 3) zur dauerhaften Verankerung der Vorspannkraft am Bauteil unterschieden. Diese Arbeit beschäftigt sich nahezu ausschließlich mit der permanenten Verankerung, wobei zunächst das Prinzip des Spannverfahrens vorgestellt wird. Das andere Ende des Spannsystems, die temporäre Verankerung also, wird *theoretisch* abgehandelt. Die permanente Verankerung besteht aus einer zweiteiligen scheibenförmigen Ankerhülse mit keilförmigen Ausnehmungen. Die entsprechenden Keile werden über eine Zwischenlage aus 1,5 mm starken Aluminiumplättchen an das Ende der CFK-Lamellen geklebt und entwickeln bei Belastung Spreizkräfte, die über die Hülsen an den Beton übertragen werden. Diese Verklebung der Lamelle mit den Keilen ist insofern wichtig, als am Beginn der Belastung die Spreizkräfte nicht ausreichen, um die Lamelle in der Verankerung zu halten - der Schlupf wäre zu groß beziehungsweise die Lamelle würde sofort ausreißen.

Der Temporäranker besteht aus zwei Komponenten: Einerseits aus einer Ankerhülse mit keilförmigen Ausnehmungen, andererseits aus einem zur Krafteinleitung für den Spannvorgang aufgesetzten Adapter. Der Adapter selbst, der über eine hydraulische Hochdruckpresse in Bewegung gesetzt wird, gleitet wie ein Schlitten über zuvor montierte Stahlplatten. Die Übertragung der Vorspannkraft vom

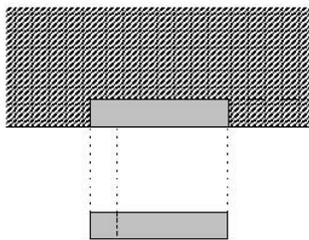
Adapter zur Ankerhülse erfolgt über Formschluss. Der Vorteil dieses entkoppelten Systems besteht darin, die zunächst temporären Ankerhülsen für den Spannvorgang in fixe Verankerungen überzuführen, wodurch die Presse mit dem Adapter ausgebaut und an der nächsten Spannstelle wieder eingesetzt werden kann. Eine Stirnvermörtelung sorgt zusätzlich für eine werkstoffgerechte Einleitung der Vorspannkraft über Stirndruck in den Beton. Bis zur vollständigen Aushärtung der Stirnvermörtelung wird die Ankerhülse mit einem Bolzen gehalten.



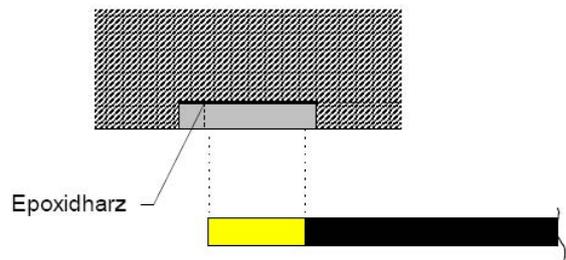
1. Bohren der Löcher
+ Fertigen des Schlitzes



2. Vorbereiten der Lamelle



3. Anker setzen



4. Einfädeln der Lamelle



5. Vorspannen der Lamelle

Abb. 3: Permanenter Anker

4.2 Spannverfahren

Das Spannverfahren (Abb. 4) ist, wie oben bereits erläutert, ein zweistufiges Verfahren mit Verwendung zweier Ankertypen. Die Vorspannkraft wird mittels einer hydraulisch betriebenen Doppelkolbenpresse in Miniaturformat aufgebracht. Ist die Lamelle auf Spannung, wird die bewegliche Ankerhülse mit einem Bolzen gesichert, die Presse entfernt und die Stirnseite vermörtelt. Nach Aushärten des Mörtels und des Zweikomponentenklebers, mit dem die Lamelle in den Schlitz eingeklebt wird, kann dieser Bolzen wieder entfernt werden. Die gesamte Vorspannkraft wird nun durch die Ankerhülse über Stirndruck in das Bauteil eingeleitet. Die Stahlplatten werden abmontiert und stehen weiteren Versuchsaufbauten zur Verfügung. Die wesentlichen Verfahrensschritte können (Abb. 4) entnommen werden.

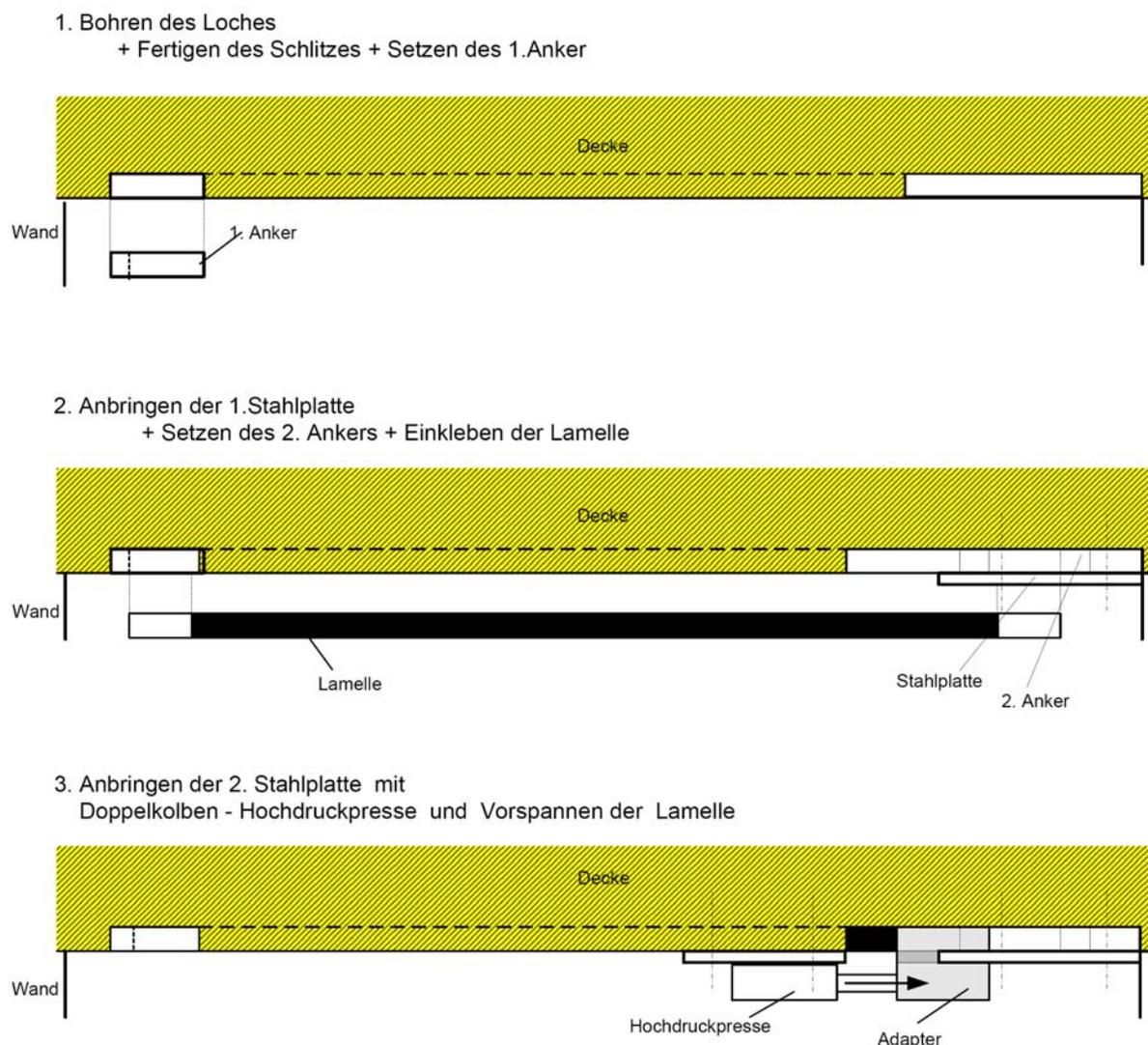


Abb. 4: Spannverfahren (Prinzipskizze)

4.3 Ergebnisse der Untersuchungen und Ausblick

Zum Studium der prinzipiellen Funktionsfähigkeit der Endverankerung wurden Versuche ohne und mit Einfluss eines freien Bauteilrandes in Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 und C 50/60 durchgeführt.

Mechanische Kennwerte der verwendeten CFK – Lamellen:

E-Modul: 164000 Mpa

Dicke: 1,4 mm

Festigkeit: 2800 – 3000 Mpa

Breite: 20 mm

Grenzdehnung (Bruch): 1,4 %

Die Versagensursache bei Versuchen mit Beton beider Festigkeitsklassen ohne Randeinfluss ist Lamellenbruch, wobei *folgende Höchstlasten* erreicht werden:

Beton C20/25: 66,9 kN

Beton C50/60: 76,9 kN

Bis zu einem Randabstand von 200 mm ist stets ein Versagen des Bauteilrandes erkennbar. Die Geometrie der Ausbruchkörper ist ähnlich jener mit Querkräften belasteten Dübel nahe einem Bauteilrand. Sowohl in Zugrichtung als auch auf der gegenüberliegenden Seite der Ankerhülse bilden sich ausgehend vom Scheitelpunkt der Hülse mit zunehmender Belastung Risse. Die Risse schließen mit dem freien Plattenrand einen Winkel von ungefähr 30° ein. Dieser Ausbreitungswinkel ist für geringe Randabstände (bis 100 mm) nicht beobachtbar - hier verlaufen die Risse wesentlich steiler. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons kommt es anschließend zum abrupten Versagen des Bauteilrandes. Bei einem Randabstand von 250 mm hingegen entstehen nur feine Haarrisse im Beton, deren Ausbreitungswinkel ebenfalls rund 30° betragen. Der Plattenrand hält der Beanspruchung stand. Maßgebend für das Versagen in diesem Fall ist Lamellenbruch.



Abb. 5: Versuche mit Einfluss eines freien Bauteilrandes

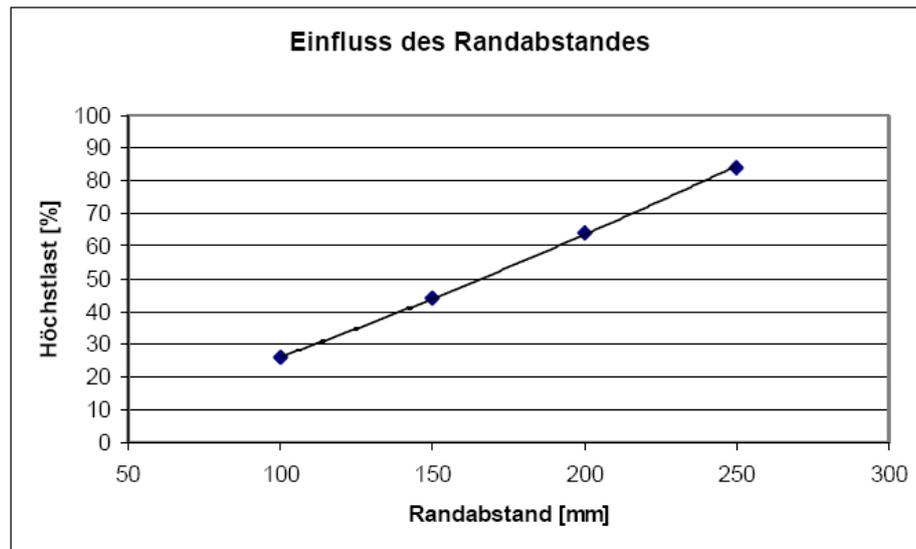


Abb. 6: Höchstlasten bezogen auf Ergebnisse ohne Randeinfluss

Wie jede neue Entwicklung ist auch diese Idee noch mit einer Vielzahl von Kinderkrankheiten behaftet. Hier gilt es, in Zukunft das System vor allem im Hinblick auf die temporäre Verankerung zu verbessern und praxistauglich zu machen. Eine abschließende Beurteilung der *Vorspannung von eingeschlitzten CFK-Lamellen* ist mit diesen Versuchen noch nicht möglich. Es ist jedoch wichtig, praktische Erfahrungen zu sammeln, um dieser viel versprechenden Technik zum Durchbruch zu verhelfen.

5 Literaturverzeichnis

- [1] Luggin W., "Die Applikation vorgespannter CFK-Lamellen auf Brettschichtholzträger", Dissertation, BOKU Wien 2000
- [2] Bergmeister K., "Vorlesungsskript zu Konstruktion I, 6. Auflage", Oktober 2002
- [3] Bergmeister K., "Kohlenstofffasern im Konstruktiven Ingenieurbau", Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2003, 300 Seiten
- [4] <http://www.faserprofil.com>, [1. September 2003]
- [5] Blaschko A., "Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit in Schlitze eingeklebten CFKLamellen", Dissertation, TU München, Juni 2001
- [6] http://www.sp-reinforcement.ch/pdf_de/kap_10de.pdf, [8. September 2003]

Duktiler Faserbeton und Reduktion der notwendigen Mindestbewehrung

S.L. Burtscher
Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13/212
A-1040 Wien
Stefan.burtscher@tuwien.ac.at

Herkömmlicher Faserbeton

Faserbeton mit einem Stahlfasergehalt zwischen 20 und 40 kg/m³ wird seit vielen Jahren für Industriefußböden, Bodenplatten und dünnwandige Bauteile verwendet. Die Fasern sind im Beton zufällig verteilt und wirken im gerissenen Zustand bzw. im Riss. Sie ermöglichen eine Kraftaufnahme im Riß und behindern das Öffnen des Risses. Dadurch, daß dort wo ein Riss entsteht nicht zwingend eine Faser in günstiger Wirkrichtung angeordnet sein muß, entstehen große Streuungen und dadurch geringe Bemessungswerte.

Bei Stahlbetonbauteilen muß ein duktiler Bauteilver sagen und eine Beschränkung der Rissbreite im Beton gewährleistet werden. Dies ist nur möglich wenn die sogenannte Mindestbewehrung im Bauteil vorhanden ist. Mit den herkömmlichen Faserbetonen ist es nicht möglich die Mindestbewehrung zu erreichen. Ein duktiler Materialverhalten und eine Beschränkung der Rissbreite bzw. Verteilung der Risse kann daher nicht gewährleistet werden. Die Fasern dienen lediglich als Rissbremse, die das Öffnen eines Risses geringfügig reduzieren können.

2. Faserbeton mit Faseraktivatoren

Mit dieser neuartigen Methode ist es möglich die Zugfestigkeit der Fasern besser zu auszunutzen und so bei gleichem Fasergehalt den Mittelwert der Nachrißzugfestigkeit zu erhöhen und deren Streuungen zu reduzieren. Dies führt auch zu höheren Bemessungswerten für die Nachrißzugfestigkeit. Ein weiteres Ziel ist es die notwendige Mindestbewehrung zu reduzieren. Kostengünstige Faserbetonbauteile sollen in Zukunft auch ein duktiler Verhalten aufweisen und die Verteilung der Risse, wie auch eine Beschränkung der Rissbreite ermöglichen.

Die Aktivierung der Fasern muß beim Erreichen der Betonzugfestigkeit erfolgen und gezielt gesteuert werden, damit die Fasern besser ausgenutzt werden können. Dies wird durch einen Faseraktivator der in Fasermitt e angeordnet ist, erreicht, siehe Abbildung 1. Der Faseraktivator bewirkt eine lokale Reduktion der Zugfestigkeit im Betongefüge und aktiviert so die Fasern vor Erreichen der Zugfestigkeit. Dies erhöht die Effizienz der Fasern und die mittlere Nachrißzugfestigkeit und verringert gleichzeitig die Streuung. Durch die Reduktion der Zugfestigkeit des gesamten Bauteils ist auch weniger Mindestbewehrung notwendig.

Die Faseraktivatoren sind kreisrunde Kunststoffplättchen, deren Mittelebenen normal auf die jeweiligen Faserachsen orientiert sind. Sie können aus Polypropylen, das einen viel geringem Elastizitätsmodul als Beton aufweist, hergestellt werden. Durch den geringen Elastizitätsmodul wird die schon erwähnte lokale Reduktion der Zugfestigkeit ermöglicht. Die Scheibenform ermöglicht zudem, daß zur Krafrichtung günstig orientierte Fasern verstärkt aktiviert werden, da in dieser Richtung die wirksame Fläche des Faseraktivators am größten ist, siehe Abbildung 1.



Abbildung 1: Faseraktivator mit gekröpfter Faser und Polypropylenplättchen.

Die Zugabe zum Beton kann gleich wie bei herkömmlichem Faserbeton erfolgen. Der Gewinn durch die höhere Effizienz der einzelnen Fasern ist um vieles höher als die Mehrkosten in der Herstellung.

High sophisticated full field interferometry (ESPI) on concentrate loaded concrete

Andreas Unterweger
Konrad Bergmeister
Ronald Mihala

Institute of Structural Engineering
University of Natural Resources and Applied Life Sciences
Vienna, Austria

Abstract

The maximum load of shear loaded anchors close to the edge is accompanied by cracks of huge length. The initiation of these cracks starts already at a low load level. In contradiction to reinforced concrete in this case the load transfer is achieved by the partial already cracked structure which cannot be neglected.

Electronic Speckle Pattern Interferometry (ESPI) is used to analyse the distribution of strain near shear loaded expansion anchors. Superficial micro cracks can be made visible directly after their initiation and their crack width can be quantified in the range of micrometers.

Difficulties and possibilities for a two-dimensional application are shown. Due to the low deformation, various outer influences can falsify the results. A satisfactory output only can be guaranteed with the knowledge of the behaviour of concrete surface, impact of vibration and outer light etc.

Micro cracks often don't grow to visible macro cracks because of the big spreading of concrete tensile strength. They lead already to a relocation of stress distribution and therefore they change the flow of forces.

Consequently the localisation of invisible micro cracks is important for understanding the whole crack process.

1. Introduction

Anchorage in concrete is applied frequently because of its flexible use in all kinds of structures. Especial for anchors close to the edge the tensile strength of the surrounding concrete is the deciding failure criterion.

For this reason it's important to have an exact knowledge of the real stress near the concentrated loading and of the development of micro cracks.

The maximum anchor load is accompanied by already visible cracks. Hence the detection of micro cracks and their mode of operation are researched by using a non-contact measuring method.

2. Optical and finite element methods

In the research of Lendenhoff [1] an optical microscope was used to detect micro crack processing by elaborate preparation technology. Also in this research it was attempted to compare the results of ESPI to the crack width measured by microscope.

On the one hand it was a problem finding the micro cracks and not knowing if they had already been there in advance. On the other hand there was no exact definition of the edge because of superficial spalling, which caused insufficient results.

Supported by finite element method model simulation using non linear material models (Červenka et al. 2001 [2]) the qualitative crack process could be estimated.

ESPI already was used by Eberhardsteiner [3] at the research of biaxial stress of fir wood. According to the producer of ESPI, in this research this type of interferometer is used the first time for analysing concrete cracks.

3. Test facilities

3.1 Material testing machine Zwick Z100

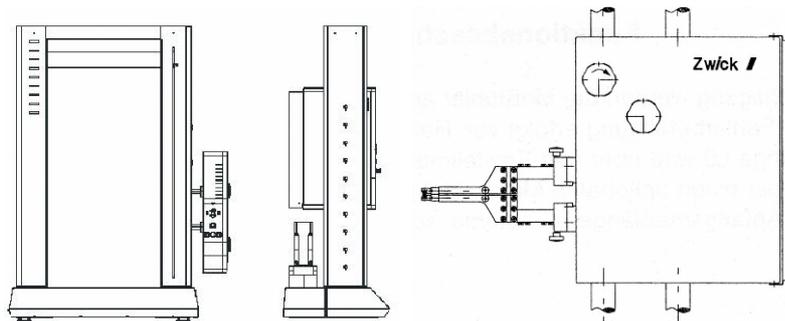


Fig. 3.1: L: Testing machine Zwick Z100; R: elongation measure system Makro; [4]

The horizontal traverse is moved by an electro mechanic spindle drive with shaft joint. Although tension or compression loads up to 100 kN can be achieved, the actuation velocity can be adjusted between 0.5 $\mu\text{m}/\text{min}$ and 300 mm/min.

Because of its vibration-free bedding the testing machine is not influenced by outer vibration. Displacements can be measured by the traverse position or by an external elongation measure system "Makro". The change of position of the unloaded traverse was verified by Makro and ESPI and can be made in the range of micrometers.

3.2 Electronic Speckle Pattern Interferometry (ESPI)

The principle of a Michelson interferometer is enhanced to measure the displacement of each pixel at the observed surface (ca. DIN A4, 800x600 pixels) in all three directions (in plane IP and out of plane OOP) with accuracy up to 10 nm.

The illumination by widened LASER light has to be uniform, and the influence of environmental light is reduced by shading and optical filters.



Fig. 3.2: Speckle interferometer with 4 reflector arms

3.2.1 Formation of speckle pattern

- Use of monochromatic LASER light as a measurement tool for displacement
- Each speckle results from overlaying laser rays in the particular pixel
- Brightness of each pixel depends on phase offset of incoming rays caused by surface
- These subjective speckles represent the rough surface like a fingerprint

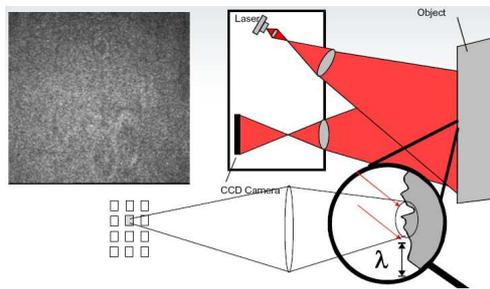


Fig. 3.3: Characteristic speckles, like fingerprint [5]

3.2.2 Changing of speckles due to deformation

- Wavelength ($\lambda < 1 \mu\text{m}$) of light forms the scaling
- Reference beam for interferometry: Change of distance between interferometer and surface causes difference of brightness of each speckle
- Full field interferometry: Each speckle in the whole field of vision delivers results caused by deformation
- Capturing speckle picture of all three directions by CCD camera

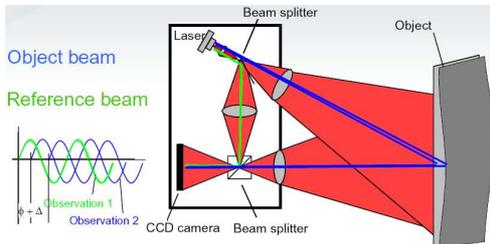


Fig. 3.4: Changing of brightness of Speckles due to deformation [5]

3.2.3 Measuring of one load step

- Reference state:
Capturing speckles of all three directions (2x in plane, 1x out of plane) of unloaded object
- Loading first load step (LS)
- Deformed object:
Capturing speckles without further movement by CCD camera
- Subtracting speckle pictures:
Relatively changing of brightness of each speckle is made visible
- Fringes show deformation of surface of one load step

- Points at the same fringe have nearly same deformation in the particular direction
- About $3 \mu\text{m}$ difference of deformation between fringes (IP)

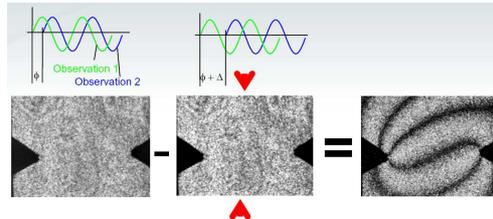


Fig. 3.5: reference state - deformed object = correlation fringes [5]

3.2.4 Unwrapping of correlation fringes

- Although perturbation is minimized, superposition of objective and subjective speckles and other influences require software filters
So fringes are processed by filters and algorithms
- Getting brighter means getting more deformation

- Definition of a start point
- Detection of discontinuities in grey value
- Adding an offset ($n \cdot 2\pi$)

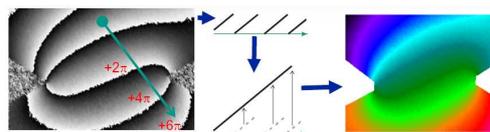


Fig. 3.6: Wrapped phase map \rightarrow unwrapped phase map (miscoloured)

3.2.5 Sensitivity vector

- Calculating sensitivity vector S for each pixel out of trigonometry
- Computing 3D deformation by using phase maps and sensitivity vectors of all three directions
- Highest sensitivity for out of plane deformation

The final deformation is arisen by summing the load steps.

For further information: Gingerl [6].

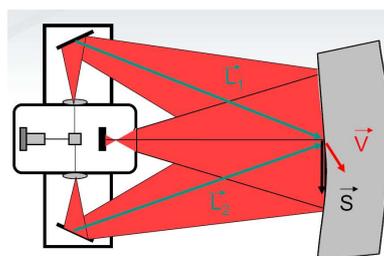


Fig. 3.7: In plane sensitivity vector S [5]

4. General setup

Vibrations and offset relating to the speckle interferometer have to be minimized. Besides the vibration-free bedding of the testing machine a stiff connection between the observed surface and the interferometer is implicated by aluminium profiles. Without this preparation every human step made near the trial could be noticed by the interferometer.

The influence of outer light and airflow are minimized, and the surface condition is adjusted by powder spray.



Fig. 4.1: Stiff connection between interferometer and concrete, shading to reduce outer light

5. Verifying crack width

ESPI provides deformations only relatively to a chosen point in the field of view. Therefore an analysis across discontinuities (e.g. cracks) is not possible, so crack width just can be quantified using “crack bridges”. These crack bridges can be made by elastic films connecting both crack edges. Another possibility is to use the non cracked concrete aside like a continuous connection between the edges.

In basic experiments a concrete cuboid is charged at its inlying centric reinforcing bar.

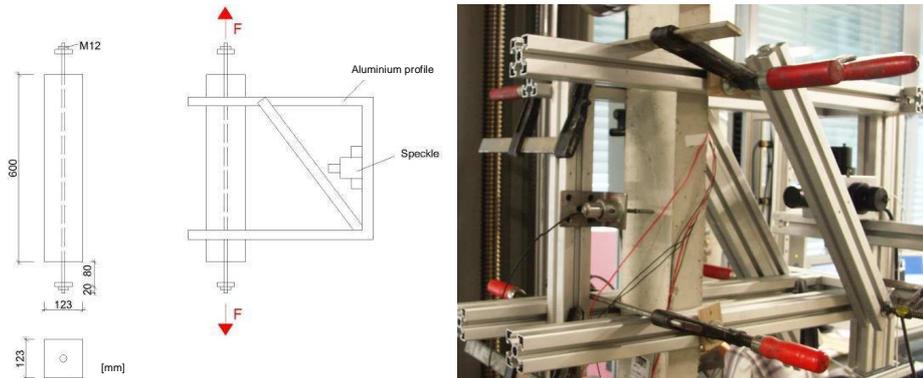


Fig. 5.1: Tensile loading at reinforcement bar, position of interferometer

In the speckle picture (Fig. 5.2 L) vertical deformation is shown by grey values and fringes. Cracks are made visible by discontinuities of the brightness. The crack starts at the left side and ends close to the right concrete border (white arrows). The vertical

speckle picture shows a clockwise rotation of the upper and a contrary rotation of the lower part, which also can be seen in the vertical deformation image in Fig. 5.2 R.

The results of ESPI were compared with applied strain gages and inductive displacement transducer. So besides strain the crack width could be verified in the range of micrometers.

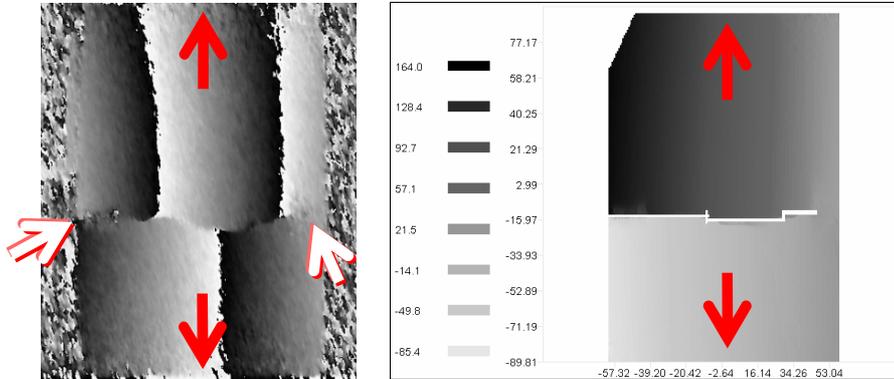


Fig. 5.2: L: fringes of vertical speckle picture (clockwise rotation of upper part); R: deformation image

6. Crack initiation of shear loaded fasteners close to edge

6.1 Experimental setup

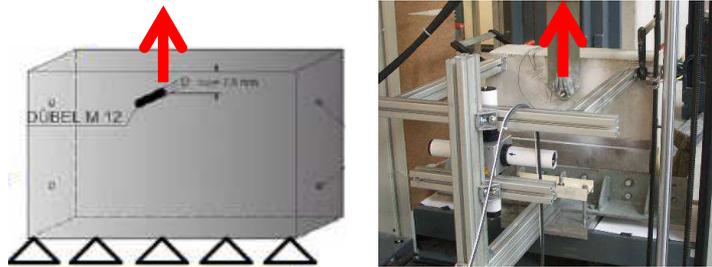


Fig. 6.1: Test setup: shear loaded anchor close to edge, bonded steel plate as uniform support

The concrete cuboid is not reinforced. It is supported at the bottom by a bonded steel plate. That way there is no influence of global stress near the anchorage during the trial and the setup also represents practical application.

The area around the anchor is observed by ESPI which is connected to the surface by stiff aluminium bars.

6.2 Results and interpretation

At shear loaded anchors the cracks are initiated at the surface. So superficial deformation measurement by ESPI detects crack initiation in the beginning and the whole cracking process can be analysed. Furthermore each formation of cracks causes a qualitative

relocation of the stress and strain field. By ESPI it's also possible to have a look at the real superficial deformation and strain during the crack process.

1.) The first cracks arise at the local loading. The concrete at the load transfer next to the anchor is under high compressive stress what produces orthogonal tension and causes local radial cracks and superficial failure at a very low load level. Thereafter the leading-in of the main load is relocated deeper. Here a zone of very high three dimensional compressive stress is developed.

Some trials have shown that large local spalling, as a result of drilling, shifts the leading-in deeper and so it can delay these radial cracks and also enlarge the breaking load V_{max} and ductility.

2.) The second group of cracks starts beginning from the anchor orthogonal to the load direction (Fig. 6.2 L and Fig. 6.4 L) because of concrete tension failure.

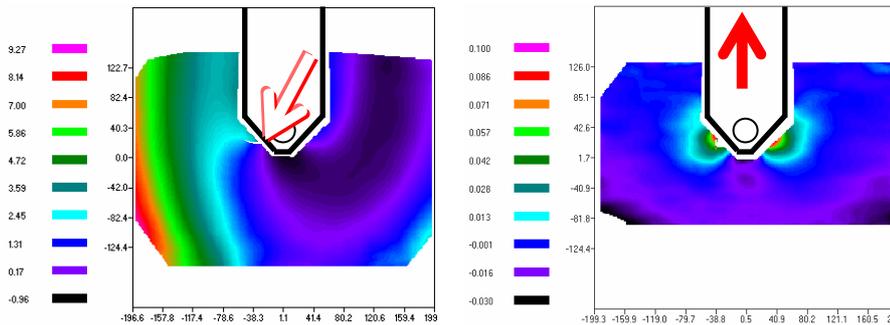


Fig. 6.2: Vertical, $\frac{1}{2} V_{max}$: L: deformation [μm], first micro crack; R: concentrated strain [%] near anchor

The vertical strain at $\frac{1}{2} V_{max}$ in Fig. 6.2 R shows the strain concentration near the anchor with a maximum of 0.1 ‰ which is the breaking elongation of concrete. From this point on, cracks are initiated and shown by discontinuities in the speckle pictures (Fig. 6.4 L). They just can be quantified till both edges are still connected by non cracked concrete in the field of vision.

On account of the direction of the laser rays the ESPI method is more sensitive to out of plane (OOP) deformation. Although the main crack direction is in plane, crack initiation can be best seen in OOP speckle pictures. So during the trial this direction is observed.

Also vibration, offset and other perturbation can be detected best this way.

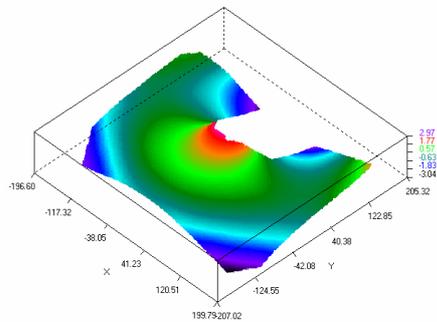


Fig. 6.3: 3D- OOP- deformation [μm] at $\frac{1}{2} V_{max}$

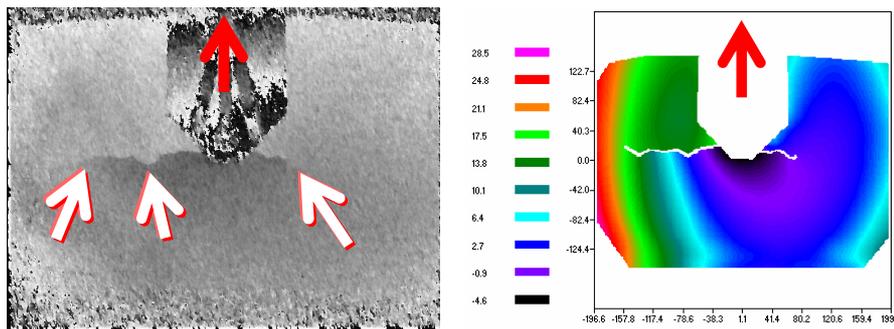


Fig. 6.4: $\frac{3}{4}$ of V_{max} : L: speckle picture of one load step; R: vertical deformation [μm]

3.) Finally a mechanism analogue to a simple beam is built which produces bending tension stresses at the edge. This causes one crack starting from the edge which could be made visible by ESPI in other trials using a different adaptor.

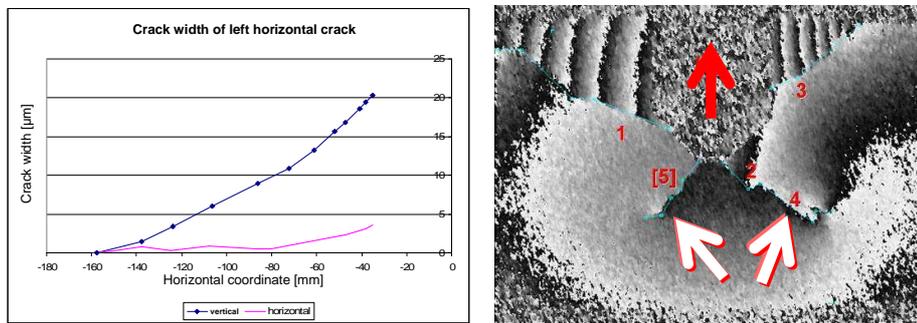


Fig. 6.5: L: Course of left horizontal crack width; R: example of cracks also opposite load direction

Many trials also show that the first crack isn't always the decisive one and/or the final macro crack has the same origin but a different direction. Also sometimes many cracks appear in the beginning, and in the end just one of them is visible to the naked eye, and betimes cracks occur opposite to the load direction like in Fig. 6.5.

This depends not only to the geometry but also to coincidental material behaviour around the anchor.

7. Summary

Highly sensitive Electronic Speckle Pattern Interferometry (ESPI) is adjusted for concrete as a new field of application. An experimental setup is developed for maximal accuracy of the results. Cracks create discontinuities what complicates analysing the crack width. As a result of basic trials, cracks not only can be analysed qualitatively but also can be quantified.

So it's possible to observe crack initiation near the concentrated leading-in as well as its growth precisely even far before maximal load is reached. Furthermore the real

deformation of the observed surface in all three directions in the range of micrometers and the strain concentration around the anchor are made visible.

All these effects improve a better understanding of the flow of forces in the cracked concrete and will be worked out by cracking modes in following research.

8. References

- [1] Lendenhoff Ralf: Mikroskopischer Nachweis der Rißentwicklung im Betongefüge. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum. 1998
- [2] Červenka, V.; Červenka, J. & Pukl, R.: "ATENA - an Advanced Tool for Engineering Analysis of Connections". Connections between Steel and Concrete. RILEM Publications Ens France. 2001. pp 658-667
- [3] Eberhardsteiner, Josef: Experimentelle Untersuchung des mechanischen Verhaltens von Fichtenholz bei biaxialer Beanspruchung schräg zur Faserrichtung, Habil.- Schr., TU Wien, 2001
- [4] www.zwick.de. 27.05.2006
- [5] Dantec Dynamics: Beschreibung: Introduction in LASER Speckle Metrology. 18.10.2005
- [6] Gingerl, Manfred: Realisierung eines optischen Deformationsmeßsystems zur experimentellen Untersuchung des orthotropen Materialverhaltens von Holz bei biaxialer Beanspruchung. Dissertation. Österreichischer Kunst- und Kulturverlag. Wien 2000
- [7] Hilsdorf, H. K.: H. Budelmann (Hrsg.). Stoffgesetze für Beton in der CEB- FIP Mustervorschrift MC 90. Technologie und Anwendung der Baustoffe (Festschrift Prof. Rostasy). Ernst & Sohn. Berlin 1992
- [8] Hofmann, Jan: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton. Dissertation, TU Stuttgart. 4.10.2004
- [9] Mihashi, H.; Rokugo K.: Fracture Mechanics of Concrete Structures. Volume I. 1998
- [10] Keuser, Wolfgang: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter Mixed-Mode Beanspruchung. Dissertation. 1989, Darmstadt
- [11] Yankelevsky D.Z. & Reinhardt H.W.: Response of plain concrete to cyclic tension. ACI Materials Journal (84-M37). S. 365-373. Sep. – Okt. 1987.
- [12] Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normalbeton unter Zugbeanspruchung. Dissertation. Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig. 1987
- [13] Eligehausen, Rolf; Mallée, Rainer; Silva, John: Anchorage in Concrete Construction. Ernst & Sohn. 2006

Fügetechnik für gekrümmte Elemente aus textilbewehrtem Beton

Schalen wurden schon weit vor Beginn der Bauingenieurkunst von der Natur eingesetzt. Beispiele dafür sind Panzer für Käfer, Muscheln, Schnäbel und Schädelknochen. Wird die Bedingung gestellt, ein Volumen mit minimaler Oberfläche zu umschließen, stellt die Kugel das logische Optimum da. Auch für die Lastabtragung einer gleichmäßigen Beanspruchung ist die Schalenform hervorragend geeignet, da der Querschnitt hauptsächlich durch Normalspannungen beansprucht wird. Auch in der heutigen Architektur sind Schalen auf Grund ihrer eleganten und zugleich spektakulären Form sehr beliebt.

Für derartige Bauwerke ist textilbewehrter Beton wegen seiner mechanischen Eigenschaften, sowie Dauerhaftigkeit und Formbarkeit besonders geeignet. Als Anwendungsgebiete können Ausstellungspavillons, Messestände, gekrümmte Fassaden oder verlorene Schalungen, sowie großflächige Anwendungen wie Stadien, Kirchen oder Regierungsgebäude genannt werden.

Textilbewehrter Beton wird häufig in dünnen vorgefertigten Platten mit Abmessungen von bis zu $1,25 \times 3,6 m$ und einer Dicke zwischen 6 und 40 mm hergestellt. Diese Platten werden anschließend meist in die gewünschte Größe zugeschnitten und auf Unterkonstruktionen befestigt. Für großformatigere Anwendungen muss jedoch eine geeignete Fügetechnik gefunden werden, die es erlaubt einzelne Platten kraftschlüssig miteinander zu verbinden.

Häufig werden Betonteile durch Verguss von überlappender Bewehrung zusammengefügt. Dieses Verfahren kann jedoch bei der Verwendung von Fertigteilen sowie bei geneigten Flächen sehr zeit- und kostenintensiv sein. In diesem Beitrag soll eine andere Methode vorgestellt werden, die es ermöglicht Fertigteile aus textilbewehrtem Beton durch Spannglieder miteinander zu verbinden und gleichzeitig erlaubt die Vorteile der Vorspannung zu nutzen.

Die Besonderheit dieser Fügetechnik besteht darin, dass ein Flächentragwerk aus mehreren Einzelelementen besteht, die während des Herstellungsprozesses mit Spannkänen ausgestattet werden. Das Zusammenfügen dieser einzelnen textilbewehrter Platten oder Schalen zu einem Flächentragwerk mit großen Abmessungen erfolgt durch Spannglieder, die durch alle Einzelplatten gefädelt werden und anschließend gegen den Beton vorgespannt werden. Durch die Vorspannwirkung werden die Platten aneinandergesetzt und in ihrer Lage fixiert.

Mit diesem Verfahren können sowohl ebene als auch einfach oder zweifach gekrümmte Flächentragwerke hergestellt werden. Bei zweifach gekrümmte Schalen kann es zweckmäßig sein, einen biaxialen Vorspannungszustand zu erzeugen; dies kann durch zwei Ebenen von Spanngliedern, welche orthogonal zueinander verlaufen, erreicht werden.

Die Vorspannung kann mit nachträglichem oder ohne Verbund erfolgen. Um einen Verbund herzustellen, wird der verbleibende Hohlraum zwischen Spannglied und Hüllrohr mittels Zementmörtel ver-

presst. Der Vorteil bei der Vorspannung ohne Verbund besteht in der Demontierbarkeit der einzelnen Elemente.

Durch die Vorspannung wird ein Druckspannungszustand im Beton erzeugt, der durch äußere Belastung erst abgebaut werden muss, bevor Zugspannungen und Risse entstehen können. Betontragwerk, die sich im ungerissenen Zustand befinden, haben eine deutlich höhere Dehn- und Biegesteifigkeit als jene Tragwerke, die bereits Risse aufweisen. Durch die Vorspannung kann erreicht werden, dass der Beton erst bei einer höheren äußeren Belastung zu reißen beginnt, wodurch das Tragwerk bei gleicher Belastung deutlich geringere Verformungen erfährt. Besonders bei dünnwandigen Flächentragwerken, deren Last-Verformungsverhalten nicht-linear ist, kann dieser Vorteil ausgenutzt werden. Einerseits werden die Verformungen zufolge äußerer Belastung minimiert und andererseits kann das Stabilitätsverhalten dünner Konstruktionen verbessert werden.

Im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der technischen Universität Wien wurde die Möglichkeit der Herstellung von gekrümmten Flächen mit dieser Fügetechnik gezeigt. Zu diesem Zweck wurde ein Bogen aus möglichst vielen Einzelplatten zusammengefügt. Der Bogen besteht aus 39 Elementen, die 13 mm dick sind und eine Größe von jeweils $20 \times 10\text{ cm}$ aufweisen. Der Stich jedes Einzelteiles beträgt lediglich $0,07\text{ cm}$ und stellt somit für die kleinen Elemente eine kaum sichtbare Krümmung dar. Durch jedes dieser leicht gekrümmten Einzelelemente verläuft ein Spannkanaal, durch welchen beim Zusammenbau des Bogens ein Spannglied mit einem Durchmesser von 5 mm geführt wurde.

Der vorgespannte Bogen weist eine Spannweite von $329,5\text{ cm}$ und einen Stich von $93,5\text{ cm}$ auf. Die Schlankheit dieses Bogens – die sich aus dem Verhältnis von Radius zu Schalendicke ermitteln lässt – beträgt 147; dies entspricht einem sehr hohen Schlankheitsgrad. Im Vergleich dazu wird bei Eierschalen lediglich ein Verhältnis von ca. 60 ($r/t = 24\text{ mm}/0,4\text{ mm}$) erreicht.



Abbildung 1: Vorgespannter Bogen aus 39 gekrümmten Einzelelementen

Bauen mit Luft; Gleitlagerung zur Herstellung fugenloser großflächiger Bodenplatten

Bodenplatten kommen in unterschiedlichen Bereichen zum Einsatz, wie z.B.: Straßen- und Industriefußböden, beim Bau von Flughafenrollfeldern, als Flachgründungen oder als Dichtebenen in Anlagen zum Lagern wassergefährdender Stoffe.

Bei all diesen Konstruktionen stehen die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit im Vordergrund. Eine unkontrollierte Rissbildung ist unerwünscht. Zur Vermeidung von Trennrissen wird im Allgemeinen die Anordnung von Bewegungsfugen empfohlen. Aufwendige, kostenintensive und den Bauablauf behindernde Fugenkonstruktionen mit Fugenbändern oder -blechen werden erforderlich. Neben diesen Maßnahmen wird bei befahrenen Bodenplatten eine Verdübelung in den Fugenbereichen zur Querkraftübertragung notwendig.

Beobachtungen bestehender Bauwerke zeigen außerdem, dass Fugen keine Garantie für rissfreie Konstruktionen bieten und dass in Fugenbereichen häufig Schäden auftreten.

Trennrisse resultieren in der Regel durch Zwangsbeanspruchung. Zwang resultiert aus Zwang erzeugenden Einwirkungen in Kombination mit verformungsbehinderten Randbedingungen. Zu den Zwang erzeugenden Einwirkungen gehören vor allem abfließende Hydratationswärme, Schwinden sowie tägliche und jährliche Temperaturschwankungen. Häufig sind die herstellungsbedingten Temperaturbeanspruchungen höher als jene der Nutzung. Dies gilt insbesondere dann, wenn die Bodenplatte im Endzustand nicht frei bewittert ist, bzw. betriebsbedingte Temperaturänderungen nicht vorhanden sind. Abb. 1 zeigt qualitativ das Verhalten des Betons während der Erhärtung [1].

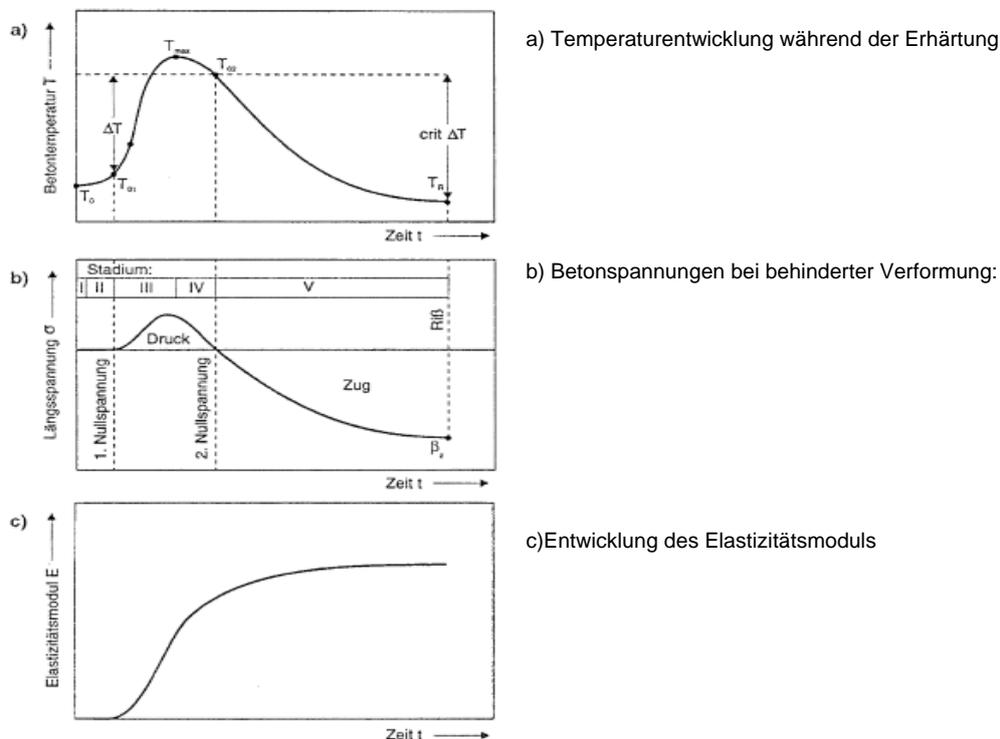


Abb.1: Verhalten des Betons während der Erhärtung

Durch die Hydratationswärme und die damit verbundene Dehnung entstehen anfangs Druckspannungen im Beton. Da zu diesem Zeitpunkt der Frischbeton noch keine hohe Festigkeit aufweist (siehe Abb.1c) entstehen relativ geringe Spannungen. Wird nun die mit der anschließenden

Abkühlung des Betons verbundene Verkürzung behindert, entstehen auf Grund der zu diesem Zeitpunkt höheren Festigkeit größere Zuspännungen, die anschließend zur Rissbildung führen. Ziel ist es nun eine Gleitlagerung während des Herstellungsprozesses zu erzeugen um keinerlei Zwänge durch herstellungsbedingte Temperaturbeanspruchung bzw. durch Schwinden in diesem Zeitraum zu erzeugen. Abb.2 zeigt eine solche Gleitlagerung.

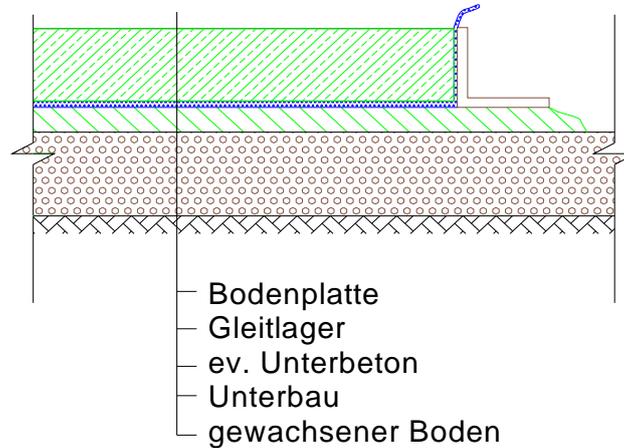


Abb.2: Aufbau einer Bodenplatte mit Gleitlagerung

Das Gleitlager besteht aus 2 Lagen Folie und einem dazwischen liegendem Vlies. Die Folien werden an den Rändern luftdicht miteinander verbunden. Nach dem Betonieren der Bodenplatte wird Luft zwischen die Folien gepresst. Es entsteht ein leichter Überdruck, der das Eigengewicht der Bodenplatte kompensiert. Bei einer 20cm dicken Betonplatte beträgt dieser Druck lediglich 50mbar. Durch die Eigengewichtskompensation entsteht auch keinerlei Reibung zwischen Bodenplatte und Untergrund. Durch die reibungslose Lagerung kann sich kein Zwang aufbauen und somit können auch keine Zugspannungen im Beton entstehen.

Bei herkömmlicher Lagerung der Bodenplatte auf einer Gleitschicht aus zwei Lagen PE-Folie, geglättetem Unterbeton vorausgesetzt, liegen die Reibungsbeiwerte zwischen 0,6 und 0,75 [2]. Bei geschmierten Gleitfolien liegen laut [2] durchgeführten Versuche die Reibungswerte immer noch zwischen 0,30 und 0,55.

Bei vorgespannten Bodenplatten weist die Gleitlagerung einen weiteren Vorteil auf. Die Verluste beim Aufbringen der Vorspannung, insbesondere bei teilweiser Vorspannung (Schwindvorspannungen) können auf ein Minimum reduziert werden, da sich die Platte frei bewegen kann.

Ende Oktober sind nun erste Feldversuche geplant, um das Verfahren auch unter praxisnahen Bedingungen zu testen.

[1] S. Agatz, *Herstellungszustand verformungsbehinderter Bodenplatten aus Beton*, Dissertation, TU-Essen, 2005

[2] J. Schüttle, *Einfluss der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten*, TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1997

Kurzbeitrag: Ökobilanz zementgebundener Bauprodukte – Chancen und Risiken

DI Danilo Schulter

Hintergrund & Anlass

Die europäische Strategie zur nachhaltigen Entwicklung zielt darauf ab, Umweltauswirkungen von Produkten während ihres gesamten Lebensweges zu minimieren. Aufgrund der veränderten umweltpolitischen Zielsetzung werden zusätzliche Anforderungen hinsichtlich der Bereitstellung von produktbezogenen Umweltinformationen an die Unternehmen gestellt (Environmental Product Declaration - EPD). Neben der gesetzlich vorgeschriebenen Informationspflicht können Unternehmen auch auf freiwilliger Basis Umweltinformationen der Öffentlichkeit zugänglich machen, um damit ihre umweltbezogene Eigenverantwortung publikumswirksam vermitteln zu können. Seit ca. 2 Jahren ist auch ein umfassendes europäisches Regelwerk zum Thema „Nachhaltiges Bauen“ im Rahmen des CEN in Ausarbeitung, das sowohl eine Umweltdeklaration von Bauprodukten als auch eine Struktur für eine ganzheitliche ökologische Bewertung über den Lebenszyklus vorsieht. Eine Umweltdeklaration für Bauprodukte gemäß ISO/FDIS 21930 [1] basiert auf einer Ökobilanz-Studie gemäß ÖNORM EN ISO 14040 ff [2], wobei diese um zusätzliche Informationen hinsichtlich der Umwelleistung und Anwendung des Bauprodukts ergänzt wird. Es ist eine systematische und umfassende Beschreibung der Umwelleistung eines Produkts oder einer Dienstleistung ohne Bewertung vorgesehen, um eine Bestimmung der integralen Umwelleistung von Gebäuden mittels einer Aggregation der Umweltauswirkungen einzelner Produktdeklarationen zu ermöglichen. Auch auf nationaler Ebene gewinnen ökologische Aspekte immer mehr an Bedeutung, das zeigt sich beispielsweise durch die Ökologisierung der Wohnbauförderungen der Bundesländer, wo neuerdings zur Vergabe der Fördermittel unter anderem eine hochaggregierende ökologische Bewertungsmethode, der OI3-Index, verwendet wird. Folglich können mit dem Einsatz ökologischerer Bauprodukte zusätzliche Fördermittel lukriert werden. Zur Bereitstellung produktspezifischer ökologischer Kennwerte müssen Bauprodukteherzeuger eine Ökobilanzierung ihres Produkts vornehmen.

Am Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie (IMBT) unter der Leitung von Univ.-Prof. DI Dr. Peter Maydl ist „Nachhaltiges Bauen“ ein zentraler Forschungsschwerpunkt. Ein Teilbereich dieses Forschungsschwerpunktes beschäftigt sich mit der ökologischen Bewertung von Bauprodukten. Unter anderem wurde eine Diplomarbeit mit dem Titel „Ökologische Kennwerte von Zement“ [3] von Herrn DI Lukasser verfasst, die im Rahmen des Kolloquiums „Forschung & Entwicklung für Zement und Beton“ präsentiert wird.

Inhalte des Kurzbeitrags

Zuerst wird kurz auf die wesentlichen Grundlagen hinsichtlich Ökobilanzierung von Gebäuden eingegangen sowie Sinn und Nutzen einer Ökobilanz, der sich einerseits in einer ausführlichen Erfassung und Bewertung aller Stoff- und Energieflüsse nach ökologischen Aspekten sowie andererseits in der Identifizierung der signifikanten Parameter widerspiegelt, erklärt.

Schwerpunkt der Diplomarbeit ist der Vergleich ökologischer Kennwerte anhand des Portlandzements (CEM I 42.5) mittels vier verschiedener Ökobilanz-Datenbanken: ECOINVENT (Schweiz), Gemis (Globales Emissionsmodell integrierter Systeme - Deutschland), IBO (Österreichische Institut für Baubiologie und –ökologie), GaBi (Uni Stuttgart). Die Gründe für die Festlegung des Portlandzements als Vergleichsbasis sind zum einen der häufige Einsatz von Portlandzement in Deutschland und der Schweiz im Gegensatz zu Österreich, wo großteils der Zementtyp CEM II eingesetzt wird, und zum anderen der Umstand, dass die IBO-Datenbank, welche zur Berechnung des OI3-Index in Österreich verwendet wird, nur für Portlandzement Ergebnisse ausweist. Zusätzlich wird der Datensatz "Ecoinvent (95 % Klinker)" zum Vergleich herangezogen, da Ecoinvent bei Portlandzement mit einem Klinkeranteil von 90,3 % rechnet und nicht wie in ÖNORM EN 197-1 vorgeschrieben, mit einem Klinkeranteil zwischen 95 und 100 %. Die Ergebnisse zeigen, dass in Abhängigkeit von der jeweiligen Wirkungskategorie Abweichungen bis zu 250 % auftreten können (siehe Abbildung 1). Grundsätzlich bleibt anzumerken, dass die in den Datenbanken zur Verfügung stehenden Datensätze nicht mit den Zementbezeichnungen laut ÖNORM EN 197-1 [4] übereinstimmen.

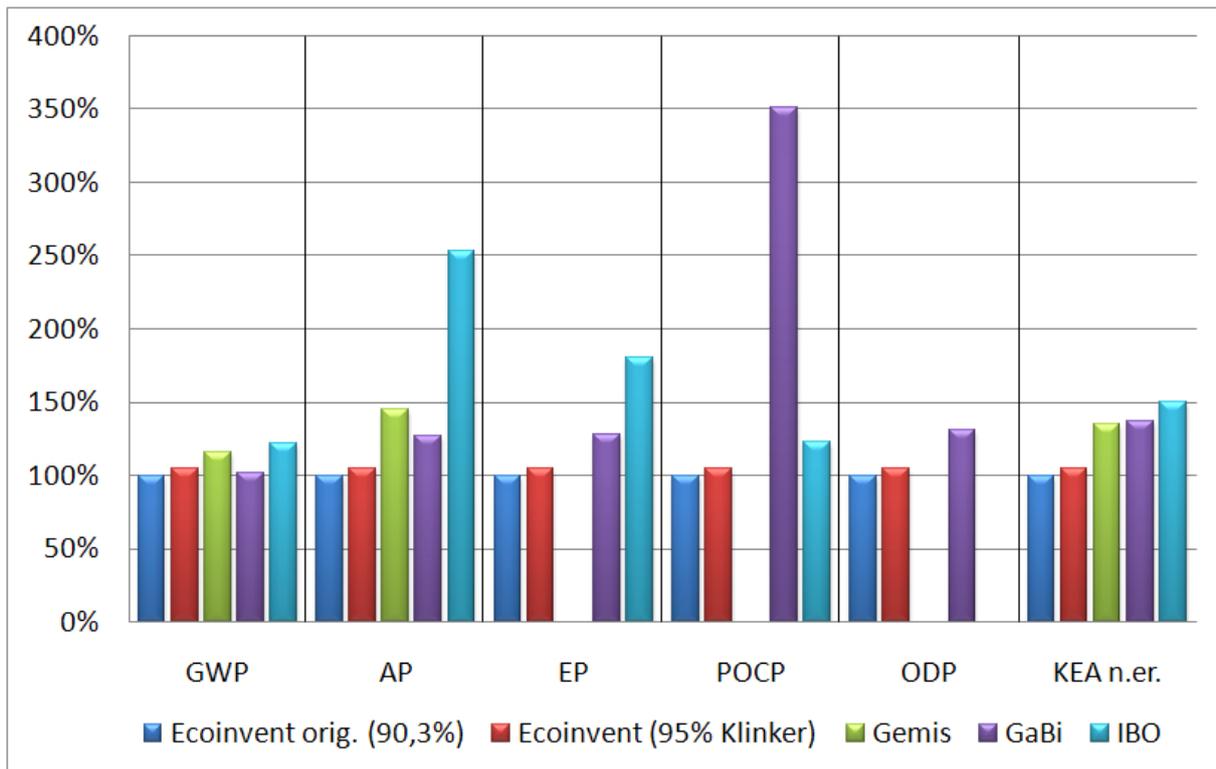


Abbildung 1: Vergleich ökologischer Indikatoren am Beispiel Portlandzement – CEM I

Des Weiteren wurde ein Vergleich auf Bauteil-Ebene (Ortbeton mit Wärmedämmverbundsystem) mit den jeweiligen Portlandzement-Datensatz durchgeführt, um deren Einfluss auf die ökologische Bewertung erkennen zu können. Die Ergebnisse des Wandvergleichs zeigen, dass die teils enormen Abweichungen der ökologischen Indikatoren auf Bauprodukt-Ebene (CEM I) je nach Wirkungskategorie unterschiedlich stark bestehen bleiben (siehe Abbildung 2). Gerade jene Indikatoren, die vom OI3-Index zur ökologischen Bewertung herangezogen werden, weisen weiterhin deutliche Abweichungen auf. Folglich kann je nach Präferenz für ein bestimmtes Bauprodukt durch eine geschickte Datensatzauswahl eine darauf aufbauende Ökobilanz von Bauteilen oder Gebäuden in Summe verschlechtert oder verbessert werden.

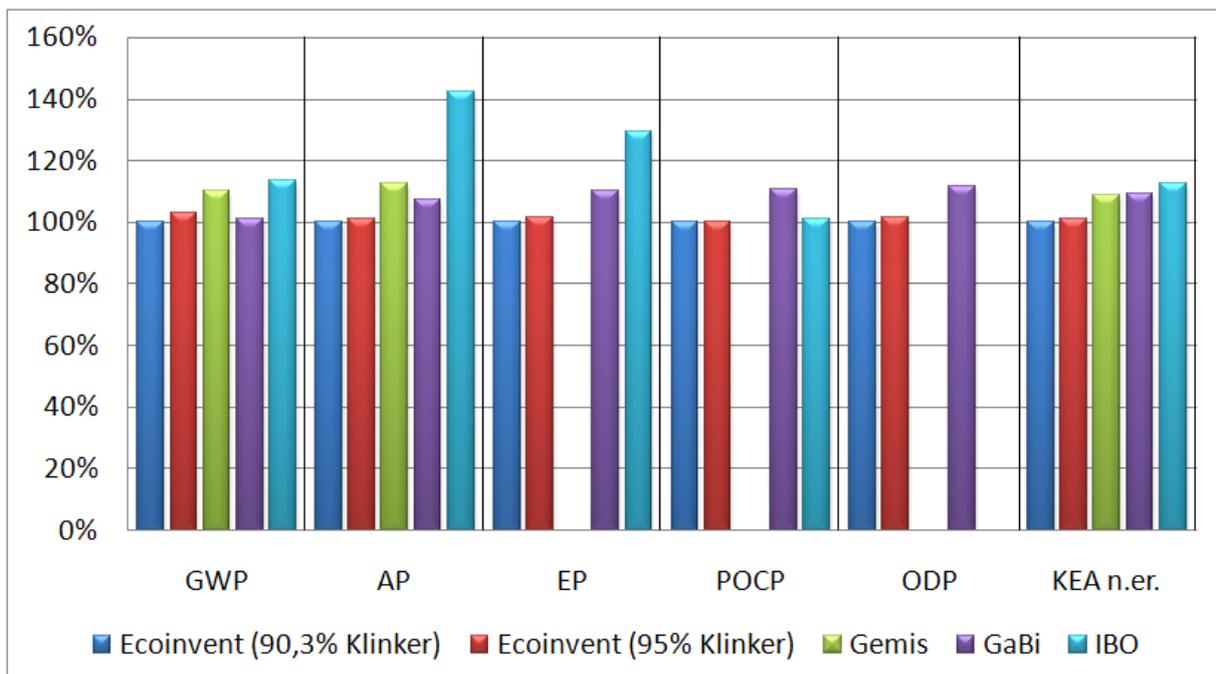


Abbildung 2: Vergleich ökologischer Indikatoren auf Bauteilebene (Ortbeton 20 cm und 15 cm WDVS)

In der Diplomarbeit wurde außerdem untersucht, welchen Einfluss der Klinkeranteil auf die ökologischen Indikatoren des Zements hat. Die einzige Datenbank, die eine Untersuchung des Klinkeranteils sowie eine Anpassung an österreichische Produktionsbedingungen (z.B. Strommix-AT) möglich macht, ist Ecoinvent. Zum einen ist der eingerechnete Klinkeranteil bei jedem Datensatz explizit angeführt und zum anderen, wird durch den Aufbau und die Struktur der ECOINVENT-Datensätze eine Umrechnung auf höhere oder niedrigere Klinkeranteile im Zement möglich. Berücksichtigt wurden in dieser Berechnung nur die Datensätze mit der Bezeichnung CEM I 42.5 (95% Klinker), CEM II/A-S 42.5 (80% Klinker) und CEM III/A 32.5 (35% Klinker), da für alle der gleiche Zusatzstoff, nämlich Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke S) in Rechnung gestellt wird (siehe Abbildung 3).

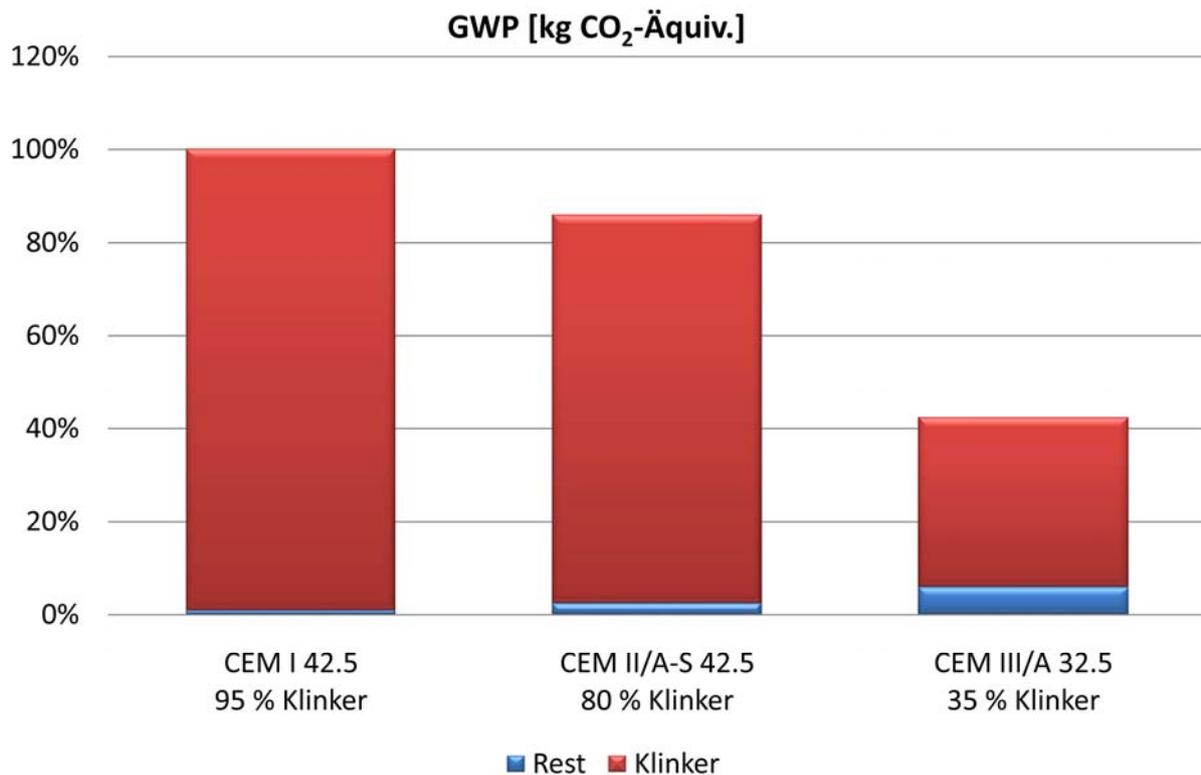


Abbildung 3: Einfluss des Klinkeranteils auf den Indikator der Wirkungskategorie „Klimaänderung (GWP)“

Chancen und Risiken der Zementindustrie

Beim Vergleich von Strukturdaten der Zementindustrie der Länder Deutschland, Österreich und Schweiz (D-A-CH) zeigt sich, dass in Österreich im Gegensatz zu Deutschland und Schweiz hauptsächlich ein CEM II produziert wird, welcher aufgrund der Zugabe von Zusatzstoffen einen durchschnittlichen Klinkeranteil von ca. 78% (Mittelwert aus der Jahresproduktion von 2004 [5]) aufweist, wodurch eine bedeutende Absenkung bei allen ökologischen Indikatoren im Vergleich zu einem CEM I erreicht wird. Dieses Potential österreichischer Zemente spiegelt sich jedoch nicht in den derzeit gängigen Ökobilanz-Datensätzen wider. Dies könnte sich hinsichtlich ökologischer Bewertungen von Bauteilen und Gebäuden – z.B. Ökologisierung der Wohnbauförderung - nachteilig auswirken.

Handlungsbedarf

Die österreichische Zementindustrie würde durch die Bereitstellung generischer Ökobilanz-Datensätze mit österreichischen Randbedingungen ihre bereits umgesetzten Umweltschutzmaßnahmen mit ökologischen Kennwerten nachweisen können. In weiterer Folge können diese Datensätze in allen relevanten Ökobilanz-Datenbanken implementiert und so den Erstellern von Ökobilanzen zugänglich gemacht werden. Dadurch wird verhindert, dass österreichische zementgebundene Bauprodukte im Vergleich zu Konkurrenzprodukten ungerechtfertigt ökologisch schlechter bewertet werden, was in der Zukunft zu Wettbewerbsnachteilen führen könnte.

Literaturverzeichnis:

- [1] ISO/FDIS 21930:2007 Sustainability in building construction — Environmental declaration of building products.
- [2] ÖNORM EN ISO 14040:2006 Umweltmanagement – Ökobilanz Grundsätze und Rahmenbedingungen.
Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework (ISO 14040:2006).
- ÖNORM EN ISO 14044:2006 Umweltmanagement – Ökobilanz Anforderungen und Anleitungen.
Environmental management – Life cycle assessment – Requirements and guidelines (ISO 14044:2006).
- [3] Lukasser Thomas; Ökologische Kennwerte von Zement – Diplomarbeit 2007, TU Graz.
- [4] ÖNORM EN 197-1:2004 Zement Teil1: Zusammenfassung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement.
- [5] VÖZ: Zement: Fundament der Zukunft (Nachhaltigkeitsbericht der Österreichischen Zementindustrie 2004).
Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, 2005, Wien.

Computertomographie – Dreidimensionale, zerstörungsfreie Prüfung von mineralischen Werkstoffen

Georg Geier, Österreichisches Gießerei-Institut

Seit mehr als 30 Jahren ist die Computertomographie (CT) in der Medizin eine anerkannte Analyse­methode. Aus der modernen Medizin ist dieses bildgebende, diagnostische Verfahren nicht mehr wegzudenken, was mit dem Nobelpreis für Physiologie oder Medizin 1979, verliehen an Sir Godfrey Newbold Hounsfield und Allan McLeod Cormack, zum Ausdruck kam. Die Fortschritte in der CT-Anlagentechnik sowie in der Verfügbarkeit von Rechenleistung ermöglichten es in den vergangenen Jahren, diese Technologie vermehrt für technische Anwendungen zu nutzen.

Das Österreichische Gießerei-Institut (ÖGI) in Leoben hat im Vorjahr zwei Computertomographienanlagen von der Firma phönix|x-ray aus Wunstorf in Betrieb genommen. Mit diesem zerstörungsfreien dreidimensionalen Blick ins Innere von Bauteilen eröffnen sich völlig neue Wege bei der Werkstoffforschung, Bauteilentwicklung und Prozessoptimierung.

Die Computertomographie als Untersuchungsmethode ist unabhängig vom Material und kann daher bei metallischen und keramischen Werkstoffen aber auch bei Kunststoffen, Materialien aus der Feuerfest- und Bauindustrie sowie bei Verbundwerkstoffen und auch bei Werkstoffverbunden eingesetzt werden.

Die Computertomographie erzeugt ein dreidimensionales Modell des untersuchten Volumens (Bild 1). Dabei entspricht der Wert jedes Punktes im Modell dem Röntgenschwächungskoeffizienten an derselben Stelle im untersuchten Volumen. Der Röntgenschwächungskoeffizient ist seinerseits in erster Linie von der Dichte und weiters von der Atomsorte der Materie abhängig. Somit kann, näherungsweise betrachtet, das Modell als Dichteabbild des untersuchten Volumens dargestellt werden. Dadurch ist es möglich, geometrische Eigenschaften des untersuchten Objekts, beispielsweise innenliegende Geometrien, zu untersuchen. Aber auch Poren und Porenetzwerke können so sichtbar gemacht werden. Des Weiteren können Dichteunterschiede, zum Beispiel Einschlüsse oder ein mehrphasiger Objektaufbau, erkannt werden. Dadurch steht mit der Computertomographie eine Untersuchungsmöglichkeit zur Verfügung, die dreidimensionale, überlagerungsfreie Informationen über den Materialaufbau zerstörungsfrei liefert.

Gerade in den Baustoffen Zement und Beton liegt ein hochkomplexer Aufbau vor, der herkömmlich nur mühsam charakterisiert werden kann. Für die mechanischen Eigenschaften wichtige Parameter wie Porosität und Körnung sind im eingebauten Zustand schwierig zu bestimmen. Mit Hilfe der CT kann an einem Bohrkern oder Probekörper der Aufbau vergleichsweise rasch dargestellt und bewertet werden (Bild 2). Aber auch pulverförmige oder stückige Proben können analysiert werden (Bild 3). So können an Betonproben die Verteilung der einzelnen Beton-Bestandteile, die Anreicherung von Hohlräumen in verschiedenen Bereichen, die Lagerung und Verteilung der eventuell eingebetteten Stahlfasern/schlaffer Bewehrung (Bild 4), die Lagerung eventuell eingebetteter Stabstahlbewehrung und der Verbundbereich zwischen Bewehrung und Beton klar erkannt und bewertet werden.

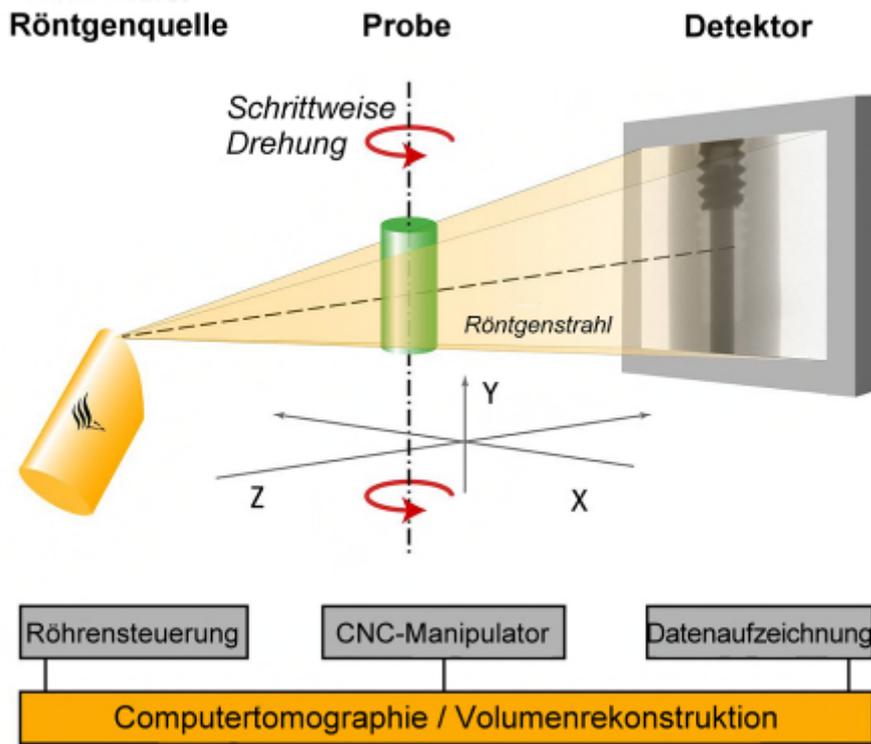


Bild 1: Schematische Darstellung eines Computertomographen mit einer Röntgenröhre, einem Objektmanipulator und einem Detektor

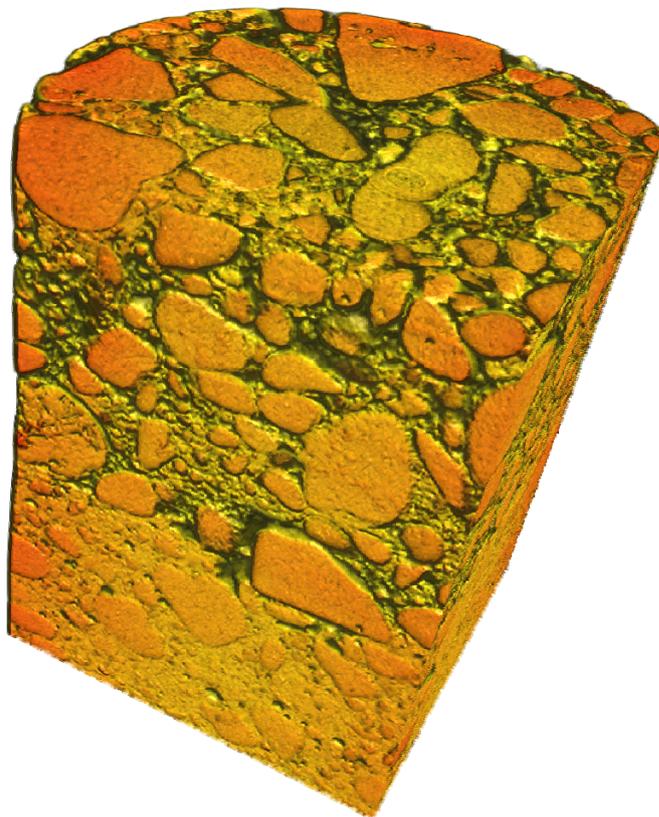


Bild 2: Probekörper eines mehrlagigen Betonaufbaus

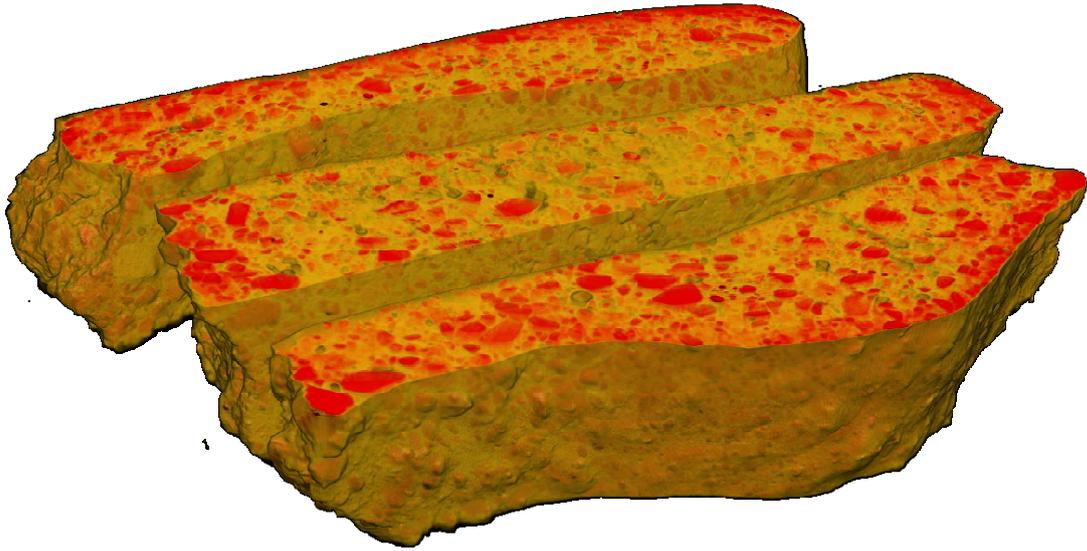


Bild 3: Untersuchung von Frischmörtelproben



Bild 4: Stahlfaserbewährter Betonprobe

Ausblühungsfreie Trockenbetone

Der Vortrag berichtet über die Erfahrungen bei der Entwicklung und bei der Anwendung von ausblühungsfreien Trockenbetonen, wie

- Pflasterdrainmörtel
- Steinmörtel
- Steinkleber

Im Vortrag soll auch mit Bildmaterial die Bedeutung dieser Produkte dokumentiert werden.

z. B.: Baunit SteinMörtel plus

Aufgabenstellung

Gerade bei Schwimmteichen und Biotopen sorgen Kalkausblühungen durch die bisher verwendeten zementgebundenen Mörtel immer wieder für Wassertrübungen. Die Wopfinger Baustoffindustrie machte es sich zur Aufgabe einen Mörtel zu entwickeln, der erstmals Kalkausblühungen verhindert und dadurch für Steinmauern in Schwimmteichen oder Biotopen optimal geeignet ist.

Ergebnis

Nach umfassenden Entwicklungs- und Forschungsarbeiten erfand die Wopfinger Baustoffindustrie den weltweit einzigartigen SteinMörtel plus, der heuer erstmals auf den Markt gebracht wurde.

Durch den Einsatz des speziellen Bindemittels Slagstar ist der neue Steinmörtel plus absolut kalkausblühungsfrei. Er sorgt für eine spannungsarme Festigkeitsentwicklung des Mörtelbetts und ist frostbeständig.

Gleichzeitig verfügt der Steinmörtel plus über einen niedrigen pH-Wert – gut für Pflanzen und Haut – und ist besonders ökologisch, da er ohne Brennprozess hergestellt wird.

Slagstar ist ein völlig neuartiges Hüttensandbindemittel, das ohne Brennprozess produziert wird und anstelle von herkömmlichem Zement für die Betonherstellung verwendet werden kann. Durch die Verwendung von Hüttensand anstelle von Kalkstein als Ausgangsstoff sind Kalkausblühungen nicht mehr möglich.

Einsatzgebiete

Mauermörtel für die Herstellung von Natur- und Kunststeinmauern im Innen- und Außenbereich, sowie bei Unterwasseranwendungen (Teichbau, Biotop, etc.).

Verlege- und Bettungsmörtel, Unterlags- oder Ausgleichsbeton für Natur- und Kunststeinverlegung ohne Ausblühneigung.

Baunit PflasterDrainmörtel plus

Werksgemischter frostbeständiger, wasserdurchlässiger Drainagebeton als Bettungsmörtel für Pflastersteine und -platten.

Baunit SteinMörtel plus

Werksgemischter Trockenmörtel als Unterlagsbeton und Bettungsmörtel im Innenbereich sowie als Mauermörtel für Natur- und Kunststeine.

Baunit Steinkleber plus

Mittelbettmörtel zum Ansetzen, Verlegen oder Patschokkieren von Natur- oder Kunststeinen.

Massgebende Einflussfaktoren bei der Herstellung von Sichtbeton im Hoch- und Tiefbau

DI. Dr. Alexander Reinisch

Sämtliche Betonflächen mit definierten Anforderungen in Bezug auf ihre Oberflächengestaltung werden allgemein als Sichtbetonflächen bezeichnet. Dabei unterscheidet man zwischen nicht bearbeiteten und nachträglich bearbeiteten Sichtflächen.

Die hier dargestellte Forschungsarbeit beschäftigt sich ausschließlich mit nicht bearbeiteten, so genannten schalreinen Sichtbetonflächen, welche an ihrer Oberfläche die Struktur der Schalung abbilden.

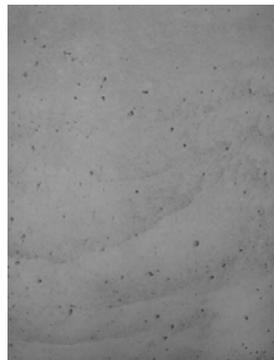
Wo früher Sichtbetonflächen hauptsächlich bei Tiefbauten in Erscheinung traten, gewinnen diese auch im Hochbau einen immer höheren Stellenwert. Die technischen Entwicklungen seitens der Betontechnologie, bedingt durch Neuentwicklungen am Zusatzmittelsektor, der Schalungstechnik und der verbesserten Möglichkeiten der Verarbeitung, eröffnen neue Dimensionen seitens des Einsatzes von Sichtbeton.

Im Tiefbau, wo Sichtbeton sehr häufig eingesetzt wird, ist eine dichte, glatte Oberfläche besonders bei Wasserbehältern und Abwasserbecken gefordert. Auch bei Tunnelinnenschalen hat eine glatte porenfreie Oberfläche den Vorteil, wenig Fläche für Schmutz und Schadstoffablagerungen zu bieten. Eine glatte, dichte Oberfläche begünstigt die Beständigkeit in Bezug auf Expositionen, wie Frost-, Frost-Tausalz und chemischen Angriff. Ästhetische Anforderungen, wie die Vermeidung von so genannter Wolkenbildung, ungleichmäßigen Verfärbungen der Oberflächen, sind im Tiefbau von sekundärer Natur.

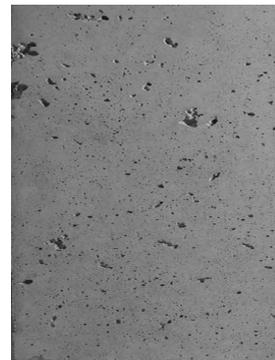
Im Hochbau ist der Sichtbeton hauptsächlich ästhetischen Beurteilungskriterien unterworfen, wobei die Anforderungen an das Material bzw. an die Betonoberfläche im Steigen begriffen sind. Man fordert glatte, nahezu porenfreie, farblich homogene Betonflächen. Zunehmend werden immer größere Flächen ohne sichtbare Betonierfugen bzw. Betonierabschnitte gefordert. Zusätzlich kommen schlankere Bauteilabmessungen, mit komplizierten Formen, und hohen Bewehrungsgraden auf die Hersteller zu. Diese erhöhten Anforderungen sind oft nur bedingt zu erfüllen und geben den Anlass für eine Forschung auf diesem Sektor.



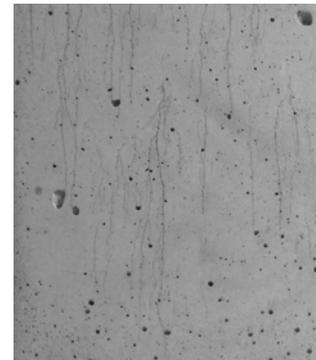
optimierte Oberfläche



Wolkenbildung



sehr hohe
Oberflächenporosität



Schleppwasserbildung

Ziel der Untersuchungen ist es, eine Quantifizierung relevanter Parameter im Zuge der Herstellung von Sichtbetonflächen, unter Verwendung von nicht bzw. schwach saugenden Schalflächen.

Basierend auf wissenschaftlichen empirischen Untersuchungen der hierfür relevanten betontechnischen, schaltechnischen und verfahrenstechnischen Parameter, sollen qualitative Verbesserungen bei der Sichtbetonherstellung erreicht werden. Das Primärziel ist die Herstellung von nahezu porenfreien bzw. lunkerfreien (Lunker = Luftporen an der Betonoberfläche), farblich gleichmäßigen Oberflächen, unter Verwendung von Betonen mit Konsistenzen bzw. Ausbreitmaßen von 45 bis 60 cm, welche verdichtet werden.

Um Aussagen bezüglich des Stellenwertes einzelner Parameter bei der Sichtbetonherstellung tätigen zu können, werden die Untersuchungen in drei Hauptbereiche unterteilt.

- Betontechnologische Untersuchungen

- Schalungstechnische Untersuchungen
- Verfahrenstechnische Untersuchungen

Der betontechnologische Bereich der Untersuchungen umfasst die Entwicklung stabiler und reproduzierbarer Betonrezepturen, welche sich durch ihre rheologischen bzw. verarbeitungstechnischen Eigenschaften für die Herstellung von Sichtbeton primär eignen. Die Betone sollen gute Entlüftungseigenschaften aufweisen und dabei in ihrem Gefüge stabil bleiben, keine Sedimentation und ein geringes Bluten aufweisen. Um Betone mit einer solchen Charakteristik herstellen zu können, ist es nötig, die relevanten Parameter in Bezug auf den Beton einzeln zu untersuchen. Folgende Einflussgrößen werden dabei betrachtet.

- unterschiedliche Bindemittel
- die Verwendung von Luftporenmittel (Feinlufteinfuhr)
- unterschiedliche Konsistenzen
- verschiedene Fließmittelformulierungen
- unterschiedliche Sieblinien (Schwerpunkt Qualität und Quantität des Mehlkorns)
- Variation des Wassergehaltes, Variation des W/B-Wertes
- Variation der Betoniertemperatur

Der schalungstechnische Bereich der Untersuchungen befasst sich mit den Wechselwirkungen in der Randzone, zwischen Schaloberfläche, Trennmittel und Beton. Bezüglich der Schaloberflächen werden schwach saugende und nicht saugende Schaloberflächen eingesetzt und deren Einfluss auf die Betonoberflächen getestet. Im Zuge der Trennmitteluntersuchungen werden unterschiedliche Trennmittelformulierungen mit unterschiedlichen Charakteristiken, seitens ihrer Viskosität, ihrer Applikation und ihrer Wirkungsweise, bei Variation der Temperatur in der Randzone untersucht. Zusätzlich werden auch die Trennmittel in Abhängigkeit vom Schalhauttyp in ihren Wechselwirkungen, betreffend der Entlüftung der Betonrandzone, getestet.

- Einfluss der Schaloberflächen in Abhängigkeit vom Trennmittel
- Variation der Trennmitteltypen in Abhängigkeit von der Schaloberfläche
- Variation der Applikation der Trennmittel (Auftragsmenge)
- Wirkung der Trennmittel in Abhängigkeit von der Temperatur
- Einfluss der Ablüftzeit auf die Wirkungsweise der Trennmittel

Im verfahrenstechnischen Teil der Untersuchungen werden die Betone bezüglich der Art der Einbringung in die Schalung und Methodik der Verdichtung untersucht. Bezüglich der Einbringung wird untersucht, in wieweit sich die Höhe der zu verdichtenden Schüttilagen sich auf die Entlüftung auswirkt. Die verdichtungsspezifischen Versuche befassen sich mit der Entlüftung der Betonrandzone unter Variation der Verdichtungszeit und -Methode.

- Variation der Einbringung des Betons (zu verdichtende Füllhöhe)
- Variation der Verdichtungszeit und -Methodik

In Folge der Laboruntersuchungen werden Großversuche unter Baustellenbedingungen vorgenommen um diese mit den Laborergebnissen zu vergleichen. Hierfür werden Versuchswände bei unterschiedlichen Witterungsbedingungen mit Schwerpunkt auf jahreszeitlichen Temperaturschwankungen genauer untersucht.

WEICHE BETONE / FRISCHBETON - DRUCK IN PFÄHLEN UND SCHLITZWÄNDEN

Projektarbeit: Kainrath / Steindl / Eisenhut / Gruber

In Kooperation mit der Fa. Grund- Pfahl- u. Sonderbau wurden weiterführend an das Forschungsprojekt des ÖVBB „Weiche Betone“ auf einer Bohrpfahlbaustelle an 30 m tiefen 120-er Pfählen der Betondruck im Frischbeton während der Herstellung gemessen. Die Messungen wurden an je einem Pfahl mit unterschiedlicher Konsistenz F52+ und F59 durchgeführt. Dabei wurden beim steiferen F52+ Beton ein Betondruck von etwa 3 bar und beim weichen F59 Beton von ca. 7 bar in 30 m Tiefe festgestellt. (Anstehender Boden: Seeton-Kies-Sand)

An einer weiteren Schlitzwandbaustelle - Teufe 30 m wurden unter der Verwendung von Beton mit der Konsistenz F52+ ein Frischbetondruck bis ca. 5 bar gemessen. (Anstehender Boden: Sand-Schluff-Kies-Sand)

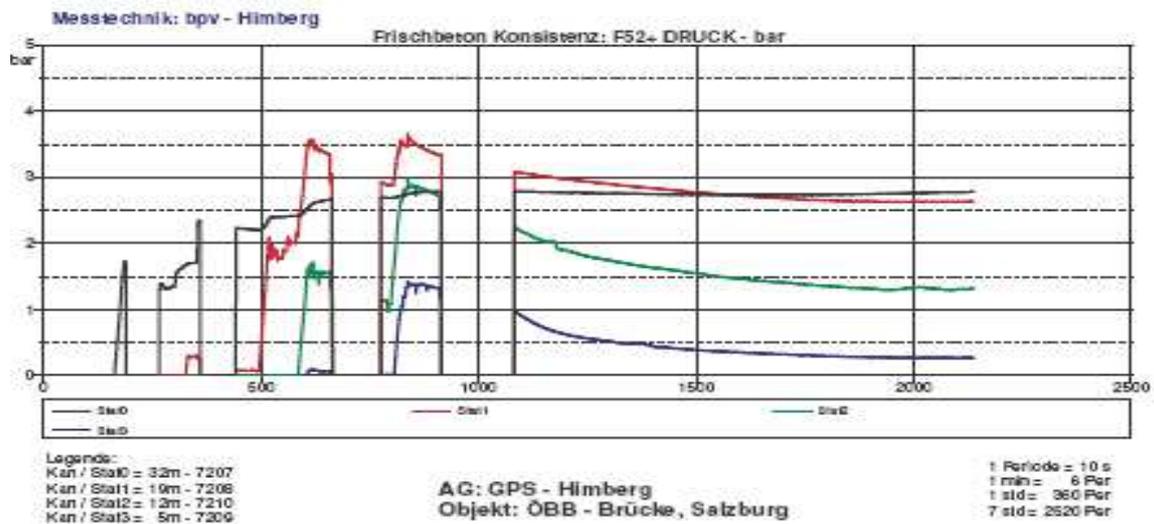
Die Druckverläufe sind in den nachstehenden 3 Diagrammen dargestellt

In weiterer Folge ist geplant, an einem 39 m tiefen Schlitzwandelement in Brixlegg (Brennerbaustelle) den Betonierdruck aufzuzeichnen.

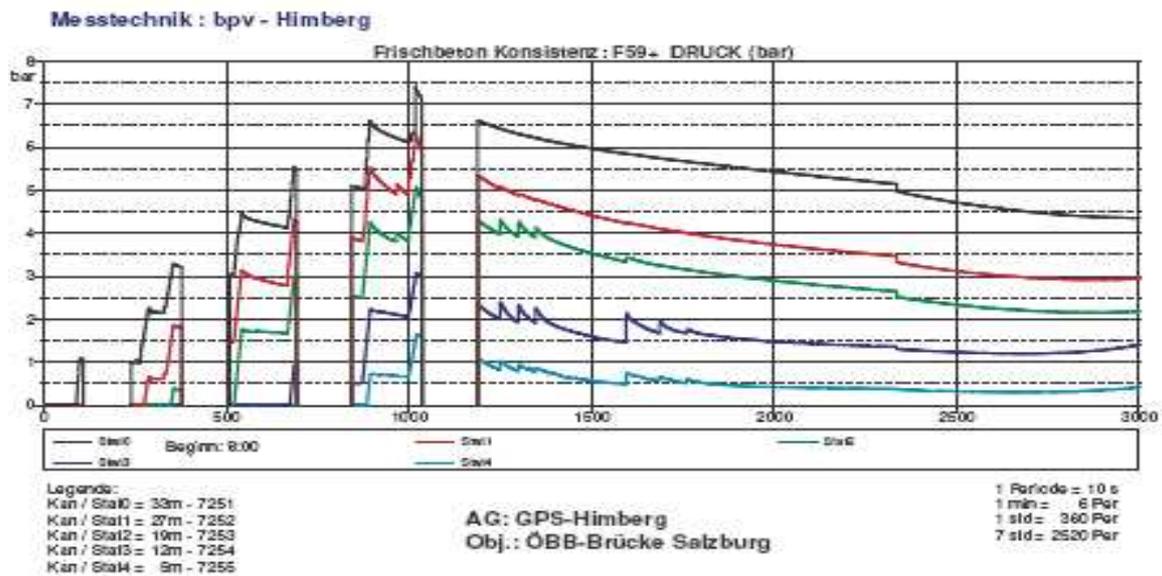
	Bautechnische Prüf- u. Versuchsan- stalt GmbH.
	2325 Himberg Industriestraße 27a
Akkreditierte Prüf- u. Überwachungsstelle	Tel. 02235/42363 Fax 02235/42363-20 www.bpv.at



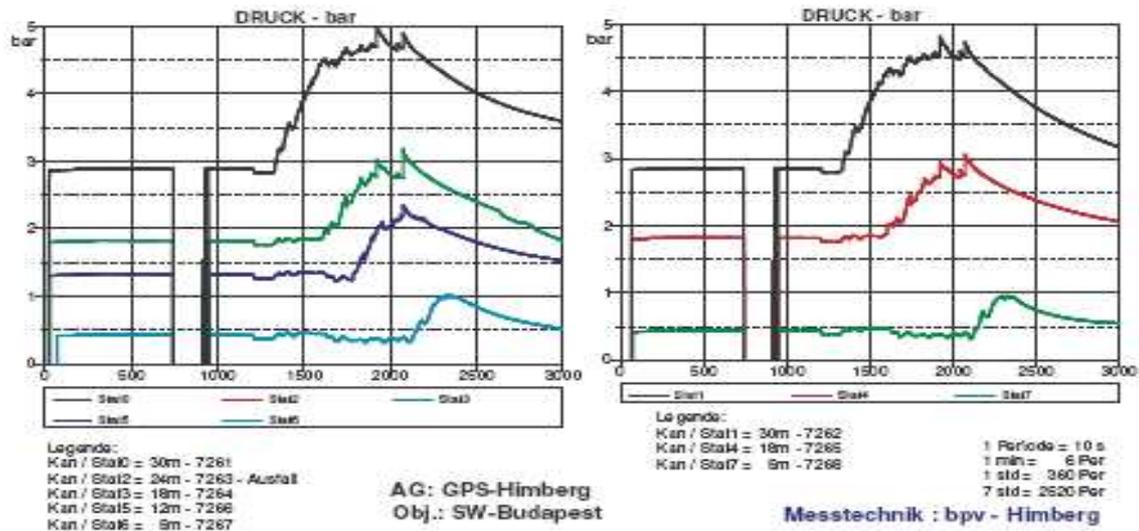
Pfahlbeton.F52+



Pfahlbeton.F59



Schlitzwandbeton.F52+



Kolloquium 2007

Forschung und Entwicklung für Zement und Beton

Betonanwendungen in der Landwirtschaft - Sulfatbeständigkeit bei Gülleanlagen

DI Florian Petscharnig
Technisches Büro für Verfahrenstechnik

Allgemeines

Die Landwirtschaft bietet vielfältige Anwendungen für Beton und daher auch für Zement als wesentliches Bindemittel zur Herstellung von Beton.

Verschiedene Anwendungen, wie Böden, Wände und Decken im Stall- und Freiluftbereich, Gärfutterlagerstätten, Gülleanlagen oder neuerdings auch Biogasanlagen erfordern ganz spezielle Eigenschaften der dort angewendeten Betone.

In der neuen Auflage der ÖNORM B 4710-1 vom 1.10.2007 wird dieser Anwendungsbereich ausführlich beschrieben. Es werden den jeweiligen Anforderungen entsprechende Betone mit bestimmten Eigenschaften – B2 bis B7 – zugeordnet und beispielhaft einige Anwendung erwähnt.

Im neuen Merkblatt „Baustoffe in der Landwirtschaft – Beton“ des ÖKL (Österreichisches Kuratorium für Landtechnik) wird der jeweiligen Anwendung der dafür zu verwendende Beton zugeordnet, wobei in diesem Merkblatt eine möglichst vollständige Auflistung aller Bauteile in der Landwirtschaft versucht wird.

Sulfatbeständigkeit

Von besonderem Interesse bei der Überarbeitung der Vorschriften für die Betonanwendungen in der Landwirtschaft war die Thematik Sulfatbeständigkeit und damit zusammenhängend die Verwendung C₃A-freier Bindemittel bei Gülleanlagen.

In diesem Beitrag möchte ich die technischen Grundlagen für die nunmehr getroffene Entscheidung betreffend der Verwendung von C₃A-freier Bindemitteln vorstellen.

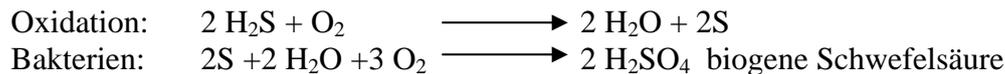
Unter Sulfatbeständigkeit versteht man im Betonbau den Widerstand bei Angriff von Sulfaten auf den erhärteten Beton. Die Beständigkeit wird im Wesentlichen durch zwei Faktoren erreicht. Einerseits über ein entsprechend dichtes Betongefüge und einen niedrigen W/B-Wert, andererseits durch die Anwendung spezieller Bindemittel mit niedrigem C₃A-Gehalt. Von den im Bindemittel enthaltenen Klinkermineralien reagiert nämlich nur das Tricalciumaluminat (C₃A) mit dem Sulfat und bildet Ettringit (3CaO·Al₂O₃·3CaSO₄·32H₂O), eine Verbindung, die zu Treiberscheinungen beim Beton führt.

Woher kommt das Sulfat in der Gülle?

Gülle, also die Mischung aus flüssigen und festen Ausscheidungen von Tieren enthält kein Sulfat. Gülle enthält allerdings einige, meist organische Schwefelverbindungen, die aus den sehr geringen Schwefelbestandteilen in den Futtermitteln stammen. In der Gülle liegen diese

Schwefelverbindungen in gebundener Form oder als Schwefelwasserstoff (H₂S) vor, der in der Gülle zwar einen Säureangriff, aber keinen direkten Sulfatangriff verursachen kann.

Schwefelwasserstoff ist als Gas auch in der über der Gülle schwebenden Wasserdampfschicht löslich und kann mit dem Wasserdampf an kälteren Stellen im Gasraum von Gülleanlagen kondensieren. An diesen Stellen tritt dann bei Sauerstoffzutritt durch Oxidation elementarer Schwefel auf. Durch Bakterien kann es auch zur Bildung der sogenannten biogenen Schwefelsäure kommen, wobei diese Reaktion vorwiegend in geschlossenen Behältern auftritt.



Diese biogene Schwefelsäure enthält nunmehr Sulfat und wirkt auf den Beton durch den bereits erwähnten Mechanismus der Ettringitbildung. In diesem Fall haben wir also beim Beton sowohl mit einem Sulfatangriff durch H₂SO₄ (Schwefelsäure), als auch Säureangriff durch H₂S (Schwefelwasserstoff) zu rechnen.

Bewertung der Angriffswahrscheinlichkeit

Hinsichtlich der Gehalte von Schwefel- und Schwefelwasserstoff in der Gülle bzw. im Gasraum oberhalb der Gülle und Sulfatgehalte an der Betonoberfläche gibt es sehr wenige Untersuchungen, da ja die Schwefeldüngung bisher kaum beachtet wurde und Schwefel bei der Düngung auch keinen Schadstoff darstellt. Neuere Untersuchungen zeigen, dass aufgrund der Verbesserung der Umweltsituation betreffend SO₂ allerdings nunmehr auch der Schwefelgehalt bei der Düngung beachtet werden muss. In Zukunft werden also vermehrt Daten, zumindest im Hinblick auf die Schwefelverbindungen in der Gülle, zur Verfügung stehen.

Zur Bewertung der Beständigkeit der betonierten Bauteile ist aber die Abschätzung dieses Risikofaktors durchaus von Interesse.

In einer Veröffentlichung „Düngung – Hinweise Richtwerte für die landwirtschaftliche Praxis“ des Ausschusses für Ernährung, Landwirtschaft, Forst und Fischerei in Mecklenburg Vorpommern werden 0,8 kg Schwefel je m³ Gülle angegeben.

Von der Landwirtschaftlichen Untersuchungs- und Forschungsanstalt LFUA Nordrhein Westfalen in Münster wurden Werte zwischen 0,3 und 0,6 kg je m³ Gülle genannt, wobei Schweinegülle etwas höhere Gehalte aufweist.

In einem Gespräch mit DI Buritschek von der Universität für Bodenkultur in Wien wurde diese Größenordnung der Schwefelgehalte auch für Betriebe in Österreich bestätigt.

Unter Berücksichtigung des üblichen Anteiles von 7 bis 10% Schwefel vom Gehalt an Stickstoff, kann auch aus den Untersuchungen des Bundesamtes für Agrarbiologie in Linz ein Schwefelgehalt von etwa 0,8 kg je m³ Gülle errechnet werden.

Entscheidend für die Festlegung der betontechnologischen Anforderungen ist jedoch nicht der Schwefelgehalt in der Gülle, sondern die Konzentration von Sulfat an der Betonoberfläche.

Hinweise darüber sind in einer Veröffentlichung von DI Jochen Simon vom ILT Institut für Landtechnik, Bauwesen und Umwelttechnik München enthalten, und zwar mit Schwankungen zwischen 5 und 5000 ppm H₂S. In der selben Veröffentlichung wird erwähnt, dass bereits eine Konzentration von 5 ppm zu einem Betonabtrag von 0,5 mm pro Jahr führen kann.

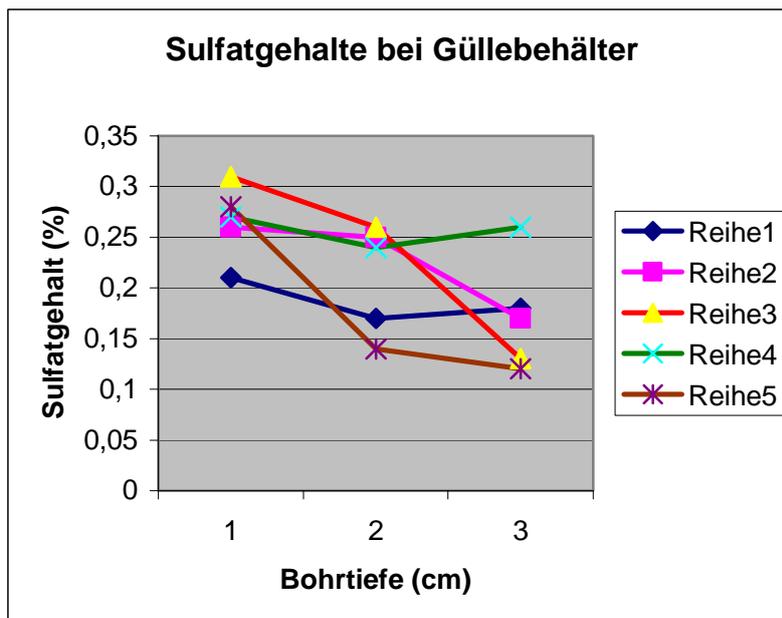
Hinsichtlich der Menge Schwefel oder bereits durch Bakterien gebildete biogene Schwefelsäure an der Betonoberfläche sind keine Untersuchungen bekannt.

Untersuchungen an einem geschlossenen Güllebehälter

Zur Ermittlung der Sulfatgehalte im Beton wurden an einer etwa 50 Jahre alten geschlossenen Güllegrube knapp unter der Decke Bohrmehlproben entnommen. An je 5 Probestellen wurden Proben in verschiedenen Tiefen, und zwar 5 bis 15 mm, 15 bis 25 mm und 25 bis 35 mm entnommen. In der Tabelle und der Grafik sind die im Labor der Wietersdorfer & Peggauer Zementwerke GmbH ermittelten Sulfatgehalte dargestellt.

Tabelle 1: Sulfatgehalte (%) in Betonproben aus einem geschlossenen Güllebehälter

	Tiefe 5 bis 15 mm	Tiefe 15 bis 25 mm	Tiefe 25 bis 35 mm
Probe 1	0,21	0,17	0,18
Probe 2	0,26	0,25	0,17
Probe 3	0,31	0,26	0,13
Probe 4	0,27	0,24	0,26
Probe 5	0,28	0,14	0,12
Mittelwerte	0,27	0,21	0,17



Die Messergebnisse dieser Stichprobe zeigen, dass in der oberen Zone ein deutlich höherer Sulfatgehalt vorhanden ist. Die Bildung biogener Schwefelsäure findet also tatsächlich statt.

Dass es bei der untersuchten Gülleanlage keine Schäden gibt ist auf den generell niedrigen Sulfatgehalt zurückzuführen. Bei einer Verdoppelung der heute üblichen Sulfatgehalte in den Bindemitteln müssen Schadensreaktionen angenommen werden.

Nationale Vorschriften betreffend Gülleanlagen

In Deutschland gibt es für die Herstellung von Gärfuttersilos und Güllebehälter die DIN 11622, in der die betontechnologisch wesentlichen Aspekte der EN 206-1 und DIN 1045-2 angeführt werden.

Es wird angeführt: Gülle darf, unabhängig vom NH_4^+ -Gehalt in die Expositionsklasse XA1 eingeordnet werde. Auch wenn die Grenzwerte für die Expositionsklasse XA1 überschritten werden stellt Gülle für Beton nur eine schwach angreifende Umgebung dar.

In dieser Norm gilt für Deutschland weiter: Bei chemischen Angriff durch Sulfat (ausgenommen Meerwasser) für die Expositionsklassen XA2 und XA3 ist Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS-Zement) erforderlich.

Die Anwendung von C_3A -freien Zementen für Güllebehälter ist in Deutschland also nicht vorgeschrieben.

In Italien werden für den Bau von Gülleanlagen die europäischen Normen angewendet, also UNI EN 206-1, UNI EN 1992-3 und UNI EN 13670-1. Vorschriften über die Anwendung von sulfatbeständigen Zement für Bauten im landwirtschaftlichen Bereich sind nicht bekannt.

Betontechnologische Maßnahmen bei Gülleanlagen

In Österreich gilt gemäß ÖNORM B 4710-1 bei XA1 die Trennung XA1L und XA1T und somit ist die Anwendung von Bindemittel mit erhöhtem Widerstand gegen Sulfatangriffe auch bei XA1T zwingend vorgeschrieben.

Aufgrund der dargestellten Bestandteile in der Gülle und Reaktionsmöglichkeiten sind betonschädliche Angriffe in bestimmten Bereichen nicht auszuschließen und es werden nunmehr in der ÖNORM B 4710-1 für Gülleanlagen folgende Varianten vorgeschrieben:

Bodenplatten von Güllebehälter und Bodenplatten von Güllekanälen: **C25/30/B2**

Güllekanäle in Warmställen: **C25/30/B2/C₃A-frei**

Wände von offenen Güllebehältern im Freien: **C25/30/B3**

Wände und Deckel von geschlossenen Güllebehälter im Freien, Güllekanäle in Kaltställen: **C25/30/B3/ C₃A-frei**

Deckel von Güllebehälter als Festmist-Düngerstapelflächen: **C25/30/B5/ C₃A-frei**

Zusammenfassung

Betonteile bei Gülleanlagen sind in Abhängigkeit von der örtlichen Lage und der Art der Beanspruchung fallweise mit Bindemittel (C_3A -frei) herzustellen. Die entsprechenden Hinweise sind in der ÖNORM B 4710-1 bzw. dem ÖKL-Merkblatt „Baustoffe in der Landwirtschaft – Beton“ angeführt.

Autogenes Schwinden und adiabatische Wärmeentwicklung – zwei wichtige Parameter für hochbeanspruchte Betone von „Weißen Wannen“

Die Erfahrungen beim Bau eines Autobahntunnels mit hoher chemischer Belastung unter hohem Wasserdruck haben gezeigt, dass für einen Beton C40/50 mit 1 m dicken Wänden ergänzende betontechnologische Kennwerte – autogenes Schwinden und adiabatische Wärmeentwicklung - für die Planung und Herstellung eines wasserundurchlässigen Bauwerkes von großer Wichtigkeit sein können.

Trotz Verwendung eines Betons, dessen Temperaturanstieg gemäß ÖN B 3303 gering war (9K gemäß ÖN B 3303, 7.17.1) erreichte die Bauwerkstemperatur in den 1m dicken Wänden bei 22°C Einbautemperatur und Lufttemperaturen um 15°C, unerwartete 50°C, also einen Temperaturanstieg von 28K.

Die hohen Bauwerkstemperaturen kommen nicht überraschend, wenn für die Beurteilung die adiabatische Temperaturentwicklung beachtet wird, die für diesen Beton ein Maximum von 62°C erreichte.

In Ermangelung eines C₃A-freien Zementes wurde für diese Baustelle zur Einhaltung der Anforderung an Festigkeit und chemischer Widerstandsfähigkeit ein Beton mit 400 kg/m³ CEM III B (25 % CEM I, 75 % Hüttensand) mit einem W/B-Wert von 0,40 verwendet.

Der Unterschied der Temperaturentwicklung im kleinen isolierten Laborprobekörper und in der massigen 1 m dicken Wand ist auf eine Art „Kettenreaktion“ des aufbereiteten Hüttensandes nur bei großem Betonvolumen zurückzuführen, die nur im adiabatischen Versuch erkannt werden kann. In weiterführenden Versuchen soll geprüft werden, wie weit unerwartete hohe Bauwerkstemperaturen bei Betonen BS1 nach ÖVBB Richtlinie bei Verwendung von C₃A-freien Zementen und AHWZ mit höheren Festigkeitsklassen (C40/50) und dickeren Wänden auftreten können.

Bei konservierter Lagerung ohne Wasserzufuhr von außen führt das chemische Schwinden des Zementleims zu einer Selbstaustrocknung in den bei der Hydratation entstehenden Poren und in weiterer Folge zu einer Volumenänderung des Betonkörpers, die als „autogenes Schwinden“ (A.S) bezeichnet wird. Im Unterschied zum Trocknungsschwinden ist A.S. mit keinem Masseverlust verbunden. Die Volumsverkleinerung infolge A.S. führt aber wie beim Trocknungsschwinden oder bei der Temperaturabnahme bei Bewegungsbehinderung (z.B. Wand auf Bodenplatte) zu Zwängungsspannungen, die bei der Bemessung von „Wasserundurchlässigen Betonbauwerken“ berücksichtigt werden müssen, was bisher bei österreichischen Bauwerken nicht geschah und auch nicht erforderlich war.

Nach internationaler Literatur, vor allem Japan, nimmt A.S. bei abnehmenden W/Z-Werten deutlich zu und kann bei Hochleistungsbetonen mit W/Z – Werten von 0,35 nach 6 Tagen Werte von 0,10 – 0,25 mm/m erreichen, was bei Zwängung der Wirkung einer Temperaturdifferenz von 10 – 25°C entspricht. Bei einem W/Z-Wert von 0,50 wird nach 6 Tagen mit einem Schwinden von 0,01 mm/m und nach 100 Tagen mit einem Schwinden von rund 0,10 mm/m gerechnet. In nordeuropäischen Ländern wird A.S. bei der Ausführung von Betonbauwerken mit höheren Festigkeitsanforderungen gemessen und bei der Bemessung berücksichtigt, da Zemente bzw. Bindemittel stark unterschiedliche Werte ergeben. Die Messung

des A.S. erfolgt an Balken 100 x 100 x 400 mm bei vollständiger Abdichtung gegen Masseverlust mit Messbeginn möglichst bald nach Erstarrungsbeginn (z.B.: Dänische Vorschrift TI-B102)

Wie hinsichtlich der Temperaturentwicklung zeigte der Beton auch bei der Messung des A.S. mit der angeführten Zusammensetzung bei einem W/B-Wert von 0,40 ein unerwartetes Verhalten. Das A.S wurde nach 1 Tag mit 0,02 mm/m, nach 6 Tagen mit 0,07 mm/m und nach 14 Tagen mit 0,11 mm gemessen.

Für das A.S. sind weiterführende Messungen von Betonen mit höheren Festigkeitsklassen geplant.

Die erweiterte Kenntnis über Wärmeentwicklung und autogenes Schwinden von Beton mit hohen Anforderungen an Festigkeit und chemische Widerstandsfähigkeit wird vor allem vorteilhaft für das Bauen österreichischer Unternehmen im Ausland mit wenig bekannten und nicht optimierten Bindemitteln sein.

Für die Beeinflussung / Erreichung betontechnologischer Werte zeichnet in erster Linie der Gesamtwassergehalt verantwortlich.

Rissfreiheit, Dichtigkeit und die Ausbildung der Kapillarporosität des Betons sind ferner ausschlaggebend für seine Dauerhaftigkeit.

Um Konstruktionen möglichst gering zu belasten, müssen oft Betone eingesetzt werden, die ein reduziertes Schwindmaß aufweisen. Zwangsspannungen, die infolge Schwinden auftreten, können auf diese Weise reduziert und die Tragkapazität kann für einwirkende äußere Lasten gesteigert werden.

Erreicht wird dies in erster Linie durch den Einsatz von optimierten Bindemittelzusammensetzungen. [1]. Die grundlegende Wirkungsweise optimierter Bindemittel besteht darin, die Kapillarporosität des Betons durch eine Wassereinsparung aufgrund einer dichtesten Packung der Feinteile zu beeinflussen [2]. Eine dadurch Erreichbare Reduktion des Wasseranspruches kann eine Schwindminimierung und eine Verdichtung der Betonmatrix ermöglichen. Zusätzlich können mechanische Parameter verbessert werden.

Eine Entwicklung von optimierten Bindemitteln kann auf einer Modifikation des Kornbandes des Zementes und der Feinteile des Zuschlages basieren. In diesem Bereich wird der Zementklinker z.B. durch eingebrachte reaktive und/oder inerte Feinteile ersetzt.

Eine Kenngröße hinsichtlich des beschriebenen Optimierungsprozesses stellt unter anderem der massebezogene Wasser – Feinstoffwert (W/F) dar, welcher die für die erforderliche Konsistenz benötigte Wassermenge durch die spezifische Feststoffmasse im Leim dividiert. (Gl. 1). Er kann als quantitative Kenngröße gesehen werden, wie sich ein erhöhter Feinstoffanteil auf die Rheologie, den Wasseranspruch und die Ausbildung mechanischer Festbetonparameter auswirkt. Eine alleinige Betrachtung des Verhältnisses Wasser - Zementgehalt (W/Z) bzw. Wasser - Bindemittelgehalt (W/B) ist unter Umständen für eine Optimierung nicht aussagekräftig genug.

$$\left(\frac{W}{F}\right) = \left(\frac{\text{Wasser}}{\sum(\text{Zement} + \text{Feinstoffe})\text{Masse}}\right) \quad (1)$$

Eine Optimierung des Feinteilbereiches muss aber zusätzlich unter Einbeziehung mehrerer Parameter bzw.

Überlegungen durchgeführt werden. Das Hauptaugenmerk muss dabei aber die Minimierung des Zwickelvolumens zwischen den Körnern gelegt werden, um die Haufwerksporosität zu minimieren. Diese Minimierung darf nicht mit einer „scheinbar“ optimalen Möglichkeit der Auffüllung des Zwischenraums durch extrem feines Korn erfolgen, da die innere Oberfläche des Korngemischs dadurch deutlich zunimmt und in Folge dessen ein Grenznutzungseffekt bezüglich einer Senkung des Wasseranspruches auftritt. Die Zunahme der Kontaktpunkte und der Anstieg der inneren Reibung bei Verwendung feinsten Komponenten wirken sich ebenfalls negativ aus [3], da der Wasseranspruch bei gleicher Konsistenz ansteigt. Hier haben einige, zum Stand der Technik zu zählende Optimierungsmethoden ihre Schwachstellen.

Ferner ist bei Kornbandoptimierungen die gesamte Kornzusammensetzung der einzelnen Feinstoffe des Bindemittels inklusive der Feinstoffe der Sieblinie zugrunde zu legen. In der vorliegenden Arbeit wurde dieser Bereich in diese Überlegungen miteinbezogen, somit also auch der Mehlkornanteil der Korngruppe 0/4.

Die vorliegende Optimierung basiert auf einer zu minimierenden Abweichung der Verteilungsfunktion des entwickelten Mischzementes bezogen auf eine optimale Verteilungsfunktion in Anlehnung an die Fullerkurve. Zur Ermittlung einer optimalen Korngrößenverteilung für möglichst geringe Wasseransprüche kann die Fullerkurve approximiert werden, wobei die Modifikation des Fullerexponenten eine einfache, empirische Möglichkeit darstellt, der tatsächlichen Kornform für das vorliegende Optimierungsproblem Rechnung zu tragen [2].

Mathematische Modellierung des Problems

Der Wert der Einzelkorngrößenverteilungen der Mischfraktionen kann mittels Lasergranulometrie (Cilas – Analyse) ermittelt werden. Durch lineare Interpolation zwischen diesen Stützstellen erhält man stückweise lineare, monoton wachsende Verteilungsfunktionen.

Den quadrierten Abstand zweier beliebiger Funktionen mit gemeinsamen Definitionsintervall $[0, D]$ berechnet man üblicherweise mit Hilfe des Integrals

$$\text{dist}^2(g, h) = \int_0^D (g(x) - h(x))^2 dx. \quad (\text{Gleichung 2})$$

Es ist also ein Optimierungsproblem

$$\text{dist}^2(d, f_n) \rightarrow \min \quad (\text{Gleichung 3})$$

zu lösen, also der Abstand zwischen der neu entwickelten Verteilungsfunktion d (Mischzemente + Feinteile aus Gesteinskörnung) und einer approximierten Fullerkurve f zu minimieren.

Gegeben sind also Einzelkornfraktionen (Zement, Hochofenschlacke, Steinmehl, Feinteile der Sieblinie, etc.) die durch ihre Korngrößenverteilungen charakterisiert sind. Gesucht ist also eine Gesamtmischung welche der approximierten Fullerkurve im Sinn von (3) möglichst nahe kommt.

Eine so beschriebene Optimierung von Zementen hat deutlich positiven Einfluss auf Frisch- und Festbetoneigenschaften.

Der Wert der quadrierten Fehlerabstände der Verteilungsfunktionen $dist^2(d, f_n)$ vom ermittelten Gesamtfeinteilkornband zum Optimal Kornband klassifiziert einen „Optimierungsgrad“ der Zemente. Wird dieser Parameter klein stellt sich eine Reduktion des Wasseranspruches ein. Diese Optimierung kann mit gängiger Software sehr einfach durchgeführt werden. (z.B. Excel, Maple).

Dichte, schwindarme und dauerhafte Betone lassen sich durch diese Entwicklung herstellen.

Werden Feinteile ohne definierte Verteilung zugegeben kommt es in der Regel zu einer Verschlechterung der Verarbeitung. Dies bestätigt einen erheblichen Einfluss eines optimierten Gesamtfeinteilkornbandes nach dem Leitspruch „Qualität vor Quantität der Feinteile“.

Einsatzgebiet solcher Betone kann der gesamte Konstruktions-, Verstärkungs-, und Sanierungsbereich im Bauwesen sein.

Neue Separationstechniken

Eine Separation und Aufbereitung von Feinteilen kann in Kombination thermischer, mechanischer und elektrostatischer Maßnahmen erfolgen. Aufbereitete und korngrossenabgestufte Zusatzstoffe erleichtern eine Optimierung nach oben beschriebenen Prinzipien.

Elektrostatische Separation:

- Trennung der vereinzelt Partikel in einem elektrostatisches Feld, erzeugt durch eine Hochspannungselektrode: die leitfähige Partikel (z.B. Restkohle) werden von der Elektrode stärker angezogen als die nicht leitenden Partikel.

Neue Rütteltechnik:

- Eine Trennung der Körner und Separation nach Korngrößen kann durch eine spezielle Rütteltechnik erfolgen. Eine geneigte Rinne wird mit einem Exzentergetriebe gerüttelt, wobei die Rüttelrichtung nicht mit der Längsachse der Rinne übereinstimmt. Am Rinnenausgang können feine und grobe Partikel bzw. bestimmte Korngrößenverteilungen getrennt voneinander entnommen werden.

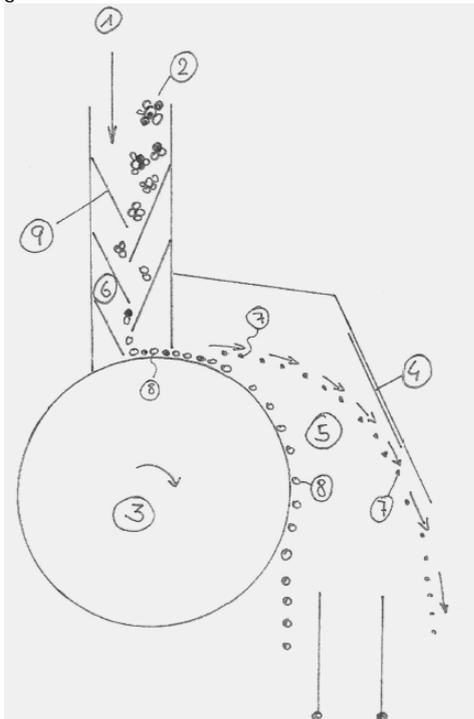


Bild 1: Schema zum Separieren des Restkohlenstoffes aus der Flugasche[4]

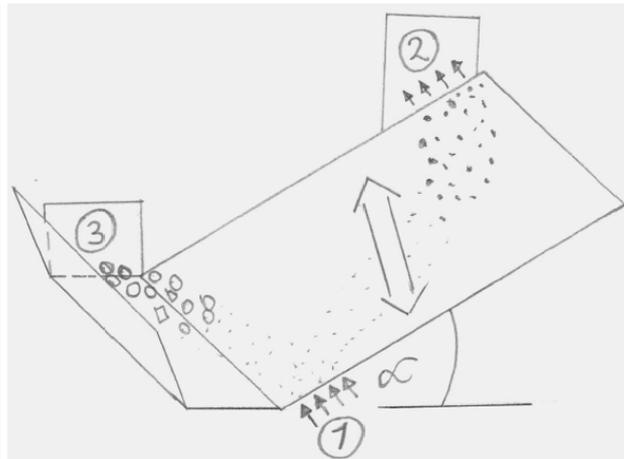


Bild 2: Rüttelrinne zur Trennung der Partikel nach Korngrößen [4]

Literatur

- [1] Andreatta, A., Niederegger Ch., Theiner Y. „Aufbetone als Verstärkungsmaßnahme im Brückenbau“, Fortbildungsveranstaltung 2007 der Sektion Spannbeton, Heft 65/September 2007, Schriftenreihe der Österreichischen Bereinigung für Beton- und Bautechnik, 9-2007, pp. 17-24
- [2] Niederegger, C., Bruscek, C., Koppi, M., Schröcker, H.P., Wagner, D. (2007). Verbesserung von Frisch-, - und Festbetoneigenschaften durch Minimierung der Haufwerkporosität von Bindemitteln mittels Approximation der Fuller-Kurve durch Mischen von Kornfraktionen, Beton/Ausgabe 5, 220-222.
- [3] Schmidt, M., Geisenhanslücke, C. (2005). Optimierung der Zusammensetzung des Feinstkorns von Ultra-Hochleistungs- und von selbstverdichtendem Beton. Grundlagen und Forschungsergebnisse
- [4] WESTCAM, Projektmanagement GmbH, Gewerbepark 38, 6068 Mils bei Hall, contact@westcam.at

Sichtbeton – aktuelles Meinungsbild der österreichischen Architekten

Univ.-Doz.Dipl.-Ing.Dr.techn. Christian Hofstadler
Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft,
Technische Universität Graz
hofstadler@tugraz.at

1. Einleitung

Der Einsatz des Sichtbetons als Gestaltungselement hängt hauptsächlich vom Willen der Planer und der Akzeptanz der Bauherren ab, ein entsprechendes Budget dafür zur Verfügung zu stellen.

Sichtbeton wird in der letzten Zeit immer mehr als gestalterisches Element herangezogen. Viele Beteiligte wirken an der Umsetzung der geplanten Gestaltungsmerkmale (z.B. Struktur, Flächengliederung, Fugenausbildung, Farbe) mit. Neben den handwerklichen Fähigkeiten der Arbeitskräfte auf der Baustelle ist auch die Kommunikation und Information zwischen den einzelnen Beteiligten, und das in allen sichtbeton-relevanten Projektphasen (Planung, Ausschreibung, Arbeitsvorbereitung, Ausführung und Abnahme) für das Erreichen der geplanten Qualität wesentlich. Auch die spätere Nutzung ist bei der Konstruktion der Sichtbetonbauteile zu berücksichtigen.

Mitentscheidend für die Zieldefinition und -erreichung sind eine eindeutige Darstellung der Anforderungen an den Sichtbeton (durch Leistungsbeschreibung und planliche Darstellung) und eine fachgerechte Ausführung der Arbeiten auf der Baustelle.

Nicht immer sind die Architekten bzw. Bauherren mit den Sichtbetonergebnissen zufrieden. Ob diese Unzufriedenheit auch kostenmäßige Konsequenzen für den Ausführenden hat, ergibt sich aus der Interpretation des vereinbarten Vertrages.

Oft liegen die Probleme in einer uneinheitlichen Auslegung von Begriffen und Anforderungen, die in der Regel leicht im Vorfeld durch Information und Kommunikation beseitigt werden könnten. Eine systematische Bearbeitung von der Planung bis zur Ausführung sollte dieses Konfliktpotenzial reduzieren. Diskrepanzen zwischen Wunsch und Realität führen bei Sichtbeton zu einem differenzierten Meinungsbild.

Um ein aktuelles Meinungsbild der Architekten über Sichtbeton zu erhalten, wurde im Mai und Juni 2007 eine Online-Umfrage bei Architekten durchgeführt. Die Befragten gehören der österreichischen Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten an.

2. Ziel der Umfrage

Anhand der Umfrage sollten Antworten auf folgende Fragen gefunden bzw. Hypothesen und Einschätzungen verifiziert werden (Auswahl der Primärziele):

- Wird Sichtbeton als Gestaltungselement von den Architekten eingesetzt?
- Aus welchen Gründen wird Sichtbeton nicht eingesetzt?
- Welche Kriterien sind für die Planer wesentlich beim Sichtbeton?

- Wie wird Sichtbeton beschrieben bzw. sollte idealerweise beschrieben werden?
- Was stört besonders an schlechtem Sichtbeton?
- Wie werden die Abnahmekriterien vereinbart?
- Welche Regelwerke für Sichtbeton sind bekannt und welche werden auch eingesetzt?
- Welche Inhalte wären für ein Sichtbeton-Intensivseminar für Architekten wichtig?
- Welche Verbesserungsvorschläge zur Steigerung der Sichtbetonqualität sind zielführend?

Die Ergebnisse der Umfrage dienen dazu, zielgerichtete Maßnahmen einzusetzen, um eine Steigerung des Einsatzes von Sichtbeton und zur Erhöhung der Sichtbetonqualität zu erwirken. Im Beitrag wird auszugsweise auf ein Ergebnis der Untersuchung eingegangen.

Insgesamt wurden 98 Fragebögen ausgefüllt und für die Auswertung herangezogen.

3. Ergebnisse der Umfrage

Im Beitrag wird auf folgende Frage näher eingegangen: „Welche Kriterien sind für die Planer wesentlich beim Sichtbeton?“

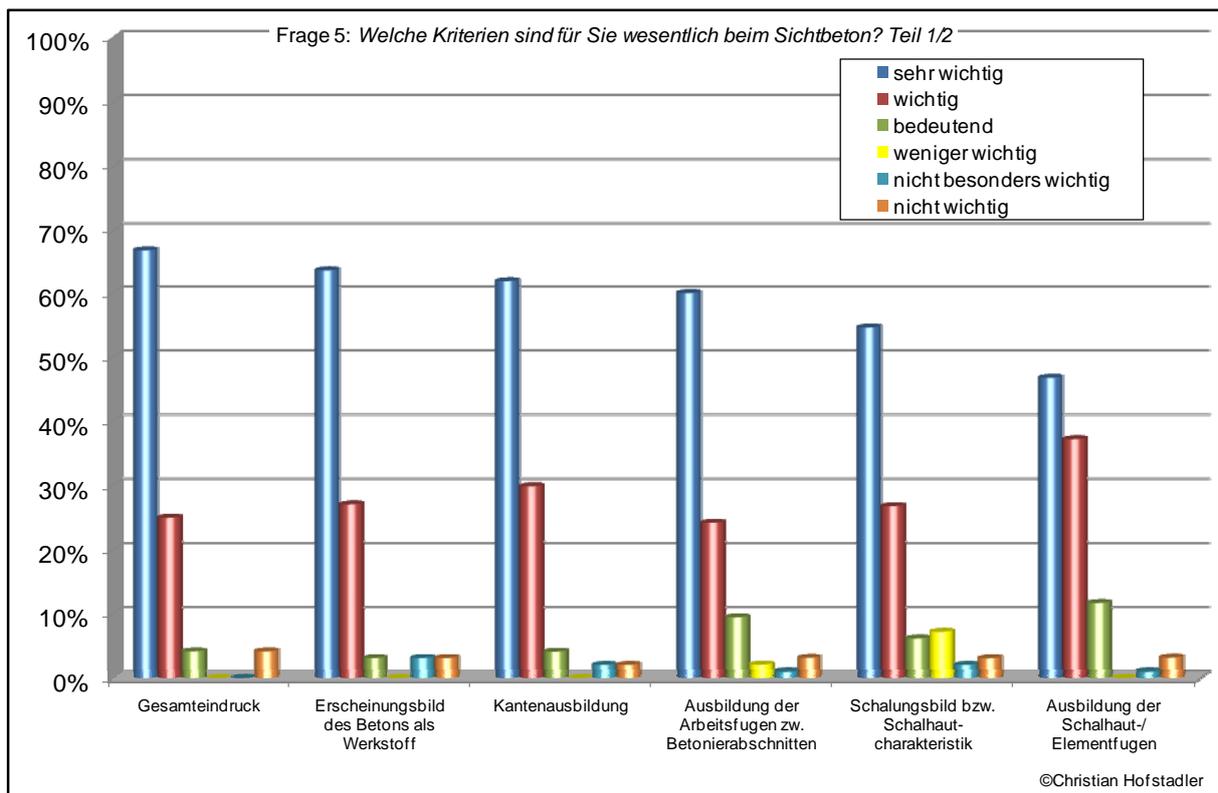


Abb 1: Sichtbeton – wesentliche Kriterien Teil 1/2 [Hofstadler]

Alle Beteiligten am „Gesamtprozess“ Sichtbeton haben unterschiedliche Ansprüche an den Sichtbeton. Hinzu kommen die Eindrücke der neutralen Betrachter, die mit dem Sichtbetonprojekt nichts zu tun hatten und auch nicht wissen, welche Ansprüche an den Sichtbeton gestellt wurden und ob diese Ansprüche im Sinne des Vertrages erfüllt wurden.

Die Ergebnisse dieser Fragestellung sind vor allem für die Ausführenden von Bedeutung. Es können dadurch unter Umständen bisherige falsche oder fehlende Schwerpunktbildungen korrigiert werden.

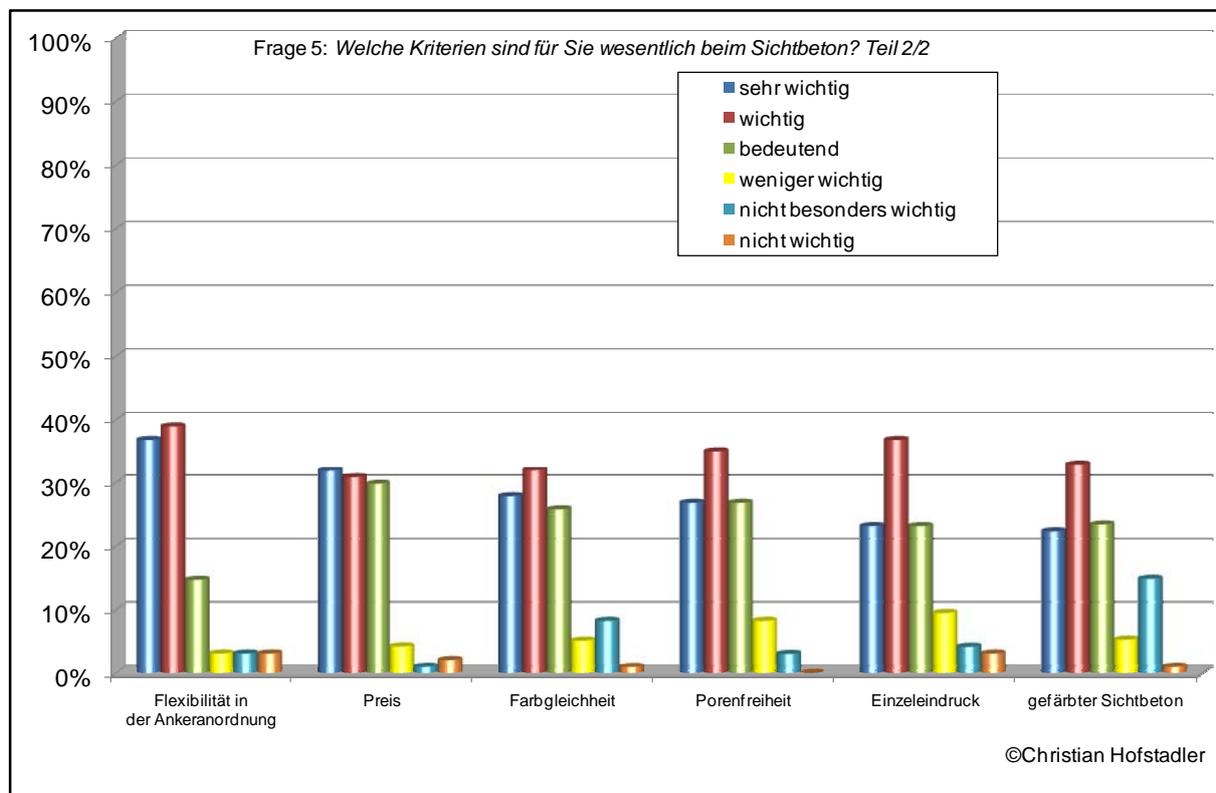


Abb 2: Sichtbeton – wesentliche Kriterien Teil 2/2 [Hofstadler]

Insgesamt hat das Erscheinungsbild des Werkstoffs Beton mit rund 63 % eine hohe Bedeutung in der Umfrage (siehe Abb. 1). Als „sehr wichtig“ und „wichtig“ sehen mehr als 90 % der Planer das Erscheinungsbild des Sichtbetons als Werkstoff.

Es geht eindeutig hervor, dass der Gesamteindruck des Sichtbetons wesentlich wichtiger ist als der Einzeleindruck. Mehr als 67 % der Planer sehen den Gesamteindruck als sehr wichtig an, hingegen ist nur für knapp 23 % der Einzeleindruck sehr wichtig. Nach Addition der Ergebnisse für „sehr wichtig“ und „wichtig“ ergeben sich für den Gesamteindruck knapp 91 % und für den Einzeleindruck rund 60 %.

Weiters ist zu erkennen, dass die Kantenausbildung (ca. 62 %) für die Planer sehr wichtig ist. Nach Addition der Ergebnisse für „sehr wichtig“ und „wichtig“ ergibt sich für die Bedeutung der Kantenausbildung ein Wert von knapp 92 %.

Wie ersichtlich ist, wünschen sich die Planer die Kanten als scharfe Kanten ausgebildet. Herstellungstechnisch stößt man hier aber sehr wohl an die Grenze des Machbaren. Man sollte hier überlegen, ob es nicht besser wäre, diese Scharfkantigkeit durch Schalungseinlagen zu erzeugen.

Die Ausbildung der Arbeitsfugen ist ebenfalls ein wichtiges Kriterium. Rund 60 % der Befragten sehen diesen Aspekt als sehr wichtig an. Auch das Schalungsbild und die Schalhautcharakteristik werden als sehr bedeutend angesehen.

Interessanterweise hält sich die Bedeutung der Farbgleichheit und Porenfreiheit (siehe Abb. 2) die Waage. Hier wäre eher eine höhere Bedeutung bei der Farbgleichheit zu erwarten gewesen, die Umfrage zeigt aber ein anderes Bild.

Bei Betrachtung der Kriterien hinsichtlich der Bewertung von „weniger wichtig“ bis hin zu „nicht wichtig“ zeigt sich folgendes Bild: Gefärbter Sichtbeton wurde hier mit ca. 21 % am höchsten bewertet, gefolgt vom Einzeleindruck mit 17 % und der Farbgleichheit mit 14 %

4. Fazit

Auch bei den Planern geht der Gesamteindruck vor dem Einzeleindruck. Hier könnte man interpretieren, dass bei entsprechendem Gesamteindruck auch Abweichungen im Einzeleindruck (Festlegungen dazu sind zu treffen) toleriert werden. Diese Interpretation wird dadurch bestätigt, dass die Architekten den Beton als Werkstoff ansehen.

Das Erscheinungsbild des Betons als Werkstoff zählt für die Architekten mit zu den wichtigsten Kriterien. Der heterogene Werkstoff, der nicht zu 100 % beherrschbar (z.B. Kriechen, Schwinden, Porenfreiheit, Farbgleichheit) ist, ist durch mehr oder weniger ausgeprägte Unregelmäßigkeiten im Erscheinungsbild charakterisiert.

Für die Kantenausbildung gilt es in Zukunft bessere Lösungen zu finden, da Architekten scharfkantige Abschlüsse wünschen. Mit den konventionellen Mitteln ist das aber nur in den seltensten Fällen einwandfrei zu erreichen. Eventuell könnten hier eingelegte Leisten aus UHPC Abhilfe schaffen.

Der Preis für Sichtbeton wird von knapp 32 % als sehr wichtig und 31 % als wichtig angesehen. Dieses Kriterium ist aber insgesamt nicht so bedeutend wie z.B. der Gesamteindruck oder die Kantenausbildung.

Das Gesamtergebnis der Untersuchung wird noch veröffentlicht.

Cobix – Flachdecken leicht und biaxial

Ing. Christian Ramel
Cobix Technologies GmbH, 1010 Wien
www.cobix.com



Innovative Technik, Wirtschaftlichkeit und vor allem gesteigerte Ökologie in Einklang zu bringen ist das erklärte Ziel von Cobix Technologies.

Immer wieder wurden Versuche unternommen um das Gewicht von Betondecken zu reduzieren. Cobix Technologies hat eine einfache wie auch effiziente Bauweise entwickelt.

Hohlkörper in Kugelform und neuerdings auch gedrückten Kugeln, welche als Verdrängungskörper wirken und ressourcenschonend aus 98% PE-HD Recyclat bestehen, sind der Grundstein für diese innovative Baumethode. Bewehrungskörbe, welche gleichzeitig als Abstandhalter wirken, fassen die Hohlkörper und positionieren sie zwischen den Bewehrungslagen.



Gewichtsreduktionen von 1,30 bis zu 4,77 KN / m² belegter Fläche sind möglich (ca. -20 bis ca. -35%)

Cobix **CBCM-eco** oder **CBCM-Slim-Line** Bauteile sind stabförmig, mit einer Standardlänge von 2,50m und den Kugeldurchmesser entsprechend zwischen 20 und 50cm breit.

Das Leistengewicht liegt abhängig vom Kugeldurchmesser zwischen 5 und 11 kg / Stück.

Das Gesamtgewicht der Leisten pro m² belegter Fläche liegt zwischen 8,50 und 11,50 kg, abhängig vom Leistentyp.

Die Verwendung der Cobix-Leisten ist sowohl bei der **Ortbetonlösung** (auf herkömmlicher Schalung) wie auch bei der **Teilfertiglösung** (auf Elementdecken) möglich.

Die Verbindung der unteren und oberen Bewehrungslage mit den Cobix-Leisten wird durch anrödeln an der Hauptbewehrung sichergestellt. Um das Aufschwimmen der Hohlkörper zu vermeiden wird bei der Ortbetonlösung in zwei Schichten – nass in nass - betoniert. Bei der Teilfertiglösung kann der Beton jedenfalls in einem Betonierdurchgang eingebracht werden.



Ortbetonlösung – Cobix CBCM-eco auf herkömmlicher



Teilfertiglösung – Cobix CBCM-eco auf Elementdecke aufgelegt

Die Massereduktion am Tragwerk, ca. 60% Gewicht kommt aus den horizontalen Decken, ist der Schlüssel für eine insgesamt ökologischere und somit auch wirtschaftlichere Bauweise für ein Projekt.

Durch die Cobix-Bauteile werden nicht nur erhebliche Einsparungen bei der Betonmasse (zw. 20 und bis zu 35%) sondern auch bei der tragenden Bewehrung (zw. 15 und 22%) und vor allem auch bei den teuren nichttragenden Abstandhaltern (-100% im belegten Bereich) erzielt.

Eine Analyse des international renommierten Fraunhofer Institutes hat ergeben, dass durch die Verwendung des System Cobiax beim Projekt Design und Management School Zollverein Essen es zu einer effektiven Einsparung von 30% Beton, 17% Bewehrung und vor allem mehr als 100 Tonnen CO₂ (was wiederum mehr als 20% entspricht) gekommen ist.

Kombinationen von Cobiax-Bauteilen mit anderen bekannten Bauweisen wie z.B. der verbundlosen Vorspannung, Verwendung mit Leichtbetonen oder ähnlichem sind jederzeit möglich und werden auf Grund der verbesserten Eigenschaften der Tragwerke sehr rasch beliebter.



Messe Halle Graz, Foyerbereiche, Spannweiten zw. 10 und 20m, Deckenstärke 40cm, Kombination mit verbundloser Vorspannung in Teilbereichen



Neubau Bürohaus der Kirchdorfer Zementwerke, Deckenstärke 40cm, Auskragungen in Teilbereichen bis zu 8,50m, schlaff bewehrt, Betonkernaktivierung in Decken eingebaut

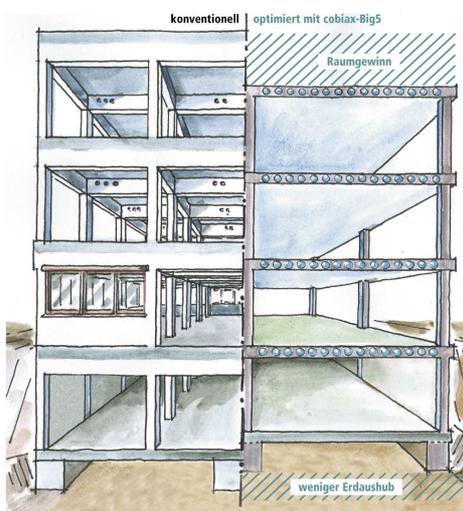
Durch die erhebliche Reduktion der Betonmasse ergeben sich auch wesentliche Vorteile bei der Betonoberfläche. Beim Abbindevorgang des Betons müssen geringere Zwangszustände abgebaut werden. Durch den reduzierten Betonquerschnitt kommt es zu weniger Hydratationswärme. Dies führt wiederum zu weniger Rissen am Betonkörper bzw. der Betonoberfläche. Ein Monofinish der Betonoberfläche (flügelglätten) von Cobiax-Flachdecken ist ebenfalls möglich.

Verwendung finden Cobiax-Bauteile mittlerweile nicht nur mehr in der klassischen massiven Flachdecke, sondern überall dort wo Beton statisch nicht unbedingt notwendig ist. Weitere Anwendungsgebiete sind z.B. Bodenplatten, Fertigteile wie Stiegen oder FT-Träger, Auskragungen bzw. Balkonplatten, Aufstockungen von Gebäuden, Einbau von dünnen aber leichten Massivdecken im Bestand, ...

Grundsätzlich werden Cobiax-Flachdecken wie massive zweiachsige Betondecken berechnet und auch behandelt. Anpassungsfaktoren für die Steifigkeit (0,86 -0,93), die Querkrafttragfähigkeit (55% des Vollquerschnittes) und vor allem **das geringere Eigengewicht (-1,30 bis -4,77kN/m²)** werden entsprechend berücksichtigt.

Auch das Problem des Durchstanzens wird durch die geringeren Deckenlasten erheblich verbessert. In vielen Fällen kann ohne oder mit erheblich geringerer Durchstanzbewehrung gearbeitet werden.

Insgesamt bringen Cobiax - Flachdecken viele Vorteile in die heute geforderte Architektur.



Einsparungspotentiale (bezogen auf das Gesamtgebäude)

- lastweiterleitende Bauteile
- Abfangträger
- Reduzierung von vertikalen Bauteilen
- Gründung / Erdaushub
- Fassade / Verputz / Malerei
- Gebäudetechnik
- Einsparung bei Umnutzung bzw. Umbau

Mehrwert (bezogen auf die Gebäudeeigenschaften und die Qualität)

- Raumfreiheit / optimale Nutzbarkeit
- Steigerung der vermietbaren Flächen
- hohe Biegesteifigkeit
- geringe Verformung
- geringe Rissbildung – weniger Zwangszustände
- geringe Bauhöhe
- Erdbbensicherheit
- Ressourcenschonung – Reduktion von CO₂ Ausstoß

Mag. Christian Weinberger
Schlüsselbauer Technology GmbH & Co. KG, Gaspolthofen

Betonkammerböden aus Selbstverdichtendem Beton

Die Gestaltungsmöglichkeiten für Betonfertigteile haben sich durch den Einsatz von Selbstverdichtendem Beton (SVB) in den letzten Jahren dramatisch verändert. Doch nicht nur für Fragen der Formgebung eröffnet der Einsatz von SVB ein neues Zeitalter, auch die Produktqualität kann auf ein bis dato nicht erreichbares Niveau gehoben werden. Und eng verbunden mit dem Aspekt der Formgebung werden auch in der Fertigung von Betonprodukten für den Tiefbau Schlagworte wie „Losgröße 1“ oder „Kundenspezifische Fertigung“ Realität, die bisher nur in gänzlich anderen Branchen bekannt waren. Während der Einsatz von SVB und die dadurch zusätzlichen Möglichkeiten der Formgebung im Hochbau vielbeachtet und diskutiert werden, fand die neue Betontechnologie im Tiefbau bis jetzt vergleichsweise geringe Aufmerksamkeit. Am Beispiel eines seit nunmehr zwei Jahren auf den europäischen Märkten unter der Bezeichnung „PERFECT“ verfügbaren Betonkammerbodens aus SVB werden hier die sich ändernden Anforderungen und die aus der Anwendung dieser zukunftsweisenden Betontechnologie resultierenden Vorteile erörtert.

Anforderungen an Hersteller von Betonfertigteilen durch SVB

Die Anwendung von SVB stellt die Hersteller von Betonfertigteilen vor neue Anforderungen. Zum einen müssen in der Betonherstellung absolute konstante Bedingungen gegeben sein. Eine exakte Abstimmung von Zusatzmitteln mit dem Zement ist ebenso notwendig wie eine konstante Sieblinie. Zum anderen müssen die Fertigungsprozesse und die eingesetzte Produktionstechnik auf die Verarbeitung von SVB abgestimmt werden. Lange Transportwege und wiederholtes Umschlagen des Betons sind zu vermeiden, um unerwünschte Reaktionen wie Entmischen oder zusätzlichen Lufteintrag hintan zu halten. Die gesamte Prozesskette sollte so eingerichtet sein, dass Fertigteile auch bei hoher Betonkubatur in einem Guss produziert werden können.



Bild 1: Fertigung eines Betonkammerbodens mit Selbstverdichtendem Beton

Neben diesen zusätzlichen Anforderungen eröffnen sich eine Reihe von technischen – und damit letztlich auch wirtschaftlichen – Vorteilen sowohl für die Produzenten von Betonfertigteilen als auch für die Anwender. Für den Hersteller sind jedenfalls eine gesteigerte Wertschöpfung innerhalb der Lieferkette und ergonomisch optimierte Arbeitsabläufe in der Produktion hervorzuheben. Anstrengende manuelle Tätigkeiten werden abgelöst durch intelligente Komponenten der Fertigungstechnik. Der Ersatz des

Rüttelpressverfahrens durch das Vergießen von SVB führt zudem zu einer Lärmentlastung im Betonwerk. Der höhere Aufwand durch die Verwendung von SVB (längere Mischzeiten, geänderte Fördertechnik, zusätzlicher Formenpark) wird durch die Steigerung der Wertschöpfung durch den ausschließlichen Einsatz von Beton im Fertigteil mehr als kompensiert und so die erforderliche Innovationsbereitschaft seitens der Betonfertigteilhersteller auch belohnt.

Betonkammerböden aus SVB: Monolithisch, Individuell, Verfügbar

In der täglichen Praxis im Kanalbau bzw. in der Kanalsanierung interessieren im Vergleich zum Hochbau natürlich andere Produkteigenschaften und vor allem auch die Nachhaltigkeit der eingesetzten Produkte im Hinblick auf laufende Inspektions- und Wartungsarbeiten, auf spezifische Erweiterungsmöglichkeiten und – wie in nahezu allen Anwendungsbereichen – auf deren generationenüberdauernden Einsatz. Durch die Verwendung von SVB können nun Betonkammerböden mit allen erdenklichen individuellen Gerinneausformungen in Losgröße 1 hergestellt werden ohne dabei auf Nachteile der in der Vergangenheit üblichen manuellen Einarbeitung von Stampfbeton zurückzufallen. Die Handarbeit von früher – das Ausmörteln von Schachtböden im Werk oder direkt auf der Baustelle – wird ersetzt durch eine in einem



industriellen Maßstab ablaufende Fertigung. Und auch zum Einsatz von Schachtböden aus weniger hochwertigem Beton kombiniert mit Auskleidungen aus diversen Materialien gibt es damit nicht nur eine Alternative sondern eine Lösung, die im Qualitäts- und im Kostenvergleich führend ist. Zudem wird es auch im Tiefbau kein Nachteil sein, das hohe Qualitätsniveau eines Produktes mit freiem Auge feststellen zu können, wie das bei diesen Betonkammerböden durchwegs der Fall ist.

Bild 2: Individuelle Gerinneaufornung – auch mit Hochleistungsbeton

Die ideale Fertigung und die besten Produkteigenschaften sind aber vergebens, wenn sie nicht am Markt auf entsprechende Resonanz stoßen. Und in dieser Hinsicht ergeben sich für den Einsatz von Betonkammerböden aus SVB jedenfalls die besten Chancen. Nachdem Betonprodukte in den letzten Jahrzehnten aufgrund zu langsamer Anpassungen an sich ändernde Qualitätsanforderungen zunehmend von alternativen Materialien verdrängt worden sind, können nun Produkteigenschaften angeboten werden, die diesem neuen Qualitätsbewusstsein jedenfalls entsprechen. Die Vorteile dieser industriellen Verarbeitung von SVB sind in der gleichbleibend hohen Produktqualität, in den exakt nach Kundenbedürfnissen gefertigten Produkten sowie in der optimalen Wirtschaftlichkeit zu sehen:

Monolithisch – Aus einem Guss

PERFECT-Betonkammerböden werden ausschließlich aus SVB gefertigt, ohne Kombination mit artfremden Werkstoffen. Die von Grund auf hohe Beständigkeit gegen alle üblichen Angriffe kann durch die Verwendung von Hochleistungsbeton nochmals gesteigert werden, sodass allen im Kanal- bzw. Rohrleitungsbau erforderlichen Expositionsklassen entsprochen

wird. So entspricht der in Österreich verfügbare PERFECT-Schachtunterteil aus Hochleistungsbeton der Aggressivitätsstufe AS3 bzw. der Expositionsklasse C60/75 XA3L/XA3T/XC4/XD3/XF3/C3A-frei. Alle Anforderungen hinsichtlich Druckfestigkeit,



Oberflächenbeschaffenheit und Widerstand gegen chemischen Angriff aus den relevanten EU- und Ö-Normen werden von den gegenständlichen Betonkammerböden aus SVB damit erreicht oder übertroffen.

Bild 3: Monolithischer Aufbau des Betonkammerbodens – aus einem Guss

Individuell – In kürzester Zeit verfügbar

Ebenso wie die Nennweite, Wandstärke und Höhe des Betonkammerbodens sind die Anzahl, Durchmesser und Winkel der Anschlüsse frei wählbar. Und natürlich ist der Anschluss aller Rohrtypen möglich. Trotz projektspezifischer Festlegung all dieser Parameter können PERFECT-Betonkammerböden innerhalb eines einzigen Tages maßgeschneidert gefertigt werden. Nach dem Erreichen der erforderlichen Frühfestigkeit und dem Transport zur Baustelle steht einem kurzfristigen Einbau nichts im Weg.

Für Auftraggeber von Kanalbauten bzw. Sanierungen erschließen sich neben der raschen Verfügbarkeit der Schachtböden und damit einer verkürzten Gesamtbauzeit eine Reihe weiterer Vorteile. Durch die 100-%-ige Anpassung des Betonkammerbodens an die Anforderungen im Projekt werden Nacharbeiten auf der Baustelle und daraus resultierende undichte Anschlüsse von vorneherein vermieden. Nachträglich erforderliche Anschlüsse, wie sie gerade im Siedlungswasserbau immer wieder vorkommen, können ohne Zerstörung des Betonkammerbodens realisiert werden. Und abgesehen vom Überschreiten der üblichen Lebensdauer eines Kanalbauwerks bedingt durch die monolithische Bauweise des Schachtunterteils aus SVB können auch Folgekosten durch die Sanierung oder Entsorgung heute üblicher Verbundmaterialien bereits in der Projektplanung vermieden werden.

Internationale Akzeptanz

Eine Reihe von europäischen Produzenten hat den Schritt in dieses zukunftsweisende Fertigungsverfahren unter Einsatz von SVB bereits gemacht. Unter der Bezeichnung PERFECT werden monolithische Betonschachtunterteile mit individuell ausgeformtem Gerinne mittlerweile in zahlreichen Märkten in Mitteleuropa angeboten. Es setzt sich international das Bestreben durch, eine höhere Betonqualität als Standard zu etablieren und damit die Qualität der für den Grund- und Trinkwasserschutz immer wichtiger werdenden Leitungen weiter zu verbessern. Selbstverdichtender Beton und die dafür erforderlichen Grundstoffe werden einen wesentlichen Beitrag dazu leisten. Detailinformationen zu PERFECT-Betonschachtunterteilen und zu den Produzenten können auf www.perfectsystem.eu eingesehen werden.

Nachverpressung Ringspalt bei langen Tunnelvortrieben

DI Martin DIEWALD

PORR Tunnelbau GmbH

martin.diewald@porr.at

0664 / 626 6980

1. Randbedingungen

Beim Projekt Wienerwaldtunnel ist ein zweischaliger Ausbau vorgesehen. Die Ringspalthinterfüllung erfolgt im Sohlbereich auf einen Winkel von rund 110° mit Mörtel. Der restliche Ringspalt wird im Zuge des Vortriebes mit Perlkies der Körnung 0/8 verfüllt. Zur Versiegelung des veränderlich festen Gebirges wird der Perlkies später nachverpresst. Ursprünglich war vorgesehen, die Ringspaltverpressung im Nachläuferbereich der Tunnelbohrmaschine auszuführen. Durch den unetigen Materialverbrauch und durch den Umstand, dass die installierte Injektionsanlage vermehrt für die Bettungsherstellung im Schildbereich eingesetzt wurde, wurde es erforderlich, eine zusätzliche Injektionsanlage für die Nachverpressarbeiten zu installieren. Mit Rücksicht auf die Versorgungsproblematik mit Material im Gleisbetrieb, wurde ein Konzept mit stationärer Mischanlage am Portal und mobiler Pumpanlage im Tunnel umgesetzt.

2. Anlagenkonzept

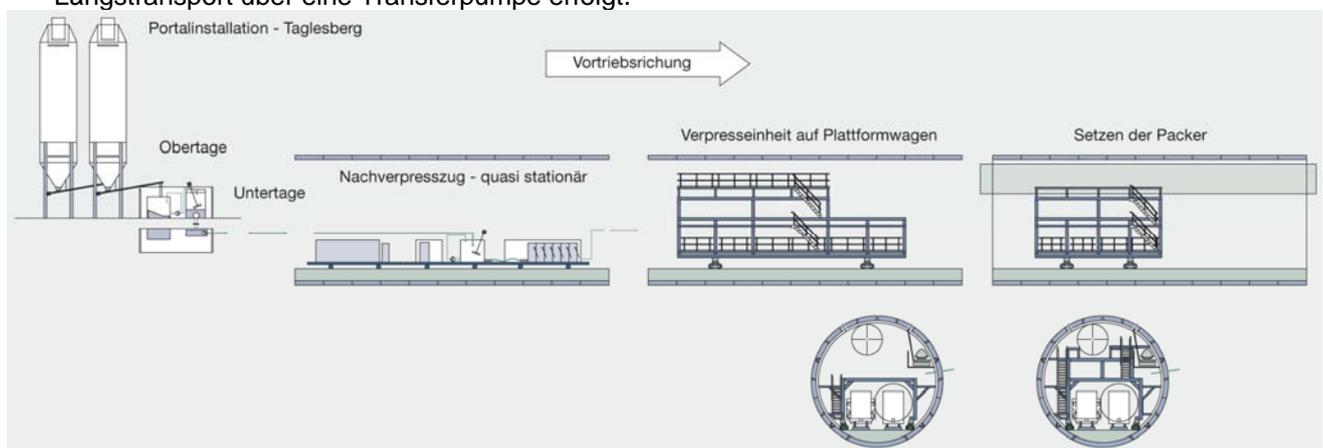
Bei einem Porenvolumen von $\sim 34\%$ des Perlkies und rund $4,5 \text{ m}^3$ Perlkies pro Laufmeter zzgl. Überprofil wurde die Anlage auf eine Leistung von $7,0 \text{ m}^3/\text{Std}$ ausgelegt. Für die gesamte Tunnellänge werden rund 30.000 m^3 Nachverpressgut verarbeitet werden.

- Am Portal wurden daher Zementsilos mit Schneckenförderung in den Mischer installiert. Nach dem Mischvorgang erfolgt eine Zwischenlagerung in einem Rührwerk, ehe der Längstransport über eine Transferpumpe erfolgt.

- Zumal über den Schutterstollen Taglesberg eine zusätzliche Verbindung nach Obertage vorliegt ergeben bei den rund 11 km langen Tunnelröhren Pumpplängen von rund **6.000 m** über welche das Nachverpressgut ohne Entmischung gefördert werden muss. Mit Rücksicht auf die regelmäßige Entleerung und die Stabilität der Flüssigkeit, sollte die Verweildauer in der Leitung durch die Wahl eines geringen Querschnittes ($1 \frac{1}{4}''$) beschränkt werden. Bei einem Betriebsdruck von rund 120 bar ergeben sich Fließgeschwindigkeiten von rund 2,6 m/sec in der Leitung.
- Aus der Förderleitung gelangt das Nachverpressgut in den Vorratsbehälter auf dem mobilen Pumpwagen. Von dort wird das Nachverpressgut über 6 Stk. Pumpeneinheiten durch die Öffnungen in der Tübbingschale gepumpt.

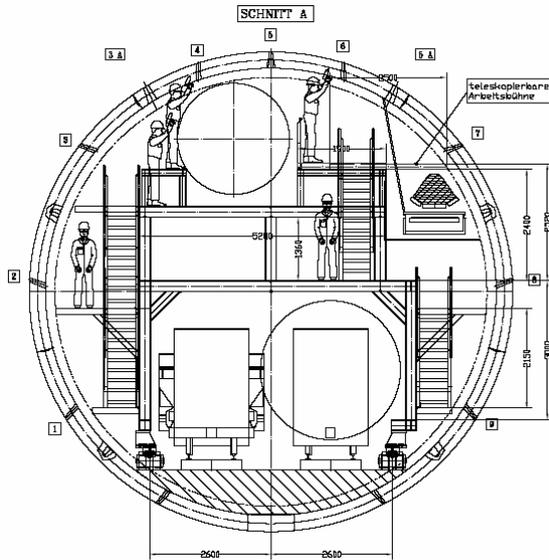


(Bild 2: Pumpwagen)



(Bild 1: Anlagenschema)

- Zur Verbesserung der Zugänglichkeit für das Verschließen der Fugen und Setzen der Packer wurden selbstfahrende Gerüstwagen installiert. Nach dem Ansteifen des Nachverpressgutes werden die Packer gezogen.



(Bild 3: Gerüstwagen)

3. Mischgut

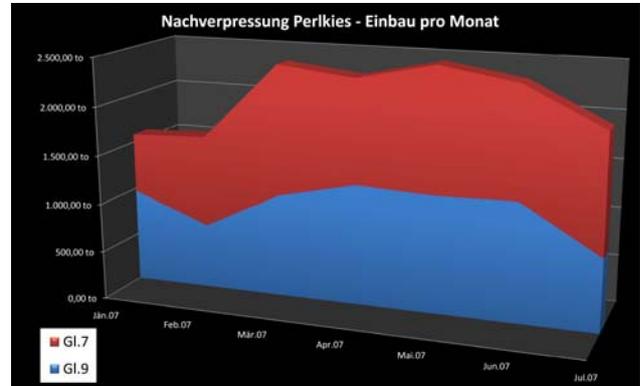
Für das Mischgut ergeben sich daher nachstehende Parameter

- Durch hohen W/B – Faktor sollte die Viskosität und das problemlose Eindringen in den Perlkies sichergestellt werden.
- Eine Druckfestigkeit von 5 N/mm² sollte nach 56 Tagen erreicht werden.
- Durch den Einsatz von Füllern sollten nicht zuletzt die spezifischen Kosten gering gehalten werden
- Verarbeitbarkeit (Absetzen, Pumpbarkeit) wie oben beschrieben
- Mit Rücksicht auf Härtestabilisation sollten möglichst optimale Bestandteile verwendet werden.
- Der Einsatz von C3A-freiem Zement war abschnittsweise erforderlich.

Über umfangreiche Laborversuche wurde verschiedenste Rezepturen ausgetestet und evaluiert. Aus den Versuchsserien hat sich eine zweikomponentiges Gemisch aus 40 % Komponente A bestehend aus 60 % CEM III B 32,5 N, 30 % Dolomitsteinmehl, 10 % Bentonit 60 % Komponente B bestehend aus 100 % Fluamix C als technisch und wirtschaftlich sinnvollste Lösung herausgestellt. Absetzmaß bei weniger als 3 % nach 2 Stunden, Marshzeit bei ca. 35 sec sowie eine Viskosität vergleichbar mit Wasser konnten erreicht werden.

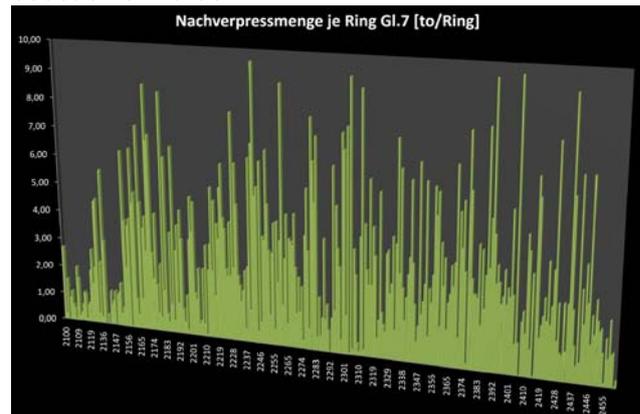
4. Erfahrungen aus dem Praxiseinsatz

Die Öffnungen am Tübbingring wurden mit Druck beaufschlagt. Nach Erreichen von 3,0 bar im Firstbereich wurden die Packer am nächsten Ring beaufschlagt. Über die installierte Anlage wurde im Mehrschichtbetrieb mittlere Monatsleistungen von über 2.000 to/Monat verarbeitet.



(Bild 4: Monatsleistung)

Der Verbrauch an Nachverpressgut je Ring war im Längenschnitt betrachtet höchst unterschiedlich zumal ein Vorlaufen über mehr als 70 m mehrfach beobachtet wurde.



(Bild 5: Pumpmengen im Längenschnitt)

Der Verpresserfolg wurde laufend über Kernbohrungen dokumentiert. Es lässt sich die vollständige Durchdringung des Perlkies im Ringspalt gut erkennen.



(Bild 6: Bohrkern)

Die Nachverpressung des Ringspaltes am Wienerwaldtunnel mittels spezieller zementgebundener Mischung über Pumplängen bis zu 6.000 m kann daher als großer Erfolg bewertet werden.

Forschungskolloquium des VÖZ-ZFI

7. November 2007

Rudolf Röck, Schretter & Cie, Vils

Titel: Selbstverdichtender Beton für die Tunnelinnenschale

Zusammenfassung: Erstmals in Europa wurde der Versuch gewagt, eine Tunnelinnenschale in selbstverdichtendem (SCC) Beton auszuführen.

An der Reschenbundesstraße zwischen Pfunds und Nauders wird ein stark durch Steinschlag gefährdeter Straßenabschnitt durch einen 461 m langen Tunnel umfahren. Der Tunnel weist durchwegs eine starke Krümmung mit einem Radius von 220 m auf, was die Aufgabe der Ringbetonierung nicht unwesentlich erschwerte.

Im Beitrag werden die Vorbereitungsarbeiten im Labor des Zementherstellers Schretter&Cie in Zusammenarbeit mit dem Betonwerk Hilti & Jehle aus Pfunds behandelt.

Insbesondere mussten neben der Rezepturentwicklung nach den Vorgaben der Innenschalenrichtlinie Fragen der Ausschalfestigkeit, der Offenzeit, des Schalungsdruckes und damit der Betoniergeschwindigkeit und der Qualitätsanforderungen hinsichtlich Dichtigkeit der verwendeten Schalung untersucht und in enger Zusammenarbeit mit dem Bauherrn, dem Land Tirol, und der bauausführenden Firma (Beton und Monierbau Innsbruck) abgestimmt werden.

Für die Rezepturentwicklung erwies sich das Spezialbindemittel ViscoCem wieder einmal als beste Lösung zur Entwicklung einer stabilen SCC-Rezeptur in Verbindung mit den vor Ort verfügbaren Gesteinskörnungen und handelsüblichen Fließmitteln auf Polycarboxylatbasis von BASF. Das Fließmaß wurde auf einen Wert zwischen 62 und 65 cm eingestellt.

Die Fragen des Schalungsdrucks wurden an Hand einer Probeschalung im Werk Vils abgeklärt. Es zeigte sich dabei überraschenderweise, dass der Schalungsdruck bei einer Betoniergeschwindigkeit von 4 Stunden pro Ring keinerlei Probleme erwarten ließ, solange der Beton nicht gerüttelt wird. Der maximal gemessene Schalungsdruck bei 8 m Betonierhöhe betrug lediglich 0,5 bar. Wurde jedoch ein Aussenrüttler zugeschaltet, so stieg der Schalungsdruck innerhalb weniger Sekunden auf den nahezu hydrostatischen Wert von 1,8 bar an. Da die Ringschalung auf maximal 0,8 bar ausgelegt war, wurde von uns verfügt, dass von vorneherein keine Schalungsrüttler vorzusehen sind und auch sonst jegliches Rütteln zu unterbleiben habe. Damit setzten wir uns dem vollen Risiko eines Misserfolgs aus. Ein schneller Wechsel auf eine Standardbetonrezeptur war somit ohne Bauverzögerung nicht mehr möglich.

Die Ausschalfestigkeit nach 12 Stunden betrug bei der im Vorfeld durchgeführten Eignungsprüfung 4,5 MPa, was eine ausreichende Reserve gegenüber der Vorgabe von 3 MPa der Innenschalenrichtlinie darstellte.

Das Bauwerk ist inzwischen zur vollsten Zufriedenheit des Bauherrn und der beteiligten Partner abgeschlossen worden.

Besonders wohltuend empfand die Tunnelmannschaft die nicht mehr zu spürende Lärmbelastung durch Schalungsrüttler.



Betoniervorgang



Nach dem Ausschalen

Gleitschalungsbeton für einen Schacht mit 49° Steigung

Kurzfassung

Das Grossprojekt Kraftwerk Kops II im Montafon wird in drei Bauabschnitten errichtet:

Baulos 1 umfasst den 5,5 km langen Druckstollen Versal II, welcher vom Speichersee Kops aus in Richtung Tafamunt aufgeföhren wird.

Der Druckschacht, welcher mit einer Länge von rund 1.100 m eine Höhe von 700 m überwindet, sowie das zwischen Druckschacht und Druckstollen situierte Wasserschloss sind im Baulos 2 zusammengefasst.

Das vollständig im Berg untergebrachte Krafthaus mit seiner mächtigen Kaverne von 61 m Höhe, 90 m Länge und 30 m Breite ist neben zahlreichen Zugangs- und Unterwasserstollen Auftrag des Bauloses 3.

Der Beton für die Baulose 2 und 3 wurde direkt auf der Baustelle erzeugt, das Baulos 1 ist nahezu vollständig aus einem Tiroler Transportbetonwerk versorgt worden.

Betontransport Tafamunt

Mit Ausnahme des Druckschachtes konnten sämtliche Bauabschnitte für das Baulos 2 nur über Materialeilbahnen versorgt werden. Eine andere Zufahrtsmöglichkeit bestand nicht. Eine Materialeilbahn mit einer Traglast von 12 t versorgte die Baustelle mit Baumaschinen und –material, mit massiven Teilen und Auskleidungsrohren für den Stahlausbau sowie mit weit mehr als 40.000 m³ Beton.

Die Seilbahn Tafamunt stand – neben einer eingeschränkten touristischen Nutzung während der Sommersaison - hauptsächlich für das Personal zur Verfügung und übernahm je nach Bedarf zusätzliche Betontransporte.

Während der Bauphase ist eine zusätzliche Materialeilbahn in Betrieb genommen worden, welche bei großen Betonierabschnitten in Tafamunt die Anlieferkapazität erhöhen sollte.

Betontechnologie

Zusammen mit der Oberkammer dient der Steigschacht als Ausgleichsgefäss, welches die gewaltigen Drücke in Folge von Druckwechseln und enormer Strömungsgeschwindigkeiten von Wasser und Luft während des Umschaltens vom Turbinen- auf den Pumpbetrieb entspannen muss. Als Anforderungen an den Festbeton waren die Festigkeitsklasse C25/30 mit der Expositionsklasse B4 vorgegeben.

Anhand von geeigneten Laborprüfmethoden lassen sich im Allgemeinen die Rezepturen für die normgemäss geforderten Frisch- und Festbetoneigenschaften weitgehend vorbestimmen. Um jedoch den komplexen Einbaubedingungen hinsichtlich Betonnachschiebung und Betonierablauf sowie der betontechnologischen Bedürfnisse einer Gleitschalung in 49° geneigter Lage baupraktisch gerecht zu werden, war die Umsetzung aus reinen Laborergebnissen nicht ausreichend.

Bedingt durch einen unvermeidbaren sechsmaligen Betonumschlag war die Transportdauer zwischen Herstellung und dem Einbauort bei optimalen Anlieferungsbedingungen nicht unter 80 Minuten zu bekommen.

Dies bedeutete an der Einbaustelle eine stündliche Anliefermenge von rund 6 m³, was einer Füllhöhe in der Schalung von ungefähr 30 cm entsprach. Bei einer Schalungshöhe von 100 cm musste somit der eingebaute Beton innerhalb von drei Stunden jedenfalls ein ausreichendes Mass an Grünstandfestigkeit erreicht haben, um ein kontinuierliches „Ziehen“ der Schalung zu gewährleisten. Zudem war der Beton in seiner Zusammensetzung derart

einzubauen, dass während des Ziehvorganges keine inakzeptablen Gefügeschädigungen entstehen konnten.

Über den gesamten Betonierzeitraum von 25 Tagen befanden sich 13 m³ Auskleidungsbeton – aufgeteilt auf sechs einzelne Transporteinrichtungen, welche jeweils einander ihre Fracht übergaben – in Richtung Einbaustelle auf der Strecke. Da die bautechnische Vorgabe eine möglichst fugenlose Auskleidung vorsah, war eine Unterbrechung der Lieferkette unbedingt zu vermeiden. Dies stellte eine besondere Herausforderung an die ausführenden Unternehmen dar.

Die Expositionsklasse, die betontechnologischen Ansprüche einer gleitenden Schalung zusammen mit der aussergewöhnlichen Betonlogistik waren schliesslich die zentralen Punkte bei der Betonplanung.

Verfasser:

Erich Galehr
beton.Q Galehr KEG
Augarten 4
6824 Schlins

10. November 2007

