

Zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen im jungen und erhärteten Zustand mit der Impact-Echo-Technik

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Ralf Beutel
aus Ruit auf den Fildern

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl

Tag der mündlichen Prüfung: 29. Juli 2009

Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Universität Stuttgart

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeiten als wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart. Die aufgeführten Untersuchungen wurden im Rahmen einer durch die Deutsche Forschungsgesellschaft (DFG) geförderten Forschergruppe „FOR 384“ durchgeführt.

Ermöglicht hat mir diese Arbeit Herr Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. H.-W. Reinhardt, dem dafür mein besonderer Dank gilt. Durch seine stetige und wohlwollende Förderung sowie seinen fachlichen Rat und seine wertvollen Anregungen hat er mich stets unterstützt und zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl für sein Interesse an dieser Arbeit und die Übernahme des Mitberichtes.

Danken möchte ich auch allen an der Forschergruppe beteiligten Mitgliedern. Die im Rahmen der Forschergruppe stattfindenden Sitzungen und Workshops waren stets eine wissenschaftliche Bereicherung. Aus den zahlreichen Diskussionsrunden entstanden hilfreiche Anregungen und Ideen. Insbesondere Herrn Dr. Frank Schubert vom Fraunhofer-Institut für zerstörungsfreie Prüfverfahren (IZfP) in Dresden danke ich für die Durchführung numerischer Berechnungen mit dem EFIT-Programm. Nicht zuletzt sei an dieser Stelle der DFG gedankt, die durch ihre finanzielle Förderung diese Forschergruppe erst ermöglichte.

Weiterhin sei allen Mitarbeitern des Instituts für das freundschaftlich kollegiale Umfeld gedankt. Besonders die Kollegen der ZFP-Arbeitsgruppe haben mir stets mit Rat und Tat geholfen. Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian U. Große danke ich für seine Unterstützung. Ebenso danke ich Herrn Dr. Jochen Kurz, Herrn Dr. Hans-Jürgen Ruck, Frau Anne Jüngert, Herrn Sebastian Bachmaier, Herrn Dr. Florian Finck und Herrn Dr. Markus Krüger für die Hilfe bei der Lösung von Problemen und für die Fachdiskussionen rund um die zerstörungsfreie Prüfung. Des Weiteren möchte ich mich ganz herzlich bei Herrn Günther Schmid, Herrn Gerhard Bahr und Herrn Markus Schmidt für die tatkräftige Hilfe bei der Durchführung meiner Messungen und für die Unterstützung bei technischen Problemstellungen bedanken. Zudem waren mir meine Diplomanden und wissenschaftlichen Hilfskräfte, Frau Christiane Leuze, Herr Christian Strauß, Frau Chrisoula Vassiliou, Herr Ilijan Manolov, Herr Holger Weng, Herr Karl-Heinz Nirschl und Herr Cüneyt Demirci, durch ihren unermüdlichen Einsatz und Fleiß eine große Hilfe bei der Durchführung der Versuche und bei der Pflege und Wartung des Forschergruppen-Servers.

Ein ganz besonderer Dank gilt auch den „guten Seelen“ des Instituts, Frau Simone Stumpp, Frau Hella Schmid und Frau Gisela Baur. Durch ihre geduldige und engagierte Hilfe bei der Bewältigung organisatorischer Aufgaben waren sie mir vor allem während der Zeit in meiner Funktion als Geschäftsführer der Forschergruppe stets eine große Unterstützung.

Besonders hervorzuheben ist auch die Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart (Otto-Graf-Institut), die mir jederzeit ermöglichte, die Einrichtungen für meine praktischen

Versuche zu nutzen. Danken möchte ich allen Mitarbeitern und Kollegen, die zur Fertigstellung dieser Arbeit beigetragen haben, insbesondere Herrn Akad. Dir. Kurt Zeus, Herrn Dr. Karim Hariri, Frau Akad. ORn Christina Laskowski und Herrn Dr. Christian Öttl für ihre vielfältige Unterstützung. Herrn Dr. Michael Stegmaier danke ich für die Mithilfe bei der Korrektur.

Meinen Eltern und meiner Schwester möchte ich dafür danken, dass sie stets an mich glaubten und mich in jeder Hinsicht unterstützten. Hauptsächlich aber gilt mein Dank meiner Frau Katharina und meiner Tochter Marlene für ihre Geduld und fortwährende Ermutigung sowie die tatkräftige Hilfe bei der Korrektur.

Abstract

Non-destructive Testing of Concrete Elements at Early-Age and at Hardened Condition Using the Impact-Echo Method

Impact-echo is a non-destructive testing method based upon ultrasonic wave, working in reflection. The impact-echo method uses elastic waves at a low frequency range generated by a mechanical impact on the surface. In the building industry the impact-echo method is used for quality assurance during construction work, for inquiries of the basic structure of a building and for failure analysis of concrete structures. In particular, common tasks are to determine thickness and to localize flaws on on-sided accessible structures. This method is applied for determine thickness in tunnel walls.

The objective of the research presented in this paper is to explore the capability of the impact-echo method. A new hardware was developed to improve the use and the performance of impact-echo testing. In addition, this application was examined for the evaluation of early-age mechanical properties of concrete.

In a first part of the research presented in this work, the characteristics of wave reflection were evaluated at test specimens detecting unusually small thickness of concrete sections and localizing tendon ducts. Within a thickness range of about 7 to 100 cm, the accuracy of this method in determining thickness is very good. Detecting angular areas beneath the surface, the measured value differs from the actual thickness, if thickness increases. Localizing flaws existing near to the surface and small thickness of less than 10 cm were hindered, because of generated flexural waves. Using the wavelet-transformation, the effect of those flexural waves could be clarified.

On a steel reinforced concrete bridge the capabilities and the reliability of the developed impact-echo technique were tested. Several hollow parts could be detected with a good accuracy. As presented in this work, the depth of a tendon duct could not be determined using the impact-echo method, only the lateral position could be declared. In general a direct reflexion can not be occurred because the used wavelength of generated ultrasonic wave is to large compared to the dimension of structure. In this case, the response of the frequency consists of a wave revolving the duct. Thus the measured value of the frequency becomes less compared to the thickness resonance. To detect this effect, a reference measurable value of thickness is necessary.

Closing this chapter comparative performance tests and validation were carried out using several impact-echo systems. The detection of parts of lower thickness and lateral dimensions of flaws these systems showed a good accuracy with repeatable results.

Further, investigations were performed to explore the use of the impact-echo method to evaluate the early-age mechanical properties of non-reinforced concrete slabs. A new impactor was developed for the generation of the impact. An automatically working test system was performed to monitor the developing of setting and hardening of concrete continuously.

In concrete at early-ages the P-wave velocity was successfully determined and testing of setting status could be carried out. Varying the concrete mixtures the different development of setting during the first 24 h was determined. To verify the results, additional ultrasonic transmission tests were performed. A good correlation between the results of P-wave velocity determined by impact-echo and in transmission could be shown.

To evaluate the correlation between the P-Wave velocity and progression of hydration, heat of hydration, elastic modulus and compression strength during hardening of concrete were determined. Regarding the results carried out in the present paper, the current status of concrete strength could be estimated at early-ages.

The impact-echo method is a viable non-destructive method to observe and to evaluate setting and hardening of one-sided accessible concrete elements with well-known thickness. Based on this research, comparative measurements must be conducted for each proportion of concrete mixture, to be used for an empirical relationship.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	iii
Abstract	v
Abkürzungsverzeichnis	3
1 Einleitung	5
2 Zielsetzung und Vorgehensweise	7
3 Physikalische Grundlagen der Ultraschallprüfung	9
3.1 Schwingungen und Wellen	9
3.2 Wellenarten	10
3.3 Schallausbreitung und -schwächung	11
3.4 Schallausbreitung an Grenzflächen: Reflexion, Brechung und Beugung	12
3.5 Auflösung und Eindringtiefe.....	14
3.6 Einflüsse der Prüfbedingungen.....	15
4 Das Impact-Echo-Verfahren	17
4.1 Verfahrensbeschreibung	17
4.2 Schallanregung	20
4.3 Schallaufnehmer und Sensorankopplung	25
4.4 Signalanalyse	26
4.4.1 Die Fourier-Transformation	27
4.4.2 Die Wavelet-Transformation	28
5 Untersuchungen von Betonbauteilen	31
5.1 Bestimmung der Schallgeschwindigkeit.....	31
5.2 Ermittlung der Bauteildicke und Minderdicken	32
5.3 Lokalisierung von Hohlstellen	39
5.3.1 Identifizierung oberflächennaher Fehler durch Biegeschwingungen ...	43
5.3.2 Filterung von Impact-Echo-Signalen mithilfe der Wavelet- Transformation	45
5.4 Lokalisierung von Spanngliedern.....	47
5.5 Untersuchung einer Spannbetonbrücke	50
5.6 Quantitativer Verfahrensvergleich	54

6	Untersuchungen des Erhärtungsverlaufs von Beton	59
6.1	Kenntnisstand der Prüfung zementgebundener Materialien mit Ultraschall	59
6.1.1	Transmissionsverfahren	60
6.1.2	Reflexionsverfahren	61
6.1.3	Zusammenfassende Bewertung	62
6.2	Verfahrensentwicklung	62
6.2.1	Zeitlicher Verlauf der Messparameter in Abhängigkeit des Erhärtungsverlaufs von Frischbeton	64
6.3	Einflussgrößen auf die Schallgeschwindigkeit bei der Erhärtung von Beton.....	70
6.3.1	Ermittelte Verläufe der Schallgeschwindigkeiten aus kontinuierlicher Messung der Resonanzfrequenz während der Erstarrung und Erhärtung	71
6.3.2	Verfahrensvergleich mit weiteren ZFP-Methoden zur Ermittlung des Erhärtungsverlaufs von Beton	77
6.3.3	Ermittlung der Bauteildicke von jungem Beton	80
6.4	Untersuchung der Festigkeitsentwicklung im jungen Alter.....	89
6.4.1	Hydratationswärmeentwicklung und Hydratationsgrad	89
6.4.2	Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit.....	93
6.4.3	Zeitliche Entwicklung der dynamischen Querdehnzahl und des dynamischen E-Moduls	96
6.4.4	Korrelation zwischen Impact-Echo-Messungen und Festigkeitsentwicklung	100
6.5	Eigenschaften und Grenzen des Verfahrens.....	107
7	Empfehlungen für die Praxis	113
8	Zusammenfassung und Ausblick	117
9	Literaturverzeichnis	121
9.1	Normen und Richtlinien.....	126
Anhang		I

Abkürzungsverzeichnis

Kennzeichen:	Einheit:	Bezeichnung:
A	[V]	Amplitude
a	[J/(h·K)]	Kalibrierkonstante des Kalorimeters
b	[J/(h·K)]	Kalibrierkonstante des Kalorimeters
C	[J/K]	Wärmekapazität
d	[m]	Bauteildicke
d _F	[m]	Tiefe einer Fehlstelle
d _{Fmin}	[m]	Minimale messbare Tiefe einer Fehlstelle
d _{Fmax}	[m]	Maximale messbare Tiefe einer Fehlstelle
d _{f,R(t)}	[cm]	Aus der Resonanzfrequenz über die Zeit ermittelte Bauteildicke
D _K	[mm]	Kugeldurchmesser
E _{dyn}	[N/mm ²]	Dynamischer E-Modul
F, F _{max}	[N]	Kraft, maximale auftretende Kraft
f _c	[N/mm ²]	Druckfestigkeit
f _{cm}	[N/mm ²]	mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen
f _{cm(t)}	[N/mm ²]	mittlere Betondruckfestigkeit nach t Tagen
f _a	[Hz]	Abtastfrequenz
f _{max}	[kHz]	Maximal angeregte Frequenz
f _n	[Hz]	Nyquist Frequenz
f _R	[kHz]	Resonanzfrequenz
h	[m]	Höhe; Fallhöhe einer Kugel
l _{min}	[m]	Kleinste seitliche Ausdehnung einer Fehlstelle
l _{krit}	[m]	noch messbare kritische Größe einer Hohlstelle
m	[kg]	Masse
m _a	[g]	Masse des Zuschlags
m _c	[g]	Masse des Zements
m _d	[g]	Masse der leeren Blechdose
m _W	[g]	Masse des Wassers
Q(t)	[J/g]	bis zum Zeitpunkt t freigesetzte Hydratationswärmemenge
Q _{max}	[J/g]	maximale freigegebene Wärmemenge
R _{1,2}	[-]	Reflexionskoeffizienten
R _k	[m]	Kugelradius
r	[m]	Radialer Abstand
r(t)	[-]	Hydratationsgrad
s	[-]	von der Zementart abhängiger Beiwert

Kennzeichen:	Einheit:	Bezeichnung:
$T_{1,2}$	[-]	Transmissionskoeffizienten
ΔT	[K]	Temperaturdifferenz
Δt_i	[h]	Zeitintervall bei der Temperaturmessung zwischen Zeitpunkt t_{i-1} und t_i
t	[s]	Zeit, Laufzeit einer Welle
t_c	[s]	Kontaktzeit einer Kugel beim Auftreffen auf eine Oberfläche
U	[V]	Spannung
v_P	[m/s]	Wellengeschwindigkeit einer P-Welle
v_S	[m/s]	Wellengeschwindigkeit einer S-Welle
v_R	[m/s]	Wellengeschwindigkeit einer Rayleighwelle
w/z	[-]	Wasserzementwert
Z	[kg/(m ² ·s)]	akustische Impedanz
α, β	[deg]	Raumwinkel
α	[J/K]	Wärmeverlustkoeffizient
λ	[m]	Wellenlänge
ρ	[kg/dm ³]	Dichte
ν	[-]	Querdehnungszahl
ν_{dyn}	[-]	Dynamische Querdehnungszahl
λ'	[N/m ²]	1. LAMÉsche Konstante
μ'	[N/m ²]	2. LAMÉsche Konstante bzw. Schubmodul
μ	[J/K]	Wärmekapazität des leeren Kalorimeters
Θ_i	[K]	Erwärmung der Probe zum Zeitpunkt t_i
Θ_{i-1}	[K]	Erwärmung der Probe zum Zeitpunkt t_{i-1}

1 Einleitung

Die Anforderungen an die Qualität der Bauwerke unterliegen nicht nur wirtschaftlichen Gesichtspunkten, sondern betreffen auch ihre Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit. Um diese an das Bauwerk gestellten Anforderungen zu erreichen, sind planmäßige Kontrollen während der Bauzeit, eine Überprüfung bei der Bauabnahme und die regelmäßige Überwachung während ihrer Nutzungszeit erforderlich. Dabei hängt es von der Häufigkeit und der Güte der durchgeführten Prüfungen ab, wie gut man den Zustand eines Bauwerks beurteilen kann. Durch den in den letzten Jahren vermehrten Einzug von Verfahren der zerstörungsfreien Prüfmethodik konnte die Aussagequalität über den Zustand eines Bauwerks wesentlich verbessert werden. Dabei werden nicht nur altbewährte Verfahren eingesetzt, wie die Prüfung der Druckfestigkeit von Beton mit dem Rückprallhammer, sondern auch Neuentwicklungen, die bisher in anderen Bereichen, wie der Medizintechnik, der Geotechnik und dem Metallbau, heimisch waren. Hierzu zählen elektromagnetische Verfahren, wie die Mikrowellentechnik und das Radarverfahren, elektrochemische Verfahren, wie die Potentialfeldmessung, thermografische Verfahren und akustische Verfahren, wie die Ultraschallmessung. Diese Verfahren sind im Bauwesen bei der Feuchtemessung, dem Auffinden von Bewehrungskorrosion, bei bauphysikalischen Untersuchungen und bei Strukturuntersuchungen von Bauteilen nicht mehr wegzudenken. Das zur Ultraschallprüfung zählende Impact-Echo-Verfahren stellt eine dieser zerstörungsfreien Prüfmethoden dar. Dieses Verfahren ist Gegenstand der im Rahmen dieser Dissertation durchgeführten Untersuchungen von Betonbauwerken.



Abbildung 1.1: Überwachung am Bauwerk, links: „Visiting inspector“, Klangprüfung einer Nietverbindung im Stahlbau um 1930 [Hine 1998], rechts: Impact-Echo-Prüfung an einer Spannbetonbrücke 2004.

Eine Fotografie von Lewis W. Hine mit dem Titel „Visiting inspector [HINE 1998] (in Abbildung 1.1 links), zeigt die Tätigkeit eines Bauwerksprüfers bei der Überprüfung einer Nietverbindung des um 1930 in Stahlbauweise errichteten Empire State Buildings. Mittels eines kleinen Hammers wird hier eine Klangprüfung zur Charakterisierung der Verbindungseigenschaften der Nietverbindung durchgeführt. So geben intakte Verbindungen einen

anderen Klang ab als lose Verbindungen. Diese Art der akustischen Prüfung wird auch bei der Überwachung und Prüfung von Ingenieurbauwerken nach DIN 1076 [1999] eingesetzt. Bei Stahlbetonkonstruktionen können so Hohlräume, die sich unterhalb der oberen Bewehrungslage infolge der Volumenzunahme korrodierter Bewehrung gebildet haben, detektiert werden. Physikalisch ausgedrückt, wird mit dem Hammer eine Schallwelle angeregt, die je nach Zustand des Bauteils eine andere Frequenz besitzt. Das Bauteil wird also über dessen angeregtes Eigenfrequenzspektrum charakterisiert. Das ist die Frequenz bei der sich im Bauteil eine stehende Welle ausbildet. Eine Verschiebung dieses Spektrums gibt nun Aufschlüsse über sich ändernde elastische Eigenschaften des Werkstoffs, zum Beispiel aufgrund vorhandener Defekte.

Beim Impact-Echo-Verfahren (Abbildung 1.1 rechts) verhält es sich ähnlich. Mittels eines mechanischen Schlages (engl.: Impact) auf die Oberfläche des Bauteils wird eine Schallwelle erzeugt, deren Antwortverhalten man nun untersucht. Da hierbei Aussagen über die spektrale Zusammensetzung der Schallwellen erfolgen, die zum Teil außerhalb des vom menschlichen Ohr erfassbaren Frequenzbereichs liegen, erfolgen die Messungen der Wellen mit einem hochempfindlichen Sensor, der das Frequenzantwortverhalten charakterisiert. Durch die Speicherung der Daten in einem Messrechner und den Einsatz von verschiedenen Methoden der Signalverarbeitung sind so vergleichende Aussagen auch über tiefer gelegene Strukturen möglich. Im Bauwesen wird das Impact-Echo-Verfahren in der Qualitätssicherung bei der Bauausführung, bei Untersuchungen der Bausubstanz, zum Beispiel im Rahmen einer Inspektion, oder bei einer durchzuführenden Schadensanalyse von Betonbauwerken eingesetzt. Insbesondere sind dies Aufgabenstellungen, die die Dickenbestimmung und das Auffinden von Fehlstellen infolge von Verdichtungsmängeln bei der Herstellung beinhalten.

2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Eine Hauptanwendung des Impact-Echo-Verfahrens liegt in der zerstörungsfreien Ermittlung der Bauteildicke bei nur einseitig zugänglichen plattenartigen Bauwerken. Beispielsweise wird das Verfahren im Tunnelbau eingesetzt, um die tatsächliche Dicke der Betonschicht zu überprüfen und etwaige Minderdicken zu klassifizieren [BRAMESHUBER & WILLMES 1997]. Weitere Anwendungen in der Praxis findet das Verfahren auch bei der Lokalisation von Hohlstellen und der Detektierung innerer Strukturen. Hierfür sind jedoch Vorkenntnisse über das Bauwerk notwendig. Bisherige Untersuchungen haben gezeigt, dass, insbesondere bei Bauteilen mit unbekanntem Aufbau, aus den Messergebnissen keine qualitativen Aussagen abgeleitet werden können.

Das Ziel dieser Arbeit ist, die Leistungsfähigkeit des Impact-Echo-Verfahrens genauer zu untersuchen. Mit Hilfe neu entwickelter Hardware soll die Anwendbarkeit und die Aussagegenauigkeit verbessert und auf das Gebiet der Frischbetonanalyse erweitert werden.

Als Ausgangspunkt werden Untersuchungen an ungestörten sowie mit Fehlstellen und Hüllrohren versehenen Testkörpern einfacher und komplexer Geometrie durchgeführt. Anhand von praxisnahen Messungen an Testkörpern und Bauwerken vor Ort wird das entwickelte Messverfahren verifiziert und die Messergebnisse mit anderen Verfahren verglichen. Über die Größe der gemessenen Energie sollen zusätzliche Informationen über die Lage von Spanngliedern und deren Verpresszustand gewonnen werden. Durch die Zuhilfenahme neuer Ansätze im Analyseverfahren, wie die Waveletanalyse, werden weitere Erkenntnisse über das Ausbreitungsverhalten elastischer Wellen im Beton erwartet.

Darüber hinaus wird die Anwendbarkeit des Impact-Echo-Verfahrens für das Einsatzgebiet der Frischbetonanalyse während des Erhärtungsvorgangs überprüft und erweitert. Ziel der Arbeit ist, ein Instrument für die Erhärtungskontrolle von nur einseitig zugänglichen Betonbauteilen zu bekommen. Des Weiteren sollen Dickenmessungen bereits während des Erhärtungsvorgangs ermöglicht werden, um eine Kontrollmöglichkeit direkt am Bauwerk schon während der Herstellungsphase zu schaffen. Damit die Ergebnisse der Impact-Echo-Messungen in Relation zu den Erhärtungseigenschaften der untersuchten Betone gesetzt werden können, werden, neben der Schallgeschwindigkeit und der Schallenergie, die Druckfestigkeit, der Hydratationsgrad und der dynamische E-Modul des jungen Betons ermittelt.

Um die Wechselwirkungen von angeregten Schallwellen mit den gegebenen Bauteilstrukturen zu verdeutlichen, werden in der vorliegenden Arbeit zunächst einige allgemeine physikalische Grundlagen zur Ultraschallprüfung erläutert. In einem weiteren Kapitel wird die Vorgehensweise der Impact-Echo-Methode vorgestellt und auf die Neuentwicklung bei der Impactanregung eingegangen. Danach folgen die Untersuchungen mit dem entwickelten Messsystem an verschiedenen Betonkonstruktionen. In einem zweiten Teil werden dann die Ergebnisse der Untersuchungen während des Erhärtens von Beton

vorge stellt und erläutert. Der bisherige Wissensstand ist in dieser Arbeit den einzelnen Kapiteln thematisch zugeordnet.

Am Ende werden im Kapitel 7 die bei dieser Arbeit erlangten Erfahrungen über die Anwendbarkeit des Verfahrens wiedergegeben und Empfehlungen für die Praxis ausgesprochen. Abschließend folgen eine Zusammenfassung der Erkenntnisse und ein Ausblick.

3 Physikalische Grundlagen der Ultraschallprüfung

Bei den für die Ultraschalltechniken im Bauwesen eingesetzten Wellen handelt es sich um elastische Wellen, die auf periodischen, mechanischen Verformungsvorgängen basieren. Hierbei ist die zeitliche und räumliche Ausbreitung der Wellen von der Beschaffenheit des durchschallten Mediums abhängig. Zu beobachtende Wellenphänomene erlauben somit Rückschlüsse auf den Werkstoff und auf seine schädigungsbedingten Veränderungen. Die richtige Interpretation von Messergebnissen setzt jedoch die Kenntnis der Wellenphysik, der Eigenschaften des Messobjekts und der Grenzen und Möglichkeiten eines auf Wellenausbreitung basierenden Messsystems voraus. Das folgende Kapitel gibt eine Übersicht über die wesentlichen Grundlagen. Weiterführende Beschreibungen und Vorgänge der physikalischen Wellentheorie finden sich u. a. in GROBE [1996], SCHUBERT [1999] und im DGZFP-MERKBLATT B4 [1999].

3.1 Schwingungen und Wellen

Eine Schwingung bezeichnet den Verlauf einer Zustandsänderung eines Masseteilchens, das aufgrund einer Störung aus dem Gleichgewicht und infolge einer rücktreibenden Kraft wieder in die Richtung des Ausgangszustandes gebracht wird. Schwingt das System mit einer pendelnden Bewegung um seine Ruhelage und durchläuft nach einem festen Zeitintervall wiederholt den Ausgangszustand, so erfolgt die Schwingung periodisch.

Eine Welle entsteht durch die zeitlichen und räumlichen Veränderungen der Schwingungszustände der Teilchen. Die dabei entstehende Wellenfront breitet sich mit der Geschwindigkeit v kugelförmig nach allen Seiten im Medium aus.

Bei der Ultraschallprüfung werden im Bauteil durch einen an der Oberfläche angekoppelten Schallgeber oder durch einen Stoß elastische Wellen angeregt. Wichtige Kenngrößen der Wellen sind deren Amplitude, die Ausbreitungsgeschwindigkeit v , die Frequenz f und die Wellenlänge λ . Die Wellenlänge ist der regelmäßige Abstand der Teilchen mit gleichem Schwingungszustand, die Frequenz ist die Anzahl der Schwingungen eines Systems pro Sekunde. Sie sind mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit wie folgt verknüpft:

$$f = \frac{v}{\lambda} \quad (\text{Gl. 3.1})$$

Als Ultraschall werden die Schallwellen benannt, deren Frequenzbereich oberhalb des hörbaren Bereichs des menschlichen Ohrs liegt. Der Messfrequenzbereich erstreckt sich von 20 kHz bis etwa 10 MHz. Für Messungen an Betonbauteilen werden in der Regel Schallwellen mit Frequenzen zwischen 1- 300 kHz verwendet.

3.2 Wellenarten

Schallwellen können sich in einem Medium mit verschiedenen Wellentypen ausbreiten. Man unterscheidet dabei Raum- und Oberflächenwellen. Bei den elastischen Wellen in Festkörpern ist die Raumwelle die bekannteste Form. Sie breitet sich als Kugelwelle vom Anregungsort durch den Festkörper aus. Die Wellenausbreitung lässt sich in zwei Richtungskomponenten einteilen. Entspricht die Ausbreitungsrichtung der Welle der Schwingungsrichtung der Teilchen, wird die Welle *Kompressions-, Longitudinal- oder Druckwelle* genannt. Stehen die beiden Richtungen rechtwinklig zueinander, so bezeichnet man die Welle als *Scher- oder Transversalwelle*. Die Scherwelle kann sich nur in Medien ausbreiten, deren Gefüge Scherkräfte aufnehmen können bzw. richtungsabhängige Rückstellkräfte besitzen. In Gasen und in Flüssigkeiten mit geringer Viskosität kann sich daher nur die Kompressionswelle ausbreiten. Die Geschwindigkeit der Schallwellen wird im Wesentlichen von den physikalischen Materialeigenschaften, dem Elastizitätsmodul und der Dichte beeinflusst.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Kompressionswelle v_P und der Scherwelle v_S lassen sich in Abhängigkeit des dynamischen E-Moduls E_{dyn} , der Dichte ρ und der Querdehnzahl ν wie folgt ausdrücken:

$$v_P = \sqrt{\frac{E_{dyn}(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (Gl. 3.2)$$

$$v_S = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{2\rho(1+\nu)}} \quad (Gl. 3.3)$$

Die Querdehnzahl charakterisiert das Verhältnis der Geschwindigkeiten v_P und v_S . Sie setzt sich aus den LAMÉschen Konstanten λ' und μ' zusammen:

$$\nu = \frac{\lambda'}{2(\lambda' + \mu')} \quad (Gl. 3.4)$$

Für einen Werkstoff mit linear-elastischen Eigenschaften liegt die Querdehnzahl unabhängig von der Größe einer aufgetragenen Spannung in einem Bereich von $0 < \nu < 0,5$. Im elastischen Bereich von Beton liegt ν zwischen 0,15 und 0,25. Daraus folgt, dass das Geschwindigkeitsverhältnis der beiden Raumwellen im homogenen, isotropen Vollraum immer größer eins ist:

$$\frac{v_P}{v_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} > 1 \quad (Gl. 3.5)$$

Daher ist die Wellengeschwindigkeit der Kompressionswelle stets größer als die der Scherwelle. Für die Kompressionswelle wird, da sie als erstes am Ort eines Aufnehmers eintrifft, auch im Allgemeinen der Name *P-Welle* (P = primär) verwendet. Die Scherwelle dagegen, die als zweites am Aufnehmer eintrifft, wird als *S-Welle* (S = sekundär) bezeichnet.

An der Oberfläche eines Mediums kommen noch weitere Wellentypen dazu: Die Rayleigh- und die Love-Welle, die beide zu den sogenannten Oberflächenwellen gehören. Die Rayleigh-Welle kann an der Oberfläche eines homogenen Halbraums entstehen. Sie setzt sich aus der Überlagerung einer P- und einer S-Welle zusammen. Die Love-Welle existiert dagegen nur in geschichteten Medien. Es ist eine in der Horizontalebene schwingende S-Welle, die zwischen Oberfläche und Schichtgrenze vielfach hin- und herreflektiert wird. Diese Wellenform tritt daher nicht im homogenen Halbraum auf.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit v_R der Rayleighwelle lässt sich in Abhängigkeit der Scherwellengeschwindigkeit ausdrücken:

$$v_R = \frac{0,87 + 1,12 \cdot \nu}{1 + \nu} \cdot v_S \quad (\text{Gl. 3.6})$$

Darüber hinaus gibt es noch die Dehn- oder BiegeWellen (Lamb-Wellen) und die Torsionswellen. Sie treten vorwiegend in Körpern auf, deren Abmessungen bezogen auf die Betrachtungsebene kleiner sind als die Wellenlänge ($\lambda \gg a, b$) oder bei Grenzflächen und Hohlräumen, deren Tiefenlage kleiner ist als die Wellenlänge. Die entstehenden Wellentypen unterscheiden sich im Deformationsverhalten und in der Geschwindigkeit von den longitudinalen und transversalen Raumwellen. Die auftretenden Wellen enthalten longitudinale und transversale Verschiebungskomponenten.

Da in dieser Arbeit die P-Welle die hauptsächlich betrachtete Wellenart ist, ist im Folgenden mit der Schallgeschwindigkeit die Wellengeschwindigkeit der P-Welle gemeint.

3.3 Schallausbreitung und -schwächung

Die Intensität einer Schallwelle wird beim Durchlaufen eines Werkstoffs von dessen stofflichen Eigenschaften beeinflusst. Infolge von Absorption, Streuung, Reflexion, Brechung und Dispersion nimmt die Energie der Welle mit zunehmendem Laufweg ab. Hinzu kommt die geometrische Schallschwächung.

Bei der Absorption wird die Bewegungsenergie in Wärme umgewandelt. Dies erfolgt aufgrund innerer Reibungsprozesse, die bei den durch die Schallwelle angeregten Schwingungen der Elementarbausteine entstehen. Die Absorption nimmt mit zunehmender Frequenz zu. Bei der Ultraschallprüfung von Betonbauteilen werden Schallwellen mit niedriger Frequenz verwendet, sodass die Absorption hier von geringer Bedeutung ist.

In Abhängigkeit der Wellenlänge kommt es an Inhomogenitäten im Bauteil, wie zum Beispiel Bewehrung, Zuschlägen, Luftporen oder Rissen, zu Streuungen durch Beugung und Reflexion der sich ausbreitenden Schallwelle. Dadurch „zerläuft“ die Wellenfront und verursacht eine Verteilung der Energie in alle Raumrichtungen (Abbildung 3.1). Aufgrund der Frequenzabhängigkeit werden hochfrequente Anteile stärker gestreut als niederfrequente (Dispersion). Dies führt bei einem breitbandigen Impuls dazu, dass mit zunehmendem Laufweg die hochfrequenten Anteile quasi herausgefiltert werden.

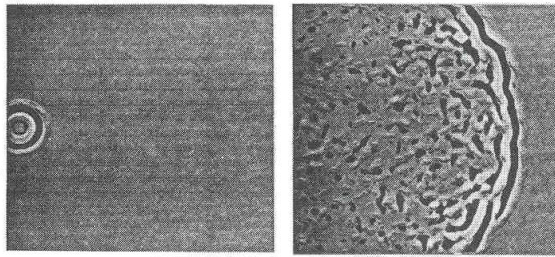


Abbildung 3.1: Streuung einer modellierten Wellenfront im Bauteil; links: Beginn der Wellenausbreitung, rechts: Wellenfront zum späteren Zeitpunkt

Bei der geometrischen Schallschwächung kommt zum Tragen, dass die Gesamtenergie, die pro Zeiteinheit durch eine den Sender umschließende Kugeloberfläche begrenzt wird, immer konstant ist. Deshalb nimmt die Amplitude der Welle mit zunehmendem Radius r ab. Zudem hängt die Energie, die eine Welle pro Fläche und Zeit transportiert, von dem Quadrat der Amplitude A ab. Für die ortsabhängige Wellenamplitude einer Raumwelle im mehrdimensionalen Fall gilt also:

$$4 \pi r^2 A^2 = \text{const.} \rightarrow A \sim 1/r \quad (\text{Gl. 3.7})$$

Dieses Abstandsgesetz stellt eine Idealisierung für ein verlustfreies Medium im stationären Zustand dar, sodass nur für große Abstände zur Schallquelle dieses Modell eine gute Beschreibung gibt.

3.4 Schallausbreitung an Grenzflächen: Reflexion, Brechung und Beugung

Trifft die Schallwelle an eine Grenzfläche eines Mediums, so wird ein Teil der Schallenergie reflektiert, der andere in das zweite Medium transmittiert. Eine Grenzfläche stellt den Übergang zu einem zweiten Medium dar, zum Beispiel am Ende eines Betonbauteils der Übergang von Beton zu Luft oder der Anschluss an einen Felsen. Aber auch innerhalb des Bauteils kann eine sich ändernde Struktur, zum Beispiel ein eingebautes Hüllrohr oder eine Hohlstelle, zu Reflexionen führen. Der jeweilige reflektierte und transmittierte Anteil hängt von der akustischen Impedanz Z_1 und Z_2 des jeweiligen Mediums 1 und 2 bzw. dem sich daraus ergebenden Impedanzunterschied ab. Bei elastischen Wellen ist die Impedanz das Produkt aus der Wellengeschwindigkeit und der Dichte. Der Amplitudenreflexionskoeffizient $R_{1,2}$ ist gegeben durch:

$$R_{1,2} = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} = \frac{\rho_2 v_2 - \rho_1 v_1}{\rho_2 v_2 + \rho_1 v_1} \quad (\text{Gl. 3.8})$$

Wird R negativ, so tritt ein Vorzeichenwechsel in der Auslenkung der reflektierten Welle auf. Die Intensität der reflektierten Welle berechnet sich aus dem Quadrat des Amplitudenreflexionskoeffizienten.

Trifft nun die Schallwelle in einem Winkel α auf die Grenzfläche, so wird sie unter einem Winkel β in das Medium 2 gebrochen. Die Berechnung des Brechungswinkels wird nach dem Snellius'schen Brechungsgesetz, das sich aus dem Einfallswinkel und den Wellengeschwindigkeiten der beiden Medien ergibt, berechnet:

$$\frac{\sin\alpha}{\sin\beta} = \frac{v_1}{v_2} \quad (\text{Gl. 3.9})$$

An der Grenzfläche der beiden Festkörper entsteht zusätzlich eine Modenkonzersion. Abbildung 3.2 zeigt schematisch, wie bei einer einfallenden P-Welle deren Reflexion und Transmission an der Grenzschicht, jeweils neben einem longitudinalen auch ein transversaler Anteil entsteht. Die dabei entstehende Transversalwelle wird unter einem kleineren Winkel α_T bzw. β_T reflektiert bzw. transmittiert, da deren Geschwindigkeit kleiner ist als die der P-Welle.

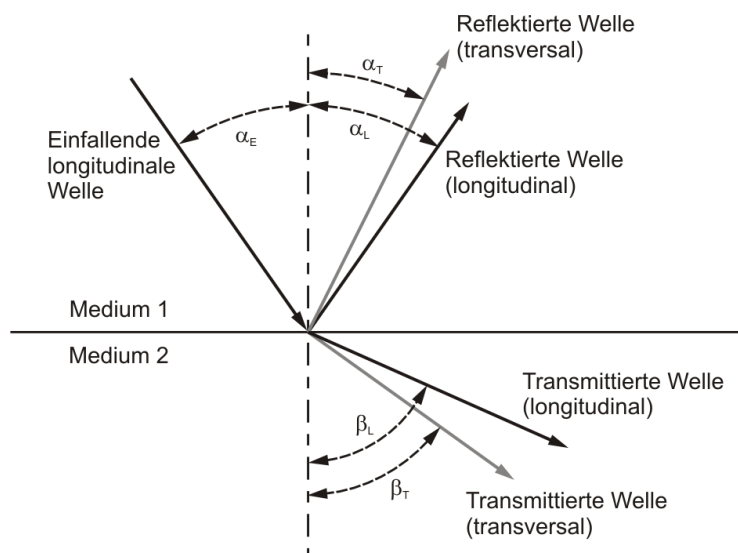


Abbildung 3.2: Reflexion, Brechung und Modenkonzersion einer einfallenden P-Welle

Bei Grenzflächen im Bauteilinneren, wie zum Beispiel bei Hohlräumen, tritt neben einer Reflexion an der Oberfläche des Hohlraums auch eine Beugung an den Rändern dieser Grenzschicht auf. Hierbei entstehen wiederum Kugelwellen, deren Ausgangspunkte an den äußeren Enden einer sich ändernden Geometrie liegen. Durch die Beugung wird ein Anteil der Welle um die Fehlstelle quasi herumgeleitet (Abbildung 3.3) und erst dann an der Bauteilunterseite reflektiert. Dies kann dazu führen, dass bei im Verhältnis zur Wellenlänge kleinen Fehlstellen (zum Beispiel Hüllrohre) das über der Fehlstelle gemessene Antwortsignal nicht einer an der Fehlstelle direkt reflektierten Welle entspricht. Vielmehr wird hier die Reflexion der zuerst die Fehlstelle umlaufenden und dann an der Bauteilrückwand reflektierten Welle gemessen. Aufgrund des längeren Laufwegs stellt man gegenüber der direkten Reflexion an der Bauteilrückwand ohne Fehlstelle im Bereich des Schallweges ein zeitversetztes Signal mit längerer Laufzeit fest.

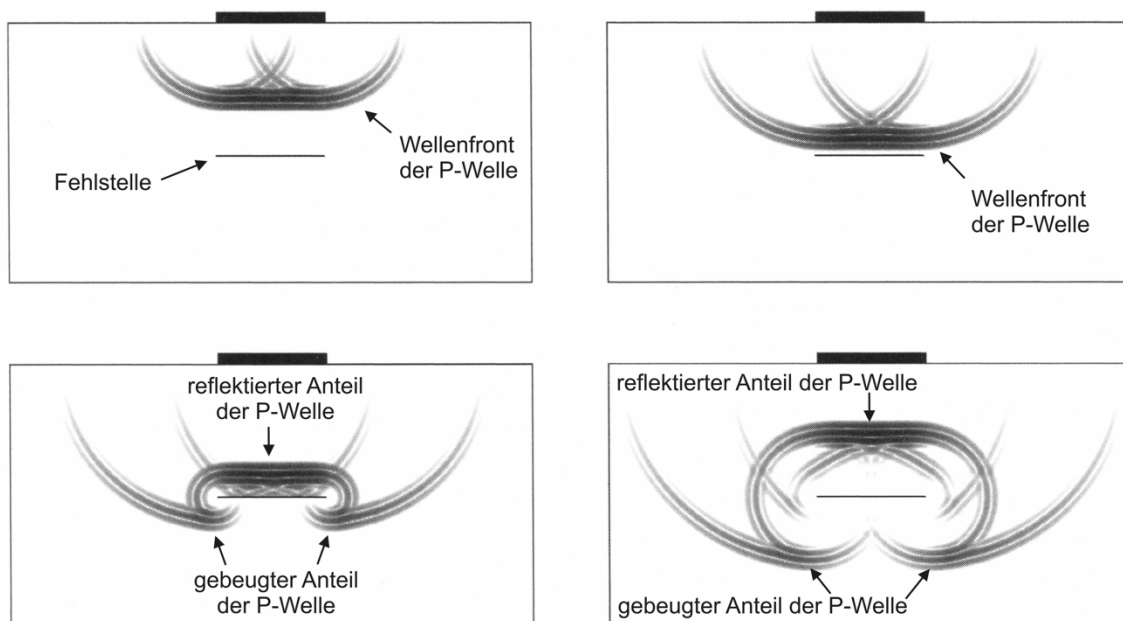


Abbildung 3.3: Reflexion und Beugung einer P-Welle an einem zur Oberfläche parallel verlaufenden Riss. Dargestellt sind vier Zeitpunkte einer simulierten Wellenausbreitung [LANGENBERG ET AL. 2006].

3.5 Auflösung und Eindringtiefe

Bei Ultraschallmessungen werden das Auflösungsvermögen von Strukturen in Betonbauteilen und die Eindringtiefe der Schallwellen von den in den vorigen Kapiteln erwähnten Reflexionen und Streuungen beeinflusst. Ob es zu einer messbaren Reflexion kommt, ist abhängig von dem Verhältnis der Wellenlänge des Schallsignals zur Größe des Reflektors. Ist die Störung größer als die Wellenlänge, so werden die Wellen reflektiert. Je größer also die Frequenz der eingebrachten Schallwelle ist, desto besser können Strukturen aufgelöst werden. Damit allerdings die Schallwellen nicht bereits an den im Beton vorhandenen Zuschlägen gestreut bzw. reflektiert werden, dürfen die Wellenlängen des Ultraschallimpulses nicht zu klein gewählt werden. Die Homogenitätsvoraussetzung ist sonst nicht mehr gegeben. Dies hat zur Folge, dass eine in der Regel vom Prüfer gewünschte hohe Auflösung zu Lasten der Eindringtiefe geht und umgekehrt.

Bei sehr kleinen Fehlstellen fällt der direkte Reflexionsanteil im Vergleich zum gebeugten Anteil sehr gering aus, sodass eine direkte Fehlerortung nicht möglich ist. Im Allgemeinen können Strukturen oder Fehlstellen im Bauteil mithilfe von Schallwellen erkannt werden, wenn deren zur Schallausbreitungsrichtung rechtwinklig stehende laterale Ausdehnung Δl größer ist als die halbe Wellenlänge:

$$\Delta l \geq \frac{\lambda}{2} = \frac{v}{2 \cdot f} \quad (\text{Gl. 3.10})$$

Für Betone mit den üblichen Sieblinien ergeben sich für die Ultraschallprüfung Wellenlängen von etwa 2 - 200 cm. Bei einer typischen Schallgeschwindigkeit für Beton von 4000 m/s erhält man für die klassische Ultraschallprüfung eine Prüffrequenz von etwa 40 bis 200 kHz. Beim Impact-Echo-Verfahren erhält man bedingt durch die Art der mechanischen Anregung Frequenzen im Bereich von etwa 1 bis 80 kHz.

3.6 Einflüsse der Prüfbedingungen

Bei der Bestimmung der Schallgeschwindigkeit im Rahmen einer Ultraschallprüfung am Betonbauwerk sind weitere Faktoren zu berücksichtigen, wenn die ermittelte Geschwindigkeit in Korrelation zu physikalischen Eigenschaften des Betons gesetzt werden soll, wie zum Beispiel für die Abschätzung der Betondruckfestigkeit. In der DIN EN 12504 TEIL 4 [2004] wird u. a. auf den Einfluss der gemessenen Weglänge und der Form und Größe des Testkörpers hingewiesen.

Damit das heterogene Gefüge des Betons von geringem Einfluss ist, ist eine ausreichende Größe des Prüfkörpers in Abhängigkeit der Wellenlänge zum Nenngößtkorn der Gesteinskörnung erforderlich.

Einflüsse der Bauteilfeuchte auf Ultraschallmessungen am Bauwerk spielen eine untergeordnete Rolle. Der Einfluss des Feuchtegehalts ist dann zu berücksichtigen, wenn die ermittelten Schallgeschwindigkeiten von Probekörpern mit denen eines Bauwerks der gleichen Betonrezeptur und des gleichen Alters im Rahmen einer Festigkeitskorrelation verglichen werden sollen. Aufgrund unterschiedlicher Nachbehandlungsbedingungen können hier erhebliche Unterschiede des Hydratationsgrades des Zementsteins vorliegen.

Erfolgt die Ultraschallmessung in einem Temperaturbereich von etwa 10 bis 30°C sind keine negativen Auswirkungen auf die zu messende Schallgeschwindigkeit zu erwarten. Bei niedrigeren Temperaturen kann sich jedoch ein Einfluss der Temperatur auf die bei der Schallwellenmessung verwendeten Sensoren bemerkbar machen. Das Schwinger-massesystem des Sensors wird träger und führt zu einer Verminderung der Messempfindlichkeit.

Weitere Einflüsse auf die Qualität der Schallsignale hat die Betonoberfläche. Je nach Rauigkeit, Verschmutzungsgrad, Grad des Absandens oder bei oberflächennahen Rissen kann die akustische Ankopplung zwischen Beton und Sensor nicht ausreichend sein. Ist dies der Fall, können eine entsprechende Vorbehandlung der Oberfläche sowie die Zuhilfenahme von Koppelmitteln erforderlich werden.

4 Das Impact-Echo-Verfahren

Das *Impact-Echo-Verfahren* ist ein akustisches Prüfverfahren für das Bauwesen, das mit niederfrequenten Schallwellen arbeitet. Es gehört zu den zerstörungsfreien Ultraschall-Prüfverfahren und ermöglicht Dickenmessungen und Ortungen von Fehlstellen bei nur einseitig zugänglichen Stahl- und Spannbetonkonstruktionen. In der Praxis wird diese Methode bereits im Tunnelbau als Kontroll- bzw. Qualitätsprüfung von Tunnelinnenschalen eingesetzt. Eine Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen [RI-ZFP-TU 2001] regelt diesbezüglich die Bauüberwachung von Tunnelbauten, die im Zuge von Bundesfernstraßen neu errichtet werden.

Im folgenden Kapitel werden verfahrensspezifische Grundlagen erläutert sowie Neuentwicklungen dargestellt und deren Eigenschaften erörtert. Weitere Angaben zu den Grundlagen und Anwendungen des Verfahrens sind in der weiterführenden Literatur in BUJARD ET AL. [2001], BRÜHWILER [2001], GROBE & REINHARDT [1992], SANSALONE & STRETT [1997], WIGGENHAUSER [2003], WIGGENHAUSER & TAFFE [2004] und ALGERNON [2006] zu finden.

4.1 Verfahrensbeschreibung

Mittels eines mechanischen Stoßes auf die Oberfläche des Bauteils wird ein akustischer Schallimpuls angeregt, der niederfrequente, elastische Wellen im Bauteil erzeugt. Diese elastischen Wellen breiten sich im Bauteil aus und werden an Grenzflächen zweier Materialien unterschiedlicher Impedanz reflektiert. Reflexionen erfolgen zum Beispiel an der Rückseite eines Bauteils oder an der Grenzfläche zu im Bauteil vorhandenen Hohlräumen. An der Bewehrung und an Hüllrohren tritt allerdings eine Reflexion von Beton zu Stahl nur dann auf, wenn das Verhältnis der Wellenlänge zum Reflektor ausreichend klein ist. Da beim Impact-Echo-Verfahren mit niedrigen Frequenzen gemessen wird, ist trotz ausreichendem Impedanzunterschied zwischen Beton und Stahl im Allgemeinen keine direkte Reflexion zu erwarten (siehe Kap. 5.4).

Durch Überlagerungen der Wellen infolge von Mehrfachreflexionen zwischen der Ober- und Unterseite des Bauteils werden Eigenresonanzen, insbesondere Dickenschwingungen, angeregt. Diese werden im Frequenzspektrum des von einem Sensor aufgenommenen Zeitsignals durch charakteristische Peaks sichtbar. Ebenso zeigen sich die Tiefenresonanzen vorhandener Hohlräume, die sich aus Mehrfachreflexionen zwischen der Bauteiloberfläche und der Oberfläche eines Hohlraums ergeben.

Die reflektierten Wellen werden in der Nachbarschaft des Anregungspunktes mittels eines Sensors, i. d. R. eines Beschleunigungsaufnehmers, mit Punktkontakt zur Oberfläche des Untersuchungsobjekts aufgezeichnet (Abbildung 4.1). Zur Verbesserung der Schallübertragung kann der Sensor mit einem Koppelmittel (dünne Bleiplättchen, Kunststoffkleber oder Wachs) am Bauteil angebracht werden. Die Schallanregung selbst erfolgt mittels einer Stahlkugel oder einem an der Spitze abgerundeten Bolzen.

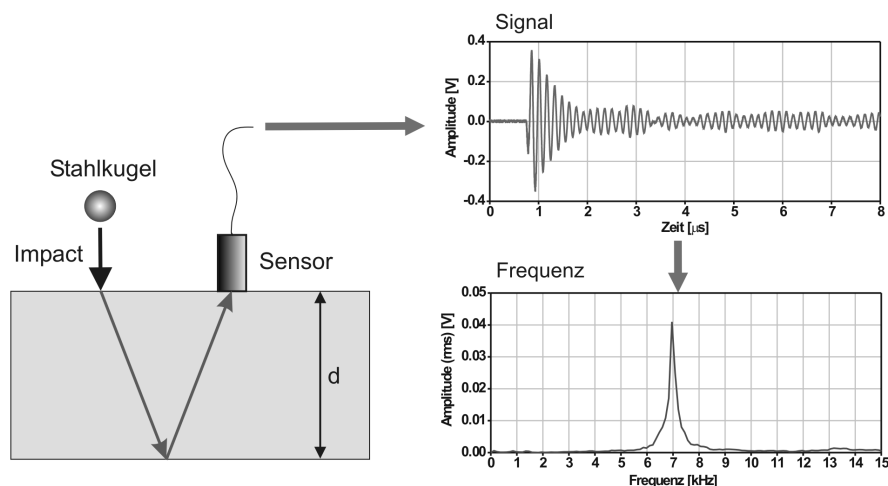


Abbildung 4.1: Schematische Darstellung des Impact-Echo-Verfahrens

Zur Bestimmung der Dicken- bzw. Tiefenresonanz werden die an der Oberfläche registrierten Schallwellen mithilfe der Fourier-Transformation (siehe Kapitel 4.4.1) ausgewertet und deren Frequenzgehalt ermittelt. Diese Resonanzfrequenz f_R tritt an der Stelle des Amplitudenmaximums der berechneten Frequenzspektren auf. Sie entspricht der Frequenz einer Schallwelle, deren Wellenlänge λ doppelt so groß ist wie die Bauteildicke d bzw. der Tiefe d_F eines Hohlraums. Die Wellenlänge ist gegeben durch:

$$\lambda = \frac{v_P}{f} \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Die Resonanzfrequenz f_R lässt sich bestimmen durch:

$$f_R = \frac{v_P}{2 \cdot d} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Nach d aufgelöst erhält man die Dickenresonanzformel, auch Dickengleichung genannt (Gl. 4.3). Mit der im Vorfeld ermittelten P-Wellengeschwindigkeit kann aus der Resonanzfrequenz die Bauteildicke und die Tiefe des Reflektors bestimmt werden. Dieses Verfahren eignet sich besonders bei Bauwerken mit parallelen Grenzflächen sehr gut, da hier bei den auftretenden Mehrfachreflexionen genügend Schallenergie übertragen wird.

$$d = \frac{v_P}{2 \cdot f_R} \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Die Auswertung der aufgezeichneten Messsignale und Darstellung von Messergebnissen der Untersuchungen im Rahmen dieser Dissertation wurden mit der am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart entwickelten Software *IEDA* [BAHR 2003] durchgeführt. Durch eine Vielzahl von Auswertemöglichkeiten, zum Beispiel durch die Anwendung verschiedener Filtermöglichkeiten oder Darstellungsarten, können innere Strukturen der untersuchten Bauteile in den Messergebnissen besser rekonstruiert werden. Um das Signalrauschverhältnis zu verbessern, werden an einem Messpunkt mehrere Messungen durchgeführt und die daraus berechneten Frequenzspektren gemittelt. Dabei empfiehlt es sich, die erste am jeweiligen Messpunkt durchgeführte

Messung nicht in der Auswertung zu berücksichtigen. Veränderungen im Frequenzspektrum, die durch kleine Deformationen auf der Bauteiloberfläche infolge des mechanischen Impacts hervorgerufen werden können, beeinflussen das Ergebnis somit nicht.

Ein Nachteil des Impact-Echo-Verfahrens ist, dass es sich um ein punktuelles Verfahren handelt. Das bedeutet, um Aussagen über die innere Struktur machen zu können, sind mehrere Messungen entlang einer Linie oder entlang mehrerer parallel zueinander liegender Linien notwendig. Die Messgenauigkeit nimmt zu, je kleiner das Messraster gewählt wird. Allerdings wird bei sehr kleinem Messraster der Zeitaufwand zum Teil immens erhöht, sodass bei einer erwünschten hohen Auflösung der Struktur automatisierte Verfahren eingesetzt werden müssen [WIGGENHAUSER & TAFFE 2004]. Zur bildlichen Darstellung werden die Ergebnisse der gemessenen Einzelspektren zu Linienscans, auch *Frequenz-B-Bild* oder *Impact-Echogramm* genannt, aneinandergesetzt. Man erhält eine farblich codierte Konturgraphik, bei der auf der Abszisse die gemessene Wegstrecke und auf der Ordinate die Frequenz dargestellt wird. Die Amplitude der Frequenzen wird in unterschiedlichen Grautönen abgebildet: in den Darstellungen dieser Arbeit wurde weiß für niedrige und schwarz für hohe Amplituden gewählt (Abbildung 4.2). In der Regel werden die Amplituden normiert wiedergegeben, um Einflüsse aus der Sensorankopplung zu minimieren. Bei Untersuchungen zur reflektierten Energie erfolgt eine unnormierte Darstellung. Die Amplitude der berechneten Frequenz wird dann als Effektivwert der Spannung (Abk.: rms, engl.: root mean square) in V wiedergegeben.

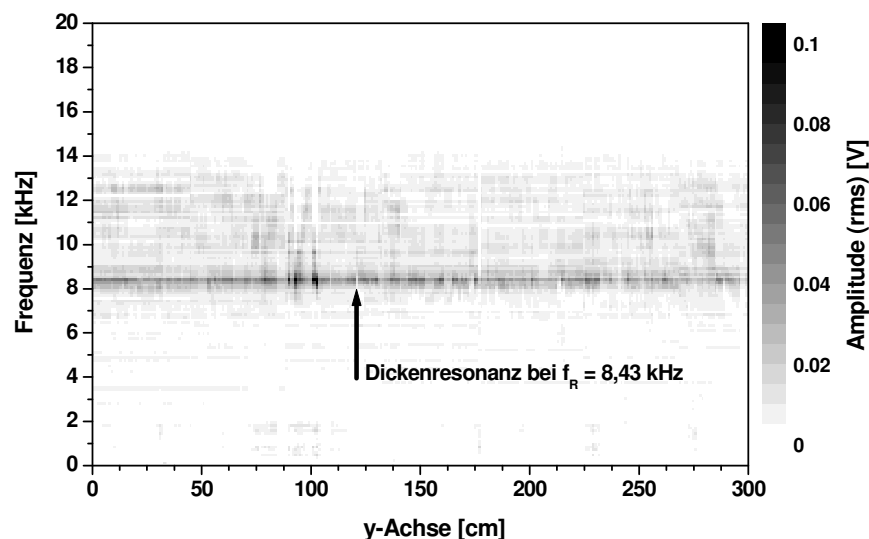


Abbildung 4.2: Ergebnis einer Dickenmessung mit dem Impact-Echo-Verfahren, dargestellt als Impact-Echogramm. Die Dickenresonanz liegt hier bei 8,43 kHz.

Des Weiteren ist bei diesem Verfahren zu beachten, dass die durch den mechanischen Impact ins Bauteil eingebrachte Energie nur zu einem geringen Teil für die Auswertung der Druckwelle zur Verfügung steht (7 %). Der größte Anteil der Schallenergie geht in die angeregte Rayleighwelle (67 %) und die vom Anregungspunkt schräg ins Bauteil verlaufende Scherwelle (26 %) über [LAUSCH ET AL. 2002]. Dies kann bei lateral begrenzten Bauteilen zu negativen Einflüssen auf die Aussagegenauigkeit führen, auf die in Kapitel 5.2 näher eingegangen wird.

4.2 Schallanregung

Beim Aufprall einer Kugel auf die Oberfläche tritt durch die kinetische Energie eine Deformation auf. Geht man davon aus, dass es sich hierbei um eine elastische Verformung handelt, und wird die Kraft beim Stoß nur über einen sehr kurzen Zeitraum aufgebracht, so kann man die dabei entstehende elastische Welle mit der Umwandlung kinetischer Energie erklären. Die Auslenkung der Teilchen ist proportional zur maximalen Kraft der resultierenden Druckwelle, die maximale Kraft wiederum proportional zur kinetischen Energie des Stoßes [SANSALONE & CARINO 1986]. Der elastische Stoß einer Stahlkugel auf einen Festkörper kann näherungsweise mit einer halben Sinuskurve im Kraft-Zeit-Diagramm (Abbildung 4.3 links) beschrieben werden:

$$F = F_{max} \sin \frac{t}{t_c} \pi \quad \text{mit } 0 \leq t \leq t_c \quad (\text{Gl. 4.4})$$

Hierbei ist F_{max} die maximale Kraft und t_c die Kontaktzeit des Stoßes. Das Amplitudenspektrum ergibt sich aus der Fourier-Transformation [BROCH 1970]:

$$|F(f)| = \frac{2 F_{max} t_c}{\pi} \left| \frac{\cos \pi f t_c}{1 - 4 f^2 t_c^2} \right| \quad (\text{Gl. 4.5})$$

Ein Stoßimpuls beinhaltet eine über sämtliche Frequenzen von Null bis unendlich verteilte Energie mit einem kontinuierlich verlaufendem Spektrum (Abbildung 4.3 rechts). Die Abszisse des hier abgebildeten Spektrums ist als Vielfaches des Kehrwertes der Kontaktzeit angegeben. Die Funktion wird zum ersten Mal Null, wenn der Wert $f = 1,5/t_c$ erreicht ist.

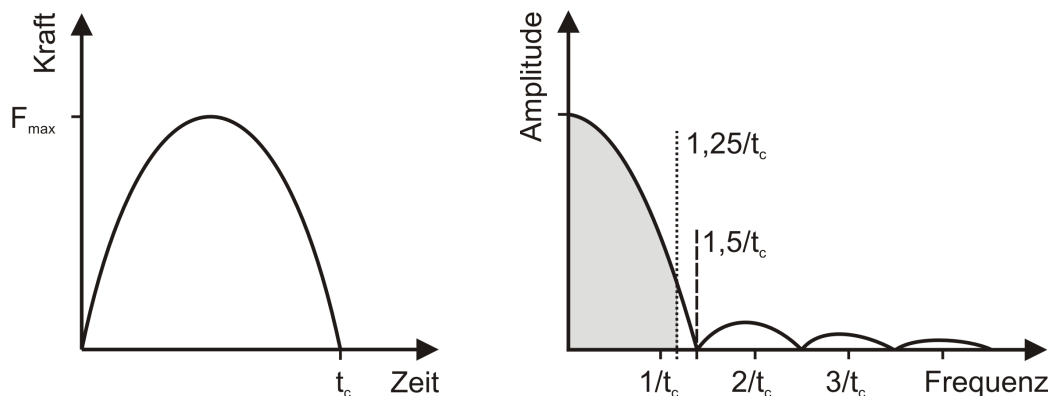


Abbildung 4.3: Schematische Darstellung der Kraft-Zeit-Funktion (links) und ihr Frequenzspektrum (rechts) in Abhängigkeit der Kontaktzeit einer auf die Oberfläche auftreffenden Kugel [SANSALONE & CARINO 1986].

Die Amplitude der erzeugten Welle und die Kontaktzeit t_c beeinflussen dabei die Eigenschaften des Impacts. Die Kontaktzeit ist abhängig von dem Kugeldurchmesser D_K und der kinetischen Energie der Kugel beim Aufprall bzw. der adäquaten Fallhöhe h . Näherungsweise gilt nach SANSALONE & CARINO [1986]:

$$t_c = \frac{0,0043 \cdot D_K}{h^{0,1}} \quad (\text{Gl. 4.6})$$

In der Praxis wird der Impact in der Regel mit einem mechanisch oder elektrisch betriebenen Feder-Mechanismus erzeugt. Bei den meisten Systemen liegt die äquivalente Fallhöhe h zwischen 0,2 m und 4 m, sodass sich für den Term $h^{0,1}$ Werte zwischen 0,85 und 1,15 ergeben. Der Einfluss der Fallhöhe ist deshalb sehr gering, sie wird daher in der Regel bei der Berechnung der Kontaktzeit vernachlässigt [SANSALONE & STREETT 1997]:

$$t_c = 0,0043 \cdot D_K \quad (\text{Gl. 4.7})$$

Die Schallanregung erfolgt manuell oder automatisch. Entweder werden hierfür Stahlkugeln verwendet, die an einem kleinen Stiel befestigt sind oder es wird ein Impactor eingesetzt, bei dem eine Kugel oder ein auf der Stoßseite abgerundeter Bolzen auf die Bauteiloberfläche schnellte. Eine erste am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) erfolgte Entwicklung eines Impactors besteht aus dem Kugelgeber *USIP*. Hierbei handelt es sich um eine Art Schussapparat, in dessen Lauf eine Stahlkugel von 4 mm Durchmesser mittels Druckluft beschleunigt wird [HERB 2003]. Die Energie des Kugelaufpralls ist allerdings bei diesem System nicht regelbar, eine genaue Triggerung des Impactzeitpunktes ist ebenfalls nicht möglich.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher ein neuer Impactor entwickelt [MOTZ ET AL. 2003], nachfolgend auch als *DAI-Impactor* bezeichnet. Dieser ermöglicht eine exakte Positionierung des Impactpunktes, eine automatische Anwendung sowie eine Schallanregung mit konstantem Energieeintrag. Ein integrierter Hubmagnet gibt beim *DAI-Impactor* einen kurzen Stoß auf einen auf der Unterseite abgerundeten Bolzen mit einem Durchmesser von 6 mm. Dadurch erhält man eine gleichbleibende Anregung mit konstanter Impactstärke. Gegenüber manueller Anregung beim Kugelstoß wird die Reproduzierbarkeit der Schallanregung deutlich erhöht. Der Impact kann sowohl manuell am Gerät, als auch extern über ein Trigger-Signal ausgelöst und in insgesamt vier Stärken eingestellt werden. Ebenso ist eine automatisch erfolgende Impactwiederholung einstellbar. Der Energieeintrag beträgt jeweils ca. 0,5 J.

In Abbildung 4.4 sind die angeregten Frequenzbreiten und die Intensitäten bei manueller Anregung in Abhängigkeit vom Kugeldurchmesser sowie bei automatischer Anregung mit den in dieser Arbeit verwendeten Impactoren *USIP* und *DAI* abgebildet. Kugeln mit größerem Durchmesser erzeugen im unteren Frequenzbereich eine höhere Amplitude, dagegen regen kleinere Kugelgrößen ein breiteres Spektrum an.

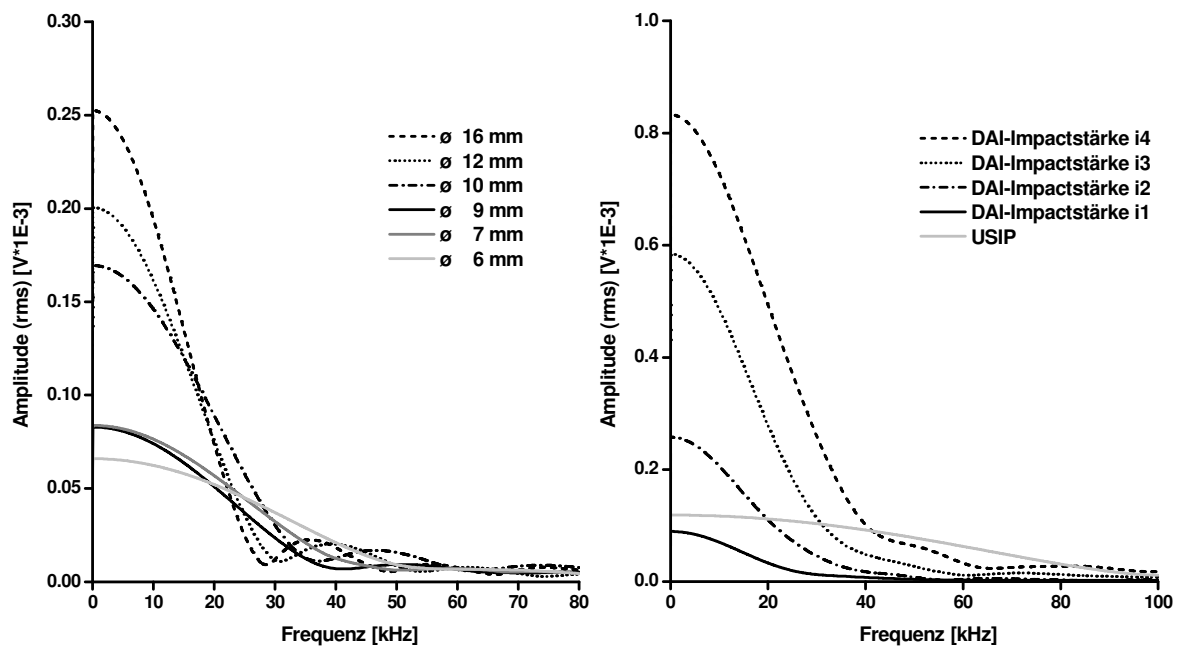


Abbildung 4.4: Vergleich der Bandbreite angeregter Frequenzen und der Intensitäten erzeugter Schallwellen mit verschiedenen Impactarten, links: Stahlkugeln unterschiedlicher Durchmesser, rechts: DAI-Impactor mit Impactstärken i1 bis i4 und USIP-Impactor.

Wie bereits erwähnt, werden bei einem Kugelstoß theoretisch unendlich viele Frequenzen angeregt. Für die Praxis ist jedoch nur der Anfangsbereich des Spektrums nützlich, da die Intensitäten höherer angeregter Frequenzen nicht ausreichend groß genug sind, um ein entsprechendes Antwortverhalten des zu untersuchenden Bauteils zu bekommen. Dies liegt an der stärkeren Dämpfung höherer Frequenzen von Schallwellen im Beton. Für die Impact-Echo-Messungen liegt die mit diesem Verfahren messbare maximal angeregte Frequenz mit ausreichend großer Amplitude in der Regel bei dem Wert $f_{max} = 1,25/t_c$ (Abbildung 4.3 rechts). Setzt man diesen Wert nach t_c aufgelöst in Gleichung 3.7 ein, so erhält man eine direkte Abhängigkeit der maximal angeregten Frequenz zum Kugeldurchmesser [SANSALONE & STRETT 1997]:

$$f_{max} = \frac{291}{D_K} \quad (Gl. 4.8)$$

Eine gute Abschätzung der mit Kugeln maximal angeregten Frequenz bekommt man auch, wenn man f_{max} als den Punkt auf der Kurve des Spektrums definiert, dessen Abszisse, ausgehend von dem Punkt mit der Abszisse $A = 2$ kHz, einen Amplitudenrückgang um -14 dB verzeichnet [LAUSCH ET AL. 2001]. Der Amplitudenrückgang kann dann berechnet werden mit:

$$-14 \text{ dB} = 20 \log \left(\frac{A_{f_{max}}}{A_{2 \text{ kHz}}} \right) \rightarrow A_{f_{max}} = A_{2 \text{ kHz}} \cdot 10^{-0,7} \quad (Gl. 4.9)$$

Abbildung 4.5 zeigt exemplarisch zwei mit verschiedenen Kugelgrößen erzeugte Frequenzspektren und deren ermittelte Werte für f_{max} .

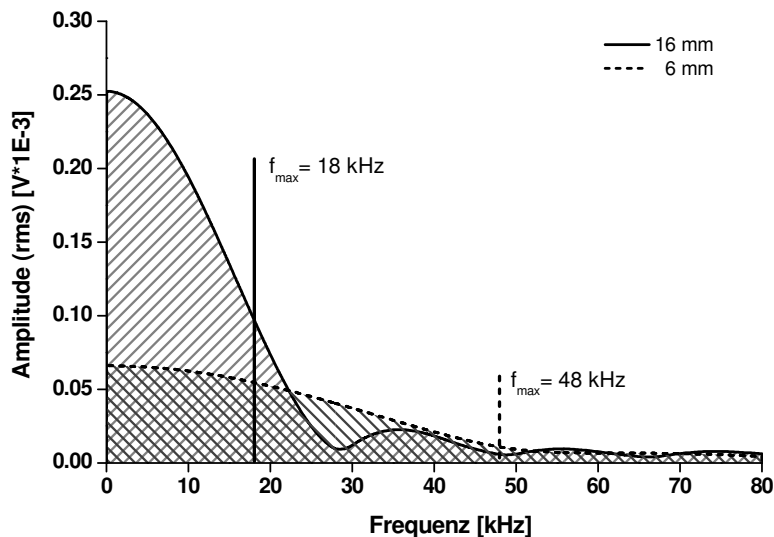


Abbildung 4.5: Vergleich der Bandbreite der angeregten Frequenzen und der Intensitäten erzeugter Wellen zweier Kugeln mit Kugeldurchmesser 6 und 16 mm.

In Abbildung 4.6 sind die ermittelten Werte für f_{max} nach der Methode Sansalone und des Amplitudenrückgangs gegenübergestellt. Ebenso ist in diesem Diagramm die ermittelte maximal angeregte Frequenz mit den beiden in dieser Arbeit verwendeten Impactoren, abhängig von der einstellbaren Impactstärke, dargestellt. Da bei den Impactoren der Energieeintrag der wählbaren Impactstärken zum Teil sehr hoch ist, ist dieser bei der Bestimmung der maximal angeregten Frequenz zu berücksichtigen. Daher wurden die Werte f_{max} der beiden Impactoren nicht nach (Gl. 4.8) sondern über die zur ersten Nullstelle zugehörige Kontaktzeit $1,5/t_c$ ermittelt.

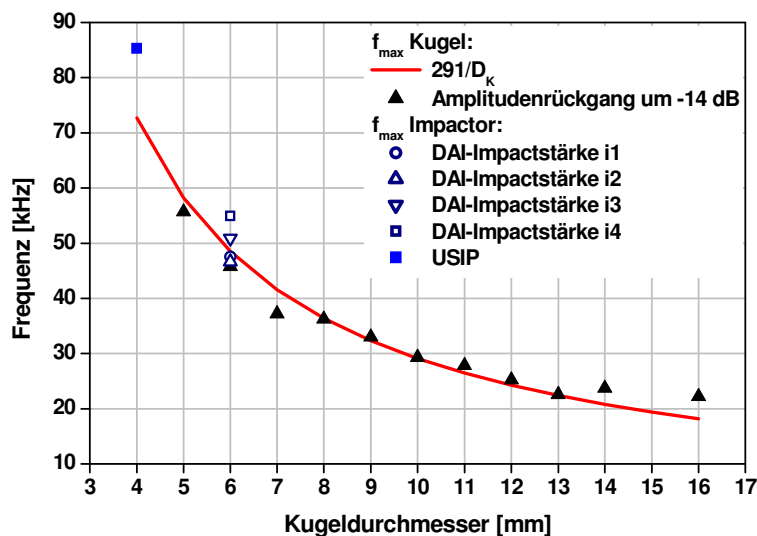


Abbildung 4.6: Ermittelte maximale Frequenz f_{max} verschiedener Kugelgrößen und Impactstärken des Impactors.

Die maximal angeregte Frequenz hat einen direkten Einfluss auf das Auflösungsvermögen. Da nur solche Strukturen mithilfe von Schallwellen erkannt werden, die größer als die halbe Wellenlänge sind (siehe Kap. 2.5), ergibt sich daraus eine direkte Abhängigkeit bezüglich der minimal möglich messbaren Tiefe und Auflösung. Oberflächennahe Fehlstellen mit einer Tiefe kleiner als die halbe Wellenlänge sowie Strukturen und Bauteildicken die kleiner sind als die halbe Wellenlänge, können dann in der Regel nicht direkt über die zugehörige Tiefenresonanz im Frequenzspektrum erkannt werden. In Tabelle 4.1 sind die minimal messbaren Detektionstiefen bei Verwendung des DAI-Impactors für die Schallanregung in Abhängigkeit der sich aus der jeweiligen gewählten Impactstärke ergebenden angeregten Frequenzbreite dargestellt.

Tabelle 4.1: Ermittelte messbare Auflösung bei Anregung mit DAI-Impactor in Abhängigkeit der angeregten Frequenzbreite.

Impactstärke	f_{\max}	minimal messbare Tiefe ^{a)}
i1	48 kHz	42 mm
i2	47 kHz	43 mm
i3	51 kHz	39 mm
i4	55 kHz	36 mm

^{a)} Berechnet mit P-Wellengeschwindigkeit $v_p = 4000$ m/s

Die messbare Größe einer Struktur hängt auch von der bauteilbedingten Schallgeschwindigkeit ab. Sollen möglichst kleine Strukturen aufgelöst werden, so kann, je nach vorhandener Größe der Schallgeschwindigkeit, die dafür notwendige anzuregende Frequenz um bis zu 30 % höher sein, damit die Wellenlänge entsprechend klein wird.

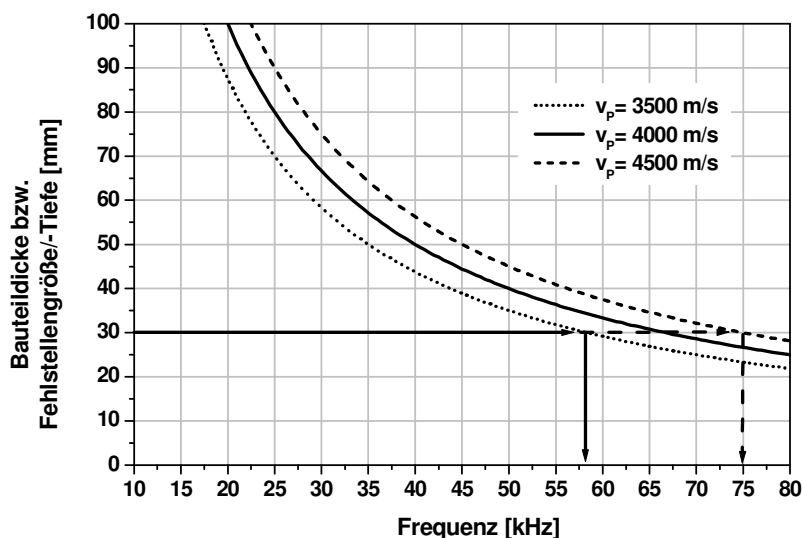


Abbildung 4.7: Frequenzabhängige Auflösbarkeit von Strukturgrößen bzw. Bauteildicken, angegeben in Abhängigkeit von dem für Betonbauteile üblichen Schallgeschwindigkeitsbereich.

Abbildung 4.7 zeigt exemplarisch die zur Auflösung einer Fehlstelle mit einer lateralen Ausdehnung von 30 mm erforderliche Frequenz, in Abhängigkeit von der gemessenen Schallgeschwindigkeit im Bauteil. Dargestellt sind die für Betonbauteile üblichen Schallgeschwindigkeiten, sowie der für das Impact-Echo-Verfahren übliche Frequenzbereich bis 80 kHz.

4.3 Schallaufnehmer und Sensorankopplung

Zur Detektion der reflektierten Schallwellen werden Schwingungssensoren eingesetzt, die auf dem piezoelektrischen Effekt basieren. Die mechanischen Wellen werden mithilfe des Sensors detektiert und in ein elektrisches Signal umgewandelt, das dann mit einer Messkarte aufgezeichnet werden kann. Die Qualität der bauteilspezifischen Aussagen, die anhand des aufgezeichneten Signals getroffen werden, hängt dabei von mehreren Faktoren ab. Der Anteil der Energie der am Streuer oder an der Bauteilrückseite reflektierten Wellen muss ausreichend groß sein, damit ein ausreichendes Signalrauschverhältnis erzielt wird und Bauteilelemente und -dicken detektiert werden können. Die gemessene Energie wird zum einen beeinflusst von den geometrischen Randbedingungen des Bauteils (siehe Kapitel 3), zum anderen von der Güte der Ankopplung des Sensors auf der Prüffläche.

Die Ankopplung kann mit einem Koppelmittel, einer speziellen Tastspitze aus Stahl, die auf ein vorhandenes Gewinde am Sensor aufgeschraubt wird, oder direkt ohne Zuhilfenahme eines Koppelmittels erfolgen. Die Wahl der Ankopplungsart hat dabei einen wesentlichen Einfluss auf das Frequenzantwortverhalten des Sensors. Wird beispielsweise der Sensor mit einem Silikon-Heißkleber befestigt, können sich starke Aufschwingungen im Bereich zwischen 10 und 20 kHz ergeben, sodass in diesem Frequenzbereich auftretende Resonanzen des Bauteils nicht mehr detektierbar sind. Je größer die Koppelfläche ist, desto mehr mechanische Energie kann der Sensor umwandeln. Bei breiten Tastspitzen mit größerer Kontaktfläche hat sich jedoch bei der Impact-Echo-Messung gezeigt, dass diese Form der Tastspitzen einen negativen Einfluss auf das Schwingungsverhalten des Sensors hat. Teilweise führten diese Tastspitzen durch die indirekte Erhöhung der Schwingungsmasse des Sensors zu einer ungünstigen Frequenzverschiebung der Sensoreigenresonanz in den relevanten Messbereich sowie zur Entstehung weiterer Eigenresonanzen. Generell ist festzuhalten, dass es für die Qualität der Messung von großem Vorteil ist, wenn sich die Eigenresonanz des Sensors außerhalb des zu messenden Frequenzspektrums befindet.

Weitere Einflüsse auf die Ankopplungsqualität haben der Anpressdruck, mit dem ein Sensor an die Oberfläche angepresst wird, sowie die Rauigkeit der Betonoberfläche. Einen konstanten Anpressdruck erreicht man mithilfe von Messsystemen, die einen definierten Anpressweg haben. Einflüsse der Güte der Betonoberfläche lassen sich dagegen nur bedingt beseitigen, ebene Flächen sind für die Impact-Echo-Messung von Vorteil. Um den Verlust der Schallenergie bei schlechter Ankopplung zu kompensieren, kann durch Mittelwertbildung mehrerer Einzelmessungen das Signalrauschverhältnis verbessert werden.

Ein sehr gutes Frequenzantwortverhalten mit einem sehr breiten, nahezu linearen Frequenzspektrum erhält man mit dem kommerziell erhältlichen DOCTer-Sensor, bei dem zur Ankopplung Bleiplättchen verwendet werden. In Abbildung 4.8 sind zwei Impact-Echo-Messungen an einem beidseitig gekrümmten Probekörper dargestellt, die mit zwei verschiedenen Sensoren gemessen wurden. Das linke Bild zeigt die Messung mit dem DOCTer-Sensor, das rechte mit einem PCB-Sensor mit direkter Ankopplung ohne Koppelmittel. Die unterschiedliche Messempfindlichkeit dieser beiden Sensoren ist in diesem Messbeispiel sehr gut zu erkennen. Während mit dem DOCTer-Sensor die hohen Frequenzen ebenfalls gemessen werden und sogar die multiple Resonanzfrequenz bei 23 kHz zu sehen ist, werden beim PCB Sensor Frequenzen oberhalb 20 kHz kaum noch übertragen. Die Ankopplung mit Bleiplättchen ist allerdings für Messungen mit einer großen Anzahl an Messpunkten aufgrund ihrer schnellen Abnutzung ungeeignet. Der Vorteil einer direkten Ankopplung ohne weitere Koppelmittel liegt in der Möglichkeit des Einsatzes in einem Mess-Scanner, der einen wirtschaftlichen Einsatz bei großen Messflächen ermöglicht. Der Prüfer muss also für den jeweiligen Messfall abwägen, welche Anforderungen an den erforderlichen Frequenzbereich gestellt werden und welche Lösung für die Messdurchführung praktikabler ist.

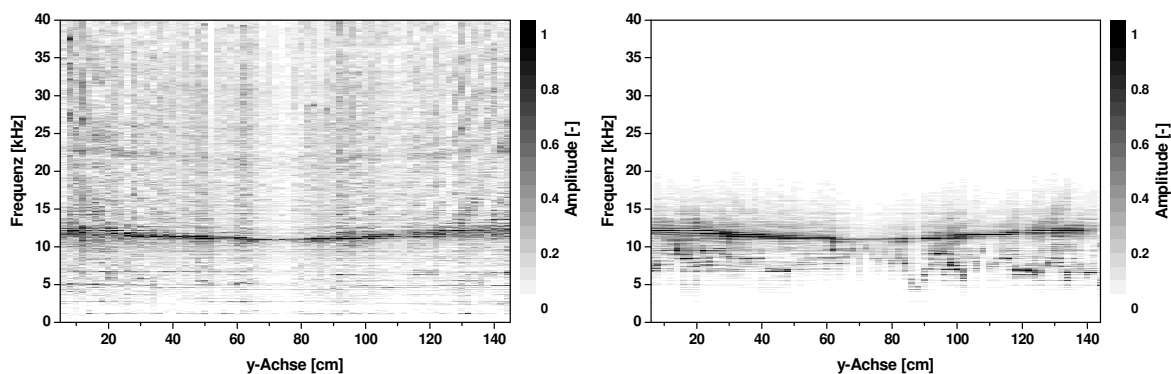


Abbildung 4.8: Impact-Echogramme zweier Messungen mit verschiedenen Sensoren mit unterschiedlicher Ankopplung, links: mit DOCTer-Sensor mit Bleiplättchen angekoppelt, rechts: PCB-Sensor mit direkter Ankopplung (ohne Koppelmittel).

4.4 Signalanalyse

Zur Auswertung gemessener Schallsignale im Frequenzbereich wird üblicherweise die Fourier-Transformation verwendet. Sie gilt als effektive Auswertemöglichkeit von Signalen und ist in den üblichen Auswerteprogrammen schon lange integriert. Demgegenüber kommt die Wavelet-Transformation bei Untersuchungen mit zerstörungsfreien Prüfmethoden als alternative Auswertung von Ultraschallsignalen erst in den letzten Jahren zum Einsatz. Sie wird zum Beispiel bei der Auswertung von Daten bei der Schallemissionsanalyse und der Ultraschallspektroskopie [RUCK 2005] angewendet. Auch bei der automatischen Bestimmung der Ersteinsatzzeit von Schallemissionssignalen mit meist kleinem Signalrauschverhältnis [KURZ 2006] wird von ihr Gebrauch gemacht. In dieser Arbeit wird sie zur Entrauschung und Filterung und bei der Auswertung der Impact-

Echo-Daten [RUCK & BEUTEL 2001] eingesetzt. Im Folgenden soll ein kleiner Einblick in die Grundlagen der Fourier- und Wavelet-Transformation gegeben werden.

4.4.1 Die Fourier-Transformation

Nach Jean-Baptiste Fourier [FOURIER 1878] kann jede reellwertige periodische Funktion mit der sogenannten Fourier-Reihe als Summe von Sinus- und Kosinusfunktionen ausgedrückt werden. Durch Multiplikation des Zeitsignals mit monofrequenten Sinus- und Kosinusfunktionen und anschließender Aufsummierung erhält man Informationen über dessen Frequenzanteile. Um auch Frequenzinformationen aperiodischer Signale zu erhalten, deren Signalamplituden in endlicher Zeit gegen Null gehen, benötigt man die Fourier-Transformation. Sie gibt an, welche Frequenz mit welcher Amplitude im Signal vorhanden ist. Die Transformation $X(f)$ einer Zeitreihe $x(t)$ in den Frequenzbereich lässt sich mit folgender Gleichung berechnen:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot e^{-i2\pi ft} dt \quad (\text{Gl. 4.10})$$

Die zeitliche Information, zu welchem Zeitpunkt eine Frequenz auftritt, geht hierbei jedoch verloren. Die Obergrenze der mit der Fourier-Transformation berechneten Frequenzen wird durch die *Nyquist Frequenz* $f_n = \Delta t/2$ bestimmt. Da die Aufzeichnung der Daten mittels Messkarten diskret erfolgt, ergibt sich aus den hierbei gewählten Zeitabständen Δt eine Begrenzung der Auflösung im Frequenzbereich. Aus der Heisenbergschen Unschärferelation $\Delta t \cdot \Delta f \geq 1/4\pi$ lässt sich ableiten, dass die rechnerische Frequenzauflösung eines aufgezeichneten Signals von dessen Gesamtlänge abhängig ist. Misst man ein Signal mit einer sehr kurzen Zeitdauer, so erhält man im Frequenzspektrum ein breites Frequenzband. Um die spektrale Unschärfe zu verringern ist wiederum ein Signal mit großer Zeitdauer erforderlich. Bei der Analyse sehr kurzer Signale kann das sogenannte *Zeropadding* hilfreich sein, bei dem die Signallänge durch das Anhängen von Nullen erhöht wird. Zwar erreicht man hierdurch eine bessere Darstellung, mehr Frequenzen werden allerdings nicht aufgelöst, da die Unschärferelation weiterhin gilt.

Um zeitabhängige Frequenzinformationen auch bei transienten Signalen zu bekommen, bietet sich die Anwendung der gefensterter Fourier-Transformation an [GABOR 1946]. Bei diesem Verfahren wird mittels einer Fensterfunktion $g(t-\tau)$ abschnittsweise nur ein bestimmter Zeitbereich des Signals betrachtet, innerhalb dessen dann die Fourier-Transformation durchgeführt wird:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot g(t-\tau) \cdot e^{-i2\pi ft} dt \quad (\text{Gl. 4.11})$$

Der Nachteil ist hierbei, dass die Fensterbreite innerhalb des Vorgangs gleich bleibt. Die Auflösung richtet sich deshalb nach der gewählten Fenstergröße: je größer das Fenster, desto besser ist die Frequenzauflösung und umgekehrt, je kleiner das Fenster, desto besser ist die Zeitauflösung.

4.4.2 Die Wavelet-Transformation

Bei der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT: Continuous Wavelet Transform) [KAISER 1994, POLIKAR 2001] wird eine Wavelet-Funktion $\Psi(t)$ verwendet, die anhand von Parametern gedehnt oder gestaucht werden kann. Somit kann man das Signal in Zeitfenstern unterschiedlicher Größe betrachten. Diese Funktion, auch *Mother-Wavelet* genannt, gibt es in unterschiedlichen Formen. Allen Wavelet-Funktionen ist gemeinsam, dass sie im Zeitbereich außerhalb eines begrenzten Intervalls rasch gegen Null gehen und dass die Summe der Fläche unter der Kurve bzw. ihr Mittelwert gleich Null ist. Durch den Skalenparameter a , der proportional zur Frequenz f ($a \sim 1/f$) ist, wird das Wavelet in seiner Breite und somit auch das Zeitfenster der Funktion variiert. Ein großer Skalenwert entspricht dabei einer tiefen Frequenz und umgekehrt. Bei einem großen Skalenwert ($a > 1$) wird das Wavelet breit und demzufolge das Zeitfenster groß, wodurch man die Frequenzanteile sehr gut auflösen kann. Mit einem kleinen Skalenwert ($a < 1$) dagegen, wird das Wavelet gestaucht und man erhält Frequenzen mit guter zeitlicher Auflösung.

Über den Lageparameter b wird die Wavelet-Funktion zeitlich über das Signal verschoben. Er bezieht sich auf die Zeitinformation des Transformationsbereichs. Die Transformation ist wie folgt definiert:

$$f(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt \quad (\text{Gl. 4.12})$$

Bei der Durchführung wird zunächst das Wavelet am Signalbeginn bei $t = 0$ positioniert. Die Wavelet-Funktion mit $a = 1$ wird dann mit dem Signal multipliziert und über die gesamte Zeit integriert. Danach wird das Ergebnis der Integration mit dem Faktor $1/\sqrt{a}$ multipliziert um die Energie zu normieren, sodass das transformierte Signal immer die gleiche Energie bei jedem Skalenwert besitzt. Man erhält einen Wert in der Zeit-Skalen-Ebene der kontinuierlichen Wavelet-Transformation für $b = 0$ und $a = 1$. Das Wavelet mit der Skala $b = 1$ wird nun nach rechts bis zu der Zeit $t = b$ verschoben und die Rechenoperationen durchgeführt, bis eine Reihe in der Zeit-Skalen-Ebene fertig ist. Dieser Vorgang wird nun unter Variation des Parameters b wiederholt und man erhält ein dreidimensionales Abbild des Messsignals. In diesem Diagramm werden die Werte maximal, wenn das Signal eine spektrale Komponente besitzt, die mit dem eines Wavelets des aktuellen Werts a übereinstimmt.

Zwei Beispiele für häufig verwendete Wavelet-Funktionen (*Mother-Wavelet*) in der Signalanalyse sind in Abbildung 4.9 dargestellt.

Das Mexican-Hat-Wavelet bietet Vorteile, wenn eine gute zeitliche Auflösung des Signals gewünscht wird, da es bei kleinem Parameter a sehr schmal wird. Es hat folgende Funktion:

$$\Psi(t) = (t^2 - 1) e^{-\frac{t^2}{2}} \quad (\text{Gl. 4.13})$$

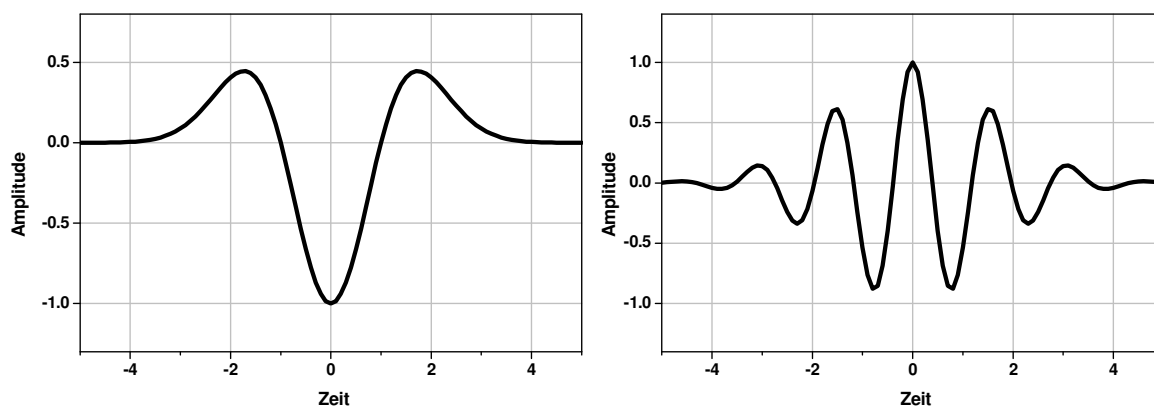


Abbildung 4.9: Wavelet-Funktionen, links: Mexican-Hat, rechts: Morlet.

Wird bei sinusförmigen Signalen eine gute Frequenzauflösung gefordert, kann das Morlet-Wavelet angewendet werden, da es eine bessere Anpassung an die Signalform zulässt. Dieses Wavelet beruht auf folgender Funktion:

$$\Psi(t) = \cos(\omega_0 t) e^{-\frac{t^2}{2\sigma}} \quad (\text{Gl. 4.14})$$

In Abbildung 4.10 ist ein Beispiel eines Impact-Echo-Signals dargestellt, das einmal mit der Morlet-Funktion und einmal mit der Mexican-Hat-Funktion transformiert wurde. Die berechneten Wavelet-Räume sind als zweidimensionale Graphen dargestellt. Auf der x-Achse ist die Anzahl der aufgenommenen Datenpunkte des Signals angegeben. Bei einer Abtastfrequenz von 150 kHz ergibt sich eine Signallänge von 27 ms. Als y-Achse wird der zur Frequenz reziproke Skalenwert SW aufgetragen. Die Amplitude wird im Intensitätsdiagramm farblich codiert wiedergegeben: Nullwerte sind gelb, positive Werte von rot bis weiß und negative von blau bis schwarz eingefärbt.

Für das Mexican-Hat kann die Frequenz f zum jeweiligen Skalenwert a mit folgender Formel berechnet werden, wobei f_a die Abtastfrequenz entspricht:

$$f = \frac{f_a}{4 a} \quad (\text{Gl. 4.15})$$

Bei der Morlet-Funktion wird die Frequenz f dagegen mit folgender Formel ermittelt:

$$f = \frac{\omega_0 f_a}{2 \sigma \pi a} \quad (\text{Gl. 4.16})$$

Die bei der Verwendung des Morlet-Wavelets bessere Frequenzauflösung zeigt sich hier im Vergleich der beiden Skalenräume durch die Anzeige einer weiteren Frequenz bei 16 kHz (SW = 75). Die Frequenz bei 5 kHz wird bei beiden Wavelet-Transformationen (Morlet SW = 250, Mexican-Hat: SW = 37) deutlich abgebildet. Die zeitliche Information, wann die gemessene Frequenz von 5 kHz im Signal auftaucht, ist dafür mit dem Mexican-Hat besser. Die Zuordnung der ermittelten Frequenzen zu den einzelnen Schwingungszeitpunkten des Signals ist eindeutiger.

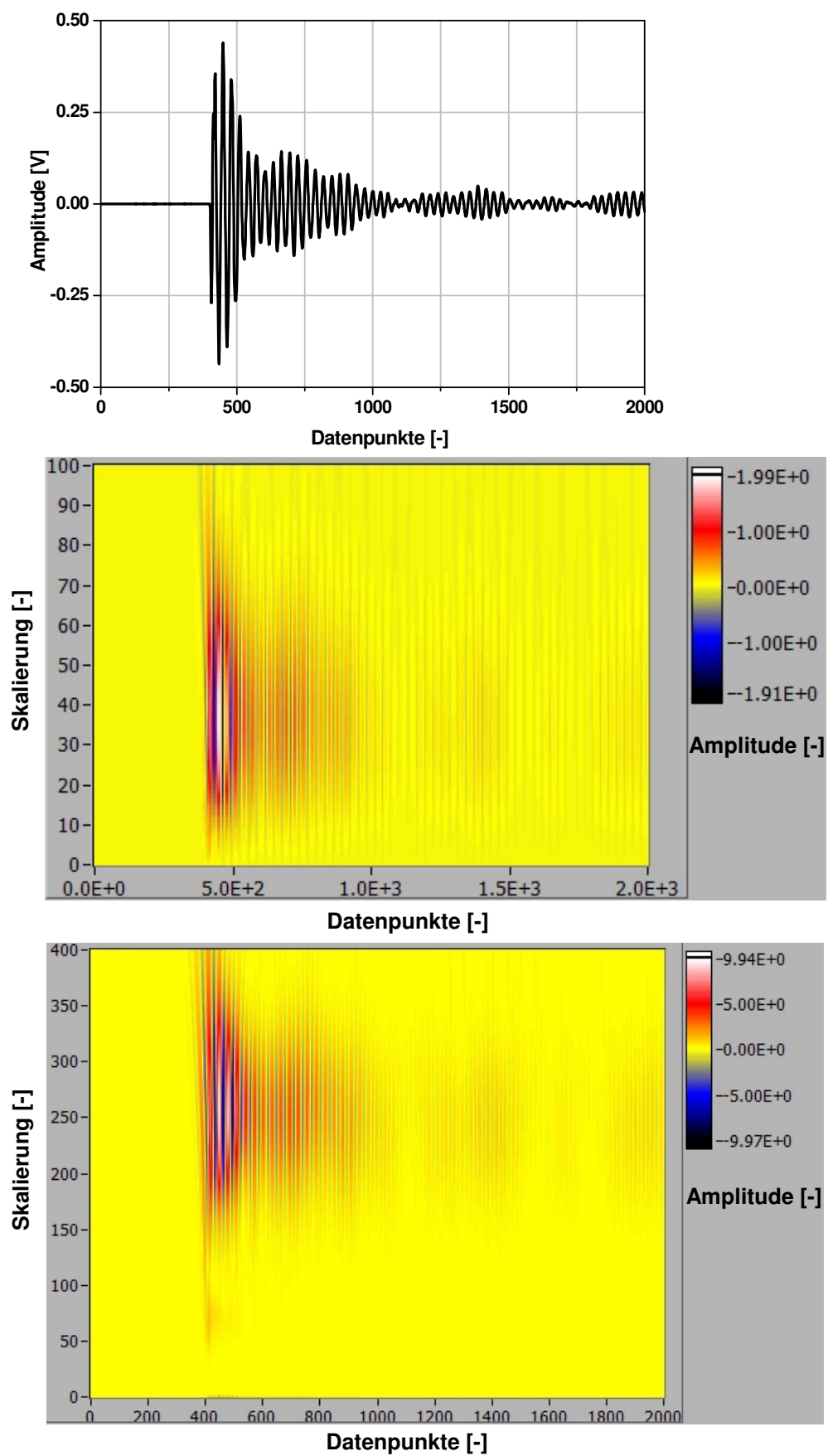


Abbildung 4.10: Vergleich zweier Wavelet-Transformationen: Impact-Echo-Signal (oben) und Transformation des Signals mit Mexican-Hat-Funktion (Mitte) und Morlet-Funktion (unten).

5 Untersuchungen von Betonbauteilen

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse durchgeführter Untersuchungen mit dem Impact-Echo-Verfahren an verschiedenen Anwendungsbereichen im Bauwesen dargestellt und erläutert. Hierbei wird auf die aus den einzelnen Aufgabenstellungen sich ergebenden Problemstellungen eingegangen. Zudem wird die Leistungsfähigkeit des im Rahmen dieser Arbeit konzipierten Verfahrens mit dem DAI-Impactor überprüft. Dafür fanden Untersuchungen an diversen Testkörpern mit definierten Fehlstellen statt, die im Rahmen eines DFG-Projekts [REINHARDT & GROBE 2003 und 2008, REINHARDT ET AL. 2007] hergestellt wurden. Des Weiteren wurden an bestehenden Bauwerken die bereits gewonnenen Ergebnisse verifiziert.

Abschließend wurden vergleichende Messungen mit verschiedenen Impact-Echo-Systemen durchgeführt. Hierbei sollte die Leistungsfähigkeit der Systeme sowie die mit den Messsystemen gewonnenen bauteilspezifischen Aussagen beurteilt werden. Die Anregung der Schallwellen erfolgte zum einen auf klassischem Weg, manuell mit einer Stahlkugel, zum anderen kamen der in Kapitel 4.2 beschriebene DAI-Impactor sowie kommerziell erhältliche Verfahren zum Einsatz.

5.1 Bestimmung der Schallgeschwindigkeit

Im Vorfeld einer Impact-Echo-Messung muss die P-Wellengeschwindigkeit des zu untersuchenden Bauteils ermittelt werden. Je genauer die Schallgeschwindigkeit bestimmt werden kann, desto größer ist die Aussagefähigkeit des Ergebnisses. Die Geschwindigkeit wird in der Regel anhand der gemessenen Dickenresonanz, die an einer Stelle mit bekannter Dicke gemessen wird, berechnet.

Weitere Möglichkeiten bieten Messungen in Transmission an einem entnommenen Bohrkern oder die Messung entlang der Oberfläche. Bei letzterer Möglichkeit ist ein Abstand zwischen Impactpunkt und Sensor von mindestens 30 cm erforderlich, da sonst die Amplitude der Rayleigh-Welle gegenüber der P-Welle zu groß ist und dadurch der Ersteinsatz der P-Welle nicht messbar ist [SANSALONE & STRETT 1997]. Die Laufzeit wird dann über einen zweiten Sensor, der in Verlängerung der Impact-Sensor-Achse angebracht wird, aus der Laufzeitdifferenz und dem Abstand der beiden Sensoren ermittelt. Bei Impactoren mit triggerbarem Impactzeitpunkt kann die Laufzeit direkt aus dem Abstand des Impactpunktes zum ersten Sensor ermittelt werden, ein zweiter Sensor wird nicht benötigt.

Die Messungen sollten an mehreren Stellen des Bauteils erfolgen, da durch eventuelle Inhomogenitäten im Bauteil der gemessene Schallweg und somit die Schallgeschwindigkeit beeinflusst werden kann. Zudem können auftretende Randreflexionen (Kap. 4.2) zu Änderungen der Dickenfrequenz führen, wodurch die Geschwindigkeit ebenfalls variieren kann. Da die Schallgeschwindigkeit von dem durchschallten Material abhängig ist, muss bei Messungen, die sich über Bereiche unterschiedlicher

Betonmischungen erstrecken, die Geschwindigkeit für jeden einzelnen Betonbereich gesondert ermittelt werden.

5.2 Ermittlung der Bauteildicke und Minderdicken

Die häufigste Anwendung des Impact-Echo-Verfahrens besteht in der Bestimmung von Minderdicken bei nur einseitig zugänglichen Bauwerken, wie zum Beispiel bei Tunnelinnenschalen. Bei großflächigen Bauteilen können mit diesem zerstörungsfreien Prüfverfahren in der Regel sehr gute Ergebnisse erzielt werden. In Randbereichen und bei kleineren Bauteilen, insbesondere bei Bauteilen mit komplexeren Geometrien, treten weitere Schallreflexionen benachbarter Kanten auf, die die Aussagegenauigkeit über den Strukturaufbau des untersuchten Bauteils erschweren. Um die dabei auftretenden Effekte näher klassifizieren zu können, wurden Untersuchungen an diversen Testkörpern durchgeführt. Diese speziellen Testkörper mit sehr unterschiedlichen Dimensionen wurden mit eingebauten, in Größe und Lage definierten Hohlstellen bzw. Minderdicken hergestellt. Zudem wurde der auf die Oberfläche bezogene Winkel der Reflexionsebenen variiert. Neben planparallelen, wurden auch schräge und gekrümmte Ebenen gewählt. Zudem erfolgte eine Abschätzung der minimal und maximal messbaren Tiefe.

Der in Abbildung 5.1 dargestellte Stufenkörper mit vier unterschiedlichen Dicken wurde in verschiedenen Varianten aber mit gleicher Betonrezeptur erstellt. Unter anderem wurde ein Testkörper ohne Fehlstellen, der nur mit der erforderlichen Mindestbewehrung versehen ist, angefertigt (PK1). In einem weiteren Körper (PK4) ist je Stufe eine $12 \times 12 \times 6 \text{ cm}^3$ große Fehlstelle aus Polystyrol-Hartschaum in unterschiedlicher Tiefe eingebaut. Die Stufen weisen jeweils die gleiche Dicke auf.

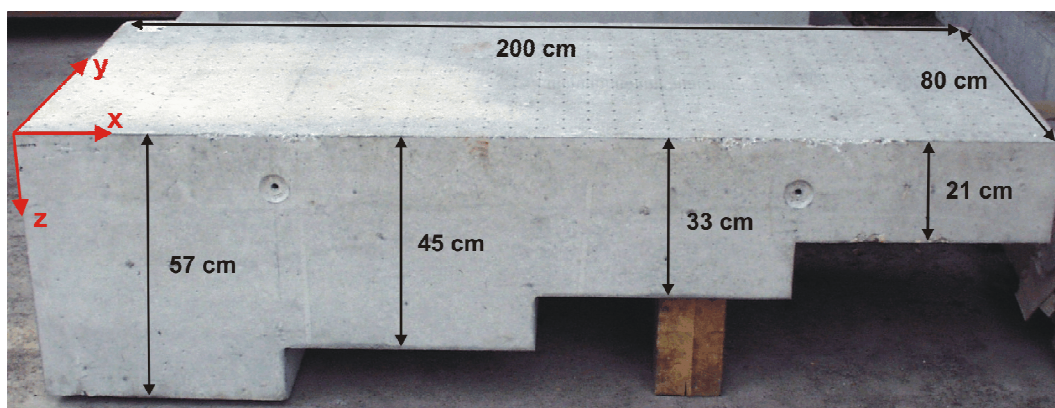


Abbildung 5.1: Abmessungen des Stufenkörpers.

Die Messungen am Testkörper PK1 erfolgten von Hand, angeregt wurde mit einer Kugel mit 16 mm Durchmesser. Die Ergebnisse der Dickenmessungen zeigen unterschiedliche Qualitäten. Während die Dicken der beiden dünneren Stufen mit $d_s = 21 \text{ cm}$ und $d_s = 33 \text{ cm}$ von beiden Seiten des Testkörpers gut messbar waren (im Impact-Echogramm in Abbildung 5.2 beträgt die jeweilige Dickenresonanz $f_R = 9,8 \text{ kHz}$ bzw. $f_R = 6,3 \text{ kHz}$), sind die Stufen mit $d_s = 45 \text{ cm}$ und $d_s = 57 \text{ cm}$ aufgrund der komplexen

Geometrie des Testkörpers in der Graphik nur schlecht erkennbar. Die im Impact-Echogramm auftretenden Frequenzen oberhalb der zu erwartenden Dickenresonanz sind Resonanzen, die durch Überlagerungen hier entstehender Schallreflexionen von der Rückwand, den Seitenwänden und an den Kanten benachbarter Stufen zusätzlich hervorgerufen werden. Dieser Effekt wirkt sich bei den größeren Dicken stärker aus, als bei kleineren Dicken. Die ungünstigen geometrischen Verhältnisse führten bei der hier durchgeführten Dickenmessung, insbesondere bei der zweitgrößten Stufe $d_s = 45$ cm, zu keinem aussagekräftigen Ergebnis. Aus diesem Grund konnten auch bei dem Testkörper PK4 nur die Fehlstellen der beiden dünneren Stufen mit dem Impact-Echo-Verfahren geortet werden (Kap. 4.3).

Im Rahmen eines DFG Projekts [REINHARDT ET AL. 2007] wurden vom IZfP Dresden verschiedene Rechenprogramme entwickelt, um die Wellenausbreitung beim Impact-Echo-Verfahren zu simulieren. Hierfür wurden verschiedene 2D- und 3D-Versionen der Elastodynamischen Finiten Integrationstechnik (EFIT) herangezogen [SCHUBERT 1999]. Mithilfe realistischer Modelle unter Berücksichtigung seitlicher Bauteilbegrenzungen, schlaffer Stahlbewehrung, Zuschlagkörner und Verdichtungsporen wurde u. a. an diesem Stufenkörper eine Simulation der Wellenausbreitung erstellt. In Abbildung 5.2 ist anhand der Simulation zu erkennen, dass übereinstimmend mit den experimentellen Ergebnissen die geometrische Komplexität des Testkörpers eine zuverlässige Dickenmessung der beiden Stufen mit einer Dicke von 57 cm (in der Abbildung bei $0 < x < 50$ cm) und 45 cm ($50 < x < 100$ cm) erschwert.

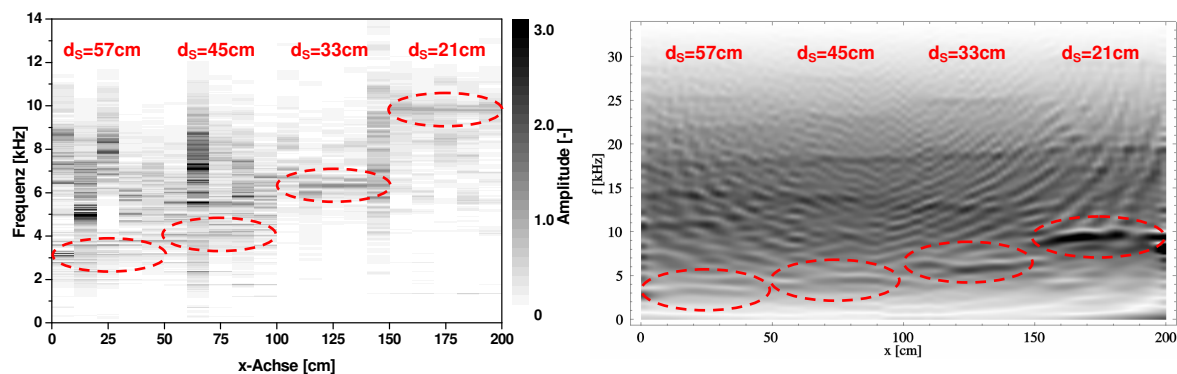


Abbildung 5.2: Vergleich experimenteller Messung und numerischer EFIT-Simulation an einem Stufenkörper (PK4), links: Impact-Echogramm, rechts: EFIT-Simulation [SCHUBERT ET AL. 2004A].

Nähere Untersuchungen zur Genauigkeit der Tiefenortung fanden an einem weiteren Testkörper statt, der neben anderen Einbauten, wie Hüllrohre und vorgefertigte Kiesnester, Minderdicken unterschiedlicher Ausprägung enthält [TAFTE ET AL. 2003]. An einer Stelle sind mehrere, zur Oberfläche parallele, stufenartige Minderdicken in unterschiedlichen Tiefen eingebaut. Das Messsystem wurde an einem Scanner der BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin) [TAFTE 2006] montiert, womit eine gleich bleibende Ankopplungskraft gewährleistet war. Des Weiteren konnte mithilfe des Scanners ein relativ kleines Messraster von 5 cm Weite gewählt werden. Als Messsystem kam ein am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart (IWB) entwickeltes Verfahren zum Einsatz, das aus einer Einheit mit dem in Kapitel 4.2

beschriebenen *DAI-Impactor* zur Schallanregung und einem kommerziell erhältlichen Beschleunigungssensor der Firma *MMF* (Typ KS 94-100) besteht. Dieses Messsystem bietet zusammen mit dem Einbau in einen Scanner (Abbildung 5.3) die Möglichkeit, die Messungen automatisch und mit einem sehr geringen Messraster durchzuführen.

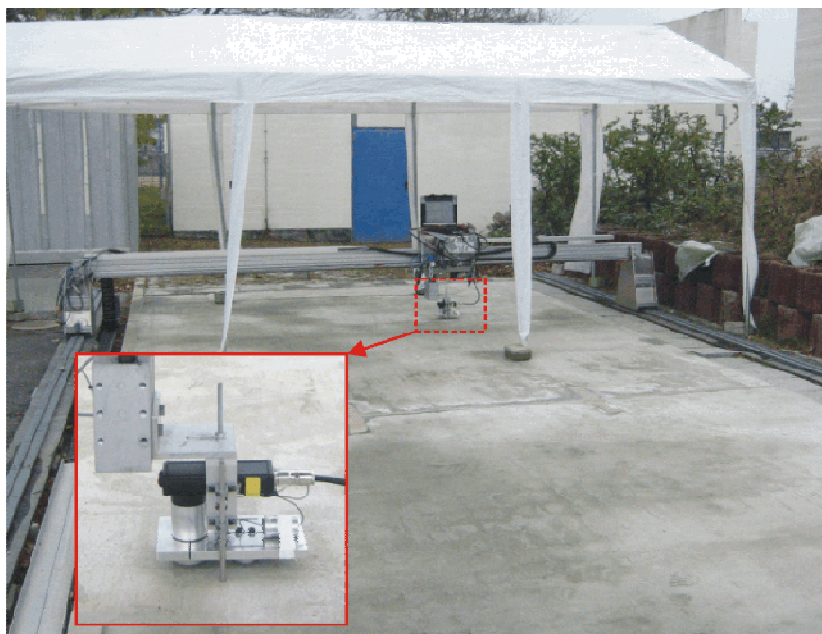


Abbildung 5.3: Automatisiertes Impact-Echo-Messsystem.

Die Schallgeschwindigkeit wurde zunächst an einer Referenzstelle ermittelt, an welcher eine Stahlplatte an der Unterseite eingebaut war. Durch Bohrungen an den vier Ecken der eingebauten Stahlplatte konnte die genaue Tiefe dieser Platte ermittelt werden. Mit der gemessenen Dickenresonanz und der gegebenen Bauteildicke wurde über die Dickengleichung (Gl. 4.3) die P-Wellengeschwindigkeit im Mittel zu 4282 m/s berechnet. Die Ergebnisse eines Scans längs der Stufen sind in Abbildung 5.4 dargestellt. Bis auf die Stufe 1 mit der geringsten Dicke, die im Impact-Echogramm durch die gemessenen Maximalpeaks weniger deutlich zu erkennen ist, lassen sich die anderen Stufentiefen sehr gut erkennen. Die bei Stufe 1 gemessene Frequenz des Maximalpeaks liegt etwas tiefer als die Frequenz der Gesamtdicke des Testkörpers (im Impact-Echogramm bei $230\text{ cm} < x < 250\text{ cm}$ und $450\text{ cm} < x < 470\text{ cm}$). Zudem ist die Amplitude der Frequenz des Maximalpeaks sehr viel größer als die der Tiefenresonanz. Dies legt die Vermutung nahe, dass sich bei dieser Fehlstellentiefe von 10 cm bereits Biegewellen ausbilden, die das Frequenzspektrum beeinflussen. Weitere Erläuterungen zu diesem Effekt sind im Kapitel 5.3 aufgeführt.

Aus den Ergebnissen wurden die Standardabweichungen der gemessenen Werte der Dickenresonanzen je Minderdicke sowie die Abweichungen vom Sollwert in Abhängigkeit der Tiefe der Minderdicke bestimmt (Tabelle 5.1). Die statistische Betrachtung wurde anhand von 80 gleichmäßig über die vier Minderdicken verteilten Messpunkten vorgenommen.

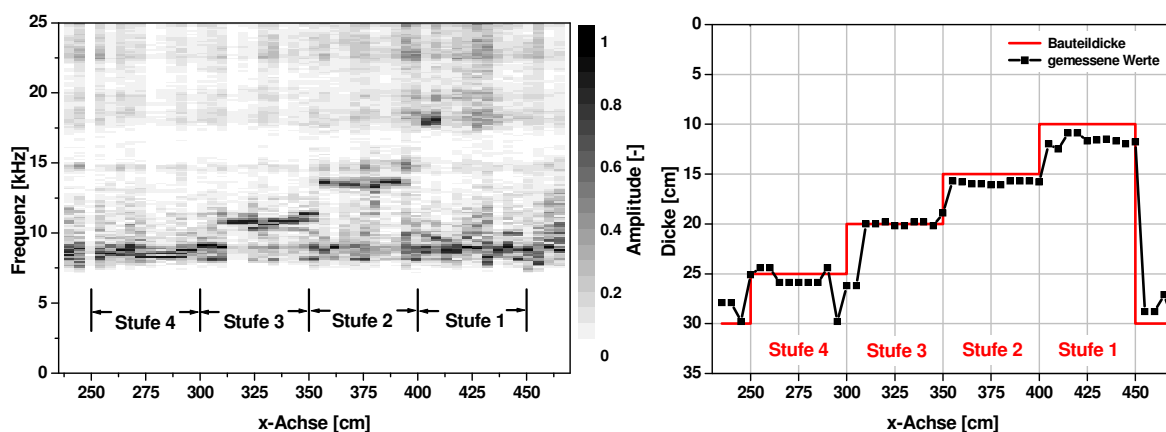


Abbildung 5.4: Messfeld mit mehreren Minderdicken, Messlinie bei $y = 125$ cm entlang der Minderdicken. links: Impact-Echogramm, rechts: Vergleich der gemessenen Plattendicke mit den Sollwerten.

Insgesamt werden sehr gute Ergebnisse (Tabelle 5.1) erzielt. Die Standardabweichungen $\sigma(d)$ der gemessenen Werte innerhalb des jeweiligen Minderdickenbereichs liegen zwischen 0,4 cm und 0,8 cm. Es ist zwar eine geringfügige Zunahme der Schwankungen mit zunehmender Tiefe des Reflektors erkennbar, die jedoch in Relation zu der hier gemessenen Bauteildicke klein ist und daher nicht weiter berücksichtigt wird. Nimmt man die Mittelwerte der absoluten Abweichungen $|\Delta d_i|$ als Maß für die Genauigkeit, so erhält man bei der hier vorliegenden Messkonstellation eine hohe Zuverlässigkeit der durchgeführten Dickenmessungen. Prozentual sind bei den dünneren Dicken die Abweichungen größer (Stufe 1: 14,4 %) als bei den dickeren (Stufe 4: 1,6 %). Dies liegt daran, dass die Schwankungen der gemessenen Dickenresonanzen von rund 1-2 cm bei dünneren Bauteilelementen prozentual stärker ins Gewicht fallen. Die Schwankungen sind unter anderem auf minimale Unterschiede bei der Ankopplungsgüte der Sensoren zurückzuführen sowie auf die Einflüsse aus den Geometrieeffekten (siehe unten).

Tabelle 5.1: Mittelwert der gemessenen Dicken d_i je Minderdicke, deren Standardabweichungen $\sigma(d_i)$ und Mittelwert der absoluten Abweichungen $|\Delta d_i|$ der gemessenen Dicken d_i von der Solldicke d_s .

	Stufe 1	Stufe 2	Stufe 3	Stufe 4
Solldicke d_s	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
Mittelwert (d_i)	11,7 cm	15,7 cm	19,9 cm	25,4 cm
$\sigma(d_i)$	0,4 cm	0,4 cm	0,5 cm	0,8 cm
Mittelwert ($ \Delta d_i $)	1,7 cm	0,8 cm	0,3 cm	0,8 cm

Bei Messungen, die direkt über einer im Inneren des Bauteils liegenden Stufenkante erfolgen, können jedoch die Ergebnisse erhebliche Abweichungen gegenüber der gemessenen Dicke aufweisen (in Abbildung 5.4 zwischen Stufe 3 und 4 sowie in Abbildung 5.5 bei $y = 110$ cm). Dies ist auf Beugungseffekte an den Kanten

zurückzuführen, die Resonanzen mit niedrigen Frequenzen hervorrufen. Berücksichtigt man die Messpunkte über den Kanten, bei denen dieser Kanteneffekt auftritt, in der Genauigkeitsbewertung, so liegen die ermittelten Standardabweichungen bei Stufe 2 bei 1,9 cm und bei Stufe 3 bei 1,8 cm.

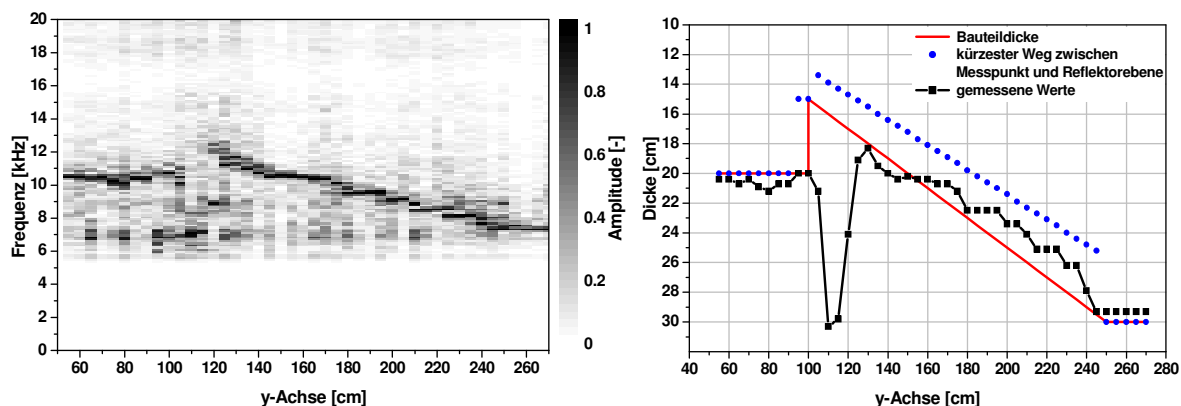


Abbildung 5.5: Impact-Echogramm einer Minderdicke mit kontinuierlicher Dickenänderung, Messlinie bei $x = 150$ cm, links: Impact-Echogramm, rechts: Vergleich der gemessenen Plattendicke mit der tatsächlichen Dicke und dem errechneten kürzesten Schallweg zwischen Messpunkt und Reflektorebene.

Bei zur Oberfläche hin schräg verlaufenden Minderdicken (Abbildung 5.5) sowie bei gewölbten Platten (konvex) (Abbildung 5.6) wurde festgestellt, dass die Dickenmessungen mit dem Impact-Echo-Verfahren ebenfalls eine sehr gute Genauigkeit aufweisen. Bei dem Testkörper mit der schrägen Ebene ergeben sich jedoch mit zunehmender Tiefe größere Abweichungen. Dies liegt daran, dass die jeweilige Dicke am Messpunkt lotrecht gemessen größer ist als der kürzeste Schallweg zwischen Messpunkt an der Oberfläche und Reflektorebene. Die Differenz der beiden Distanzen beträgt bei dem hier vorliegenden Objekt zwischen 2,5 und 4,8 cm. Die mit dem Impact-Echo-Verfahren gemessenen Dicken nähern sich ab $y = 150$ cm den berechneten Werten der kürzesten Distanz an, bis sie am unteren Ende der Rampe bei $y = 250$ cm die Gesamtdicke des Bauteils von 30 cm anzeigen. Mit zunehmender Tiefe wird die Abweichung zwischen der lotrechten Strecke und dem kürzesten Schallweg größer. Je größer die Laufzeitdifferenz der beiden Strecken ist, desto größer wird auch der Abstand der beiden Peaks der zugehörigen Resonanzfrequenzen im Frequenzspektrum. Bei der in dieser Messung gewählten Frequenzauflösung mit einer Abtastrate von 250 kHz überlagern sich jedoch diese beiden Frequenzpeaks und sind im Spektrum nicht eindeutig voneinander zu unterscheiden. Des Weiteren nimmt die Amplitude der Tiefenfrequenz der kürzeren Strecke im Verhältnis zu der der lotrechten Strecke mit zunehmender Tiefe stärker zu. Daher ist der aus der Überlagerung beider Frequenzen gemessene Frequenzpeak nicht der Mittelwert aus beiden Frequenzen, sondern er verschiebt sich mit zunehmender Differenz hin zum dominanteren Amplitudenanteil. Die Tiefenfrequenz des kürzeren Schallwegs erfährt bei der hier durchgeführten automatischen Auswertung mit zunehmender Tiefe also eine stärkere Gewichtung als der lotrechte Anteil.

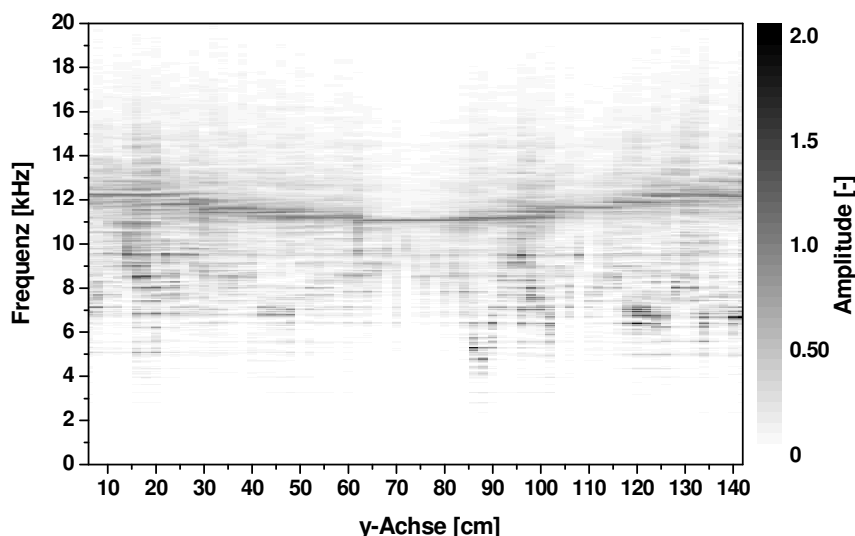


Abbildung 5.6: Impact-Echogramm einer beidseitig gewölbten Platte.

Die gemessenen Dicken einer beidseitig gewölbten, freistehenden Platte (Abbildung 5.7) entsprachen mit einer hohen Genauigkeit denen mit einem Messschieber ermittelten Dicken. Der Mittelwert der absoluten Abweichungen der gemessenen Dicken von den Solldicken ergab hier einen Wert von 0,4 cm. Die Änderungen der Dickenresonanzen des dargestellten Messwegs entlang der Wölbung erfolgten nicht kontinuierlich, sondern in kleinen Stufen.

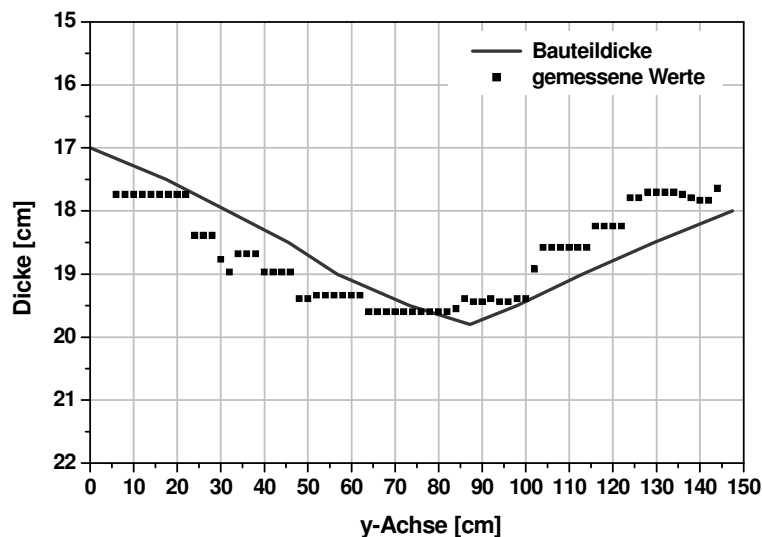


Abbildung 5.7: Vergleich der gemessenen Plattendicke mit der tatsächlichen Dicke einer beidseitig gewölbten Platte.

Die in Abbildung 5.6 dargestellte Messung zeigt ein weiteres Phänomen auf, das insbesondere bei kleineren Bauteilen verstärkt auftritt. Im Impact-Echogramm sind von der Linie der Dickenresonanzen aus weglaufende, nach oben geöffnete Hyperbeln zu erkennen. Sie entstehen infolge von Überlagerungen der an den seitlichen Begrenzungsflächen reflektierten Oberflächenwellen mit der eigentlichen Dickenreflexion. Da diese

Rayleighwellen zum Teil nicht zu vernachlässigende Amplituden aufweisen, kann es zu Einflüssen auf das gemessene Zeitsignal kommen. Diese zeigen sich in kleinen Verschiebungen in der Resonanzfrequenz, die sich negativ auf die Aussagegenauigkeit auswirken können. Dieser Umstand wird als Geometrieeffekt bezeichnet, der rein geometrisch bedingt ist und keine Messinformationen über das Bauteil beinhaltet [SCHUBERT ET AL. 2003]. Insbesondere bei Einzelmessungen kann es dadurch bei der Auswertung zu Fehlinterpretationen kommen. Durch scannende Messungen mit ausreichend dichtem Messraster können diese Geometrieeffekte erkannt und daraus resultierende Fehlinterpretationen verringert werden [GROßE ET AL. 2006A].

Abbildung 5.8 zeigt hierzu exemplarisch eine Gegenüberstellung eines experimentellen und eines simulierten Ergebnisses einer Impact-Echo-Messung an einer 25 cm dicken unbewehrten Betonplatte mit $130 \times 150 \text{ cm}^2$ Fläche. Insbesondere in der hier dargestellten Simulationsrechnung sind die Einflüsse der Geometrieeffekte gut zu erkennen (siehe auch Abbildung 5.2 rechts). Bei den experimentell durchgeführten Untersuchungen werden infolge dieses auftretenden Effekts die Genauigkeit der Ermittlung der Bauteildicke sowie die der Fehlstellenortung erschwert. Eine Unterdrückung der Geometrieeffekte kann durch einen speziellen, der Testkörpergeometrie angepassten Mittelungsalgorithmus erfolgen. Hierdurch kann die Welligkeit im horizontalen Band der Dickenfrequenzen vermieden werden und man erhält eine unmittelbare Verbesserung des Signalrauschverhältnisses [SCHUBERT ET AL. 2004A].

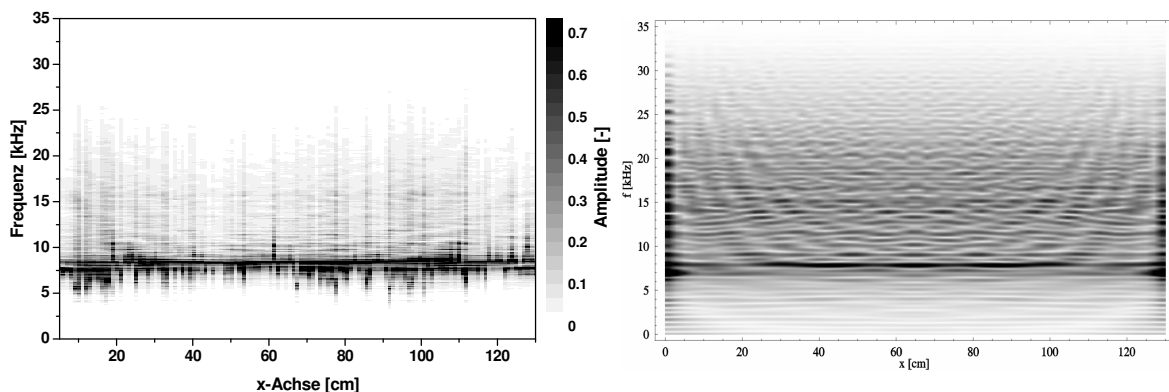


Abbildung 5.8: Vergleich experimenteller Messung und numerischer EFIT-Simulation einer unbewehrten Betonplatte mit 25 cm Dicke, links: Impact-Echogramm, rechts: Simulation [REINHARDT ET AL. 2003].

An einer Fundamentplatte, bestehend aus zwei Dicken von 70 und 120 cm, und mit zum Teil eingebauter engmaschiger Bewehrung wurde die Anwendbarkeit des Verfahrens an massiven Stahlbetonbauteilen mit großer Dicke überprüft. Die am Bauteil an der Oberfläche ermittelte P-Wellengeschwindigkeit von $v_p = 3800 \text{ m/s}$ ergab die zu erwartenden Dickenresonanzen von 2,7 und 1,5 kHz. In Abbildung 5.9 sind Ergebnisse eines Linienscans dargestellt, bei denen eine Normierung im Bereich der zu erwartenden Resonanzfrequenzen sowie eine Filterung mit einem Bandpassfilter mit 1 bis 3 kHz erfolgte. Die Amplituden der Anzeigen der beiden Dicken (im Bild mit Pfeilen markiert) sind hier aufgrund des schlechten Signalrauschverhältnisses sehr klein, wodurch die aufgezeichneten Schallsignale erheblich von weiteren, im Bauteil auftretenden

Schallreflexionen beeinflusst wurden. Vor allem an den Messstellen des Baukörpers mit 120 cm Dicke ist mit dem Impact-Echo-Verfahren keine eindeutige, klar im Impact-Echogramm zu identifizierende Dicke zu messen. Bei großen Dicken und hohen Bewehrungsgraden kommt es zu einer Schwächung des Schallsignals, sodass die Amplitude des Rückwandsignals sehr gering wird. Allgemein kann gesagt werden, dass Dickenmessungen von Betonbauteilen ohne Anwendung weiterer Signalverarbeitungstechniken, wie zum Beispiel der Einsatz von Simulationen, in der Regel nur bis zu rund einem Meter Dicke möglich sind. Generell bleibt festzuhalten, dass die Aussagen der Messergebnisse von Impact-Echo-Messungen zuverlässiger werden, wenn flächig über einen Linienscan entlang mehrerer parallel zueinander liegender Linien gemessen wird.

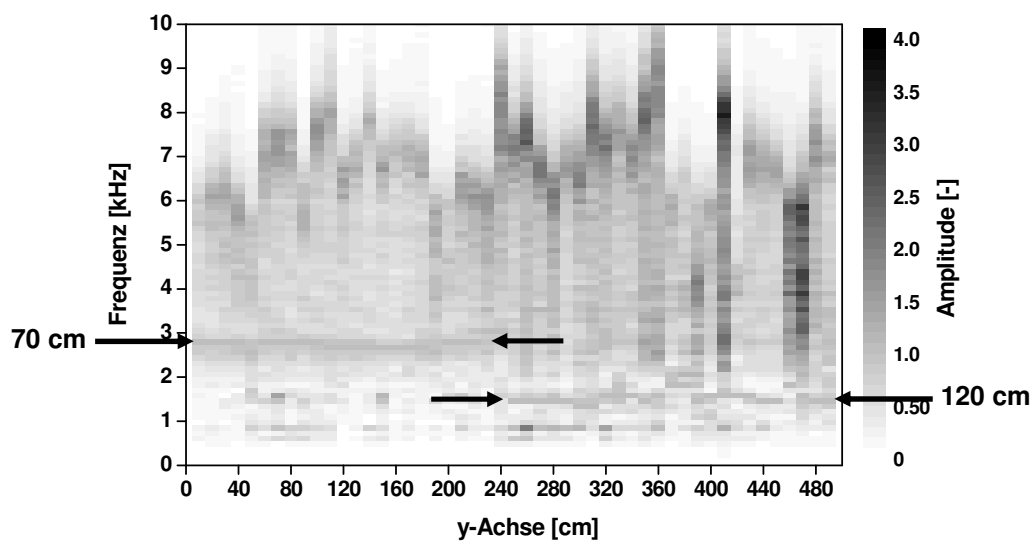


Abbildung 5.9: Impact-Echogramm einer Fundamentplatte mit zwei Dicken von 70 und 120 cm.

5.3 Lokalisierung von Hohlstellen

Die Lokalisierung von Hohlräumen bzw. Fehlstellen mit dem Impact-Echo-Verfahren hängt wesentlich von den geometrischen Randbedingungen ab. Wie im vorigen Kapitel aufgezeigt, ist bei komplexen Bauteilstrukturen infolge mehrerer messbarer Resonanzen eine Ortung selbst von Hohlstellen mit einfacher Geometrie sehr schwierig. Die detektierbare Tiefenlage d_F einer Hohlstelle ist durch den Bereich zwischen d_{Fmin} und d_{Fmax} vorgegeben (Abbildung 5.10). Im Allgemeinen können Hohlstellen mit diesem Verfahren geortet werden, wenn deren seitliche Ausdehnung l_{min} parallel zur Oberfläche größer ist, als die Überdeckung ($l_{min}/d_{Fmax} > 1$) [WIGGENHAUSER & TAFFE 2004]. Die minimale messbare Fehlstellentiefe d_{Fmin} ergibt sich aus der Größe der angeregten Wellenlänge λ im Verhältnis zur seitlichen Ausdehnung l_{min} . Die kritische Größe einer Hohlstelle, die gerade noch messbar ist, beträgt $l_{krit} > 1,25 \cdot \lambda$ [BUJARD ET AL. 2001].

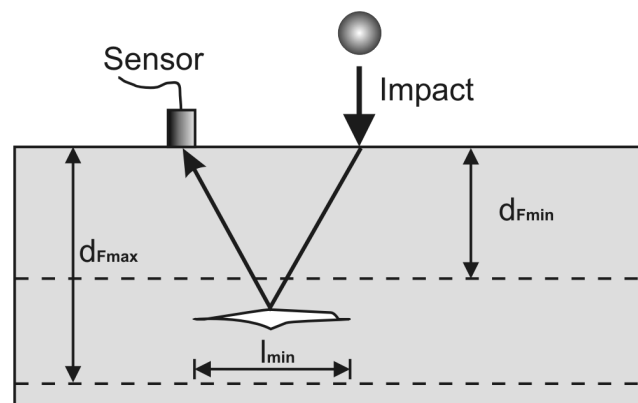


Abbildung 5.10: Randbedingungen der Detektierbarkeit einer Hohlstelle.

Ausnahmen hiervon sind oberflächennahe Fehlstellen, die eine Betonüberdeckung von weniger als 10 cm haben. In diesem Fall werden niederfrequente Biegeschwingungen zwischen der Prüfoberfläche und der Hohlstelle angeregt [SANSALONE & STREETT 1997]. Im Frequenzspektrum zeigen sich die daraus entstehenden Resonanzen mit einer hohen Amplitude und einer im Vergleich zur Dickenresonanz niedrigeren Frequenz (Kap. 4.3.1). Die direkte Fehlstellenresonanz ist dabei häufig gar nicht oder nur sehr schwach zu erkennen.

In Abbildung 5.11 ist exemplarisch ein Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen zur Ortung oberflächennaher Fehlstellen dargestellt. Die Impact-Echo-Messung erfolgte an der 21 cm dicken Stufe des Stufenkörpers PK 4. Das Impact-Echogramm besteht aus gemittelten und auf den jeweiligen maximalen Amplitudenwert im Bereich von 9,6-10,0 kHz normierten Frequenzen. Die in einer Tiefe von 9 cm eingebaute planare Fehlstelle ($l_{\min}/d_F = 1,3$) befindet sich zwischen $x = 34$ cm und $x = 46$ cm. Im Schaubild ist sie mit einer sehr dominanten Amplitude erkennbar, deren Frequenz bei 6,5 kHz liegt. Die mit der ermittelten P-Wellengeschwindigkeit von 4254 m/s berechnete Dickenfrequenz der Stufe liegt bei 10 kHz. Die Fehlstellenresonanz bei 23,3 kHz ist gegenüber dem Frequenzmaximum bei ca. 6,5 kHz zwar erkennbar, jedoch hat sie eine deutlich kleinere Amplitude. Des Weiteren bilden sich aufgrund von Biegeschwingungen weitere Frequenzen heraus, die sich von der Resonanz der Biegewelle bei 6,5 kHz treppenartig nach oben hin ausbreiten. Die Überlagerung dieser trichterförmigen Frequenzlinien mit der Dickenresonanz kann bei punktueller Messung an einer Stelle in unmittelbarer Umgebung der Fehlstelle leicht zu einer Fehlinterpretation des Ergebnisses führen. Auch hier zeigt sich, wie vorteilhaft eine Linienmessung ist.

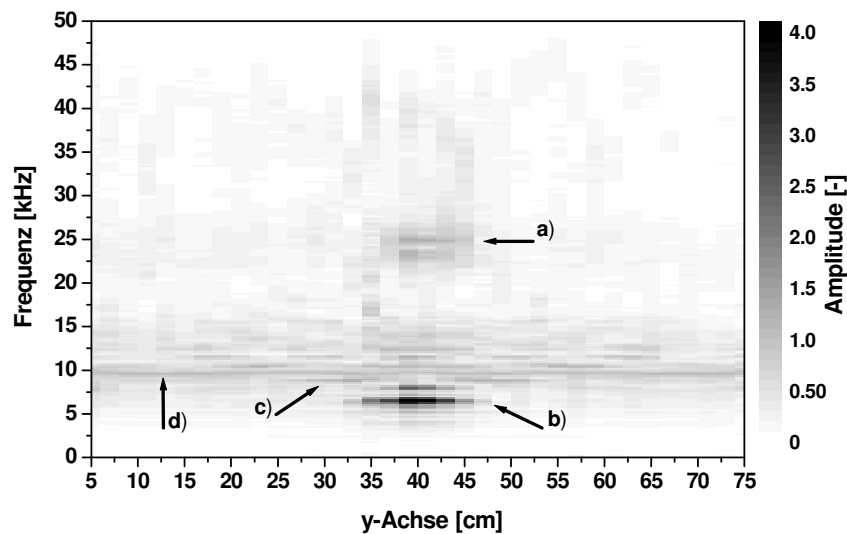


Abbildung 5.11: Gemittelte und auf Amplitudenwerte im Bereich von 9,6-10,0 kHz normierte Frequenz-B-Bilder der Stufe $d = 21$ cm des Stufenkörpers mit eingebauter Fehlstelle in 9 cm Tiefe. Mit: ^{a)} Resonanz der Fehlstelle bei 25 kHz, ^{b)} Resonanz der Biegewelle bei 6,5 kHz, ^{c)} von gemessener Biegewellenresonanz treppenartig nach oben weglaufende Resonanzen, ^{d)} Dickenresonanz bei 9,8 kHz.

Abbildung 5.12 zeigt einen gemessenen Lininenscan des im Scanbereich 33 cm dicken Stufenkörpers PK4. Für die Darstellung wurden hier ebenfalls die Werte gemittelt und auf den jeweiligen maximalen Amplitudenwert im Bereich des gemessenen Rückwandechos von 5,8-6,2 kHz normiert. Die Tiefenresonanz der eingebauten Fehlstelle zwischen $x = 27$ cm und $x = 39$ cm in 12 cm Tiefe ist hier nur sehr schwach erkennbar. Eine bei dem hier vorliegenden I_{\min}/d_F Verhältnis von 1,0 zu erwartende direkte Detektion der Fehlstelle ist nur mit einer sehr kleiner Amplitude sichtbar.

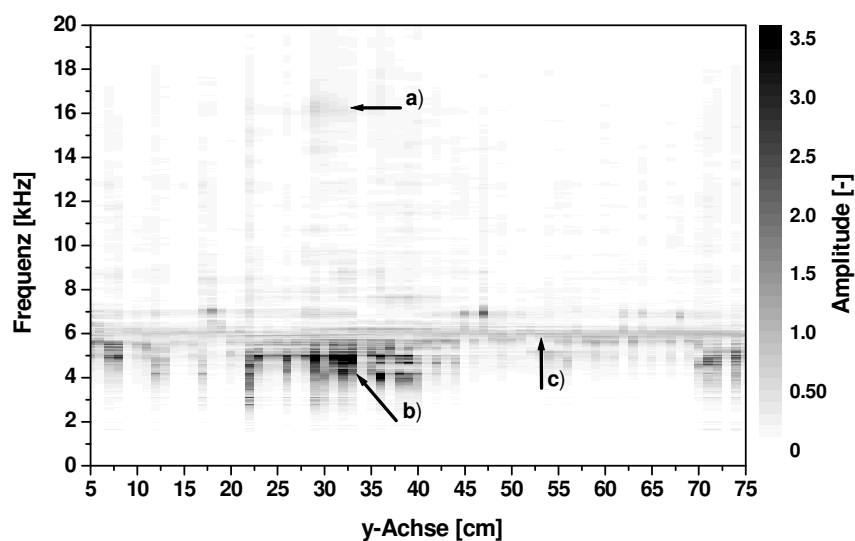


Abbildung 5.12: Gemitteltes und auf Amplitudenwerte im Bereich von 5,8-6,2 kHz normiertes Frequenz-B-Bild der Stufe $d = 33$ cm des Stufenkörpers mit eingebauter Fehlstelle in 12 cm Tiefe. Mit: ^{a)} Resonanz der Fehlstelle bei 16,3 kHz, ^{b)} verschobene Dickenresonanz über der Fehlstelle, ^{c)} Dickenresonanz bei 6,0 kHz.

Im Impact-Echogramm ist die Fehlstelle primär durch eine Verschiebung der Dickenresonanz hin zu einer niedrigeren Frequenz zu erkennen. Die angeregte Schallwelle umläuft hier die Fehlstelle und zeigt sich im Frequenzbild infolge des längeren Laufwegs zwischen Anregungspunkt und Bauteilrückwand als eine gegenüber der Dickenresonanz nach unten verschobene Frequenz. Dies liegt vermutlich an der zu klein gewählten Abmessung der Fehlstelle, die zu wenig Energie der eingebrachten Schallwelle reflektiert. Eine Lokalisierung der Tiefe ist somit nur bedingt möglich, eine Aussage über die genaue Tiefenlage kann dann nicht getroffen werden. Die Dickenresonanz ist als schmales Band sichtbar. Sie liegt mit 6,0 kHz etwas unterhalb des erwarteten Wertes von 6,4 kHz.

Ob es bei der Impact-Echo-Messung von Fehlstellen zu einer direkten Ortung über die zur Tiefe der Fehlstelle zugehörige Tiefenresonanz kommt, hängt auch von der Beschaffenheit des Hohlraums ab. Je größer der Impedanzunterschied und damit die reflektierte Energie der Schallwellen an den Übergängen des Betons zum Hohlraum ist, desto größer ist die Aussagewahrscheinlichkeit über das Vorhandensein einer Fehlstelle. Die besten Voraussetzungen für eine Detektion erhält man, wenn sich die Fehlstelle planar zur Prüffläche befindet und vollständig mit Luft gefüllt ist. Bei Hohlstellen mit gekrümmten Oberflächen werden die Schallwellen in unterschiedlichen Richtungen reflektiert, sodass an der Messstelle ein Signal mit zu geringer Reflexionsintensität der Fehlstelle gemessen wird.

Gerade bei Kiesnestern, die eher einen zerklüfteten Hohlraum aufweisen und bei denen die Zuschläge mit der Zementmatrix meist noch miteinander verbunden sind, werden die Schallwellen nur zu einem sehr geringen Teil reflektiert. Eine klare Detektion über eine direkte oder indirekte Reflexion mit dem Impact-Echo-Verfahren ist nur zu erwarten, wenn ein ausreichend großer luftgefüllter Raum vorhanden ist. Die in Abbildung 5.13 dargestellte Messung verdeutlicht dieses Problem. Die Lokalisierung des eingebauten Kiesnestes konnte hier nur mithilfe einer gemessenen tendenziellen Abnahme der Amplitude der Dickenresonanzen im Fehlstellenbereich zwischen $y = 300$ cm und $y = 325$ cm gegenüber eines ungestörten Bereichs erfolgen. Infolge auftretender Streuungen am Hohlkörper kommt es zu einer Abnahme der an der Bauteilrückwand reflektierten Energie. Die im Impact-Echogramm in Abbildung 5.13 links gehäuft auftretenden Resonanzen in einem Bereich von 8 bis 10 kHz oberhalb der Dickenresonanz von 7,5 kHz sind ein weiteres Indiz für das Vorhandensein eines Kiesnestes, hervorgerufen durch direkte Schallreflexionen an der Fehlstelle. Bei $y = 220$ cm bis 230 cm befindet sich ein weiteres Kiesnest, bei dem aber keine weiteren direkten Reflexionen gemessen werden konnten.

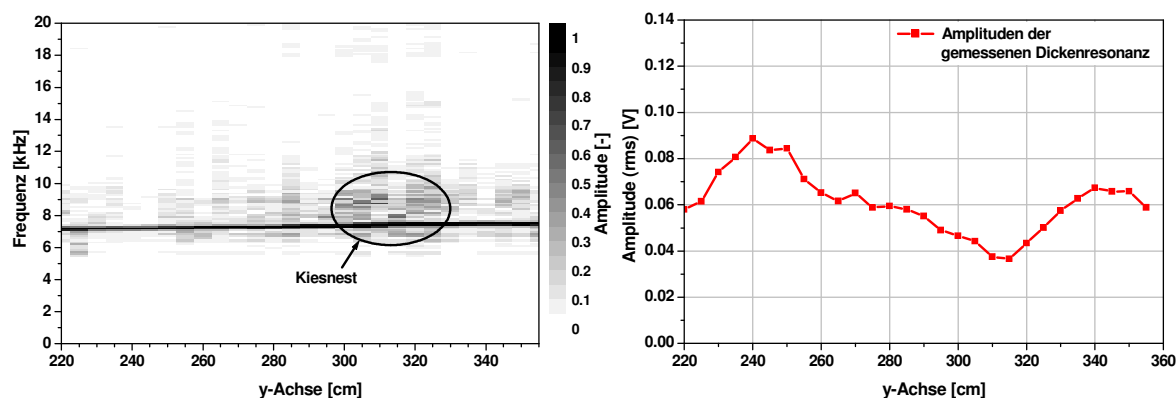


Abbildung 5.13: Lokalisierung eines eingebauten Kiesnestes zwischen $y = 300$ cm und $y = 330$ cm, links: Impact-Echogramm bei $x = 55$ cm (normiert auf das Maximum), rechts: Verlauf der Amplituden der gemessenen Dickenresonanzen entlang der Messstrecke.

5.3.1 Identifizierung oberflächennaher Fehler durch Biegeschwingungen

Die Klassifizierung der in Abbildung 5.11 auftretenden Biegeschwingungen erfolgte hier anhand der Messdaten mithilfe der Wavelet-Transformation. Zum Vergleich sind in den Abbildungen 4.14 bis 4.16 zwei mit dem Impact-Echo-System aufgenommene Signale über der eingebauten Fehlstelle und aus dem ungestörten Bereich der Stufe mit $d = 21$ cm sowie deren mit der Fourier-Transformation und der Wavelet-Transformation berechneten Frequenzspektren dargestellt.

Bei der Waveletanalyse erfolgt im Gegensatz zur Fourieranalyse die Zerlegung des Signals in einen Frequenz-Zeit-Raum (Waveletraum). Dadurch lässt sich, neben einer frequenzabhängigen, auch eine zeitliche Darstellung der Messsignale erzeugen, die darüber Aufschluss gibt, welcher Frequenzanteil zu welchem Zeitpunkt vorhanden ist. Als Mother-Wavelet wurde hier die Morlet-Funktion gewählt. Die in Abbildung 5.16 dargestellten Skalierungswerte (SW) auf der y-Achse sind proportional zum Kehrwert der Frequenz, das heißt große Skalenwerte entsprechen einer kleinen Frequenz. Die x-Achse bezeichnet die Zeit. Für das in den Waveletraum transformierte Signal 1 ergeben sich zwei dominante Maxima mit den Skalierungswerten 320 und 80, die mit den Frequenzen 9,8 kHz und 40 kHz korrelieren. Für das Signal 2 erhält man deutliche Amplituden bei den Skalierungswerten 530 und 140 bzw. 6,5 kHz und 25 kHz. Das Intensitätsdiagramm zeigt, dass die zur Bauteildicke sowie die zu einer Fehlstelle zugehörigen Resonanzfrequenzen nur im zeitlichen Anfangsbereich des Signals stark vertreten sind, während die Frequenzen der Biegeschwingungen über einen wesentlich längeren Zeitbereich im Signal mit großer Amplitude sichtbar sind. Zusätzlich ist zu erkennen, dass höhere Frequenzen stärker gedämpft werden als niedrigere. Im Waveletraum ist die Fehlstelle als prägnante Frequenzspitze zu erkennen. Die Resonanzinformationen der Bauteildicke sowie der Fehlstelle sind also hauptsächlich im Anfangsbereich des Signals vorhanden. Der Frequenzpeak in Abbildung 5.15 bei 40 kHz taucht in beiden Spektren, wie auch in den anderen ermittelten Spektren, mit nahezu gleicher Amplitude auf, sodass hier von einer Resonanzstelle des Sensors ausgegangen werden kann.

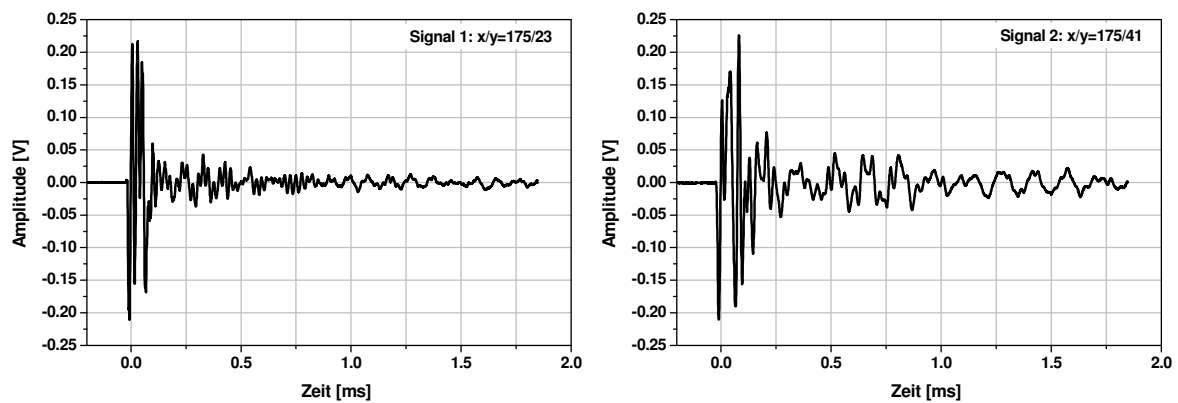


Abbildung 5.14: Vergleich gemessener Impact-Echo-Signale des Stufenkörpers. links: Signal 1, Messstelle ohne Fehlstelle, rechts: Signal 2, Messstelle über Fehlstelle.

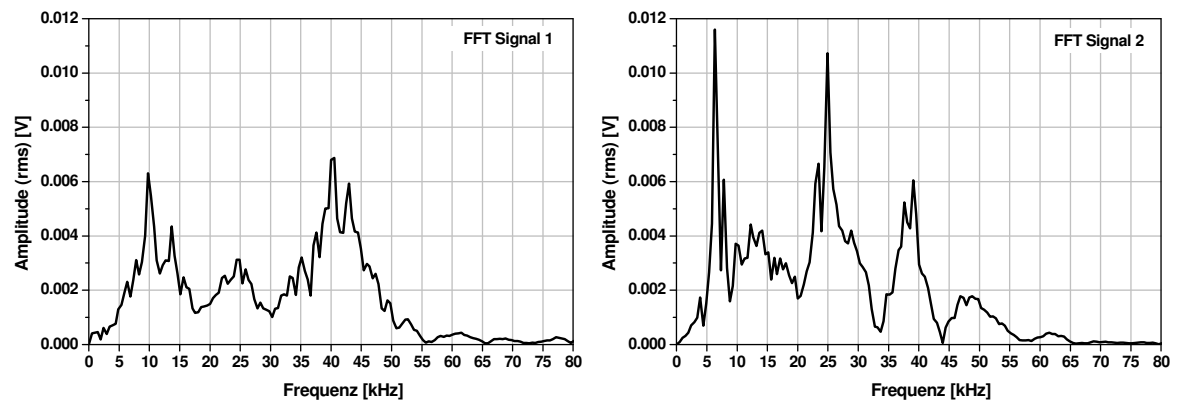


Abbildung 5.15: Frequenzspektren der beiden Impact-Echo-Signale aus Abbildung 5.14, links: Signal 1 (ohne Fehlstelle) mit Dickenresonanz bei 9,8 kHz, rechts: Signal 2 mit Fehlstelle bei 25 kHz und Resonanz der Biegewelle bei 6,5 kHz. Der Frequenzpeak bei 40 kHz ist eine sensorbedingte Resonanz.

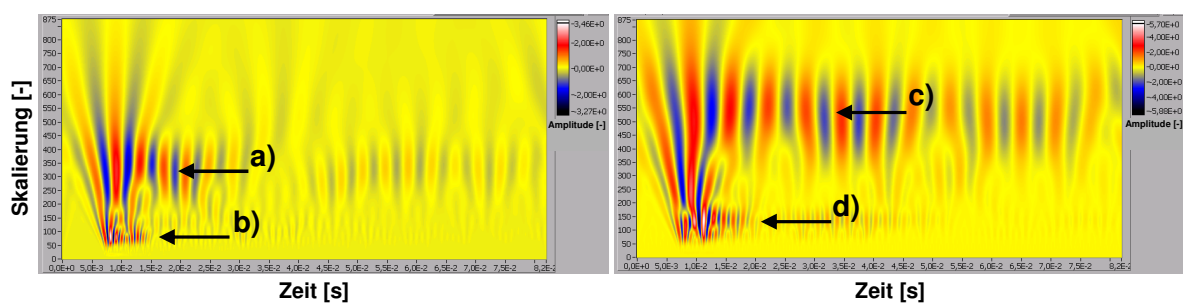


Abbildung 5.16: Wavelet-Transformation der beiden Impact-Echo-Signale aus Abbildung 5.14 mit dem Morlet-Wavelet, links: Signal 1, rechts: Signal 2. Mit: ^{a)} Rückwandresonanz bei SW 320 (= 9,8 kHz), ^{b)} Sensorresonanz bei SW 80 (= 40 kHz), ^{c)} Biegewelle bei SW 530 (= 6,5 kHz), ^{d)} Fehlstelle bei SW 140 (= 25 kHz).

5.3.2 Filterung von Impact-Echo-Signalen mithilfe der Wavelet-Transformation

Bei der Aufzeichnung von Schallsignalen kommt es unter Umständen infolge auftretender Eigenschwingungen des Sensors oder des gesamten Messsystems zu störenden Frequenzen im Messsignal, die das Messergebnis beeinträchtigen können. Diese lassen sich nur bedingt über die üblichen Filterfunktionen, wie zum Beispiel eine Bandstop-Filterfunktion, entfernen. Eine weitere Möglichkeit stellt die Filterung von Schallsignalen mithilfe der Wavelet-Transformation dar [RUCK 2005]. Hierbei werden die Signale in den Waveletraum transformiert, der störende Anteil herausgeschnitten und danach wieder zurücktransformiert. Der Vorteil dabei liegt darin, dass die wesentliche Signalform unverändert bleibt.

In Abbildung 5.17 ist ein mit einem kommerziell erhältlichen Messsystem (Olson Instruments) gemessener FFT-B-Scan des 33 cm dicken Stufenbereichs am Stufenkörper PK4 dargestellt. Die planare Fehlstelle konnte hier in dem Bereich zwischen $x = 27$ cm und $x = 39$ cm über eine Verschiebung des Rückwandechos, wie in Abbildung 5.12, geortet werden. Eine Fehlstellenresonanz ist im Impact-Echogramm nicht erkennbar, die Dickenresonanz ist dagegen als schwaches horizontales Band sichtbar. Sie liegt mit 5,8 kHz etwas unterhalb des erwarteten Wertes. Im Impact-Echogramm in Abbildung 5.17 links erkennt man eine Eigenschwingung des Messsystems bei 1,65 kHz. In der Abbildung 5.17 rechts ist diese Störfrequenz mit der Wavelet-Transformation herausgefiltert. Die Amplituden der Fehlstellen- sowie Dickenresonanzen heben sich dadurch im Impact-Echogramm viel deutlicher ab als vor der Filterung.

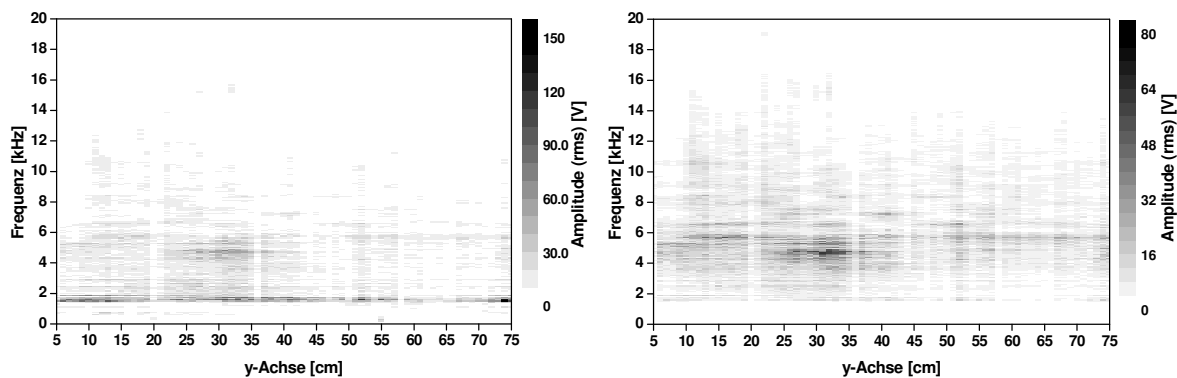


Abbildung 5.17: Impact-Echogramm der Stufe $d = 33$ cm von der oberen Seite, links: Gemessene Daten mit Eigenfrequenz des Messsystems bei 1,65 kHz, rechts: Ergebnis nach erfolgter Waveletfilterung.

Um die Einflüsse dieser Eigenschwingung zu verdeutlichen, sind in Abbildung 5.18 und Abbildung 5.19 zwei Punkte des Linienscans vor der Waveletfilterung aus Abbildung 5.17 exemplarisch im Waveletraum dargestellt. Beide Signale wurden mit der Morlet-Funktion transformiert. In Abbildung 5.18 ist das gemessene Signal über der Fehlstelle bei $y = 33$ cm dargestellt. Neben der indirekten Fehlstellenresonanz, die sich als nach unten verschobene Dickenresonanz bei 4,8 kHz zeigt, und der Eigenschwingung des Messsystems bei 1,65 kHz ist auch die Fehlstelle bei 17,4 kHz, wenn auch nur mit kleiner Amplitude, zu erkennen. In Abbildung 5.19 des Messpunktes bei $y = 63$ cm eines ungestörten Bereichs ist neben der Eigenschwingung des Gerätes, auch die Frequenz der

Rückwandresonanz bei 6,2 kHz zu sehen. Aus beiden Diagrammen ist ersichtlich, wie stark die Eigenschwingung des Messsystems im Signal vorhanden ist. Im Gegensatz zu den anderen gemessenen Resonanzen schwingt sie sehr stark nach und ist in der gesamten Signallänge dominant.

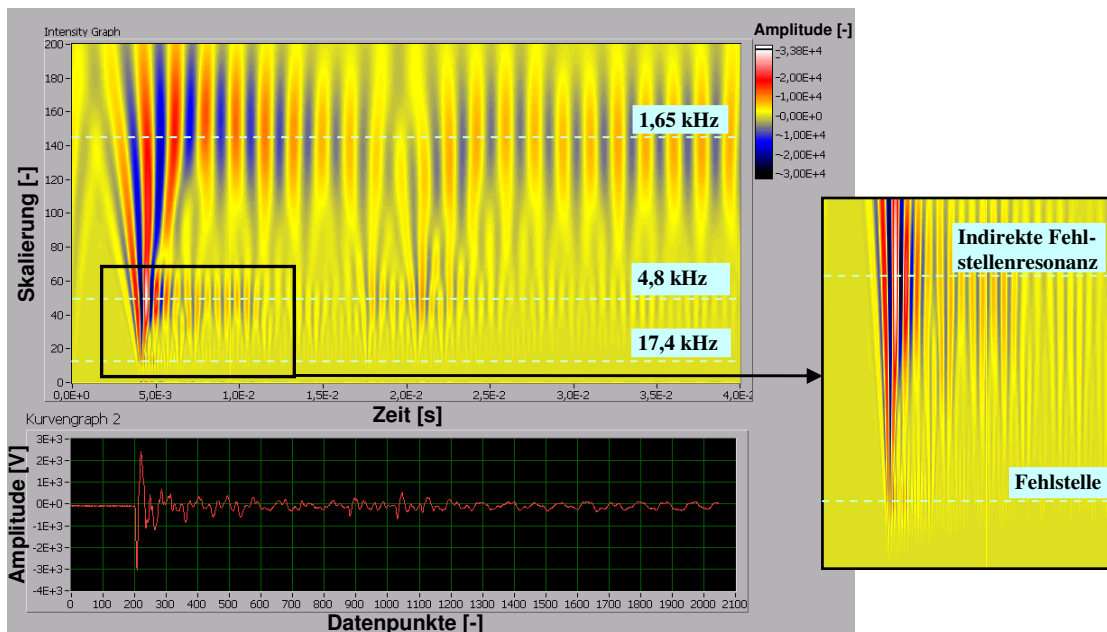


Abbildung 5.18: Darstellung eines Messsignals ($y = 33$ cm) im Waveletraum (Morlet-Wavelet) von einer Messung am Stufenbereich $d = 33$ cm des Stufenkörpers PK 4 im Bereich der Fehlstelle.

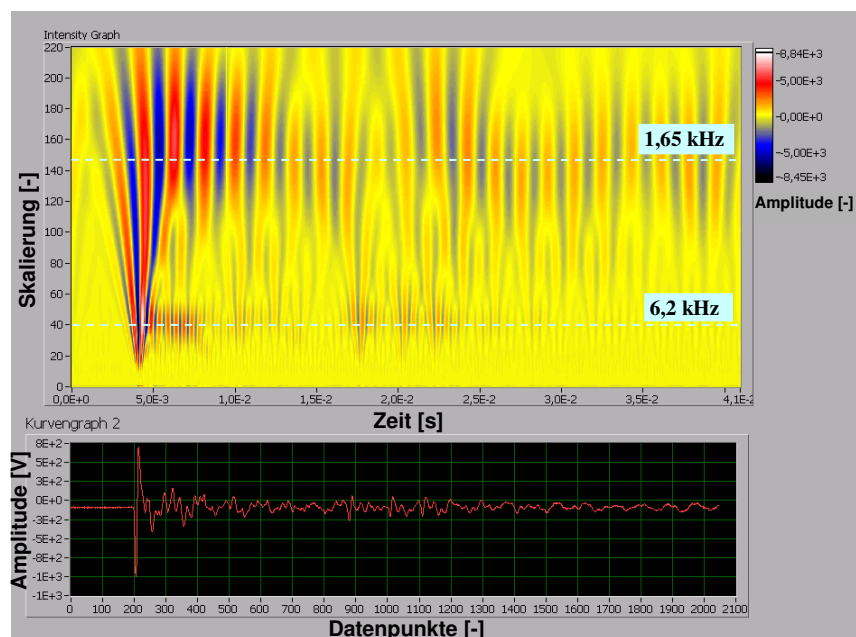


Abbildung 5.19: Darstellung eines Messsignals ($y = 63$ cm) im Waveletraum (Morlet-Wavelet) von einer Messung am Stufenbereich $d = 33$ cm des Stufenkörpers PK 4 im ungestörten Bereich.

5.4 Lokalisierung von Spanngliedern

Ein weiterer Anwendungsbereich dieser zerstörungsfreien Prüfmethode ist das Auffinden von Spanngliedern sowie die Charakterisierung des Verpresszustandes. Zu diesem Thema fanden in den letzten Jahren zahlreiche Untersuchungen statt, die viele positive Ergebnisse hervorbrachten [LAUSCH ET AL. 2002, WIGGENHAUSER & TAFFE 2004, GROBE ET AL. 2006A]. Es zeigte sich jedoch auch, dass allgemein gültige Aussagen zum Verpresszustand eines Hüllrohres mit dem Impact-Echo-Verfahren nicht allein gelöst werden konnten. Oftmals waren Vergleichsmessungen mit anderen Verfahren notwendig, um die Ergebnisse verifizieren zu können. Des Weiteren können für den jeweiligen Einzelfall durchgeführte Simulationsrechnungen, wie zum Beispiel in SCHUBERT & KÖHLER [2001], LAUSCH ET AL. [2002] und SCHUBERT ET AL. [2004A] dargelegt, zu einer fundierteren Interpretation der Ergebnisse beitragen.

Im Folgenden werden Messergebnisse an einer Platte (Abbildung 5.20) mit eingebauten Hüllrohren dargestellt. Die Platte besteht aus einem Beton C30/35 mit einem Größtkorn von 32 mm. Die Abmessungen der Platte betragen 150 x 200 x 25 cm³. Der Testkörper enthält drei durchgehende Hüllrohre mit einem Durchmesser von 40 mm, die in unterschiedlicher Tiefe eingebaut sind. Die Hüllrohre weisen unterschiedliche Verfüllgrade auf: HR 1 ist unverfüllt, HR 2 teilverfüllt und in HR 3 ist ein schräg verlaufender Stabstahl (Ø 28 mm) eingemörtelt. Die gemessene Dickenresonanz der Platte beträgt 8 kHz.

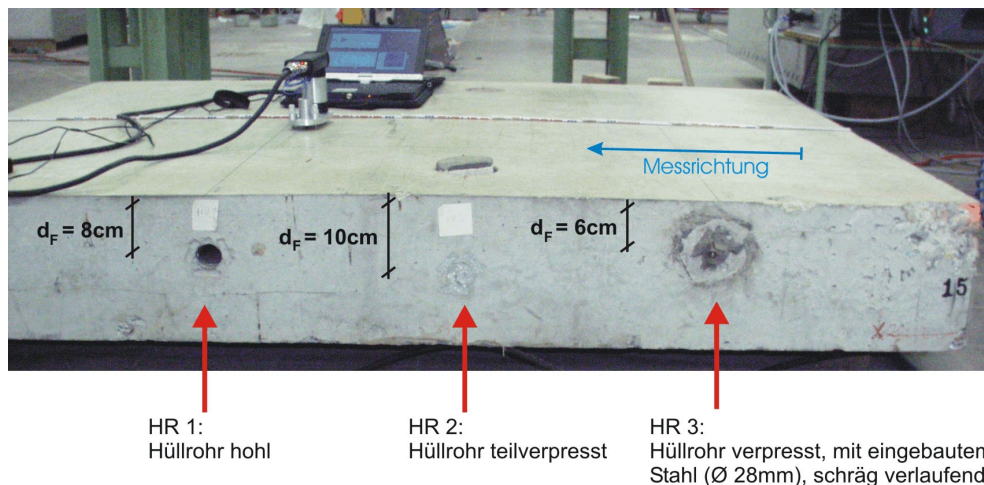


Abbildung 5.20: Testkörper mit drei eingebauten Hüllrohren HR 1, HR 2 und HR 3 in unterschiedlicher Tiefe d_F und variierendem Verfüllgrad.

Die Untersuchungen zeigen, dass sich die Hüllrohre im Frequenz-B-Bild nur indirekt über eine Verschiebung der Frequenz des Rückwandechos um bis zu 1 kHz nach unten lokalisieren lassen (Abbildung 5.21). Da die Streueffekte bei Hüllrohren wesentlich größer sind als bei den in Kapitel 5.3 beschriebenen ebenen Hohlstellen, sind Reflexionen von der Hüllrohrwand nicht messbar. Daher können Spannglieder mit der Impact-Echo-Methode nicht, wie beispielsweise mit dem Ultraschall-Impulsecho-Verfahren, direkt geortet werden.

Das unverfüllte Hüllrohr HR 1 ist in den beiden Impact-Echogrammen sehr deutlich bei $x = 125$ cm zu sehen. Die Verschiebung der Frequenz beim teilverpressten Hüllrohr HR 2 ($x = 85$ cm) ist dagegen je nach Verfüllgrad stärker (Abbildung 5.21 links) bzw. schwächer (Abbildung 5.21 rechts) ausgeprägt. Diese Verschiebungen resultieren aus den durch die Hüllrohre entstehenden Wellenbeugungen, wodurch es zu einer verlängerten Laufzeit des Schallsignals kommt und der zugehörige Frequenzwert kleiner wird. Simulationen von F. Schubert [SCHUBERT ET AL. 2004A] haben ergeben, dass bei ideal verpressten Bereichen diese Verschiebungseffekte nicht auftreten. Die Ergebnisse in Abbildung 5.21 zeigen beim voll verpressten Hüllrohr HR 3 bei $x = 45$ cm dennoch solche Verschiebungen. Zusätzlich ist ein hyperbelartiger Frequenzbogen oberhalb der Frequenz der Bauteildicke zu erkennen. Vermutlich kommt es durch Luft einschlüsse im Innern der gewellten Hüllrohrwand zu den hier gemessenen Schallreflexionen. Abschließend konnte dieser Effekt im Rahmen dieser Untersuchungen jedoch noch nicht geklärt werden.

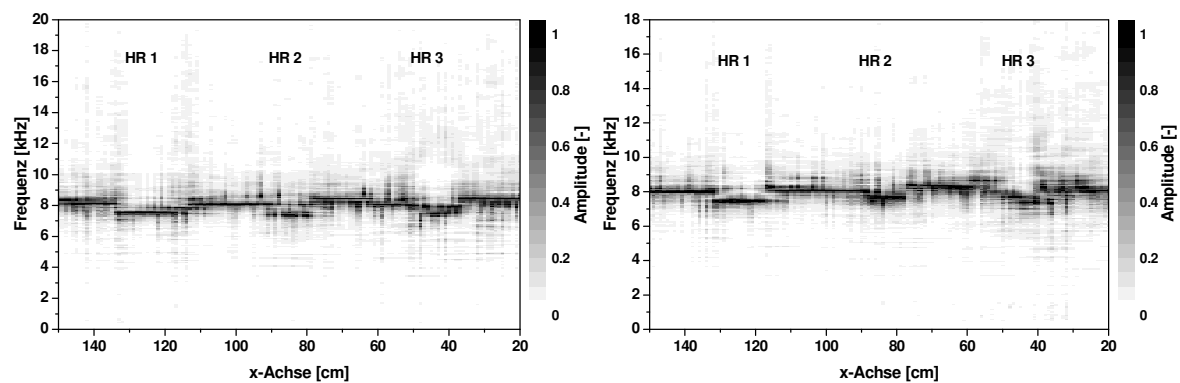


Abbildung 5.21: Impact-Echogramme der Hüllrohre HR 1 (unverfüllt), HR 2 (teilverfüllt) und HR 3 (voll verpresst). Messung quer zur Hüllrohrlage, links: Messlinie über unverfülltem Teilbereich bei HR 2, rechts: Messung im verfülltem Bereich bei HR 2.

Die Größe der Verschiebung ist abhängig von der Tiefenlage und des Verpresszustandes des Spanngliedes [LAUSCH ET AL. 2002, GROBE ET AL. 2006D]. Weitere Hinweise über vorhandene Verpressfehler im Spannglied erhält man, wenn die maximalen Amplitudenwerte der einzelnen Frequenzspektren betrachtet werden. Zur besseren Darstellung des Ergebnisses in Abbildung 5.22 wurden die gemittelten Frequenzwerte auf die gemessenen maximalen Amplituden im Bereich des gemessenen Rückwandeckes von 8,0 bis 8,5 kHz normiert. Das Diagramm rechts zeigt, dass die Amplitude der gemessenen Resonanzfrequenz beim leeren Hüllrohr HR 1 höher ist als bei dem verfüllten (HR 3) und teilverfüllten Hüllrohr (HR 2).

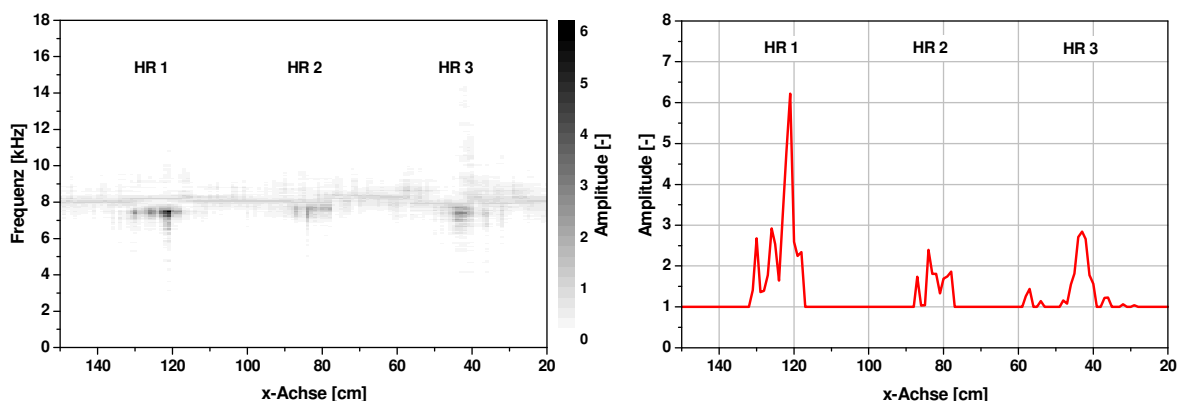


Abbildung 5.22: Impact-Echo-Messung am Probekörper aus Abbildung 5.20. links: Impact-Echogramm, Werte gemittelt und normiert auf maximale Amplitudenwerte im Bereich von 8,0 bis 8,5 kHz, rechts: Maximalamplituden der Frequenzspektren.

Ein weiteres Beispiel für die Lokalisierung unverpresster Bereiche zeigt Abbildung 5.23. Hier erfolgte die Messung entlang des Scheitels eines Hüllrohres an einem größeren Testkörper mit mehreren eingebauten Spanngliedern unterschiedlicher Größe und Verpressgüte. Die Verpressfehler zeigen sich auch hier durch signifikante Verschiebungen der Rückwandresonanz, die bei diesem Testkörper mit einer vorhandenen Bauteildicke von 30 cm und einer ermittelten P-Wellengeschwindigkeit von 4233 m/s bei 7,0 kHz liegt.

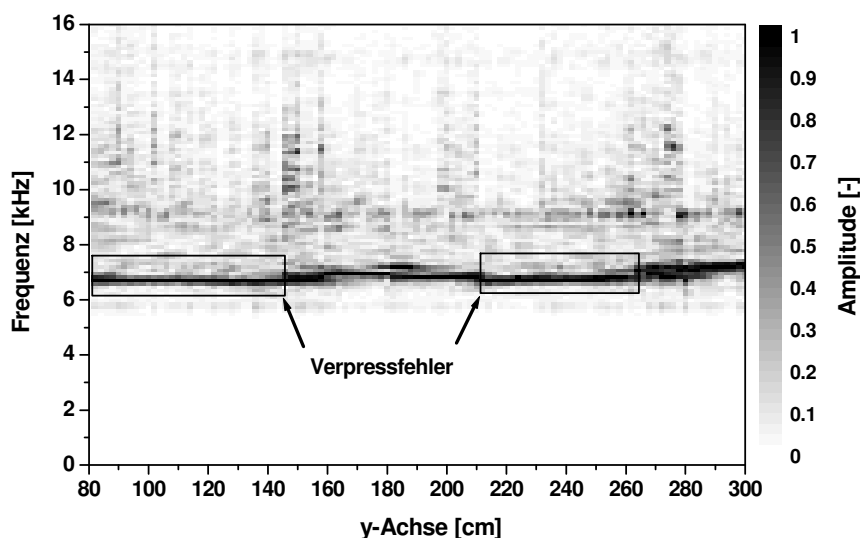


Abbildung 5.23: Frequenz-B-Bild eines Hüllrohres mit eingebauten Verpressfehlern, Messung entlang des Hüllrohrscheitels.

Vorraussetzung für eine Ortung von Spanngliedern ist also eine vorhandene ausreichend konstante Bauteildicke im gewählten Messbereich. Bei komplexen Bauteilgeometrien oder sehr dicken Bauteilen ist eine Lösung dieser Prüfaufgabe nicht möglich (siehe Kapitel 5.5). Allerdings zeigt sich, dass selbst mit dem hier verwendeten Verfahren Aussagen über den Verpresszustand auch bei idealen Bedingungen nur sehr bedingt möglich sind. Zieht man die hier dargestellten Ergebnisse in Betracht, so ist eine zuverlässige Aussage

nur bei Linien- bzw. Flächenscans möglich. Misst man nur vereinzelte Punkte, so ist bei dieser Aufgabenstellung im Besonderen zu klären, inwieweit Geometrieeffekte, variierende Bauteildicken und unterschiedliche Ankopplungsbedingungen die Reproduzierbarkeit und die Genauigkeit der Ergebnisse beeinflussen.

An die Grenzen stößt das Impact-Echo-Verfahren bei Bauwerken mit mehreren Lagen hintereinander liegender Spannglieder, wie es beispielsweise in den Stegen von Hohlkastenbrücken der Fall ist. Hier beeinflussen sich die Reflexionen der einzelnen Spannglieder gegenseitig, sodass eindeutige Zuordnungen sehr schwierig sind. Festzuhalten ist, dass mit dem Verfahren die laterale Lage eines Spanngliedes sehr gut bestimmt werden kann, Aussagen über die Tiefenlage jedoch nicht getroffen werden können.

5.5 Untersuchung einer Spannbetonbrücke

Für die Überprüfung der Leistungsfähigkeit des Impact-Echo-Verfahrens bei praxisbezogenen Bauteiluntersuchungen wurden Messungen an einer Spannbetonbrücke durchgeführt [BEUTEL ET AL. 2005A, GROBE ET AL. 2005C]. Durch einen im Anschluss an die Messung erfolgten Rückbau konnten die Messergebnisse verifiziert werden. Die Spannbetonbrücke wurde Ende der 60er Jahre mit einer Gesamtlänge von 96 m erbaut. Der Überbau bestand aus einem Hohlplattenquerschnitt mit einer Dicke von 1,10 m. Die Brücke lag auf den Widerlagern und zwei Pfeilerpaaren auf, die Spannweiten der Felder betragen 31 m, 34 m und 31 m. Im Grundriss verlief die Brücke in einem Bogen mit einem Radius von ca. 80 m. Zur Gewichtsreduzierung waren gewellte Rohre in fünf Reihen eingebaut (Abbildung 5.24). Diese Hohlkörper erstreckten sich jeweils über eine Länge von etwa 7 m, wobei sie in Längsrichtung auf ca. 1 m unterbrochen waren.

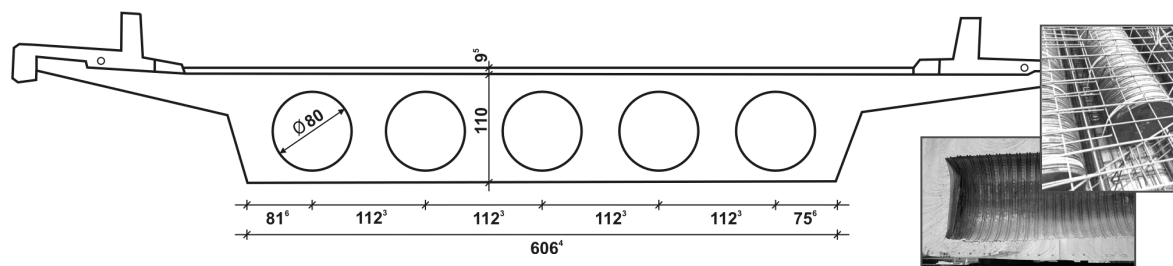


Abbildung 5.24: Skizze des Brückenaufbaus, Mitte: Querschnitt des Überbaus, rechts: Hohlkörper, beim Einbau und als Sägeschnitt beim Rückbau der Brücke (Maße in cm).

Die ermittelte P-Wellengeschwindigkeit im Beton betrug $v_P = 4162$ m/s. Die Messungen erfolgten von der Brückenunterseite. In Abbildung 5.25 ist das Ergebnis einer Messung im Stützenbereich quer zur Fahrbahnrichtung dargestellt. Die Reflexionen an der Unterseite eines Hohlkörpers sind im Impact-Echogramm in Form eines Halbkreises zu sehen (zur Verdeutlichung ist in der Abbildung die Lage des Scheitels des Rohres mit eingezeichnet). Aus den Messungen ergab sich eine Tiefenlage des Rohres im Scheitel bei $y = 520$ cm von 14 cm. Messungen im Feldbereich (Abbildung 5.26) lieferten ebenfalls gute Ergebnisse. Hier lagen die gemessenen Werte der lokalisierten Rohre (in Abbildung 5.26

von links nach rechts) in einer Tiefe von 13 cm, 15 cm und 13 cm. Beim Rückbau der Brücke wurde der Überbau in mehrere größere Elemente zersägt. Anhand des Sägeschnitts konnte so die Messgenauigkeit überprüft werden. Es ergab sich eine sehr geringe Abweichung von der tatsächlichen Betondeckung der Rohre im Scheitel von 1 %. Die im Frequenzspektrum auftretende Resonanz bei 6 kHz ist nach zusätzlichen, am Bauteil durchgeführten Untersuchungen auf eine Eigenschwingung des Messsystems zurückzuführen.

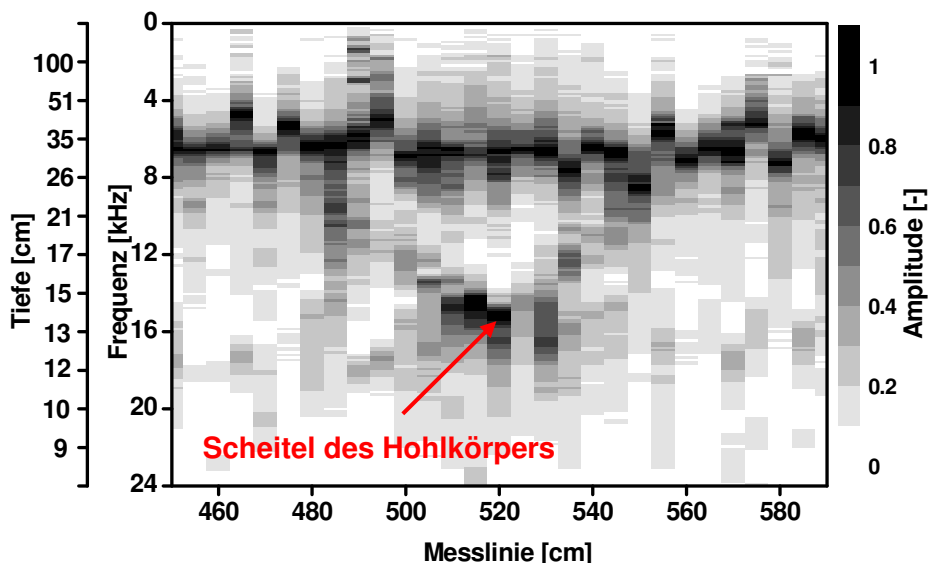


Abbildung 5.25: Impact-Echogramm quer zur Längsrichtung eines eingebauten Hohlkörpers mit Tiefenangabe der gemessenen Reflexion, Messung im Stützenbereich quer zur Fahrbahnrichtung.

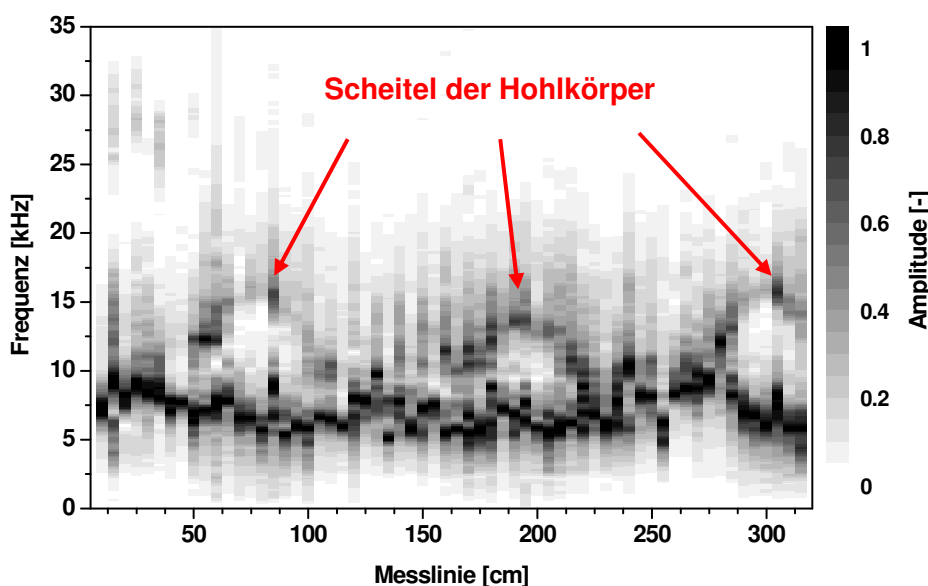


Abbildung 5.26: Impact-Echogramm quer zur Längsrichtung der eingebauten Hohlkörper, Messung in Feldmitte quer zur Fahrbahnrichtung.

In der Feldmitte erfolgte zudem eine Messung entlang der Fahrbahnrichtung bzw. entlang des Scheitels der eingebauten Verdrängungskörper. In Abbildung 5.27 ist die Tiefenresonanz zweier Rohre, die im Bereich von $105\text{ cm} < x < 215\text{ cm}$ unterbrochen sind, zu sehen. Die geringere Amplitude des linken Rohres sowie die zum Bildrand hin schräg verlaufende Tiefenresonanz beider Rohre rühren daher, dass die Messlinie nicht direkt unterhalb der Scheitellinie der Rohre verlief. Aufgrund des bogenförmigen Verlaufs des Überbaus, sind die Rohre in Längsrichtung in einem Winkel von etwa 6° zueinander angeordnet.

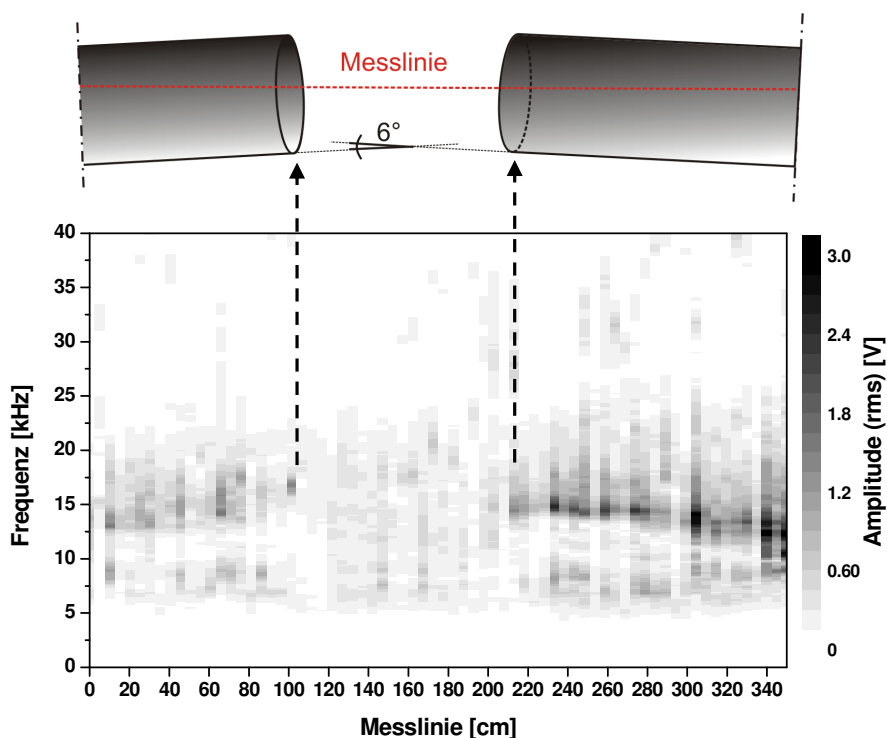


Abbildung 5.27: Impact-Echogramm zweier Rohre, Messung in Feldmitte längs zur Fahrbahnrichtung entlang des Scheitels.

Die Dicke des Brückenüberbaus konnte im vorliegenden Fall mit dem Impact-Echo-Verfahren nicht ermittelt werden. Bei der hier vorliegenden Struktur mit den eingebauten Verdrängungskörpern wurden die eingebrachten Wellen so stark gestreut, dass mit einem Schallwellen-Verfahren eine messbare Reflexion der Schallwellen von der Bauteilrückwand nicht zu erwarten war. Zudem lag die vorhandene Bauteildicke von 1,10 m im oberen Grenzbereich des mit diesem Verfahren messbaren Dickenbereichs. Die eingebauten Spannglieder konnten daher ebenfalls nicht geortet werden, da das Kriterium für die Lokalisierung von Spanngliedern über eine Verschiebung der Dickenresonanz [GROBE ET AL. 2006D, WIGGENHAUSER & TAFFE 2004] entfiel.

Zusätzliche Messungen an der Unterseite eines Sägeschnitts des Kragarms ergaben die in Abbildung 5.28 dargestellten Ergebnisse. Die kontinuierliche Dickenzunahme des Kragarms konnte sehr genau gemessen werden. Im Kappenbereich zwischen $10\text{ cm} < y < 90\text{ cm}$ wird jedoch eine Resonanzfrequenz gemessen, die der Gesamtdicke von Kragarm und Kappe entspricht. Dies war nicht zu erwarten, da die Kappe in der Regel

schwimmend gelagert ist und ein Schallhindernis darstellt. In diesem Messbereich war jedoch das zwischen der Kappe und dem Kragarm liegende Vlies stark zusammengepresst, sodass hier eine Schallüberbrückung vorhanden war. Im Anfangsbereich der Messlinie bis etwa $y = 80$ cm ist daher im Tiefendiagramm der Dickenpeak des Kragarms schwächer ausgeprägt als der in diesem Bereich dominierende Peak der Gesamtdicke. Bei $y = 90$ cm und $y = 100$ cm dagegen war die Gesamtdicke von Kragarm und Kappe aufgrund des in diesem Bereich noch intakten Vlieses nicht messbar. Das eingebaute Abwasserrohr konnte nicht geortet werden, hierzu wäre ein engeres Messraster notwendig gewesen.

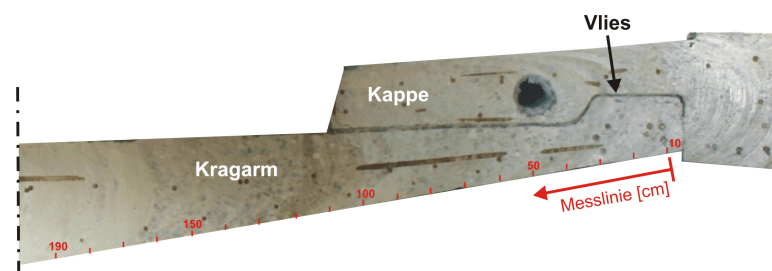
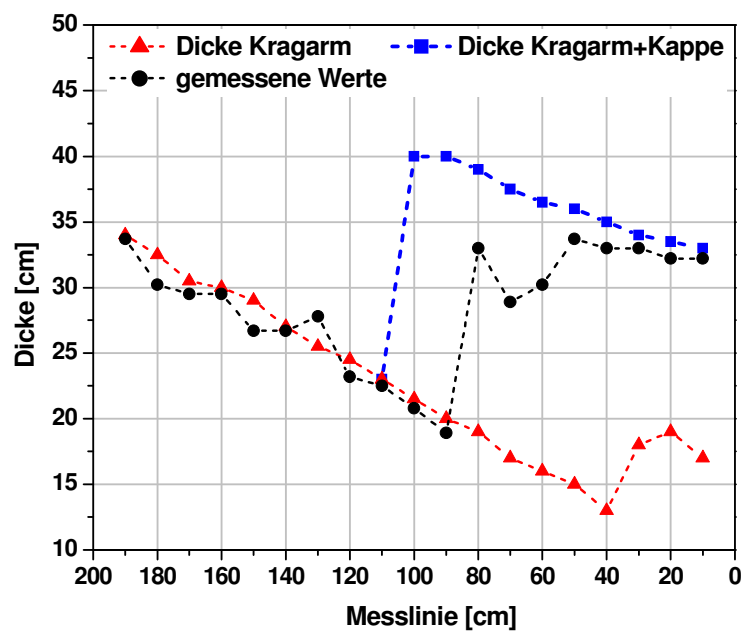


Abbildung 5.28: Kragarm, oben: Gemessene Daten mit dem Impact-Echo-Verfahren im Vergleich mit tatsächlichen Dicken des Kragarms; unten: Ansicht des Sägeschnitts.

Impact-Echo-Messungen auf der Brückenseite führten nicht zum Erfolg. Der Asphaltbelag und die darunter liegenden Abdichtungsbahnen führten zu einer starken Dämpfung der Schallwellen, sodass keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden konnten.

5.6 Quantitativer Verfahrensvergleich

Für den Anwender zerstörungsfreier Prüfmethode stellt sich die Frage, wie genau die Ergebnisse am untersuchten Bauteil sind und inwieweit die Aussagen der Messergebnisse auf ähnliche Prüfaufgaben übertragen werden können. Meistens erfolgt daher eine Überprüfung der Ergebnisse durch eine zerstörende Prüfung am Bauwerk, wie durch die Entnahme eines Bohrkerns. Untersuchungen an speziell hergestellten Testkörpern helfen zudem, die Ergebnisse zu verifizieren und den jeweiligen Anwendungsbereich besser einzugrenzen [BEUTEL ET AL. 2006B]. Die Messung an solchen Baukörpern mit eingebauten Fehlstellen definierter Größe und Art kann hierbei oft zur Klärung üblicher Fragestellungen beitragen. Weitere Möglichkeiten zur besseren Bewertung von Ergebnissen erhält man durch vergleichende Messungen unterschiedlicher Messverfahren, wie zum Beispiel des kombinierten Einsatzes von Impact-Echo-, Ultraschall-Impulsecho- und des Radar-Verfahrens [BEUTEL ET AL. 2006C, BEUTEL ET AL. 2008, STREICHER & WIGGENHAUSER 2006].

Im Folgenden werden Ergebnisse verschiedener Impact-Echo-Systeme gegenübergestellt, um die Zuverlässigkeit und die Genauigkeit des Impact-Echo-Verfahrens besser beurteilen zu können. Hierzu wurden an mehreren Testkörpern Messungen durchgeführt. Als Messaufgabe wurde die Ermittlung der Bauteildicke einer gewölbten Platte sowie die Tiefe und Ausdehnung ebener, parallel zur Oberfläche liegender Minderdicken gewählt. Zum Einsatz kamen kommerziell erhältliche Verfahren sowie Eigenentwicklungen. Ein Messsystem war von *Olson Instruments*, bestehend aus einer zusammenhängenden Einheit mit einem Sensor und einem automatisch, elektrisch gesteuerten Impactor. Zwei weitere Messsysteme bestanden zum einen aus dem sogenannten *DOCTer-Sensor (German Instruments)* und zum anderen aus einem neu entwickelten Sensor der Firma *Acsys*. Zur Anregung der Schallwellen wurden hierbei verschiedene Stahlkugeln mit unterschiedlichen Durchmessern verwendet. Als viertes Messsystem kam das am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (*IWB*) der Universität Stuttgart entwickelte Verfahren mit dem in Kapitel 4.2 beschriebenen *DAI-Impactor* und kommerziell erhältlichen Beschleunigungssensoren von der Firma *PCB* sowie von *MMF* zum Einsatz.

Abbildung 5.29 zeigt die Ergebnisse einer vergleichenden Messung des *DOCTer* Systems mit dem *IWB*-Messsystem an der in Kapitel 5.2 bereits beschriebenen gewölbten Platte.

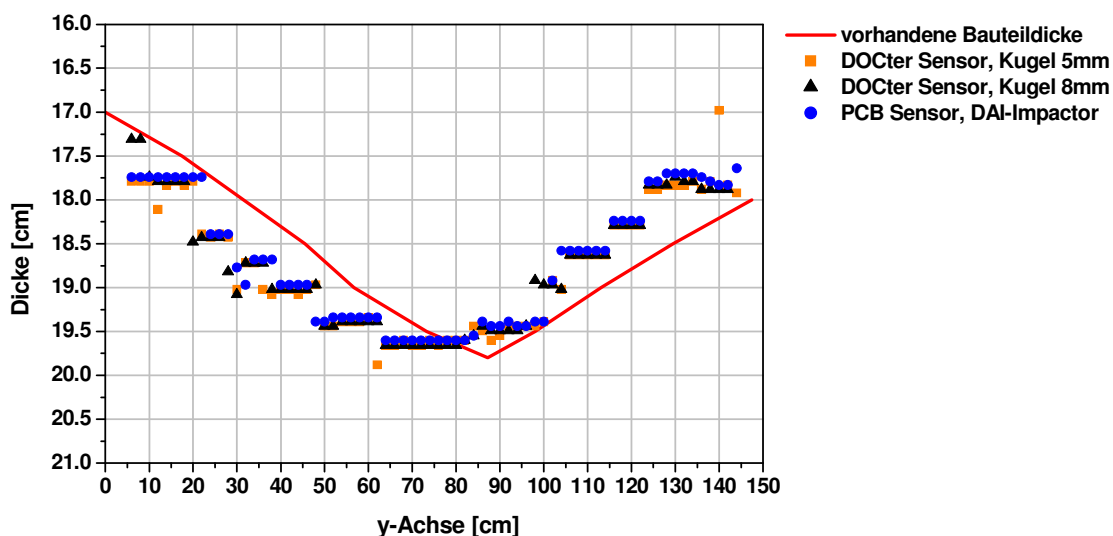


Abbildung 5.29: Vergleich der Ergebnisse verschiedener Impact-Echo-Messsysteme an einer beidseitig gewölbten Platte.

Die Messungen erfolgten von Hand. Als Anregung für die Messungen mit dem DOCTer-Sensor wurde eine Kugel mit 5 mm und eine mit 8 mm Durchmesser verwendet. Zudem unterschied sich die Ankopplung der beiden verwendeten Sensortypen. Während der DOCTer Sensor mit einem Bleiplättchen an die Oberfläche angekoppelt wird, wurde der PCB-Sensor direkt ohne weitere Koppelmittel mittels einer speziellen Halterung zur Gewährleistung eines gleichmäßigen Anpressdrucks auf die Messfläche gedrückt.

Da sich die Dicke des Bauteils über die Messstrecke kontinuierlich ändert, kann hier zur Beurteilung der Messunsicherheit nicht die Standardabweichung der gemessenen Dicken herangezogen werden. Stattdessen wurden die Abweichungen der mit den Impact-Echo-Messsystemen gemessenen Werte von den tatsächlichen Dicken sowie deren Standardabweichung zur Beurteilung herangezogen. Die Auswertung in Tabelle 5.2 zeigt, dass hier bei allen drei Varianten sehr gute und nahezu übereinstimmende Ergebnisse gemessen wurden.

Tabelle 5.2: Vergleich der ermittelten Abweichungen zweier Impact-Echo-Messsysteme mit unterschiedlicher Ankopplung und Anregung.

Anregungsart	Sensor	Ankopplung	Abweichungen der gemessenen Dicken zu den Ist-Dicken	
			Mittelwert	Standardabweichung
Kugel Ø 5 mm	DOCTer	Bleiplättchen	4,6 mm	5,2 mm
Kugel Ø 8 mm	DOCTer	Bleiplättchen	4,5 mm	5,1 mm
DAI-Impactor	PCB	direkt	4,3 mm	5,0 mm

Im Folgenden sind Aussagegenauigkeiten dreier Impact-Echo-Messsysteme anhand von Ergebnissen einer statistischen Auswertung von Messungen am sogenannten *GBP*-

Testkörper [TAFTE ET AL. 2003] der BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin) gegenübergestellt. Dieser Probekörper weist die Möglichkeit auf, verschiedensten baupraktischen Prüfaufgaben nachzugehen. Die Untersuchungen erfolgten im Rahmen eines gemeinsam durchgeführten DFG-Projekts [REINHARDT ET AL. 2007, REINHARDT & GROBE 2008]. Die einzelnen Messsysteme wurden an einen Scanner montiert, die Messungen erfolgten automatisch. Als Messsysteme wurden das IWB-Messsystem (Kapitel 4.2), das von Olson-Instruments und der Acsys-Sensor mit Kugelanregung verwendet. Die Messungen mit den beiden letztgenannten Impact-Echo-Geräten erfolgten seitens der BAM.

Die für die weiteren Auswertungen notwendigen Schallgeschwindigkeiten wurden am Testkörper in einem Bereich mit eingebauter Stahlplatte ermittelt. Alle weiteren Aussagen hängen von der Genauigkeit dieses ermittelten Wertes ab. Zur Kalibrierung der gemessenen Referenzwerte wurde die Einbautiefe der Stahlplatte mittels einer endoskopischen Untersuchung genau bestimmt. Um die im Vorfeld ermittelte Schallgeschwindigkeit für die weiteren Messungen zugrunde legen zu können, ist es erforderlich, dass sich im Messfeld die Randbedingungen, die sich zum Beispiel aus dem Einbau unterschiedlicher Betonrezepturen ergeben können, nicht wesentlich ändern.

Die Bestimmung der Referenzgeschwindigkeit für die nachfolgenden Lokalisierungsaufgaben erfolgte über die Dickengleichung (Gl. 4.3) aus dem gemessenen Resonanzmaximum und der ermittelten Tiefe der Stahlplatte. Die einzelnen Referenzgeschwindigkeiten sind in Tabelle 5.3, zusammen mit der Messunsicherheit, dargestellt. Als Messunsicherheit wurde die doppelte Standardabweichung gewählt. Die Messunsicherheit ist bei allen drei Verfahren mit 1,2 bis 1,5 % sehr gering, die jeweiligen gemessenen P-Wellengeschwindigkeiten weichen dagegen um bis zu 4 % voneinander ab.

Tabelle 5.3: Ermittelte P-Wellengeschwindigkeiten und deren Messunsicherheit.

	P-Wellengeschwindigkeit	Messunsicherheit
IWB	4292,5 m/s	62,5 m/s
Acsys	4163,2 m/s	59,1 m/s
Olson	4350,5 m/s	51,2 m/s

Die Genauigkeit der Ermittlung der Tiefenlage und der lateralen Ausdehnung einer Fehlstelle, als einer der häufigsten Anwendungen von zerstörungsfreien Prüfverfahren, wurde anhand von im GBP eingebauten Minderdicken überprüft. Die in Tabelle 4.4 angegebenen Daten beziehen sich auf jeweils 10 frei gewählte Messpunkte je Minderdicke. Angegeben sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen σ und die Mittelwerte der absoluten Abweichungen $|\Delta d_i|$ der gemessenen Dicken d_i von den jeweiligen Sollminderdicken d_s der vier Minderdicken MD1 bis MD4. Die größten Abweichungen $|\Delta d_i|$ wurden bei der Minderdicke MD1 mit der geringsten Betondeckung (wie auch bereits in Kapitel 5.2 beschrieben) festgestellt. Die mit bis zu 21 mm große Differenz liegt daran, dass bei kürzerem Schallweg äußere Messeinflüsse das Ergebnis stärker beeinflussen.

Hierzu zählen beispielsweise auftretende Geometrieeffekte oder die variierende Qualität der Betonoberflächen, mit dem daraus resultierenden Einfluss auf die Sensorankopplung. Insgesamt betrachtet liegen die Werte der drei Verfahren eng beieinander.

Tabelle 5.4: Ergebnisse der detektierten Tiefen der Minderdicken MD 1 bis 4 mit verschiedenen Impact-Echo-Messsystemen IWB, Acsys und Olson. Mit: Mittelwert der gemessenen Dicken d_i je Minderdicke, Standardabweichungen $\sigma(d_i)$ der gemessenen Dicken d_i und Mittelwert der absoluten Abweichungen $|\Delta d_i|$ der gemessenen Dicken d_i von der Solldicke d_s .

Minderdicke / d_s		IWB	Acsys	Olson
MD 1 / 100 mm	Mittelwert (d_i)	117 mm	119 mm	121 mm
	$\sigma(d_i)$	5 mm	2 mm	1 mm
	Mittelwert ($ \Delta d_i $)	17 mm	19 mm	21 mm
MD 2 / 150 mm	Mittelwert (d_i)	159 mm	159 mm	162 mm
	$\sigma(d_i)$	1 mm	2 mm	1 mm
	Mittelwert ($ \Delta d_i $)	9 mm	9 mm	12 mm
MD 3 / 200 mm	Mittelwert (d_i)	199 mm	200 mm	205 mm
	$\sigma(d_i)$	2 mm	2 mm	2 mm
	Mittelwert ($ \Delta d_i $)	1 mm	2 mm	5 mm
MD 4 / 250 mm	Mittelwert (d_i)	254 mm	261 mm	260 mm
	$\sigma(d_i)$	9 mm	5 mm	5 mm
	Mittelwert ($ \Delta d_i $)	9 mm	11 mm	10 mm

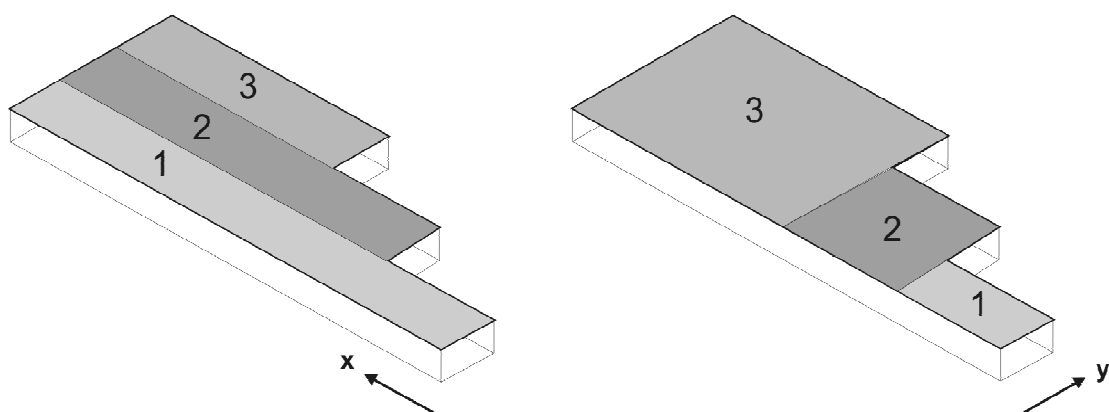


Abbildung 5.30: Skizze der ermittelten Minderdicke, Bestimmung der lateralen Ausdehnung der drei unterschiedlich langen Bereiche 1 bis 3 in x-Richtung (links) und y-Richtung (rechts).

Die Untersuchungen zur lateralen Ausdehnung wurden an einer anderen Stelle desselben Testkörpers durchgeführt. Die geometrische Lage der an dieser Position vorhandene Minderdicke war im Vorfeld der erfolgten Messungen für die Prüfer unbekannt. Die Auswertungen ergaben, dass die vorhandene Minderdicke drei Teilbereiche mit unterschiedlichen Längen, jeweils in x- und y-Richtung, aufwies (Abbildung 5.30).

In Tabelle 5.5 sind die Ergebnisse der ermittelten Gesamtlänge der Minderdicke in x-Richtung aufgeführt. Die Ergebnisse aller Verfahren zeigen eine gute Übereinstimmung mit den vorliegenden Werten laut Plan. Die ermittelten Längen der lateralen Ausdehnung weichen bis zu 14 cm voneinander ab. Die Abweichungen vom Sollwert liegen insgesamt jedoch nur zwischen 0 und 90 mm, sie betragen damit weniger als 8 %. Die laterale Ausdehnung in y-Richtung ergab ein vergleichbares Ergebnis.

Tabelle 5.5: Ergebnisse der ermittelten lateralen Ausdehnung einer Minderdicke in x-Richtung, mit dem Mittelwert der gemessenen Längen l_x , deren Standardabweichung $\sigma(l_x)$ und der Mittelwert der absoluten Abweichungen $|\Delta l_x|$ der gemessenen Längen l_x von der Solllänge $l_{x,s}$.

Bereich / $l_{x,s}$		IWB	Acsys	Olson
1 / 2000 mm	Mittelwert l_x	1825 mm	2000 mm	1940 mm
	$\sigma(l_x)$	- a)	4,1 mm	5,4 mm
	Mittelwert $ \Delta l_x $	- a)	0 mm	60 mm
2 / 1500 mm	Mittelwert l_x	1550 mm	1480 mm	1410 mm
	$\sigma(l_x)$	6,3 mm	2,9 mm	2,3 mm
	Mittelwert $ \Delta l_x $	50 mm	20 mm	90 mm
3 / 1000 mm	Mittelwert l_x	970 mm	920 mm	930 mm
	$\sigma(l_x)$	2,5 mm	1,8 mm	3,2 mm
	Mittelwert $ \Delta l_x $	30 mm	80 mm	70 mm

a) Es wurden nur zwei Messlinien gemessen, Werte für statistische Auswertung nicht mit berücksichtigt.

Die Ergebnisse der zeigen, dass die hier verwendeten Prüfverfahren nur über eine geringe Schwankungsbreite verfügen und sehr gute reproduzierbare Ergebnisse liefern. Insbesondere bei der Bestimmung von Minderdicken arbeiten diese Verfahren sehr zuverlässig. Vor allem mit dem Einsatz von Scannern sind gegenüber Einzelpunktmessungen sehr präzise Messungen möglich.

6 Untersuchungen des Erhärtungsverlaufs von Beton

Das Impact-Echo-Verfahren bietet den Vorteil in Reflexion zu messen, sodass der Zugang zum Bauteil von nur einer Seite her erforderlich ist und damit die Anwendung einer zerstörungsfreien Prüfung erleichtert wird. Die Messaussagen beziehen sich somit auf das Bauwerk selber, im Gegensatz zu Verfahren, bei denen Messungen an einer entnommenen Probe durchgeführt werden. Da das Bauteil komplett durchschallt wird, wird über die Resonanz der Zustand des Körpers über die gesamte Bauteildicke erfasst.

Nach einer kurzen Übersicht über den Kenntnisstand von Ultraschallprüfungen während des Hydratationsprozesses wird in einem Kapitel das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verfahren dargestellt. In den nachfolgend dargestellten Untersuchungen wird die Leistungsfähigkeit des Impact-Echo-Verfahrens unter Berücksichtigung der Einflüsse verschiedener Betonrezepturen erörtert. Des Weiteren werden parallel zu den Impact-Echo-Messungen Messungen mit Ultraschallverfahren in Durchschallungstechnik durchgeführt, um die Qualität der Impact-Echo-Messergebnisse bewerten zu können. Die Ermittlung des Hydratationsgrades, der Druckfestigkeit und dynamischer Kenngrößen, wie die Querdehnzahl und der E-Modul, erfolgen für Korrelationsbetrachtungen mit den gemessenen Schallgeschwindigkeiten. In einem weiteren Kapitel werden die Eigenschaften und Grenzen des Verfahrens näher erläutert.

6.1 Kenntnisstand der Prüfung zementgebundener Materialien mit Ultraschall

Seitens der Bauwirtschaft besteht immer öfter der Wunsch, bereits während der Bauphase Qualitätskontrollen durchzuführen, um dadurch den Bauprozess optimieren zu können. Baubegleitende zerstörungsfreie Messungen stellen eine gute Möglichkeit dar, die Qualitätssicherung im Rahmen der Bauüberwachung zu verbessern. Messverfahren auf Basis der Ultraschallmessungen sind hierfür besonders gut geeignet, da die vom jeweiligen Erhärtungsstadium abhängige Schallgeschwindigkeit, die Schalldämpfung und der übertragene Frequenzgehalt der Wellen Aussagen über den Hydratationszustand des Betons ermöglichen. Gegenüber herkömmlichen Verfahren, wie zum Beispiel dem Nadeleindringversuch nach Vicat, lässt sich zudem der Hydratationsverlauf kontinuierlich untersuchen.

Die Einsatzmöglichkeiten von Ultraschallverfahren zur Untersuchung des Ansteifens und Erhärtens zementgebundener Materialien sind in zahlreichen Veröffentlichungen beschrieben. Diese Verfahren arbeiten entweder in Transmission [zum Beispiel JONAS & NEISECKE 1995, REINHARDT ET AL. 1998, GROBE ET AL. 2006C] oder in Reflexion [ÖZTÜRK 2006, GROBE ET AL. 2005A, PESSIKI & CARINO 1987, BEUTEL ET AL. 2005B, BEUTEL ET AL. 2006A]. Mögliche Anwendungsbereiche solcher Prüfmethode sind beispielsweise die Werkstofftechnologie, der Gleitschalungsbau oder der Betonfertigteilbau. Es können Aussagen über die Wirkungsweisen von Betonzusatzmitteln und Zementarten sowie deren Wechselwirkungen auf den Erhärtungsverlauf getroffen werden. Damit können

diese Verfahren unter anderem dazu beitragen, die Entwicklung neuer Betonzusatzmittel effizienter voranzubringen. Aber auch zur Optimierung des Fertigungsprozesses und zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit einer Baumaßnahme tragen sie bei.

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick gegeben über zwei bereits existierende Verfahren. Außerdem werden Untersuchungsergebnisse dargestellt, die mit diesen Verfahren erzielt wurden. Beides diene als Grundlage und Ausgangspunkt des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Verfahrens und den damit durchgeführten Untersuchungen.

6.1.1 Transmissionsverfahren

Das am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart entwickelte Ultraschallverfahren *FreshCon* misst die Ausbreitung der Ultraschallwellen in Transmission an einem speziell dafür hergestellten Gefäß. Dieses Verfahren ist bereits in zahlreichen Veröffentlichungen beschrieben worden, zum Beispiel in GROBE ET AL. [2006B und 2006C]. Bei diesem Messsystem wird eine Betonprobe in ein U-förmiges Behältnis aus Polystyrol-Hartschaum (PS-HS) eingebracht. Dieses wird zwischen zwei Scheiben aus Plexiglas (PMMA) gespannt. An den Plexiglasscheiben sind auf beiden Seiten Ultraschallsensoren befestigt, um das Material durchschallen zu können. Hierfür werden breitbandige Prüfköpfe mit einer Frequenzbreite zwischen 20-300 kHz verwendet. Mit einem angeschlossenen Messrechner werden die Signale kontinuierlich aufgezeichnet und deren zeitliche Entwicklung analysiert. Neben der Schallgeschwindigkeit der P-Welle können auch die Frequenz und die Energie der Schallsignale zur Charakterisierung von Materialeigenschaften herangezogen werden.

Mit diesem Verfahren wurden Einflüsse unterschiedlicher betontechnologischer Parameter wie der Wasserzementwert und die Zementart auf das Erstarrungsverhalten von Beton und Mörtel untersucht [GROBE 1996, GROBE ET AL. 2005B]. Zudem wurden die Zeitpunkte des Erstarrungsbeginns und des Erstarrungsendes mit den Kurven korreliert.

Im Rahmen der Dissertation von HERB [2003] wurde mit einer Vorgängerversion des *FreshCons* Zementleim, Mörtel und Beton bezüglich ihres Erstarrungs- und Erhärtungsverlaufs untersucht. Im Gegensatz zur derzeitigen Version, wurden die Schallwellen mit dem Kugelgeber *USIP* (Kapitel 4.2) erzeugt. In diesen Untersuchungen wurde begleitend die Hydratationswärme mit dem Verfahren nach LANGAVANT [1954] ermittelt und daraus der Hydratationsgrad errechnet. Zudem wurden während der Hydratation Aufnahmen mittels eines Elektronenmikroskops erstellt. Diese Daten dienen der Ermittlung der Zusammenhänge zwischen den Kurvenverläufen der Ultraschallmessungen und dem jeweiligen Status der Hydratation. Des Weiteren wurden mit Hilfe des Penetrometerverfahrens die damit ermittelten Zeitpunkte des Erstarrungsbeginns und -endes den ermittelten P-Wellenverläufen der Transmissionsmessungen zugeordnet. Die Zuordnung erfolgte über einen zum Zeitpunkt der Erstarrungszeiten ermittelten Wert der Schallgeschwindigkeit.

6.1.2 Reflexionsverfahren

In Veröffentlichungen von PESSIKI & CARINO [1987 und 1988] wird zum ersten Mal ein Impact-Echo-Verfahren beschrieben, das zur Ermittlung der Erstarrungsdauer und der Festigkeitsentwicklung von Beton angewendet wurde. Die Untersuchungen fanden an Betonzyindern mit einem Durchmesser von rund 15 cm und einer Höhe von 16 cm statt. Der Impact wurde manuell mit Stahlkugeln unterschiedlicher Durchmesser erzeugt. Es wurde anhand vergleichender Messungen mit dem Penetrometertest nach ASTM C 403-90 [1990] versucht, Korrelationen zwischen der mit diesem Verfahren ermittelten P-Wellengeschwindigkeit und dem Erstarrungsbeginn und -ende herzustellen. Aus einem Teil der angefertigten Betonmischungen wurde für jede Versuchsreihe Mörtel hergestellt, der durch nachträgliches aussieben der Gesteinskörnung größer 5 mm aus der Betonmischung gewonnen wurde. Dieser diente zur Durchführung der Penetrometer Versuche. Die Schallgeschwindigkeit wurde sowohl am Beton als auch am ausgesiebten Mörtel ermittelt. Die Versuchsdauer erstreckte sich jeweils über 11 Stunden.

Zu Beginn wurden Geschwindigkeitswerte im Beton und im Mörtel um die 300 m/s gemessen. Die Ergebnisse des durchgeführten Versuchsprogramms zeigten jedoch, dass der Anstieg der Geschwindigkeitsverläufe, die am Beton ermittelt wurden, immer zu einem früheren Zeitpunkt erfolgte, als die an dem ausgesiebten Mörtel. Begründet wurde dies mit dem unterschiedlichen Gehalt an Gesteinskörnung. Dies hatte zur Folge, dass zum Zeitpunkt des am Mörtel ermittelten Erstarrungsbeginns, die Geschwindigkeitskurve des Betons bereits im Anstieg war. Die zeitliche Differenz zwischen dem Zeitpunkt des Kurvenanstiegs der Geschwindigkeit im Beton und dem Zeitpunkt des ermittelten Erstarrungsbeginns war dennoch bei allen Versuchen nahezu gleich. Zum Zeitpunkt des ermittelten Erstarrungsbeginns ergaben sich im Beton im Mittel Geschwindigkeitswerte von bereits 670 m/s. Diese Werte variierten jedoch in Abhängigkeit der Erstarrungsgeschwindigkeit der jeweiligen Betonmischung. Verließ das Erstarren schneller, so waren diese Werte höher als bei Mischungen mit langsamerem Erstarren. Bei Betonmischungen gleicher Rezeptur wichen die Geschwindigkeitswerte nur sehr gering voneinander ab.

Aus diesen Ergebnissen wurden zwei Ansätze für eine mögliche Korrelation der Geschwindigkeit und den Erstarrungszeiten abgeleitet. Der erste Ansatz besagte, dass der Beginn des Kurvenanstiegs der Schallgeschwindigkeit im Beton mit dem Beginn des Erstarrens definiert werden kann. Dieser Festlegung wurde zugrunde gelegt, dass die ermittelte Zeitdifferenz zwischen dem Erstarrungsbeginn und dem Beginn des Kurvenanstiegs bei allen Versuchen nahezu gleich war. Aufgrund von Streuungen zu Beginn der Impact-Echo-Messungen, war dieser Zeitpunkt jedoch schwierig zu ermitteln. Als zweiter Ansatz wurde vorgeschlagen, den Geschwindigkeitswert, der beim Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns gemessen wurde, als Bezugspunkt zu nehmen. Gegenüber dem ersten Ansatz hat dieser den Vorteil, dass dieser Zeitpunkt eindeutiger zu bestimmen ist. Hierfür ist aus oben erwähntem Grunde jedoch für jede Betonmischung vorab ein Referenzwert zu ermitteln, da dieser nicht für alle Mischungen verallgemeinert werden kann.

Des Weiteren wurden parallel zu den Impact-Echo-Messungen die Druckfestigkeiten des Betons ermittelt. Der Versuchzeitraum erstreckte sich ab einem Alter von 12 Stunden bis zu einem Alter von 7 Tagen. Die Daten wurden mit den Schallgeschwindigkeiten

korreliert. Es zeigte sich, dass die ermittelte Beziehung zwischen der Druckfestigkeit und der Schallgeschwindigkeit vor allem im jungen Alter als Instrument eingesetzt werden kann, um mischungsabhängige Erhärtungsvorgänge abzuschätzen.

6.1.3 Zusammenfassende Bewertung

In den unterschiedlichen Veröffentlichungen wurde ein qualitativer Zusammenhang zwischen dem Erstarrungsverhalten und den gemessenen Verläufen der Ultraschallmessungen nachgewiesen. Es zeigte sich, dass klassische Methoden zur Bestimmung der Erstarrungszeiten (Vicat'scher Nadeleindringversuch, Penetrometer-Verfahren) hierbei nicht ausreichen, um einen verifizierten Zusammenhang herzustellen. Zusätzliche Untersuchungen wie zum Beispiel die Ermittlung der Hydratationstemperatur, des elastischen E-Moduls oder die Entwicklung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit des Betonalters sind notwendig, um eine umfassende Bewertung durchführen zu können.

Aufbauend auf den vorliegenden Erfahrungen werden in den folgenden Kapiteln neben der Verfahrensentwicklung die Untersuchungsergebnisse mit dem weiterentwickelten Impact-Echo-Verfahren, das eine automatische, kontinuierliche Messung während der Erhärtung des Betons ermöglicht, erläutert. Des Weiteren werden die Möglichkeiten des Einsatzes für die Kontrolle bei der Betonherstellung an nur einseitig zugänglichen Bauteilen erörtert. Die Untersuchungen erfolgten am jungen Beton in der Regel bis zu einem Alter von einem Tag, je nach Zementsorte auch bis zu zwei Tagen.

6.2 Verfahrensentwicklung

Damit eine kontinuierliche Messung zur Ermittlung des Erhärtungsverlaufs von Beton ermöglicht wurde, musste das Impact-Echo-Verfahren entsprechend modifiziert werden. Mithilfe des neu entwickelten Impactors (Kap. 3.2), der einen konstanten Energieeintrag liefert, verbunden mit der Möglichkeit über einen externen Triggerimpuls einen Impact auszulösen, konnte eine Messung während der Erhärtung über einen längeren Zeitraum automatisch erfolgen. Über die gesamte Versuchsdauer wurde in einem Messintervall von 10 min ein Impact auf eine Platte (Auflage), die auf der Oberseite des Betonkörpers angebracht war, ausgelöst. Die sich im Bauteil ausbreitenden und an den Bauteilgrenzen reflektierten Schallwellen wurden mittels eines Sensors registriert und mit einer Messkarte in einem Messrechner aufgezeichnet. Die Schallsignale wurden in den Frequenzbereich transformiert und daraus die Dickenresonanz ermittelt. Aus der gemessenen Resonanzfrequenz $f_R(t)$ und der bekannten Bauteildicke d kann nun mit (Gl. 6.1) die zur jeweiligen Erhärtungsphase zugehörige P-Wellengeschwindigkeit ermittelt werden.

$$v_P(t) = 2 \cdot d \cdot f_R(t) \quad (\text{Gl. 6.1})$$

Die Versuchsdauer erstreckte sich jeweils bis zu einem Betonalter von 24 h. Über den Messzeitraum können Geschwindigkeiten von rund 200 m/s (bei Messbeginn) bis zu 5000 m/s (bei Messende) gemessen werden. Bei Bauteildicken zwischen 5 und 50 cm bewegen sich die zugehörigen Dickenresonanzen zwischen 100 Hz und 50 kHz

(Tabelle 5.1). Daher ist für die Schallanregung ein Impact mit einem breiten Frequenzspektrum erforderlich, das den angegebenen Bereich für Messungen üblicher Bauteildicken entsprechend abdeckt (siehe Kap. 4.2).

Tabelle 6.1: Erforderliche Frequenzbreite einer angeregten Schallwelle für Bauteildicken von 5 bis 50 cm nach (Gl. 6.1).

d	v_P	f_R
5 cm	100 m/s	1000 Hz
	5000 m/s	50000 Hz
50 cm	100 m/s	100 Hz
	5000 m/s	5000 Hz

Für die Schallanregung wurden zunächst unterschiedliche automatische Systeme erprobt, zum einen der mit Druckluft betriebene Kugelgeber USIP und zum anderen der DAI-Impactor (Kapitel 4.2). Beim Kugelgeber handelt es sich um einen Schussapparat, in dessen Lauf eine Stahlkugel durch Druckluft beschleunigt wird. Die hohe Aufprallenergie reicht in der Regel aus, damit die Kugel wieder in ihre Ausgangslage im Lauf zurückprallt und dort mittels eines Magneten bis zum Auslösen des nächsten Druckluftstoßes gehalten wird. Der Nachteil dieses Apparates ist jedoch, dass bei Messungen über einen längeren Zeitraum eine durchgehende Funktion nicht gewährleistet werden kann, da die Kugel nicht immer in ihre Ausgangsposition zurückprallt. Durch den neu entwickelten DAI-Impactor konnte die erforderliche Konstanz jedoch erreicht werden, sodass bei den späteren Messversuchen dieser den Kugelgeber ablöste. Zudem bestand nun zusätzlich die Möglichkeit, den Impactzeitpunkt zu triggern. Dies kam bei zusätzlich durchgeführten Laufzeitmessungen am untersuchten Objekt zum Einsatz.

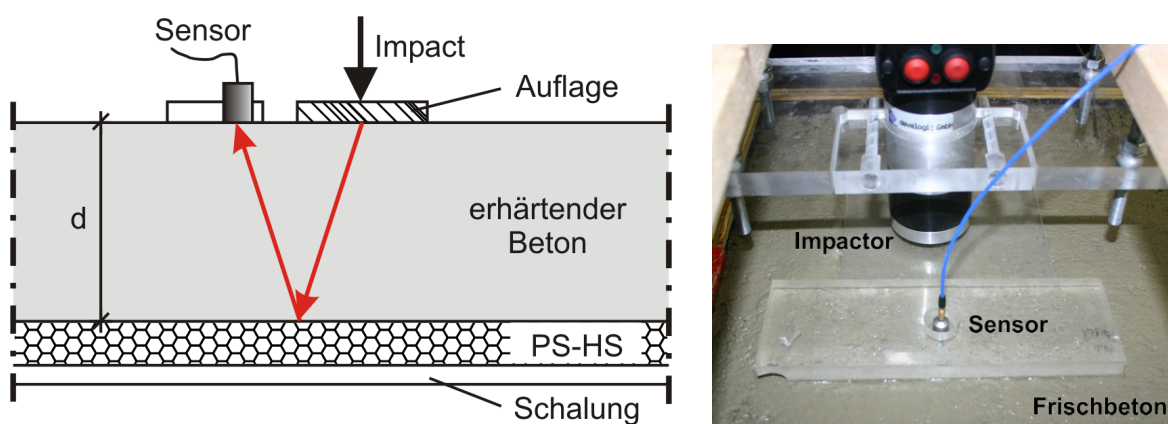


Abbildung 6.1: Links: Skizze des Messaufbaus der Impact-Echo-Messungen an erhärtendem Beton einer Platte mit Dicke d , rechts: Foto der Messstelle mit Impactor und Sensor.

Der durch den Impact erzeugte Schallimpuls wurde mittels einer Auflage in den Beton eingeleitet. Als Material für die Auflage haben sich Plexiglas (PMMA) und Stahl bewährt.

Als Schallaufnehmer wurde ein Sensor der Firma PCB verwendet, der über einen breiten Frequenzbereich von 6 Hz bis 60 kHz empfindlich ist. Der Sensor wurde direkt auf der Betonoberfläche aufgesetzt. Als Halterung wurde eine Plexiglasplatte mit einer Bohrung angefertigt, in welcher der Sensor über ein Gewinde befestigt werden konnte. Eine Skizze des Messaufbaus ist in Abbildung 6.1 dargestellt. Zur Erhöhung der akustischen Impedanz an der Unterseite der Betonplatte wurde der zu untersuchende Beton auf eine Polystyrol-Hartschaumplatte (PS-HS) aufgebracht.

Die Messeinrichtung (Abbildung 6.2) wurde nach dem Einbringen und Verdichten des Betons auf die Betonoberfläche montiert. Die Untersuchungen wurden in einer Klimakammer durchgeführt. Tageszeitliche Temperaturschwankungen und weitere externe Temperatureinflüsse konnten somit unberücksichtigt bleiben. Da die Messungen auf der Oberseite des Betonkörpers durchgeführt wurden, konnte durch eine getrennte Aufhängung des Impactors eine Entkopplung vom Sensor gewährleistet werden. Einflüsse auftretender Eigenschwingungen bei miteinander verbundenen Messsystemen wurden so vermieden.

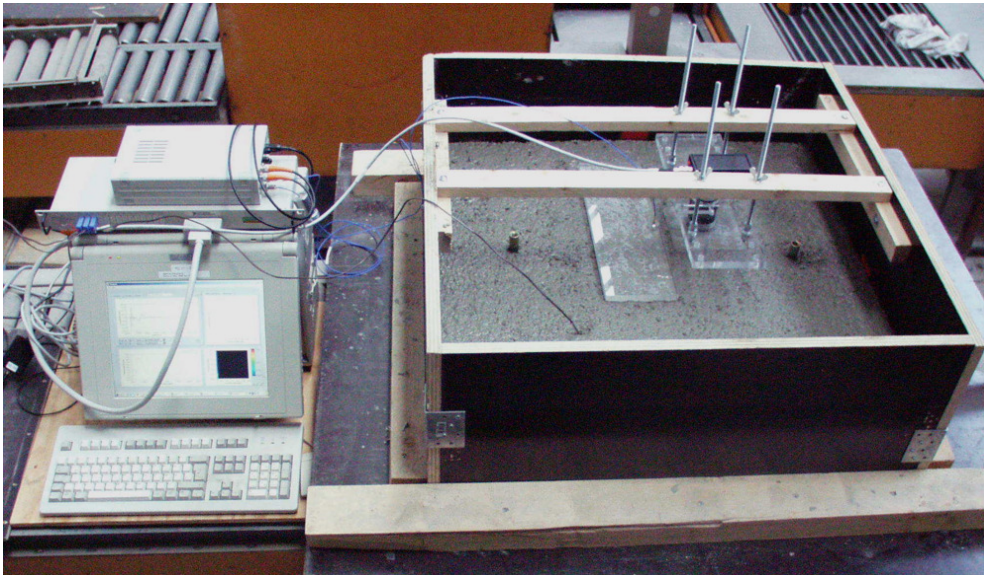


Abbildung 6.2: Foto des Messaufbaus einer Impact-Echo-Messung an erhärtendem Beton mit Schalung, Messgeräten und Messwerterfassung.

6.2.1 Zeitlicher Verlauf der Messparameter in Abhängigkeit des Erhärtungsverlaufs von Frischbeton

In früheren Ultraschalluntersuchungen zum Erstarrungs- und Erhärtungsverlauf von Beton konnte gezeigt werden, dass sich mit zunehmender Erstarrung und Erhärtung die Ultraschallgeschwindigkeiten, die Amplituden und die Frequenzspektren ändern [HERB 2003]. Mit fortlaufender Hydratationszeit nehmen die Schallgeschwindigkeiten und die übertragene Energie der Schallwellen zu. Bei Messungen mit breitbandigen Schallimpulsen kann man zudem erkennen, dass sich das Frequenzband und die Amplitudenmaxima mit zunehmender Festigkeit zu höheren Frequenzen hin verschieben.

Beim Impact-Echo-Verfahren ändert sich die Resonanzfrequenz ebenfalls mit zunehmender Erstarrung und Erhärtung des Betons. Da sie direkt von der P-Wellengeschwindigkeit abhängig ist, gibt sie indirekt Aufschluss über die Steifigkeit des Materials bzw. den Erhärtungszustand. Wie in Abbildung 6.3 ersichtlich, ist die Steigung der Kurve der Resonanzfrequenz in den ersten 6 Stunden am Größten, bis sie rund 80 % des Endwertes der Messung (in Abbildung 6.3 bei 22 h) erreicht. Danach wird die Steigung der Kurve geringer und nähert sich dem Wert der Dickenresonanz, gemessen an einem bereits erhärteten Betonkörper des gleichen Aufbaus, an.

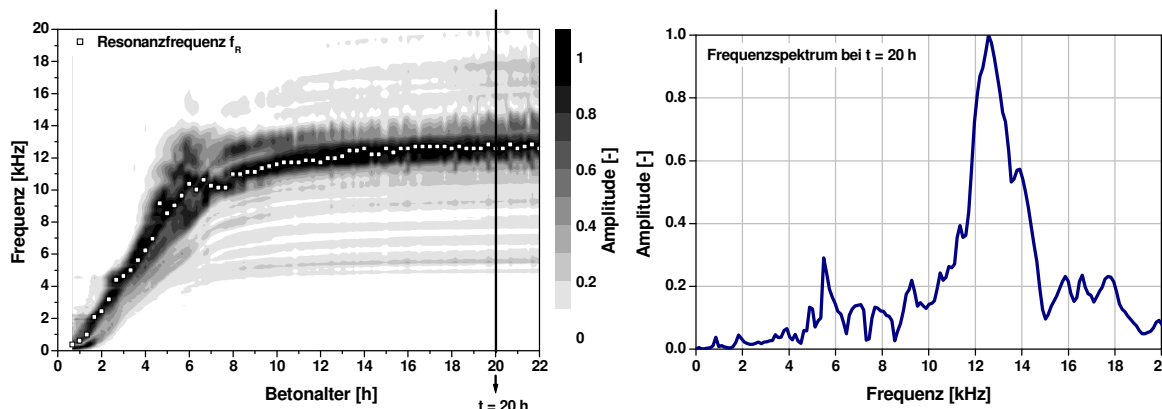


Abbildung 6.3: links: Exemplarischer zeitlicher Verlauf der Frequenzspektren, dargestellt als Isolinienplot (Konturplot) mit Dickenresonanzfrequenz $f_R(t)$, rechts: Frequenzspektrum zum Zeitpunkt $t = 20$ h.

Die Einflüsse auf die Ausbreitung der Schallwellen während der Erhärtung sind in den folgenden Abbildungen (Abbildung 6.4 und Abbildung 6.5) gut ersichtlich. Hier sind Impact-Echo-Signale zu verschiedenen Zeitpunkten von 1 h bis 6 h und 20 h sowie deren Wavelet-Transformation gegenübergestellt. Für die Transformation wurde hier die Mexican-Hat Funktion gewählt, da sie eine gute zeitliche Auflösung bietet (Kapitel 4.4.2). Die angegebene Skalenachse ist reziprok zur Frequenz (Tabelle 6.2). Zu Anfang sind in der noch flüssigen Suspension die Teilchen nur sehr schwach miteinander gekoppelt. Dadurch ist die übertragene Energie der akustischen Welle geringer, zudem werden höhere Frequenzen stärker gedämpft als tiefere. Je weiter die Hydratation fortschreitet und die Festigkeit des Betons zunimmt, desto größer wird die Schallgeschwindigkeit und desto mehr nehmen die hochfrequenten Anteile der Schallwellen zu. Mit zunehmender Steifigkeit des Systems wird die Schwingungsdauer der einzelnen Schallsignale kürzer.

Tabelle 6.2: Aus den Skalenwerten berechnete Frequenzen der Maximalamplituden der Wavelet-Transformationen der aus Abbildung 6.4 und Abbildung 6.5.

Betonalter	60 min	120 min	180 min	240 min	300 min	360 min	1200 min
Skalenwert	3800	1000	550	400	300	240	200
Frequenz	0,7 kHz	2,5 kHz	4,6 kHz	6,3 kHz	8,3 kHz	10,4 kHz	12,5 kHz

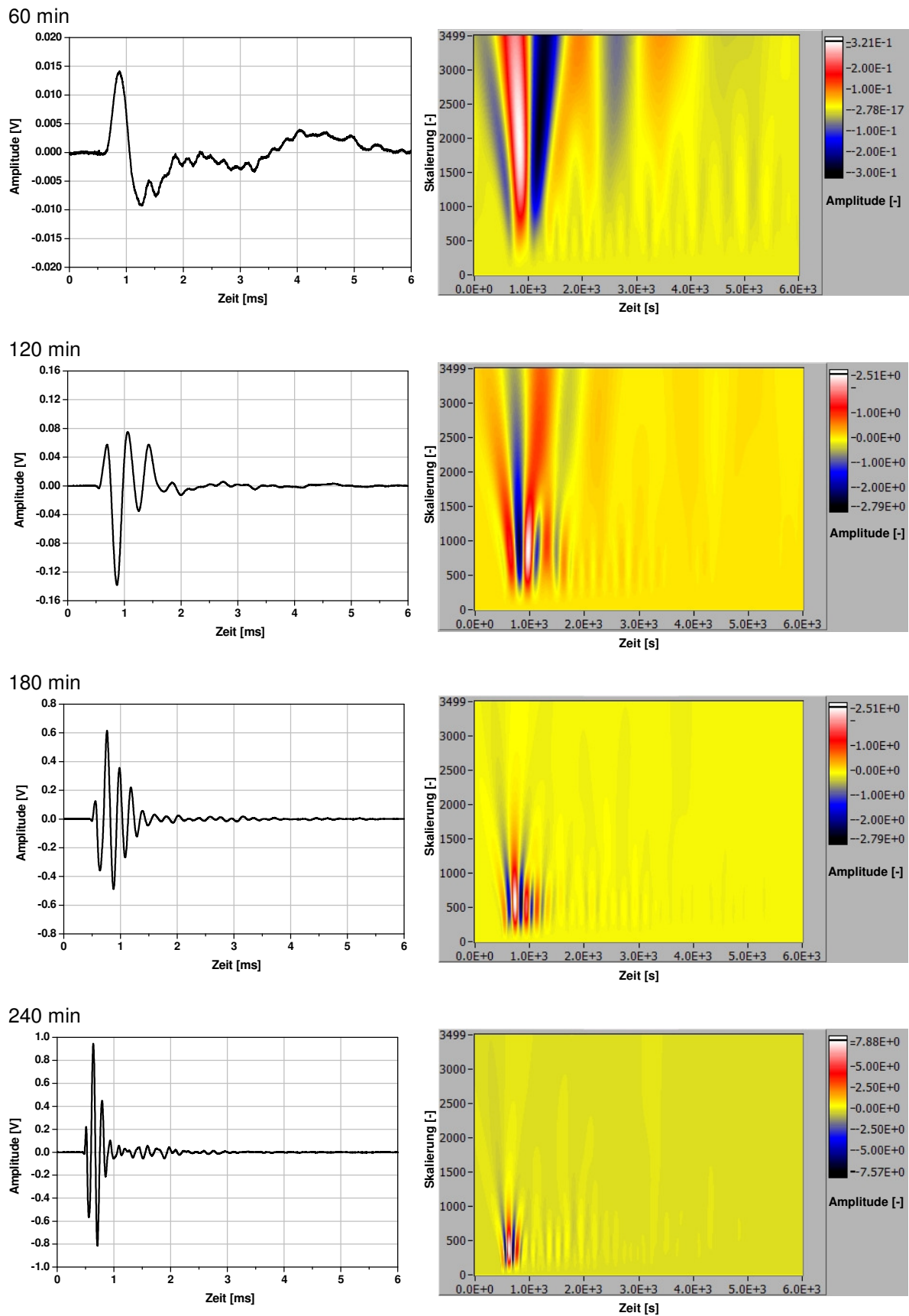


Abbildung 6.4: Impact-Echo-Signale während der Erhärtung von Beton, gemessen nach 60 min, 120 min, 180 min und 240 min mit zugehöriger Wavelet-Transformation.

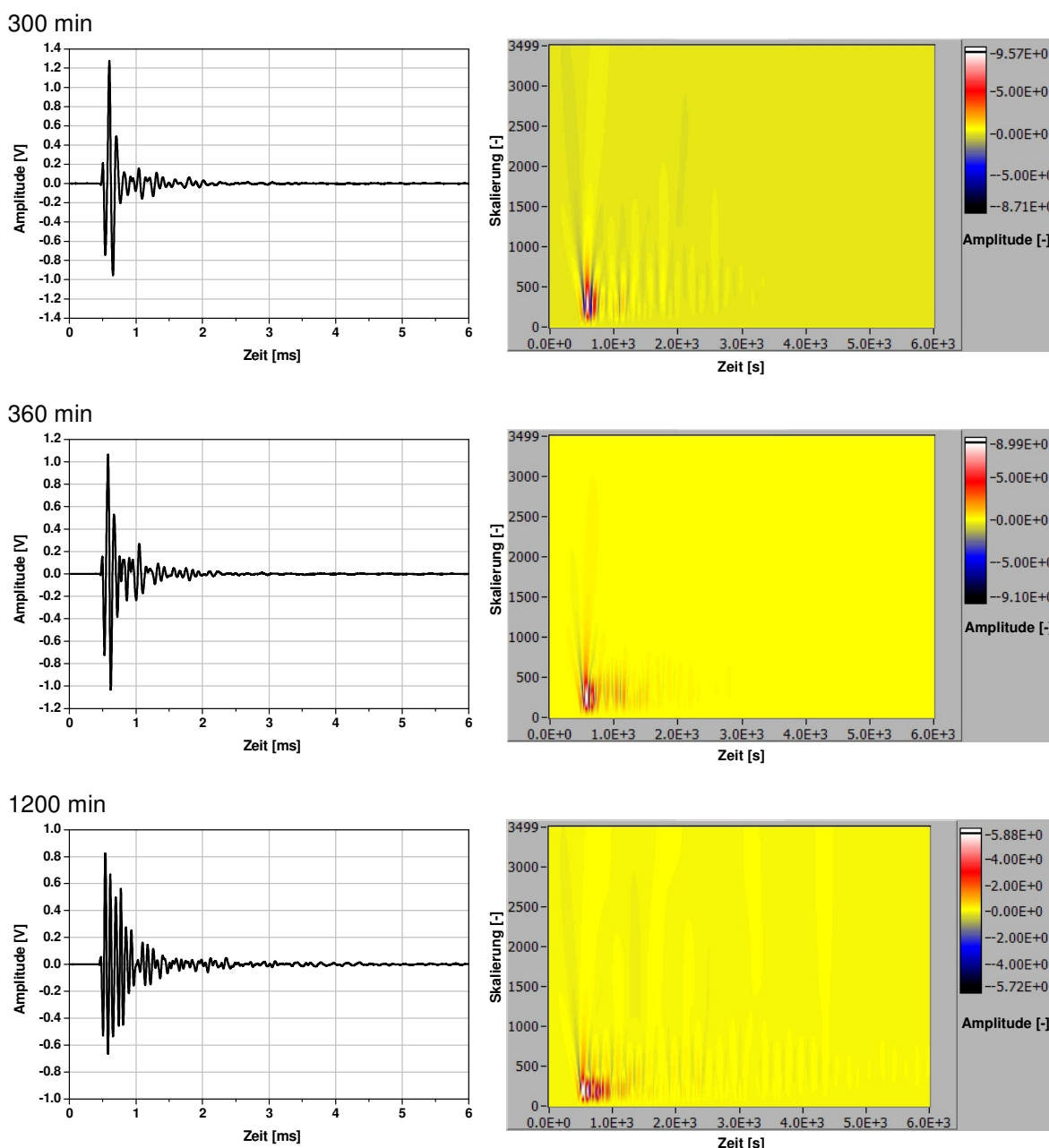


Abbildung 6.5: Impact-Echo-Signale während der Erhärtung von Beton, gemessen nach 300 min, 360 min und 1200 min, mit zugehöriger Wavelet-Transformation.

Die übertragene Energie der reflektierten Schallwelle nimmt mit zunehmender Erhärtung des Betons zu. In Abbildung 6.6 sind die maximalen Amplituden der jeweiligen Envelope der gemessenen Impact-Echo-Signale des Versuchs aus Abbildung 6.3 als Energiegröße dargestellt. Die Envelope ist die Funktion, die die Einhüllende des Signals beschreibt. Die Kurve der Maximalamplituden steigt zunächst stark an, nimmt etwa ab einem Zeitpunkt von 5 h nach Mischende wieder ab und pendelt sich auf einen tieferen Wert ein. Dies liegt vermutlich an Schwindeffekten des Frischbetons, die dazu führen, dass es zu einer Ablösung zwischen der Platte und der Betonoberfläche kommt [HERB 2003]. Dadurch nimmt die übertragene Schallenergie ab, was am Verlauf in Abbildung 6.6 zu sehen ist. Durch die vertikale Anbringung auf der Oberseite der Konstruktion wird infolge der

Schwerkraft beim Impact der Kontakt wieder verbessert. Insgesamt war der Kontakt zwischen Platte und Beton aber ausreichend, um genügend Schallenergie zu übertragen. Eine an der Bauteilrückseite reflektierte Schallwelle mit ausreichender Amplitude war zu jeder Zeit messbar. Einen Zusammenhang zwischen dem Rückgang der Energie und dem sich ändernden Impedanzunterschied zwischen der Platte und dem Beton konnte nicht hergestellt werden.

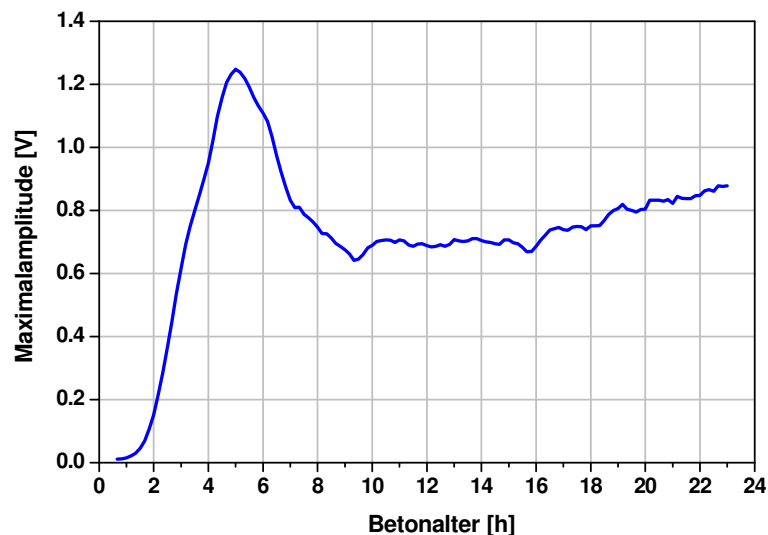


Abbildung 6.6: Maximalamplituden der Envelopen der gemessenen Impact-Echo-Signale in Abhängigkeit zum Betonalter.

Die aus den ermittelten Dickenresonanzen berechneten P-Wellengeschwindigkeiten haben einen typischen „S“-kurvenartigen Verlauf, der sich mit einer Kurvenapproximation sehr gut beschreiben lässt. Dadurch können erhärtungsspezifische Eigenschaften der Betone besser klassifiziert werden. Als Annäherungsfunktion wurde in dieser Dissertation die Logistic-Funktion zugrunde gelegt, die den gemessenen Kurvenverlauf wie folgt beschreibt:

$$v_P(t) = \frac{A_1 - A_2}{1 + \left(\frac{t}{t_0}\right)^p} + A_2 \quad (\text{Gl. 6.2})$$

Der Parameter A_1 ist der y-Achsenabschnitt des Startpunktes ($0/A_1$), A_2 ist die Asymptote, an die sich die Kurve annähert und t die Zeit bzw. das Betonalter. Die Steigung und die Krümmung der Kurve werden hier von den Kurvengradienten p und t_0 beschreiben. Abbildung 6.7 links zeigt die Logistic-Funktion mit allen relevanten Parametern obiger Gleichung.

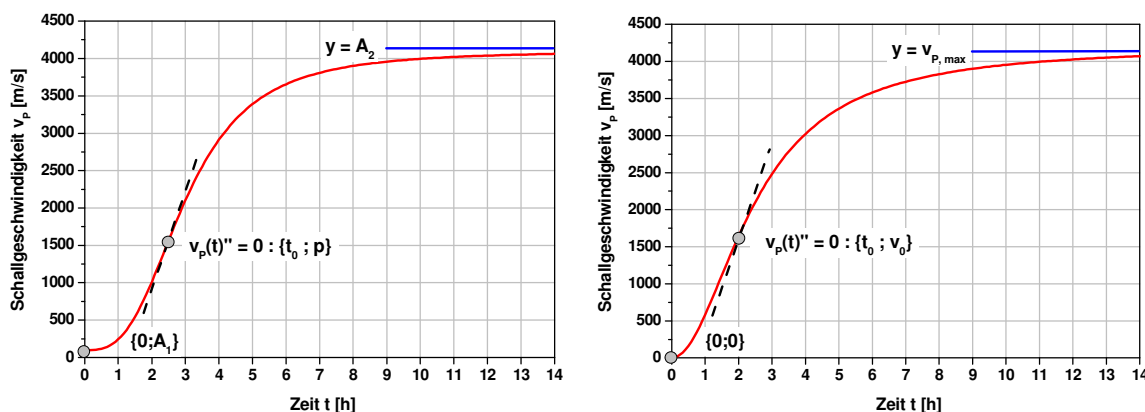


Abbildung 6.7: links: exemplarischer Kurvenverlauf der Logistic-Funktion nach (Gl. 6.2), rechts: exemplarischer Kurvenverlauf der Hill-Funktion nach (Gl. 6.3).

Die Hill-Funktion beginnt dagegen im Ursprung (Abbildung 6.7 rechts). Diese Funktion wurde für die Approximation dann gewählt, wenn bei einem späteren Messbeginn der Bereich des langsamen Anstiegs nicht mehr gemessen wurde und die Kurve sich bereits im steilen Anstieg befand. In diesem Fall erhält man eine besser approximierte Kurve mit geringerer Abweichung. In (Gl. 6.3) ist $v_{p,max}$ die Asymptote, an die sich die Kurve annähert, t ist die Zeit bzw. das Betonalter und $v_p(t)$ die P-Wellengeschwindigkeit. Die beiden Kurvengradienten k und n beschreiben die Steigung und die Krümmung der Kurve.

$$v_p(t) = v_{p,max} \frac{t^n}{k^n + t^n} \tag{Gl. 6.3}$$

Die Kurvenapproximationen wurden mit einem Softwareprogramm zur Datenanalyse durchgeführt, welches bei der nichtlinearen Approximation als Basisalgorithmus die Methode der kleinsten Abweichungsquadrate nach Levenberg-Marquardt verwendet. Die einzelnen Koeffizienten werden iterativ bestimmt. Der Algorithmus startet mit den zu Beginn gewählten Anfangsparametern und berechnet innerhalb der definierten Grenzen das Minimum der Summe der Abweichungen zwischen der Approximationsfunktion und der Ausgangskurve. Als Maß für die Güte einer Approximation wird der Wert des Standardfehlers angesehen. Je näher er bei eins liegt, umso größer ist die gegenseitige Abhängigkeit. Als Ergebnis werden die berechneten Parameterwerte, die Summe der Abstandsquadrate χ^2 und die Abschätzung des Standardfehlers R^2 angegeben. Insgesamt konnten mit diesen beiden Funktionen die untersuchten Messreihen sehr gut approximiert werden, der Standardfehler lag bei allen Kurven über 0,99.

In der Abbildung 6.8 ist ein Beispiel einer erfolgten Kurvenapproximation nach (Gl. 6.1) berechneten Geschwindigkeitsdaten mit der Logistic-Funktion dargestellt. Die Approximationskurve zeigt einen geringen Standardfehler von 0,993 auf. Besonders zu Messbeginn, beschreibt sie den Übergang vom langsamen Kurvenanstieg des noch flüssigen Frischbetonmediums mit Geschwindigkeiten um die 100 bis 200 m/s zum schnellen Kurvenanstieg sehr gut.

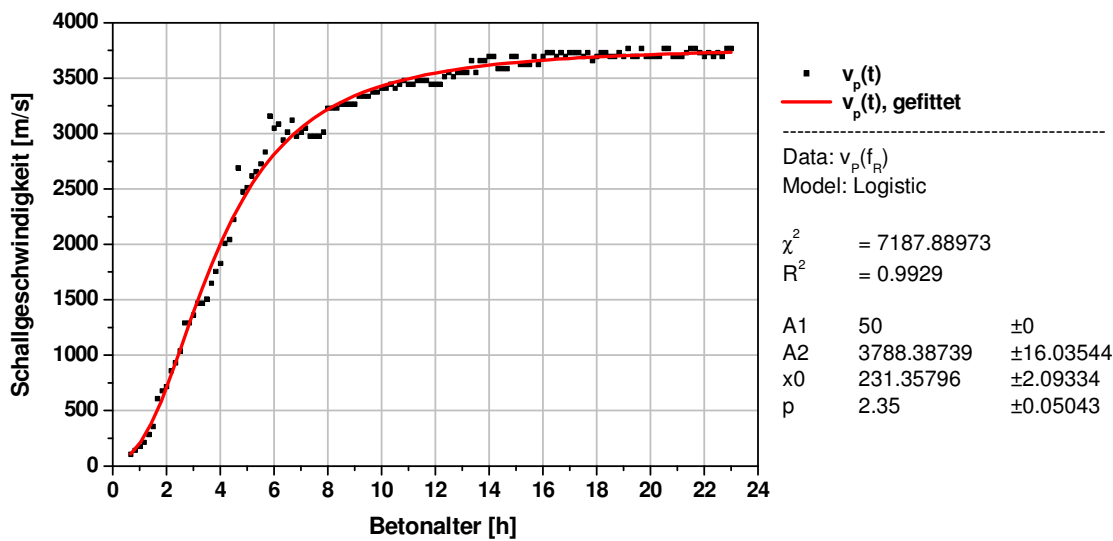


Abbildung 6.8: Gemessene Werte und mit der Logistic-Funktion nach (Gl. 6.2) gefitteter Kurvenverlauf mit berechneten Parametern.

6.3 Einflussgrößen auf die Schallgeschwindigkeit bei der Erhärtung von Beton

Im Folgenden werden die Anwendungsmöglichkeiten des Impact-Echo-Verfahrens zur Untersuchung der Bauteildicke während des Erhärtungsvorgangs bzw. -verlaufs von Beton erläutert. Hierfür wurden die Einflüsse des Wasserzementwertes (w/z-Wert), der Zementsorte, der Menge des zugegebenen Fließmittels und der Zuschlagsart untersucht. Dabei wird auch auf die Grenzen des Verfahrens sowie Einflussgrößen und Randbedingungen eingegangen.

Die Motivation, das Impact-Echo-Verfahren für die Erhärtungsuntersuchungen von Beton einzusetzen, erwächst zum einen aus der Möglichkeit, Messungen in Reflexion von nur einer Seite des Bauteils durchführen zu können. Zum anderen können über die gemessene Resonanzfrequenz die Unterschiede und Erhärtungseigenschaften der Betonrezepturen kenntlich gemacht werden. Des Weiteren soll hier untersucht werden, inwieweit eine Aussage über die vorhandene Bauteildicke bereits während der Erhärtung getroffen werden kann.

Die Messungen der unterschiedlichen Betonmischungen erfolgten an unbewehrten Betonplatten mit einer Kantenlänge von 80 cm x 80 cm. Je nach Untersuchung variierte die Dicke der Platte zwischen 5 und 20 cm. Die Betonmischungen wurden nach der Herstellung in einem Zwangsmischer in die Schalung eingebracht und verdichtet. Danach wurde die Platte in einen Klimaraum bei 23 °C und 50% relativer Luftfeuchte umgelagert, um Einflüsse der Umgebungstemperatur auf den Erstarrungsverlauf ausschließen zu können. Im Klimaraum wurden die Messinstrumente montiert und die Messung gestartet. Der Zeitpunkt des Messbeginns erfolgte in der Regel 30 bis 60 min nach dem Zeitpunkt der Betonherstellung. Da die Messung von der oberen Seite her erfolgte, konnte mit der

Messung bei sehr fließfähigen Konsistenzen allerdings erst zu einem späteren Zeitpunkt begonnen werden. Damit die Auflageplatte durch den Impact nicht in den Beton gedrückt wurde, war eine gewisse Anfangsfestigkeit des Betons erforderlich. Als Messintervall wurde ein Abstand von 5 min gewählt.

6.3.1 Ermittelte Verläufe der Schallgeschwindigkeiten aus kontinuierlicher Messung der Resonanzfrequenz während der Erstarrung und Erhärtung

Für die Untersuchungen bezüglich der Einsatzmöglichkeiten des Impact-Echo-Verfahrens zur Beurteilung des materialspezifischen Erstarrungsverhaltens von Beton wurden die mit dem DAI-Impactor angeregten Wellen während der Erhärtung des Betons kontinuierlich aufgezeichnet. Speziell im Erstarrungs- und Erhärtungsstadium des Betons sind die Einflüsse der Betonrezeptur auf die Erhärtungsentwicklung des Betons im Verlauf der Resonanzen sichtbar, da diese direkt von der Größe der Schallgeschwindigkeit abhängig sind, die wiederum von den Festigkeitseigenschaften der Betonmischung bestimmt wird. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Untersuchungen zum erstarrungsabhängigen Verlauf der Schallgeschwindigkeit von unterschiedlichen Betonrezepturen erläutert. Für die Untersuchungen wurde eine Plattendicke von 15 cm gewählt. Zum einen war dadurch die Platte dick genug, um Biegewelleneffekte zu vermeiden, zum anderen war die Kapazität des vorhandenen Zwangsmischers begrenzt, um neben dem Prüfkörper noch eine ausreichende Menge für Frischbetonuntersuchungen und die Herstellung zusätzlicher Proben für die Druckfestigkeitsprüfung verfügbar zu haben. Bei der Umrechnung der gemessenen Resonanzfrequenz in die zugehörige Schallgeschwindigkeit ist die Dicke der Platten herausgerechnet. Man erhält den rein vom Erhärtungsgrad abhängigen Verlauf der Schallgeschwindigkeit.

In Abbildung 6.9 sind die berechneten Schallgeschwindigkeiten von drei Betonmischungen mit unterschiedlichem Wasserzementwert und gleichem Zementgehalt von 450 kg/m^3 gegenüber gestellt. Als Zement wurde ein handelsüblicher Portlandkompositzement CEM II/A-LL 42,5 R, als Gesteinskörnung ein Rundkorn mit einem Größtkorn von 16 mm verwendet. Die Kornzusammensetzung lag im günstigen Bereich zwischen den Sieblinien A und B. Die Einflüsse der unterschiedlichen Betonmischungen auf den Erhärtungsverlauf sind hier gut ersichtlich. Wie zu erwarten, nimmt die Steigung bei kleinerem Wasserzementwert in den ersten 8 h stärker zu, als bei größerem. Zudem steigen die Kurven mit abnehmendem Wasserzementwert früher an und erreichen damit schneller den Maximalwert. Im vorliegenden Fall ergeben sich im Bereich des Kurvenanstiegs zwischen den Mischungen mit $w/z = 0,35$ und $w/z = 0,50$ Differenzen von bis zu 2000 m/s . Zum jeweiligen Messende hin nähern sich die Kurven asymptotisch einem Endwert an, der bei den vorliegenden Messungen nur gering voneinander abweicht.

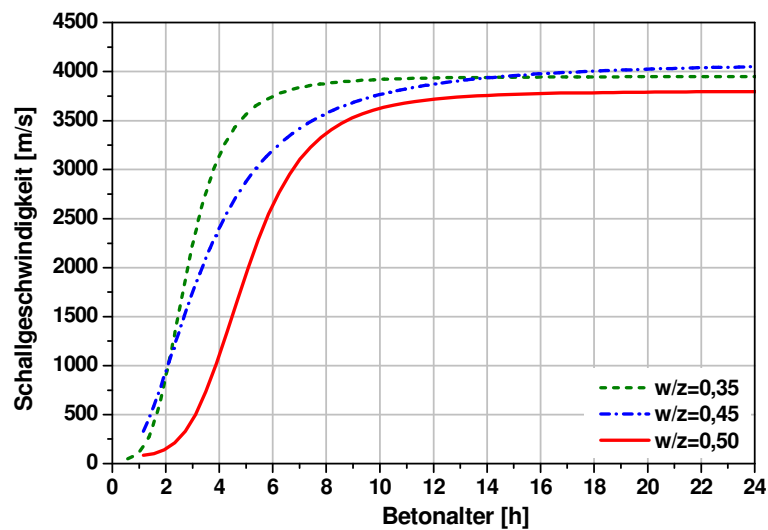


Abbildung 6.9: Einfluss des w/z -Wertes auf den Verlauf der Schallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters. Betone hergestellt mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

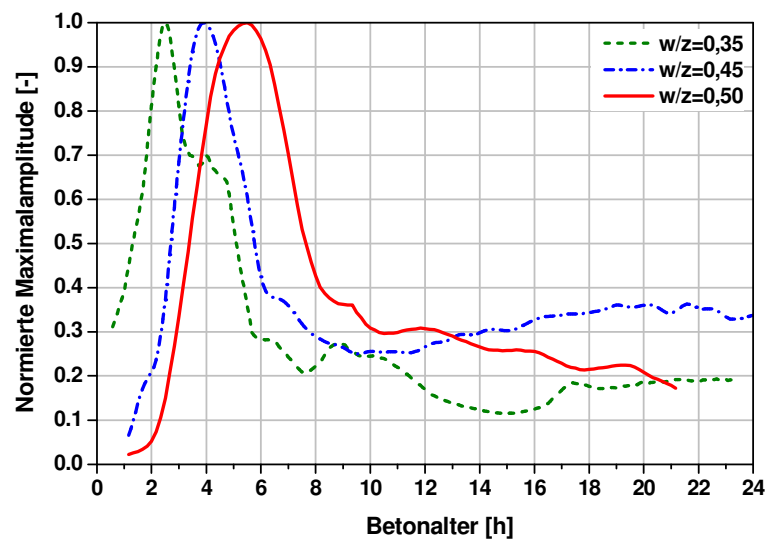


Abbildung 6.10: Einfluss des w/z -Wertes auf den Verlauf der Schallenergie in Abhängigkeit des Betonalters. Betone mit unterschiedlichem w/z -Wert, hergestellt mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

Die Zunahme der Schallamplituden ist ein weiterer Indikator für den Erhärtungszustand des Betons. In Abbildung 6.10 sind die Energien der auf der Bauteiloberseite gemessenen Schallwellen abgebildet. Als Energie wird hier die Maximalamplitude der Einhüllenden des Signals (Envelope) gewertet. Der Amplitudenverlauf ist in dieser Abbildung normiert dargestellt, da durch die unterschiedliche Qualität der Ankopplung bei der verwendeten Auflageplatte trotz konstanten Energieeintrags des Impactors kein direkter Vergleich der gemessenen reflektierten Energiegrößen möglich war. Je nach Erhärtungsgeschwindigkeit nimmt die Energie aufgrund der Ablösung der Ankopplungsplatte infolge von Schwindefeffekten schneller oder weniger schnell wieder ab. Ebenso von der Erhärtungsgeschwindigkeit abhängig sind die Zeitpunkte, zu denen die Maxima auftreten.

So tritt das Maximum des Energieverlaufs des Betons mit dem Wasserzementwert von 0,50 um rund 3 h später auf als bei der Mischung mit $w/z = 0,35$. Da die Mischung mit dem Wasserzementwert von 0,35 schneller ansteift als die beiden anderen Mischungen, sind zu Messbeginn bereits höhere Werte der Energie messbar. Die Maxima der Energieverläufe treten dann auf, wenn die Verläufe der Geschwindigkeiten den größten Anstieg aufweisen.

In einer weiteren Untersuchung wurde überprüft, inwieweit der Einfluss der Zementsorte zu beobachten ist. Dazu wurden mehrere handelsübliche Zemente mit unterschiedlichen Festigkeitsklassen und Frühfestigkeiten verwendet. Neben den drei Zementen mit einer höheren Anfangserhärtung (R-Zement) wurde auch ein Zement mit normaler Anfangserhärtung (N-Zement) eingesetzt. Bei den Mischungen betrug der Zementgehalt 380 kg/m^3 , der Wasserzementwert wurde mit 0,45 konstant gehalten. Ebenso wurde für alle Mischungen wieder eine Gesteinskörnung mit einem Rundkorn und einer Sieblinie A/B 16 verwendet. Betrachtet man die Kurvenverläufe der Schallgeschwindigkeiten in Abbildung 6.11, so hebt sich der Verlauf der Mischung mit dem N-Zement durch einen wesentlich langsameren Anstieg und mit insgesamt geringeren Werten von den anderen Mischungen mit den R-Zementen ab. Laut Herstellerangaben zeichnet sich der verwendete CEM I 32,5 N-LH/HS Zement durch eine langsamere Erhärtung, eine niedrigere Hydratationswärmeentwicklung und eine gute Nacherhärtung aus. Dies lässt sich auch an den Ergebnissen der Untersuchungen sehr gut veranschaulichen. Eine gegenüber den beiden Zementen CEM I 52,5 R und CEM II/A-LL 42,5 R zu erwartende langsamere Festigkeitsentwicklung des CEM II/A-LL 32,5 R Zements konnte aus dem Verlauf der gemessenen Schallgeschwindigkeiten jedoch nicht abgeleitet werden. Dies liegt an einer insgesamt zu hohen Festigkeit der untersuchten Charge des CEM II/A-LL 32,5 R Zements (siehe Kapitel 6.4.2). Infolge herstellungsbedingter Schwankungen im Zementwerk können solche „Überfestigkeiten“ auftreten. Insgesamt sind die ermittelten Geschwindigkeitsverläufe der Betonmischungen mit den R-Zementen nahezu deckungsgleich. Unterschiede im Erhärtungsverhalten konnten hier nicht gemessen werden. Die Verläufe der Schallgeschwindigkeiten sowie deren Verhältnis zueinander wurde an zeitgleich stattfindenden Messungen mit anderen Ultraschallverfahren bestätigt (siehe nachfolgendes Kapitel 6.3.2).

Die Verläufe der Energie in Abbildung 6.12 bestätigen zudem das nahezu gleiche Erhärtungsverhalten der drei verwendeten R-Zemente in den ersten 24 h und den verzögerten Erhärtungsverlauf des N-Zementes. Wie bereits oben beschrieben, treten auch hier die Zeitpunkte der Maxima der Energieverläufe in Abhängigkeit der Steigung und des Zeitpunktes des maximalen Anstiegs des jeweiligen P-Wellengeschwindigkeitsverlaufs auf. Das Maximum des Energieverlaufs des N-Zements erfolgt zu einem wesentlich späteren Zeitpunkt, als die Maxima der R-Zemente.

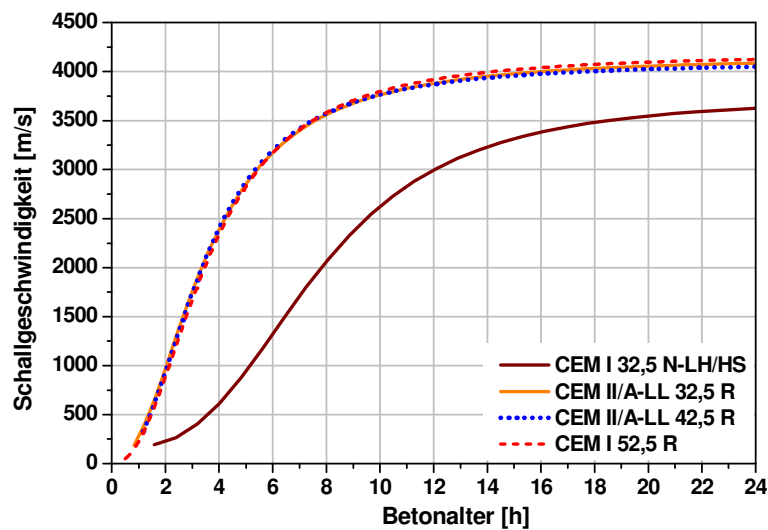


Abbildung 6.11: Einfluss der verwendeten Zementsorte auf den Verlauf der Schallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters. Betone hergestellt mit $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

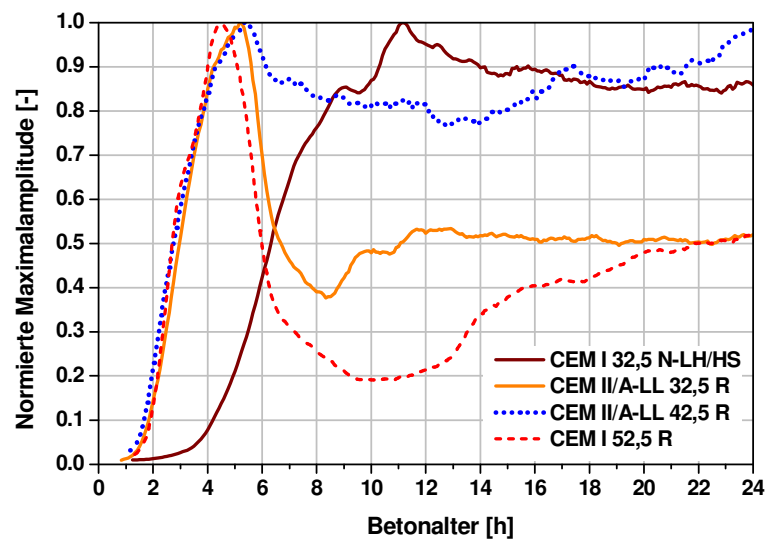


Abbildung 6.12: Einfluss des w/z -Wertes auf den Verlauf der Schallenergie in Abhängigkeit des Betonalters. Betone hergestellt mit $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$ Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

Durch die Verwendung von Fließmitteln kann es je nach chemischer Zusammensetzung des Betonzusatzmittels zu einer verzögerten Hydratation kommen. Der Einfluss der verzögernden Wirkung bei unterschiedlicher Dosierung des hier verwendeten Zusatzmittels Woermann FM 375 (FM) in Kombination mit dem verwendeten Zement CEM II/A-LL 42,5 R ist in Abbildung 6.13 zu sehen. Je geringer die Zusatzmenge, desto früher und steiler ist der Anstieg des Kurvenverlaufs und desto schneller nähern sich die Kurvenwerte dem Maximum. Die Schallgeschwindigkeiten bei Messende nach 24 h sind dann wieder nahezu gleich.

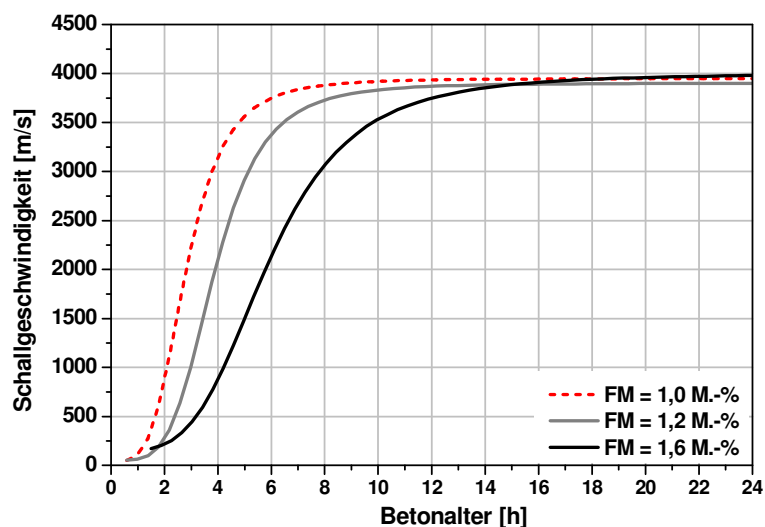


Abbildung 6.13: Einfluss des Fließmittelgehaltes, angegeben in M.-% des Zementgehaltes, auf den Verlauf der Schallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters. Betone hergestellt mit $w/z = 0,35$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R mit Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

Die Gesteinskörnung, speziell die Kornform und die Oberflächenbeschaffenheit, beeinflusst die Eigenschaften des Betons in der Regel eher wenig. Zuschläge mit rauer Oberfläche sowie Sieblinien mit kleinerem Größtkorn haben jedoch einen höheren Wasseranspruch. So ist bei der Mischung mit der Sieblinie A/B 8 mit Körnungsziffer $k = 3,26$ gegenüber der Sieblinie A/B 16 mit $k = 4,12$ mehr Wasser an der Kornoberfläche gebunden. Dadurch wird zu Beginn die zur Hydratation verfügbare Wassermenge geringer, sodass dies, vergleichbar mit einer Mischung mit einem niedrigeren w/z -Wert, ein schnelleres Erstarren zur Folge hat. Bei Betonmischungen mit gleichem Wasser- und Zementgehalt wirkt sich daher die Verwendung eines anderen Gesteinskorns und Größtkorns nicht nur auf die Konsistenz, sondern auch auf den Erhärtungsverlauf aus.

Dies ist in Abbildung 6.14 an den Geschwindigkeitsverläufen der beiden Betonmischungen mit unterschiedlichem Größtkorn bei gleichem Wassergehalt von 158 kg/m^3 und gleichem Zementgehalt von 450 kg/m^3 zu sehen. Für beide Betonsorten wurde ein CEM II/A-LL 42,5 R Zement verwendet. Der schnellere Erhärtungsverlauf des Betons mit kleinerem Größtkorn zeigt sich in einem schnelleren Kurvenanstieg und Geschwindigkeitswerten die zeitweise rund 400 m/s höher sind als die der anderen Betonsorte. Im erhärteten Zustand sind die Werte der ermittelten Geschwindigkeiten wieder gleich.

Der schnellere Erhärtungsverlauf ist ebenso bei Betonen mit einem gebrochenen Zuschlag festzustellen, was sich wiederum in den Geschwindigkeitsverläufen in Abbildung 6.15 zeigt. Der Beton mit dem gebrochenen Granitzuschlag verzeichnet einen schnelleren Anstieg gegenüber dem Beton mit rundem Zuschlag (Rheinkies). Dies liegt ebenfalls an dem höheren Wasseranspruch. Zudem hat die Mischung mit dem Granitzuschlag aufgrund der Kornart eine höhere Rohdichte, die zu insgesamt höheren Werten der Schallgeschwindigkeit führt. Dies zeigt sich auch in den ermittelten Verläufen der Druckfestigkeiten innerhalb der ersten 24 h in Abbildung 6.35 des Kapitels 6.4.2.

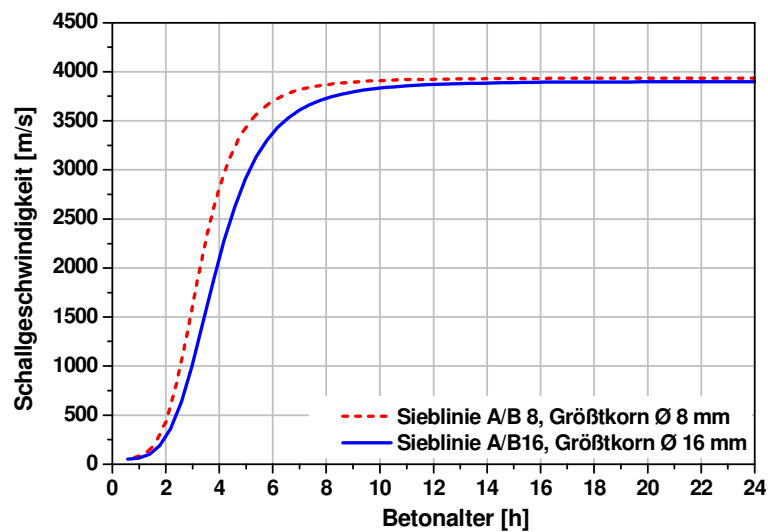


Abbildung 6.14: Einfluss des Größtkorns der verwendeten Gesteinskörnungen mit Sieblinien A/B 8 und A/B 16 auf den Verlauf der Schallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters. Betone hergestellt mit $w/z = 0,35$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R und Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$.

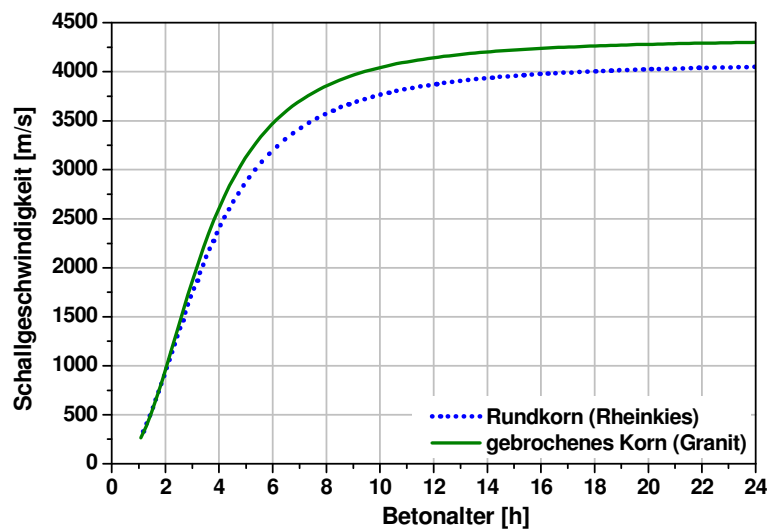


Abbildung 6.15: Einfluss der Kornform der Gesteinskörnung auf den Verlauf der Schallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters, verwendete Sieblinie A/B 16. Betone hergestellt mit $w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R und Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$.

Betonmischungen mit einem Größtkorn von mehr als 16 mm wurden nicht untersucht, da bei der Herstellung der Platten eine ordnungsgemäße Verdichtung und Verarbeitung mit den vorhandenen Mitteln nicht möglich war.

6.3.2 Verfahrensvergleich mit weiteren ZFP-Methoden zur Ermittlung des Erhärtungsverlaufs von Beton

Bei den Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit zum Erhärtungsverlauf von jungem Beton wurden parallel zu den Impact-Echo-Messungen weitere zerstörungsfreie Ultraschallmessungen in Transmission durchgeführt. Zum einen wurden Messungen an den Betonplatten über einen an der Bauteilunterseite angebrachten zusätzlichen Sensor (Abbildung 6.16) ausgeführt. Zum anderen wurde mit dem am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart bereits bestehenden FreshCon-Verfahren gemessen.

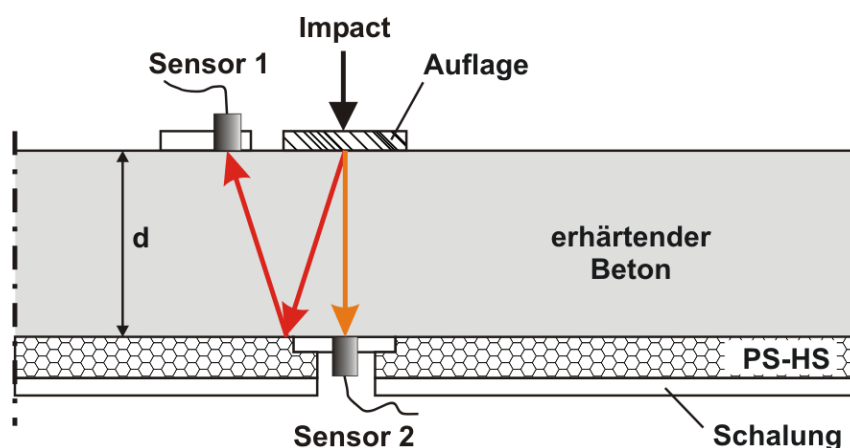


Abbildung 6.16: Skizze des Messaufbaus der gleichzeitigen Messungen in Transmission und Reflexion (Impact-Echo) an erhärtendem Beton einer Platten mit Dicke d .

Beide Verfahren wurden ebenfalls im Klimaraum zusammen mit den Impact-Echo-Messungen bei konstanten klimatischen Bedingungen durchgeführt. Im Folgenden sind die Ergebnisse dieser Messungen denen aus Kapitel 6.3.1 gegenübergestellt.

Die an der Betonplatte ermittelten Schallgeschwindigkeiten in Transmission wurden aus der Laufzeitdifferenz der Schallwelle zwischen dem Impactpunkt und dem an der Bauteilunterseite gegenüberliegenden Sensor bestimmt. Da der Impactor und der Sensor von der Messsoftware gleichzeitig angesteuert wurden und die Triggerung des Impactzeitpunktes und der Beginn der Messaufzeichnung zusammen erfolgte, konnte die Laufzeit direkt über den Ersteinsatz des gemessenen Signals abgelesen werden. In Abbildung 6.17 sind exemplarisch gemessene Verläufe der Untersuchungen der Betonmischungen unter Variation der Zementsorte bei gleichem Wasserzementwert, Zementgehalt und gleicher Gesteinskörnung aus Abbildung 6.11 dargestellt. Die Kurven zeigen einen nahezu identischen Verlauf auf wie die aus der Resonanzfrequenz berechneten Schallgeschwindigkeiten in Kapitel 6.3.1. Die Abweichungen der mit beiden Messverfahren ermittelten Werte betragen bis zu 5 %.

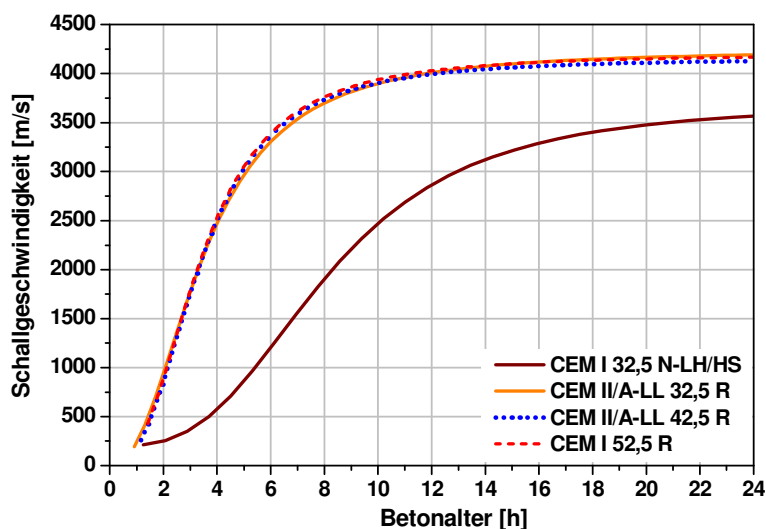


Abbildung 6.17: Gemessene Verläufe der Schallgeschwindigkeiten in Transmission in Abhängigkeit des Betonalters. Betonmischungen aus Abbildung 6.11.

In Abbildung 6.18 sind die an der Betonplatte ermittelten Schallgeschwindigkeiten der beiden Verfahren, Impact-Echo und Transmission, gegenübergestellt. Die Linien zeigen nur geringfügige Abweichungen zur Winkelhalbierenden, die das Verhältnis $v_{P,fR}/v_{P,Trans} = 1$ repräsentiert. Die Abweichungen sind auf Ungenauigkeiten des Messsystems und auf die Fehlerabweichung der durchgeführten Approximationen der gemessenen Werte zurückzuführen. Die Verhältnisse zwischen den beiden Schallgeschwindigkeiten bei weiteren Vergleichsuntersuchungen der Mischungen mit unterschiedlicher Gesteinskörnung ergaben ein identisches Bild (Anhang B).

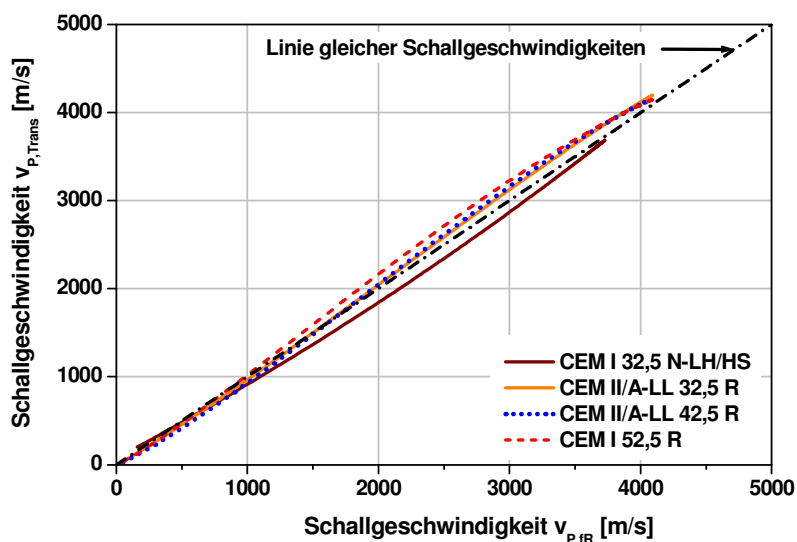


Abbildung 6.18: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten, berechnet aus der gemessenen Resonanzfrequenz $v_{P,fR}$ und ermittelt durch Messung in Transmission $v_{P,Trans}$.

Bei den vergleichenden Messungen mit dem FreshCon-Messsystem wurde eine Betonprobe in ein externes Behältnis eingebracht und auf dem Rütteltisch verdichtet. Der U-förmige Behälter bestand aus Polystyrol-Hartschaum (PS-HS), der zwischen zwei

Scheiben aus Plexiglas (PMMA) gespannt wurde. Nach dem Anbringen der Sensoren wurde die Messung über die Messsoftware an einem angeschlossenen Mess-PC gestartet. Um ein vorschnelles Austrocknen der Betonprobe während der Messung über die Einfüllöffnung zu verhindern, wurde die Öffnung des Gefäßes mit einer Folie abgedeckt. Die durchschallte Probendicke betrug 5,8 cm. Die Ultraschallanregung erfolgte bei diesem Messsystem über einen breitbandigen Piezo-Geber, dessen Impulsenergie mittels eines Leistungsverstärkers erhöht wurde. Über einen baugleichen Sensor auf der gegenüberliegenden Seite des Probenbehälters wurde über die Laufzeit der P-Wellengeschwindigkeit ermittelt. Mit der Messsoftware konnten auch die Energie und der Frequenzgehalt des übertragenen Schallsignals bestimmt werden, worauf an dieser Stelle aber nicht weiter eingegangen werden soll.

In Abbildung 6.19 sind die Ergebnisse der mit dem FreshCon-System gemessenen Schallgeschwindigkeiten $v_{p,FC}$ dargestellt, die ebenfalls an den bereits erwähnten Betonmischungen aus Abbildung 6.11 durchgeführt wurden. Die Verläufe sind den oben dargestellten aus Abbildung 6.17 ähnlich. Insgesamt ergeben sich allerdings hierbei höhere Geschwindigkeitswerte im Vergleich mit den an der Betonplatte gemessenen.

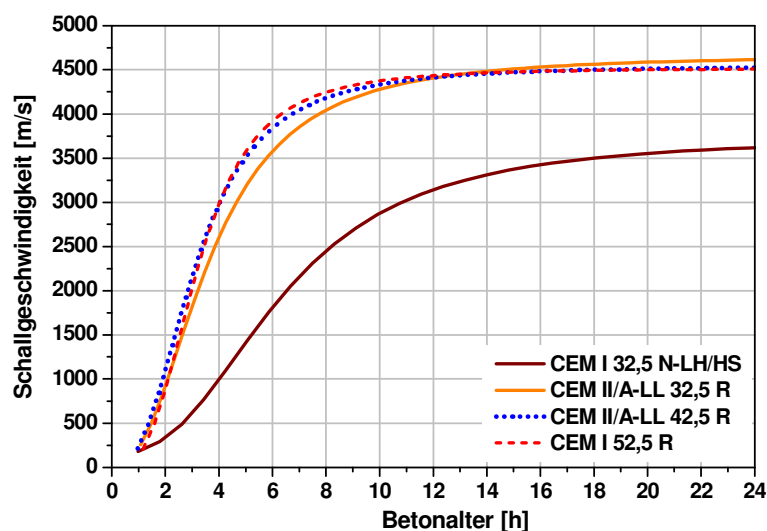


Abbildung 6.19: Gemessene Verläufe der Schallgeschwindigkeiten in Transmission mit dem FreshCon System in Abhängigkeit des Betonalters. Betonmischungen aus Abbildung 6.11.

Auch Abbildung 6.20 zeigt, dass die Werte des $v_{p,IR}/v_{p,FC}$ Verhältnisses oberhalb der Linie gleicher Schallgeschwindigkeiten liegen. Dies konnte auch bei Messergebnissen von Untersuchungen an weiteren Betonmischungen festgestellt werden. Vermutlich lag dies an den unterschiedlichen Größen der Probekörper bzw. der unterschiedlichen Schalung für die Betonplatte und des Probenbehälters des FreshCon-Systems. Beim kleineren FreshCon-Behälter war die Betonprobe von PMMA-Scheiben, dem PS-HS und der Folie umgeben. Bei der Betonplatte dagegen war die Betonfläche nach oben hin offen und nur seitlich von einer Holzschalung und an der Unterseite von einer PS-HS-Platte umgeben. Dadurch kam es zu einem unterschiedlichen Wärmefluss der an die Umgebung abgegebenen Wärmemenge und führte vermutlich somit zu einer veränderten Hydratationsgeschwindigkeit. Diese Erklärung wird gestützt durch die Tatsache, dass die

Abweichungen zwischen den ermittelten Schallgeschwindigkeiten, in der Anfangsphase bis ungefähr 4 h nach Messbeginn (bis rund 20 %) größer waren als bei Messende (rund 10 %). Dies bedeutet, dass mit zunehmendem Betonalter sich die Werte wieder angleichen.

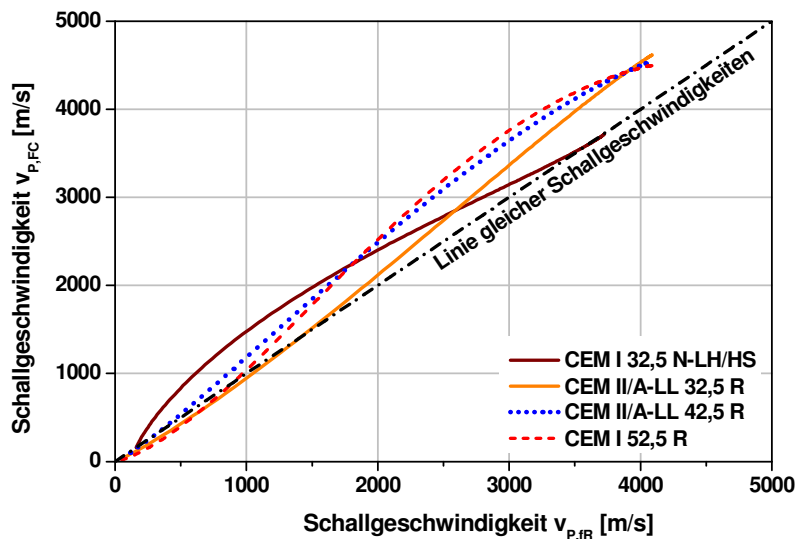


Abbildung 6.20: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der mit dem FreshCon System in Transmission $v_{p,FC}$ gemessenen, mit denen aus der Resonanzfrequenz $v_{p,IR}$ berechneten.

Insgesamt zeigt sich aber eine gute Übereinstimmung der Messergebnisse. So stimmen in allen drei Verfahren, Impact-Echo-, Transmissions- und FreshCon-Verfahren, die Aussagen über die Erhärtungsverläufe in Abhängigkeit der Betonmischung überein.

6.3.3 Ermittlung der Bauteildicke von jungem Beton

Für die Prüfung der Einsatzmöglichkeiten des Impact-Echo-Verfahrens zur Ermittlung der Bauteildicke bei noch jungem Beton wurden Platten verschiedener Dicke hergestellt und während der Erhärtung des Betons gemessen. Ziel der Untersuchungen war, der Frage nachzugehen, ab welchem Betonalter eine zuverlässige Dickenbestimmung möglich ist. Hierbei spielen nach (Gl. 6.4) zwei Faktoren eine wichtige Rolle, zum einen die sich während der Erhärtung ändernde Resonanzfrequenz $f_R(t)$ und zum anderen die Genauigkeit des ermittelten Mischungsspezifischen Verlaufs der Schallgeschwindigkeit $v_{P,Ref}(t)$. Für die in die Gleichung einzusetzenden Geschwindigkeitswerte benötigt man Referenzkurven, die vorab für jede verwendete Betonmischung ermittelt werden müssen.

$$d_{f,R}(t) = \frac{v_{P,Ref}(t)}{2 \cdot f_R(t)} \quad (\text{Gl. 6.4})$$

In folgenden Unterpunkten werden hierzu zwei Ansätze zur Dickenbestimmung während der Erhärtung näher verfolgt. Als Erstes wird die Schallgeschwindigkeit, die am selben Körper in Transmission ermittelt wurde, als Referenzgeschwindigkeit für unterschiedliche Betonmischungen herangezogen. Des Weiteren wird eine Mittelwertkurve aus ermittelten Geschwindigkeitsverläufen mehrerer Untersuchungen der gleichen Betonmischung

gebildet. Hierin sind die Schwankungen berücksichtigt, die sich bei der Herstellung von Beton zum Beispiel infolge abweichender Dosierungen ergeben. In einem weiteren Unterpunkt werden Untersuchungen an einem zweischichtigen Aufbau erläutert, bei dem auf eine bereits bestehende Betonschicht eine zweite aufbetoniert wurde. Hier war von Interesse, inwieweit man die Dicke der obersten Schicht sowie die des gesamten Bauteils in Abhängigkeit der Erhärtung der oberen Schicht ermitteln kann.

Variation der Betonmischung bei gleich bleibender Bauteildicke

Nimmt man die in Transmission ermittelte Schallgeschwindigkeit aus Kapitel 6.3.2 als Referenz, ergibt sich mit der gemessenen Resonanzfrequenz eine von dem Betonalter abhängige Kurve $d_{f,R}(t)$ (Abbildung 6.21). Die Ermittlungen erfolgten anhand der in Kapitel 6.3.1 durchgeführten Untersuchungen an den Betonmischungen unter Variation der Zementsorte. Der Wasserzementwert betrug 0,45, der Zementgehalt 380 kg/m^3 und die Bauteildicken der Betonplatten betragen rund 15 cm.

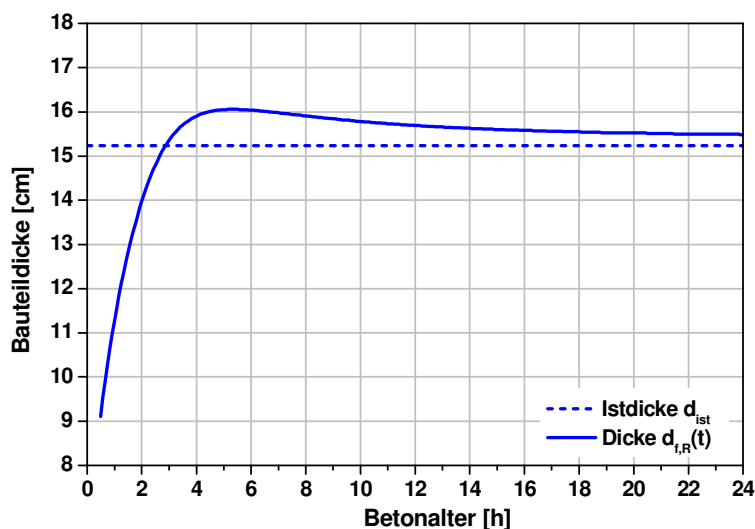


Abbildung 6.21: Aus der in Abhängigkeit des Betonalters gemessenen Resonanzfrequenz und Schallgeschwindigkeit in Transmission ermittelte Bauteildicke $d_{f,R}(t)$ mit Angabe der tatsächlichen Dicke d_{ist} .

Zu Messbeginn weichen die Kurvenwerte am weitesten von der tatsächlichen Bauteildicke ab und nähern sich mit zunehmender Verfestigung des Betons dem realen Dickenwert an. Bei dem hier dargestellten Kurvenverlauf der Betonmischung, die mit dem Zement CEM II/A-LL 42,5 R hergestellt wurde, sind die ermittelten Werte am Anfang kleiner und nach etwa 3 h größer als die Bauteildicke. Der Verlauf der Kurven variiert hierbei in Abhängigkeit der Genauigkeit der ermittelten Geschwindigkeit in Transmission. Weicht die Geschwindigkeit in Transmission von der aus der Resonanzfrequenz ermittelten zu sehr ab, werden auch die Abweichungen der Dickenwerte größer. Da bei Messbeginn die Geschwindigkeit noch sehr klein ist, macht sich eine Abweichung von 5% (siehe Kapitel 6.3.2) stärker bemerkbar als zu einem späteren Zeitpunkt. In Abbildung 6.22 sind die Abweichungen der ermittelten Dicken $d_{f,R}(t)$ von den tatsächlichen Dicken d_{ist} dreier verschiedener Betonmischungen abgebildet. Bei den Mischungen wurde die Zementsorte

variiert, der Wassermenge mit 0,45 und der Zementgehalt mit 380 kg/m^3 waren identisch. Bei einem Betonalter von 2 h beträgt die Abweichung bei den durchgeführten Untersuchungen noch bis zu 12 %. Erst ab etwa 6 bis 8 h nach dem Zeitpunkt der Herstellung werden die Abweichungen bei den beiden Mischungen mit den R-Zementen kleiner als 5%. Zum Zeitpunkt von 6 h des Betonalters beträgt die Schallgeschwindigkeit rund 80 % des gemessenen Endwertes nach 24 h. Bei dem Beton mit dem langsam erhärtenden N-Zement verschiebt sich dieser Zeitpunkt entsprechend. Hier kann erst ab einem Betonalter von 11 h die Dicke mit einer Abweichung kleiner 5 % bestimmt werden. Der zugehörige Wert der Schallgeschwindigkeit beträgt hier bereits 75 % des Endwertes bei Messende. Die tatsächliche Dicke des Bauteils kann also erst dann zuverlässig gemessen werden, wenn keine größeren Änderungen bzw. Zunahmen der Schallgeschwindigkeiten mehr vorhanden sind.

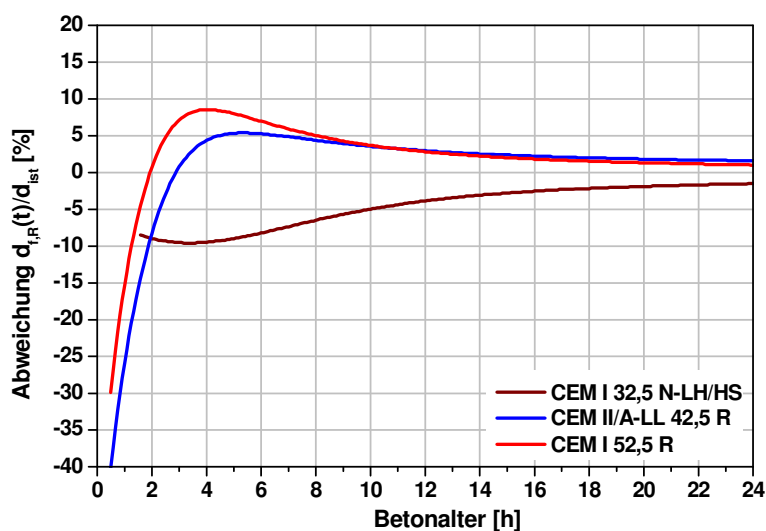


Abbildung 6.22: Abweichung der in Abhängigkeit des Betonalters ermittelten Bauteildicke $d_{t,R}(t)$ im Verhältnis zur tatsächlichen Dicke d_{ist} dreier Betonmischungen hergestellt mit unterschiedlichem Zement.

Variation der Bauteildicke bei gleich bleibender Betonrezeptur

Bei den nun folgenden Versuchsergebnissen wurde bei den Untersuchungen die Dicke der Betonplatten variiert. Dagegen blieb die Betonrezeptur gleich, es wurde ein w/z-Wert von 0,35, ein Zementgehalt von 450 kg/m^3 und ein Zement CEM II/A-LL 42,5 R verwendet. Als Gesteinskörnung wurde ein Rundkorn mit einer Sieblinie A/B 16 gewählt. Die Dicken der Betonplatten wurden nach dem Ende des Versuchs mit einem Messschieber nachgemessen. In Abbildung 6.23 sind die gemessenen Verläufe der Resonanzfrequenzen in Abhängigkeit vom Betonalter bei Betonprobekörpern mit Dicken von 10, 15 und 20 cm dargestellt. Die Kurven zeigen bis zu einem Alter von etwa 3 h einen nahezu deckungsgleichen Verlauf. Erst dann nehmen sie aufgrund der unterschiedlichen Dicken unterschiedliche Verläufe an und nähern sich dem jeweiligen Wert der Dickenresonanz von erhärtetem Beton an. Im erhärteten Zustand liegt die zugehörige Dickenresonanz f_R der Betonplatte mit $d = 10 \text{ cm}$ bei 18,6 kHz, mit $d = 15 \text{ cm}$ bei 12,8 kHz und mit $d = 20 \text{ cm}$ bei 9,7 kHz.

Für die Ermittlung der Bauteildicken mit den Verläufen von Abbildung 6.23 wurde als Referenzgröße die Mittelwertkurve herangezogen, die aus insgesamt fünf Schallgeschwindigkeitsmessungen ermittelt wurde (Abbildung 6.24). Die Schallgeschwindigkeiten wurden bei Platten mit bekannten Dicken aus dem Verlauf der Resonanzfrequenz ermittelt. Die Kurvenverläufe der einzelnen Schallgeschwindigkeiten geben den Erhärtungsverlauf der jeweiligen Betonmischung wieder. Da die Herstellung mehrerer Mischungen der gleichen Rezeptur einer gewissen Schwankung unterliegt, kommt es auch bei den Erhärtungsverläufen zu Abweichungen. Diese Schwankungen können zum Beispiel infolge ungenauer Wägungen der Mischbestandteile auftreten. Die Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte beträgt bei den hier durchgeführten Untersuchungen im Mittel 120 m/s.

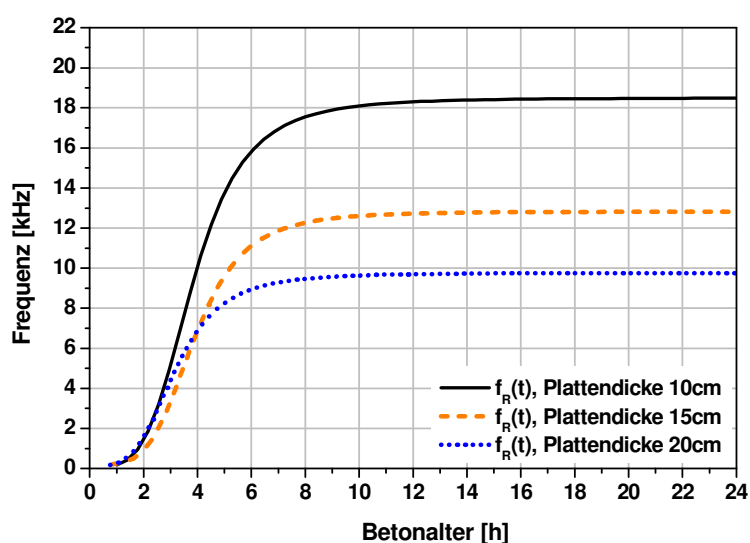


Abbildung 6.23: Verläufe der Resonanzfrequenz von Betonplatten mit unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit zum Betonalter.

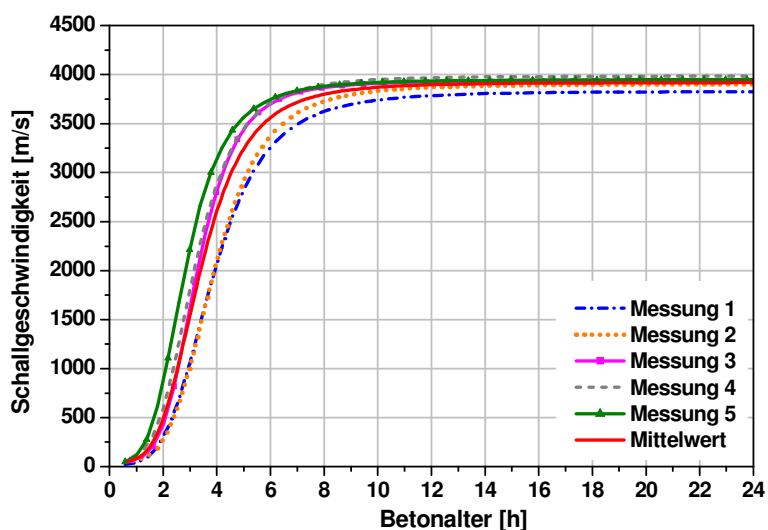


Abbildung 6.24: Schallgeschwindigkeitsverläufe von Betonen gleicher Rezeptur ($w/z = 0,35$, $Z = 450 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16 mm, Zement CEM II/A-LL 42,5 R).

In Abbildung 6.25 sind die Ergebnisse der ermittelten Dicken der Betonplatten aus Abbildung 6.23 in Abhängigkeit zum Betonalter dargestellt. Der Verlauf der ermittelten Bauteildicken $d_{f,R}(t)$ innerhalb der ersten 6 h hängt von der Größe der Differenz zwischen der tatsächlichen Schallgeschwindigkeit und der ermittelten Referenzkurve (hier: Mittelwertkurve) ab. So nimmt im vorliegenden Fall die zur Plattendicke von 20 cm gehörige Kurve zunächst sehr stark ab und nähert sich nach dem Erreichen eines Tiefpunkts dem Wert der tatsächlichen Dicke wieder an. Wogegen die der anderen beiden Kurven einen hyperbolischen Verlauf nehmen. Bei allen drei untersuchten Bauteildicken ist ab einem Betonalter von 6 h keine wesentliche Änderung der Kurvenverläufe mehr zu verzeichnen. Die maximale Differenz zwischen den ermittelten Werten und der tatsächlichen Dicke beträgt zu diesem Zeitpunkt nur noch 1 cm und wird von da an zunehmend geringer.

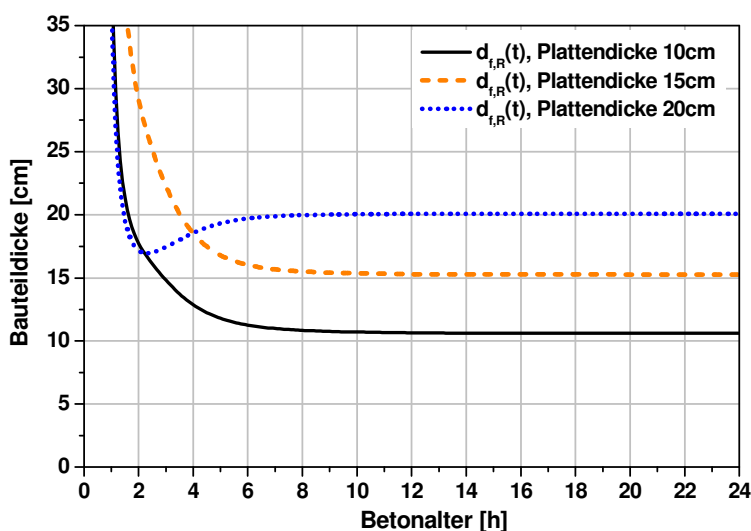


Abbildung 6.25: Ermittelte Bauteildicke $d_{f,R}(t)$ in Abhängigkeit des Betonalters von Betonplatten mit unterschiedlicher Dicke.

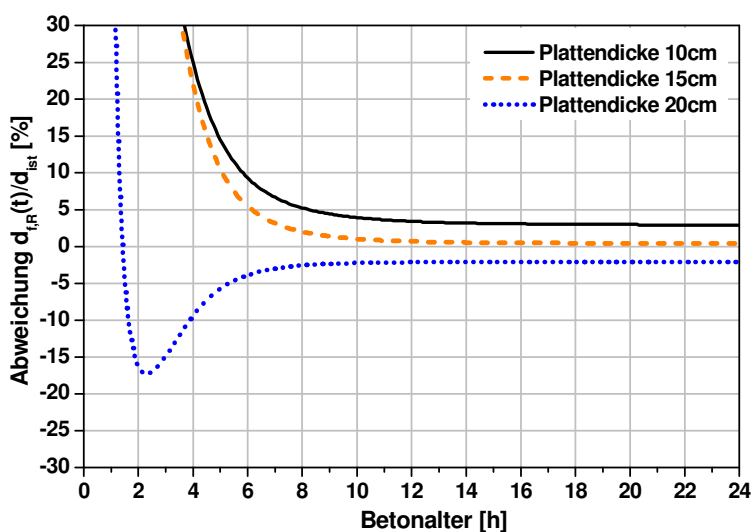


Abbildung 6.26: Abweichung der in Abhängigkeit des Betonalters ermittelten Bauteildicke $d_{f,R}(t)$ im Verhältnis zu tatsächlichen Dicke d_{ist} bei verschiedenen Plattendicken.

Die zugehörige Abweichung der gemessenen Dicke $d_{iR}(t)$ von der tatsächlichen Dicke d_{ist} ist in Abbildung 6.26 dargestellt. Wie bereits bei vorigem Unterpunkt aufgeführt, ist auch hier beim Erreichen von rund 80% des Geschwindigkeitsendwertes bei Messende die Abweichung zwischen der ermittelten Dicke und der tatsächlichen Dicke kleiner als 5 %.

Die Ergebnisse aller durchgeführten Untersuchungen zur Ermittlung der Bauteildicke während der Erhärtung zeigen, dass die ermittelten Bauteildicken in den ersten sechs Stunden zu sehr von der tatsächlichen abweichen, um in diesem Stadium schon zuverlässige Aussagen treffen zu können. Dies gilt sowohl für das Zugrundelegen des Geschwindigkeitsverlaufes der Mittelwertkurve, als auch für den Verlauf der in Transmission ermittelten Schallgeschwindigkeiten.

Der Grund für diese teils großen Abweichungen im Anfangsstadium des Erstarrens liegt darin, dass die vorhandene Messungenauigkeit des Messsystems kleinere Messwerte stärker beeinflusst, als größere. Obwohl insgesamt betrachtet eher gering, wirkt sich die absolute Abweichung der ermittelten Geschwindigkeit von der Referenzgeschwindigkeit bei kleineren Werten stärker aus als bei größeren. Die prozentual größere Abweichung der beiden Werte in diesem Zeitbereich führt auch zu einer größeren Differenz zwischen der ermittelten und der tatsächlichen Dicke.

Zudem ist die Dickenresonanzfrequenz bis zu einem Betonalter von rund 120 min nicht immer eindeutig bestimmbar. In den Frequenzspektren ist hier eine weitere Resonanz zu erkennen, die gegenüber der Dickenresonanz eine niedrigere Frequenz und eine höhere Amplitude aufweist. Bei der Approximation der gemessenen Maximalamplituden entsteht in diesem Kurvenbereich ein größerer Standardfehler. Dieser führt insbesondere bei der Wahl der in Transmission ermittelten Geschwindigkeit als Referenzgröße zu weiteren Abweichungen bei der Ermittlung der Bauteildicke.

Durch geeignete Maßnahmen, die zur Verbesserung der Herstellung einer gleichbleibenden Betonmischung beitragen, sowie durch gleichbleibende Randbedingungen können die Ergebnisse weiter verbessert werden. Eine gewisse Schwankung innerhalb der ersten drei Stunden wird man allerdings nicht vollständig vermeiden können. Zu berücksichtigen bleibt, dass eine genaue Kenntnis über den erhärtungsabhängigen Geschwindigkeitsverlauf einer Betonmischung notwendig ist.

Veränderte w/z -Werte infolge ungenauer Dosierungen bei der Herstellung, zum Teil unterschiedliche Wirkungen gleicher Betonzusatzmittel und alterungsbedingte Einflüsse des Zements haben ebenso Auswirkungen auf den Erhärtungsverlauf, wie klimatische Einflüsse aus der Umgebung. Es ist erforderlich, die entsprechenden Randbedingungen im Vorfeld abzuklären, um die sich daraus ergebende Schwankungsbreite der Messparameter eingrenzen zu können. Erst dann sind sinnvolle Aussagen über die Bauteildicke bereits während der Herstellung eines Bauteils bzw. während der Erhärtungsphase des Betons möglich.

Untersuchungen während der Erhärtung von Beton an Platten mit Dicken von 5 cm ergaben keine brauchbaren Ergebnisse. Um bessere Resultate zu bekommen, müsste die Wellenlänge der angeregten Schallwellen kleiner sein, als die, die mit dem Impact-Echo-Verfahren angeregt werden. Erschwerend kommt hinzu, dass kleine Wellenlängen, das heißt Wellen mit hohen Frequenzen im noch weichen Beton stärker gedämpft werden, als

Wellen mit niedrigeren Frequenzen. Zudem besteht die Möglichkeit, dass bei den dünnen Platten, die bei dem vorliegenden Versuchsaufbau auf der Dämmschicht als gelenkig gelagert betrachtet werden können, die Messungen durch BiegeWellen negativ beeinflusst werden. Der Einsatz spezieller Filtermethoden bei der Signalkonditionierung ist dann notwendig. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass bei dem hier verwendeten Verfahren mit dem automatisch betriebenen DAI-Impactor die Mindestdicke der Platten bei rund 7 cm liegen sollte, um aussagefähige Ergebnisse zu bekommen.

Messung der Betondicke bei mehrschichtigem Aufbau

Ein weiterer Anwendungsbereich des Impact-Echo-Verfahrens ist die Untersuchung mehrschichtiger Strukturen. Messungen zur Bestimmung der Dicke der einzelnen Bauteilschichten sowie die Lokalisierung von Ablösungen zwischen den Schichten sind hierbei von Interesse. Die Reflexion der Wellen an den Grenzschichten hängt von den Impedanzunterschieden der beiden Materialien ab (siehe Kapitel 3.4). Bei Bauteilen, deren einzelne Schichten aus dem gleichen Material bestehen und deren Schichtübergänge keine Luftporen aufweisen, wird die zu den einzelnen Schichttiefen d_i zugehörige Dickenresonanz $f_{R,i}$ nur sehr schwach ausgeprägt sein. In der Regel kann dann nur die Dickenresonanz $f_{R,ges}$ der gesamten Bauteildicke gemessen werden. Aufschlussreicher sind Untersuchungen an zweischichtigen Aufbauten, bei denen auf eine bereits bestehende Betonlage eine zusätzliche neu aufbetoniert wird, um Aussagen über die hergestellte Gesamtdicke zu einem möglichst frühen Zeitpunkt zu machen.

Nachfolgend werden die Ergebnisse einer Untersuchung an einer zweischichtigen Betonstruktur erläutert, bei der die vom Erhärtungsgrad der oberen Schicht abhängigen Parameter untersucht wurden. Der Messaufbau mit den Betonschichten der Dicke d_1 und d_2 ist in der Skizze in Abbildung 6.27 wiedergegeben. Die untere Schicht mit der Impedanz Z_2 ist die bereits bestehende Festbetonlage mit 10 cm Dicke, die obere die frisch aufbetonierte Schicht mit ebenfalls 10 cm Dicke. Bei dieser Schicht ändert sich mit zeitlich fortlaufender Erhärtung die Impedanz Z_1 . Gemessen wurde von der oberen Seite der Schicht des Frischbetons. Als Betonmischung wurde für beide Schichten ein selbstverdichtender Beton (SVB) verwendet, um zum einen eine möglichst dichte Struktur zu erzielen und zum anderen einen guten Kontakt ohne Luftporen zwischen dem bereits bestehenden Festbeton und der oberen Frischbetonschicht zu bekommen. Als Bindemittel für den SVB wurde ein Zement CEM II/A-L 42,5 R benutzt. Der Zementgehalt betrug 500 kg/m^3 , der Wasser-Zement-Wert betrug 0,30. Neben einem Hochleistungsfließmittel wurden ein Stabilisierer und Flugasche der Mischung beigefügt.

Die Dickenresonanz der gesamten Platte $f_{R,ges}$ hängt von der Laufzeit der Schallwelle ab, die durch die obere und untere Schicht geht (blauer Pfeil in Abbildung 6.27). Sie setzt sich aus der Laufzeit t_1 durch die Frischbetonschicht und t_2 durch die Festbetonschicht zusammen (Gl. 6.5).

$$f_{R,ges}(t) = \frac{1}{t_1 + t_2} = \frac{1}{\left(\frac{2 \cdot d_1}{v_{p,1}(t)} + \frac{2 \cdot d_2}{v_{p,2}} \right)} \quad (\text{Gl. 6.5})$$

Das heißt, dass sowohl die Dickenresonanz der oberen Frischbetonschicht $f_{R,1}$, als auch die Dickenresonanz $f_{R,ges}$ der gesamten Platte von der sich mit dem Erhärtungsgrad ändernden Schallgeschwindigkeit der oberen Schicht abhängt.

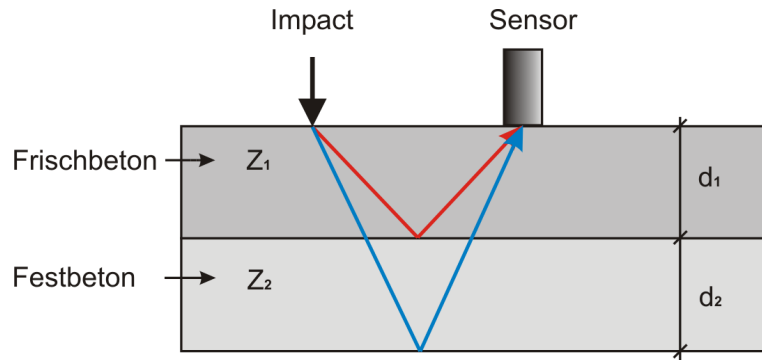


Abbildung 6.27: Impact-Echo-Messung an einem zweischichtigem Aufbau verschiedener Materialien mit Impedanz Z_1 und Z_2 .

Wie oben bereits erläutert, kommt es an der Schichtgrenze zwischen Frischbeton und Festbeton nur dann zu einer Reflexion, wenn der Impedanzunterschied zwischen beiden Schichten ausreichend groß ist. Der in Abbildung 6.28 aufgezeigte Verlauf der Energie des Amplitudenreflexionskoeffizienten $R_{1,2}$ ist der Quotient der beiden Impedanzen Z_1 und Z_2 zum Quadrat. Er gibt Aufschluss über den reflektierten Anteil der eingebrachten Schallenergie an der Schichtgrenze. Der transmittierte Anteil $T_{1,2}$ ist entsprechend $1-(R_{1,2})^2$, wobei der Absorptionsanteil hierbei vernachlässigt wurde. Aus der Graphik wird ersichtlich, dass bei der hier vorliegenden Betonmischung ein Impedanzunterschied nur in den ersten zehn Stunden vorhanden ist. Danach nähert sich der Wert der Schallgeschwindigkeit der oberen Schicht immer mehr dem der bereits bestehenden unteren Schicht an. Des Weiteren zeigt sich, dass bereits nach zwei Stunden 35 % der Energie in die untere Schicht transmittiert wird.

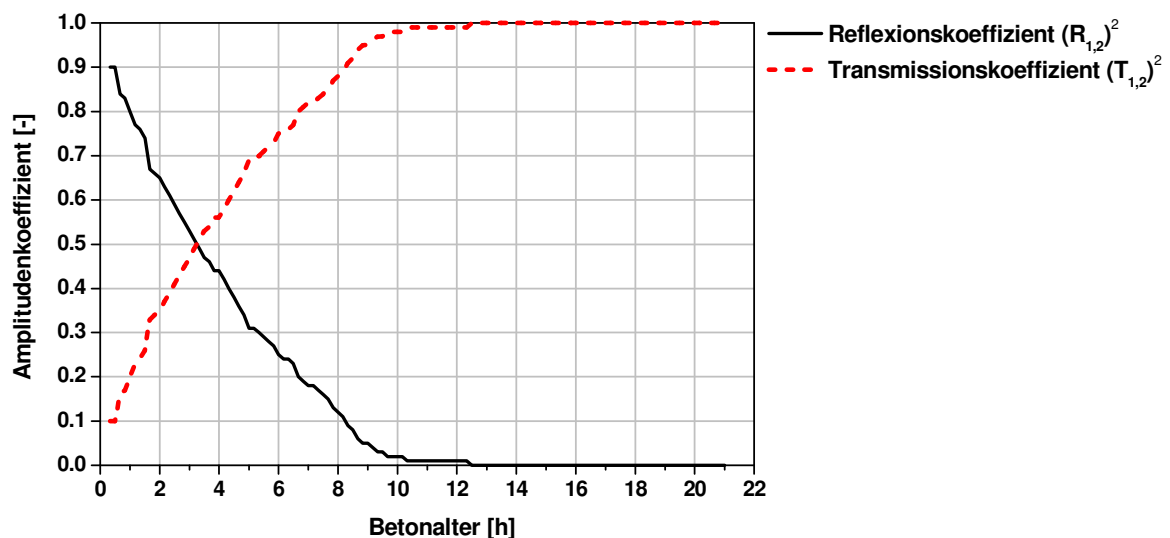


Abbildung 6.28: Verlauf der Energie des Amplitudenreflexionskoeffizienten und des Transmissionskoeffizienten am Übergang Frischbeton zu Festbeton in Abhängigkeit des Betonalters.

In Abbildung 6.29 sind die ersten fünf Stunden der gemessenen Frequenzspektren als Konturplot zusammen mit den aus den Schallgeschwindigkeitsverläufen berechneten zu erwartenden Resonanzfrequenzen $f_{R,1}$ und $f_{R,ges}$ dargestellt. Es zeigt sich, dass die Dickenresonanz der gesamten Platte im Konturplot am Anfang sehr gut messbar ist, die Dickenresonanz der oberen Lage dagegen kaum. Erst ab einem Alter von vier Stunden sind die Amplituden dieser Resonanz klar erkennbar. Die Unterbrechung des Graphen zwischen 5 und 6 h rührt von einem technisch bedingten Fehler des hier verwendeten USIP-Impactors her, der zu einem zeitweisen Aussetzen der Impactanregung führte. Zudem löste sich die verwendete Ankopplungsplatte aus Plexiglas und führte zu unerwünschten weiteren Frequenzen. Die Resonanzfrequenzen sind daher nicht mehr eindeutig im Diagramm ablesbar. Da aufgrund der Ablösung der Platte Energie bei der Schalleinleitung verloren geht, sind die beiden Resonanzfrequenzen nur mit einer geringen Amplitude messbar.

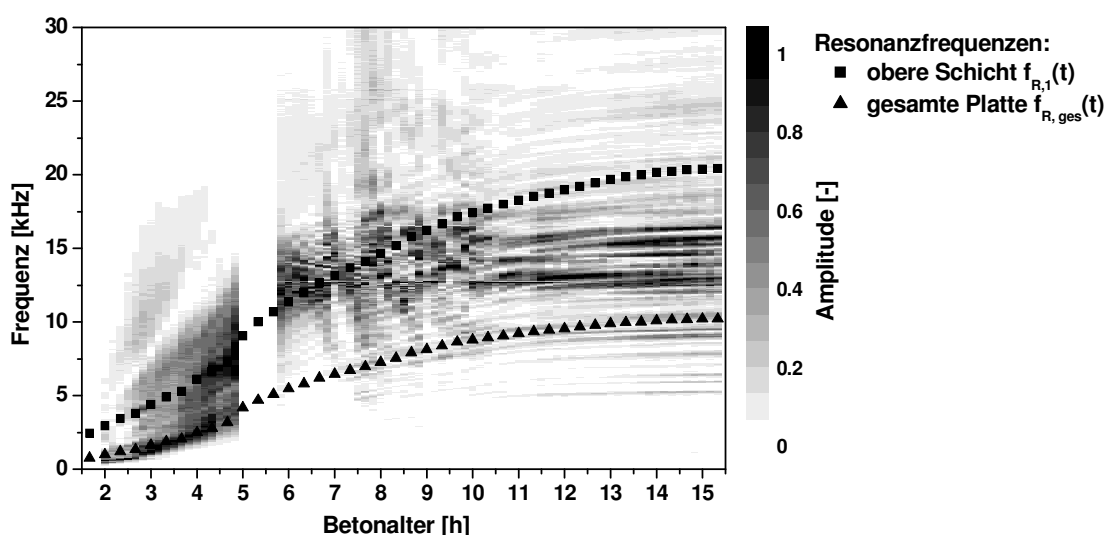


Abbildung 6.29: Frischbetonschicht auf bereits bestehender Festbetonschicht, zeitlicher Verlauf der Frequenzspektren mit Dickenresonanzfrequenz der oberen Schicht $f_{R,1}(t)$ und der gesamten Schicht $f_{R,ges}(t)$.

Im Verlauf der Messzeit von 24 h ist die Amplitude der Dickenfrequenz der oberen Lage sehr viel geringer als die der gesamten Dickenresonanz. Dies liegt an dem zunehmend geringeren Impedanzunterschied zwischen den beiden Betonschichten, der dazu führt, dass nur noch ein geringer Anteil der Schallenergie reflektiert wird. Dass es dennoch zu einer wenn auch geringen Reflexion an der Schichtgrenze kommt, liegt vermutlich darin begründet, dass die entstandene Betonierfuge keinen vollkommen geschlossenen Übergang darstellt, sondern immer einen, wenn auch sehr geringen, Luftzwischenraum beinhaltet. Da zu Beginn die Konsistenz der Betonmischung sehr flüssig war, entstanden die Hohlräume erst aufgrund von Schwindefeffekten beim Erhärten des Zementsteins, sodass die Dickenresonanz $f_{R,1}$ erst nach dem Beginn der eintretenden Erhärtung messbar ist.

6.4 Untersuchung der Festigkeitsentwicklung im jungen Alter

Für Korrelationsbetrachtungen des Impact-Echo-Verfahrens mit der Festigkeitsentwicklung des Betons im jungen Alter wurden Untersuchungen zur Hydratationswärmeentwicklung, der Druckfestigkeit, der dynamischen Querdehnzahl und des E-Moduls durchgeführt. Die Messungen erfolgten an den Betonmischungen des vorigen Kapitels. In diesem Kapitel sind die Ergebnisse der Untersuchungen an den Betonmischungen unter Variation der Zementsorte aus Abbildung 6.11 und Abbildung 6.15 aufgeführt und erläutert.

6.4.1 Hydratationswärmeentwicklung und Hydratationsgrad

Der Erhärtungsverlauf von zementgebundenen Materialien lässt sich über eine Messung der bei der Hydratation des Zements freigesetzten Wärme ermitteln. Durch die Bildung der einzelnen Hydratationsprodukte nimmt die daraus entstehende Hydratationswärme dieser exothermen, chemischen Reaktion zu. Die Wärmeentwicklung gibt daher Aufschluss über den Grad der Hydratation. Zudem hängt die Höhe der gemessenen Maximalamplitude bzw. die freigegebene Wärmemenge von der Betonmischung, im Besonderen von dem Wasserzementwert, dem Zementgehalt und der Zementart ab. Die Messung der Temperaturverläufe erfolgte sowohl im Probekörper selber als auch durch Bestimmung des Hydratationsgrades durch kalorimetrische Messungen. Die Temperaturmessungen im Probekörper erfolgten durch ein in der Plattenmitte einbetoniertes Thermoelement.

Die Untersuchungen der Wärmeentwicklungen wurden im klimatisierten Raum bei 23°C und 50% relativer Luftfeuchte zu den parallel verlaufenden Ultraschallmessungen durchgeführt. Die kalorimetrische Messung der abgegebenen Wärmemenge fand mit einem teiladiabatischen Verfahren nach LANGAVANT [1954] mit einem Dewar-Gefäß statt. Eine ausführliche Beschreibung des verwendeten Messsystems findet sich in HERB [2003] und KÖBLE [1999]. Die Durchführung der Messung erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 196-9 [2004]. Im Gegensatz zur DIN EN 196-9 wurden in der vorliegenden Arbeit die Untersuchungen nicht am Mörtel, sondern am Beton durchgeführt. Aus den Messungen mit dem Kalorimeter wurden die Hydratationswärmemenge und der Hydratationsgrad bestimmt. Diese dienten als Grundlage für die Beurteilung des Erhärtungsverlaufs der einzelnen Betonmischungen.

Nach der Herstellung der Betonmischung wurden 1575 g Beton zusammen mit dem Messfühler in eine Blechdose eingebracht und vollständig verdichtet. Danach wurde die Dose verschlossen, in das Kalorimeter eingebaut und die Messung gestartet. Als Referenz diente ein Messfühler, der die Lufttemperatur im Klimaraum aufzeichnete.

Das verwendete Kalorimeter ist ein in sich abgeschlossenes System, bei dem die Probe von einer Wärmedämmschicht umgeben ist. Im Gegensatz zum adiabatischen System entsteht hier ein Wärmeverlust, dessen Größe in einer Kalibrierung vorab bestimmt werden muss. Das adiabatische Messsystem gleicht sich dagegen durch eine temperaturgeregelte Ummantelung der jeweiligen Probentemperatur an.

Aus den bei der Kalibrierung des Kalorimeters ermittelten Werten des Wärmeverlustkoeffizienten α und der Wärmekapazität μ wird die Wärmemenge A und der entstandene Wärmeverlust B berechnet. Die akkumulierte Wärmemenge A ergibt sich aus dem Quotienten der Wärmekapazität C des Kalorimeters mit der Masse des Zements m_c , multipliziert mit der Erwärmung der Probe Θ_i zum Zeitpunkt t_i . Die Erwärmung Θ_i ist die gemessene Temperatur der Probe abzüglich der Umgebungstemperatur.

$$A = \frac{C}{m_c} \Theta_i \quad (\text{Gl. 6.6})$$

Die Wärmekapazität C des Kalorimeters wird aus der Summe der Wärmekapazität μ und der mit den massebezogenen Wärmekapazitäten multiplizierten Masseanteilen des Zements m_c , des Zuschlags m_a , des Wassers m_w und der Blechdose m_d berechnet zu:

$$C = 0,8 \cdot (m_c + m_a) + 3,8 \cdot m_w + 0,5 \cdot m_d + \mu \quad (\text{Gl. 6.7})$$

Der entstandene Wärmeverlust B wird über die einzelnen Temperaturmessungen aufsummiert, wobei a und b Kalibrierkonstanten des Kalorimeters darstellen:

$$B = \frac{1}{m_c} \cdot \sum_{i=1}^n \left[\left(a + b \cdot \frac{\Theta_i + \Theta_{i-1}}{2} \right) \cdot \frac{\Theta_i + \Theta_{i-1}}{2} \cdot \Delta t_i \right] \quad (\text{Gl. 6.8})$$

Die Kalibrierwerte a und b sind die Konstanten der Ausgleichsgeraden der bestimmten Wärmeverlustkoeffizienten α_i in Abhängigkeit der Temperaturdifferenzen Θ_i zu den einzelnen Zeitpunkten t_i .

Die bei der Hydratation frei werdende Wärmemenge $Q(t)$ ergibt sich schließlich aus der Wärmemenge A und dem Wärmeverlust B zum Zeitpunkt t_i zu:

$$Q(t) = A + B \quad (\text{Gl. 6.9})$$

In Abbildung 6.30 links sind exemplarisch die Temperaturmessungen in der Betonplatte, des Kalorimeters und des Klimaraums in Abhängigkeit zum Betonalter einander gegenübergestellt. Die gemessenen Kurven der Temperaturen in der Betonplatte und der im Kalorimeter gemessenen Probe steigen innerhalb der ersten 10 Stunden nach Wasserzugabe stark an und fallen dann mit geringerer Steigung wieder ab. Die Kurven nähern sich mit zunehmendem Betonalter der Umgebungstemperatur wieder an. Zwischen der Temperatur im Kalorimeter und der Bauteiltemperatur der Betonplatte besteht eine Differenz bezüglich der gemessenen Maxima (Hochpunkte) und dem Beginn des Kurvenanstiegs. Dies liegt an der zur Oberfläche hin abfließenden Wärme bei der Betonplatte, sodass hier der Temperaturfühler eine geringere Wärmemenge misst. Da das Kalorimeter ein abgeschlossenes System ist, werden hier die tatsächlichen freiwerdenden Wärmemengen gemessen. Die Zeitpunkte der maximalen Zunahme (Wendepunkte) sind bei beiden Kurven jedoch nahezu gleich. Die Höhe der gemessenen Maximalamplitude bzw. die freigegebene Wärmemenge hängt von der Betonmischung, im Besonderen von dem Wasserzementwert, dem Zementgehalt und der Zementart ab (Anhang C).

Da beim Einbau in das Kalorimeter die Temperatur der Probe der Umgebungstemperatur des Herstellungsortes entspricht, ist der in der Abbildung 6.30 rechts dargestellte Kurvenverlauf der ermittelten akkumulierten Wärmemenge A bei Messbeginn größer Null. Da sich der Wärmeverlust B aus der jeweiligen Differenz der gemessenen Temperatur zum Zeitpunkt t_i zum vorherigen gemessenen Zeitpunkt t_{i-1} ergibt, ist dieser zu Beginn Null. Der Verlauf der akkumulierten Wärmemenge A entspricht dem gemessenen Temperaturverlauf im Kalorimeter. Demgegenüber steigt der Wärmeverlust B kontinuierlich an und nähert sich mit zunehmendem Betonalter asymptotisch einem Endwert an, der hier aber nicht ermittelt wurde, da die Versuchsdauer auf 24 h begrenzt wurde.

Für den Temperaturverlauf infolge des chemischen Prozesses bei der Hydratation ergibt sich nun die Hydratationswärmemenge Q , bei der die Wärmeverluste des Kalorimeters an die Umgebung herausgerechnet sind. Die Verläufe der akkumulierten Wärmemenge A , des Wärmeverlusts B sowie der Hydratationswärmemenge Q sind in Abbildung 6.30 rechts abgebildet. Der Verlauf der Hydratationswärme kennzeichnet sich durch einen schnellen Anstieg in den ersten 6 h aus. Die Hälfte der abgeschätzten insgesamt entstehenden Wärmemenge ist bereits nach etwa 6 bis 7 h erzeugt. Auch dieser Verlauf nähert sich mit zunehmendem Betonalter einem asymptotischen Endwert an.

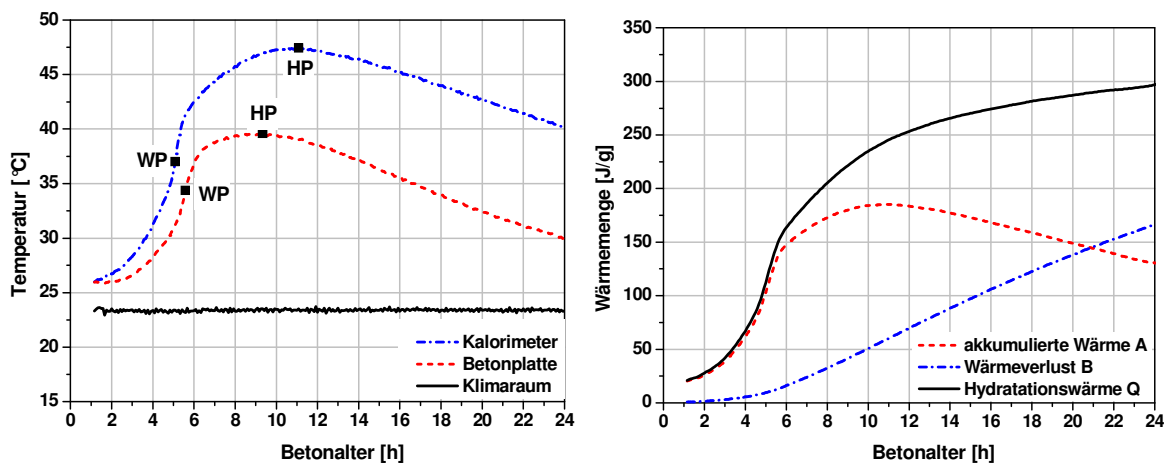


Abbildung 6.30: links: Messung der Temperaturverläufe im Kalorimeter, in der Betonplatte und im Klimaraum (WP = Wendepunkt, HP = Hochpunkt), rechts: Verlauf der Hydratationswärme Q , ermittelt nach dem teiladiabatischen Verfahren. Betonmischung mit $w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

Der Hydratationsgrad $r(t)$ gibt den Status der Hydratation an. Für $r=1$ ist der Hydratationsprozess beendet, das heißt alle chemischen Prozesse die zur Hydratationsreaktion beitragen sind abgeschlossen. Der Hydratationsgrad nach REINHARDT [1979], im folgenden Reaktionsgrad genannt, ist definiert als Quotient aus der bis zum Zeitpunkt t freigesetzten Hydratationswärmemenge $Q(t)$ dividiert durch die maximale Wärmemenge Q_{max} :

$$r(t) = \frac{Q(t)}{Q_{max}} \quad (\text{Gl. 6.10})$$

Die Bezugsgröße zur Ermittlung des Reaktionsgrades ist die bei vollständiger Hydratation freigesetzte maximale Wärmemenge Q_{max} . Da deren Bestimmung mit den vorhandenen Mitteln nicht durchführbar war, wurde eine Abschätzung der Werte auf Grundlage der Angaben des Zementherstellers getätigt.

In Abbildung 6.31 sind die Hydratationswärmeverläufe und die zugehörigen Entwicklungen des Reaktionsgrades der Betonmischungen aus Abbildung 6.11 in Kapitel 6.3.1 dargestellt. Die Zunahme der Wärmemenge ist bei den R-Zementen in den ersten 6 h am größten, danach nimmt die Steigung kontinuierlich ab. Beim N-Zement verläuft die Reaktion langsamer. Die größte Zunahme der Wärmemenge ist hier über einen Zeitraum von 12 h nach dem Zeitpunkt der Wasserzugabe zu verzeichnen. Die ermittelten Reaktionsgrade nach 24 h liegen zwischen 0,54 und 0,7. Sie entsprechen den üblichen Werten für diesen Zeitraum. Die Intensität des chemischen Prozesses ist zu den Zeitpunkten am größten, an denen die Kurve die maximale Steigung aufweist. Beim CEM II/A-LL 32,5 R und CEM II/A-LL 42,5 R ergeben sich zu diesem Zeitpunkt Reaktionsgrade von 0,25 (320 min) und 0,26 (305 min), der CEM I 52,5 R liegt mit 0,28 (315 min) geringfügig höher. Insgesamt betrachtet liegen die Zeitpunkte der Betonmischungen mit den R-Zementen sowie deren Reaktionsgrade nah beieinander. Der Wendepunkt des Kurvenverlaufs des CEM I 32,5 N-LH/HS Zements ergibt dagegen einen etwas niedrigeren Reaktionsgrad von 0,23 (600 min).

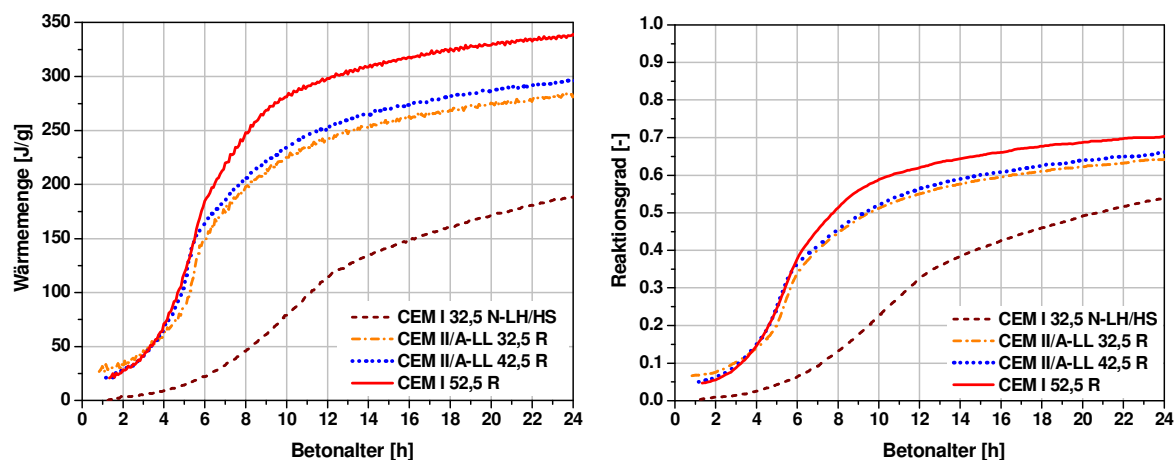


Abbildung 6.31: Verläufe der freigegebenen Hydratationswärmemengen (links) und der Reaktionsgrade (rechts) von vier Betonmischungen hergestellt mit unterschiedlichen Zementen ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

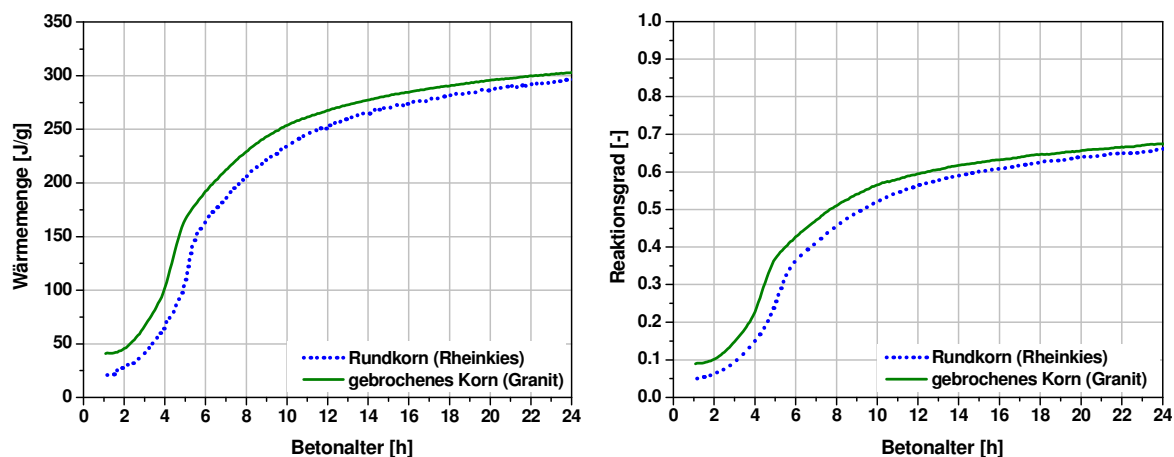


Abbildung 6.32: Verläufe der freigegebenen Hydrationswärmemengen (links) und der Reaktionsgrade (rechts) von zwei Betonmischungen hergestellt mit unterschiedlicher Kornform (Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

Die in Abbildung 6.32 gegenübergestellten Kurvenverläufe sind die Ergebnisse der Untersuchungen der beiden Betone, die mit unterschiedlicher Gesteinskörnung hergestellt wurden (siehe Abbildung 6.15 aus Kapitel 6.3.1). Die Kurvenverläufe haben einen ähnlichen Verlauf, nur dass die Kurve des Betons mit dem gebrochenen Zuschlag etwas höher liegt als die des Betons mit Rundkorn. Das heißt, dass auch hier die Werte der beiden Reaktionsgrade von 0,27 (gebrochenes Korn) und 0,26 (Rundkorn) beim Wendepunkt des jeweiligen Kurvenverlaufs nahezu identisch sind. Nur die Zeitpunkte der maximalen Steigung unterscheiden sich um rund 50 min (255 min und 305 min). Aufgrund des höheren Wasseranspruchs des gebrochenen Zuschlags erfolgt ein etwas früherer Beginn der Hydratation. Der Verlauf der Hydrationswärmemenge und des Reaktionsgrades steigt somit früher an, obwohl beiden Betonmischungen die gleiche Zementsorte zugrunde liegt. Zudem hat der Beton mit gebrochenem Zuschlag einen höheren Startwert gegenüber dem Beton mit dem Rundkornzuschlag. Dies liegt an der entstehenden Wärme durch die aufzubringende Mischenergie, die bei der Mischung mit gebrochenem Zuschlag größer ist, als bei der mit dem Rundkorn. Mit zunehmendem Betonalter nähern sich die beiden Kurven dem gleichen Wert an. Nach 24 h betragen die Reaktionsgrade 0,67 beim Beton mit gebrochenem Zuschlag und 0,66 bei der Mischung mit Rundkorn.

6.4.2 Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit

Für die Untersuchung des Verlaufs der Druckfestigkeitsentwicklung im jungen Betonalter wurden aus derselben Mischung zusätzlich mehrere Würfel hergestellt. Die Kantenlänge der Proben betrug 100 mm. Eine größere Betonmenge für die Herstellung weiterer bzw. größerer Würfel konnte aufgrund der vorhandenen Mischkapazität nicht hergestellt werden. Die im Folgenden angegebenen Werte wurden daher auf den Wert eines Probewürfels mit Kantenlänge 150 mm mit dem nach DIN EN 1045-2 [2008] angegebenen Faktor 0,97 abgemindert. Die Würfel wurden im selben Klimaraum wie die Versuchsanordnung gelagert und verblieben bis zu ihrer jeweiligen Prüfung in der

Schalung. Je nach Betonmischung wurden die Rohdichten und die Druckfestigkeiten der Würfel zwischen drei und 14 Stunden des Betonalters jede Stunde und nach einem und sieben Tagen ermittelt. Für die Druckfestigkeitsprüfungen ist jedoch eine gewisse Anfangsfestigkeit notwendig. Der Beginn der Prüfungen erfolgte daher zu einem Zeitpunkt, der zwischen dem Erstarrungsbeginn und Erstarrungsende lag.

Für nachfolgende Korrelationsbetrachtungen zwischen den ermittelten Schallgeschwindigkeiten und der Druckfestigkeit des Betons wurden die Druckfestigkeitswerte approximiert. Abweichend von der analytischen, nach dem CEB-FIB MODEL CODE MC 90 [1993] verwendeten Funktion der zeitlichen Druckfestigkeitsentwicklung (Gl. 6.11) und (Gl. 6.12), wurde hier mit der Logistic-Funktion (Gl. 6.2) approximiert.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (\text{Gl. 6.11})$$

mit:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (\text{Gl. 6.12})$$

Da im MC 90 das Bezugsalter t_1 mit 1 Tag angegeben ist und die Formel für die Abschätzung der Festigkeitsentwicklung zu späteren Zeitpunkten angewendet wird, ist die Formel für die ersten 24 Stunden des Betonalters recht ungenau. Mit der hier verwendeten Logistic-Funktion erhält man für die ersten 24 Stunden des Betonalters eine den gemessenen Werten besser angepasste Kurve (Abbildung 6.33).

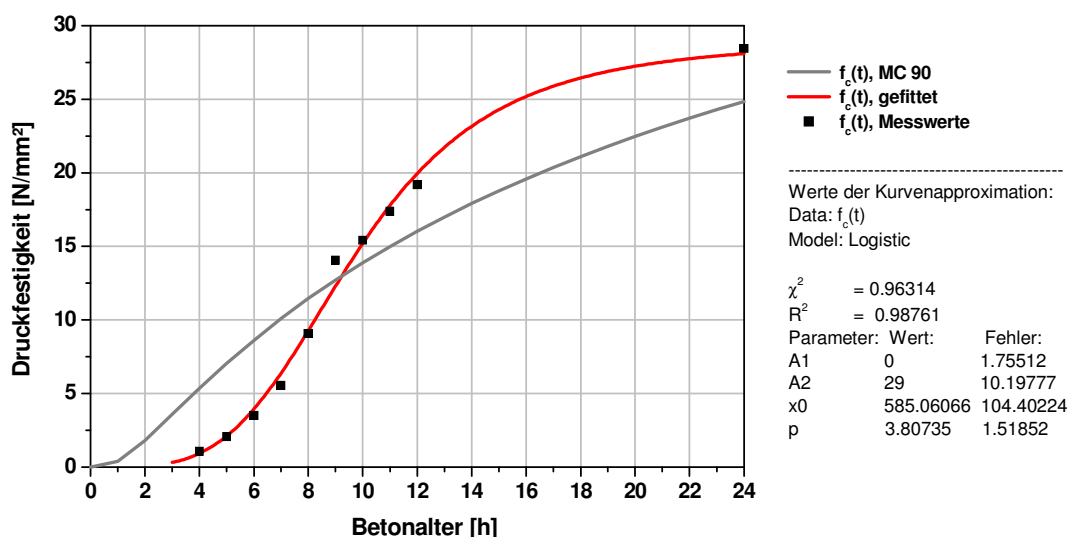


Abbildung 6.33: Druckfestigkeitsverlauf $f_c(t)$ von jungem Beton, Darstellung der gemessenen Werte, des approximierten (gefitteten) Kurvenverlaufs und Kurvenverlauf nach MC 90 (berechnet mit $s = 0,2$ und $f_{cm} = 58,5 \text{ N/mm}^2$) für ein Betonalter bis 24 h.

Die ermittelten Druckfestigkeitswerte zusammen mit den approximierten Kurven der Druckfestigkeitsverläufe der Betonmischungen unter Variation der Zementsorte aus Abbildung 6.11 sind in Abbildung 6.34 dargestellt. Zwischen den beiden Betonen mit dem CEM II/A-LL 32,5 R und CEM II/A-LL 42,5 R ist nur ein geringer Unterschied im Druckfestigkeitsverlauf zu erkennen. Der Beton mit dem 32,5 R Zement erreicht insgesamt höhere Festigkeiten als erwartet. Dies liegt vermutlich an einer „Überfestigkeit“ infolge herstellungsbedingter Schwankungen im Zementwerk. Ansonsten entsprechen die Verläufe den erwarteten Festigkeitszunahmen und Erhärtungseigenschaften der jeweiligen Zementsorte.

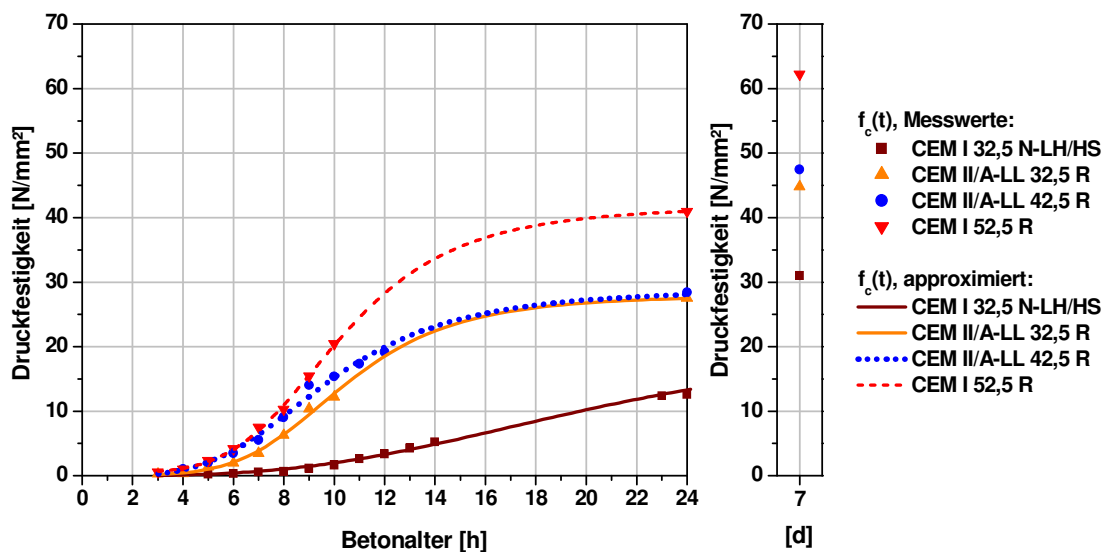


Abbildung 6.34: Ermittelte Druckfestigkeiten $f_c(t)$ und approximierte Verläufe von jungem Beton und 7-Tage-Wert in Abhängigkeit des Betonalters von vier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichen Zementen ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

In Abbildung 6.35 sind die ermittelten Druckfestigkeiten zweier Betone gegenübergestellt, die mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen hergestellt wurden. Bei den Erhärtungsverläufen macht sich wie bei den Verläufen des Reaktionsgrades im vorigen Kapitel in Abbildung 6.32 der höhere Wasseranspruch des gebrochenen Zuschlags bemerkbar. Da bei beiden Betonen der Wasserzementwert gleich gehalten wurde, ist dem Kurvenverlauf des Betons mit gebrochenem Korn ein schnelleres Ansteifen sowie höhere Druckfestigkeitswerte zu entnehmen als gegenüber dem Beton mit Rundkorn.

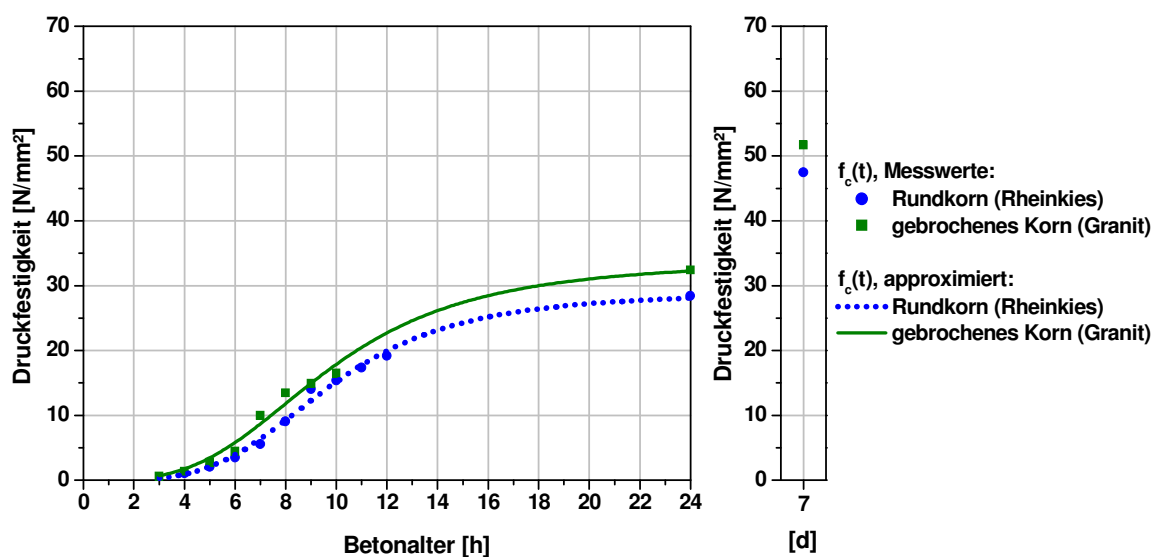


Abbildung 6.35: Ermittelte Druckfestigkeiten $f_c(t)$ und approximierte Verläufe von jungem Beton in Abhängigkeit des Betonalters zweier Betonmischungen hergestellt mit unterschiedlicher Kornform (Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

6.4.3 Zeitliche Entwicklung der dynamischen Querdehnzahl und des dynamischen E-Moduls

Die dynamische Querdehnzahl v_{dyn} hängt von der Betonzusammensetzung, dem Betonalter bzw. Erhärtungszustand und dem Feuchtegehalt des Betons ab. Als material-spezifische Kenngröße beschreibt sie das Verhältnis der beiden Geschwindigkeiten der P- und der S-Welle und wird wie folgt ermittelt:

$$v_{dyn} = \frac{1/2 \cdot v_P^2 - v_S^2}{v_P^2 - v_S^2} \quad (\text{Gl. 6.13})$$

Der Verlauf der Geschwindigkeit der Scherwellen wurde anhand eines Scherwellensensors gemessen, der auf derselben Probekörperseite wie der Impactor angebracht wurde. Die Geschwindigkeit wurde parallel zu den Impact-Echo-Messungen aus der Laufzeitdifferenz der mit dem Impactor angeregten Schallwelle zwischen dem Impactpunkt und eines etwa 30 cm davon entfernten Sensors ermittelt. Gegenüber den P-Wellen bilden sich die Scherwellen erst zu einem späteren Zeitpunkt heraus, da hierfür eine gewisse Scherfestigkeit der Betonmatrix notwendig ist. Dies bedeutet, dass im noch flüssigen Beton praktisch keine Scherwellen existieren, wogegen sich die P-Wellen bereits im Material ausbreiten können. Die Ergebnisse der Verläufe der S-Wellen sind dem Anhang B zu entnehmen. Als P-Wellengeschwindigkeit wurde die aus der gemessenen Resonanzfrequenz der Impact-Echo-Messung ermittelte Schallgeschwindigkeit herangezogen.

Die Querdehnzahl des Frischbetons der untersuchten Betonmischungen hat zu Messbeginn einen Wert von rund 0,5 (Abbildung 6.36 und Abbildung 6.37). Danach nimmt

sie mit zunehmender Erhärtung des Betons zuerst ab und dann mit steigender Betondruckfestigkeit wieder leicht zu. Bei langsam erhärtenden Zementen, wie dem hier verwendeten CEM I 32,5 N-LH/HS, tritt dieser Verlauf zeitverzögert auf. So ist hier die Steigung der Kurve flacher und der Wert nach 24 h niedriger als der der höher festigenden Zemente.

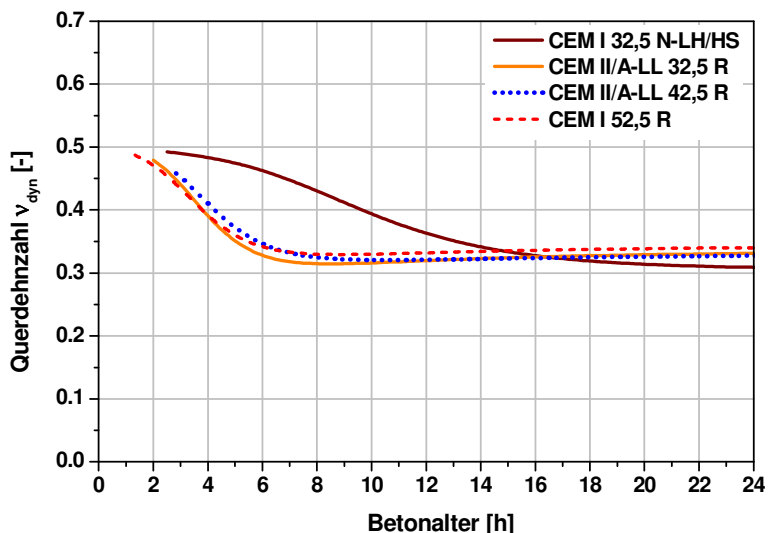


Abbildung 6.36: Verläufe der dynamischen Querdehnraten v_{dyn} von jungem Beton in Abhängigkeit des Betonalters von vier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichen Zementen ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

Wie aus Abbildung 6.37 ersichtlich, hat auch die Gesteinskörnung Einfluss auf die Querdehnrzahl. Eine Betonmatrix mit gebrochenen Zuschlägen hat infolge höherer aufnehmbarer Querschubkräfte einen schnelleren Anstieg des Verlaufs sowie höhere Werte bei der Scherwellengeschwindigkeit (Anhang B) zur Folge. Letzteres führt dazu, dass die Querdehnrzahl zu Beginn in den ersten fünf Stunden stärker abfällt, als bei einem Beton mit Rundkorn als Zuschlag. Im erhärteten Zustand sind die Unterschiede zwischen den beiden Mischungen geringer, die dynamische Querdehnrzahl im Beton mit dem gebrochenen Zuschlag ist aber tendenziell größer. Die ermittelten Werte der dynamischen Querdehnrzahl im erhärteten Zustand im Alter von einem Tag liegen höher als die der statischen Querdehnrzahl, deren Bandbreite für übliche Betone im Bereich der Gebrauchsspannung zwischen 0,15 und 0,25 liegt.

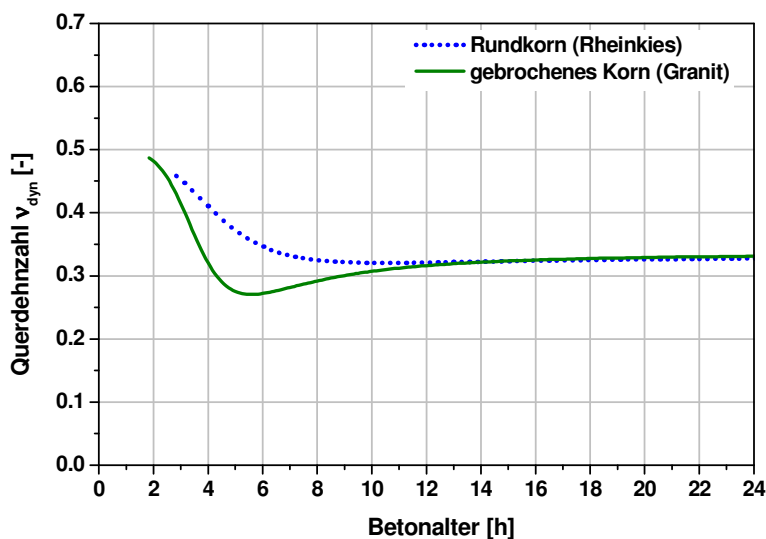


Abbildung 6.37: Verläufe der dynamischen Querdehnraten v_{dyn} von jungem Beton in Abhängigkeit des Betonalters zweier Betonmischungen hergestellt mit unterschiedlicher Kornform (Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

Der Elastizitätsmodul (E-Modul) wird ebenfalls von der Betonzusammensetzung und dem Erhärtungszustand beeinflusst. Er beschreibt den elastischen Verformungswiderstand des Betons und wird bestimmt durch die E-Moduln Ausgangsstoffe. Der E-Modul des Zementsteins ist von der Kapillarporosität abhängig und damit auch vom Wasserzementwert und vom Hydratationsgrad. Im jungen Betonalter steigt der E-Modul schneller an als die Druckfestigkeit (Anhang E).

Der E-Modul beschreibt das Verhältnis einer einwirkenden Spannung und der durch sie ausgelösten elastischen Verformung. Man unterscheidet hierbei zwischen dem statischen und dem dynamischen E-Modul. Der statische E-Modul beschreibt den Verformungswiderstand einer stetig zunehmenden oder ruhenden Belastung. Im Gegensatz dazu wird beim dynamischen E-Modul der Verformungswiderstand infolge stoßartiger Beanspruchungen, die sich über eine elastische Welle im Beton ausbreiten, berechnet.

Der dynamische E-Modul wird zerstörungsfrei aus den Laufzeiten der Schallwellen ermittelt. Da bei der Ermittlung des dynamischen und des statischen E-Moduls unterschiedliche Belastungsarten zugrunde liegen, ist das Verhältnis zwischen den beiden Moduln nicht konstant. Sie sind nicht direkt miteinander vergleichbar, der dynamische E-Modul ist aber stets größer als der statische. Der dynamische E-Modul E_{dyn} wird aus der Rohdichte, der P-Wellengeschwindigkeit und aus der in diesem Kapitel bereits beschriebenen dynamischen Querdehnraten berechnet:

$$E_{dyn} = \frac{\rho v_P^2 (1 + v_{dyn})(1 - 2 \cdot v_{dyn})}{(1 - v_{dyn})} \quad (\text{Gl. 6.14})$$

In Abbildung 6.38 und Abbildung 6.39 sind die ermittelten dynamischen E-Moduln dargestellt. Auch hier sind die Einflüsse der Betonzusammensetzung auf den Erhärtungszustand zu erkennen. Da die ermittelten Schallgeschwindigkeiten der P- und

der S-Welle bei den Betonen mit den CEM II Zementen und dem CEM I 52,5 R Zement nur geringe Unterschiede aufweisen, sind bei den Verläufen der E-Moduln wesentliche Unterschiede nur zum langsam erhärtenden Zement CEM I 32,5 N-LH/HS erkennbar. Wie auch bei der ermittelten dynamischen Querdehnzahl führt die Betonmischung mit dem gebrochenen Zuschlag aus Granitgestein zu einem anderen Verlauf des E-Moduls als die mit dem Rundkorn aus Rheinkies. Der schnellere Anstieg der Kurve und der höhere E-Modul sind auf die höhere Festigkeit der Betonmatrix mit dem gebrochenen Zuschlag zurückzuführen.

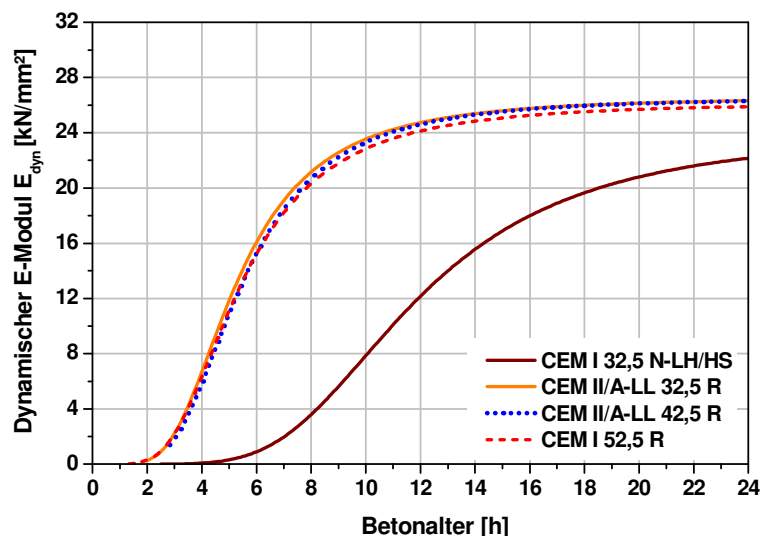


Abbildung 6.38: Verläufe der dynamischen E-Moduln E_{dyn} von jungem Beton in Abhängigkeit des Betonalters von vier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichen Zementen ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

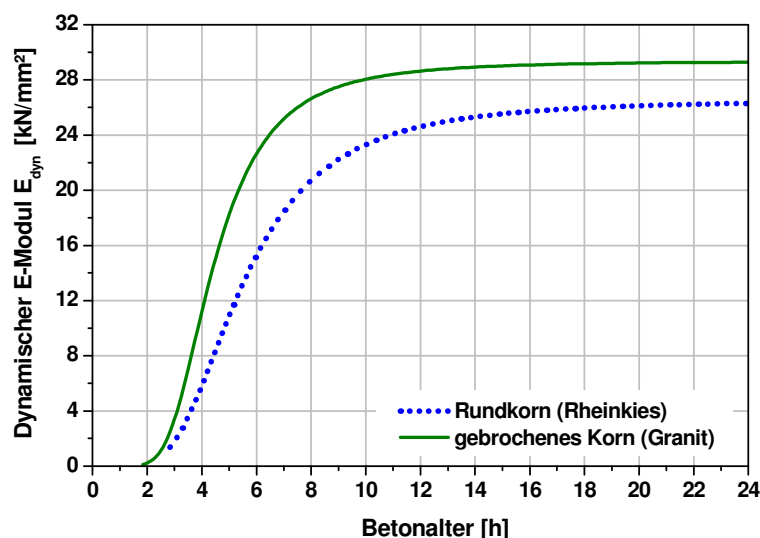


Abbildung 6.39: Verläufe der dynamischen E-Moduln E_{dyn} von jungem Beton in Abhängigkeit des Betonalters zweier Betonmischungen hergestellt mit unterschiedlicher Kornform (Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

In den Abbildungen dieses Kapitels kann man den Übergang vom flüssigen Medium mit einem niedrigen E-Modul und einer Querdehnzahl $\nu_{dyn} \approx 0,5$ bis zum festen Zustand mit einem E_{dyn} von 22 bis 30 kN/mm² und $\nu_{dyn} \approx 0,32$ innerhalb von 24 h verfolgen.

6.4.4 Korrelation zwischen Impact-Echo-Messungen und Festigkeitsentwicklung

Bevor in diesem Kapitel die Ergebnisse der Untersuchungen mit der Festigkeitsentwicklung in Korrelation gesetzt werden, soll ein kurzer Abriss über die Vorgänge bei der Reaktion des Zements mit Wasser (Hydratation) gegeben werden. Die Angaben sind einschlägiger Literatur entnommen [GRÜBL ET AL. 2001, ZEMENTTASCHENBUCH 2002].

Bei der Hydratation von Zement entstehen aus der Reaktion mit dem Wasser sogenannte Hydratphasen, die das Erstarren und Erhärten des Zementleims bewirken. Der wichtigste hydraulisch reagierende Bestandteil ist bei den deutschen Normzementen der Portlandzementklinker. Im Wesentlichen besteht dieser aus den silikatischen Klinkerphasen, dem Tricalciumsilicat (C_3S) und dem Dicalciumsilicat (C_2S), und den Klinkerphasen des Tricalciumaluminats (C_3A) und Calciumaluminatferrits (C_4AF). Das C_3S ist für die Entwicklung der Frühfestigkeit verantwortlich, wohingegen das C_2S langsamer hydratisiert und für die Festigkeitsentwicklung im höheren Alter verantwortlich ist. Die Festigkeitsbildung beruht dabei auf der Bildung des Calciumsilicathydrats (CSH), das auf den Zementpartikeln spitznadelige Primärkristalle bildet. In Abhängigkeit des Sulfatangebotes bilden sich beim C_3A und C_4AF unterschiedliche Kristalle aus. Bei sulfatarmen Zementen entsteht aus dem C_3A das tafelförmige Monosulfat, aus dem C_4AF das Aluminatferrit-Monosulfat. Ist dagegen ausreichend Sulfat vorhanden, bewirkt dies die Entstehung des Trisulfats (Ettringit) aus der C_3A -Phase und des Aluminatferrit-Trisulfats (Eisenettringit) aus dem C_4AF .

Das C_3A ist von allen Klinkerphasen das mit der höchsten Reaktionsgeschwindigkeit. Unmittelbar nach dem Kontakt des Wassers mit dem Zementkorn setzt eine erste kurze, aber intensive Hydratation ein. Aus der Reaktion mit Calcium- und Sulfationen bilden sich auf den Oberflächen der Klinkerpartikel kurze, hexagonal säulenförmige Ettringitkristalle. In der darauf folgenden Ruhephase setzt die thermische Aktivität aus, die Bildung des Ettringit schreitet aber weiter voran. Zudem bilden sich etwa 1-3 Stunden nach dem Herstellungszeitpunkt auf den Klinkerpartikeln erste, sehr feine CSH-Primärkristalle, welche zum Erstarren des Zementleims beitragen. Allerdings sind die ersten Hydratationsprodukte noch zu klein, um einen Verbund zwischen den Zementpartikeln herzustellen und ein festes Gefüge aufzubauen. Die Konsistenz des Zementleims wird in dieser Phase nur geringfügig steifer, da die Zementpartikel gegeneinander noch beweglich sind.

Im Anschluss an die Ruhephase erfolgt die Beschleunigungsperiode. Es bildet sich ein zunehmend verfestigendes Gefüge von CSH-Faserbüscheln bzw. CSH-Faserbüscheln und plattenartigem Calciumhydroxid sowie weiter in die Länge wachsenden Ettringitkristallen. Durch die fortschreitende Überbrückung der wassergefüllten Räume zwischen den Zementpartikeln nimmt die Erhärtung immer weiter zu. Diese Phase geht mit einer starken Hydratationswärmeentwicklung einher. Am Ende der Beschleunigungsphase nimmt die Verfestigung nun mit verminderter Hydratationsrate stetig zu, das

Gefüge wird dabei weiter verdichtet und die Festigkeit des entstehenden Zementsteins erhöht. Die Temperatur nimmt nun wieder ab, da jetzt weniger Wärme freigesetzt wird als an die Umgebung abgegeben werden kann. Die gemessene Temperatur nähert sich mit fortlaufender Hydratation der Umgebungstemperatur wieder an.

In den nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 6.40 bis Abbildung 6.45) sind die Untersuchungsergebnisse dieser Arbeit an der Betonmischung mit dem Zement CEM II/A-LL 42,5 R, einem Wasserzementwert von 0,45 und einem Zementgehalt von 380 kg/m³ gegenüber gestellt. Die Untersuchungen der Betonmischungen mit den anderen Zementsorten und Gesteinskörnungen führten zu den gleichen Aussagen.

Die Ausbildung einer Gelschicht um das Zementkorn herum zusammen mit den geringeren Abständen zwischen den Körnern bewirkt, dass die einzelnen Teilchen die P-Welle schneller übertragen. Deshalb ist eine Zunahme der P-Wellengeschwindigkeit bereits kurz nach Messbeginn zu verzeichnen, obwohl nur eine geringe Festigkeit vorhanden ist (Abbildung 6.40). Dagegen setzt der Anstieg der S-Welle erst zu einem späteren Zeitpunkt ein, wenn durch die zunehmende Verzahnung der Partikel die für die Ausbreitung dieser Welle notwendigen Scherkräfte übertragen werden. Erst danach bildet sich eine Zunahme der Druckfestigkeit aus. Der Beginn des Kurvenanstiegs der Druckfestigkeit fällt mit dem Zeitpunkt des Wendepunktes des Verlaufs der P-Wellengeschwindigkeit zusammen. Zum Zeitpunkt der maximalen Zunahme der Druckfestigkeitsverläufe (Wendepunkt) beträgt die Schallgeschwindigkeit der P-Welle bei allen Messungen 90 % des jeweiligen Wertes bei Messende. Die fortschreitende Verfestigung hat nun einen geringeren Einfluss auf die weitere Zunahme der Schallwellengeschwindigkeit als auf die der Druckfestigkeit. Während die Schallgeschwindigkeit mit zunehmendem Betonalter kaum noch zunimmt, wächst die Druckfestigkeit dagegen weiterhin.

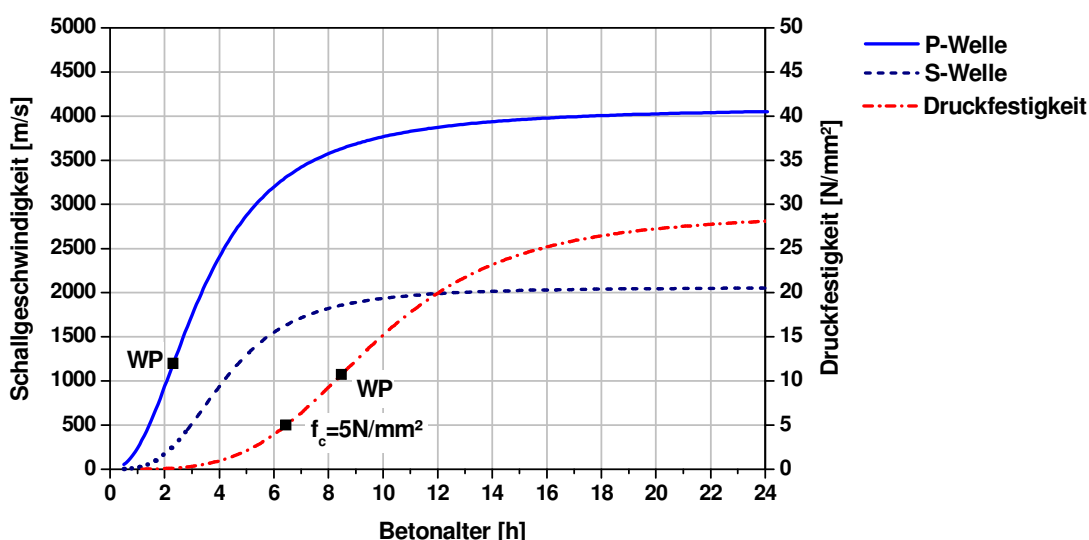


Abbildung 6.40: Vergleich der Verläufe der Schallgeschwindigkeiten der P- und der S-Welle mit der Zunahme der Druckfestigkeit, mit WP = Wendepunkt und f_c = Druckfestigkeit.

Da es sich bei der Hydratationstemperatur um die Folge eines chemischen Prozesses handelt, ist ein direkter Zusammenhang mit den elastischen Parametern nicht herstellbar.

Dennoch sind die indirekten Zusammenhänge über die in der Zementmatrix stattfindenden Gefügeänderungen interessant. Vergleicht man die Schallgeschwindigkeiten mit dem Temperaturverlauf in der Betonplatte (Abbildung 6.41), so fällt der Zeitpunkt des Anstiegs der Bauteiltemperatur mit dem des Wendepunktes des Verlaufs der P-Wellengeschwindigkeit zusammen. Diese Beziehung wird u. a. auch bei VOIGT ET AL. [2005] geschildert. Zum Zeitpunkt der maximal gemessenen Wärmemenge (Hochpunkt) hat die P-Wellengeschwindigkeit ebenfalls bereits rund 90 % des Endwertes bei Messende erreicht.

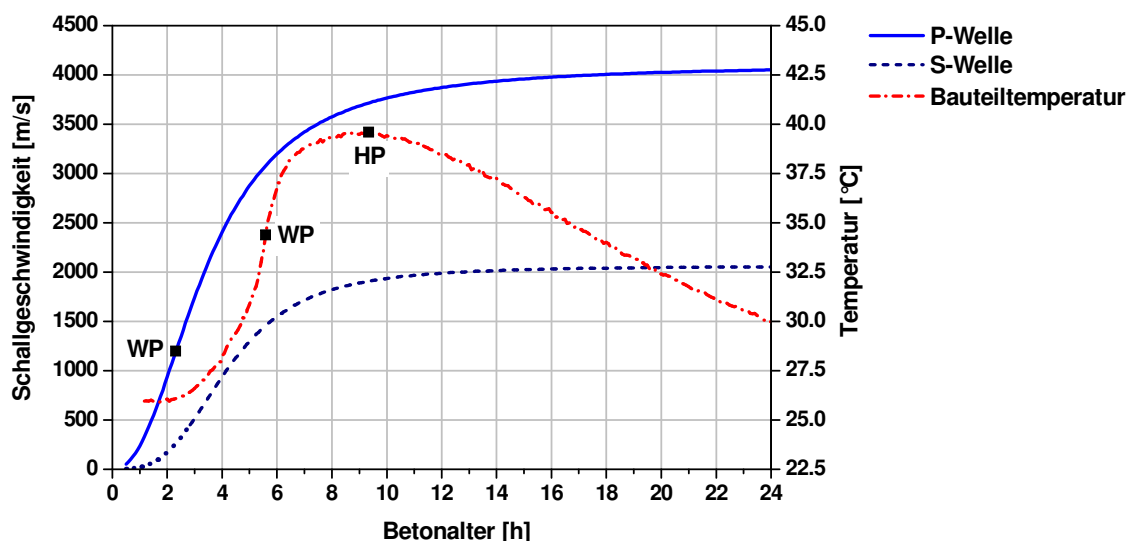


Abbildung 6.41: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P- und der S-Welle mit dem Temperaturverlauf in der Betonplatte, mit WP = Wendepunkt und HP = Hochpunkt.

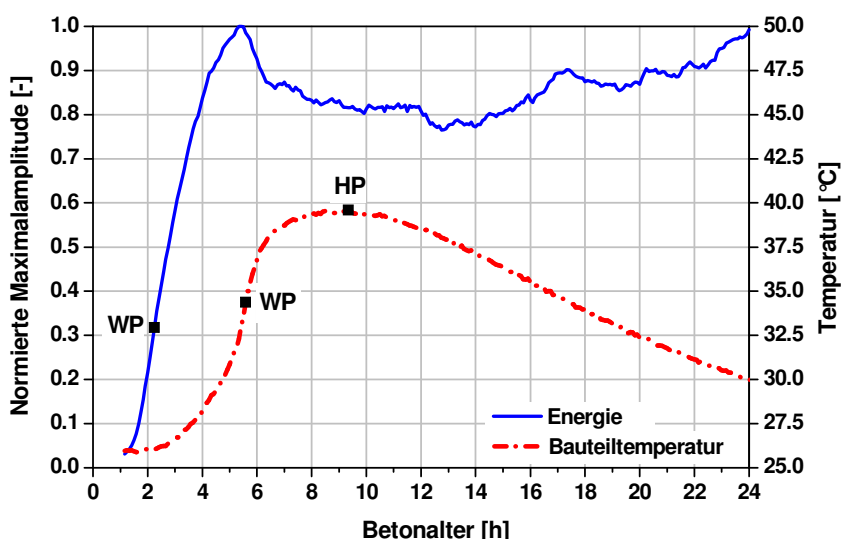


Abbildung 6.42: Vergleich des Energieverlaufs mit dem Temperaturverlauf in der Betonplatte, mit WP = Wendepunkt und HP = Hochpunkt

Der Zeitpunkt des Anstiegs der Bauteiltemperatur fällt auch mit dem Wendepunkt der Kurve des Energieverlaufs (Abbildung 6.42) zusammen. Die Energie ist als normierte

Maximalamplitude der gemessenen Schallsignale dargestellt. Mit der Erhärtungszunahme kann zunehmend mehr Schallenergie im Beton übertragen werden, sodass der Energieverlauf zu Beginn stark ansteigt. Jedoch nimmt er, wie bereits in Kapitel 6.2.1 beschrieben, ab einem gewissen Zeitpunkt wieder ab. Dies erfolgt zu dem Zeitpunkt, an dem die Bauteiltemperatur die größte Temperaturzunahme hat (Wendepunkt). Ab diesem Zeitpunkt kommt es infolge des Wasserverlustes zu Schwindeffekten. Daher kommt es zu einer Entkopplung der Auflage bzw. Schalleinleitungsplatte am Impactpunkt. Diese, wenn auch nur leichte, Ablösung der Auflage hat für die Messung der Schallgeschwindigkeiten keinen messbaren Einfluss, jedoch geht hierbei ein Teil der Energie der eingeleiteten Schallwellen verloren.

Die Messergebnisse in Abbildung 6.43 zeigen auch, dass der größte Anstieg des Verlaufs des dynamischen E-Moduls, nämlich zum Zeitpunkt des Wendepunktes, unmittelbar vor dem Zeitbereich der größten Temperaturzunahme im Bauteil erfolgt. Dieser Bereich der größten Temperaturaktivität korrespondiert mit der Beschleunigungsphase der zunehmend größer werdenden Kristalle und des sich verfestigenden Gefüges. Bei Erreichen des Wendepunktes auf der Kurve des dynamischen E-Moduls beträgt der Reaktionsgrad im Mittel rund 0,2 (Abbildung 6.44).

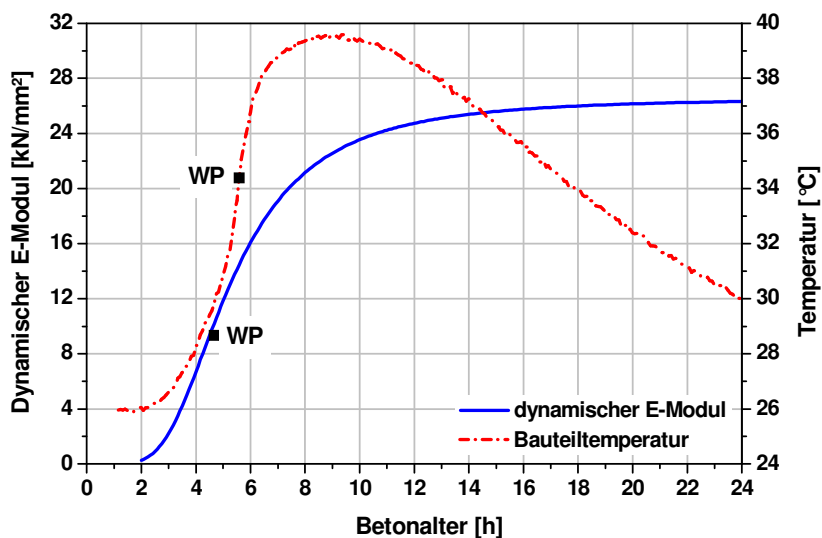


Abbildung 6.43: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls mit dem Temperaturverlauf, mit WP = Wendepunkt.

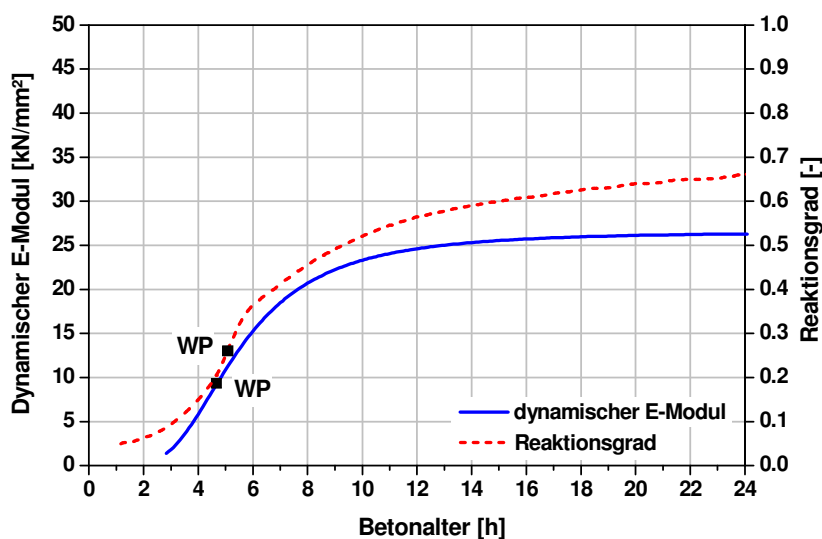


Abbildung 6.44: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls mit dem Reaktionsgrad, mit WP = Wendepunkt.

Das Erreichen einer Druckfestigkeit von etwa 5 N/mm² stellt einen interessanten Zeitpunkt dar, da diese Frühfestigkeit notwendig ist, um die Frostbeständigkeit von Betonwaren gewährleisten zu können. Eine Festigkeit von etwa 20 N/mm² ist wiederum notwendig für ein schadfreies Stapeln und Transportieren von Betonwaren mit hinreichender Kantenfestigkeit [ZEMENTTASCHENBUCH 2002]. Zudem hat die Anfangsfestigkeit baupraktische Bedeutung, zum Beispiel für das Ausschalen, Vorspannen, Betonieren bei niedriger Temperatur oder für die Taktung beim Gleitschalungsbau. Die Untersuchungen zeigen, dass zu dem Zeitpunkt, an dem die Druckfestigkeit 5 N/mm² beträgt, der Reaktionsgrad bei allen Messungen einen Wert von rund 0,4 hat (Abbildung 6.45 und Abbildung 6.46). Dieser markante Punkt korreliert mit dem Zeitbereich, in welchem die größte Wärmeentwicklung bei der Hydratation bereits erfolgt ist und die Temperaturverläufe eine geringere Steigung aufweisen.

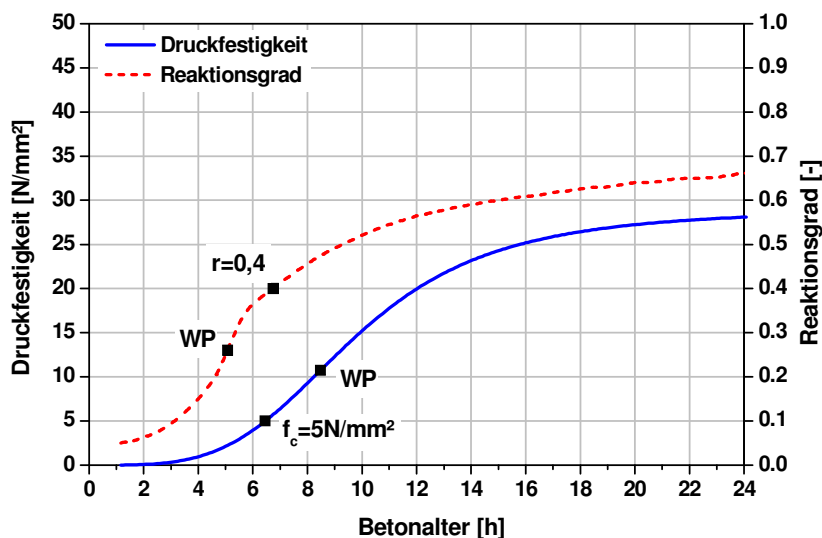


Abbildung 6.45: Vergleich der Druckfestigkeit mit dem Reaktionsgrad, mit WP = Wendepunkt, r = Reaktionsgrad und f_c = Druckfestigkeit.

In Abbildung 6.46 ist die Druckfestigkeit gegenüber dem Reaktionsgrad dargestellt. In diesen Kurvenverläufen ist der annähernd identische Verlauf der untersuchten Betonmischungen bis zu einer Druckfestigkeit von rund 14 N/mm² kennzeichnend. Mit zunehmender Druckfestigkeit und in Abhängigkeit des 28 Tage Festigkeitswertes der Betonmischung steigen die Kurven dann wieder unterschiedlich schnell an. So nimmt der Kurvenverlauf eines Betons mit niedrigerer Festigkeit früher zu als der mit einer höheren Festigkeit.

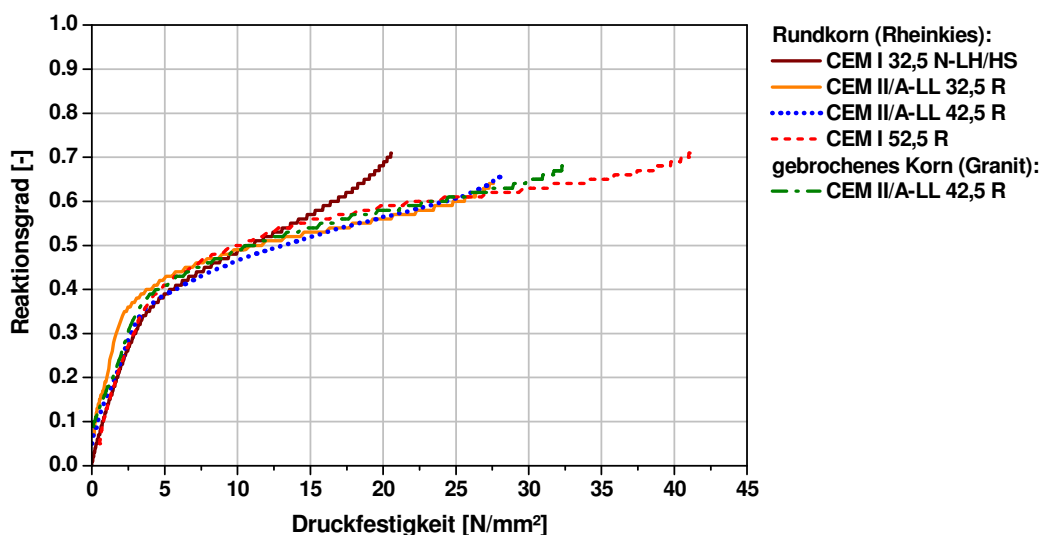


Abbildung 6.46: Druckfestigkeit in Abhängigkeit des Reaktionsgrads von Betonen mit unterschiedlichen Zementsorten und Zuschlagsarten.

Zu dem Zeitpunkt, bei dem der Reaktionsgrad von 0,4 erreicht wird und die Druckfestigkeit 5 N/mm² beträgt, liegt die ermittelte P-Wellengeschwindigkeit im Bereich von 3210 m/s bis 3480 m/s (Abbildung 6.47 und Abbildung 6.48). Diese Werte entsprechen 79-86 % der gemessenen Geschwindigkeiten bei Messende nach 24 h.

Stellt man die Werte der Druckfestigkeiten in Abhängigkeit zu den Schallgeschwindigkeiten in einem Diagramm dar, so erhält man fast deckungsgleiche Kurvenverläufe (Abbildung 6.47 und Abbildung 6.48). Die Kurven entsprechen einer Exponentialfunktion vom Typ $v_P(t) = A \cdot e^{Bx}$. Die Kurvenparameter A und B der aus allen Messungen ermittelten Mittelwertkurve betragen $A = 0,0026$ und $B = 0,0023$. Die Standardabweichung der experimentell ermittelten Werte und der aufgestellten Kurvengleichung liegt bei 2,0 N/mm². Dies zeigt die gute Übereinstimmung der ermittelten Geschwindigkeiten in Bezug auf die Festigkeitsentwicklung auf. Zudem bestätigt das Ergebnis der Korrelationsbetrachtung die ermittelten, fast deckungsgleichen Verläufe der Schallgeschwindigkeiten der R Zemente in Abbildung 6.11. Die Ergebnisse zeigen, dass mit zunehmendem Betonalter die Unterschiede der Druckfestigkeiten zwischen den einzelnen Betonmischungen größer sind, als die der Geschwindigkeiten der P- und S-Wellen. Dies verdeutlicht, dass ein genereller linearer Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Schallgeschwindigkeit nicht hergestellt werden kann. Wenn auch nicht mit Bestimmtheit, so kann doch eine recht gute Abschätzung der Festigkeitsentwicklung im jungen Betonalter für eine jeweilige Betonmischung getätigt werden.

Die Differenzen zwischen den Korrelationskurven untereinander sind auf den Fehler bei der Approximation zurückzuführen. Zudem ergeben sich Unterschiede im Kurvenverlauf infolge veränderter Rohdichten. In Materialien mit einer höheren Rohdichte breiten sich die Schallwellen mit einer größeren Geschwindigkeit aus, als in solchen mit niedrigerer Rohdichte. Daher weist die Kurve bei der Betonmischung mit dem gebrochenen Zuschlagskorn in Abbildung 6.48 einen flacheren Verlauf auf, als bei der Betonmischung mit runder Kornart. Bei der Mischung mit gebrochenem Zuschlag sind daher den Zeitpunkten derselben Schallgeschwindigkeit niedrigere Druckfestigkeitswerte zugeordnet.

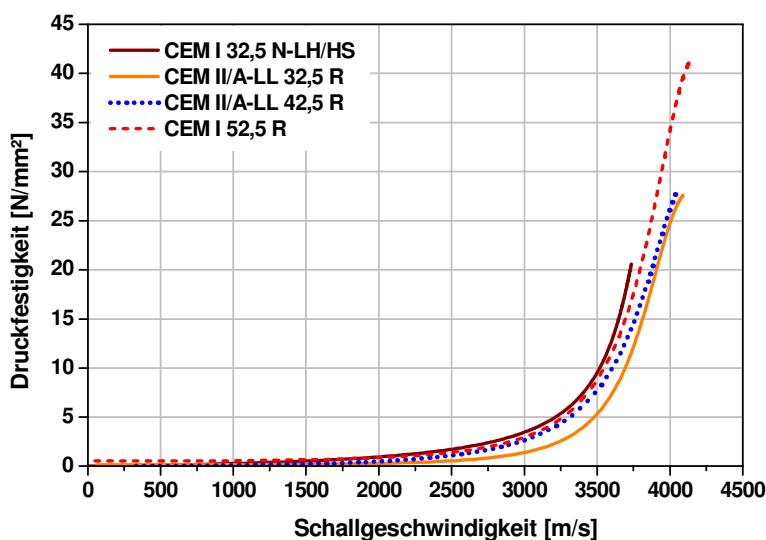


Abbildung 6.47: Schallgeschwindigkeit der P-Welle in Abhängigkeit der Druckfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichen Zementsorten.

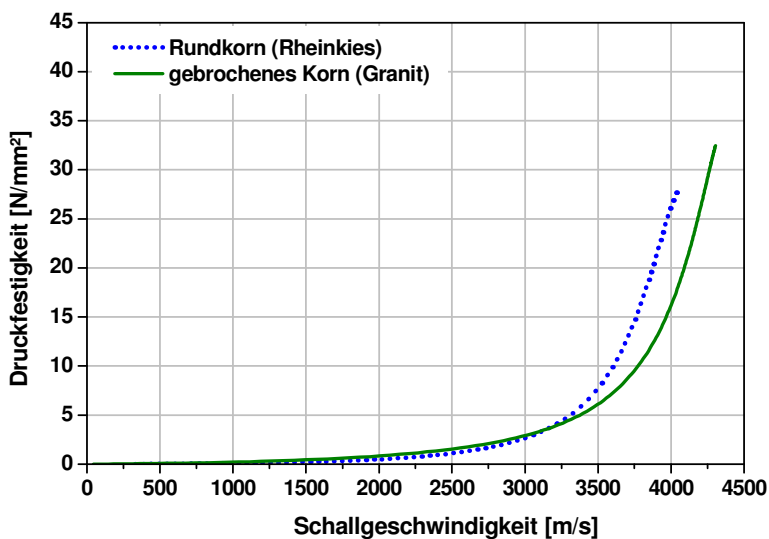


Abbildung 6.48: Schallgeschwindigkeit der P-Welle in Abhängigkeit der Druckfestigkeit von Betonen mit unterschiedlicher Kornform.

Der Beginn der Bildung des Zementsteins wird mit dem Erstarrungsbeginn definiert, der Übergang von der Erstarrungsphase in die Erhärtungsphase als Erstarrungsende. Beide Punkte werden bei Betonmischungen üblicherweise mit dem Penetrometertest nach ASTM C 403-90 [1990] ermittelt. Dieses Verfahren stellt eine abgewandelte Form des Vicat-Versuchs dar, mit dem die Eindringtiefe und der Eindringwiderstand einer Nadel über die Zeit gemessen werden. Allerdings muss hierbei aus der frischen Betonmischung ein Mörtel mit definiertem Größtkorn wieder herausgesiebt werden, sodass die Untersuchung nicht am eigentlichen Beton erfolgt. Dabei kann es zu Abweichungen der ermittelten Zeitpunkte des Erstarrungsbeginns und -endes im Vergleich zur tatsächlichen Betonmischung kommen. Da die Durchführung zudem sehr zeitaufwendig ist, wurde bei den Untersuchungen in dieser Arbeit darauf verzichtet.

Eine weitere Möglichkeit den Erstarrungsbeginn zu detektieren schildern u. a. SUBRAMANIAM ET AL. [2002] und GROBE ET AL. [2005B]. Er erfolgt zum Zeitpunkt des Beginns der beschleunigten Zunahme des P-Wellenverlaufs. Auf dem gemessenen Kurvenverlauf entspricht dies dem Kurvenpunkt, an dem die 2. Ableitung maximal ($v(t)'' = \text{Max}$) wird. Im Vergleich zu der im Bauteil gemessenen Temperatur erfolgt dies noch vor dem Anstieg des Temperaturverlaufs.

Der Zeitpunkt des Erstarrungsendes fällt mit der zunehmenden Verzahnung des Gefüges durch das vermehrte Wachstum der langfaserigen CSH-Kristalle zusammen [HERB 2003]. Er markiert den Übergang von der Erstarrungsphase in die Erhärtungsphase. Dieser Zeitpunkt wird zeitlich dahingehend definiert, dass der Eindringwiderstand eine bestimmte Größe erreicht hat. Die Änderung der Morphologie bei den sich bildenden CSH-Phasen verläuft jedoch kontinuierlich. Da damit die ermittelten Kurvenverläufe der Temperatur und der Schallgeschwindigkeiten unmittelbar zusammenhängen, lässt sich aus ihren Verläufen kein prägnanter Punkt für das Erstarrungsende extrahieren. Frühere Arbeiten [BEUTEL 1999, HERB 2003] haben ergeben, dass das Erstarrungsende dann erfolgt, wenn die P-Wellengeschwindigkeit des Betons rund 66 % ihres Endwertes bei Messende erreicht hat. Bei den vorliegenden Untersuchungen wird dieser Wert dann erreicht, wenn der Kurvenbereich der Bauteiltemperatur erfolgt, der die meiste Zunahme aufweist. Das heißt, dieser Zeitpunkt findet kurz vor dem Erreichen des Wendepunkts des Kurvenverlaufs des Reaktionsgrades statt (Anhang E).

6.5 Eigenschaften und Grenzen des Verfahrens

Geht man der Frage nach, wie leistungsfähig das Impact-Echo-Verfahren ist, welche Einschränkungen zu berücksichtigen sind und welche Schlussfolgerungen daraus für die Anwendung gezogen werden müssen, so sind hierzu einige verfahrenstechnische Eigenschaften näher zu beleuchten.

Zunächst besteht bei diesem Verfahren der Vorteil, dass es unmittelbar am Bauteil eingesetzt wird und so direkte Aussagen über das Bauteil bzw. die Betonmischung gewonnen werden können. Zudem erleichtert die Durchführung der Messungen in Reflexion den Zugang zum Bauteil sowie die Handhabung. Da mit dem Verfahren die Auswertungen im niedrigen Frequenzbereich erfolgen, sind die Einflüsse infolge von

Streuungen an Luftporen gering. Im Gegensatz zum Impuls-Echo-Verfahren bleibt das Ergebnis vom Einfluss kleinerer Verdichtungsmängel unberührt. Der niedrige Frequenzbereich der Schallwellen des Impact-Echo-Verfahrens führt allerdings zu einer Einschränkung bei der Anwendung des Verfahrens. Es hat sich gezeigt, dass bei sehr dünnen Bauteilen mit Dicken kleiner als 7 cm keine sinnvollen Messergebnisse erzielt werden können, da diese außerhalb des Auflösungsvermögens liegen.

Da die ermittelte Schallgeschwindigkeit von der Bauteildicke und der materialspezifischen Resonanzfrequenz nach (Gl. 6.1) abhängt, sind beide Faktoren bei der Betrachtung zum Erhärtungsverlauf zu berücksichtigen. So lassen sich Untersuchungen der Bauteildicke im frühen Stadium der Erhärtung nur durchführen, wenn die Parameter des Erhärtungsverlaufs einer Betonmischung bekannt sind.

Bei bekannter Bauteildicke wiederum lässt sich sehr gut der Erstarrungsverlauf kontrollieren. Die unterschiedlichen Eigenschaften und Einflüsse der Betonmischungen auf die Schnelligkeit des Ansteifens und Erstarrens können mit diesem Verfahren verifiziert werden. Um jedoch zum Beispiel im Rahmen der Überwachung beim Herstellungsprozess mischspezifische Aussagen machen zu können, sind, wie bei den anderen Ultraschallverfahren auch, im Voraus Kalibrierkurven unter Normbedingungen zu erstellen. Damit lassen sich dann die Einflüsse der Umgebungstemperatur und der Rezepturen besser ermitteln.

Eine andere Problematik betrifft die Schalleinleitung. Da der Impact nicht direkt auf dem Beton aufgebracht werden kann, muss dies über eine Platte erfolgen. Hierbei haben das Material der Platte, deren Größe sowie die Qualität der Haftung einen Einfluss auf das gemessene Frequenzbild (Abbildung 6.29). Bei Betonen mit steifer Konsistenz kann es vorkommen, dass die Platte sich durch den Impact von der Betonfläche im Verlauf der Messzeit von 24 h löst. Bei der Wahl des Impactpunktes ist vor allem auf eine zentrische Beanspruchung der Platte bei Schallanregung auf der Oberfläche zu achten. Getestet wurden bei den Untersuchungen dieser Arbeit Platten aus Stahl und Plexiglas. Es zeigte sich, dass prinzipiell beide Materialien verwendet werden können, Stahl hingegen etwas bessere Hafteigenschaften aufwies.

Einen entscheidenden Einfluss kann jedoch die Größe der Schalleinleitungsplatte haben. Hierzu wurden Messungen an einer bereits erhärteten Betonplatte einmal mit einer 10x10 cm² großen Stahlplatte und einmal ohne Stahlplatte mit direkter Impactanregung durchgeführt und mit simulierten Daten verglichen. Die numerische Simulationen erfolgte mit dem EFIT-Programm durch Herrn Schubert am IZFP Dresden. Näheres zur allgemeinen Durchführung und Anwendung der EFIT Simulationen können der Literatur [SCHUBERT 1999] entnommen werden. In den Simulationsrechnungen konnte gezeigt werden, dass Platten mit zu kleinen Dimensionen Schwingungen mit störenden Frequenzen verursachen können.

In Abbildung 6.49 und Abbildung 6.50 sind Ergebnisse aus Messung und Simulation gegenübergestellt. Die ermittelten Dickenresonanzen sind in den Graphen eingetragen. Die minimalen Unterschiede der Werte sind auf kleine Abweichungen bei den zu tätigen Annahmen der Simulation gegenüber den realen Werten zurückzuführen. Die im Bereich von 15-20 kHz auftretenden Resonanzen resultieren vermutlich von weiteren Schwingungen infolge auftretender Seitenrandreflexionen am Rand der Betonplatte.

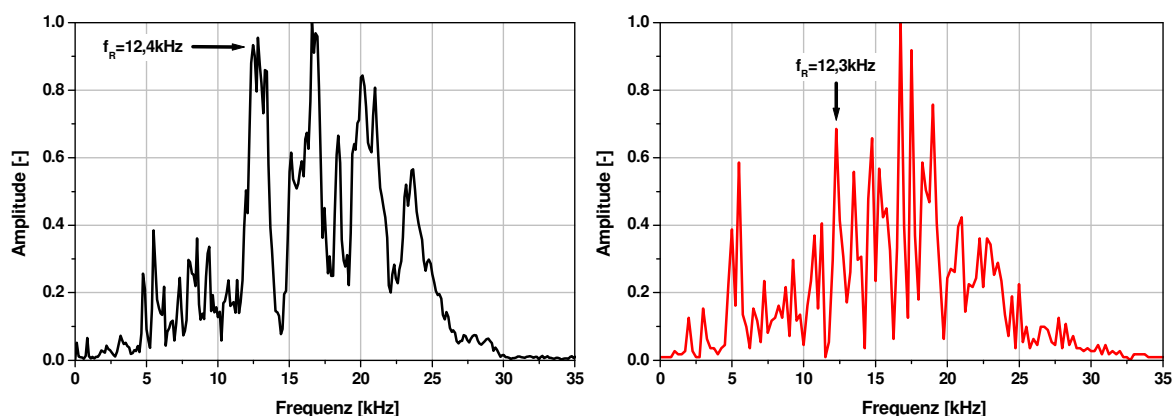


Abbildung 6.49: Vergleich experimenteller Messung und numerischer EFIT-Simulation an einer Betonplatte, Impactanregung über eine 10x10 cm² große Metallplatte mit 8 mm Dicke, links: Impact-Echogramm, rechts: EFIT-Simulation durch SCHUBERT.

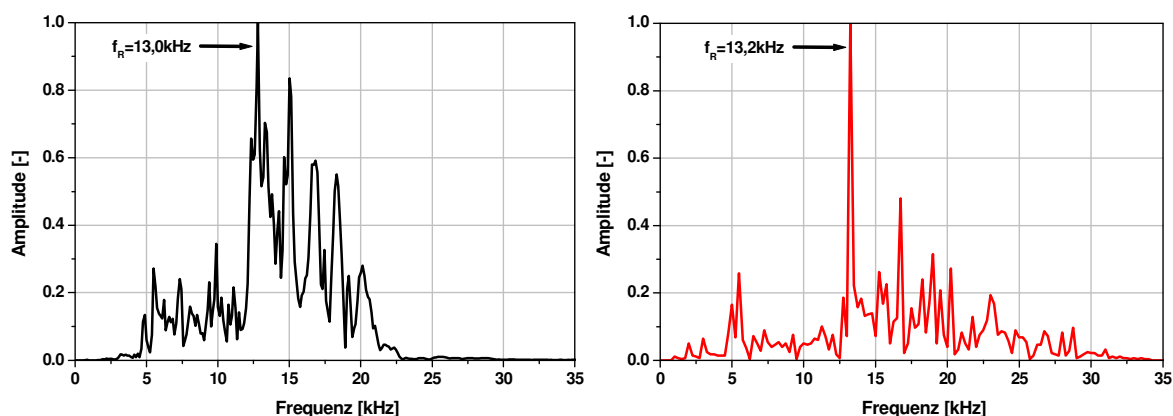


Abbildung 6.50: Vergleich experimenteller Messung und numerischer EFIT-Simulation an einer Betonplatte, Impactanregung direkt auf Betonoberfläche ohne Metallplatte, links: Impact-Echogramm, rechts: EFIT-Simulation durch SCHUBERT.

Die Ergebnisse zeigen in beiden Fällen deutlich, dass durch Eigenschwingungen der Stahlplatte weitere Resonanzen entstehen. Dies führt zu einer Erschwernis bei der Auswertung der Messdaten, was auch Abbildung 6.51 verdeutlicht. Hier sind die Frequenzspektren der für den Vergleich mit der Simulation herangezogenen Messung über das Betonalter als Konturplot wiedergegeben. Neben der sich ändernden Resonanzfrequenz sind hier noch weitere Frequenzbänder zu erkennen.

Der Einfluss der Stahlplatte auf die Frequenzspektren ist auch bei der Gegenüberstellung der simulierten Daten mit den Versuchsdaten der an der Betonplatte durchgeführten Transmissionsmessungen zu sehen, die parallel zu den Impact-Echo-Messungen durchgeführt wurden (Kapitel 6.3.2). Die Ergebnisse sind im Anhang F aufgeführt.

Verstärkt wird dieser Effekt durch die mit zunehmendem Betonalter wieder abnehmende Energie (Abbildung 6.10, Kapitel 6.3.1). Wegen der Überlagerungen der Dickenresonanz mit weiteren Resonanzen ist die Amplitude der Dickenresonanz unter Umständen nicht

mehr eindeutig erkennbar. Wählt man dagegen eine ausreichend große Platte, verschwinden diese störenden Resonanzen zunehmend.

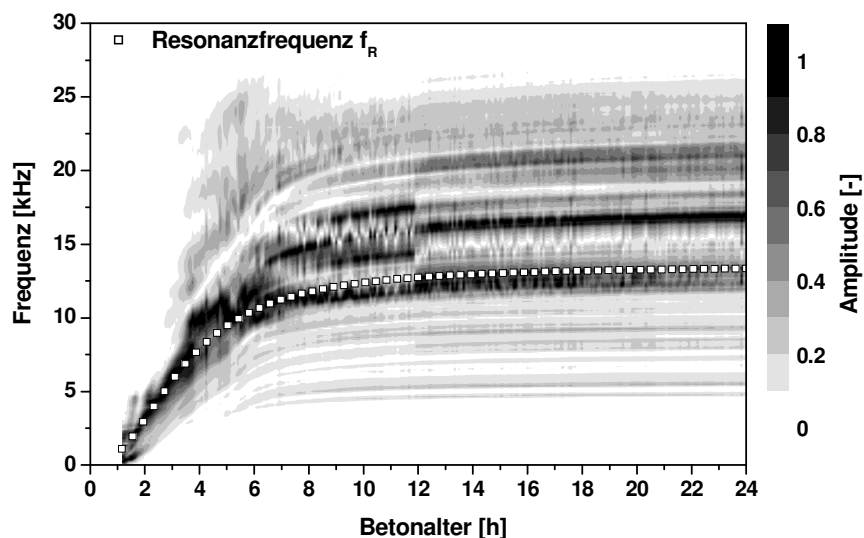


Abbildung 6.51: Konturplot des zeitlichen Verlaufs der Frequenzspektren. Neben der Dickenresonanzfrequenz $f_R(t)$ sind zusätzliche Resonanzen zu erkennen, hervorgerufen durch Schwingungen der Auflageplatte zur Impacteinleitung.

Generell zeigen die Messergebnisse aus den vorangehenden Kapiteln, dass mit dem Impact-Echo-Verfahren der Erstarrungs- und Erhärtungsverlauf sehr gut kontrollierbar ist. Um die Aussagefähigkeit des Verfahrens noch einmal zu beleuchten ist im Folgenden das Ergebnis einer Versuchreihe mit einer „missglückten“ Betonmischung dargestellt. Bei dieser Untersuchung wurde eine Betonmischung konzipiert, bei der gegenüber der Vergleichsmischung der Zementgehalt von 380 auf 450 kg/m³ erhöht wurde. Der Wasserzementwert mit 0,45, der Zement CEM II/A-LL 42,5 R und die Zuschlagsart sowie die Sieblinie A/B 16 blieben bei beiden Mischungen gleich. In Abbildung 6.52 sind die ermittelten Schallgeschwindigkeiten der P-Welle, in Abbildung 6.53 die Verläufe der Druckfestigkeiten und der Bauteiltemperatur eingetragen. Vergleicht man die beiden Rezepturen, so würde man erwarten, dass der Beton mit dem höheren Zementgehalt gegenüber der Vergleichsmischung mit niedrigerem Zementgehalt schneller erhärtet und eine höhere Druckfestigkeit erreicht. Der verwendete Zement stammte zwar aus der gleichen Charge, die Versuchsdurchführung der zweiten Betonmischung fand allerdings etwa ein halbes Jahr später statt, als die der Vergleichsmischung. So erfolgte die Durchführung der Messung mit dem geringeren Zementgehalt im Sommer, die mit dem höheren im Winter. Dies spiegelt sich auch in den Temperaturverläufen wider, wo bei der Vergleichsmischung eine höhere Ausgangstemperatur abzulesen ist (Abbildung 6.53). Da die Herstellung der Mischungen nicht in einem klimatisierten Raum erfolgen konnte, hat hier trotz vortemperierter Mischbestandteile die höhere Umgebungstemperatur im Sommer die Mischung zusätzlich erwärmt. Es liegt die Vermutung nahe, dass die Einflüsse der Temperatur und des Zementalters dazu beigetragen haben, dass die Betonmischung mit dem höheren Zementgehalt nicht den gewünschten Festigkeitsverlauf aufwies. Was auch immer zu dem Verlauf der zweiten Mischung geführt hat, zeigt sie

doch, dass sich erhärtungsbedingte Unterschiede im Verlauf der Schallwellengeschwindigkeit mit dem Impact-Echo-Verfahren nachweisen lassen.

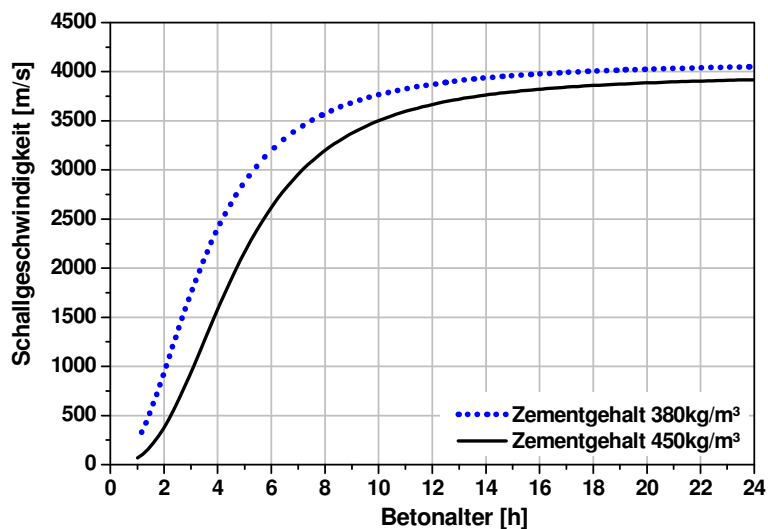


Abbildung 6.52: Aus der gemessenen Resonanzfrequenz $f_R(t)$ berechnete Schallgeschwindigkeit $v_P(t)$ in Abhängigkeit des Betonalters. Betonmischungen mit unterschiedlichem Zementgehalt ($w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

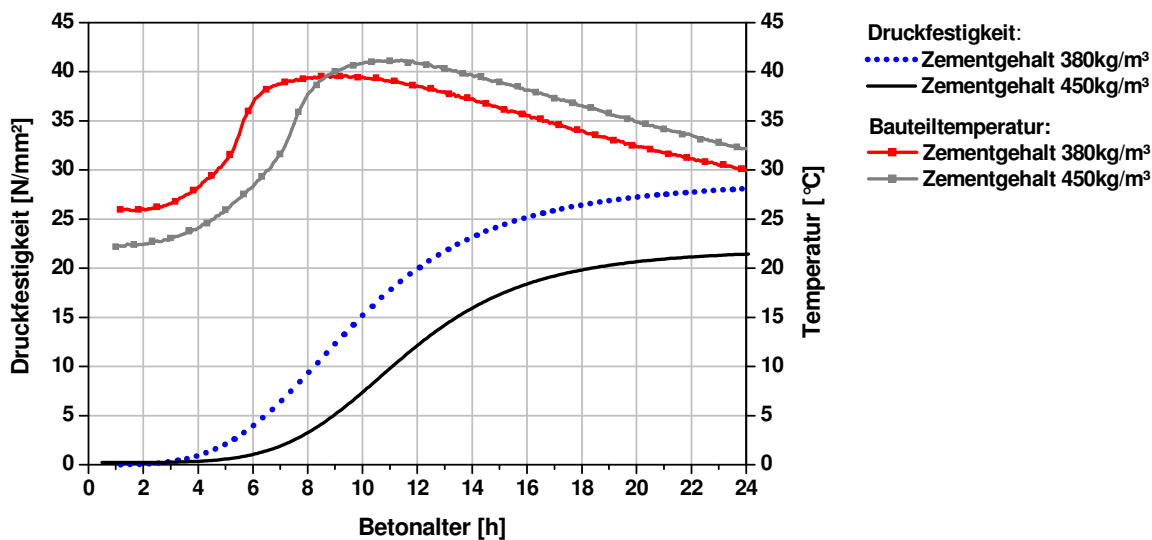


Abbildung 6.53: Verläufe der Druckfestigkeiten und der Bauteiltemperatur in Abhängigkeit des Betonalters. Betonmischungen mit unterschiedlichem Zementgehalt ($w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

7 Empfehlungen für die Praxis

Die Anwendung des Impact-Echo-Verfahrens in der Praxis gilt zwar als sehr einfach, dennoch sind einige Punkte bei der Durchführung und Interpretation der Messergebnisse zu berücksichtigen. Im Allgemeinen sind großflächige Bauteile aufgrund des geringeren Einflusses von Seitenreflexionen von Vorteil. Bei kleineren Bauteilen sind dagegen Vorkenntnisse über die Eigenheiten der Schallwellen und deren Wechselwirkung mit der Bauteilstruktur notwendig. Der Vorteil des Verfahrens liegt darin, dass die Bewehrung und die im Beton vorhandenen Poren meist keinen Einfluss auf das Frequenzantwortverhalten haben. Zudem ermöglicht es, Bauteile, die nur von einer Seite zugänglich sind, zu untersuchen. Seinen Einsatz findet die Impact-Echo-Methode hauptsächlich in der Ermittlung von Bauteildicken plattenartiger Stahlbetonbauteile, in der Lokalisierung von Hohlräumen und in der Bewertung des Verbundes zwischen zwei Betonschichten.

Beim Impact-Echo-Verfahren gilt zu beachten, dass der Sensor alle Schallwellen aufzeichnet, die im Bauteil mit ausreichender Energie reflektiert werden. So werden auch Schallreflexionen registriert, deren Ursprung außerhalb des rechtwinklig zur Oberfläche befindlichen Messbereichs liegt. Um Reflexionen besser zuzuordnen und von ungewollten Resonanzen unterscheiden zu können, sollten mehrere Messungen durchgeführt und gemittelt werden. Die Messung über einen größeren Bereich mit kleinem Messraster erleichtert die Auswertung. Besonders die Aufbereitung des Messsignals und die graphische Darstellung in einem Impact-Echogramm können helfen, Fehlinterpretationen zu vermeiden.

Die Bauteildicke von Betonbauteilen kann in der Regel bis zu rund 1 m Dicke bestimmt werden. Die messbare Bauteildicke ist dabei u. a. abhängig vom Bewehrungsgrad, den Betoneigenschaften und der Bauteilgeometrie. Bei einem zu hohen Bewehrungsgrad kommt es zu einer Schallschwächung. Diese kann dazu führen, dass die Amplitude des Rückwandechos nicht mehr messbar ist. Sich ändernde Schallgeschwindigkeiten bei mehrschichtigem Aufbau aufgrund unterschiedlicher Dichte und verschiedener Betonmischungen verändern den Wert der Dickenresonanz. Die Genauigkeit der ermittelten Werte der Bauteildicke hängt von der Kenntnis der im Bauteil vorherrschenden Schallgeschwindigkeit ab. Deshalb ist es wichtig, deren Größe möglichst genau zu bestimmen. Bei Messungen im randnahen Bereich ist zu berücksichtigen, dass an den Kanten zusätzliche Reflexionen entstehen. Vor allem die hierbei reflektierten Oberflächenwellen beeinflussen das Messsignal negativ.

Die minimale Detektionstiefe hängt dagegen von der verwendeten Messtechnik ab. Je nach Anregungsart werden Signale mit unterschiedlicher Frequenzbreite erzeugt. Bei der in diesem Verfahren verwendeten mechanischen Art der Schallerzeugung ist die Größe der maximal angeregten Frequenz jedoch begrenzt. Es hat sich gezeigt, dass die minimale messbare Dicke bzw. Tiefe einer Hohlstelle bei 5-6 cm liegt. Bis zu einer Tiefe von rund 10-12 cm können zudem Minderdicken kaum und Hohlstellen nicht direkt geortet werden. Da hier oft BiegeWellen mit hoher Amplitude entstehen, ist die Dickenresonanz schwer zu messen. Zudem kann dann bei Fehlstellen oft nur die laterale Lage ermittelt werden. Die BiegeWellen entstehen vor allem bei Fehlstellen mit einer flächigen, parallel

zur Oberfläche liegenden Ausdehnung. Das Auffinden von Hohlstellen gelingt dann sehr gut, wenn das Verhältnis der seitlichen Ausdehnung zu der Tiefenlage größer als 1 ist. Voraussetzung ist, dass genügend Energie des Schallsignals reflektiert wird. Bei Kiesnestern mit stark zerklüftetem Hohlraum, der aus mehreren kleinen Hohlräumen mit Größen von wenigen Zentimetern besteht, gelingt dies daher kaum.

Weitere Aufgabengebiete, wie die Untersuchung von Spanngliedern, sind nur begrenzt möglich. Sind die Spannglieder, lateral betrachtet, nur in einer Lage eingebaut und liegen nicht in mehreren Ebenen übereinander, können sie meist lokalisiert werden. Eine Aussage über die Tiefenlage (Betonüberdeckung) ist jedoch nicht möglich. Die Ortung erfolgt über eine Verschiebung der Dickenresonanz im Impact-Echogramm. Hierzu ist erforderlich, dass die Dickenresonanz des Bauteils möglichst genau ermittelt werden kann. Bei zu dicken Bauwerken ist eine Lokalisierung nicht möglich, da die Referenzgröße nicht bestimmbar ist. Für die Lokalisierung von Spanngliedern gilt besonders, dass Ergebnisse von vereinzelt Messpunkten ohne Vorkenntnisse über das Bauwerk keine Zuordnung der vorhandenen Struktur zulassen. Abhilfe schaffen kann hier ein flächig durchgeführter Scan mit kleinem Messraster (< 5 cm). Hierin ist der Verlauf des Spannglieds über eine geänderte Farbabstufung im Tiefenprofil (C-Scan) gegenüber der Bauteildicke zugeordneten Farbskala zu erkennen. Der Nachteil besteht im hohen Zeitaufwand, der bei dieser Vorgehensweise unumgänglich ist. Ein Erkennen des Verpresszustandes ist zudem nur sehr bedingt möglich und ist durch andere Verfahren abzusichern.

Generell ist das Verfahren nur für vergleichende Aussagen geeignet. So ist immer eine Bezugsgröße erforderlich, um den Zustand eines Bauwerks beurteilen zu können. Dies ist in der Regel eine ermittelte Dickenresonanz an einer intakten Stelle ohne reflektierende Strukturen wie Hüllrohre oder Hohlstellen. Die Veränderung dieser Dickenresonanz ist beispielsweise dann ein Hinweis auf eine im Bauteil veränderte Struktur. Ohne Vorkenntnisse über die Art des gesuchten Objekts oder der Struktur, ist eine qualitative Aussage über den Strukturaufbau des Bauteils nicht möglich. Eine Absicherung der Ergebnisse durch eine Bohrkernentnahme oder eine endoskopische Untersuchung ist nach wie vor ratsam.

Will man die Anwendung des Impact-Echo-Verfahrens auf die Ermittlung des Erstarrungs- und Erhärtungsverlaufs von Beton erweitern, so sind zusätzliche Anforderungen an das Messsystem zu stellen. Da sich der Frequenzgehalt der Schallwellen im Beton während des Erhärtungsvorgangs in den ersten 24 h ständig ändert, ist ein möglichst konstanter Anregungsimpuls mit einem breiten Frequenzspektrum notwendig. Damit wird sichergestellt, dass alle erforderlichen Frequenzen für die Ermittlung des Verlaufs der Resonanzfrequenz vorhanden sind. Noch mehr als bei der üblichen Durchführung einer Impact-Echo-Messung an Beton im erhärteten Zustand ist für die Qualität des Ergebnisses die Güte der Ankopplung entscheidend. Da der Impact im Frischbetonzustand nicht direkt auf der Betonoberfläche erfolgen kann, ist eine Ankopplungsplatte erforderlich. Hier ist darauf zu achten, dass eine störungsfreie Schalleinleitung gewährleistet ist. Bei der in dieser Arbeit verwendeten, automatisierten Messart erfolgt die Messung an nur einer Stelle des Prüfkörpers. Deshalb sollte der Messpunkt so gewählt sein, dass der direkte Schallweg zwischen Messpunkt und der gegenüberliegenden Bauteilseite einen möglichst ungestörten Bereich ohne Verdichtungsmängel durchläuft.

Ein einfacher geometrischer Aufbau und unbewehrte oder nur gering bewehrte Bauteile sind von Vorteil.

Für die Untersuchung eines Mischungsspezifischen Verlaufs der Schallgeschwindigkeit ist die genaue Kenntnis der Bauteildicke notwendig. Für eine vergleichende Messung der Betoneigenschaften sind Messungen an einer Referenzmischung durchzuführen. Soll dagegen die Bauteildicke ermittelt werden, müssen wiederum genaue Kenntnisse des Schallgeschwindigkeitsverlaufs sowie der Randbedingungen, die diesen Verlauf beeinflussen, vorhanden sein. Zusätzliche Ermittlungen weiterer Kenngrößen der Festigkeit helfen, die Aussagen zu verifizieren. Wie oben erwähnt, gilt auch für die Untersuchungen des Erhärtungsvorgangs, dass das Verfahren nur für vergleichende Aussagen geeignet ist.

8 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde die Leistungsfähigkeit des Impact-Echo-Verfahrens erläutert und die Anwendung neuer Einsatzgebiete aufgezeigt. Die durchgeführten Untersuchungen dienen der Weiterentwicklung und der Verbesserung der Aussagegenauigkeit des auf Reflexion basierenden Ultraschallverfahrens.

Zunächst wurde das Reflexionsverhalten von Schallwellen in ungestörten sowie an mit Fehlstellen und Hüllrohren versehenen Prüfkörpern mit teilweise komplexer Geometrie untersucht. Bei der Ermittlung der Bauteildicke stellte sich heraus, dass schräge Reflexionsflächen andere Ergebnisse liefern als parallel zur Oberfläche verlaufende Flächen. Der gemessene Frequenzpeak weicht hier von dem berechneten Peak der tatsächlichen Dicke bzw. Tiefe der Reflektorebene mit zunehmender Dicke ab. Eine Reflexion an der Bauteilrückwand ist bei Bauteilen mit Dicken bis zu rund einem Meter mit ausreichender Amplitude messbar. Des Weiteren weisen die Ermittlungen der Tiefe oberflächennaher Fehlstellen und Minderdicken kleiner als 10 cm größere Abweichungen auf als bei tiefer liegenden Fehlstellen bzw. dickeren Bauteilen. Es konnte gezeigt werden, dass dies an den hierbei entstehenden BiegeWellen liegt. Der Einfluss dieser BiegeWellen auf die Lokalisierung von Hohlstellen wurde in einem weiteren Kapitel beleuchtet.

Generell kann festgestellt werden, dass eine unmittelbare Reflexion erfolgt, wenn die Wellenlänge kleiner oder gleich der reflektierenden Struktur ist. Bei Strukturgrößen, die kleiner als die Wellenlänge sind, wie zum Beispiel bei Spanngliedern, erhält man dagegen eine Frequenzantwort, die sich aus der Laufzeit einer die Struktur umlaufenden Welle und einer durch die Struktur hindurchgehenden Welle zusammensetzt. Je nachdem wie groß die Schallgeschwindigkeit gegenüber dieser Struktur ist, kommt es zu einer insgesamt längeren oder kürzeren Laufzeit der Welle. Da aufgrund dessen der gemessene Frequenzwert nicht unbedingt genau einer Reflektortiefe zugeordnet werden kann, lässt die ermittelte Frequenzantwort oft nur eine quantitative Aussage zu. Genaue Bestimmungen der Tiefenlage eines Spannglieds sind nicht möglich.

Durch die Anwendung neuer Ansätze in der Signalverarbeitung konnte das Ausbreitungsverhalten elastischer Wellen im Beton besser beschrieben werden. Der Einsatz der Waveletanalyse, als zusätzliches Analyseverfahren zur herkömmlichen Fourieranalyse, ermöglichte eine bessere Klassifizierung von BiegeWellen. Zudem wurde gezeigt, dass die Waveletanalyse auch als Filterungsmethode für auftretende Eigenschwingungen verwendet werden kann.

Darüber hinaus fanden praxisnahe Messungen an einem Brückenbauwerk vor Ort statt. Anhand von Sägeschnitten konnten die Messergebnisse verifiziert werden. Es bestätigte sich, dass die Tiefe von Hohlkörpern sehr genau bestimmt werden konnte. Spannglieder konnten mit dem Impact-Echo-Verfahren in diesem Fall jedoch nicht geortet werden, da aufgrund der vorhandenen Bauteildicke von 1,10 m keine Dickenresonanz messbar war.

Abschließend wurden vergleichende Untersuchungen mit mehreren Impact-Echo-Systemen durchgeführt und die Ergebnisse bewertet. Die Messergebnisse stimmten

hinsichtlich der Dickenbestimmung und der lateralen Ausdehnung der Minderdicken weitestgehend überein. Die untersuchten Prüfsysteme zeigten, dass das Impact-Echo-Verfahren in der Lage ist, sehr gut reproduzierbare Ergebnisse zu liefern.

Weitere Untersuchungen mit dem Impact-Echo-Verfahren fanden zur Bestimmung des Erstarrungs- und Erhärtungsverhaltens von Beton an unbewehrten Platten statt. Es konnte dargelegt werden, dass die aus den sich zeitlich ändernden Frequenzspektren bestimmten Geschwindigkeiten eine Überprüfung des Erhärtungsverlaufs ermöglichen. Anhand verschiedener Betonmischungen wurden die unterschiedlichen zeitlichen Erhärtungsverläufe über einen Zeitraum von 24 h nach erfolgter Herstellung gemessen. Hierzu wurden mehrere Messreihen an verschiedenen Betonmischungen durchgeführt. Neben dem Wasserzementwert, der Zementart und der Zuschlagsart wurde auch der Gehalt eines Betonzusatzmittels variiert und die Einflüsse auf den Hydratationsprozess und seine Geschwindigkeit ermittelt. Die Messungen erfolgten an Betonplatten mit einer Größe von 80 x 80 cm² und unterschiedlichen Dicken von 5 bis 20 cm. Für die Schallanregung wurde ein neu entwickelter, triggerbarer Impactor verwendet, der Signale mit einem breiten Frequenzspektrum und mit ausreichender Amplitude im Beton erzeugen kann.

Zur Verifizierung des Messverfahrens fanden gleichzeitige Messungen der Schallgeschwindigkeit in Transmission statt. Zudem wurde mit einer an der Universität Stuttgart bereits vorhandenen Messmethode die P-Wellengeschwindigkeit in Ultraschalldurchschallung ermittelt. Mit den durchgeführten Versuchsreihen konnte eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse nachgewiesen werden.

Für Korrelationsuntersuchungen wurden neben der Hydratationswärmeentwicklung auch der dynamische E-Modul und die Druckfestigkeit bestimmt. Der E-Modul wurde dabei aus der P-Wellengeschwindigkeit und anhand begleitender Messungen der Scherwellengeschwindigkeit ermittelt. Der Temperaturverlauf wurde zum einen in der Mitte der Betonplatte gemessen, zum anderen fanden kalorimetrische Messungen statt.

Aus den ermittelten Größen konnte der jeweilige Erhärtungszustand des Betons abgeleitet werden. Durch die Weiterentwicklung des Verfahrens konnte eine automatisch arbeitende Messmethode zur kontinuierlichen Überwachung des Erhärtungsverlaufs von Beton geschaffen werden. Durch die ermittelte Beziehung zwischen der Druckfestigkeit und der P-Wellengeschwindigkeit kann im jungen Betonalter die Festigkeitsentwicklung einer Betonmischung gut abgeschätzt werden. Der gemessene Verlauf der Energie lieferte allerdings infolge von Ablösungseffekten nur bedingt weitere Aufschlüsse über den Erhärtungsverlauf des Betons.

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass das Impact-Echo-Verfahren bei nur einseitig zugänglichen Betonbauteilen mit bekannter Dicke als Kontrollinstrument für den Erstarrungs- und Erhärtungsverlauf einer Betonmischung angewendet werden kann. Voraussetzung hierfür ist allerdings nach wie vor die Durchführung einer Vergleichsmessung der zu prüfenden Betonmischung.

Aussagen anhand des innerhalb des ersten Tages ermittelten Schallgeschwindigkeitsverlaufs über die weitere Festigkeitsentwicklung einer Betonmischung, können zum derzeitigen Stand noch nicht gemacht werden. Hierzu sollten weitere Versuche über einen

längeren Zeitraum durchgeführt werden. Von weiterem Interesse wäre hierbei, inwieweit Einflüsse variierender Umgebungsbedingungen, wie zum Beispiel Frost, Frosttausalz oder extreme Temperaturschwankungen, auf den Festigkeitsverlauf mit dem Impact-Echo-Verfahren messbar sind.

9 Literaturverzeichnis

- ALGERNON, D., 2006: *Impact-Echo: Analyse akustischer Wellen im Beton*. Technische Universität Berlin, Dissertation.
- BAHR, G., 2003: *IEDA – Impact-Echo Data Analysing Program. Handbuch zu Version 1.20*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- BEUTEL, R., 1999: *Praktische Anwendbarkeit der Ultraschallwellenmessung als Instrument zur Bestimmung des Erhärtungsgrades von Beton*. Diplomarbeit Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.
- BEUTEL, R.; FINCK, F.; GROBE, C.U.; REINHARDT, H.-W., 2005A: *Untersuchung der inneren Struktur einer Spannbetonbrücke mit Hilfe des Impact-Echo- und des Radar-Verfahrens*. In: DGZfP Jahrestagung 2005, Rostock, BB 94-CD, DGZfP, Berlin.
- BEUTEL, R.; ÖZTÜRK, T.; GROBE, C. U., 2005B: *Comparative Evaluation of Cementitious Materials on Early Age with Ultrasonic Wave Transmission, Wave Reflection and Impact-Echo Measurements*. In: Otto Graf Journal, Vol. 16, pp. 213-224.
- BEUTEL, R.; GROBE, C. U.; REINHARDT, H.-W., 2006A: *Evaluation of Setting and Hardening of Freshly Mixed Concrete in Plate Structures Using the Impact-Echo Method*. Advanced Testing of Fresh Cementitious Materials, 3.-4. August 2006, Stuttgart, BB 102-CD, DGZfP, Berlin.
- BEUTEL, R.; REINHARDT, H.-W.; GROBE, C. U.; KRAUSE, M.; ALGERNON, D.; STREICHER, D.; MAIERHOFER, C.; GLAUBITT, A., 2006B: *Quantitativer Verfahrensvergleich*. In: Reinhardt, H.-W.: *Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen*, Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, S. 567-573.
- BEUTEL, R.; REINHARDT, H.-W.; GROBE, C. U.; GLAUBITT, A.; KRAUSE, M.; MAIERHOFER, C.; ALGERNON, D.; WIGGENHAUSER, H.; SCHICKERT, M., 2006C: *Performance Demonstration of Non-Destructive Testing Methods*. 9th European Conference on NDT (EC-NDT), September 25-29, 2006, BB 103-CD, DGZfP, Berlin.
- BEUTEL, R.; REINHARDT, H.-W.; GROBE, C. U.; GLAUBITT, A.; KRAUSE, M.; MAIERHOFER, C.; ALGERNON, D.; WIGGENHAUSER, H.; SCHICKERT, M., 2008: *Comparative Performance Tests and Validation of NDT Methods for Concrete Testing*. In: Journal of Nondestructive Evaluation, Thompson, R. B. (Ed.), Vol. 27, Numbers 1-3, pp. 59-65.
- BRAMESHUBER, W. & WILLMES, M., 1997: *Quality Control of Concrete Tunnel Shells using Impact-Echo Methods*. NDT-CE 97, International Conference NDT in Civil Engineering, 8-11 April 1997, Liverpool, England.
- BROCH, J. T., 1970: *Die Anwendung der B & K Messsysteme für: Messungen von mechanischen Schwingungen und Stößen*. Brüel & Kjær, Dänemark.
- BRÜHWILER, E., 2001: *Impact-Echo Methode – Anwendungsmöglichkeiten an Betonbauten*. In: DGZfP: Fachtagung Bauwerksdiagnose - Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, 25.-26. Oktober 2001 in Leipzig, DGZfP-Berichtsband 76-CD, Vortrag 11, Berlin.

- BUJARD, V.; BAILEY, S.F.; BRÜHWILER, E., 2001: *Applicabilité de la méthode Impact-Echo*. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation/ Bundesamt für Straßen, Schweiz.
- FOURIER, J., 1878: *The Analytical Theory of Heat*. London, Cambridge University Press.
- GABOR, D., 1946: *Theory of Communication*. J. Inst. Electr. Eng. 93, pp. 429–457.
- GROBE, C. & REINHARDT, H.-W., 1992: *The Resonance Method- Application of a New Nondestructuve Technique which Enables Thickness Measurements at Remote Concrete Parts*. Otto Graf Journal, Vol. 3, pp. 75-94.
- GROBE, C. U., 1996: *Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schall-emissionsanalyse und Ultraschall*. Universität Stuttgart, Dissertation.
- GROBE, C. U.; BEUTEL, R.; PESSIKI, S., 2005A: *Impact-Echo*. Chapter 4.6, In: Advanced testing of cement based materials during setting and hardening, Reinhardt & Große (eds.), RILEM Report 31, RILEM Publ. S.A.R.L., pp. 239-253.
- GROBE, C.; REINHARDT, H.-W.; HERB, A., 2005B: *Ultrasound in Through-Transmission*. Chapter 4.4, In: Advanced testing of cement based materials during setting and hardening, Reinhardt & Große (eds.), RILEM Report 31, RILEM Publ. S.A.R.L., pp. 163-190.
- GROBE C. U.; BEUTEL, R.; REINHARDT, H.-W.; KRÜGER, M., 2005C: *Impact-echo Techniques for Non-destructive Inspection of Concrete Structures*. Int. Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICRRR), Cape Town, South Africa, on CD.
- GROBE, C. U.; BEUTEL, R.; WIGGENHAUSER, H.; ALGERNON, D.; SCHUBERT, F., 2006A: *Impact-Echo*. In: Reinhardt, H.-W.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen, Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, S. 496-505.
- GROBE, C. U.; REINHARDT, H.-W.; BEUTEL, R.; ÖZTÜRK, T., 2006B: *Qualitätskontrolle von Frischbeton mit Ultraschall*. In: Reinhardt, H.-W.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen, Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, S. 505-511.
- GROBE, C. U.; REINHARDT, H.-W.; KRÜGER, M.; BEUTEL, R., 2006C: *Ultrasound Through-Transmission Techniques for Quality Control of Concrete During Setting and Hardening*. Advanced Testing of Fresh Cementitious Materials, 3.-4. August 2006, Stuttgart, BB 102-CD, DGZfP, Berlin.
- GROBE, C. U.; WIGGENHAUSER, H.; ALGERNON, D.; SCHUBERT, F.; BEUTEL, R., 2006D: *Impact-Echo, Stand der Technik und Anwendungen des Verfahrens*. In: DAfStb Heft 565: Zerstörungsfreie Prüfverfahren und Bauwerksdiagnose im Betonbau. Beiträge zur Fachtagung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 11.03.2005 Berlin, Beuth Verlag, S. 17-24.
- GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S., 2001: *Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Hrsg.: Kupfer, H., Berlin: Ernst & Sohn.

- HERB, A. T., 2003: *Indirekte Beobachtung des Erstarrens und Erhärtens von Zementleim, Mörtel und Beton mittels Schallwellenausbreitung*. Universität Stuttgart, Dissertation.
- HINE, L. W., 1998: *The Empire State Building*. Prestel-Verlag, München.
- JONAS, M. & NEISECKE, J., 1995: *Applicability of Ultrasonic Frequency Spectrum Analysis to Material Testing of Gypsum, Cement and Concrete*. In: DGZfP (Ed.); International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) in Berlin, September 26-28, 1995, Vol.1, pp. 393-400.
- KAISER, G., 1994: *A friendly Guide to Wavelets*. Birkhäuser.
- KÖBLE, S., 1999: *Physikalisch-chemischer Hintergrund des Hydratationsvorgangs von Frischmörtel im Hinblick auf Ultraschallmessungen*. Diplomarbeit Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.
- KURZ, J. H., 2006: *Verifikation von Bruchprozessen bei gleichzeitiger Automatisierung der Schallemissionsanalyse an Stahl- und Stahlfaserbeton*. Universität Stuttgart, Dissertation.
- LANGAVANT DE, J.C., 1954: *L'emploi de la méthode thermos pour la calorimétrie continue des réactions lentes à caractère évolutif et pour la calorimétrie des réactions très faibles*. CERILH, Publication technique Nr. 67.
- LANGENBERG, K. J.; MAYER, K.; MARKLEIN, R., 2006: *Zerstörungsfreie Prüfung von Beton: Modellierung und Abbildung*. In: Reinhardt, H.-W.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen, Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, S. 518-536.
- LAUSCH, R.; KNAPP, J.; COLLA, C., 2001: *Influence of Impact Source Frequency on Impact-Echo Data from Testing of Concrete Structures*. Structural Faults and Repair, London.
- LAUSCH, R.; WIGGENHAUSER, H.; SCHUBERT, F., 2002: *Geometrieeffekte und Hüllrohrortung bei der Impaktecho-Prüfung von Betonbauteilen – Experimentelle und modelltheoretische Ergebnisse*. Proc. DGZfP Annual meeting, Weimar, BB80-CD, NDT.net, Vol. 7, No. 11.
- MOTZ, M.; KRÜGER, M.; GROBE, C. U.; HALLER, P.; BEUTEL, R., 2003: *Impact-Echo: New Developments Regarding Hard- and Software*. International Symposium: Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2003, DGZfP & BAM, September 16-19, 2003, BB 85-CD, DGZfP, Berlin.
- ÖZTÜRK, T., 2006: *Ansteifverhalten und Festigkeitsentwicklung von zementgebundenen Baustoffen - Eine zerstörungsfreie Messmethode auf der Basis von Ultraschall und Reife*. Universität Darmstadt, Dissertation.
- PESSIKI, S. P. & CARINO, N. J., 1987: *Measurement of the Setting Time and Strength of Concrete by the Impact-Echo Method*. NBSIR 87-3575, National Bureau of Standards, July 1987, 121 pp.
- PESSIKI, S. P. & CARINO, N. J., 1988: *Setting Time and Strength of Concrete using the Impact-Echo Method*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, Vol. 85, No. 5, pp. 389-399.

- POLIKAR, R., 2001: *The Wavelet Tutorial*. Rowan University, College of Engineering, USA. <http://www.users.rowan.edu/~polikar/WAVELETS/WTtutorial.html>.
- REINHARDT, H.-W., 1979: *On the heat of hydration of cements*. Delft: Stevin Laboratory, Report/Stevin Laboratory, 5-79-1.
- REINHARDT, H.-W.; GROBE, C. U.; HERB, A., 1998: *Kontinuierliche Ultraschallmessung während des Erstarrens und Erhärtens von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagements*. DAfStb, Heft 490, Beuth Verlag, Berlin.
- REINHARDT, H.-W. & GROBE, C., 2003: *Improvement and Application of NDT Methods in Civil Engineering in the Frame of a Collaborative Research Project funded by the German Research Society*. International Symposium: Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2003, DGZfP & BAM, September 16-19, 2003, BB 85-CD, DGZfP, Berlin.
- REINHARDT, H.-W.; GROBE, C.; BEUTEL, R., 2003: *Teilprojekt VIII: Strukturbestimmung von erhärtenden Bauteilen aus bewehrtem und unbewehrtem Beton mit Hilfe einer modifizierten Impact-Echo-Technik*. In: Zerstörungsfreie Strukturbestimmung von Betonbauteilen mit akustischen und elektromagnetischen Echo-Verfahren. Zwischenbericht der DFG-Forschergruppe 384 für die Jahre 2001 bis 2003, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, S.137-153.
- REINHARDT, H.-W.; GROBE, C.; ET AL., 2007: *Zerstörungsfreie Strukturbestimmung von Betonbauteilen mit akustischen und elektromagnetischen Echo-Verfahren*. Abschlussbericht der DFG-Forschergruppe 384 für die Jahre 2001 bis 2007, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- REINHARDT, H.-W. & GROBE, C., 2008: *Strukturbestimmung von Betonbauteilen – Ergebnisse einer Forschergruppe der Deutschen Forschungsgemeinschaft*. Fachtagung Bauwerksdiagnose 2008, 21.-22. Februar 2008, BB 112-CD, DGZfP, Berlin.
- RUCK, H.-J. & BEUTEL, R., 2001: *A New Method to Analyse Impact-Echo Signals*. In: Otto Graf Journal, Vol. 12, pp. 81-92.
- RUCK, H.-J., 2005: *Erfassung der Schadensentwicklung von mineralischen Baustoffen mit Hilfe der Ultraschallphasenspektroskopie*. Universität Stuttgart, Dissertation.
- SANSALONE, M. & CARINO, N. J., 1986: *Impact-Echo: A Method for Flaw Detection in Concrete Using Transient Stress Waves*. U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Report No. NBSIR 86-3452.
- SANSALONE, M. & STRETT, W. B., 1997: *Impact-Echo, Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry*. Bullbrier Press, Ithaca, N. Y.
- SCHUBERT, F., 1999: *Ausbreitungsverhalten von Ultraschallimpulsen in Beton und Schlussfolgerungen für die zerstörungsfreie Prüfung*. Technische Universität Dresden, Dissertation.
- SCHUBERT, F.; KÖHLER, B.; 2001: *3D-Computersimulation zur Verbesserung der Ergebnisinterpretation bei der Impact-Echo-Prüfung von Betonbauteilen*. In: Fachtagung Bauwerksdiagnose 2001. DGZfP-Berichtsband 76-CD, DGZfP. Berlin.

- SCHUBERT, F.; LAUSCH, R.; WIGGENHAUSER, H., 2003: *Geometrical Effects on Impact-Echo Testing of Finite Concrete Specimens*. In: Proceedings of International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), September 16-19, 2003, Berlin, Germany, paper 039, on CD.
- SCHUBERT, F.; WIGGENHAUSER, H.; GARDEI, A.; LAUSCH, R.; GROBE, C.; BEUTEL, R., 2004A: *Bildgebende Darstellung von Impact-Echo-Daten bei der zerstörungsfreien Betonprüfung*. In: DACH Jahrestagung 2004, Salzburg, Österreich, BB89, DGZfP, Berlin.
- STREICHER, D. & WIGGENHAUSER, H., 2006: *Zustandsuntersuchungen an Spannbetonbrücken*. In: Reinhardt, H.-W.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen, Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, S. 581-588.
- SUBRAMANIAM, K. V.; MOHSEN, J. P.; SHAW, C. K.; SHAH, S. P., 2002: *Ultrasonic Technique for Monitoring Concrete Strength Gain at Early Age*. In: ACI Materials Journal, V. 99, No. 5, September-October 2002, pp. 458-462.
- TAFFE, A.; BORCHART, K.; WIGGENHAUSER, H., 2003: *Specimen for the Improvement of NDT-Methods Design and Construction of a large Concrete Slab for NDT Methods at BAM*. International Symposium: Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2003, DGZfP & BAM, September 16-19, 2003, BB 85-CD, DGZfP, Berlin.
- TAFFE, A., 2006: *Dickenmessung von Fundamenten und Ermittlung der Messunsicherheit*. In: Reinhardt, H.-W.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen, Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, S. 573-581.
- VOIGT, T.; GROBE, C. U.; SUN, Z.; SHAH, S. P.; REINHARDT, H.-W., 2005: *Comparison of Ultrasonic Wave Transmission and Reflection Measurements with P- and S-Waves on Early Age Mortar and Concrete*. Materials and Structures, Vol. 38, RILEM Publications SARL, pp. 729-738.
- WIGGENHAUSER, H., 2003: *Duct Inspection using Scanning Impact-Echo*. International Symposium: Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2003, DGZfP & BAM, September 16-19, 2003, BB 85-CD, DGZfP, Berlin.
- WIGGENHAUSER, H.; TAFFE, A.; ET AL., 2004: *Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen*. In: Cziesielski, E. (Hrsg.), Bauphysikkalender, Berlin: Ernst & Sohn, S. 305-418.
- ZEMENTTASCHENBUCH 2002: 50. Ausgabe. Verein deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, Verlag Bau + Technik.

9.1 Normen und Richtlinien

- ASTM C 403-90, 1990: *Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance*. ASTM Committee on Standards, Philadelphia.
- CEB-COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON - CEB-FIB MODEL CODE 1990, Bulletin D'Information No. 213/214. Lausanne, May 1993.
- DIN EN 196-9: *Prüfverfahren für Zement - Teil 9: Hydratationswärme; Teiladiabatisches Verfahren*. Ausgabe Januar 2004.
- DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen. Überwachung und Prüfung*. Ausgabe November 1999.
- DIN EN 12504-4: *Prüfung von Betonbauwerken – Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-4:2004*. Ausgabe Dezember 2004.
- DIN 1045-2: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Ausgabe August 2008.
- DGZFP-MERKBLATT B4, 1999: *Merkblatt für Ultraschallverfahren zur zerstörungsfreien Prüfung mineralischer Baustoffe und Bauteile*. Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V., Ausgabe Mai 1999.
- RI-ZFP-TU, 2001: *Richtlinie für die Anwendung der zerstörungsfreien Prüfung von Tunnelinnenschalen*. Bundesanstalt für Straßenwesen, Abteilung Brücken- und Ingenieurbau. In: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 14/2001, Verkehrsblatt, Heft 8/2001.

Anhang A

Stufenkörper PK4 aus Kapitel 5.3

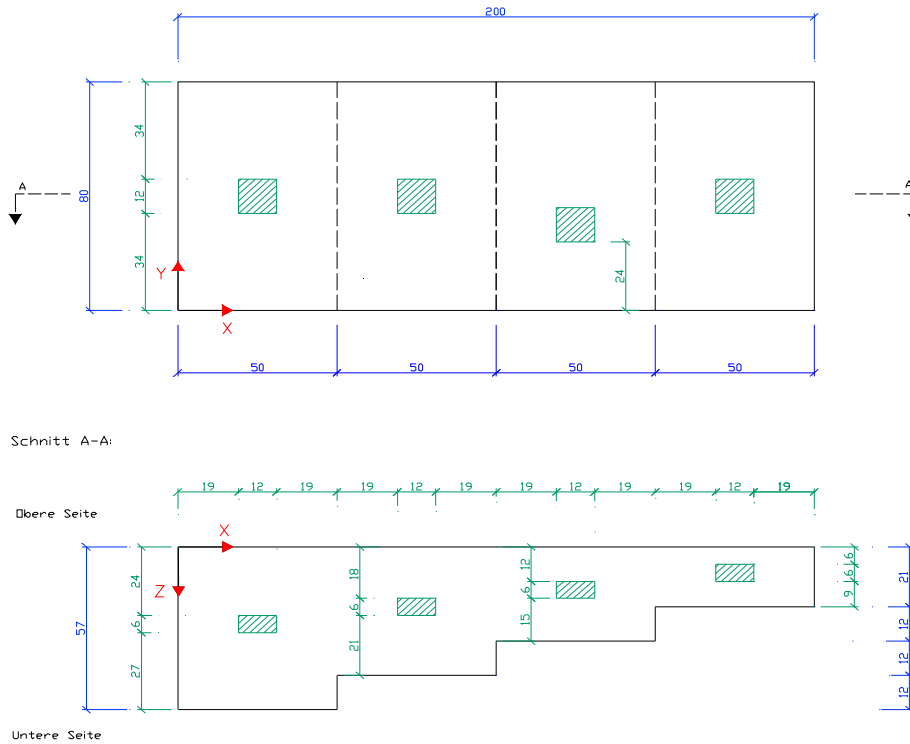


Abbildung A.1: Aufbau des Stufenkörpers PK 4 mit eingebauten Polystyrol-Hartschaum-Körpern als Fehlstellen.

Tabelle A.1: Angaben der Betonmischungen des Stufenkörpers PK 4

Allgemeine Angaben:	Betonsorte: C30/35	Zementart: CEM I 32,5 R	Größtkorn: 16 mm	
Mischungsverhältnis:	Zementgehalt: 404 kg/m ³	w/z: 0,47	Zuschlagmenge: 1734,2 kg/m ³	Sieblinie: A/B 16
Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen:	Konsistenz: KR	LP-Gehalt: 1,5 Vol.%		

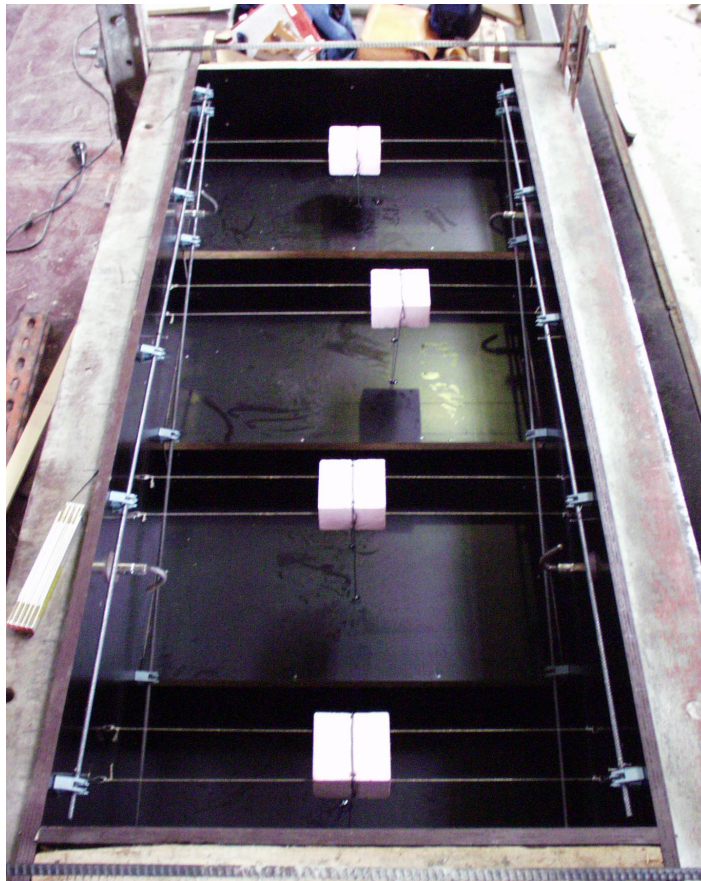


Abbildung A.2: Schalungsaufbau des Stufenkörpers PK 4 mit eingebauten Polystyrol-Hartschaum-Körpern als Fehlstellen.

Spannbetonbrücke aus Kapitel 5.5

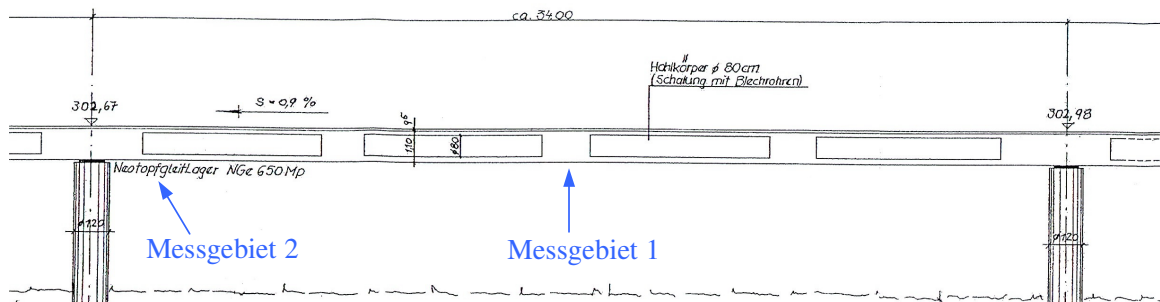


Abbildung A.3: Skizze der Seitenansicht des Brückenüberbaus.

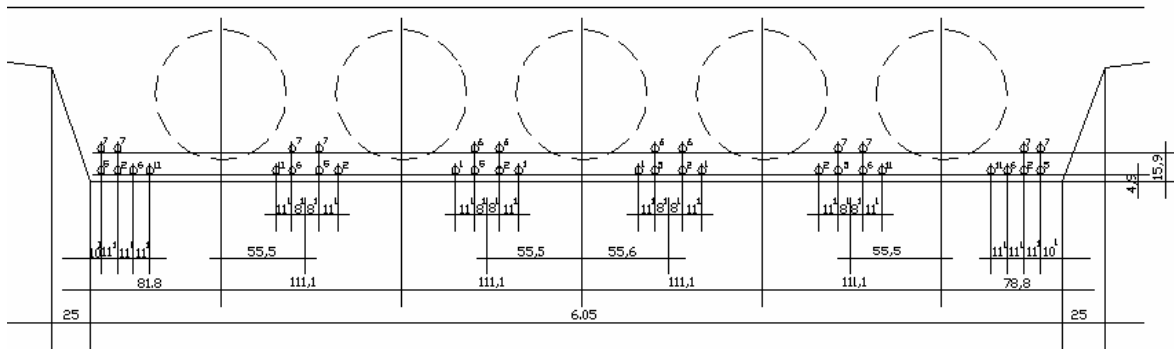


Abbildung A.4: Skizze des Querschnitts in Feldmitte bei Messgebiet 1, Angaben in [cm].

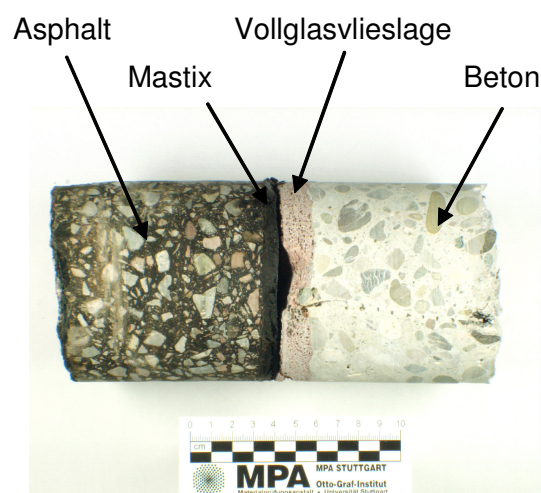


Abbildung A.5: Entnommener Bohrkern aus der Fahrbahndecke auf der Brückenseite, Aufbau des Asphaltbelags.

Anhang B

Verlauf der Energie

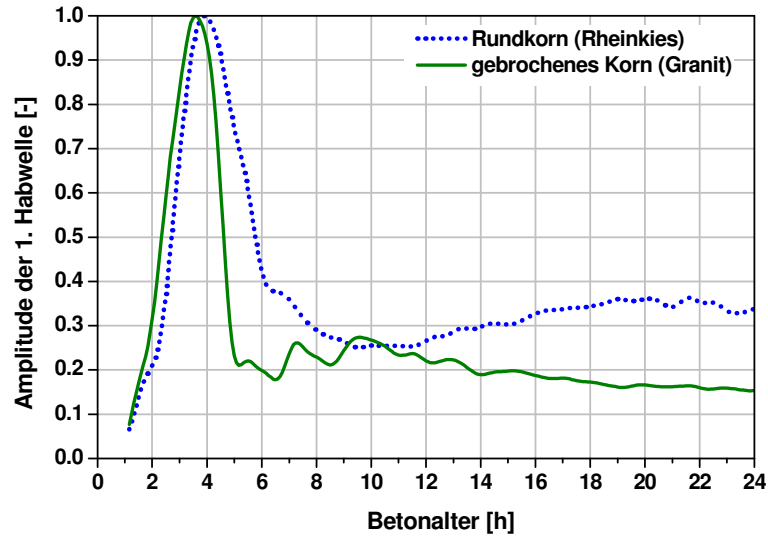


Abbildung B.1: Einfluss der Gesteinskörnung auf den Verlauf der Energie in Abhängigkeit des Betonalters der Betonmischungen aus Abbildung 6.15, verwendete Sieblinie A/B 16. Betone hergestellt mit $w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R und Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$.

Zeitliche Entwicklung des Scherwellenverlaufs

Die Ausbreitung der Scherwellen wurde an der Oberfläche mit einem Scherwellensensor gemessen (Abbildung B.2). Der Verlauf der Geschwindigkeit der Scherwellen in Abbildung B.3 wurde aus der Laufzeitdifferenz der mit dem Impactor angeregten Schallwelle zwischen dem Impactpunkt und eines etwa 30 cm davon entfernten Sensors ermittelt. Die Untersuchungen der S-Wellengeschwindigkeit wurden parallel zu den Impact-Echo-Messungen durchgeführt.

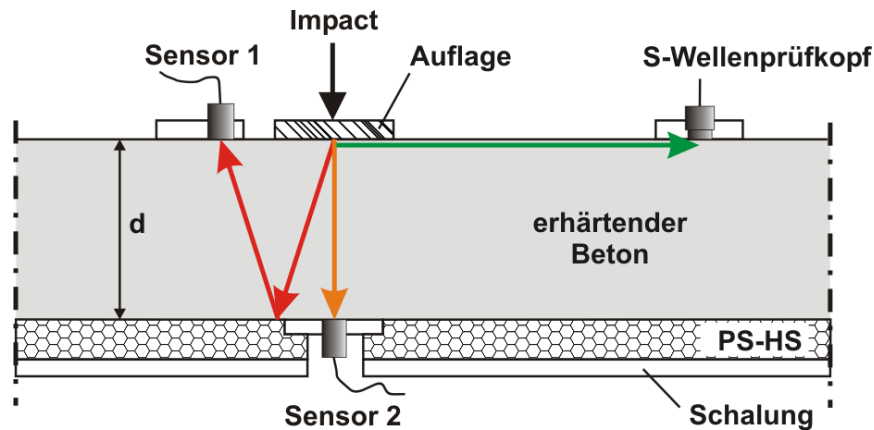


Abbildung B.2: Skizze des Messaufbaus der gleichzeitigen Messungen in Transmission und Reflexion (Impact-Echo) sowie der S-Wellen (grüner Pfeil) an erhärtendem Beton einer Platte mit Dicke d .

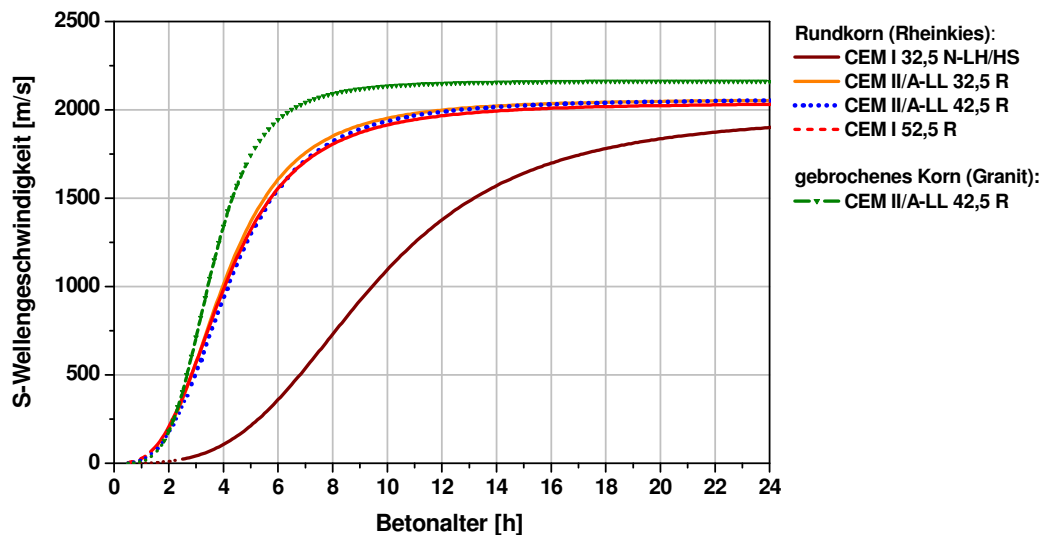


Abbildung B.3: Einfluss der Zementart und des Zuschlagkorns auf die Entwicklung der Scherwellengeschwindigkeit in Abhängigkeit des Betonalters.

Ultraschallmessungen in Transmission

Vergleichende Ultraschallmessungen in Transmission zu Kapitel 6.3.2.

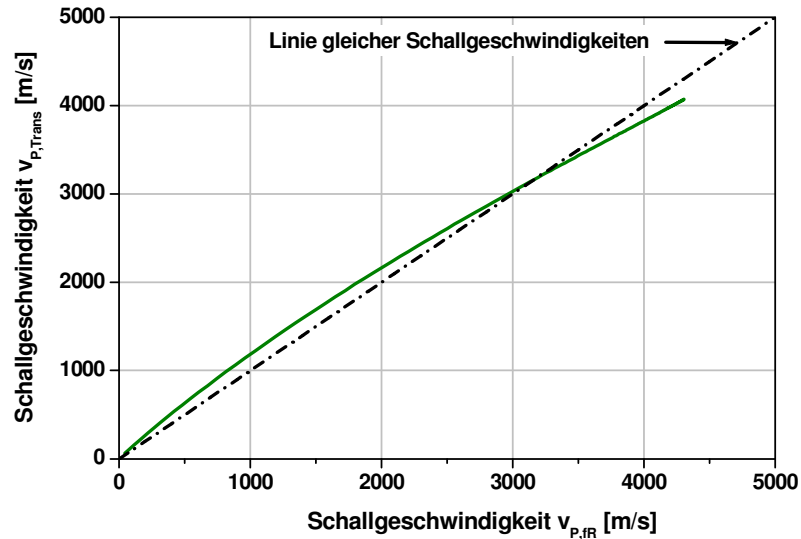


Abbildung B.4: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der Betonmischung mit gebrochener Gesteinskörnung, berechnet aus der gemessenen Resonanzfrequenz $v_{p,IR}$ und ermittelt durch Messung an der Betonplatte in Transmission $v_{p,Trans}$ ($w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Sieblinie A/B 16).

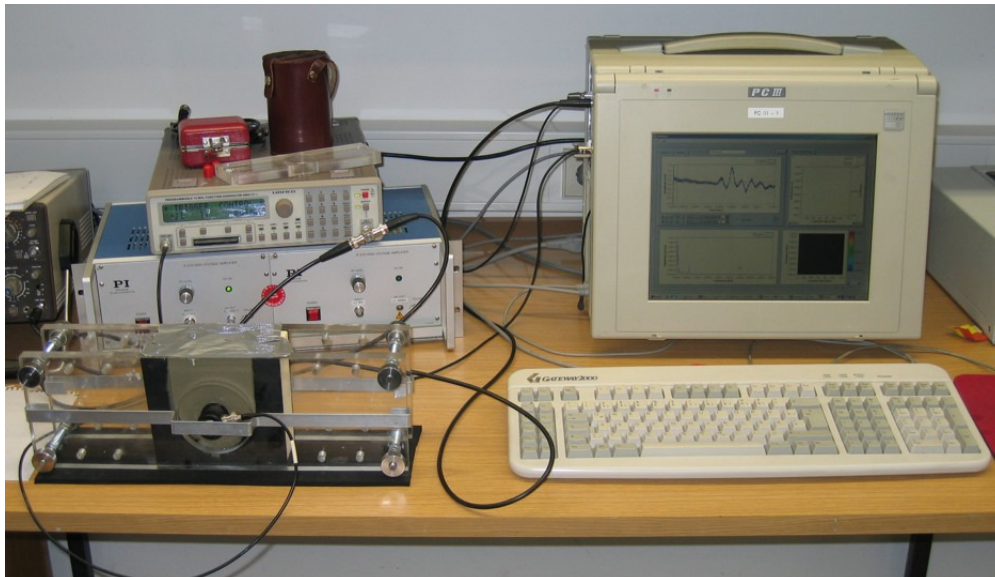


Abbildung B.5: Messaufbau des FreshCon-Ultraschallmesssystems.

Vergleich zweier Isolinienplots der gemessenen Frequenzspektren in Reflexion (Abbildung B.6) und in Transmission (Abbildung B.7), einer Betonmischung mit $w/z = 0,35$, Zementgehalt 450 kg/m^3 , Zement CEM II/A-LL 42,5 R.

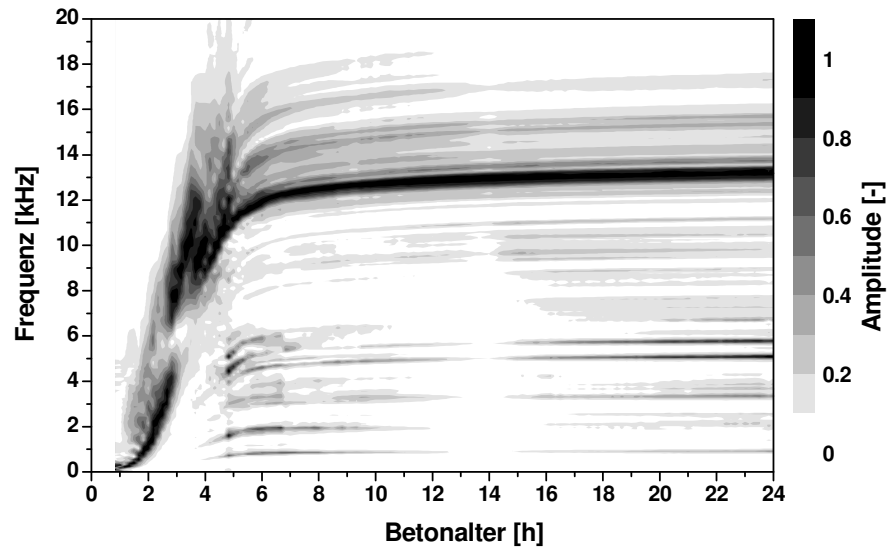


Abbildung B.6: Zeitlicher Verlauf der Frequenzspektren, dargestellt als Isolinienplot (Konturplot) in Reflexion.

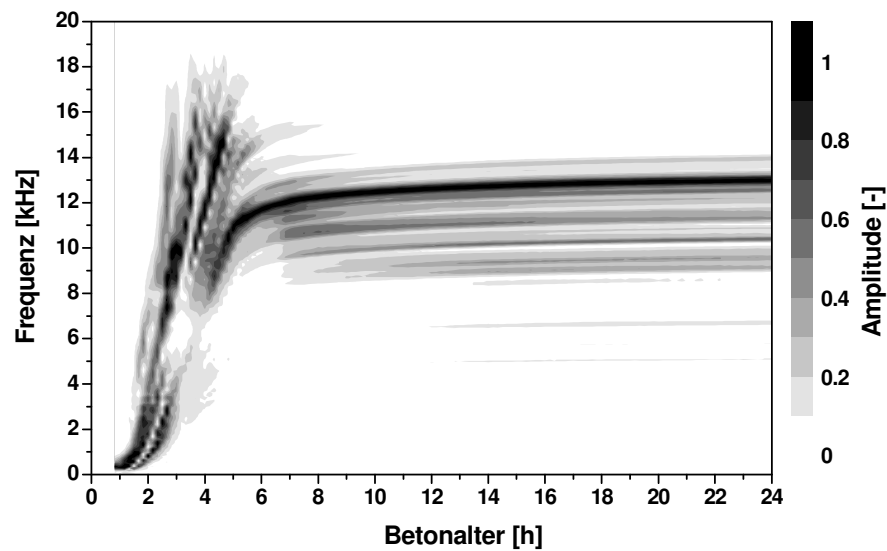


Abbildung B.7: Zeitlicher Verlauf der Frequenzspektren, dargestellt als Isolinienplot (Konturplot) in Transmission.

Anhang C

Verläufe der absoluten Temperaturen der Betonplatten

Im Folgenden sind die Verläufe der absoluten Temperaturen der Betonmischungen aus Kapitel 6.3.1 dargestellt. Ermittelt wurden die Temperaturen in der Bauteilmitte der untersuchten Betonplatten.

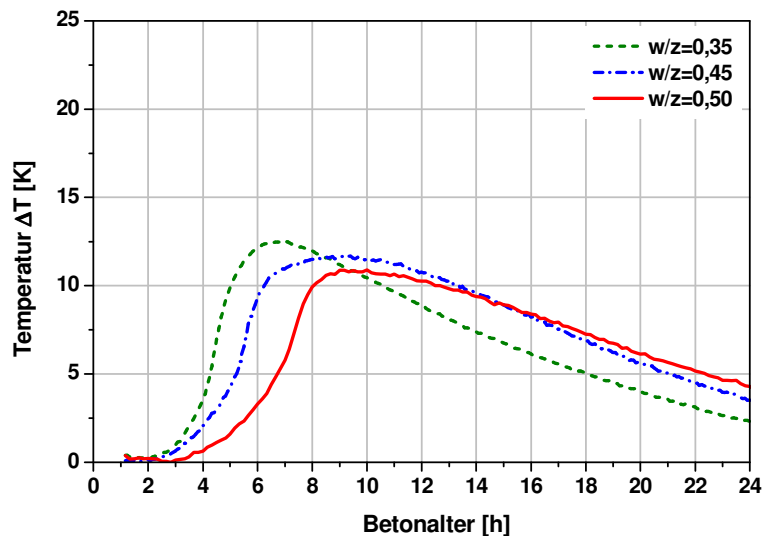


Abbildung C.1: Absolute Temperaturverläufe ΔT in der Bauteilmitte der Betonplatten in Abhängigkeit des Betonalters dreier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichem Wasserzementwert (Zement CEM II/A-LL 42,5 R, Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

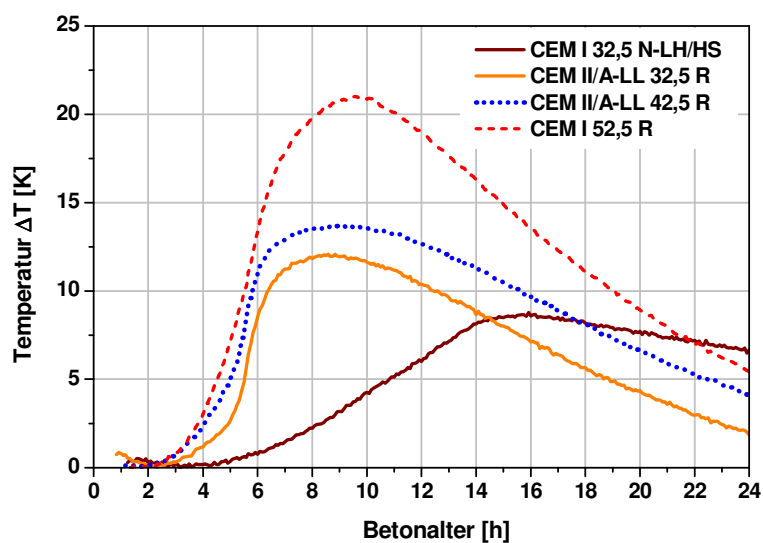


Abbildung C.2: Absolute Temperaturverläufe ΔT in der Bauteilmitte der Betonplatten in Abhängigkeit des Betonalters von vier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichen Zementen ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

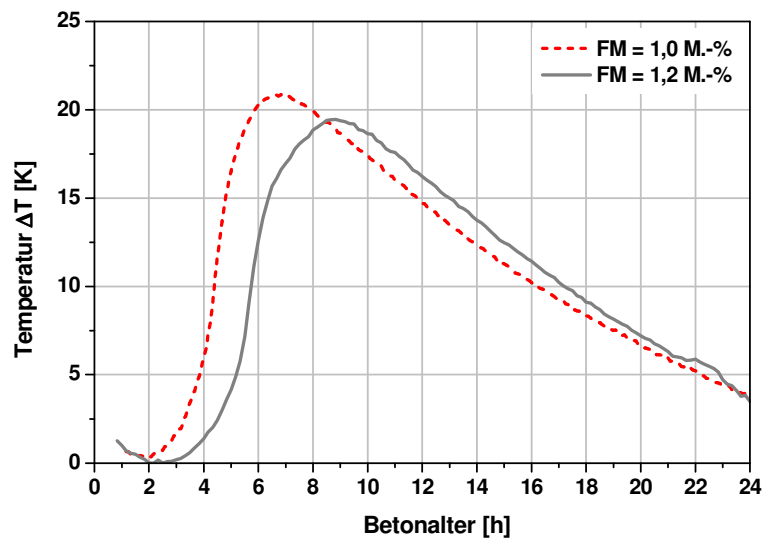


Abbildung C.3: Absolute Temperaturverläufe ΔT in der Bauteilmitte der Betonplatten in Abhängigkeit des Betonalters zweier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichen Fließmittelgehalten, angegeben in M.-% des Zementgehaltes ($w/z = 0,35$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R mit Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

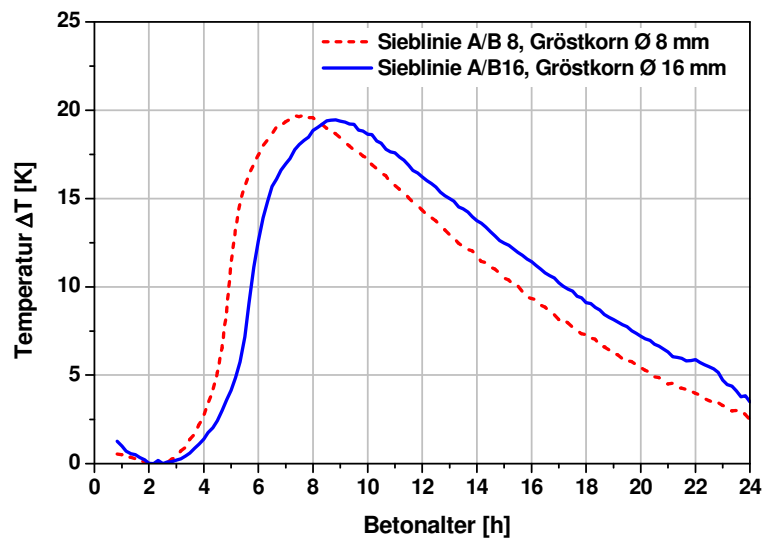


Abbildung C.4: Absolute Temperaturverläufe ΔT in der Bauteilmitte der Betonplatten in Abhängigkeit des Betonalters zweier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlichem Größtkorn mit Sieblinien A/B 8 und A/B 16 ($w/z = 0,35$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R und Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$).

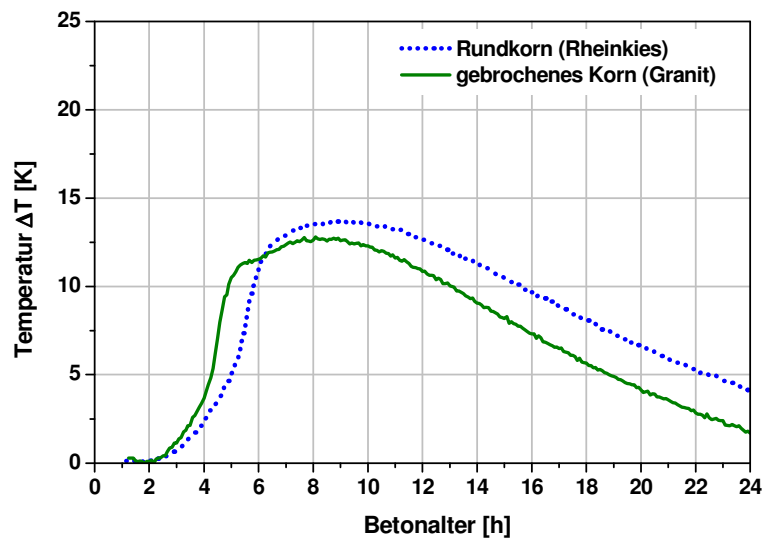


Abbildung C.5: Absolute Temperaturverläufe ΔT in der Bauteilmitte der Betonplatten in Abhängigkeit des Betonalters zweier Betonmischungen, hergestellt mit unterschiedlicher Kornform ($w/z = 0,45$, Zement CEM II/A-LL 42,5 R und Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

Ermittelte Wärmemengen mit dem Kalorimeter (teiladiabatisches Verfahren)

Für den Temperaturverlauf infolge des chemischen Prozesses bei der Hydratation ergibt sich nun die Hydratationswärmemenge Q , bei der die Wärmeverluste des Kalorimeters an die Umgebung herausgerechnet sind. Dargestellt sind die Verläufe der akkumulierten Wärmemenge A , der Wärmeverlust B sowie der Hydratationswärmemenge Q .

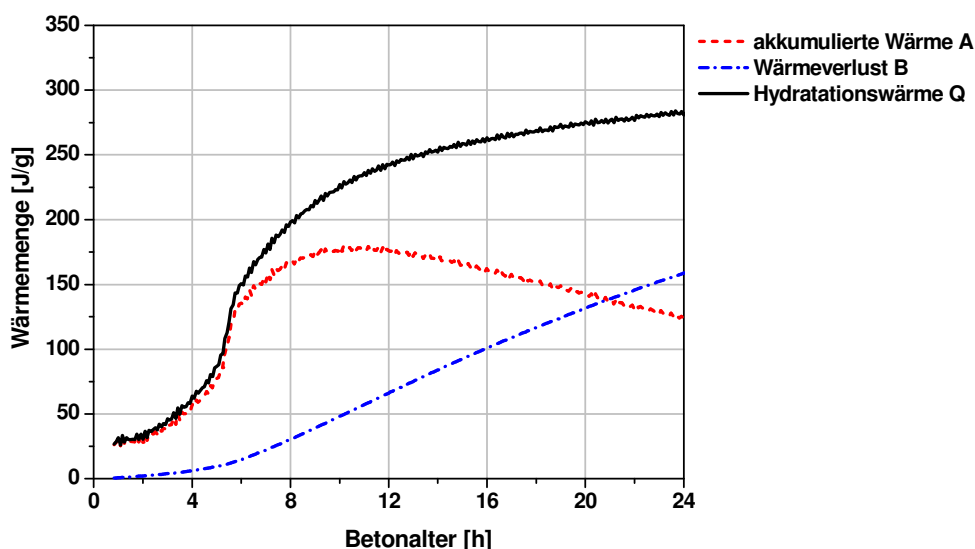


Abbildung C.6: Verlauf der akkumulierten Wärmemenge A , des Wärmeverlusts B und der Hydratationswärmemenge Q der Betonmischung mit dem Zement CEM II/A-LL 32,5 R ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

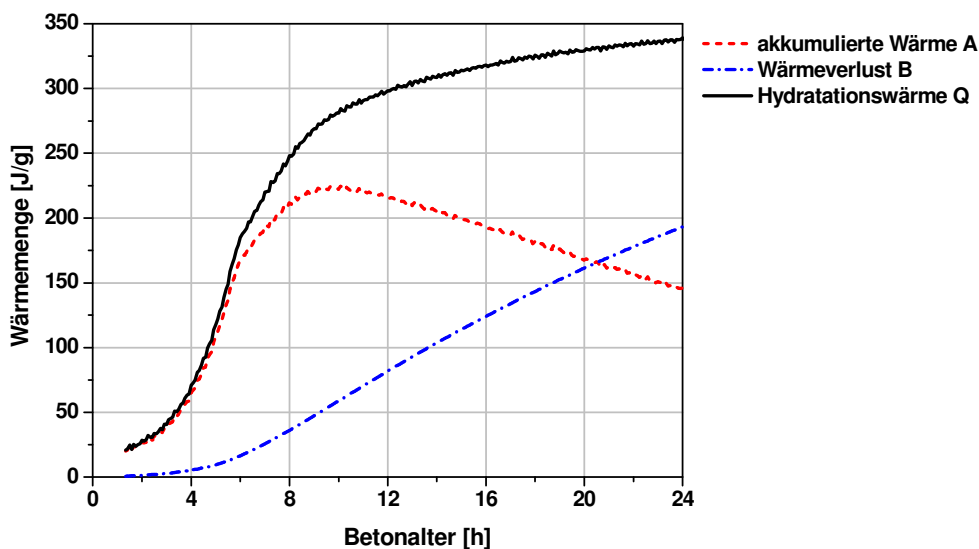


Abbildung C.7: Verlauf der akkumulierten Wärmemenge A , des Wärmeverlusts B und der Hydratationswärmemenge Q der Betonmischung mit dem Zement CEM I 52,5 R ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

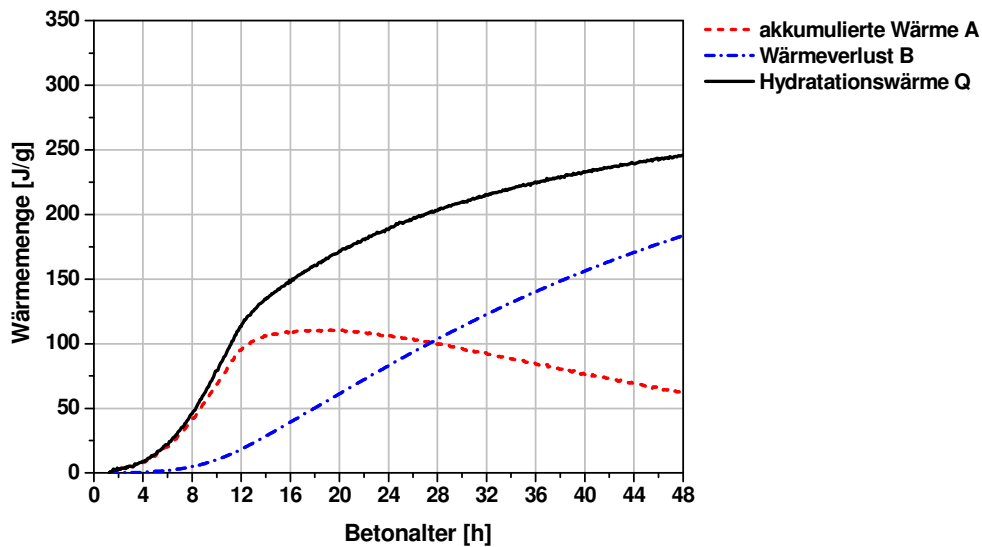


Abbildung C.8: Verlauf der akkumulierten Wärmemenge A, des Wärmeverlusts B und der Hydratationswärmemenge Q der Betonmischung mit dem Zement CEM I 32.5 N-LH/HS ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

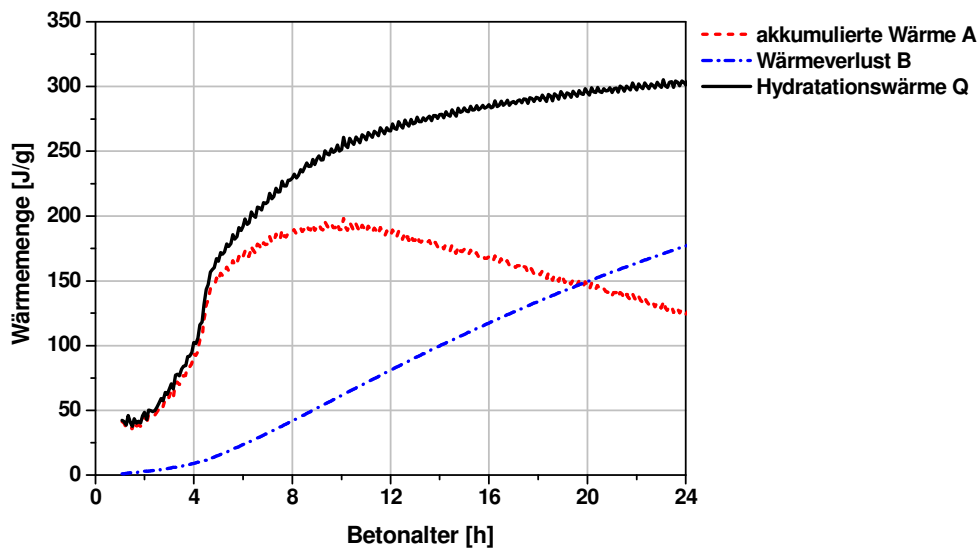


Abbildung C.9: Verlauf der akkumulierten Wärmemenge A, des Wärmeverlusts B und der Hydratationswärmemenge Q der Betonmischung mit dem Zement CEM II/A-LL 42,5 R ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^3$, gebrochene Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

Anhang D

Ermittelte Wärmemengen mit dem Kalorimeter (teiladiabatisches Verfahren) und ermittelte Druckfestigkeiten $f_c(t)$ und approximierter Verlauf der „missglückten“ Betonmischung aus Kapitel 6.5.

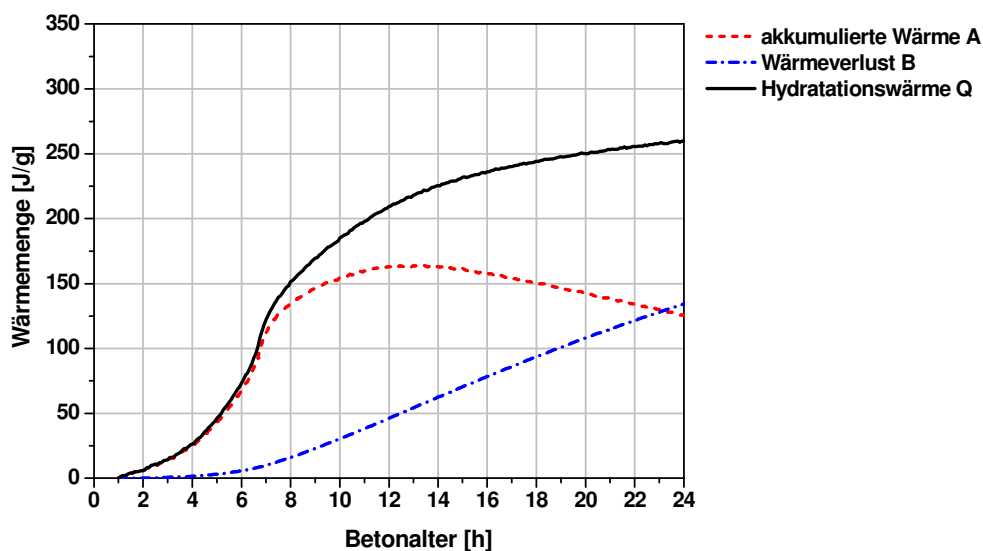


Abbildung D.1: Verlauf der akkumulierten Wärmemenge A, des Wärmeverlusts B und der Hydratationswärmemenge Q der Betonmischung mit dem Zement CEM II/A-LL 42,5 R ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}^3$, Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

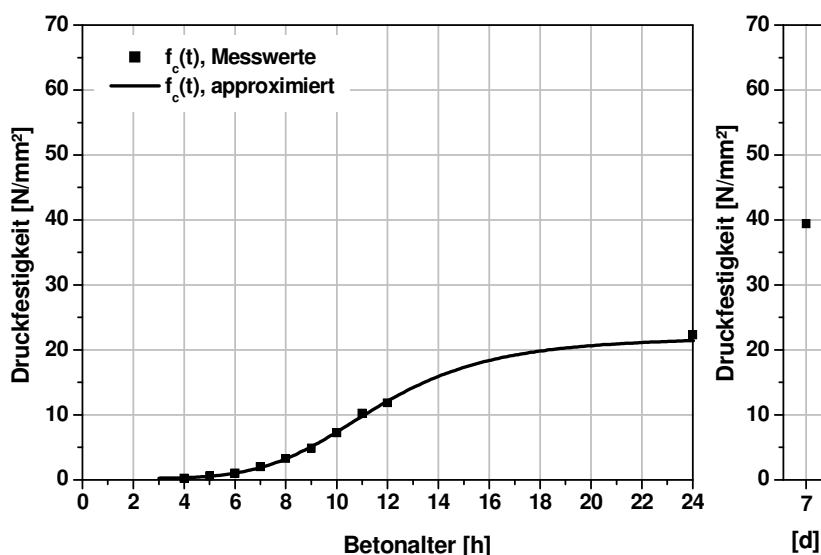


Abbildung D.2: Ermittelte Druckfestigkeiten $f_c(t)$ und approximierter Verlauf von jungem Beton und 7-Tage-Wert in Abhängigkeit des Betonalters einer Betonmischung, hergestellt Zement CEM II/A-LL 42,5 R ($w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 450 \text{ kg/m}$ Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16).

Anhang E

Weitere Ergebnisse der Korrelationsuntersuchungen aus Kapitel 6.4.4

Zuordnung des Erstarrungsbeginns und -endes zum ermittelten Verlauf der P-Wellengeschwindigkeit. Erstarrungsbeginn nach GROÙE ET AL. [2005B]: Kurvenpunkt, an dessen Stelle die 2. Ableitung maximal ($v(t)'' = \text{Max}$) ist. Erstarrungsende nach [BEUTEL 1999, HERB 2003]: Kurvenpunkt, an dem die P-Wellengeschwindigkeit 66 % ihres Endwertes bei Messende erreicht hat.

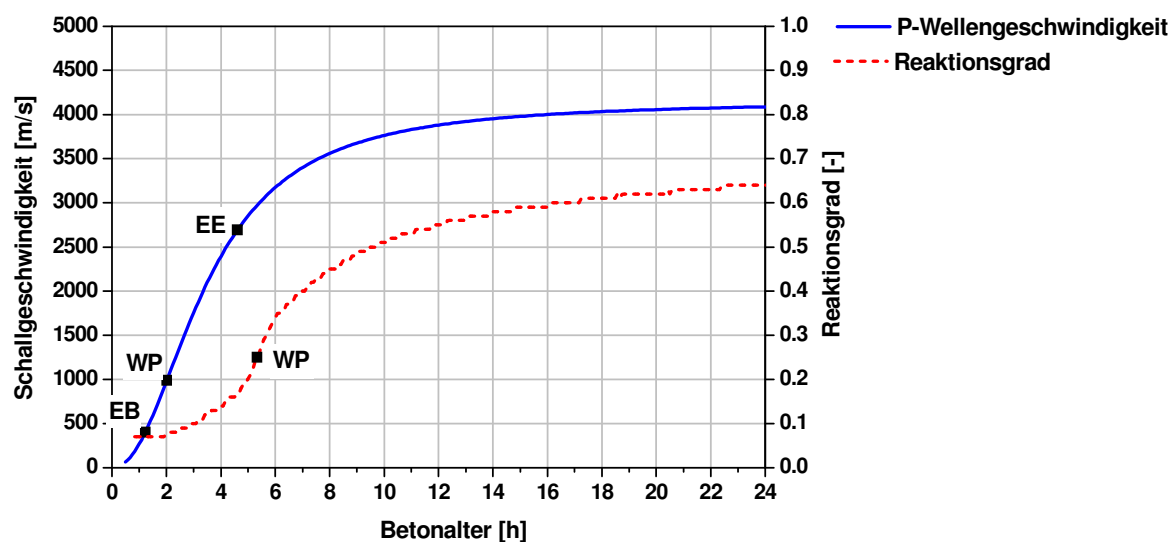


Abbildung E.1: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P-Welle mit dem Verlauf des Reaktionsgrades, mit WP = Wendepunkt, EB = Erstarrungsbeginn und EE = Erstarrungsende. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 32,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

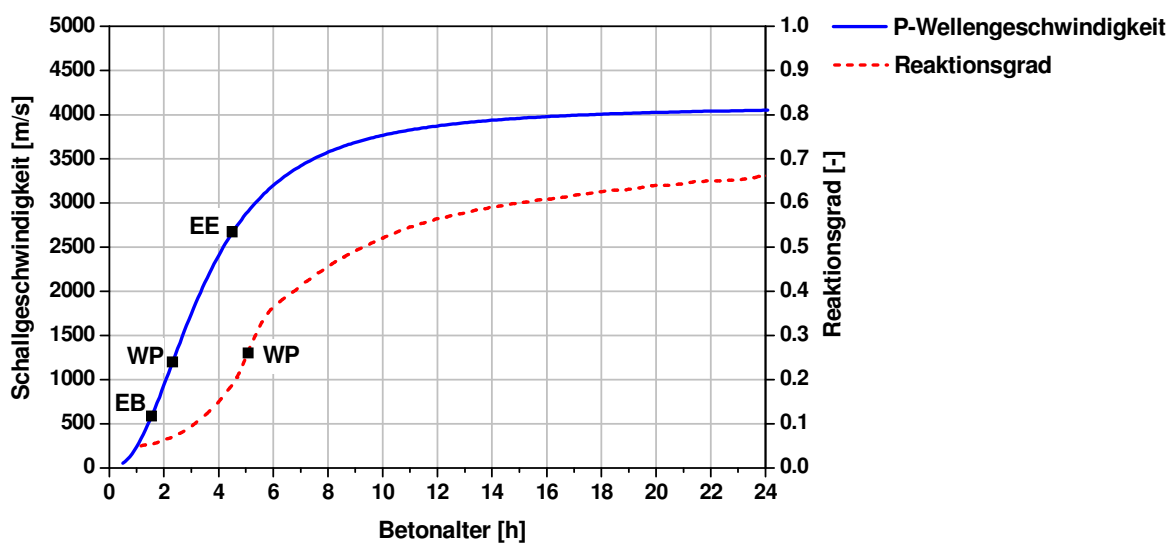


Abbildung E.2: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P-Welle mit dem Verlauf des Reaktionsgrades, mit WP = Wendepunkt, EB = Erstarrungsbeginn und EE = Erstarrungsende. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

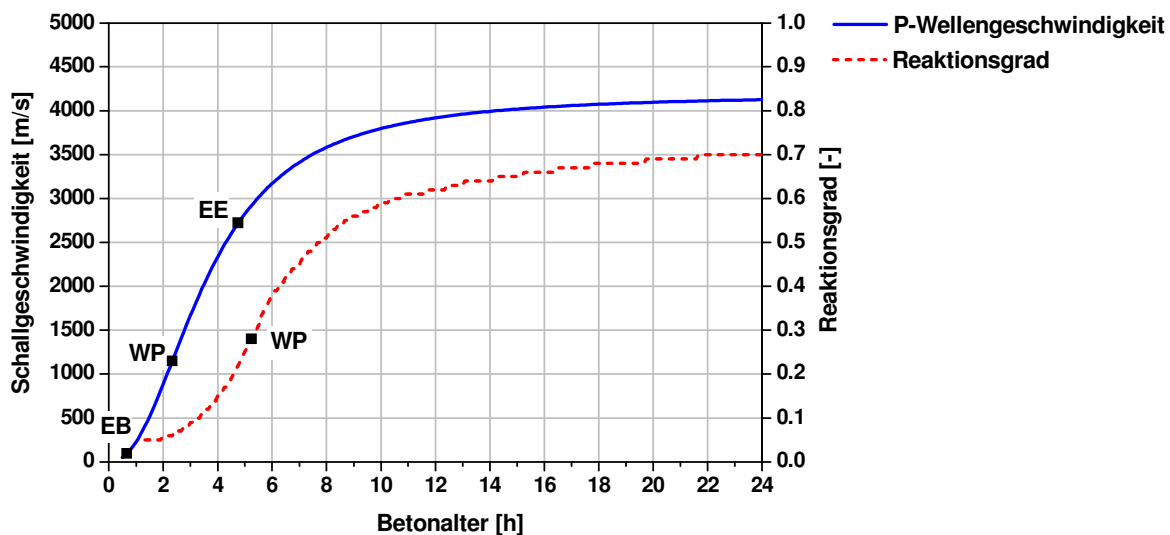


Abbildung E.3: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P-Welle mit dem Verlauf des Reaktionsgrades, mit WP = Wendepunkt, EB = Erstarrungsbeginn und EE = Erstarrungsende. Betonmischung mit Zement CEM I 52,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

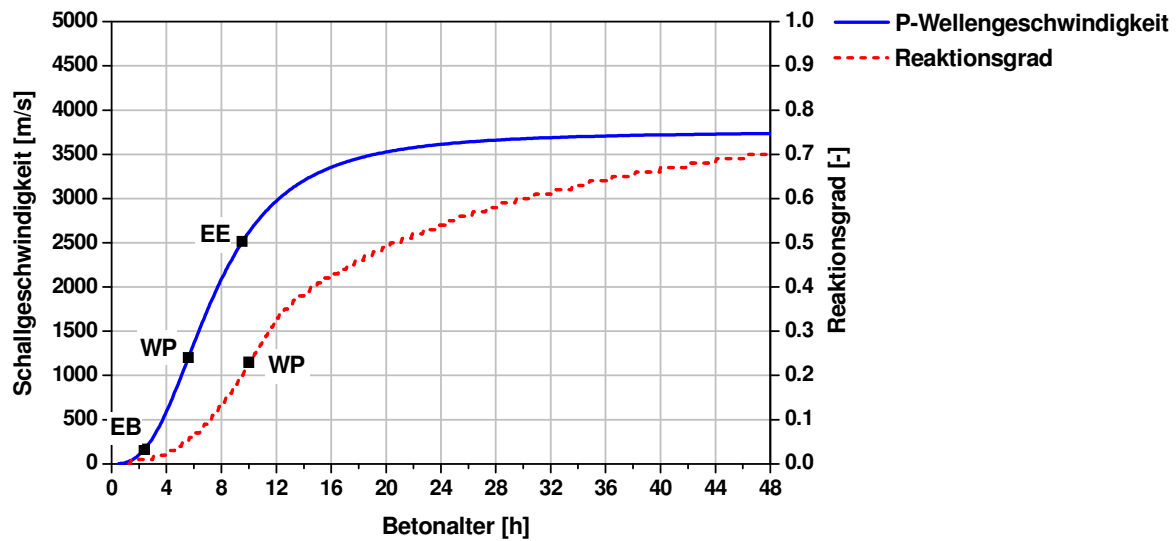


Abbildung E.4: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P-Welle mit dem Verlauf des Reaktionsgrades, mit WP = Wendepunkt, EB = Erstarrungsbeginn und EE = Erstarrungsende. Betonmischung mit Zement CEM I 32.5 N-LH/HS, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

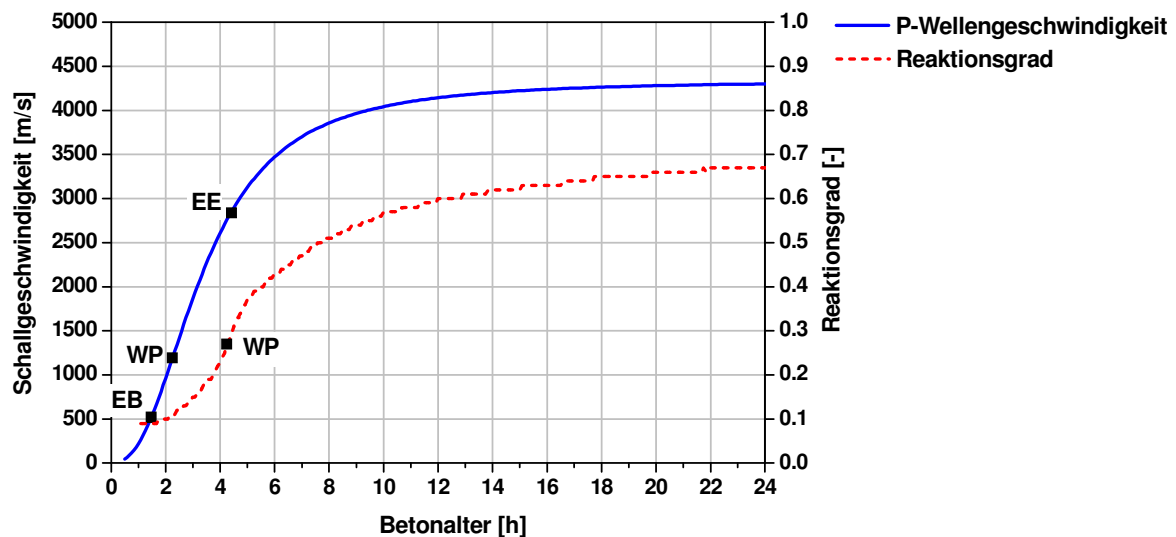


Abbildung E.5: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P-Welle mit dem Verlauf des Reaktionsgrades, mit WP = Wendepunkt, EB = Erstarrungsbeginn und EE = Erstarrungsende. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und gebrochener Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

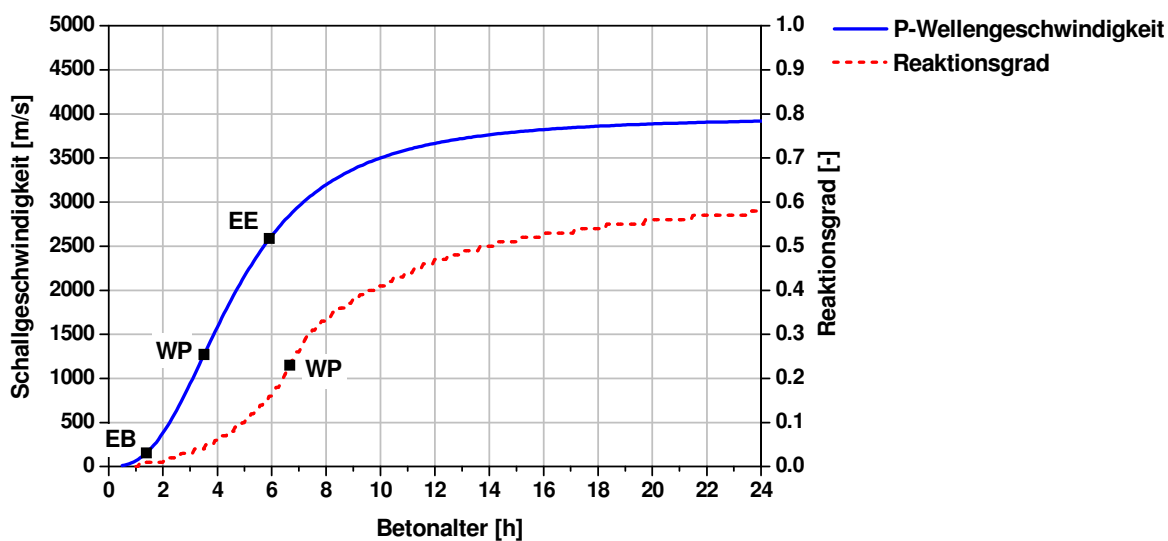


Abbildung E.6: Vergleich der Schallgeschwindigkeiten der P-Welle mit dem Verlauf des Reaktionsgrades, mit WP = Wendepunkt, EB = Erstarrungsbeginn und EE = Erstarrungsende. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

Im Folgenden sind die Verläufe der dynamischen E-Moduln der der Druckfestigkeiten gegenübergestellt.

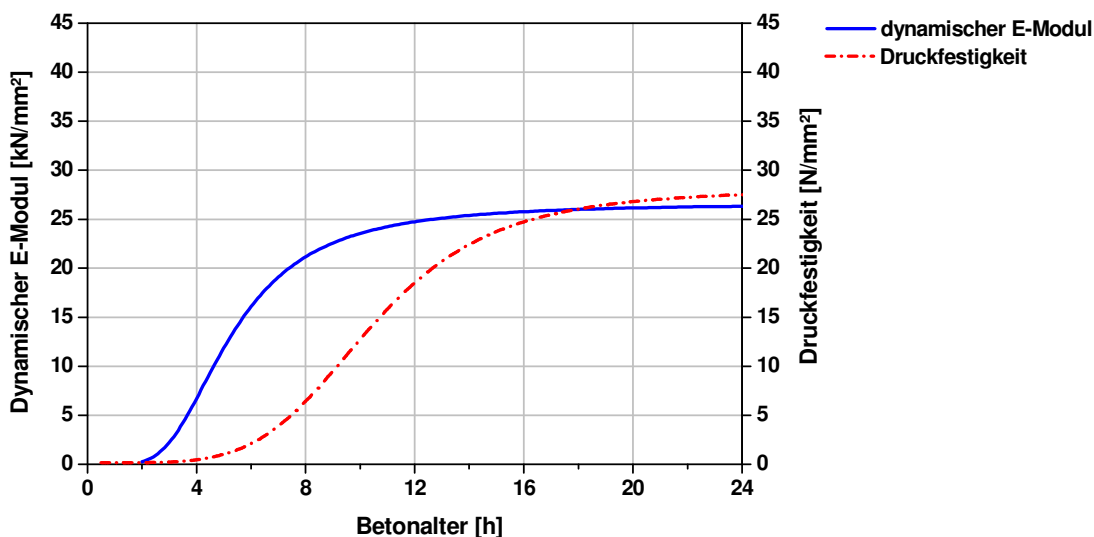


Abbildung E.7: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls und der Druckfestigkeit. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 32,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

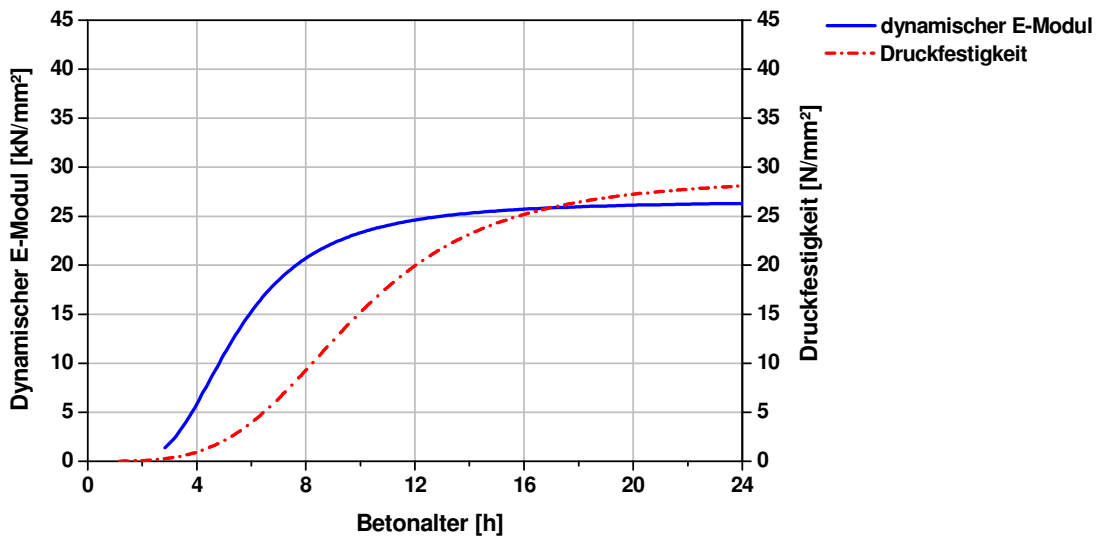


Abbildung E.8: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls und der Druckfestigkeit. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

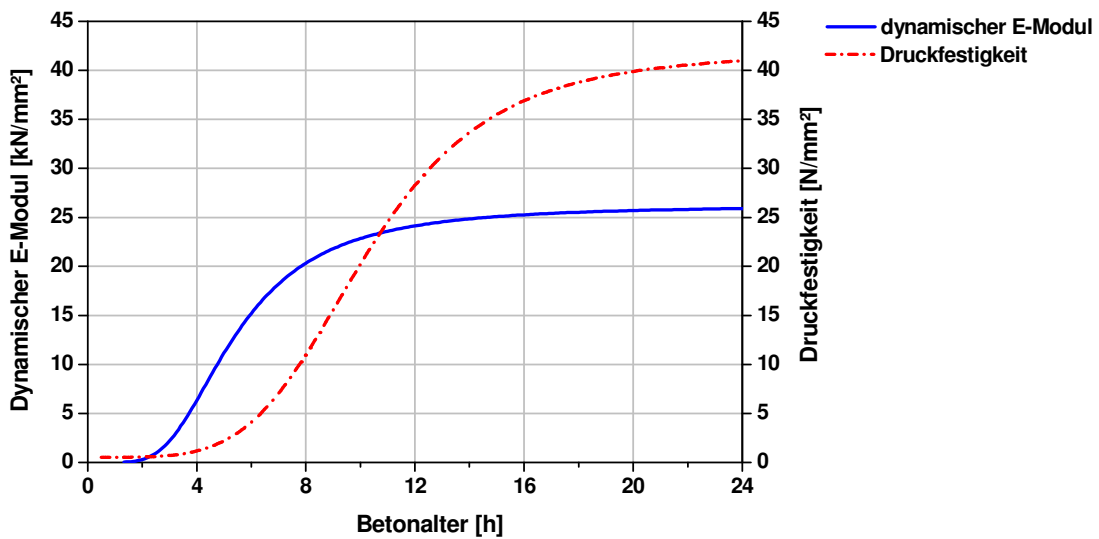


Abbildung E.9: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls und der Druckfestigkeit. Betonmischung mit Zement CEM I 52,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

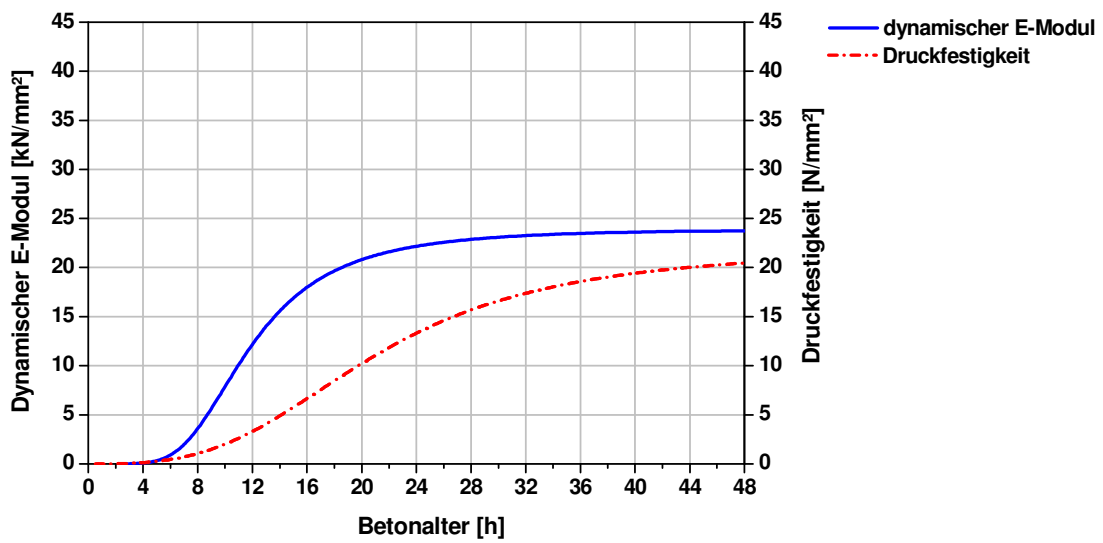


Abbildung E.10: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls und der Druckfestigkeit. Betonmischung mit Zement CEM I 32.5 N-LH/HS, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

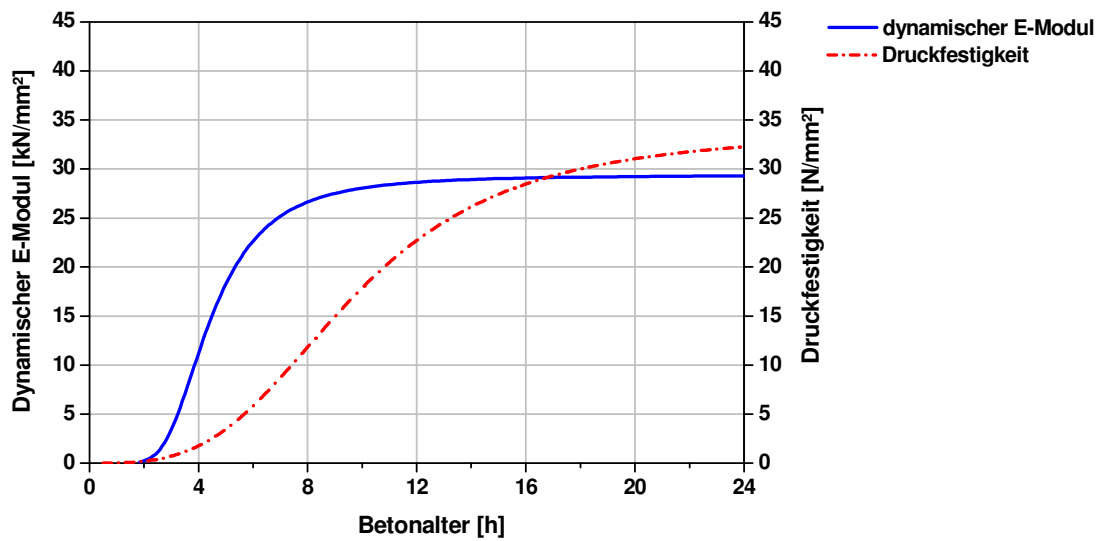


Abbildung E.11: Vergleich des Verlaufs des dynamischen E-Moduls und der Druckfestigkeit. Betonmischung mit Zement CEM II/A-LL 42,5 R, $w/z = 0,45$, Zementgehalt $Z = 380 \text{ kg/m}^2$ und gebrochener Gesteinskörnung mit Sieblinie A/B 16.

Anhang F

Weitere Simulationsergebnisse zu Kapitel 6.5

Gegenüberstellung der simulierten Daten mit den Versuchsdaten der an der Betonplatte durchgeführten Transmissionsmessungen.

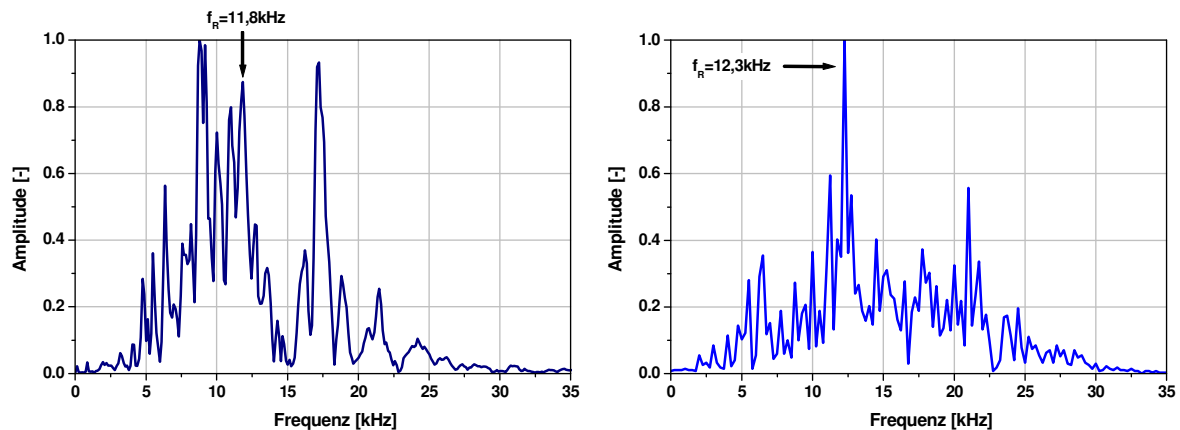


Abbildung F.1: Vergleich experimenteller Messung und numerischer EFIT-Simulation an einer Betonplatte in Transmission, Impactanregung über eine 10x10 cm² große Metallplatte mit 8 mm Dicke, links: Impact-Echogramm, rechts: EFIT-Simulation durch SCHUBERT.

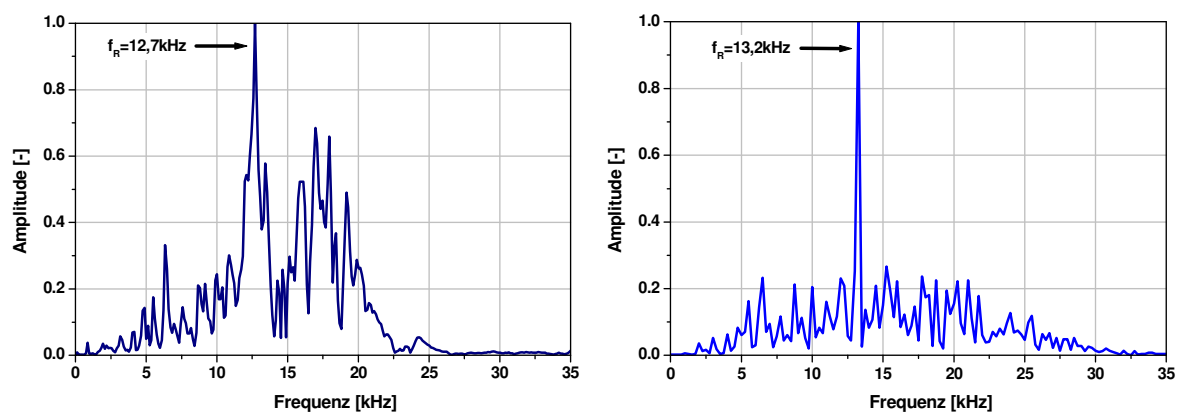


Abbildung F.2: Vergleich experimenteller Messung und numerischer EFIT-Simulation an einer Betonplatte in Transmission, Impactanregung direkt auf Betonoberfläche ohne Metallplatte, links: Impact-Echogramm, rechts: EFIT-Simulation durch SCHUBERT.