

Abschlussbericht

Innovative Instandsetzung von Parkhäusern in Stahlblech-Stahlbeton-Verbundbau durch eine Kombination von geklebter Verstärkung und Kathodischem Korrosionsschutz (GlueCS-Park)

Hochschule München
Fakultät für Bauingenieurwesen
Karlsstraße 6
80333 München

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Christoph Dauberschmidt
Prof. Dr.-Ing Christian Schuler

Teilprojektleiter: Daniel Glomb, M. Eng.
Florian Ilg, M. Eng.

Studierende: Nathalia Bedurke
Sara Hawat
Josip Išlić
Alexander Kindshofer
Maleika Kneer
Stefan Krumbiegel

Projektträger: VDI Technologiezentrum GmbH
VDI-Platz 1
40468 Düsseldorf

Projektlaufzeit: 01.12.2019 bis 30.11.2023

Aktenzeichen: FKZ13FH106PX8

VORWORT

Seit Ende 2019 bis Ende 2023 wurde an der Hochschule München das durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderte Forschungsvorhaben mit dem Titel „Innovative Instandsetzung von Parkhäusern in Stahlblech-Stahlbeton-Verbundbau durch eine Kombination von geklebter Verstärkung und Kathodischem Korrosionsschutz“ (Akronym: „GlueCS-Park“) bearbeitet.

Projektleiter waren Herrn Prof. Dr.-Ing. Christoph Dauberschmidt und Herrn Prof. Dr.-Ing Christian Schuler der Fakultät 02 für Bauingenieurwesen an der Hochschule München. Hauptautoren sind die wissenschaftlichen Mitarbeiter des Labors für Baustoffkunde Herr M. Eng. Daniel Glomb sowie des Labors für Stahl- und Leichtmetallbau Herr M. Eng. Florian Ilg.

Dieses Forschungsvorhaben wurde aus Haushaltsmitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) im Rahmen des Förderprogramms „Forschung an Fachhochschulen“ mit der Förderlinie „Forschung an Fachhochschulen mit Unternehmen“ (FHprofUnt) unter dem Förderkennzeichen FKZ13FH106P08 finanziert.

DANKSAGUNG

Ein besonderer Dank geht an unsere Projektpartner - die *HIB Huber Integral Bau GmbH*, *Koch Carbon Consulting GmbH*, *Laumer Bautechnik GmbH*, *Sika Deutschland GmbH* und der *Verein der Freunde des Stahlbaus an der Hochschule München e. V.* - sowie an die *VDI Technologiezentrum GmbH* in Düsseldorf als Projektträger.

Im Zuge der Projektbearbeitung entstanden an der Hochschule München drei Bachelorarbeiten und zwei Masterarbeiten, aus denen wertvolle Beiträge für die Forschung gewonnen werden konnten. Für die Unterstützung der Studierenden und den studentischen Hilfskräften der jeweiligen Labore bedanken wir uns recht herzlich.

München, den 16. Juli 2024

INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS.....	3
1 EINFÜHRUNG IN DAS FORSCHUNGSVORHABEN.....	5
1.1 Additive Parkhausdecken.....	5
1.2 Schädigungsursachen.....	6
1.3 Lösungsansatz.....	8
1.4 Arbeitspakete und Chronologie	9
2 ANALYSE DER AUSGANGSSITUATION (AP 1).....	12
2.1 Bestandsuntersuchungen.....	12
2.1.1 Allgemeines.....	12
2.1.2 Untersuchungsergebnisse	13
2.1.3 Rissproblematik.....	16
2.1.4 Korrosion an Bewehrung und Blech	20
2.1.5 Klassifizierung des Schädigungspotentials	22
2.2 Numerische Tragwerksanalyse.....	24
3 METHODENENTWICKLUNG FÜR DIE BAUWERKSDIAGNOSE (AP 2)	30
3.1 Korrosionsortung und -bewertung	30
3.1.1 Korrosionsmonitoring	30
3.1.2 Potentialfeldmessung.....	38
3.1.3 Galvanostatische Pulsmessung.....	41
3.2 Restquerschnittsermittlung am Blech.....	46
3.2.1 Allgemeines.....	46
3.2.2 Grundlagen zur Waddickenmessung mittels Ultraschallgerät.....	47
3.2.3 Kalibrierung und Verifizierung des Waddickenmessgerätes	49
3.2.4 Messen von korrodierten Blechen	51
3.2.5 Zusammenfassung.....	55
4 INTEGRIERTES KKS- UND VERSTÄRKUNGSSYSTEM AUF DER DECKENOBERVERSEITE (AP 3).....	57
4.1 Sorptionsversuche.....	57
4.2 KKS-Vorversuche.....	62
4.3 Biegeversuche.....	67
4.4 KKS-Hauptversuche.....	72
5 ELEKTROLYTISCHE ANKOPPLUNG DES ADDITIVBLECHS (AP 4)	76
5.1 Allgemeines.....	76
5.2 Vorversuche - Korrosionsstrommessung.....	77
5.3 Hauptversuche - Stromdichte-Potential-Kurven.....	81
6 GEKLEBTE BLECHVERSTÄRKUNG AUF DER DECKENUNTERSEITE (AP 5).....	84
6.1 Nachweis der Chlordichtheit des Klebstoffsystems.....	84
6.2 Kleinteilversuche.....	86
6.2.1 Versuchsaufbau und-durchführung	86
6.2.2 Versuchsauswertung.....	87

6.2.3	Bewertung	94
6.3	4-Punkt-Biegeversuch.....	95
6.3.1	Versuchsaufbau und -durchführung	95
6.3.2	Nummerische Berechnung	98
6.3.3	Versuchsauswertung.....	101
6.3.4	Bewertung	102
7	PILOTPROJEKT - ADDITIVE ÜBERDACHUNG KISSING (AP 6)	104
7.1	Prüfaufbau und Messtechnik.....	104
7.1.1	Allgemeines.....	104
7.1.2	Deckengeometrie und Bewehrung	105
7.1.3	Korrosionsproben und Dehnungsmessstreifen (Gesamtsystem)	107
7.2	Instandsetzungssystem.....	108
7.2.1	KKS Deckenoberseite	108
7.2.2	Elektrolytische Ankopplung Deckenunterseite	110
7.2.3	Verstärkung Deckenunterseite	111
7.3	Messergebnisse.....	113
7.3.1	Dehnungsmessungen am Gesamtsystem.....	113
7.3.2	KKS Monitoringsystem.....	116
7.3.3	Dehnungsmessungen Trapezblech	119
7.3.4	Hohlraumverpressung	125
8	ZUSAMMENFASSUNG.....	126
9	WISSENSCHAFTLICHE DARSTELLUNG UND TECHNISCHE ANSCHLUSSFÄHIGKEIT.....	130
	VERZEICHNISSE	131
	ANHÄNGE	139
	ANHANG A - BETONREZEPTUR	
	ANHANG B - GALVANOSTATISCHE PULSMESSUNG	
	ANHANG C - RESTQUERSCHNITTSERMITTLUNG	
	ANHANG D - RCM-VERSUCHE	
	ANHANG E - PILOTPROJEKT BEWEHRUNGSPLAN	
	ANHANG F - PILOTPROJEKT PRÜFPROTOKOLL BETON	
	ANHANG G - PILOTPROJEKT KKS-PLANUNG	

1 EINFÜHRUNG IN DAS FORSCHUNGSVORHABEN

1.1 Additive Parkhausdecken

In den letzten Jahrzehnten werden im Parkhausbau vermehrt additive Deckensysteme eingesetzt. Als eine Kombination von Stahltrapezblechen und einer bewehrten Stahlbetonergänzung ermöglicht diese Bauweise große Spannweiten, unterstützungsfreie Betonagen sowie kurze Bauzeiten. Hierbei werden die Trapezblechprofile über Stahlknaggen abgehängt, die wiederum auf Stahl- oder Stahlverbundträgern geschweißt sind. Die dadurch resultierende geringe Deckenstärke macht Additivdecken nicht nur zu einer wirtschaftlichen, sondern auch sehr filigranen Bauweise. **Abbildung 1** gibt den Aufbau von Additivdecken eines bekannten Herstellers schematisch wieder.

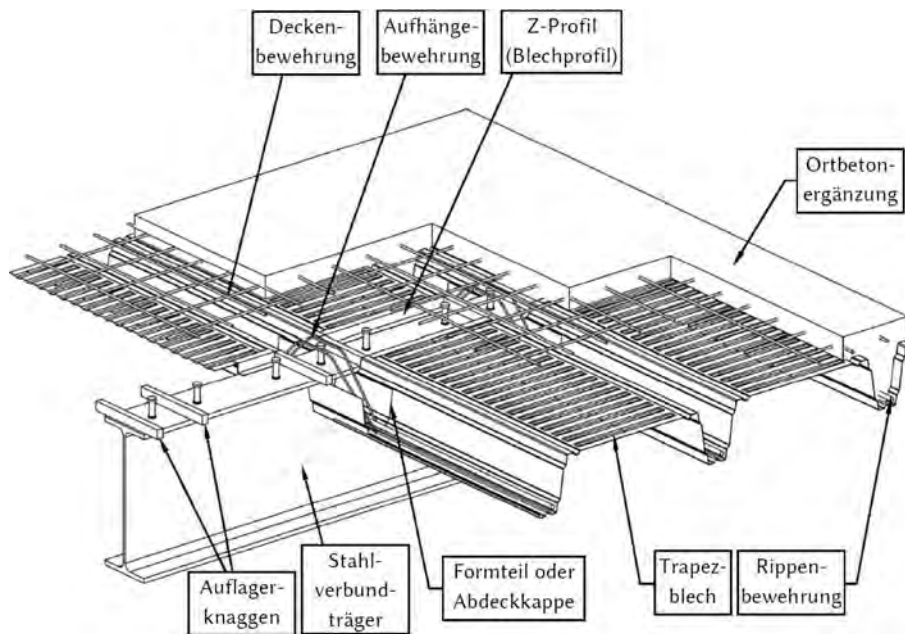


Abbildung 1: Systemskizze Hoesch Additiv Decke® gemäß bauaufsichtlicher Zulassung [1]

Der Name des Deckensystems leitet sich aus der Tatsache ab, dass die einwirkenden Lasten zwischen den beiden Bauteilkomponenten additiv aufgeteilt werden:

- **Bauzustand:** Das Eigengewicht der Konstruktion inkl. der Last aus Bewehrung, Frischbeton und sonstigen Betonierlasten werden vollständig vom Trapezblech übernommen. Dabei dient dieses als unterstützungsfreie Schalung.
- **Endzustand:** Einwirkungen aus Eigengewicht sowie der Verkehrslasten, wie z. B. aus dem PKW-Verkehr, werden in Abhängigkeit der Steifigkeiten zwischen dem Trapezblech und der Rippenbewehrung in der Ortbetonergänzung additiv aufgeteilt, ohne dass ein mechanischer Verbund zwischen den beiden herrscht.



Abbildung 2: Ausführungsbeispiel einer Additivdecke im Parkhausbau

Die Bewehrung in der Deckenplatte dient dabei der Rissbreitenbeschränkung an der Betonoberfläche bzw. der Lastverteilung bei angreifenden punktuellen Lasten. Das in diesem Forschungsvorhaben betrachtete System wird gemäß bauaufsichtlicher Zulassung [1] als eine Kette von einachsiger gespannten Einfeldträgern betrachtet. Durch optionale Blechformteile in den Auflagerbereichen der Decke kann ferner eine Durchlaufwirkung erzeugt werden, indem eine kraftschlüssige Betonage bis zu den Stegen der Stahlträger erfolgt. Wichtig für das Verständnis dieses Tragsystems ist die Tatsache, dass keine mechanische Verbindung zwischen dem Blech und der Betondecke entsteht und diese somit nicht als „klassische Verbunddecke“ angesehen werden kann. Die Additivbleche weisen standardmäßig auf Oberseite (betonseitig) eine Verzinkung auf, auf dem zusätzlich ein dünner Anstrich aufgebracht ist - luftseitig sind diese beschichtet.

1.2 Schädigungsursachen

Parkhausdecken sind einer regelmäßigen Chloridbelastung aus Tausalzen ausgesetzt, die ohne funktionierendes Oberflächenschutzsystem in kurzer Zeit zu signifikanten Bauwerksschädigungen führen können. Insbesondere bei unzureichender Wartung der Decken oder wenn das gewählte Oberflächenschutzsystem nicht zu den Anforderungen der Bauart (hohe Rissüberbrückungsfähigkeit) passt, kann die chloridinduzierte Korrosion schlimmstenfalls zu einer Gefährdung der Tragfähigkeit führen.

Bei Additivdecken entstehen Risse im Beton meistens über den Auflagerträgern, also dem statischen Gelenk (Einfeldträgersystem), oder im Bereich der Rampen (Zwängungen zwischen Parkebenen) und

führen dort, wenn keine rissüberbrückende Beschichtung oder Rissbandagen vorhanden sind, zu einem Eindringen von tausalzhaltigem Wasser in die Stahlbetonkonstruktion.



Abbildung 3: Typisches Rissbild über den Auflagerträgern (links) und im Rampenbereich (rechts)

Einerseits löst dies ab Überschreitung des kritischen Chloridgehaltes Lochkorrosion an der Rissbreiten- sowie Aufhängebewehrung aus und andererseits kann sich das Wasser ungehindert zwischen Trapezblech und Beton verteilen. Diese Hinterläufigkeit resultiert aus dem Fehlen eines mechanischen (oder chemischen) Verbundes zwischen den Profiltafeln und der darüber liegenden Ortbetonergänzung. Gelangen nun Chloride auf die verzinkte Oberseite der Stahlbleche (dünner Anstrich versagt i. d. R. vorher), führt dies innerhalb kurzer Zeiträume zu deutlichen Querschnittsverlusten. Zusätzlich kommt hinzu, dass die Schädigung des Trapezbleches erst erkennbar ist, wenn ein „Durchrosten“ stattgefunden hat, da der Korrosionsprozess von innen (Betonseite) nach außen (Luftseite) stattfindet.



Abbildung 4: Korrosionsspuren an der Deckenunterseite (links) und Öffnungsstelle am Blech (rechts)

Die Instandsetzung stark chloridgeschädigter Additivdecken ist bisher kaum wirtschaftlich zu bewältigen. Standardmäßig wird der belastete Beton durch Höchstdruckwasserstrahlen abgetragen und reprofiliert oder ganze Deckenfelder werden abgerissen und neu gebaut. Grund dafür ist, dass sich die Korrosi-

onsprozesse an den Profiltafeln durch herkömmliche Instandsetzungsmaßnahmen kaum unterbinden lassen. Außerdem kann die Tragfähigkeit bereits geschädigter Bereiche durch Verstärkungsmaßnahmen an der Deckenunterseite mittels Schweißen, Nieten oder Schrauben nicht wiederhergestellt werden, da die Additivbleche nur geringe Dicken aufweisen. Neben einem enormen Kostenaufwand ist die Instandsetzung solcher Parkhausdecken mit einem hohen Ressourceneinsatz sowie langfristigen Nutzungsunterbrechungen verbunden.

1.3 Lösungsansatz

Von Ende 2019 bis Ende 2023 wurde an der Hochschule München das durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderte Forschungsvorhaben mit dem Titel „Innovative Instandsetzung von Parkhäusern in Stahlblech-Stahlbeton-Verbundbau durch eine Kombination von geklebter Verstärkung und Kathodischem Korrosionsschutz“ (Akronym: „GlueCS-Park“) bearbeitet. Ziel war es, eine innovative und wirtschaftliche Instandsetzungsmethode für chloridgeschädigte Parkhäuser mit Additivdecken zu entwickeln.

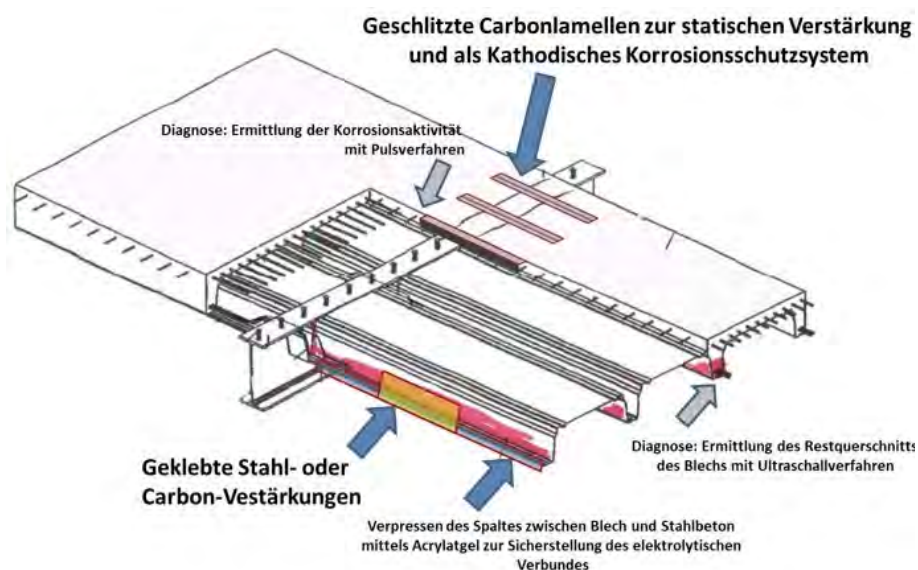


Abbildung 5: Skizzenhafte Darstellung des Lösungsansatzes (Stand: 2019)

Hierfür wurden zuerst zerstörungsfreie Prüfmethoden weiterentwickelt, um Bereiche mit hoher Korrosionsaktivität an der Betonstahlbewehrung und am Stahlblech zu orten. Hierbei kamen galvanostatische Pulsmessungen von der Oberseite der Decken zum Einsatz. Diese wurden mit Potentialfeldmessungen verglichen, die standardmäßig bei der Beurteilung von Stahlbetondecken zum Einsatz kommen, sofern keine Oberflächenschutzsysteme vorliegen. In diesem Zusammenhang wurden an der Deckenunterseite am Trapezblech Ultraschallmessungen zur Bestimmung des Restquerschnitts angewandt. Die Kombina-

tion dieser beiden zerstörungsfreien Prüfmethode sollte einerseits zu einer genauen Verortung geschädigter Bereiche führen und andererseits zu einer Ermittlung der zu kompensierenden Querschnittsverluste für die darauffolgenden Verstärkungsmaßnahmen.

Zur Unterbindung weiterer Korrosionsprozesse an der Bewehrung und zur Schließung vorhandener Oberflächenrisse wurde ein kathodischer Korrosionsschutz mit Carbonanoden entwickelt. Dieser wird in einem geeigneten Einbettungsmörtel auf die Betonoberfläche aufgebracht und soll zu einer statischen Verstärkung im Stützbereich führen (ggf. Aktivierung Feldmoment). Vorhandene Hohlstellen zwischen Trapezblech und Ortbeton werden mittels leitfähigen Acrylatgel verpresst. Somit folgt eine nachträgliche elektrolytische Ankopplung des Blechs auf der Deckenunterseite, um dadurch auch dieses kathodisch von der Oberseite aus zu schützen.

Bereits geschädigte Bleche auf der Unterseite werden in einem letzten Schritt durch aufgeklebte Verstärkungen aus Stahl wieder tragfähig ausgeführt. Die Klebung leitet die dort auftretenden Zugkräfte in Bereiche weiter, die noch keine oder nur geringfügige Querschnittsverluste aufweisen. Ergänzend dazu erfolgten Finite Element-Berechnungen, die die Auswirkungen der Verstärkungsmaßnahme auf den Kraftfluss im Additivblech simuliert.

1.4 Arbeitspakete und Chronologie

Im nachfolgenden werden die Arbeitspakete (kurz: AP) des Forschungsvorhabens erläutert, deren genauen Wortlaute aus dem damaligen Forschungsantrag (Stand: 2019) entnommen wurden.

AP 1: Analyse der Ausgangssituation

- **Modul 1.1:** Hier erfolgte zunächst eine Bestandsaufnahme der an Bauwerken vorhandenen Schädigungen. Dabei wurden an vorhandenen Parkbauten Materialproben von korrodierenden Blechen und Bewehrungsstäben entnommen und hinsichtlich der Resttragfähigkeit überprüft.
- **Modul 1.2:** Anhand von Finite-Element-Berechnungen wurden bestehende Parkbauten mit den ermittelten Schädigungsgraden nachgerechnet und damit die Tragfähigkeit der Konstruktionen ermittelt. Auf diesen Ergebnissen fußend, wurden die Auswirkungen der Verstärkungsmaßnahmen auf die Tragfähigkeit untersucht und Art und Umfang der erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen numerisch optimiert.

AP 2: Methodenentwicklung für die Bauwerksdiagnose

- **Modul 2.1:** Hierbei wurden Methoden für das vorhandene Schädigungsbild weiterentwickelt: Mittels Potentialfeldmessung und Korrosionsstrommessgeräten wurden Bereiche mit hoher Korrosionsaktivität der Betonstahlbewehrung geortet.

- **Modul 2.2:** Eine Modifizierung von Ultraschallgeräten sollte die zerstörungsfreie Restquerschnittsermittlung von der Unterseite der beschichteten Bleche ermöglichen

AP 3: Carbonlamellen

- **Modul 3.1:** Entwicklung eines zementösen Klebers, der eine hinreichende elektrolytische Leitfähigkeit für den Einsatz als KKS-Ankoppelungsmörtel als auch eine hinreichende Festigkeit zum Lastübertrag der Lamelle auf den Beton gewährleistete.
- **Modul 3.2:** Anpassung der Lamelle für die Anforderungen an eine Anode für den KKS. Hier sollte die elektrische Leitfähigkeit der Carbonlamelle durch ggf. zusätzliche Maßnahmen (Einbau von Silberfäden o.ä.) an die Erfordernisse eines KKS-Systems angepasst werden.
- **Modul 3.3:** Fußend aus den Erkenntnissen der Module 3.1. und 3.2 wurde das Verstärkungssystem bestehend aus Kleber und Lamelle hinsichtlich Tragfähigkeit optimiert.

AP 4: Elektrolytische Ankoppelung des Blechs an die Betondecke

Versuche zum Verpressen der vorhandenen Risse und Ablösungen mittels Acrylatgel: Hiermit sollte untersucht werden, ob ein elektrolytischer Verbund zwischen Blech und Beton wiederhergestellt werden kann. Mit Sicherstellung dieses Verbundes kann das Trapezblech auch von der Deckenoberseite kathodisch geschützt werden. Bei der Verbundherstellung sollte ein Abdrücken des Blechs von der Betondecke durch das Acrylatgel vermieden werden.

AP 5: Verstärkung des Blechs

- **Modul 5.1:** Entwicklung eines nachweislich chloriddichten Klebers zur Befestigung der Verstärkung des Blechs
- **Modul 5.2:** Optimierung der Tragfähigkeit der Klebeverstärkung auf dem geschädigten Blech bestehend aus Blechen oder Carbonsheets und Kleber, so dass die Lasten des geschädigten Blechs durch die Verstärkung übernommen und in nicht geschädigte Bereiche weitergeleitet wurden. Ferner sollte der Kleber evtl. durch das perforierte Blech hindurch dringende Chloride dauerhaft von der Verstärkung fernhalten.

AP 6: Pilotprojekt

- **Modul 6.1:** Einbau der Carbonlamellen und des KKS-Systems mit Überprüfung der Funktionsfähigkeit und dem Nachweis der Wirksamkeit des KKS-Systems
- **Modul 6.2:** Monitoring Korrosionsfortschritt der Betonstahlbewehrung und des Blechs
- **Modul 6.3:** Anbringung der Blechverstärkung und Überprüfung der Chloriddichtheit des Klebers. Nach rd. ½ Jahr sollten Sondierungsöffnungen an dem Blech und der Verstärkung erstellt werden, um die Wirksamkeit der Verstärkung nachzuweisen.

Die Chronologie der Arbeitspakete ist in **Abbildung 6** dargestellt. Der ursprüngliche Zeitplan endete im Dezember 2022. Aufgrund der mit der Corona-Pandemie einhergehenden Einschränkungen (z. B. temporäre Laborschließungen), wurde das Forschungsvorhaben kostenneutral bis Ende 2023 verlängert (Änderungsbescheid vom 19.10.2022).

Arbeitsplan nach Projektverlängerung - Stand 16.08.2022	HM-Baust.	HM-Stahlb.	2020				2021				2022				2023			
			Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4
1. Analyse der Ausgangssituation																		
1.1 Ermittlung vorh. Schädigung	9																	
1.2 Numerische Simulation		9																
M1 Konzeptreview																		
2. Bauwerksdiagnose																		
2.1 Korrosionsmonitoring	3																	
2.2 Zfp Blechedicke		3																
3. Carbonlamellen																		
3.1 Entwicklung zementöser Kleber	9																	
3.2 Anwendung als KKS	3																	
3.3 Optimierung Tragfähigkeit		6																
M2 Lamelle tragfähig-KKS einsatzbereit																		
4. Elektrolytische Ankoppelung	4																	
5. Verstärkung Blech																		
5.1 Chloriddichter Kleber	2	3																
5.2 Tragfähigkeit Klebeverstärkung		9																
M3 Blech verstärkbar																		
6. Pilotprojekt																		
6.1 Einbau KKS und Lamellen	4																	
6.2 Monitoring	2																	
6.3 Blechverstärkung		6																
7. Projektdokumentierung, Patentierung, Vermarktung	X	X																
M4 Projekt-Abschlussreview	X	X																

Tätigkeitseinschränkung aufgrund COVID

Abbildung 6: Zeitplan des Forschungsvorhabens nach kostenneutraler Projektverlängerung

2 ANALYSE DER AUSGANGSSITUATION (AP 1)

2.1 Bestandsuntersuchungen

2.1.1 Allgemeines

Es erfolgten Bestandsaufnahmen an sechs Parkhäusern mit additiven Deckensystemen, um einen Überblick über die einzelnen Schädigungsmechanismen zu erhalten. Die Untersuchungsschwerpunkte lagen auf Faktoren, die die Dauerhaftigkeit der Bewehrung und der Trapezbleche maßgeblich beeinflussen. Hierzu zählen insbesondere:

- Zustand des Oberflächenschutzsystems inkl. Rissbildung
- Chloridgehalte im Beton auf Höhe der Bewehrung
- Chloridgehalte im Beton hinter dem Stahltrapezblech
- sichtbare Korrosionserscheinungen an der Deckenunterseite
- Querschnittsverluste an der Bewehrung
- Querschnittsverluste am Stahlblech

Die Namen und Adressen der einzelnen Parkhäuser werden aus datenschutzrechtlichen Gründen nicht genannt. Auch werden keine Fotoaufnahmen gezeigt, damit die Objekte und deren Besitzer anonym bleiben. **Tabelle 1** gibt einen Überblick über die einzelnen Untersuchungsobjekte:

Tabelle 1: Zusammenstellung der Untersuchungsobjekte

Parkhaus Nr.	Baujahr	Nutzfläche in [m ²]
1	1997	6.500
2	2007	12.000
3	1999 (1985)	35.000
4	2000	25.000
5	2002	6.000
6	2015	27.500

Die Untersuchungen fanden in enger Zusammenarbeit mit einem externen Ingenieurbüro statt. Im Nachfolgenden wird auf die Untersuchungsmethoden, die bei der Bestandsaufnahme zum Einsatz kamen, näher eingegangen:

- **Augenscheinliche Aufnahme:** Die augenscheinliche Bestandsaufnahme umfasste im Wesentlichen die Dokumentation von vorhandenen Rissen, Verschleiß der Beschichtung, Abplatzungen mit ggf. freiliegender Bewehrung auf der Deckenoberseite und Korrosionserscheinungen an den Stahlblechen der Deckenunterseite. Durch Abklopfen der Betonflächen mit einem Handfäustel wurden evtl. vorhandene Hohllagen festgestellt.

- **Chloridproben:** Von der Deckenoberseite wurden im Bereich von augenscheinlich verschlissenen Beschichtungen, Rissen, auffälligen Potentialen, aber auch augenscheinlich unauffälligen Referenzstellen tiefengestaffelt Bohrmehlproben entnommen. Von der Deckenunterseite wurden Bohrmehlproben im Bereich von korrodierenden Blechen sowie ebenfalls in unauffälligen Referenzbereichen entnommen. Die Bohrmehlproben wurden anschließend nach *DAfStb-Heft 401* [2] auf den Gesamtchloridgehalt durch Säureaufschluss hin untersucht. Zur Überführung dieser Ergebnisse in zementbezogene Gesamtchloridgehalte, wurde ein Faktor von sieben verwendet. Hinsichtlich der Korrosionsgefährdung der Bewehrung empfiehlt die *RL-SIB* [3], dass ab einem Chlorgehalt von 0,5 M.-%/z. ein sachkundiger Planer das Korrosionsrisiko bewerten soll. Dieser Grenzwert wird auch in der *Technischen Regel für Instandhaltung von Betonbauwerken* des *DIBt* [4] angegeben und kann näherungsweise als unterer Grenzwert für eine Korrosionsinitiation der Bewehrung angenommen werden.
- **Sondierungsstellen:** Von der Deckenoberseite wurden Sondierungsstellen hergestellt um den Querschnittsverlust an der Bewehrung abzuschätzen. Auch wurden so der vorhandene Stabdurchmesser und die Betondeckung im Bereich der Öffnungsstelle ermittelt. Von der Deckenunterseite wurden Stahlblechproben entnommen und hinsichtlich des Querschnittsverlustes infolge chloridinduzierter Korrosion untersucht. Die Ermittlung der Restquerschnitte erfolgte hierbei mittels Auflichtmikroskopie und Triangulation an der Hochschule München.

2.1.2 Untersuchungsergebnisse

Parkhaus Nr. 1 - Baujahr 1997 - Nutzfläche 6.500 m²:

Im Rahmen der Untersuchungen am ersten Parkhaus konnten trotz eines aufgetragenen Beschichtungssystems zahlreiche Hinweise auf eine Schädigung des Deckensystems festgestellt werden. Augenscheinlich festgestellte Risse mit Rissbreiten über 0,4 mm sowie deutlich sichtbar Korrosionserscheinungen an der Deckenober- wie auch an der Deckenunterseite verdeutlichen die Dauerhaftigkeitsproblematik in dem Parkhaus. Ursächlich für die Schädigungen ist der Chlorideintrag in das Deckensystem. Im Rahmen der Untersuchungen wurden Chloridgehalte bis 1,43 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung festgestellt. An der Unterseite der Decke traten Chloridgehalte bis 0,52 M.-% auf. Am Bewehrungsstahl wurde beginnende Lochkorrosion festgestellt und die an der Deckenunterseite entnommenen Stahlbleche zeigten partiell sehr hohe Querschnittsverluste, die mit den Chloridgehalten im angrenzenden Beton nur teilweise korrelierten. Ein Teil der Korrosionsschäden ist auf eine Hinterläufigkeit der Bleche bei einer hohen Chloriddichtheit des Betons zurückzuführen. Das Schädigungsvolumen wurde auf Grundlage der augenscheinlichen Aufnahme verbunden mit den stichprobenartigen Untersuchungen mit rd. 20 % der Deckenbereiche oberseitig und mit rd. 15 % der Deckenbereiche unterseitig festgestellt.

Parkhaus Nr. 2 - Baujahr 2007 - Nutzfläche 12.000 m²:

Im Rahmen der Untersuchungen an der Additivdecke über der obersten Deckenebene im Parkhaus Nr. 2 konnte festgestellt werden, dass die rissüberbrückende Beschichtung (OS11) ihre Schutzfunktion stellenweise aufgrund von Rissen und Verschleiß nicht mehr erfüllen konnte und Chloride über den ungeschützten Beton und über Risse in das Deckensystem eindringen konnten. Die festgestellten Chloridgehalte lagen hierbei in einer Größenordnung von bis zu 2,25 M.-%/z im Rissbereich. Stichprobenartige Sondierungsstellen von der Deckenoberseite zeigen im Rissbereich beginnende Korrosion. Signifikante Querschnittsverluste an der Bewehrung konnten im Zuge der Untersuchung nicht festgestellt werden. Zum Zeitpunkt der Untersuchung handelte es sich um rd. 30 lfm. Risse und rd. 20 m² betroffene Betonflächen ohne funktionierendes Oberflächenschutzsystem, in denen sich für die Bewehrung kritische Chloridgehalte ergaben.

Die Dauerhaftigkeitsproblematik zeigt sich entsprechend auch an den Stahltrapezblechen an der Deckenunterseite. Vereinzelt konnten hier Korrosionserscheinungen mit Querschnittsverlusten von bis zu 100 % festgestellt werden. Derzeit liegen die von signifikanten Querschnittsverlusten betroffenen Flächen noch deutlich unter 1 % bezogen auf die Gesamtfläche der Deckenebene. Die festgestellten Ergebnisse zeigten, dass die Dauerhaftigkeit des Deckensystems zumindest partiell nicht mehr gegeben ist. Auch wenn sich der Schädigungsgrad der Decke derzeit augenscheinlich noch in einem unkritischen Zustand befindet, muss davon ausgegangen werden, dass die Schädigungen über die Zeit deutlich zunehmen werden und sich über die Dauer der nächsten Jahre Einschränkungen hinsichtlich der Verkehrssicherheit und der Tragfähigkeit ergeben.

Parkhaus Nr. 3 - Baujahr 1999 - Nutzfläche 35.000 m²:

Das dritte Parkhaus wurde erstmalig mit zwei Parkebenen 1985 erbaut, wobei dieses 1999 um zwei weitere Ebenen in Additivbauweise erweitert worden ist. In den Geschossdecken wurden im Rahmen der Bauteiluntersuchungen Risse im Beschichtungssystem verbunden mit erhöhten Chloridgehalten bis 2,09 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung festgestellt. Potentialfeldmessungen über den Hauptträgern zeigten bereichsweise starke Potentialgradienten auf, die auf aktive Lochkorrosion hindeuteten und auf Biegerisse über den Hauptträgern zurückzuführen waren. Besonders im freibewitterten Oberdeck zeigte sich das Oberflächenschutzsystem stark verschlissen. Eine Potentialfeldmessung nach Entfernen der Beschichtung auf der Deckenoberseite zeigte sich in Kombination mit einer Bohrmehlentnahme als weitestgehend wirkungslos, da in erster Linie ein Feuchtegradient ermittelt wurde. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass eine alleinige Potentialfeldmessung, insbesondere bei Additivdecken, zu einer deutlichen Fehlinterpretation der Ergebnisse führen kann (näheres siehe Kapitel 3).

Parkhaus Nr. 4 - Baujahr 2000 - Nutzfläche 25.000 m²:

Das Parkhaus wies zum Untersuchungszeitpunkt, trotz einer bituminösen Abdichtung auf dem frei bewitterten Parkdeck, eine deutliche Dauerhaftigkeitsproblematik auf. Im Wesentlichen handelt es sich dabei um deutliche Korrosionsspuren an der Unterseite der Stahltrapezprofile und um Risse und Blasen in der Abdichtung an der Deckenoberseite. Die Chloridgehalte lagen an der Deckenunterseite bei bis zu 2,98 M.-%/z. Sondierungsöffnungen im Blech ergaben flächige Querschnittsverluste von bis zu 69 % und an lokalen Lochnarben bis zu 100 %. Bohrmehlproben auf der Deckenoberseite im Rissbereich ergaben einen maximalen Chloridgehalt von 2,58 M.-% auf Höhe der oberen Bewehrungslage. Der Querschnittsverlust an der Bewehrung wurde mit bis zu 15 % abgeschätzt.

Parkhaus Nr. 5 - Baujahr 2002 - Nutzfläche 6.000 m²:

Das Parkhaus war in einem guten Zustand, entsprechend wurden hier keine Beprobungen, sondern lediglich eine Ortsbegehung durchgeführt. Die Zwischendecken sind mit einem Oberflächenschutzsystem (OS 11b, Schichtdicke rd. 4,2 mm) beschichtet, dass größtenteils intakt zu sein schien. Lediglich im Bereich der Rampen ergaben sich leichte Verschleißspuren und im Randbereich der Zwischendecken. Insbesondere auf den letzten Parkebenen, konnten vereinzelte Risse im Oberflächenschutzsystem festgestellt werden. Es ist anzunehmen, dass das OS-System aufgrund von UV-Strahlung versprödet und die Rissüberbrückungsfähigkeit in diesen Bereichen reduziert wird. Gleichzeitig erhöht sich aufgrund des Temperaturgradienten die Verformung in diesem Bereich. Auch die Stahltrapezbleche der Additivdecken waren augenscheinlich in einem guten Zustand. Vereinzelt traten im Randbereich kleinere Korrosionsstellen auf, die den gerissenen Randbereichen auf der Oberseite zugeordnet werden konnten. Der Anteil an korrodierenden Blechen wird auf deutlich unter 1 % der Gesamtfläche des Parkhauses geschätzt.

Parkhaus Nr. 6 - Baujahr 2015 - Nutzfläche 27.500:

Das letzte Untersuchungsobjekt wurde 2015 fertiggestellt und ist somit das jüngste Parkhaus. Im Erdgeschoss, Ebene 0 bis 1 (EG), wurde ein Pflasterbelag verbaut, weshalb in diesen Ebenen keine weiteren Untersuchungen durchgeführt worden sind. In den Ebenen 2 bis 10 (OG1 bis OG5), wurde eine nicht rissüberbrückende OS8 Beschichtung ausgeführt, die augenscheinlich keine bis nur leichte Verschleißspuren aufwies. Blasenbildungen in der Deckversiegelung der Beschichtung waren großflächig in den unteren Ebenen 2 und 3 im Westbereich und vereinzelt südlich der Ebene 6 vertreten. Trotz der kurzen Nutzungsdauer des Parkhauses, weist dieses besonders im Bereich über den Primärträgern eine hohe Anzahl an Oberflächenrissen auf. Des Weiteren sind vereinzelt Trennrisse in Feldmitte aufgetreten und an denen nach Süden ausgerichteten Ebenen waren zunehmend Risse feststellbar, die auf temperaturbedingte Verformungen zurückzuführen sein können (Bereich hoher Witterungseinflüsse). Im Bereich der

Rampen traten deutlich größere Rissbreiten auf, was auf eine höher frequentierte Befahrung in Kombination mit entstehenden Zwangsspannungen zwischen den Ebenen schließen lässt. In Zuge der Untersuchungen wurden detaillierte Risskartierungen für die Obergeschosse erstellt, auf die in Abschnitt 2.1.3 weiter eingegangen wird. Die augenscheinlichen Untersuchungen der Deckenunterseite zeigten bereits beginnende Korrosionsvorgänge am Blech und den Stahlträgern auf, die sich besonders im Bereich der Rampen und Randträger/Entwässerungsrinnen häuften. Die festgestellten Chloridgehalte liegen in einer Größenordnung von bis zu 1,17 M.-%/z. im Rissbereich und auf Höhe der Bewehrung bei bis zu 0,84 M.-%/z. Auch wenn sich der Schädigungsgrad der Decke derzeit augenscheinlich noch in einem unkritischen Zustand befindet, muss davon ausgegangen werden, dass über die Zeit weitere Chloride in das Deckensystem eindringen und sich über die Dauer der nächsten Jahre Einschränkungen hinsichtlich der Verkehrssicherheit und der Tragfähigkeit ergeben werden.

2.1.3 Rissproblematik

Eine vollständige Risskartierung des Parkhauses Nr. 6 zeigte auf, dass bereits nach einer kurzen Nutzungsdauer eine prägnante Rissbildung an der Oberfläche des Betons zu erwarten ist. Festgestellt wurden Risslängen von insgesamt 2287 m, deren genaue Verteilung auf die einzelnen Geschosse der **Tabelle 2** zu entnehmen ist. Zusätzlich wurden aus den gemessenen Rissbreiten Mittelwerte w_m gebildet und die maximalen Rissbreiten w_{max} ermittelt. In der Auswertung deutlich erkennbar, ist die Rissanhäufung in den unteren, stark frequentierten und somit stärker belasteten Parkebenen. Im Vergleich dazu sinken die Risslängen nach oben hin auf rd. 40 % des Maximalwertes. Dies korreliert auch mit der Betrachtung der mittleren Rissbreiten, die ab dem 2. OG kontinuierlich abnehmen. Die maximalen Rissbreiten traten hierbei hauptsächlich im Bereich der Rampen auf.

Tabelle 2: Parkhaus Nr. 6 - Auswertung der Rissbreiten und -längen

Geschoss	w_m [mm]	w_{max} [mm]	Risslänge [m]
1. OG	0,23	0,90	573,5
2. OG	0,23	0,60	577,1
3. OG	0,18	0,50	438,2
4. OG	0,17	0,65	465,1
5. OG	0,16	0,30	233,1

Neben den Risslängen und -breiten konnte durch Abgleich mit den Ausführungsplänen eine Kategorisierung der Rissarten durchgeführt werden. **Tabelle 3** gibt einen Überblick über diese Kategorien und definiert mögliche Ursachen der Entstehung.

Tabelle 3: Parkhaus Nr. 6 - Risskategorisierung und -ursachen

Rissart	Position/Verlauf	Mögliche Ursache
Biegerisse	über Hauptträger / im Bereich der negativen Stützmomente bzw. dem statischen Gelenk der Einfeldträgerketten	Statische und dynamische Belastung der Decken → Abtragung der Zugkräfte über die Rissbreitenbewehrung im Stützbereich
Trennrisse, durchgehend mit geradlinigem Verlauf	in Feldmitte zwischen den Hauptträgern senkrecht zur Hauptspannungsrichtung (Querrichtung) mit großem Abstand untereinander - ggf. im Bereich von Arbeitsfugen	Zwangsspannungen aus: - frühen Zwang, wie abfließende Hydratationswärme und Schwindvorgänge während der Betonerhärtung (autogenes und chemisches Schwinden) - späten Zwang, wie Temperaturänderungen, Setzungen im Baugrund, Trockenschwinden und Kriechen
Trennrisse, vereinzelt auftretend mit unterschiedlichem Verlauf	in den südlichen frei bewitterten Bereichen des Parkhauses – größtenteils vom Bauteilrand ausgehend	Späte Zwangsspannungen aus Temperaturänderung – Bereich mit starken Witterungseinflüssen (Sonne, Wind, Regen, ...)
Kombination aus Biege und Trennrissen	im Rampenbereich von den Auflagerstützen ausgehend und meist mit großen Rissbreiten ausbreitend	Kombination aus PKW-Belastung und äußere Zwangsspannung (Verformungsbehinderungen) und/oder unterschiedlichen Setzungen der Ebenen untereinander

Im Rissaufkommen stellen die Biegerisse den weitaus größten Anteil dar. Diese sind im Allgemeinen unvermeidbar, da die Deckenkonstruktion gemäß der allgemeinen bauaufsichtlicher Zulassung [1] als Kette von einachsig gespannten, rechnerisch gelenkig gelagerten Einfeldträgern ausgebildet ist. Die Deckenbewehrung senkrecht zu den Hauptträgern ist somit nur als konstruktive Zulage zur Begrenzung der Rissbreiten zu verstehen (meist hier mit Zulagenbewehrung). Ein Auszug aus den Risskartierungen gibt eine beispielhafte Darstellung der unterschiedlichen Rissarten wieder.

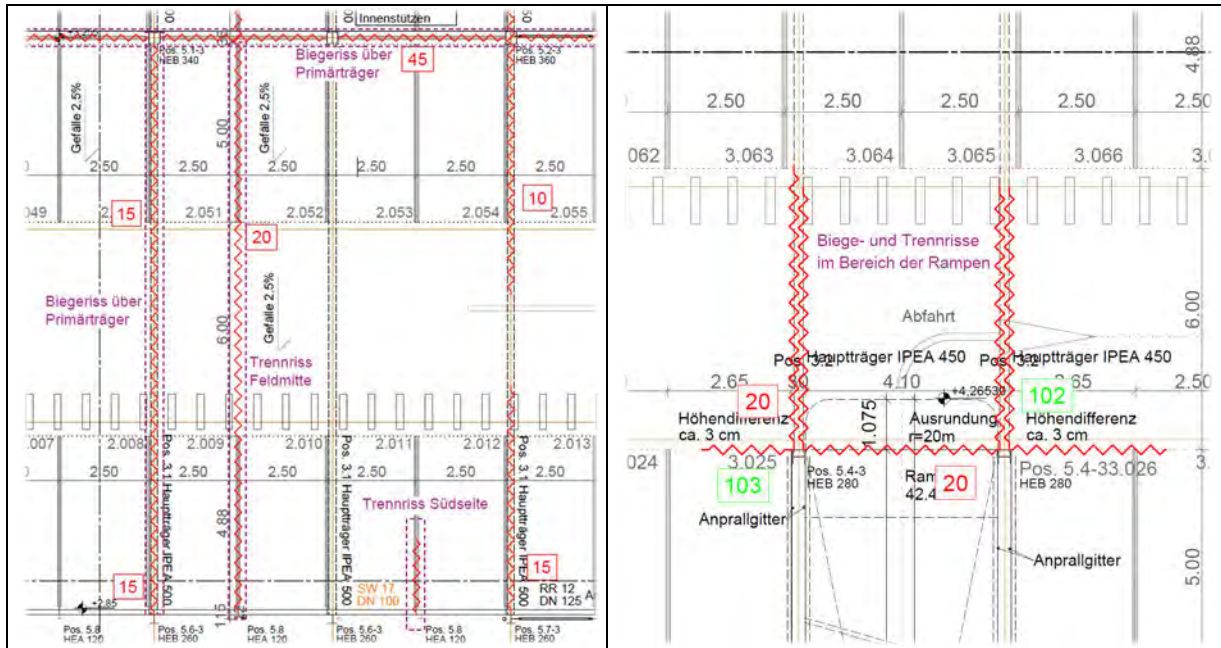


Abbildung 7: Auszüge aus Risskartierung OG 1 mit Rissarten und -breiten (in 10^{-2} [mm])

Im Rahmen der Bestandsuntersuchungen wurden die Deckensysteme hinsichtlich des Chlorideintrags untersucht. Hierbei zeigte sich von der Deckenoberseite, dass die Chloridbelastung maßgeblich vom Schädigungsbild des Oberflächenschutzsystems abhängt. Sobald Risse oder auch deutliche Verschleißerscheinungen auftreten, ergeben sich Chloridgehalte die über dem natürlichen Eigenchloridgehalt des Betons liegen und auch den kritischen Chloridgehalt von 0,5 M.-%/z überschreiten. Im Rissbereich kommt es darüber hinaus zu einer Aufkonzentration von Chloriden, so dass hier auch sehr hohe Chloridgehalte über 1,5 M.-%/z nicht selten auftreten. In **Abbildung 8** wird eine Häufigkeitsverteilung der festgestellten Chloridgehalte über die untersuchten Parkhäuser dargestellt.

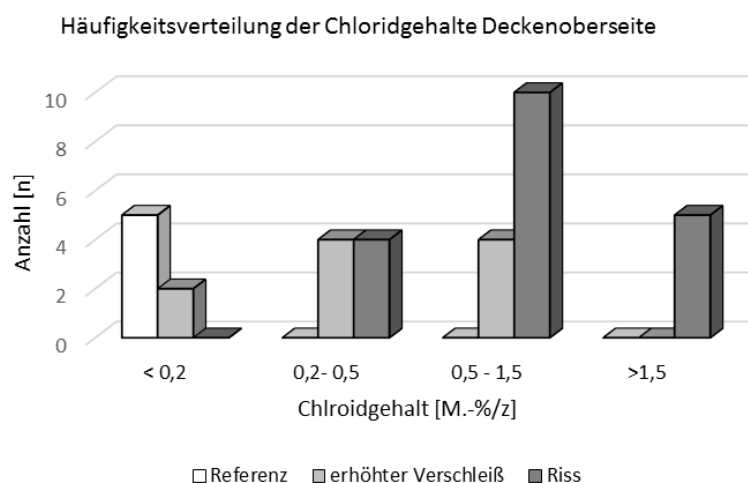


Abbildung 8: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Chloridgehalte in Abhängigkeit des Zustandes des OS-Systems auf der Deckenoberseite

Auch an der Deckenunterseite korreliert das Schädigungsbild gut mit den festgestellten Chloridgehalten. Im Bereich von stark durch Korrosion angegriffenen Stahlprofilblechen sind in der Regel auch deutlich erhöhte Chloridgehalte festzustellen, vgl. **Abbildung 9**. Vereinzelt ergeben sich trotz deutlich sichtbarer Korrosionsspuren lediglich moderate Chloridgehalte über dem Eigenchloridgehalt, hier ist von einer Hinterläufigkeit der Stahltrapezbleche bei einer hohen Chloriddichtheit des Betons auszugehen. Generell deuten die Ergebnisse der Chloridprofile darauf hin, dass sich das tausalzbelastete Wasser zwischen Stahlblech und Beton verteilen kann. In der Regel ergibt sich von der Deckenunterseite ein Gradient des Chloridgehalts. Dies spricht ebenfalls für eine Hinterläufigkeit der Stahltrapezbleche und nicht für einen überbohrten Trennriß.

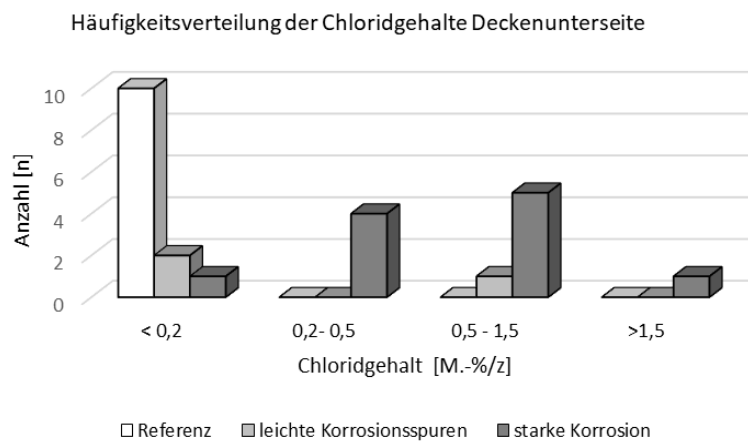


Abbildung 9: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Chloridgehalte in Abhängigkeit der augenscheinlichen Schädigungen auf der Deckenunterseite

2.1.4 Korrosion an Bewehrung und Blech

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden an den Additivdecken der Untersuchungsobjekte Bereiche mit augenscheinlichen Auffälligkeiten hinsichtlich chloridinduzierter Bewehrungskorrosion untersucht. An sechs von sieben Untersuchungsstellen konnten beginnende Querschnittsverluste infolge tausalzbedingter Korrosion festgestellt werden. An einigen Untersuchungsstellen zeigte sich dabei eine beginnende Lochkorrosion mit Querschnittsverlusten unter 1 %. Der maximale Querschnittsverlust kann mit 15 % angegeben werden. **Abbildung 10** zeigt die Zusammenfassung der Ergebnisse.

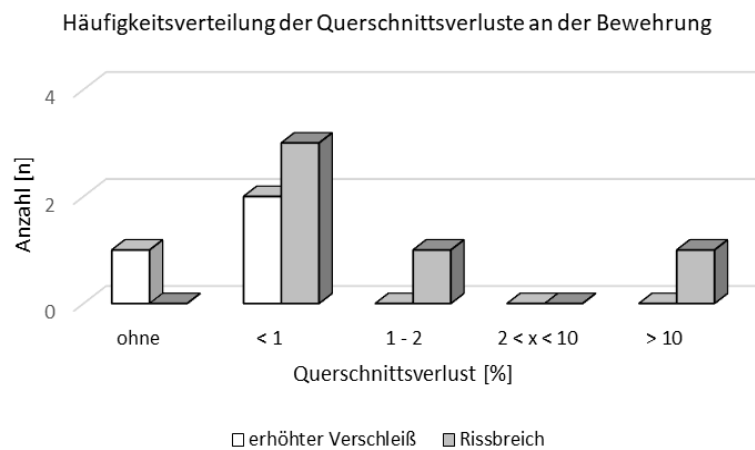


Abbildung 10: Querschnittsverluste an der Bewehrung in Abhängigkeit der augenscheinlichen Auffälligkeiten

Auch die Korrosionserscheinungen an der Deckenunterseite wurden näher untersucht. Diese zeichnen sich von der Deckenunterseite maßgeblich durch Verfärbungen und Verlaufsspuren ab. Bei der Probenentnahme sind zum Teil sehr stark ausgebildete Korrosionserscheinungen auf der Hinterseite des Blechs festgestellt worden. Im Falle des Parkhauses Nr. 2 (Baujahr 2007) weisen die Proben in einem begrenzten flächigen Bereich zum Teil sehr starke Querschnittsverluste auf mit bis zu 100 % in Lochkorrosionsnarben und bis zu 80 % Querschnittsverlust als Flächenkorrosion. Beispielfhaft werden diese Untersuchungsergebnisse in **Tabelle 4** dargestellt und somit der steigende Korrosionsgrad definiert.

Tabelle 4: Parkhaus Nr. 2 - Blechproben mit Querschnittsverlusten

Zunehmender Korrosionsgrad 	Referenzprobe mit 0 % Querschnittsverlust	
	Flächenkorrosion rd. 20 %	
	Flächenkorrosion rd. 50 % und Lochkorrosion bis 80 %	
	Flächenkorrosion rd. 50 % und Lochkorrosion bis 100 %	
	Flächenkorrosion rd. 80 % und Lochkorrosion bis 100 %	

2.1.5 Klassifizierung des Schädigungspotentials

Abschließend wurden die untersuchten Parkbauten für eine gezielte Planung von Instandsetzungsmaßnahmen in sechs Kategorien eingeteilt und somit nach Schädigungsgrad unterteilt. Dabei stellen die Kategorien Nr. 1 (ohne Schädigung) bis Nr. 4 (moderate Schädigung) Parkhäuser dar, die ggf. über herkömmliche Wartungs- und Instandsetzungsmaßnahmen bis zum Ende ihrer Lebenszeit betrieben werden können. Die Kategorie Nr. 5 (hoher Schädigungsgrad) definiert die Parkbauten, bei denen aufgrund ihres ausgeprägten Schädigungsgrades zeitnah Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt werden müssen. Diese Parkbauten können daher als geeignet erachtet werden, entsprechend der im Zuge des Forschungsvorhabens entwickelten Instandsetzungsmethode aus einer Kombination von geklebter Verstärkung und kathodischem Korrosionsschutz wirtschaftlich instandgesetzt zu werden. Die letzte Kategorie Nr. 6 (sehr hoher Schädigungsgrad) lässt vermutlich keine wirtschaftliche Instandsetzung zu und führt letztlich zu einem Teil- oder Komplettabbruch der geschädigten Deckenfelder. Eine Übersicht der Kategorisierung ist in **Tabelle 5** gegeben.

Tabelle 5: Klassifizierung der Schädigungsgrade mit Empfehlungen für die Instandsetzung

Kategorie	Feststellungen	Empfehlungen
Klasse 1	▪ Oberflächenschutzsystem intakt ▪ Keine Risse an der Oberseite vorhanden ▪ Keine Korrosionsspuren an der Deckenunterseite ▪ Dauerhaftigkeit des Systems nicht gefährdet	→ Regelmäßige Wartung und Reinigung des OS-Systems durch eine Fachfirma
Klasse 2	▪ Vereinzelte Risse und Verschleiß im OS-System / ohne OS-System ausgeführt ▪ Chloridgehalte < 1,0 M.-%/z im Beton ▪ Chloridgehalt < 0,5 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung ▪ Keine Korrosion der Bewehrung und der Deckenunterseite	→ Rissbandagen / Erneuerung der Deckversiegelung in den geschädigten Bereichen (ggf. Aufdopplung der Verschleißschicht bzw. neues OS-System) → Jährlich Wartung und Reinigung durch Fachfirma und Inspektion durch einen Sachkundigen Planer
Klasse 3	▪ wie Klasse 2 <u>Zusätzlich:</u> ▪ Chloridgehalte zwischen 0,5 M.-%/z und 1 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung und am Trapezblech ▪ Leichte Korrosionserscheinungen in der Randzone der Stahltrapezbleche ▪ Verlaufspuren an den Stahlprofilträgern	→ wie Klasse 2 <u>Zusätzlich:</u> → Einbau eines Feuchte- und Korrosionsmonitoring-Systems → Einbau von Tropfützen im Bereich des korrodierenden Blechs → Erneuerung des Korrosionsschutzes am Blech von der Deckenunterseite

Klasse 4	▪ Ausgeprägtes Rissbild im OS-System ▪ Deutliche Verschleißerscheinungen des OS-Systems / kein OS-System vorhanden ▪ Chloridgehalte > 1 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung und am Blech ▪ Beginnende Lochkorrosion und Korrosionserscheinungen an der Deckenunterseite ▪ Tragfähigkeit kann ohne Einschränkungen nachgewiesen werden	→ Instandsetzung mit KKS und Betrieb über die gesamte Lebensdauer → Erneuerung des OS-Systems → Korrosionsschutz an der Deckenunterseite → regelmäßige Wartung und Reinigung des OS-Systems
Klasse 5	▪ OS-System versagt / kein OS-System vorhanden ▪ Hohe Chloridgehalte > 1,5 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung und im Bereich der Stahltrapezdecke ▪ Deutliche Korrosion mit maßgeblichen Querschnittsverlusten an der Bewehrung und/oder an der Deckenunterseite ▪ Tragfähigkeitsreserven vorhanden	→ Instandsetzung mit KKS und Verstärkung mit Textilbeton → Ersatz oder Verstärkung der Decken von der Unterseite durch geklebte Blechsheets → Applikation eines neuen OS-Systems → Betrieb des KKS-Systems über die Lebensdauer → Wartung und Reinigung des OS-Systems
Klasse 6	▪ wie Klasse 5 <u>Zusätzlich:</u> ▪ Tragfähigkeit kann nicht nachgewiesen werden ▪ Verstärkungsmaßnahmen übersteigen die Wirtschaftlichkeit eines Teilabrisses ▪ Elektrolytischer Verbund zwischen Blech und Beton ist großflächig durch Korrosion gestört	→ Teil- oder Komplettabriss der Geschossdecke. → Neuaufbau der Geschossdecke inkl. OS-System → regelmäßige Wartung und Reinigung des OS-Systems

Zusammenfassend aus der vorangegangenen Untersuchung der Ist-Zustände der Parkbauten werden diese den dazugehörigen Schädigungskategorien zugewiesen. Von den sechs Parkhäuser in Additivbauweise, die im Zuge dieses Forschungsvorhabens untersucht worden sind, werden Nr. 1 bis 4 als geeignet erachtet, um mit einer Kombination von geklebter Verstärkung und kathodischem Korrosionsschutz als technisch und finanziell sinnvolle Maßnahme instandgesetzt zu werden. Der Schädigungsgrad an den anderen beiden Parkbauten lässt aus wirtschaftlicher Sicht noch herkömmliche Instandsetzungsvarianten zu.

Tabelle 6: Einteilung in Schädigungskategorien

Parkhaus Nr.	Baujahr	Kategorie
1	1997	Klasse 5
2	2007	Klasse 5
3	1999 (1985)	Klasse 5
4	2000	Klasse 5
5	2002	Klasse 2
6	2015	Klasse 3

2.2 Numerische Tragwerksanalyse

Das Tragsystem der Additivdecke (vgl. **Abbildung 11**) setzt sich aus einer Profiltafel (Stahlblech) und einem Stahlbetonquerschnitt zusammen. Im Bauzustand wird die Profiltafel als Schalung verwendet und muss im Wesentlichen nur das Eigengewicht des Frischbetons während des Erhärtungsvorganges tragen. Ein Vorteil des Systems bzw. der Profiltafel ist, dass die Betonage im Bauzustand ohne Zwischenabstützung stattfinden kann, was zu Kostensenkung und schnellem Baufortschritt führt. Das Stahlblech wird für den Endzustand (ständige und veränderliche Lasten) bemessen. Da zwischen der Profiltafel und dem Betonquerschnitt kein Verbund (z. B. Kopfbolzen, Schubknaggen) hergestellt wird, werden die aufnehmbaren Biegemomente addiert, daher kann das Blech bei der nachfolgenden numerischen FE-Analyse als Einzelbauteil betrachtet werden (siehe **Abbildung 11**)

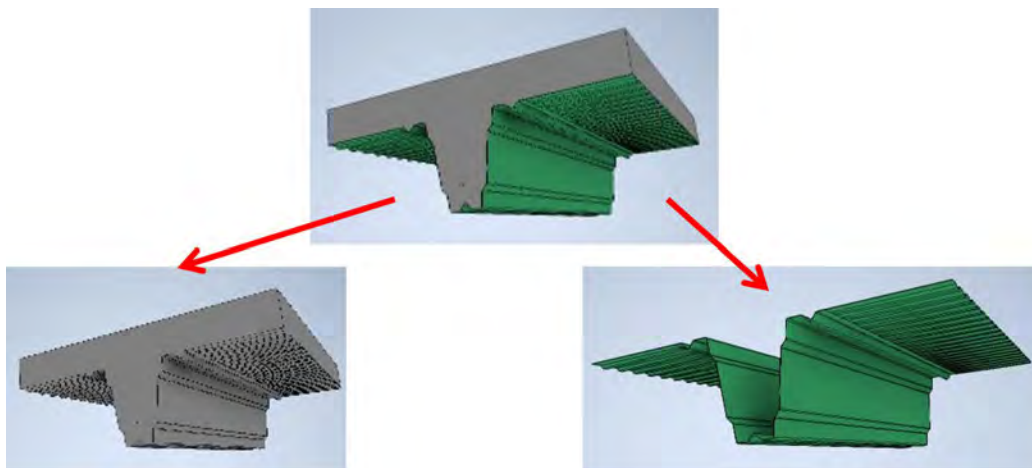


Abbildung 11: Tragsystem der Additivdecke

Wie in **Abschnitt 2.1** gezeigt, tritt an verschiedenen Bereichen der Profilblechtafeln im Einbauzustand durch die Nutzung Korrosion auf. Diese Bereiche (**Abschnitt 2.1.2**) sollen mittels numerischer Analysen hinsichtlich Ihrer Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Profiltafel bewertet werden.

Die geschädigten Bereiche zeigten sich durch Korrosionspunkte an der Unterseite. Da es sich um Lochfraßkorrosion handelt und die beschädigte Seite (Innenseite Beton) nicht visuell einsehbar ist, ist die exakte Größe der Schadstelle nicht bekannt. Jedoch zeigten entnommene Blechproben, dass der korrodierte Bereich deutlich größer ist als von außen visuell wahrnehmbar. Zur Bestimmung der Größe des geschwächten Bereichs bzw. Querschnittsdicke wird ein Ultraschallgerät modifiziert (siehe **Abschnitt 3.2**) für eine zerstörungsfreie Prüfung.

Die Simulation wird mit dem FE-Programm *Abaqus* von *Simulia* durchgeführt. Das Programm ist ein leistungsfähiges Werkzeug zur Finite-Elemente-Analyse (FEA), das Ingenieuren und Forschern ermöglicht, komplexe Strukturen und Systeme unter verschiedenen Belastungs- und Umgebungsbedingungen präzise zu modellieren und zu analysieren. Darüber hinaus bietet *Abaqus* die Möglichkeit, eine breite

Palette von Materialgesetzen zu definieren, was eine realitätsnahe Simulation des Verhaltens unterschiedlichster Materialien unter verschiedenen Beanspruchungen erlaubt. Als Material wurde ein S350GD+Z nach DIN EN 10346 mit den folgenden Materialdaten (**Tabelle 7**) und einem elastisch-plastischen Materialverhalten (**Abbildung 12**) verwendet. Ein elastisch-plastisches Materialmodell bietet im Vergleich zu einem linear-elastischen Modell bedeutende Vorteile, insbesondere in der realistischen Darstellung des Materialverhaltens. Während ein linear-elastisches Modell nur die elastischen Verformungen betrachtet, kann ein elastisch-plastisches Modell auch plastische Verformungen berücksichtigen, die bei hohen Belastungen auftreten. Dies ermöglicht eine genauere Vorhersage sowohl der elastischen als auch der permanenten Verformung eines Materials.

Tabelle 7: Materialdaten Stahl S350GD+Z

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert
Dichte	ρ	7850 [kg/m ³]
Zugfestigkeit	R_m	420 [MPa]
Dehngrenze	$R_{p0,2}$	350 [MPa]
Bruchdehnung		16 %
E-Modul	E	210000 [MPa]
Poissonzahl	ν	0,3
Schubmodul	G	81000 [MPa]

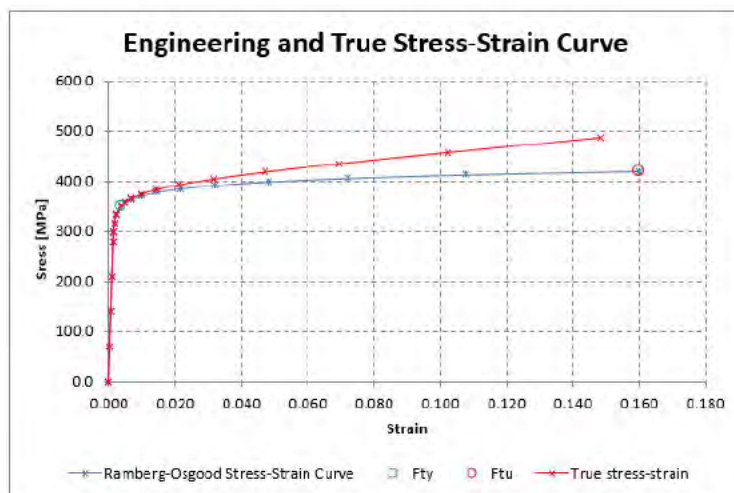


Abbildung 12: Elastisch-plastische Spannungs-Dehnungs-Kurve für FE-Analyse

Da die Profiltafel in der Bemessung zu 100 % ausgenutzt wird, wird der Querschnitt bei der Untersuchung mit der maximalen Momententragfähigkeit $M_{PT,Pk}$ belastet. Die Simulation wird an einem Schalenmodell mit einer Länge von 1000 mm und einer Blechdicke von 1,25 mm durchgeführt (Profiltafel als Schalenmodell modelliert). Dadurch können auch Restquerschnitte durch Dickenreduzierung schnell geändert und berechnet werden. Für die Untersuchungen werden ca. 400 mm lange Bereiche bestimmt mit einem Restquerschnittsdicke von 0,625 mm (50 %) und 0,125 mm (90 %). Anhand von Gutachten

und Bauwerksuntersuchungen konnten drei Bereiche identifiziert werden an denen häufig Schäden zu finden sind (**Abbildung 8**)

Bereich 1 - Schaden in der Druckzone

Bereich 2 - Schaden im Übergang zu Flanke in der Druckzone

Bereich 3 - Schaden in der Zugzone

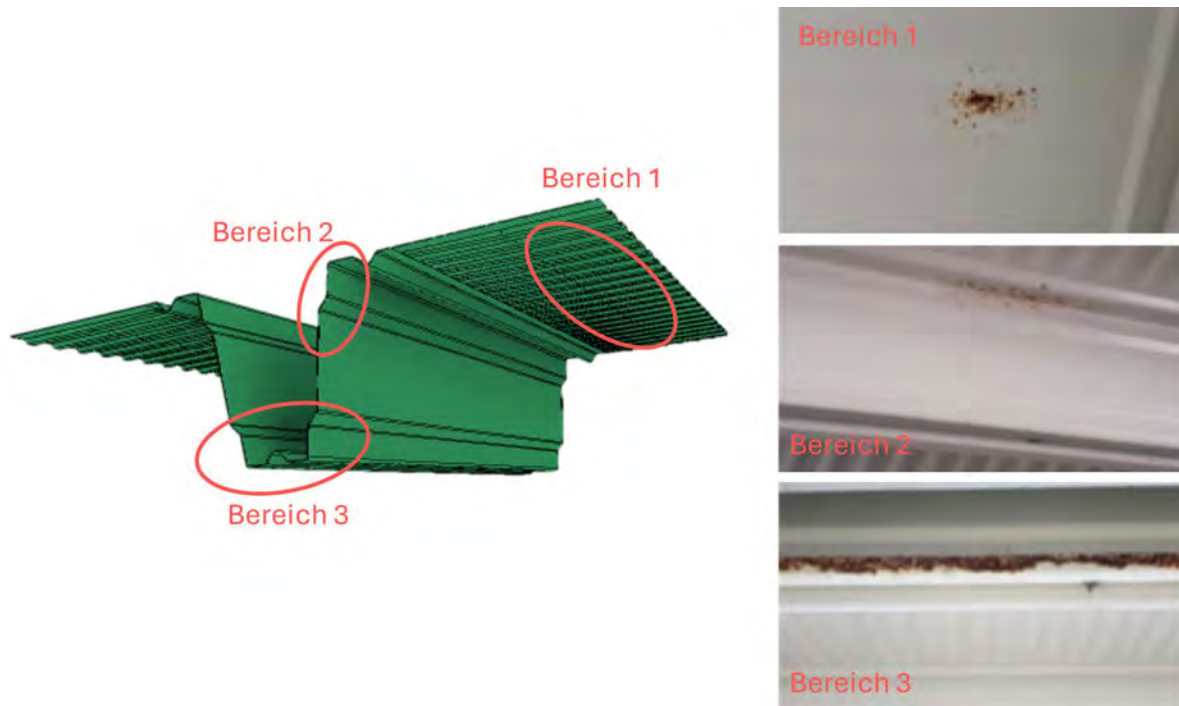
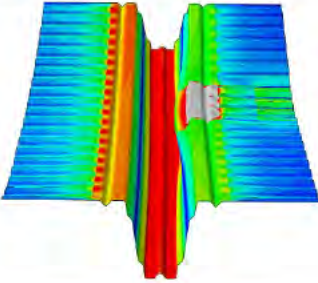
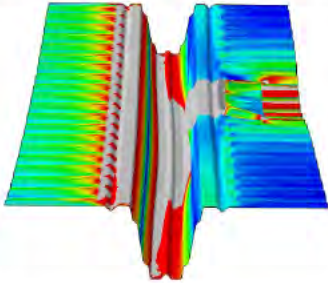
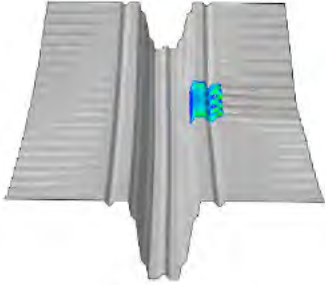
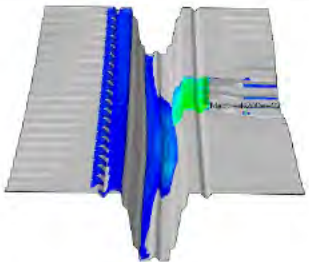
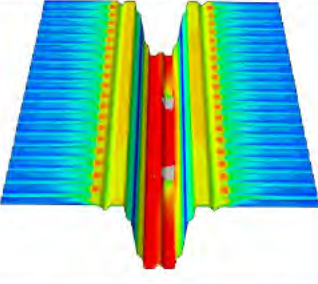
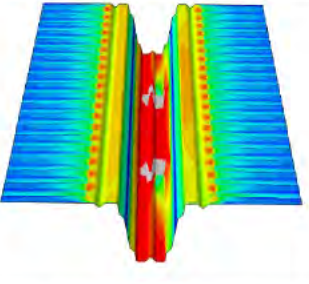
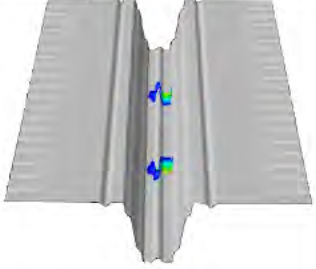


Tabelle 8: Schädstellen - Einteilung der 3 Bereiche

Für die Bereiche wurden Untersuchungen mit Dickenreduzierung in geschädigten Bereichen durchgeführt (helle Bereiche in der **Tabelle 9**). Im ersten Schritt wurde eine Dickenreduzierung um 50 % und im Anschluss um 90 % untersucht. Dargestellt werden die maximalen Vergleichsspannung nach Mises bis zur Dehngrenze ($R_{p0,2}$) von 350 MPa und jeweils darunter, in einer zweiten Abbildung, werden die Spannungen ab der Dehngrenze dargestellt, diese zeigen die plastizierten Bereiche. Zusätzlich werden die maximal auftretenden Spannungen angegeben. Im Folgenden werden die Bereiche 2 und 3 untersucht.

Schäden im Bereich 1, werden nicht betrachtet, da dieser Bereich der Profiltafel für den Bauzustand zwar von Bedeutung ist, jedoch nicht für den Endzustand, der bei einer Sanierung vorhanden ist. Dieser Bereich liegt in der Druckzone und wird zusätzlich von innen durch den Betonquerschnitt gestützt.

Tabelle 9: Berechnungsergebnisse für die Bereiche mit Schalenmodell bei zunehmender Dickenreduzierung

Bereich 2	Spannung	50 % Dickenreduzierung	90 %Dickenreduzierung
 A = 350x300 mm	0 – 350 MPa		
	> 350 MPa	 $\sigma_{\max} = 380 \text{ MPa}$	 $\sigma_{\max} = 420 \text{ MPa}$
Bereich 3	Spannung	50 % Dickenreduzierung	90 %Dickenreduzierung
 A = 18x400 mm	0 – 350 MPa		
	> 350 MPa	 $\sigma_{\max} = 370 \text{ MPa}$	 $\sigma_{\max} = 388 \text{ MPa}$

Bei diesen Untersuchungen ist zu sehen, dass bei einer Dickenreduzierung von 50 % plastische Verformungen auftreten und die Spannungen sich umlagern, diese jedoch nicht die Zugfestigkeit von 420 MPa erreichen. Bei einer Querschnittsreduzierung von 90 % erreichen die Spannungen die Zugfestigkeit und es ist von einem punktuellen Versagen auszugehen. Da bei beiden Querschnittsreduzierungen Plastifizierungen stattfinden und die Korrosion in der Regel fortschreitet, müssen diese Bereiche ertüchtigt werden, um ihre Tragfähigkeit wiederherzustellen.

Die stützende Wirkung des Betonquerschnitts behindert Verformungen in Richtung des Betons, was zu einer erhöhten Stabilität, besserer Lastverteilung und reduzierter Durchbiegung führt. Eine klebtechnische Ertüchtigung, insbesondere im Bereich 3, der Zugzone, bietet die Möglichkeit, den korrodierten Querschnitt bzw. den noch vorhandenen Restquerschnitt zu verstärken und die Tragfähigkeit wiederherzustellen. In **Abbildung 13** werden vier Varianten für eine klebtechnische Instandsetzungsmaßnahme vorgestellt.

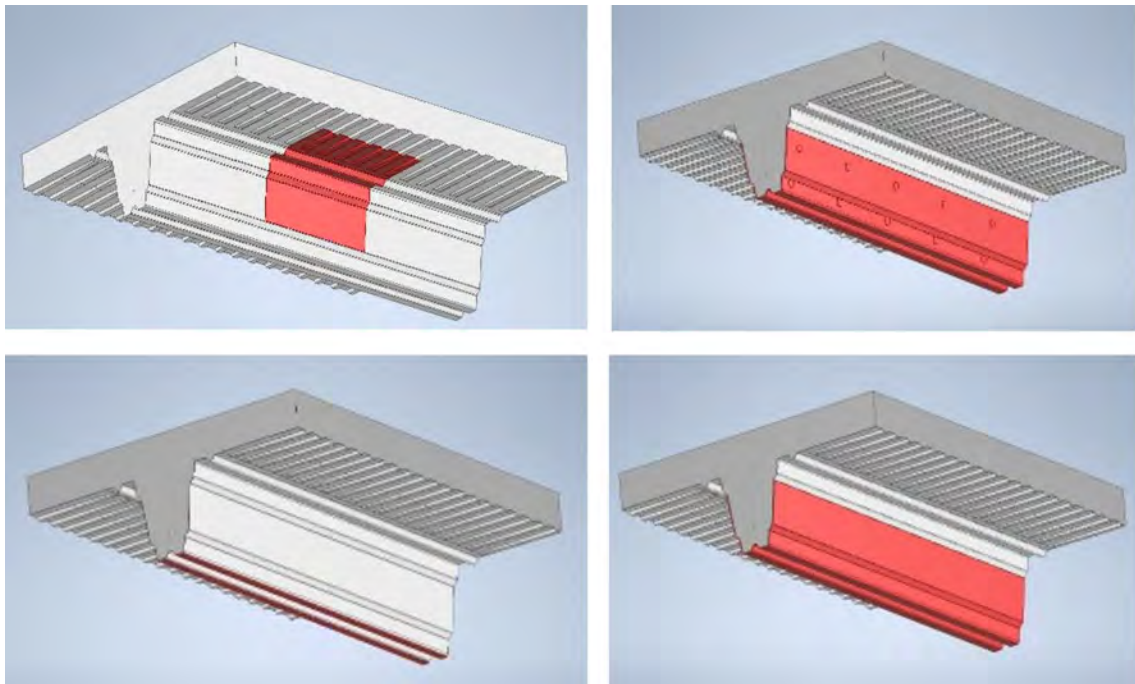


Abbildung 13: Ertüchtigungsvarianten (Diskussionsgrundlage)

Ein Auszug der in **Abbildung 13** dargestellten Sanierungsvarianten wurden mit den Projektpartnern entworfen und besprochen. Es gibt eine Vielzahl an Konzepten für eine Verstärkung, darunter Varianten mit geklebten oder zusätzlich geschraubten Lösungen. Bei der Wahl der Verstärkungsgeometrie gibt es die Möglichkeit, Ausschnitte aus der Profiltafel aufzukleben oder Profile in Form von Lamellen oder gekanteten Profilen an der Sicke anzubringen.

Für das Verstärkungskonzept des Bereichs 3 (Zugzone) wurde für das Pilotprojekt in **Kapitel 7** ein U-Profil mit einer zweiseitigen Flankenklebung gewählt, siehe **Abbildung 14**.

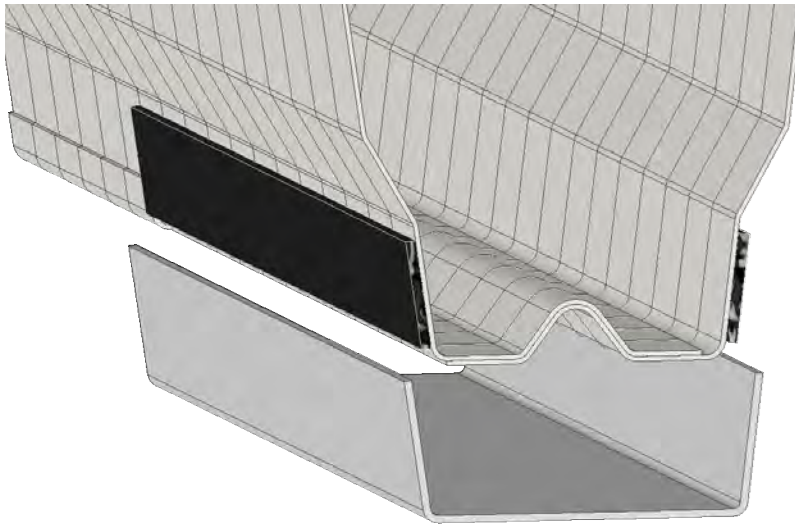


Abbildung 14: Verstärkung Bereich 3 durch U-Profil

3 METHODENENTWICKLUNG FÜR DIE BAUWERKSDIAGNOSE (AP 2)

3.1 Korrosionsortung und -bewertung

3.1.1 Korrosionsmonitoring

Um eine qualitative Aussage über die auftretenden Korrosionsvorgänge bei Additivdecken treffen zu können, wurde ein Prüfkörper in Deckendimension gemäß **Abbildung 15** konzipiert. Die Geometrie, die Betonzusammensetzung und der Bewehrungsgrad richten sich nach der in der Praxis üblichen Ausführung von Additivdecken. Vor der eigentlichen Betonage wurden präparierte Blechausschnitte als Anoden und Kathoden in der Platte und im Stegbereich verbaut. Die Anodenbleche B1 bis B3 wurden in chloridhaltigen Mörtel (Chloridgehalt 4 M.-%/z) und die Kathodenbleche K1 und K2 als Referenz in unbelasteten Beton eingebettet. Die Verzinkung an den präparierten Blechstücken (bez. Plomben) wurde vor dem Verguss durch Schleifen und Beizen entfernt und die Rückseite der Bleche mittels Epoxidharz abgedichtet, um einen einseitigen elektrolytischen Anschluss zu erzeugen. Die Anode mit der Bezeichnung B0 definiert hierbei einen elektrisch entkoppelten Bewehrungsstab im chloridbelasteten Mörtel und stellt somit eine Korrosion der im Steg befindlichen Biegebewehrung dar. Zusätzlich dazu wurden zwei Referenzelektroden (MnO_2) als Bezugselektroden verbaut. Die schematischen Lagen der eingebauten Anoden, Kathoden und der Referenzelektroden ergeben sich aus **Abbildung 16**.

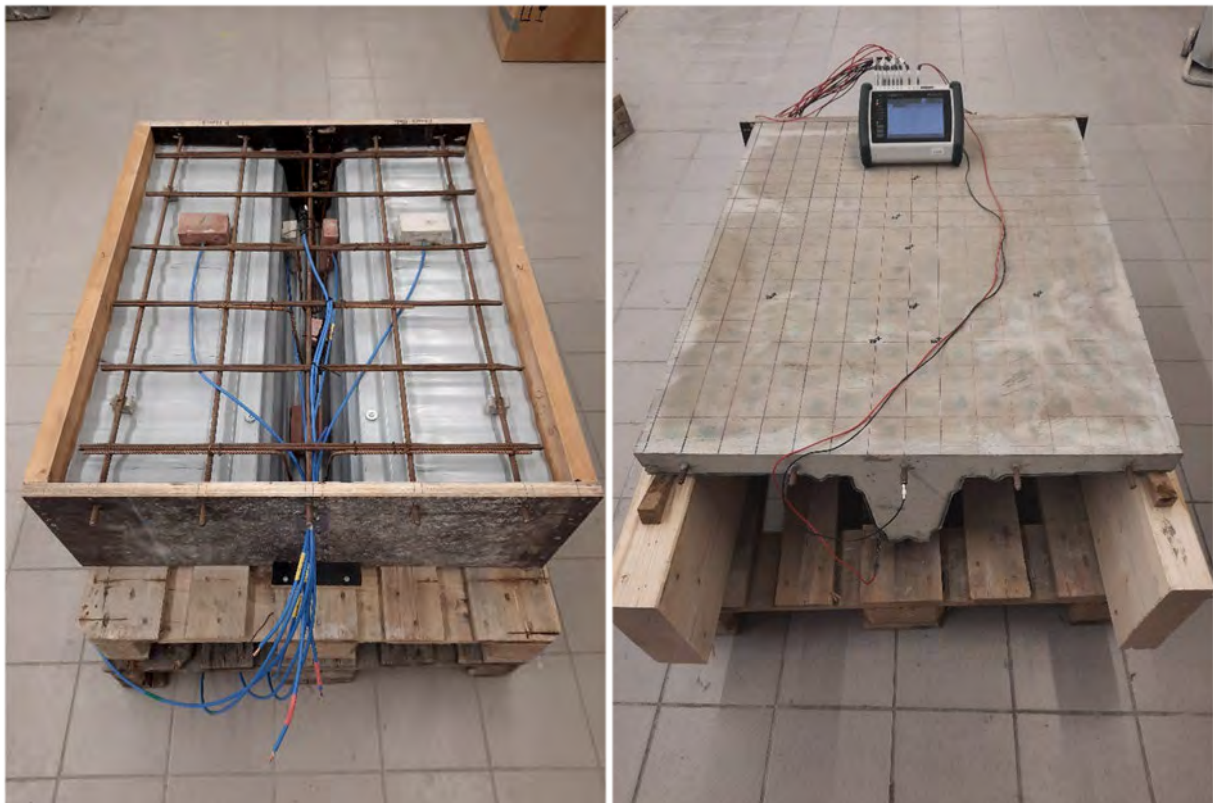


Abbildung 15: Großprüfkörper inkl. Verkabelung und Messaufbau vor und nach der Betonage

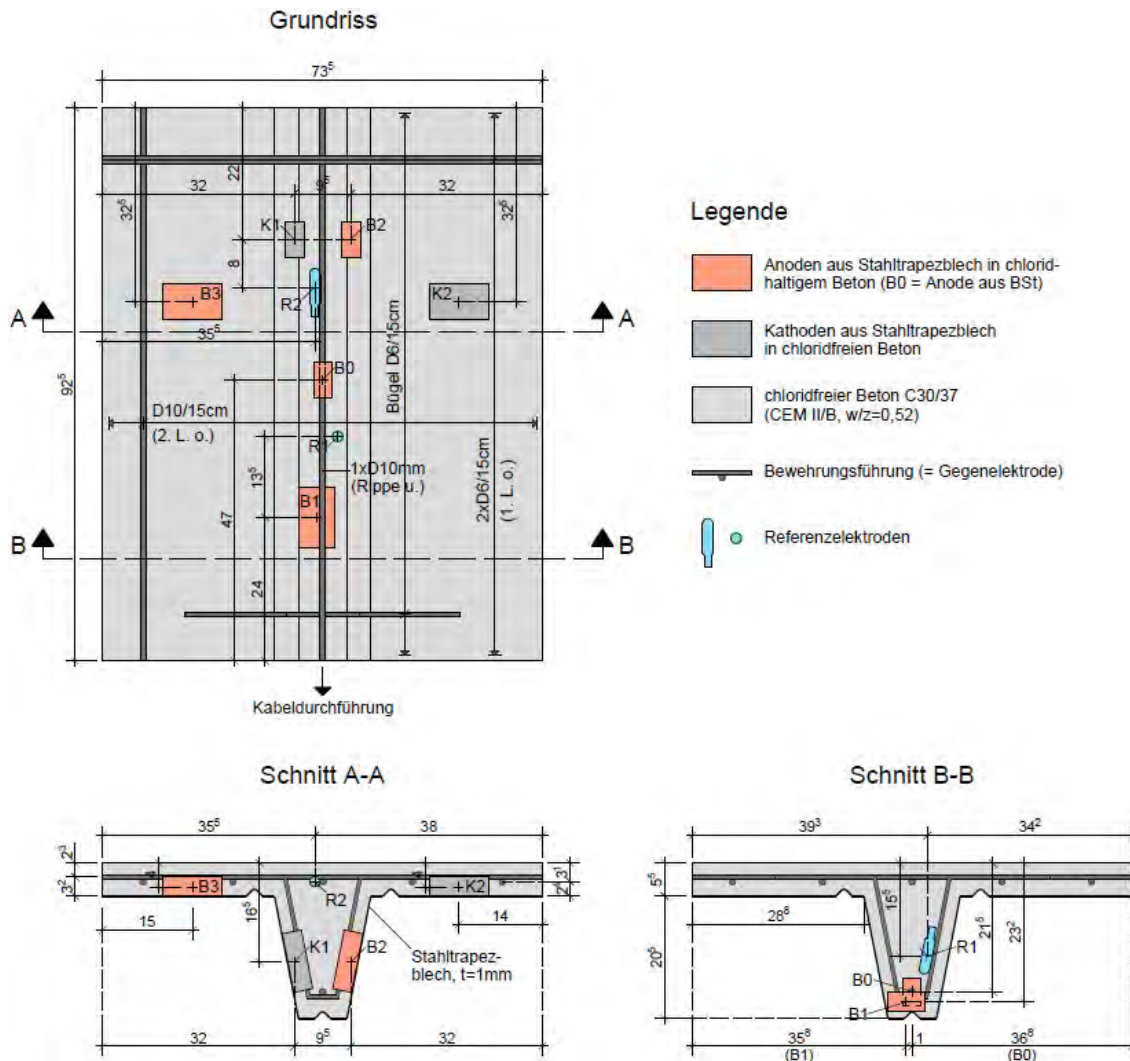


Abbildung 16: Geometrie des Großprüfkörpers für das Korrosionsmonitoring

Als Beton wurde gemäß den Vorgaben des Projektpartners *HIB Huber Integral Bau GmbH* ein in der Praxis üblicher Ort beton mit folgenden Eigenschaften verwendet:

- Betonfestigkeitsklasse C30/37 (CEM II/ A-LL 42,5 N)
- w/z = 0,52 (z = 350 kg/m³, w = 182 kg/m³)
- Expositionsklassen XC4 (mind. XC3), XD1, XF1, WF (regelmäßig gewartetes OS-System)
- Größtkorn 16 mm als gewaschene Zuschläge (ohne organische Bestandteile)
- Konsistenzklasse F3-F4 (mit Fließmittel eingestellt)

Die Betonage erfolgte am 19.11.2020. Anschließend wurde der Prüfkörper zur Nachbehandlung für 28 d in Folie gewickelt und regelmäßig feucht gehalten. Die zeitgleich betonierten Betonwürfel (Kantenlänge a = 15 mm) ergaben eine mittlere Druckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 49,9 \text{ N/mm}^2$, womit die Zielfestigkeitsklasse eingehalten wurde. Im **Anhang A** ist die Stoffraumrechnung der Betonrezeptur aufgeführt.

Es wird davon ausgegangen, dass das Trapezblech in der praktischen Ausführung der Deckenkonstruktion immer punktuelle Kontaktzonen zur Bewehrung aufweist bzw. die Bauteile über Erdungsleitungen miteinander verbunden sind. Über ein niederohmiges Strommessgerät wurden aus diesem Grund die Anoden und Kathoden sowie das verzinkte Stahlblech mit dem eigentlichen Bewehrungskorb kurzgeschlossen. Die Messung der Elementströme, die nachfolgend näherungsweise den Korrosionsströmen gleichgesetzt wird, und der Potentiale gegen die Bezugsselektroden erfolgte mittels eines Datenloggers (bez. *ALMEMO 710*, Fa. *Ahlborn*). Somit konnte der quantitative Stromfluss, der sich aus den elektrochemischen Wechselwirkungen der Korrosionsprozesse ergab, gemessen werden und damit eine Aussage getroffen werden, welche Bereiche stärker korrodieren (aktive Bereiche) und welche sich passiv verhalten. Die Referenzelektroden dienten zu einem späteren Zeitpunkt auch zur Überprüfung des KKS-Systems, dass in Abschnitt 4.4 auf den Großprüfkörper angewendet wurde.

Die Blechstücke und die Bewehrung in den Korrosionsplomben wirken dabei vor dem eigentlichen Kurzschluss wie ein Kondensator. Sie laden sich, sofern vorab Korrosion stattfindet, im kathodischen Bereich mit Elektronen negativ auf, da die Elektronen in die passiveren Stahlbereiche wandern. In den einzelnen Plomben befinden sich also vor Kurzschluss bereits kathodische und anodische Teilbereiche. Bei Kurzschluss der einzelnen Plomben wandern die durch den Korrosionsprozess entstehenden Elektronen aus den anodisch wirkenden Bereich zum passiveren Bewehrungskorb. Der zu messende Stromfluss bei Kurzschluss ist dabei anfänglich deutlich höher als der dauerhaft fließende Korrosionsstrom, der sich nach mehreren Stunden des Kurzschlusses einstellt und ist somit nicht praxisrelevant. Beispielhaft ist dieses Phänomen in **Abbildung 17** für die Plombe B1 dargestellt. Der Korrosionsstrom i_{corr} wird dabei immer in Bezug auf die eigentliche Anoden-/Kathodenfläche in der Einheit mA/m^2 angegeben.

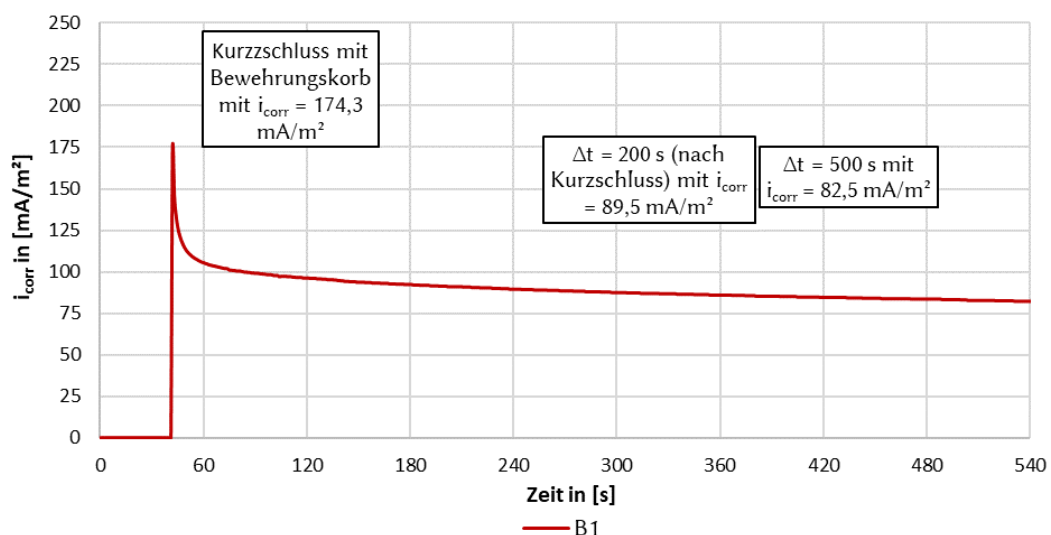


Abbildung 17: Korrosionsstromabfall bezogen auf Anodenfläche B1 nach Kurzschluss mit der Bewehrung und dem Trapezblech (Entnommen aus Messintervall II)

Im nachfolgenden wird der derzeitige Stand der Korrosionsstrommessungen präsentiert. Nach der Aushärtungszeit des Probekörpers von 28 Tagen wurden drei unterschiedliche Messintervalle definiert:

- I.** Zeitraum 21.12.2020 bis 20.01.2021 ($\Delta t = 30$ d) - Messung Korrosionsstrom zwischen Plomben und Bewehrung OHNE Kurzschluss der Bewehrung mit dem Stahltrapezblech
- II.** Zeitraum 26.01.2021 bis 02.03.2021 ($\Delta t = 35$ d) - Messung Korrosionsstrom zwischen Plomben und Bewehrung MIT Kurzschluss der Bewehrung mit dem Stahltrapezblech
- III.** Zeitraum 02.03.2021 bis 20.07.2021 ($\Delta t = 140$ d) - Messung Korrosionsstrom zwischen Plomben und Bewehrung MIT Kurzschluss mit dem Stahltrapezblech und zusätzlicher Befeuchtung des Betons

Messintervall I:

Während der Erhärtungsphase bestand zwischen dem Bewehrungskorb und dem eigentlichen Stahltrapezblech ein Kurzschluss. Dieser wurde 120 h (5 d) vor Beginn des Messintervalls I getrennt und die freien Korrosionspotentiale (Ruhepotentiale) gegen die MnO_2 -Elektroden am Tag der Messung ermittelt (siehe **Tabelle 10**). Die hohe Potentialdifferenz zwischen dem Bewehrungskorb und dem eigentlichen Trapezblech lässt vermuten, dass die Verzinkung des Bleches eine Schutzwirkung zugunsten der Bewehrung aufgebaut hat und somit erstmal als Opferanode fungierte. Damit beim darauffolgenden Messintervall II der Vergleich gezogen werden kann, wurden die Korrosionsströme zunächst ohne Beteiligung des Bleches gemessen.

Tabelle 10: Ruhepotentiale zu Referenzelektroden am 21.12.2020

Messung zw.		Ruhepotential	Messung zw.		Ruhepotential
R1	B1	-727 mV	R2	B1	-731 mV
R1	B2	-703 mV	R2	B2	-706mV
R1	B3	-697mV	R2	B3	-701 mV
R1	B0	-699 mV	R2	B0	-702 mV
R1	K1	-566 mV	R2	K1	-569 mV
R1	K2	-521 mV	R2	K2	-525 mV
R1	Bew.	-437 mV	R2	Bew.	-431 mV
R1	Blech	-1138 mV	R2	Blech	-1142 mV

In **Abbildung 18** werden die gemessenen Korrosionsstromdichten i_{corr} zwischen den einzelnen Anodenflächen und dem Bewehrungskorb graphisch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die präparierten Blechstücke vergleichbare Stromdichten aufwiesen. Aufgrund der Tatsache, dass diese die gleichen Abmessungen besitzen und entsprechend gleichartig präpariert wurden, ist dieses Verhalten naheliegend. Die Stromdichte der Plomben B1 bis B3 lagen nach dem Messintervall I bei einem Mittelwert von

90,6 mA/m², was somit einem interpolierten Materialabtrag von rd. 105 µm/Jahr entspricht. Die Referenzkathoden K1 und K2 wiesen hierbei keinen messbaren Korrosionsstrom auf (passive Kathoden) und werden diesbezüglich bei der graphischen Auswertung nicht aufgeführt.

Die einbetonierte Bewehrungsanode im chloridhaltigen Mörtel verursachte innerhalb des ersten Tages eine höhere Stromdichte als die belasteten Blechplomben, fiel dann aber innerhalb von wenigen Stunden auf einen deutlich geringen Korrosionswert. Bis zum Ende des Messintervalls pendelte sich eine Stromdichte von 32,5 mA/m² ein und ergab somit einen, aus dem Faradayschen Gesetz abgeleiteten, Materialabtrag von rd. 38 µm/Jahr. Die korrosiven Aktivitäten (abgeleitet aus Elementstromdichte) zwischen den Anoden aus Blech und Bewehrung unterscheiden sich somit um einen Faktor von rd. 2,8.

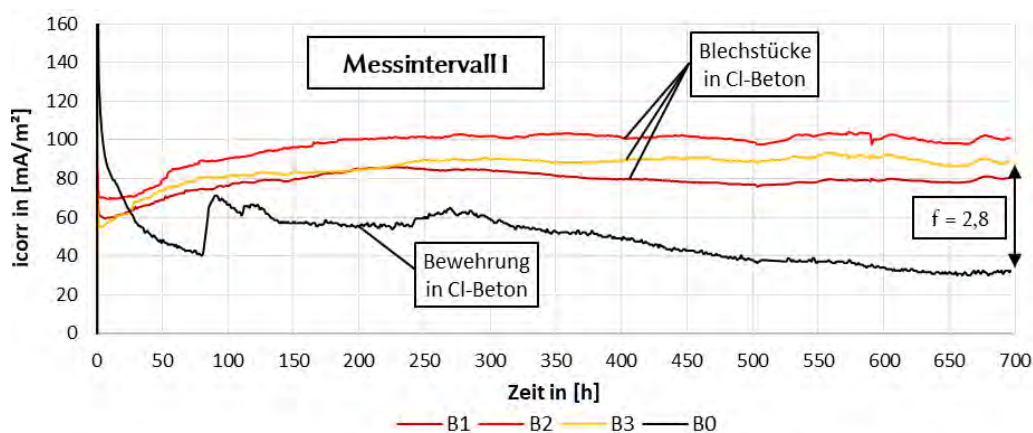


Abbildung 18: Messintervall I - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen

Messintervall II:

Wie schon erwähnt, wird davon ausgegangen, dass das Trapezblech in der praktischen Ausführung der Verbunddecken immer einen elektrischen Kontakt zur Bewehrung aufweist und somit damit kurzgeschlossen ist. Um ggf. auftretende Schutzwirkungen durch die Verzinkung des Bleches unter vergleichbaren Bedingungen zu messen, wurden daher 24 h vor dem Start des Messintervalls II alle elektrischen Verbindungen gekappt und den eingebetteten Anoden somit Zeit gegeben, sich deren Anfangspotential anzunähern. Anschließend wurde die Messung gestartet und, angefangen mit dem Kurzschluss zwischen Blech und Bewehrung, alle elektrischen Verbindungen nacheinander neu herzustellen. Die einzelnen Korrosionsströme wurden abermals mittels Datenlogger erfasst und in Stromdichten umgerechnet.

Die Anodenbleche B1 und B2 pendelten sich nach $\Delta t = 100-150$ h auf annähernd konstante Stromdichten ein, die bis zum Ende des Messintervalls (hier als Vergleich zu Intervall I mit $t_{max} = 700$ h) Werte zwischen 40,5 mA/m² und 59,5 mA/m² einnahmen. Bei der Plombe B3 konnte hinsichtlich der Entwicklung des Korrosionsstromes ein absteigender Trend beobachtet werden, der jedoch aufgrund der oberflächen-nahen Position der Anode auf Austrocknungseffekte zurückzuführen sein könnte. Somit nahmen die

Stromdichten der Blechanoden B1 bis B3 einen Mittelwert von $45,9 \text{ mA/m}^2$ ein und lagen um einen Faktor 2,0 niedriger als die Messungen ohne Kurzschluss zum Trapezblech. **Abbildung 19** zeigt die Werte der Korrosionsstromdichten des Messintervalls II mit Darstellung der Anodenplomben B0 bis B3 in der vertikalen Primärachse. Die grüne Sekundärachse stellt den Stromdichte zwischen Bewehrung und dem eigentlichen Trapezblech dar. Aufgrund der großen Anodenfläche ($A_{\text{Blech}} = 1,0 \text{ m}^2$) ergeben sich Werte $<1,0 \text{ mA/m}^2$ und würden auf einer kollektiven Achse keinen übersichtlichen Vergleich darstellen.

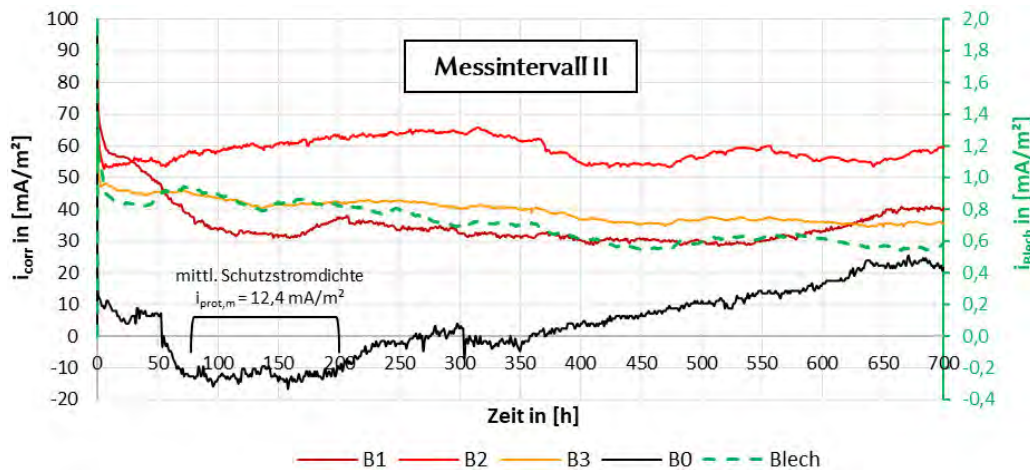


Abbildung 19: Messintervall II - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen (vertikale Primärachse) und Stromfluss zwischen Bewehrung und Trapezblech (vertikale Sekundärachse)

Bei der Betrachtung der Korrosionsströme in der Anode B0 wird deutlich, dass die vermutete Schutzwirkung des Trapezbleches zugunsten des Bewehrungsstahls zutreffend war. Die Verzinkung des Bleches induziert einen geringen Schutzstrom und fungiert in den ersten Tagen des Kontaktes somit als Opferanode. Die Anode B0 fällt aufgrund dessen nach ca. 50 h in den kathodischen Bereich und weist eine minimale (negative) Stromdichte von $i_{\text{prot,min}} = -16,7 \text{ mA/m}^2$ auf. Der Mittelwert konnte bis zum späteren Anstieg in den positiven anodischen Teilbereich mit $i_{\text{prot,m}} = -12,4 \text{ mA/m}^2$ ermittelt werden. Bis zum Ende des Messintervalls II stieg die Stromdichte des Anodenblechs B0 bis auf einen aktiven Wert von $21,4 \text{ mA/m}^2$ an und lag somit um einen Faktor von 1,5 unter dem des Messintervalls I.

Messintervall III:

Der Übergang zum Messintervall III erfolgte fließend, d. h. ohne abermalige Trennung der einzelnen Kurzschlüsse. Die Betonoberfläche wurde mit Tüchern beaufschlagt und in regelmäßigen Abständen befeuchtet. Vorab wurde zwischen den Anoden B2 und B3 und den Kathoden K1 und K2 eine Widerstandsmessung mittels LCR durchgeführt. Damit kann mittels Folgemessungen kontrolliert werden, ob die Feuchtebeaufschlagung bis zum Stegbereich des Verbundkörpers vorgedrungen ist. Die Widerstände sollten hierbei mit steigender Kernfeuchte abnehmen bzw. nicht wesentlich größer werden.

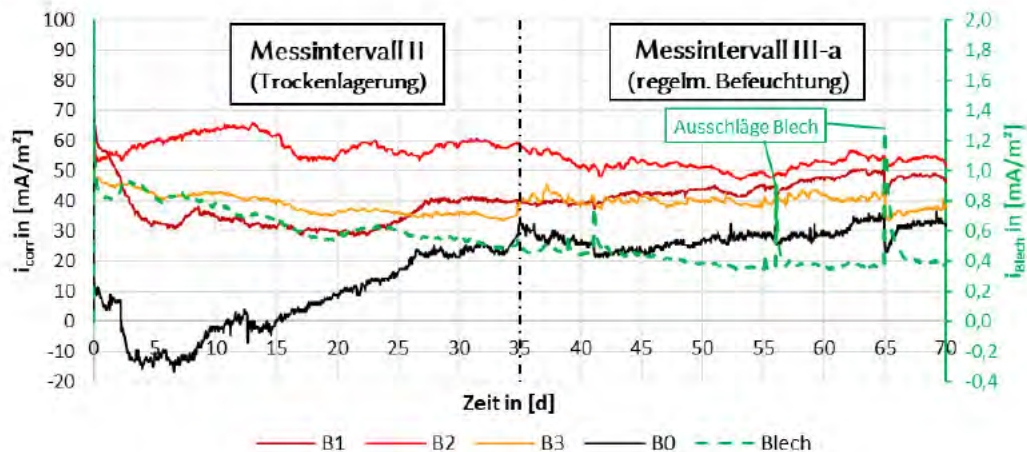


Abbildung 20: Messintervall II und III-a - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen (vertikale Primärachse) und Strom-fluss zwischen Bewehrung und Trapezblech (vertikale Sekundärachse)

Nach einer Feuchtebeaufschlagung von 35 Tagen konnte ein leichter Anstieg der korrosiven Stromdichten für die Blechanoden B1 und B3, sowie der Bewehrungsanode B0 verzeichnet werden. Die Widerstandsmessungen zu Beginn und zum Ende des Messintervalls (gem. **Tabelle 11**) lassen hierbei darauf schließen, dass der Feuchtetransport im Beton hauptsächlich im Bereich der Platte stattgefunden hat. Bei der Betrachtung der Korrosionsströme am Trapezblech muss jedoch von dessen Hinterläufigkeit ausgegangen werden. Bezogen auf die Entwicklung der Stromdichten, ist dies durch die ausgeprägten Ausschläge im Diagramm erkennbar. Hier konnte Wasser in die Verbundzone zwischen Trapezblech und Beton gelangen, das zu einem Anstieg des elektrolytischen Kontaktes und somit zu einer exponentiell höheren Stromdichte geführt hat. Es sei dabei erwähnt, dass der Kontakt zwischen dem verzinkten Stahl und dem Aufbeton nur durch dessen Lagerung erfolgt. Eine mechanische Verzahnung oder chemische Verbindung zwischen diesen besteht auch in der Praxis nicht. Der elektrolytische Kontakt erfolgt somit nur durch den Anpressdruck untereinander.

Tabelle 11: Widerstandsmessungen vor und nach Feuchtebeaufschlagung

LCR-Messung (1 kHz) zwischen		Widerstand am 01.03.2021	Widerstand am 07.04.2021	Widerstand am 10.05.2021	Widerstand am 20.07.2021
K1	B2	0,85 kΩ	0,98 kΩ	0,96 kΩ	1,02 kΩ
K2	B3	1,75 kΩ	1,24 kΩ	1,10 kΩ	1,08 kΩ

Insgesamt konnte für die Stromdichteentwicklung am Trapezblech, wie auch schon im Zuge des Messintervalls II, ein stetiger fallender Trend beobachtet werden. Wie schon erwähnt, lässt sich dieser Effekt auf eine langsame Auflösung bzw. Inhibierung der Verzinkung schließen. Im Kontrast dazu steigen die korrosiven Aktivitäten der Bewehrungsanode, da die aus der Verzinkung des Blechs resultierende Schutzstromwirkung immer weiter abnimmt. Der Mittelwert der Stromdichten an den Blechanoden B1

bis B3 lag nach 70 Tagen bei 45,6 mA/m² und liegt somit im Bereich des Messintervalls II nach $\Delta t = 700 \text{ h}$ (entspr. $\Delta t = 29 \text{ d}$).

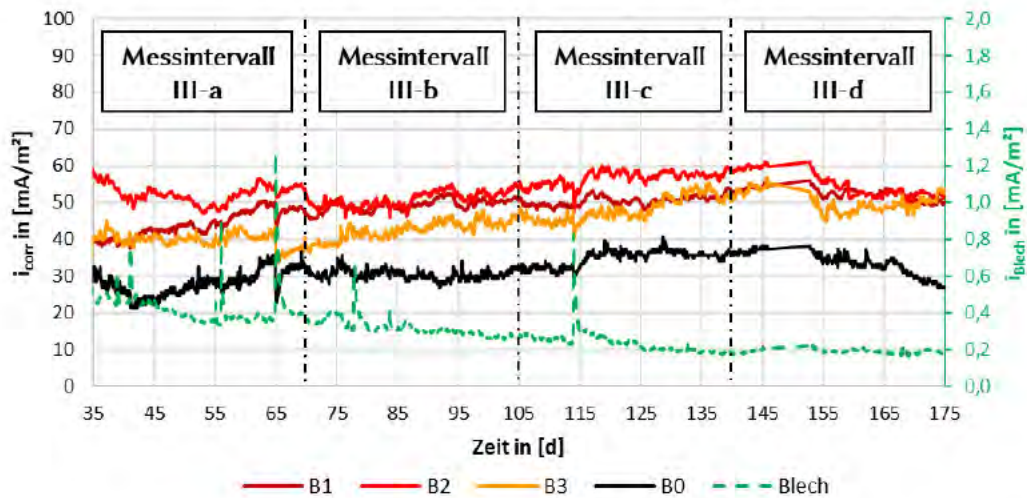


Abbildung 21: Messintervallabschnitte III-a bis III-d - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen (vertikale Primärachse) und Stromfluss zwischen Bewehrung und Trapezblech (vertikale Sekundärachse)

Bis zum Ende des Messintervalls III nähern sich die Elementströme der Blechanoden einen gemeinsamen Endwert an. Im Mittel wiesen die Plomben B1 bis B3 nach insgesamt 175 Tagen eine Stromdichte von 51,8 mA/m² auf und auch die Stromdichte des Trapezbleches nahm mit 0,18 mA/m² einen annähernd gleichbleibenden Endwert an. Die Bewehrungsanode B0 konnte mit 27,0 mA/m² einen mittleren Materialabtrag von ca. 31,3 µm/Jahr aufweisen.

Tabelle 12: Zusammenstellung Korrosionsstromdichten und mittlerer Materialabtrag Messintervall III

Intervallabschnitt	1) Korrosionsstrom Endwert B1-B3 [mA/m ²]	entspr. Materialabtrag [µm/Jahr]	Korrosionsstrom Endwert B0 [mA/m ²]	entspr. Materialabtrag [µm/Jahr]
III-a	45,6	52,9	31,8	36,8
III-b	51,0	59,2	32,5	37,5
III-c	53,7	61,9	36,5	42,4
III-d	51,8	60,1	27,0	31,3

3.1.2 Potentialfeldmessung

Neben dem Korrosionsmonitoring am Großprüfkörper durch Messung der Stromflüsse zwischen den einzelnen Anoden und Kathoden, wurde untersucht, ob mittels Potentialfeldmessung auf der Oberfläche des Aufbetons korrosionsaktive Bereiche im Bauteil sicher detektiert werden können. Die Messung erfolgte hierbei mittels einer Kupfer-Kupfersulfat-Elektrode in einem auf dem Beton aufgezeichneten Rastermaß von $a_x = a_y = 50$ mm.

Die erste Messung erfolgte am 21.12.2020 und somit zum Start des Messintervalls I gemäß Abschnitt 3.1.1. Der Beton wies dabei ein Gesamtalter von 32 Tagen auf. Gemessen wurde (vorerst) ohne Kurzschluss des Trapezbleches zum Bewehrungskorb. Die Visualisierung erfolgte mittels Überlagerung der graphischen Messauswertung mit der CAD-Zeichnung aus **Abbildung 16**. Neben der deutlich erkennbaren Blechanode B3 im Plattenbereich, mit einem minimalen Potential von -458 mV, gemessen gegen die CuSO_4 -Elektrode, lassen sich auch tiefer gelegene korrosive Bereiche (Anoden B0 bis B2) vermuten. Dies ist jedoch stark von der objektiven Betrachtung des Auswertenden abhängig.

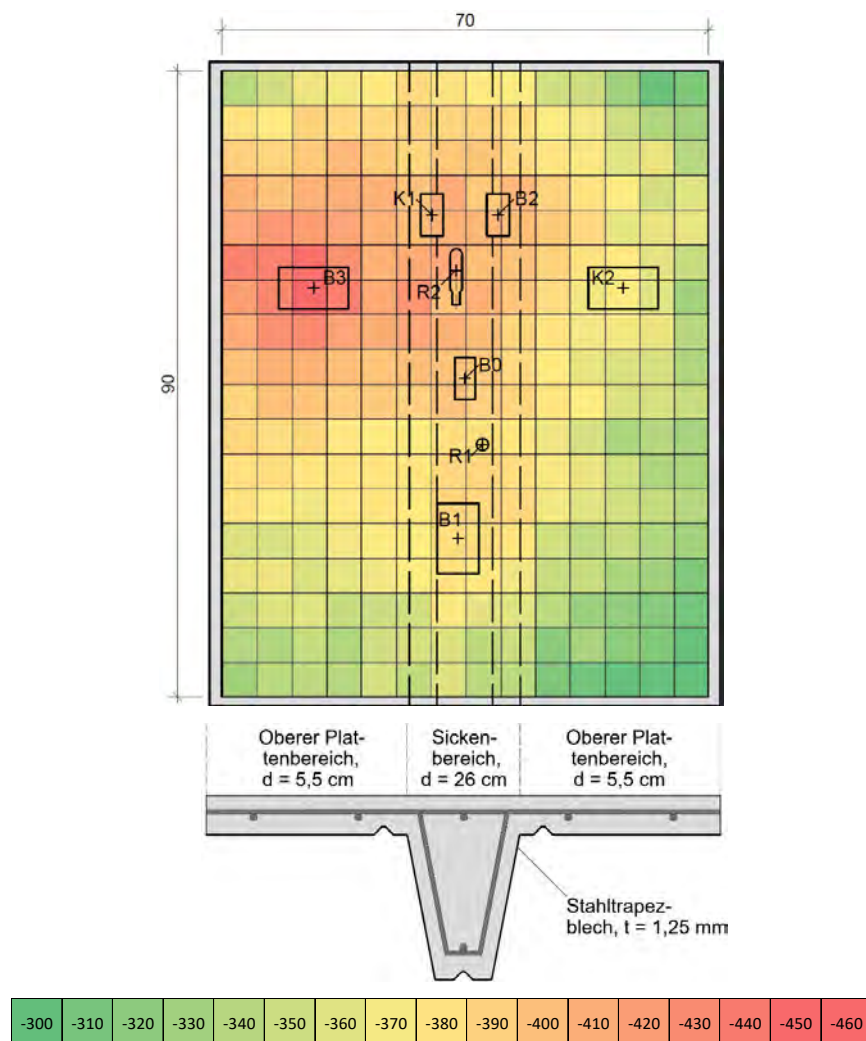


Abbildung 22: Potentialfeldmessung ohne Blech zu Beginn des Messintervalls I in [mV]

Eine Messung zum Start des Messintervalls II nach einem Betonalter von 68 Tagen und vorherigem Kurzschluss der Bewehrung zum Blech, führt zu einer zusätzlichen „Verschleierung“ der tiefer gelegenen Korrosionsaktivitäten. Das Potential an der oberflächennahen Anode B3 fiel auf -492 mV, wobei auch der obere Grenzwert (inaktiver Bereich mit hohen Potentialwert) sich von Median entfernte und einen maximalen Wert von -270 mV annahm. Eine Messabweichung in der unteren linken Ecke des Verbundkörpers lässt vermuten, dass die gemessenen Potentiale von der Kontaktzone zwischen Aufbeton und Trapezblech beeinflusst werden. Feuchteindrang in diese Kontaktzone, z. B. über Risse, sollte diesen Effekt zusätzlich verstärken.

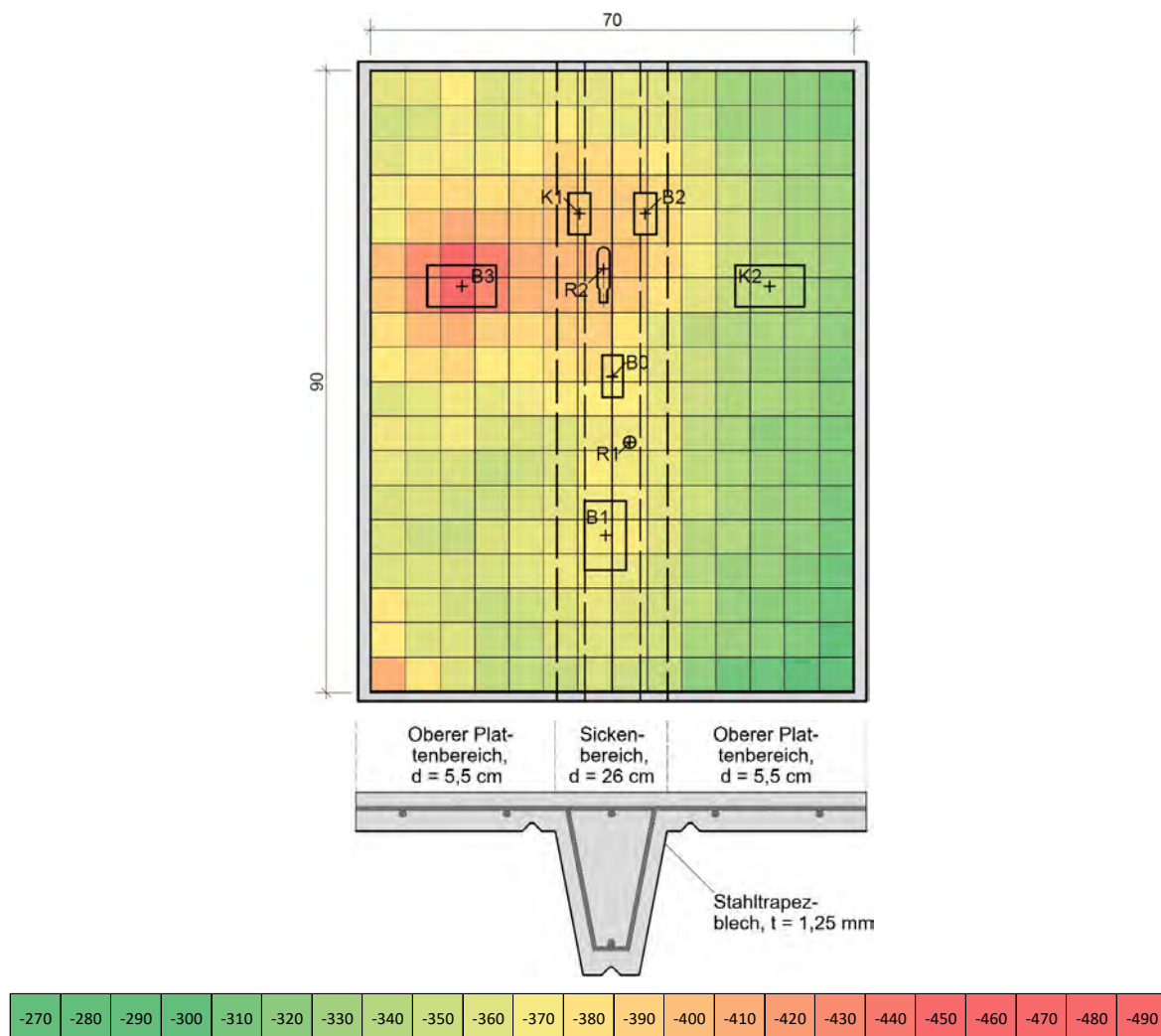


Abbildung 23: Potentialfeldmessung mit Blech zu Beginn des Messintervalls II in [mV]

Bei der zerstörungsfreien Prüfung von Betonbauteilen mittels Potentialfeldmessungen ist in der Praxis bekannt, dass die Messwerte durch unterschiedliche Feuchtegehalte im Beton stark beeinflusst werden. Somit scheint es bei frei bewitterten Bauteilen (z. B. Parkdecks) oft schwierig, korrosionsaktive Bereiche bei hoher Betondeckung ausfindig zu machen. Besonders in Kombination mit einer komplizierten Geometrie, wie bei unterschiedlichen Bauteilhöhen oder Verbundkonstruktionen, lassen sich zumeist keine

adäquaten Aussagen bzgl. dem Zustand der Bewehrung treffen. Außerdem kommen Potentialmessungen zumeist erst nach Rückbau eines evtl. vorhandenen Oberflächenschutzsystems zum Einsatz (z. B. im Zuge einer Instandsetzungsmaßnahme). Das DGZfP-Merkblatt B 03 [5] und Untersuchungen an der TU-München [6] geben hierbei eine Übersicht der Einflussfaktoren und Fehlerquellen. **Abbildung 24** visualisiert die Messung der Potentiale gegen die CuSO₄-Elektrode nach einem Betonalter von 243 Tagen. Dies entspricht dem Ende des Messintervalls III am 20.07.2021 und somit nach einer Feuchtebeaufschlagung von insgesamt 140 Tagen. Außer einer deutlichen Potentialdifferenz im oberen Plattenbereich der Anode B3 (-443 mV), konnten keine weiteren korrosiven Aktivitäten verzeichnet werden.

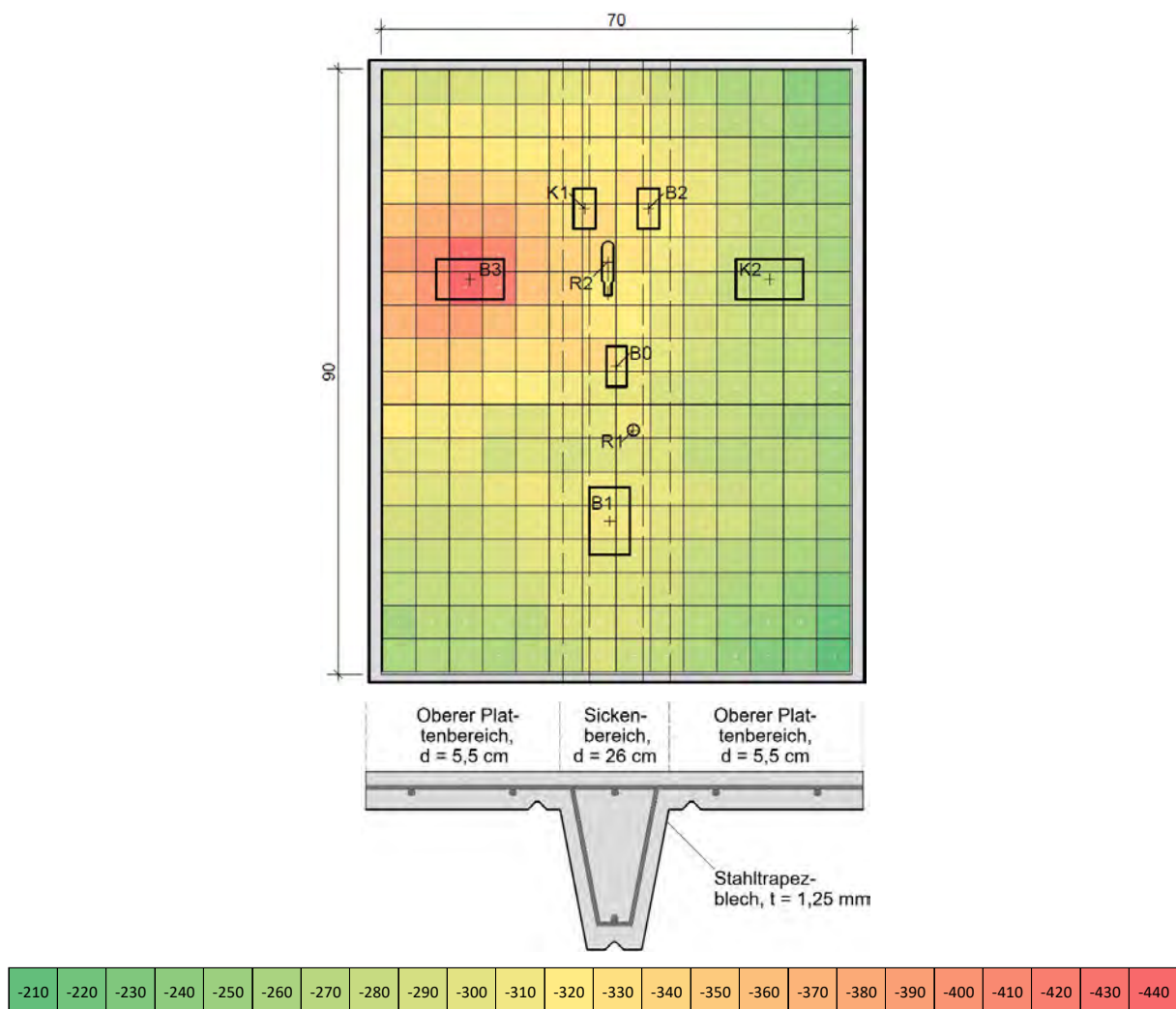


Abbildung 24: Potentialfeldmessung am Ende des Messintervalls III in [mV]

3.1.3 Galvanostatische Pulsmessung

Vergleichsmessungen mit einem galvanostatischen Pulsmessgerät (bez. XXXXXXXXXX) zeigen, dass auch tiefer liegende korrosionsaktive Bereiche erfassbar sind. Das galvanostatische Messverfahren eignet sich zur Ermittlung von Elektrolyt- und Polarisationswiderständen in Stahlbetonkonstruktionen. Dabei wird die Bewehrung einem konstanten Stromimpuls I ausgesetzt und die resultierende Potential-Zeit-Kurve mittels einer Silber-Silberchlorid-Referenzelektrode (Ag/AgCl-Elektrode) aufgezeichnet und ausgewertet (siehe **Abbildung 25**).

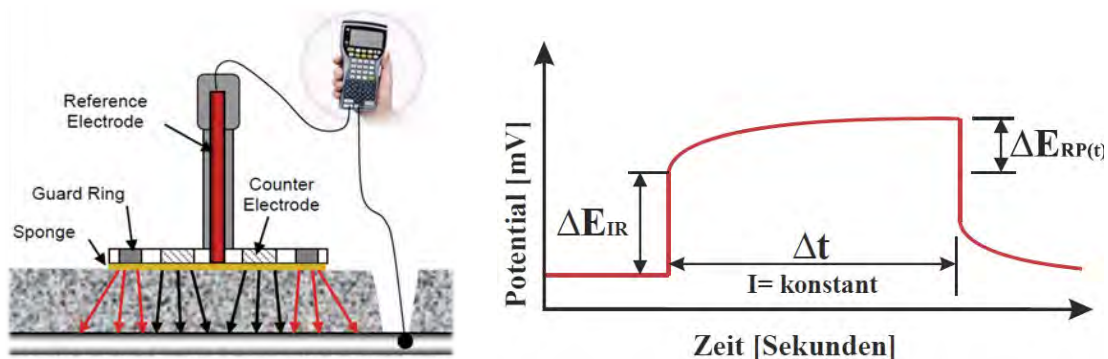


Abbildung 25: Messprinzip (links) und resultierende Potential-Zeit-Kurve (rechts) gemäß Herstellerangaben

Der Polarisationswiderstand der Bewehrung R_p ergibt sich hierbei zu:

$$R_p = \Delta E_{RP(t)} / I \quad [\Omega] \quad (3.1)$$

Dieser kann anschließend über die empirische Systemkonstante B , die sogenannte Stern-Geary-Konstante [7], in einen Korrosionsstrom I_{corr} umgerechnet werden:

$$I_{corr} = B / R_p \quad [A] \quad (3.2)$$

Hierbei nimmt B für korrosionsaktiven Stahl im Beton eine Wertigkeit von 26 mV anhand Literaturergebnissen an, wobei dieser Wert auch im Einzelfall schwanken kann. Mit der Vorgabe des vorhandenen Bewehrungsdurchmessers und einer Messlänge vom 70 mm, die durch den „Guard Ring“ gemäß **Abbildung 25** begrenzt wird, ergibt sich die Korrosionsstromdichte i_{corr} in $[\mu A/cm^2]$.

Zusätzlich zum Polarisationswiderstand R_p kann aus dem gemessenen IR-Drop der Potentialkurve der Elektrolytwiderstand R ermittelt werden. Dieser gibt Aufschluss über eine ausreichende elektrolytische Leitfähigkeit des Betons während des Messvorgangs:

$$R = \Delta E_{IR} / I \quad [\Omega] \quad (3.3)$$

Im Zuge dieses Forschungsvorhabens wurden galvanostatische Pulsmessungen an der Oberfläche des Großprüfkörpers mit Stromstärken von 50, 100 und 150 μA und Pulszeiten von jeweils 5 und 10 Sekunden durchgeführt. Somit ergaben sich insgesamt sechs Messreihen in einem Raster von $a_x = a_y = 100 \text{ mm}$ gemäß **Abbildung 26**. Hierbei sei erwähnt, dass die Korrosionsstromdichten i_{corr} mit einem voreingestellten Ersatzdurchmesser der Bewehrung von $d_s = 12 \text{ mm}$ gemessen und zum besseren Vergleich in die jeweiligen Korrosionsstromstärken I_{corr} zurückgerechnet worden sind. Die Grenzwerte der Farbskalierungen richten sich hierbei nach den minimal (grün) und maximal (rot) ermittelten Korrosionsströmen.

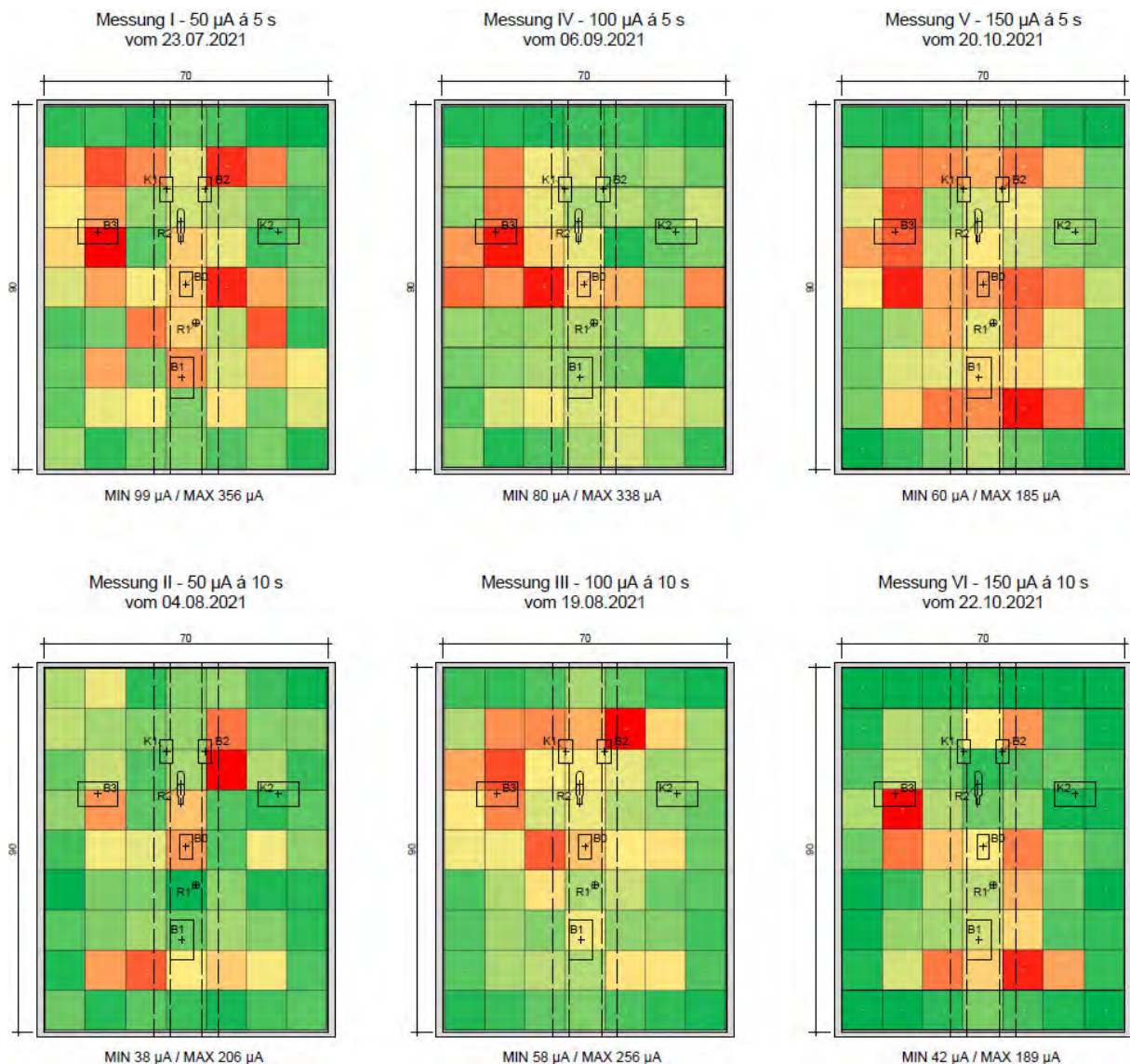


Abbildung 26: Messergebnisse der galvanostatischen Pulsmessung mit Angabe der jeweiligen minimal (MIN) und maximal (MAX) ermittelte Korrosionsströme

Die Ergebnisse der einzelnen Pulsmessungen deckten zwar korrosive Aktivitäten auch in den unteren Bereichen des Großprüfkörpers (bez. Rippen od. Sicken) auf, diese waren aber zwischen den einzelnen

Messungen mit unterschiedlichen Wertigkeiten behaftet. Bei den Messungen mit 5 Sekunden Pulszeit ergaben sich mit steigender Stromstärke niedrige Minimal- und Maximalwerte an den Korrosionsströmen. Auch beim Vergleich der Messungen mit gleicher Stromstärke aber unterschiedlicher Pulszeit variierten die jeweiligen Extremwerte. Die aktiven Bereiche zwischen den Anoden „verschmierten“ außerdem miteinander, womit eine exakte Ortung nicht immer möglich schien.

Um die Einflussfaktoren von Geometrie- und Materialfaktoren während der Pulsmessung zu ermitteln wurden plattenartige Referenzkörper gemäß **Abbildung 27** bzw. **Abbildung 28** entwickelt. Diese mit Betonstahl bewehrten Prüfkörper hatten die Abmessungen von $l \times b \times h = 550 \times 300 \times 110$ mm und wurden aus chloridhaltigen Beton (4 M.%/z) hergestellt. Untersucht wurden hierbei zwei verschiedene Zementarten, CEM I und CEM III, sowie unterschiedliche Lagerungsbedingungen, mit 55 % und 85 % relative Luftfeuchte. Die einzelnen Bewehrungslagen sind hierbei elektrisch getrennt voneinander ausgeführt worden und konnten bei Bedarf kurzgeschlossen werden. Man unterscheidet hierbei zwischen zwei verschiedenen Stabdurchmessern ($\varnothing 10$ und 20 mm) und je nach Betrachtungsrichtung zwischen verschiedenen Betondeckungen (Oberseite: 25 und 50 mm; Unterseite: 40 und 65 mm). Zusätzlich wurden die Betonstähle teilweise abgedichtet, um nur bestimmte Bereiche galvanostatisch zu prüfen (Einflussbereich Messkopf XXXXXXXXXX).

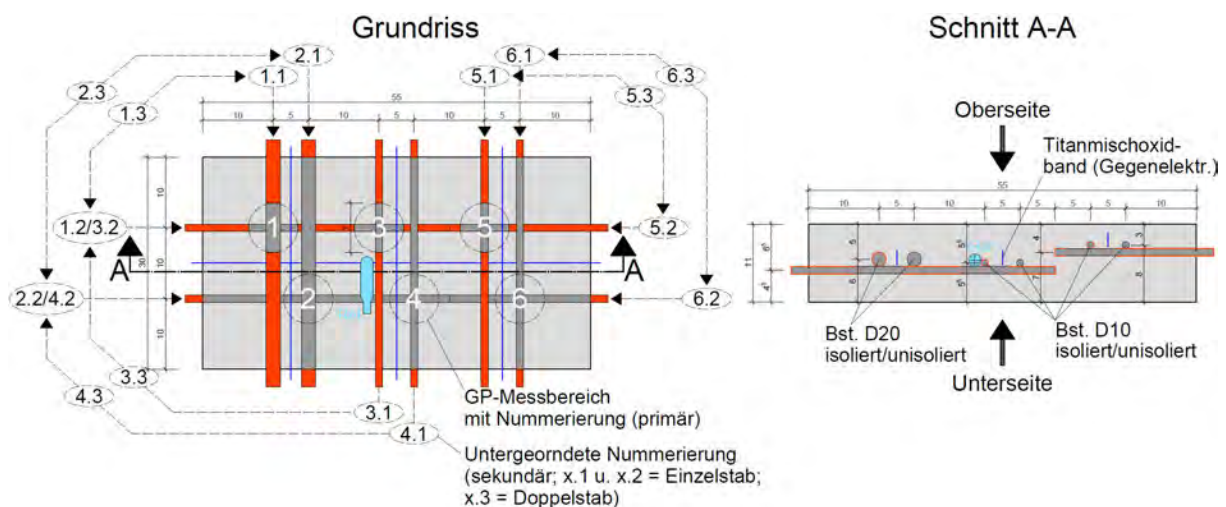


Abbildung 27: Aufbau und Messreihenfolge der Referenzkörper für die galvanostatischen Pulsmessungen



Abbildung 28: Fotoaufnahme der Referenzkörper für die galvanostatischen Pulsmessungen

Es wurde unterschieden zwischen den galvanostatischen Messungen [REDACTED], bei dem die Referenzelektrode und die Gegenelektroden im Gerät fest verbaut sind (externe 3-Elektroden-Messmethode), und den Messungen mit einem Potentiostaten (Hersteller: [REDACTED]), bei dem die im Referenzkörper verbauten Elektroden genutzt wurden (interne 3-Elektroden-Messmethode). Bei Letzteren diente eine MnO_2 -Referenzelektrode als Bezugselektrode und Titanmischoxidbänder zwischen den Bewehrungslagen als Gegenelektroden. Ansonsten unterscheidet sich die Ermittlung der Polarisationswiderstände nicht von der Messmethode [REDACTED] und ergibt sich somit gemäß Gleichung 3.1.

Nachfolgend wird auf den Vergleich zwischen diesen beiden Messmethoden eingegangen. Hierbei ergab sich ein linearer Zusammenhang zwischen der internen und externen 3-Elektroden-Messung, die nachfolgend beispielhaft dargestellt wird (vgl. **Abbildung 29**). Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die ermittelten Polarisationswiderstände der beiden Messmethoden direkt gegenübergestellt. Hierbei ergaben sich getrennt nach galvanostatischer Pulsstärke (100, 200, 300 oder 400 μA), der Messrichtung (Ober-/Unterseite) sowie Zement- und Lagerungsart Punktwolken mit dazugehörigen Korrelationsgeraden. Zusätzlich wurde das Bestimmtheitsmaß (Korrelationskoeffizient R^2) zwischen den beiden Datensätzen mit aufgeführt. Die vollständigen Ergebnisse sind in **Anhang B** aufgeführt.

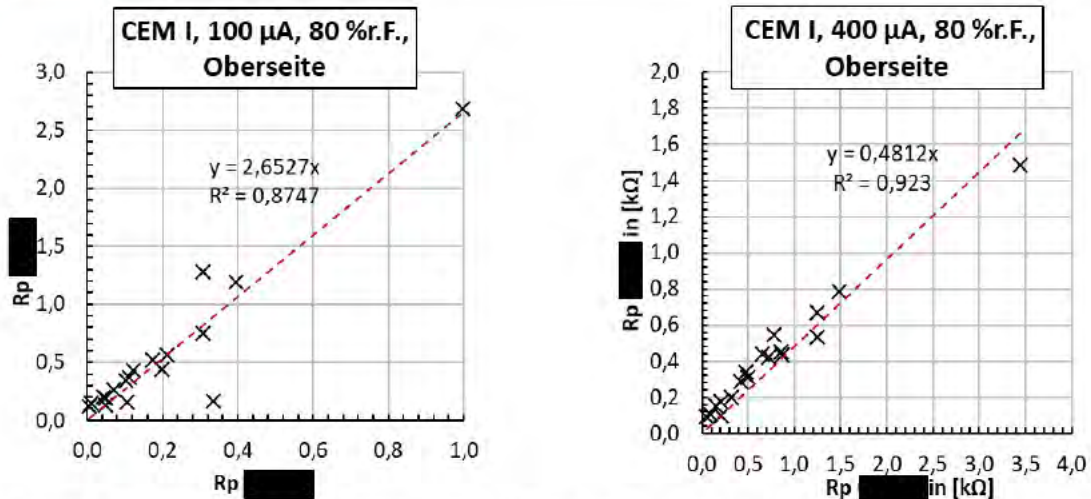


Abbildung 29: Galvanostatischer Referenzkörper - Beispielhafte Korrelation zwischen den beiden Messmethoden mit 100 µA und 400 µA Pulsstärke

Aus den Ergebnissen der galvanostatischen Pulsmessungen kann folgendes gedeutet werden:

- Die Steigung der Korrelationsgeraden nimmt mit erhöhter Pulsstärke ab: Hierbei sinken der Polarisationswiderstände der [] Messungen und die der [] Messungen steigen.
- Die Korrelationskoeffizient R^2 ist bei den Prüfkörpern mit CEM I höher als bei denen mit CEM III. Hierbei kann der höhere Elektrolytwiderstand der Betone mit Hochofenzement Einfluss haben.
- Mit Erhöhung der Pulsstärke nimmt das Bestimmtheitsmaß R^2 - in Abhängigkeit der Zementart, Lagerungsfeuchte und der Richtung der [] Messungen (Oberseite/Unterseite) - nicht durchgehend zu: Die Erhöhung der Pulsstärke hat aber weitestgehend einen positiven Einfluss, wie z. B. in **Abbildung 29** (rechts) zu sehen ist.

Zusammenfassend zeigte sich eine gute Korrelation zwischen diesen beiden Messmethoden, deren genauen Einflüsse auf die Steigung der Korrelationsgeraden aber noch weiterer Forschung bedarf. Bei der Umrechnung der Polarisationswiderstände R_p in die Korrosionsströme I_{corr} ist davon auszugehen, dass diese nicht den tatsächlichen Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl widerspiegeln. Für die Anwendung am Bauwerk kann das [] Gerät aber, ähnlich wie bei der Potentialfeldmessung, Bereiche die stärker korrodieren („Korrosionsstromgradienten“) hervorheben. Voraussetzung dafür ist eine ausreichende elektrolytische Leitfähigkeit am Beton und eine durchgehend elektrisch verbundene Bewehrung.

3.2 Restquerschnittsermittlung am Blech

Zuerst wurden Randbedingungen, für eine zerstörungsfreie Querschnittermittlung an dünnen beschichteten Blechquerschnitten definiert, um die maßgebenden Einflussfaktoren zu berücksichtigen. Es zeigte sich, dass die meisten handelsüblichen Ultraschallmessgeräte die vorgegebenen Randbedingungen nicht erfüllen. Limitierende Parameter für einen erfolgreichen Einsatz sind vor allem die Blechdicke, Rundungen und Beschichtungssysteme.

Anhand der Randbedingungen wurden drei Wanddickenmessgeräte von verschiedenen Herstellern identifiziert und miteinander verglichen, die sich im Wesentlichen hinsichtlich der messbaren Mindestdicke unterschieden. Letztendlich wurde das Gerät ausgewählt, das die dünnsten Blechstärken (im Vergleich zu den anderen Geräten) messen konnte.

Abschließend wurden zur Kalibrierung Messungen an reinen Blechquerschnitten durchgeführt. Mit Messungen an einem Originalblech mit Beschichtungssystem konnte dann der Einfluss desselben bewertet werden. Basierend darauf wurden an korrodierten Blechen die Restquerschnitte bestimmt. Es zeigte sich, dass eine zerstörungsfreie Messung möglich ist.

3.2.1 Allgemeines

Vor einer Verstärkungsmaßnahme der Profiltafel auf der Luftseite, müssen die geschwächten Stellen identifiziert werden. Die geschädigten Stellen zeigen sich häufig luftseitig durch kleine „Rostpunkte“, an denen das Blech auf der Betonseite bereits massiv durch Korrosion geschwächt ist. Dabei handelt es sich in der Regel um Lochfraßkorrosion ausgelöst durch Chloride. Hierzu gilt, dass die korrodierte Stelle auf der Betonseite flächenmäßig größer ist und sich auf der sichtbaren Seite nur als lokale Stelle zeigt. Daher ist zu untersuchen, wie groß die beschädigte Stelle ist, da diese die Tragfähigkeit entscheidend mindert.

Für eine zerstörungsfreie Prüfung (ZfP), die auch unter Baustellenbedingungen ausgeführt werden kann, soll ein Ultraschallmessgerät eingesetzt werden. Für Ultraschallprüfgeräte gibt es eine Vielzahl von Anwendungsfällen, unter anderem Materialprüfungen, Schichtdickenmessungen von Beschichtungssystemen, Dickenmessung von Hohlprofilkonstruktionen sowie die Qualitätskontrolle von Schweißnähten im Stahlbau. Je nach Anforderung und Einsatzbedingung ist die Wahl des richtigen Gerätes entscheidend. Für verlässliche Ergebnisse müssen die Messgeräte mit Prüfkopf und Messart auf die Randbedingungen wie Material, Oberflächenbeschaffenheit und Zugänglichkeit abgestimmt sein. Ziel der nachfolgenden Untersuchung war es ein Ultraschallwanddickenmessgerät zu finden das geeignet erscheint, es gegebenenfalls zu modifizieren, auf die vorliegenden Randbedingungen zu kalibrieren und die Ergebnisse zu verifizieren. Die Kalibrierung wurde an unbeschichteten Grundblechen durchgeführt. Hierfür wurden

originale Profilbleche von Additivdecken verwendet, die zuvor aus den Profiltafeln herausgeschnitten wurden. Die Beschichtungen/Anstriche in diesem Bereich wurden beidseitig lokal entfernt.

Im Weiteren wurde der Einfluss der Beschichtung am Grundblech zusammen mit der zuvor durchgeführten Kalibrierung betrachtet. Zur Bestimmung des Fehlers wurde die vorhandene Beschichtungsdicke mithilfe von Mikroskopie ermittelt. Danach wurden einseitig vorkorrodierte Bleche untersucht. Zur Erzeugung unterschiedlichen Korrosionsgraden wurde das Blech durch elektrochemische Korrosion künstlich vorbehandelt. Zur Verifikation der Ultraschallmessung wurden die Restquerschnitte mittels einer 3D-Mikroskopiemaessung ermittelt. Darauf aufbauend wurden an aus Parkhäusern herausgetrennten korrodierten Blechen die Restquerschnitte mit dem Ultraschallmessgerät bestimmt.

3.2.2 Grundlagen zur Wanddickenmessung mittels Ultraschallgerät

Zur zerstörungsfreien Prüfung (ZfP) zählt das Verfahren der Ultraschallmessung. Grundsätzlich werden bei einer Ultraschallmessung Schallwellen von einem Sender aus in ein Material eingeleitet und breiten sich in diesem Körper aus. Ein Empfänger registriert diese Schallwellen und stoppt die Zeitmessung, die beim Senden der Schallwellen gestartet wurde. Durch die Wellengeschwindigkeit und die Zeit, die von dem Sender zum Empfänger benötigt wurde, wird der Weg den der Schall zurückgelegt hat berechnet.

Eine Wanddickenmessung kann im Wesentlichen in zwei Verfahren unterteilt werden: das Durchschallungs- und das Echoverfahren. Beim Durchschallungsverfahren werden ein getrennter Sender und Empfänger eingesetzt, die auf die gegenüberliegenden Seiten des Materials angebracht werden. Unterschiede in der Signalstärke oder -zeit können auf Defekte oder Materialveränderungen hindeuten. Beim Echoverfahren handelt es sich um einen Prüfkopf der als Sender und Empfänger eingesetzt wird. Hierbei

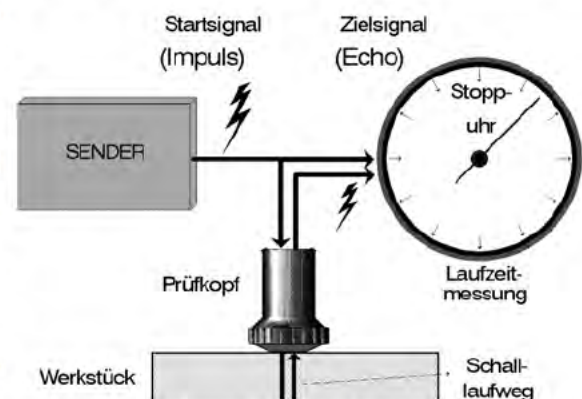


Abbildung 30 Impuls-Echo-Methode [1]

wird das Echo, also die Reflektion des Schalls erkannt, der an der Rückseite, einem Defekt oder Materialänderung reflektiert wird. Dies ermöglicht eine detaillierte Analyse der Materialdicke und -beschaffenheit. Da die zu untersuchenden Bleche im Bestand nur von einer Seite zugänglich sind, eignet sich nur das Echoverfahren.

Das Echoverfahren kann in zwei Arten von Prüfköpfen, Einzelwandler-Prüfkopf (Senkrecht-Prüfköpfe) und Doppelwandler-Prüfkopf (SE-Prüfkopf) unterschieden werden. Der Unterschied liegt in der Anzahl der Schallwandler, die im Prüfkopf verbaut sind.

Bei einem Einzelwandler-Prüfkopf (Senkrechtprüfköpfe) ist ein Wandler vorhanden, dieser dient als Sender und Empfänger. Die Zeitmessung startet mit dem elektrischen Sendeimpuls, der am Wandler den

Schallimpuls auslöst. Der an einer Ungänze oder gegenüberliegender Wand reflektierte Schall wird von demselben Wandler, der nun als Empfänger arbeitet, wieder in einen elektrischen Impuls umgewandelt und die Zeitmessung stoppt. Diese Messmethode nennt man Impuls-Echo-Methode. Diese Prüfköpfe gibt es in großer Auswahl in den unterschiedlichsten Größen mit Frequenzen von ca. 0,5 MHz bis 25 MHz. Dies ermöglicht eine individuelle Anpassung der Prüfkopfeigenschaften an jede Prüfaufgabe. Dafür müssen die richtigen Einstellungen für den Prüfkopf und den zumessenden Bereich getroffen werden da nur in einem bestimmten Fokusbereich gemessen werden kann. Daher entsteht auch ein Nachteil beim Finden von oberflächennahen Ungängen.

Doppelwandler-Prüfköpfe (SE-Prüfkopf) besitzen zwei Wandler die entweder als Sender oder Empfänger arbeiten. Diese sind akustisch und elektronisch voneinander entkoppelt, somit können die Schallwellen gesendet und gleichzeitig empfangen werden. SE-Prüfköpfe liefern schnelle und sichere Ergebnisse und sind in der Anwendung durch die Einstellung einfacher im Umgang. Außerdem können oberflächen-nahe Fehlstellen gut erkannt werden. Jedoch sind sie durch ihre Bauform groß und durch die feste Position der Wandler nur für einen bestimmten Fokusbereich ausgelegt [8].

Zur Findung des richtigen Ultraschallgerätes wurden daher vorab die Randbedingungen festgelegt. Durch den definierten Einsatz an einseitig zugänglichen Blechen von additiv Decken sind maximale Blechstärken von 1,5 mm vorhanden. Da die Restquerschnittsdicke gemessen werden soll und diese teilweise nicht mehr vorhanden ist, sollte der Messbereich eine möglichst kleine messbare Mindestdicke, annähernd 0 mm, abdecken. Durch die vorhandene Blechgeometrie ergeben sich Rundungen mit einem Radius von 4 mm an denen auch gemessen werden soll. Die letzte Bedingung, die an das Gerät gestellt wurde, ist die Messung durch die vorhandene Beschichtung mit etwa 20 µm, die als Korrosionsschutz auf dem Blech aufgebracht ist und für die zerstörungsfreie Messung nicht beschädigt werden soll.

Es konnten drei Geräte (gemäß **Tabelle 13**) von verschiedenem Hersteller gefunden werden, die den Anforderungen für Messungen an einer gebogenen Fläche und durch eine Beschichtung erfüllen. Diese Geräte unterscheiden sich lediglich in ihrem unteren Messbereich. Zudem wurden nur Senkrechtprüfköpfe angeboten, da die SE-Prüfköpfe durch ihre Bauform außerhalb des Messbereiches liegen. Aufgrund der kleinsten zu messenden Materialdicke wurde das Gerät 1 ausgewählt.

Tabelle 13: Anforderungen und Vergleich von drei Ultraschallwanddickenmessgeräten

Anforderung	Vorgabe	Gerät 1	Gerät 2	Gerät 3
Materialdicke [mm]	0 – 1,5	0,18 – 25	0,40 - 5	0,25 - 10
Gebogene Messfläche	r = 4 mm	✓	✓	✓
Beschichtung	20 µm	✓	✓	✓

3.2.3 Kalibrierung und Verifizierung des Waddickenmessgerätes

Für eine Ultraschallmessung muss eine zu dem Material passende Wellengeschwindigkeit eingestellt werden. Die Wellengeschwindigkeit für Stahl beträgt etwa 5900 bis 6000 m/s, dieser Wert kann jedoch je nach Zusammensetzung und Eigenschaften des Stahls wie Legierungselementen, Wärmebehandlungszustand, und Mikrostruktur variieren. Für genaue Messungen muss daher die richtige Wellengeschwindigkeit gefunden werden, dies kann durch eine Kalibrierung an einem Körper desselben Materials erfolgen. Bei der Kalibrierung wird die Wellengeschwindigkeit ermittelt, mit der sich der Schall in dem Körper ausbreitet. Dafür muss die zu messende Materialdicke bekannt sein, damit mithilfe der Zeitmessung die Wellengeschwindigkeit berechnet werden kann. Hierfür besitzt das Gerät eine Kalibrierfunktion bei der man nur noch die vorhandene Materialdicke angeben muss. Für die Kalibrierung wurde ein Blech aus der vorhandenen Profiltafel entnommen. Laut Angaben des Herstellers der Additivdecke wird ein für die Kaltumformung geeignetes korrosionsgeschütztes Stahlblech der Stahlsorte S350GD+Z nach DIN EN 10346 [9] verwendet. Um einen Einfluss der vorhandenen Beschichtung zu vermeiden und nur die Wellengeschwindigkeit des Stahls zu messen wurde die Beschichtung abgeschliffen und die Oberflächen poliert, um eine möglichst reine und glatte Oberfläche zu erzeugen, siehe **Abbildung 31**. Zudem wurde darauf geachtet, dass die zwei Seiten des Bleches planparallel sind.

Grundmaterial ohne Beschichtung

Messbereich	6,2 x 6,2 mm
Dicke mit Bügel- messschraube	1,150 ± 0,002 mm
Schallgeschwindigkeit	5990 $\frac{\text{m}}{\text{s}}$

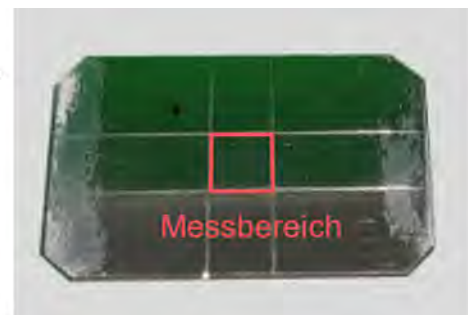


Abbildung 31: Grundmaterial zur Kalibrierung des Ultraschallmessgerätes

Mit einer digitalen Bügelmessschraube wurde die vorhandene Materialdicke im Messbereich (**Abbildung 31**) bestimmt. Dafür wurden neun Punkte, in einem Raster von 3 x 3 in einem Abstand von ca. 3 mm gemessen. Dadurch konnte eine Mittlere Dicke von 1,150 mm ermittelt werden, mit einer Standardabweichung von 0,002 mm. Durch die Kalibrierfunktion im Messgerät und der bestimmten Dicke konnte eine Wellengeschwindigkeit von 5990 m/s ermittelt werden.

Für die Beschichtung des Profilblechs gelten die Bestimmungen nach DIN EN 10346 [9], DIN EN 1090-2 [10] und DIN 55634 [11]. Der Korrosionsschutz ist mindestens gemäß Auflagenkennzahl Z275, ZA255 oder AZ150 nach DIN EN 10346 [9] auszuführen. Für die Bestimmung der Schichtdicke des Korrosionsschutzes wurden Schliffbilder erstellt und mittels Mikroskopie vermessen, siehe **Abbildung 32**.

		Grundblech
Schichtdicke [μm]		
15		Innere Schicht
20		Äußere Schicht
		Vergussmaterial

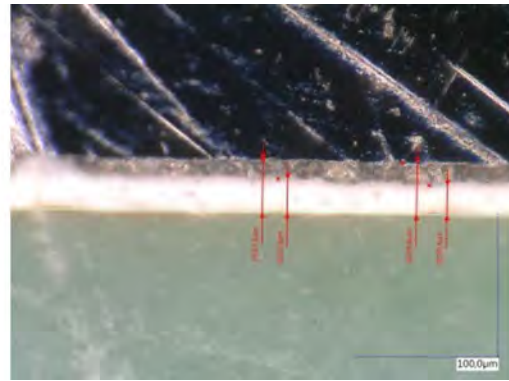


Abbildung 32: Schliffbild des Beschichtungssystems

In dem Schliffbild (**Abbildung 32**) sind zwei Beschichtungssysteme zu erkennen. Die erste silbergraue Schicht hat eine durchschnittliche Dicke von 15 μm und hierbei handelt es sich um die Verzinkung. Die zweite äußere Schicht ist weißlich und weist eine durchschnittliche Dicke von 20 μm auf; es handelt sich um eine zusätzliche Kunststoffbeschichtung. Beide Systeme bilden das Korrosionsschutzsystem des Blechs auf der Außenseite. Für eine zerstörungsfreie Prüfung auf der Baustelle sollten diese Schichten, wenn möglich, nicht beschädigt werden. Daher wurde nachfolgend untersucht, ob diese Schichten die Ultraschallmessung beeinflussen oder ggf. Korrekturfaktoren berücksichtigen werden müssen. Dafür wurden aus der vorhandenen Profiltafel weitere Versuchskörper herausgetrennt und vermessen.

Bei dem Referenzblech (**Abbildung 33**) zur Untersuchung des Einflusses der Beschichtung wurde die Oberfläche nicht bearbeitet, sondern nur gereinigt. Damit besitzt das Blech auf der einen Seite die zwei Beschichtungen (Zink und Kunststoff) und auf der Rückseite nur eine Beschichtung (Zink). Die Referenzmessung wurde an mehreren Stellen mit einer Bügelmessschraube durchgeführt und gemittelt. Es ergibt sich eine mittlere Dicke von 1,23 mm. Anhand der Ermittlung der einzelnen Beschichtungsdicken, (siehe oben) kann eine Blechdicke von 1,18 mm berechnet werden. Mit dem Ultraschallmessgerät wurde eine Blechdicke von 1,21 mm ermittelt.

Grundmaterial mit Beschichtung	
Messbereich	15 x 12 mm
Gemessene Dicke mit Bügelmessschraube	1,23 mm
Ultraschallmessung	<u>1,21 mm</u>



Abbildung 33: Prüfkörper zur Bestimmung des Einflusses der Beschichtungssysteme

Zwischen den beiden Messungen zeigt sich eine Diskrepanz von 0,03 mm. Dieser entspricht der zwei Zinkschichten, von jeweils 15 μm , auf beiden Seiten. Es wird davon ausgegangen, dass die Zinkbeschichtung eine ähnliche Schallgeschwindigkeit besitzt und somit der Materialwechsel vernachlässigt

wird. Die Messung durch die Kunststoffbeschichtung ergab somit keine bzw. zu vernachlässigende Abweichungen $< 0,01\text{mm}$.

Folglich ergab die Untersuchung als Ergebnis, dass eine Messung der Schichtdicke auf der Außenseite mit dem Ultraschallmessgerät () mit ausreichender Genauigkeit für das vorliegende Blech bzw. Schutzsystem möglich ist, auch wenn der Korrosionsschutz belassen wird. Das Blech muss lediglich oberflächengereinigt werden (z. B. mit Isopropanol).

3.2.4 Messen von korrodierten Blechen

Nachdem die Methode der Ultraschallmessung kalibriert wurde, wird sie mittels querschnittsgeschwächten Proben verifiziert. Dies erfolgt zum einen durch künstlich einseitig vorkorrodierte Blechproben aus dem Labor und zum anderen wurden die korrodierten Proben aus den Bauwerksuntersuchungen gemäß **Abschnitt 2.1** verwendet. Die Ergebnisse werden abschließend miteinander verglichen.

Aufgrund der Gradienten der Durchrostung, beginnend von der vollständigen Durchdringung ($d = 0\text{ mm}$) bis zum unbeschädigten Basisblech ($d = 1,25\text{ mm}$), wurden unterschiedliche Korrosionsabtragsstufen durch elektrochemische Behandlung an den Probeblechen erzeugt. Ziel der Vorbehandlung war es, einen korrodierten Restquerschnitt herzustellen, um diesen anschließend mit dem Ultraschallgerät zu messen.

Hierfür wurden sechs Probekörper aus der vorhandenen Profiltafel entnommen und eine kreisförmige Fläche mit einem Durchmesser von 20 mm (Fläche 314 mm^2) mittels elektrochemischer Korrosion vorkorrodiert. Um den Querschnitt gezielt zu schwächen, wurde die Zinkschicht durch Sandstrahlen vorher entfernt und somit der Grundwerkstoff freigelegt. Zur Durchführung der Reaktion wurde eine Titanmischoxidgitter und das Blech durch eine Lösung, in diesem Fall eine 10 %igen Natriumchloridlösung, in elektrolytischen Kontakt gebracht (**Abbildung 34**).

Zur Abdichtung wurde auf dem Blech eine kreisrunde Wanne aus Silikon geformt, welche mit der NaCl-Lösung befüllt ist und als Reaktionsraum dient. Auf der offenen Seite wurde das Titangitter in die Elektrolytlösung gelegt und diente dort als Kathode. Durch Anlegen einer konstanten Stromstärke von 200 A startete die beschleunigte Korrosionsreaktion zwischen der Kathode und dem Anode, also dem Blech. Letzteres gibt dabei seine Elektronen/Metallionen ab und führt somit zu einer Eisenauflösung.



Abbildung 34: Aufbau der beschleunigten elektrochemischen Korrosion

Im Zuge der beschleunigten Korrosion wurde die Restquerschnittsdicke an den Prüfkörpern regelmäßig kontrolliert. Dafür wurde der Prüfkörper abgeklemmt und von der Unterseite mit dem Ultraschallmessgerät gemessen. Nach und nach wurden die Prüfkörper ausgebaut, um unterschiedliche Restquerschnitte zu erhalten. Die Silikonwannen wurden bündig abgeschnitten und die Oberfläche für die weiteren Untersuchungen mit Isopropanol gereinigt.

Im Anschluss wurden die minimalen und der durchschnittlichen Restquerschnitte mit dem Ultraschallgerät und der 3D-Mikroskopie ermittelt. Bei dem Ultraschallmessgerät wurde der Restquerschnitt an neun Stellen gemessen und die Werte gemittelt, sowie der minimale Restquerschnitt durch manuelles Abfahren der Oberfläche gesucht. Zur Verifizierung der Messergebnisse wurden anhand von 3D-Mikroskopie der durchschnittliche Restquerschnitt mit zwei Methoden ermittelt:

Bei der Methode 1 wurden jeweils fünf Schnitte in den Restquerschnitt der Proben gelegt (**Anhang C**). Zur Ermittlung des mittleren Restquerschnitts wurde der Abtrag ermittelt und vom Sollquerschnitt abgezogen. Hierfür wurde für jeden Schnitt an der rechten und linken Flanke des abgetragenen Bereichs die Fußpunkte der Flanken bestimmt, zwischen denen der Mittelwert berechnet wurde (**Abbildung 35**).



Abbildung 35 Auswertungsmethode der Querschnitte, exemplarisch von PK4 Schnitt III

Bei der Methode 2 wurde der Korrosionsabtrag durch das interne Programm des 3D-Mikroskops berechnet und darüber die durchschnittliche Restquerschnittsfläche bestimmt. Dadurch wurden auch die abfallenden Flanken mitberücksichtigt.

Tabelle 14: Ergebnisse der Restquerschnittmessungen

Prbekörper	Restquerschnitt [mm]				
	Ultraschallmessung		3D- Mikroskopie		
	min.	Ø	min.	Methode 1 Ø	Methode 2 Ø
PK1	0,97	1,03	0,896	1,056	1,055
PK2	0,98	1,01	0,823	1,014	1,128
PK3	0,70	0,80	0,513	0,805	0,871
PK4	0,38	0,55	0,341	0,551	0,501
PK5	0	-	0	0,291	0,295
PK6	0	-	0	0,267	n/a

Die Ergebnisse in **Tabelle 14** zeigen, dass die Dickenmessung mit den unterschiedlichen Methoden sich um bis zu 11 % unterscheiden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Methode 2 die Flanken der Schadstelle mitberücksichtigt. Diese Flankenbereiche, die herstellungsbedingt auftreten, wurden bei der Methode 1 nicht mit ausgewertet. Zur Vereinfachung wurde Methode 2 nicht weiter berücksichtigt.

Für PK5 und PK6 konnte eine durchschnittliche Restquerschnittsdicke von 0,291 und 0,267 mm ermittelt werden, jedoch waren mit dem Ultraschallmessgerät keine Messungen mehr möglich. Wie in **Anhang C** an den Querschnitten zu sehen ist, war nur noch wenig bis kein Restquerschnitt vorhanden. Bei PK 6 war die weiße Kunststoffbeschichtung erkennen (siehe **Abbildung 36**) und bei PK 5 war diese sogar schon durchbohrt. Es zeigt sich, dass die Ultraschallmessung bei Blechen mit korrodierten Rückseiten bis ~0,3 mm zuverlässige Ergebnisse liefert, mit einer Abweichung von 2,5% (Methode 1).



Abbildung 36: PK 6 nach der elektrochemischen Korrosion - Beschichtung hinter Blech sichtbar

Da die Ultraschallmessung eine punktuell erfolgt, ist das Auffinden des minimalen Restquerschnitts mühsam und nicht zielführend, vor allem da korrodierten Bereiche im Bauwerk auf der nichteinsehbaren Seite liegen und meist schon größere Bereiche einen Querschnittsverlust aufweisen. Daher wird auf die Auswertung der minimalen Restquerschnittsdicke nicht weiter eingegangen.

Zur weiteren Verifizierung wird die Messung an vorgeschädigten Blechen durchgeführt, die aus einem bestehenden Parkhaus entnommen wurden. Da diese bei der ersten Betrachtung eine dickere und ungleichmäßigere Korrosionsschicht aufweisen als die elektrochemisch korrodierten Flächen, werden die

Ultraschallmessung mit Messungen einer Bügelmessschraube und 3D-Mikroskopie Messungen verglichen. Die Messungen finden an drei Stellen statt, siehe **Abbildung 37**. Im ersten Schritt wurden große Verschmutzungen und lose Korrosion entfernt. Da auf beiden Seiten Messungen stattfinden, wurden die drei Stellen durch ein Kreuz markiert und durch eine Bohrung auf die Rückseite übertragen.



Abbildung 37: Blech aus Bestandsbauwerk, mit markierten Messstellen

Bei der Ultraschallmessung wurde an jeder markierten Messstelle drei Werte gemessen und gemittelt, dabei wurde der Messkopf dreimal auf die gleiche Stelle gesetzt (**Tabelle 15**). Die Messung erfolgte von der äußeren, der im Bauwerk zugänglichen Seite.

Für die erste Referenzmessung mit der Bügelmessschraube wurden an jeder Stelle ein Raster mit 3 x 3 und einem Messpunkt Abstand von ca. 1 mm gemessen. Die einzelnen Messungen zeigen große Abweichungen in dem kleinen Messfeld, wie z. B. in **Abbildung 38** mit Restdicken von 0,652 bis 1,218 mm. Dies liegt einerseits an der uneben korrodierten Fläche, aber auch ggf. daran, dass die Korrosionsschicht mit der Bügelmessschraube mitgemessen wird.

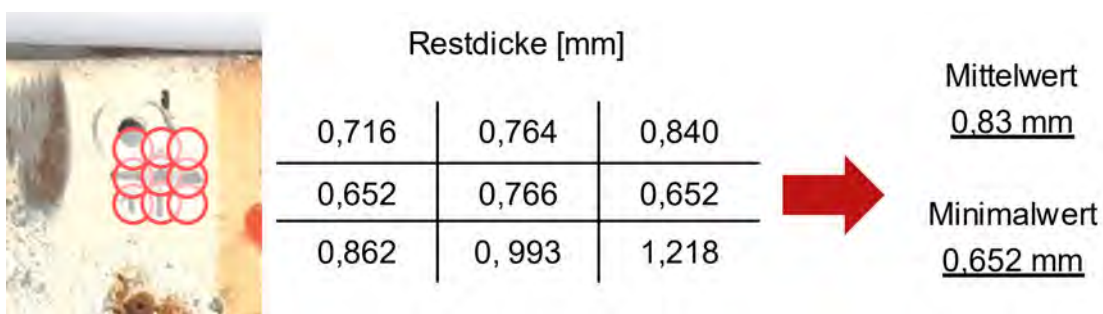


Abbildung 38: Messung mit Bügelmessschraube, exemplarisch an Messstelle 1

Zusätzlich wurde auch die Methode mit der 3D-Mikroskopie zur Referenzmessung angewendet (**Abbildung 39**). Hierbei wurde wieder in einem Raster von 3 x 3 und einem Punktabstand von 1 mm Messpunkte gemessen.

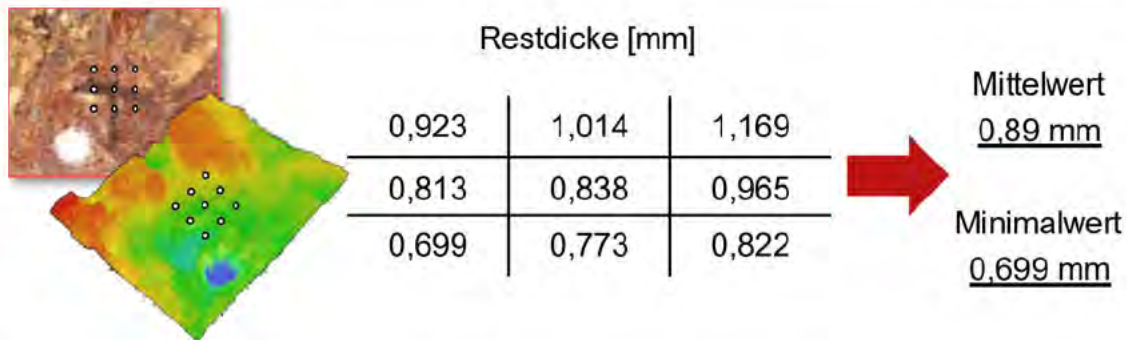


Abbildung 39: Messung mit 3D-Mikroskopie, exemplarisch an Messstelle 1

Diese Messung bestätigte die Ergebnisse der Bügelmessschraube, aber auch hier zeigten sich große Abweichungen der einzelne Messpunkt von 0,699 bis 1,169 mm Restdicke (Korrosionsprodukte werden auch hier) mit gemessen. Da beide Referenzmethoden in einem kleinen Messbereich doch große Abweichungen aufzeigen werden deren Mittelwerte mit der Ultraschallmessung verglichen.

Tabelle 15: Mittelwerte der Restquerschnittsmessung an den Messstellen

Restquerschnitt [mm] Methode	Messstelle		
	1	2	3
Ultraschall	0,70	0,93	1,21
Bügelmessschraube	0,83	0,96	1,24
3D-Mikroskopie	0,89	1,03	1,03

Anhand der Ergebnisse kann gezeigt werden, dass die Restquerschnittsdickenmessung mittels Ultraschallmessgerätes auch an diesen Blechen einsetzbar ist, die unter realen Bedingungen korrodiert sind. Die Messungen zeigen, wie erwartet große Unterschiede der Restquerschnitte innerhalb eines kleinen Bereiches. Das Finden eines lokalen Minimums ist nahezu unmöglich und auch nicht zielführend da es in einem willkürlich gewählten Bereich ermittelt wird und damit wenig Aussagekraft besitzt.

3.2.5 Zusammenfassung

Es wurde anhand den Randbedingungen ein Ultraschallmessgerät gefunden, das die Anforderungen an die zerstörungsfreien Messungen von Blechen, mit einer maximalen Dicke von 1,50 mm erfüllt. Das Gerät konnte anhand einer Materialprobe aus einer unbeschädigten Profiltafel kalibriert werden. Messungen zeigten auf, dass das vorhandene Beschichtungssystem auf den Trapezprofilen nicht entfernt werden muss und somit auch eine Zerstörung der Korrosionsschutzschicht vermieden werden kann. Durch elektrochemisch korrodierte Blechstellen konnten verschieden Restquerschnitte erzeugt und gemessen werden. Versuche an einem „natürlich“ korrodierten Blechen konnten die Durchführbarkeit einer zerstörungsfreien Prüfung mittels Ultraschallmessgerät bestätigen.

Das Suchen eines lokalen Minimums mittels Messinstrumente ist jedoch in der Praxisanwendung mit zu viel Aufwand verbunden, da es sich bei einem lokalen Minimum üblicherweise um eine vollständige Durchrostung des Bleches handelt, welche mit dem bloßen Auge problemlos identifiziert werden kann. Diese Stellen liefern Hinweise, wo mit der Untersuchung angefangen werden soll. Durch das Festlegen eines minimalen Restquerschnitts könnte man jedoch die Profile in einem größeren Raster abtasten und bewerten.

4 INTEGRIERTES KKS- UND VERSTÄRKUNGSSYSTEM AUF DER DECKENOBERVERSEITE (AP 3)

4.1 Sorptionsversuche

Ziel der nachfolgend beschriebenen experimentellen Untersuchungen war es, ein optimiertes KKS-System zu entwickeln, dass nicht nur die innenliegende Bewehrung in der Platte und im Stegbereich, sondern auch das Stahl-Trapezblech an der Deckenunterseite von Additivdecken vor Korrosion schützt. Dazu wurden zuerst drei Spezialmörtel der Firma *Sika Deutschland GmbH* zur Einbettung der Carbonanoden untersucht. Für die Anwendung im KKS-System müssen diese eine ausreichende elektrolytische Leitfähigkeit besitzen, um auch bei stark differierenden Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit, etc.) eine ausreichende Übertragung der Schutzströme zu gewährleisten. Dies setzt eine ähnliche Leitfähigkeit des Einbettmörtels wie am Originalbeton voraus.

Die Untersuchungen der Produkte erfolgten mittels Adsorptions- und Desorptionsversuchen in Anlehnung an DIN EN ISO 12571 [12], d. h. es wurde die Fähigkeit zur Wasseraufnahme sowie -abgabe der Einbettungsmörtel bei unterschiedlichen Umgebungsfeuchten beobachtet. Hierfür wurden Zwei-Elektroden-Messungen an kleinen Mörtelproben gemäß **Abbildung 40** durchgeführt. Die Probegrößen der Sorptionskörper richten sich nach bereits durchgeführten Versuchen an der Hochschule München und wurden deshalb auf $l \times b \times h = 100 \times 52 \times 20$ mm festgelegt. An den Stirnseiten der Prismen wurden Titanmischoxidbänder, die im KKS als Anodenmaterial Verwendung finden, einbetoniert.

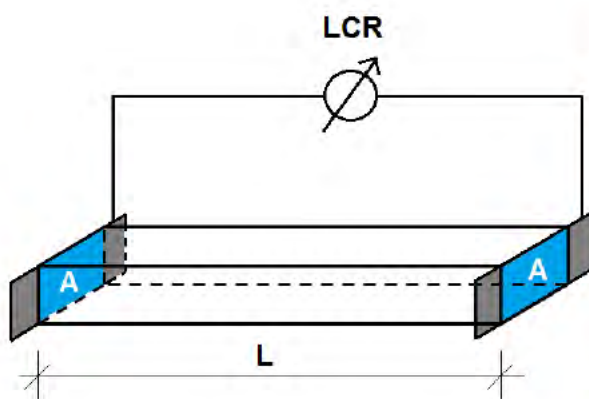


Abbildung 40: Aufbau Zwei-Elektroden-Messung (links) und Prüfkörper (rechts)

Nach der Herstellung wurden die Proben für 28 Tage unter Wasser gelagert. Anschließend erfolgte eine Lagerung aller Proben für zwei Wochen im Trockenschrank bei 60 °C, wobei die Desorptionsversuche durchgehend feucht (in Alufolie verpackt) und die Adsorptionsversuche eine Woche trocken gelagert wurden. Die erhöhte Temperatur sollte eine beschleunigte Nacherhärtung der Mörtel bewirken. Die

Desorptionsproben wurden anschließend ins Wasserbad gelegt, bis sich ihre Masse innerhalb von 24 Stunden um weniger als 0,1 M.-% veränderte, also bis sie ihr Feuchtegleichgewicht erreichten.

Anschließend erfolgte die weitere Lagerung der Proben bei einer Temperatur von 20 °C. Sowohl die Desorptions- als auch die Adsorptionsproben wurden bei relativen Luftfeuchten von 45 %, 55 %, 75 %, 85 % und 95 % gelagert. In Abhängigkeit der Mörtelart und Lagerungsbedingung wurden drei Proben hergestellt und die Messwerte gemittelt. Die Proben wurden während der Lagerung in den jeweiligen Klimaten regelmäßig gewogen und die Elektrolytwiderstände bestimmt. Sobald sich das Gewicht der Proben binnen 14 Tagen um weniger als 0,1 M.-% veränderte, wurden die Proben bei 105°C auf Massekonstanz getrocknet und die relativen Feuchtegehalte der jeweiligen Lagerung, sowie die zuletzt gemessenen Elektrolytwiderstände erfasst. Das Vorgehen wurde in Anlehnung an [13] bzw. [14] gewählt.

Die Messung des Elektrolytwiderstands erfolgt hierbei mit einem LCR-Messgerät (absoluter Wechselstromwiderstand). Dieser Wert kann im Anschluss mithilfe der vom elektrischen Feld durchdrungenen Fläche und dem Abstand der Elektroden in den spezifischen Elektrolytwiderstand umgerechnet werden.

$$R_{\text{spezifisch}} = R_{\text{absolut}} \cdot A / L \quad (4.1)$$

mit: $R_{\text{spezifisch}}$: spezifischer Elektrolytwiderstand [Ωm]

R_{absolut} : gemessener Absolutwiderstand [Ω]

A: vom elektrischen Feld durchdrungene Stirnfläche der Proben [m^2]

L: Abstand der Elektroden zueinander (Länge der Probe) [m]

Untersucht wurden drei unterschiedliche Mörtel mit den Bezeichnungen [REDACTED] und [REDACTED]. Die Gesamtanzahl der Probekörper ergab sich somit aus der Anzahl der zu untersuchenden Mörtel, den untersuchten relativen Luftfeuchten (45, 55, 75, 85 und 95 %), den beiden unterschiedlichen Versuchsarten (Adsorption und Desorption) und der Anzahl der Prüfkörper pro Versuchsreihe (à 3 Stk.). Insgesamt wurden folglich 90 Versuchskörper hergestellt und geprüft.

Es erfolgt eine kurze Beschreibung der einzelnen Mörtelarten und jeweils eine graphische Darstellung der Ergebnisse aus den Adsorptions- und Desorptionsuntersuchungen (**Abbildung 41** bis **Abbildung 43**). Hierbei werden den einzelnen Lagerungsfeuchten den ermittelten spezifischen Widerständen gegenübergestellt, die sich aus den Mittelwerten dreier Einzelproben ergeben. Abschließend werden die Ergebnisse der Wasseraufnahmekapazität und Elektrolytwiderstände gegenübergestellt und ein Vergleich mit üblichen Betonen gezogen.

- **Mörtel 1 - [REDACTED]**: Hierbei handelt es sich um einen Vergussmörtel auf Zementbasis mit hoher Festigkeitsentwicklung und einer hohen Frost-Taumittelbeständigkeit. Anwendungsgebiete sind u. A. statisch relevanter und nicht relevanter Betonersatz, Fertigbauteile und Brückenaufleger. Die Verwendung als KKS-Einbettungsmörtel wurde bisher nicht vorgesehen. [15]

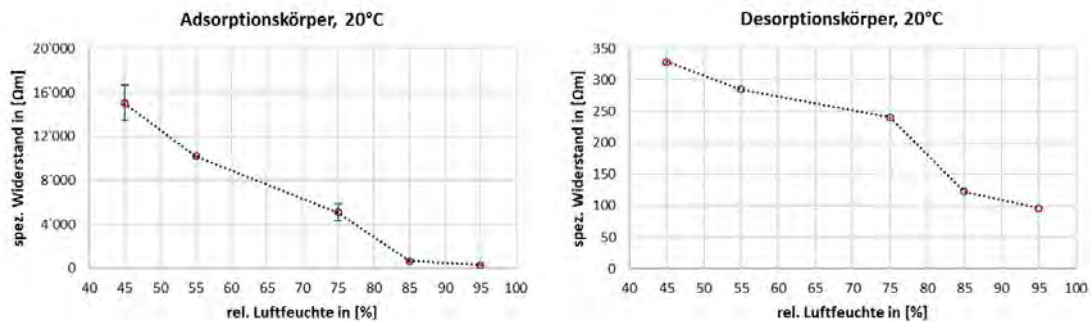


Abbildung 41: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung des zementgebundenen Mörtels

- **Mörtel 2 - [REDACTED]**: Dieser kunststoffmodifizierte Betonersatz (PCC I / RM) wird bei horizontalen Flächen im Brücken- und Ingenieurbau, sowie als Reparatur- und Anbodeneinbettmörtel für den kathodischen Korrosionsschutz verwendet. Somit ist dieses zweikomponentige System, bestehend aus einer flüssigen Kunststoffdispersion (bez. [REDACTED]) und einem Werk trockenmörtel (bez. [REDACTED]), bereits gutachterlich als Einbettmörtel für KKS-Anoden geprüft und findet in diesem Zusammenhang Anwendung in der Praxis. [16]

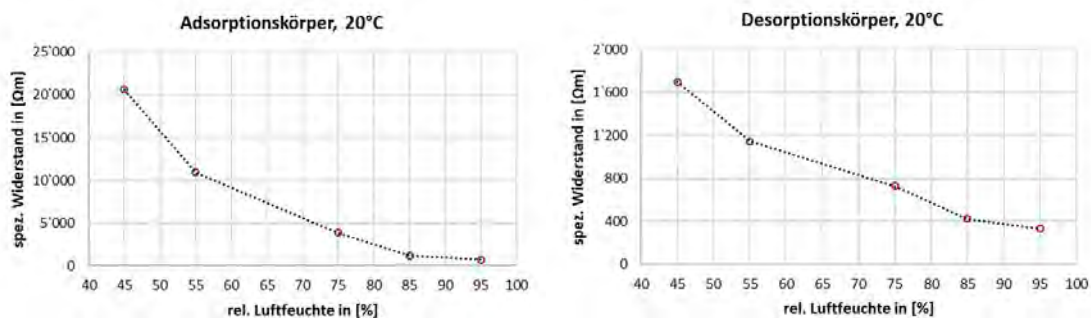


Abbildung 42: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung des kunststoffmodifizierten Mörtels

- **Mörtel 3 - [REDACTED]**: Gemäß Datenblatt [17] des Herstellers findet dieser polymermodifizierte Ausgleichsmörtel hauptsächlich bei der Sanierung von hoch belastbaren Industriebelägen Anwendung. Dabei handelt es sich um keinen Zementmörtel mit Kunststoffzusatz, also keinen PCC bzw. RM, gemäß TR-IH [4]. Bestehende Untersuchungen zur elektrolytischen Leitfähigkeit und somit zu der Anwendbarkeit bei KKS-Systemen sind nicht bekannt.

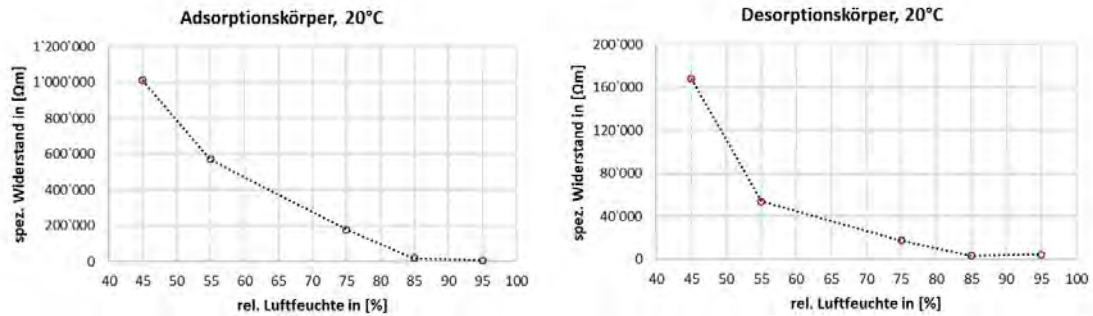


Abbildung 43: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung des polymermodifizierten Mörtels

Bei der Betrachtung der Wasseraufnahmekapazität der einzelnen Sorptionschargen (siehe **Abbildung 44**) ist zu erkennen, dass das Produkt auf Zementbasis höhere Wassergehalte aufweist als der kunststoffmodifizierte Betonersatz. Besonders im Adsorptionsverhalten sind zwischen 75 % und 95 % rel. Luftfeuchte mit größeren Schwankungen im inneren Wassergehalt zu rechnen, die zu negativen Schwindungen und somit zu Rissbildung aus Trocknungseffekten (Trocknungsschwinden) führen kann. Zusätzlich benötigt der zementöse Vergussmörtel im Zuge der Erhärtung einen bis zu 70 % höheren Gehalt an Anmachflüssigkeit als der KKS-Mörtel mit der Kunststoffdispersion. Bei flächiger Anwendung ist vermutlich mit einer erhöhten Rissgefahr aus frühen bzw. autogenen Schwinden zu rechnen. Laut Herstellerangaben [16] beträgt das Schwindmaß > 1,0 Vol.-%o nach 24 h (Schwindklasse SKVM II nach DAfStb).

Die Gegenüberstellung der spezifischen Widerstände in **Abbildung 45** zeigt auf, dass Mörtel Nr. 1 () und Nr. 2 () ähnlich gute elektrolytische Eigenschaften besitzen. Als Vergleich wird der Widerstandsbereich eines Normalbetons mit den Zementarten CEM I und III und einen w/z-Wert von 0,50 angegeben. Die Vergleichswerte wurden aus aktuellen Untersuchungen [13] übernommen. Der Mörtel auf Zementbasis und der kunststoffmodifizierte Betonersatz liegen hierbei insbesondere bei relativen Luftfeuchten von

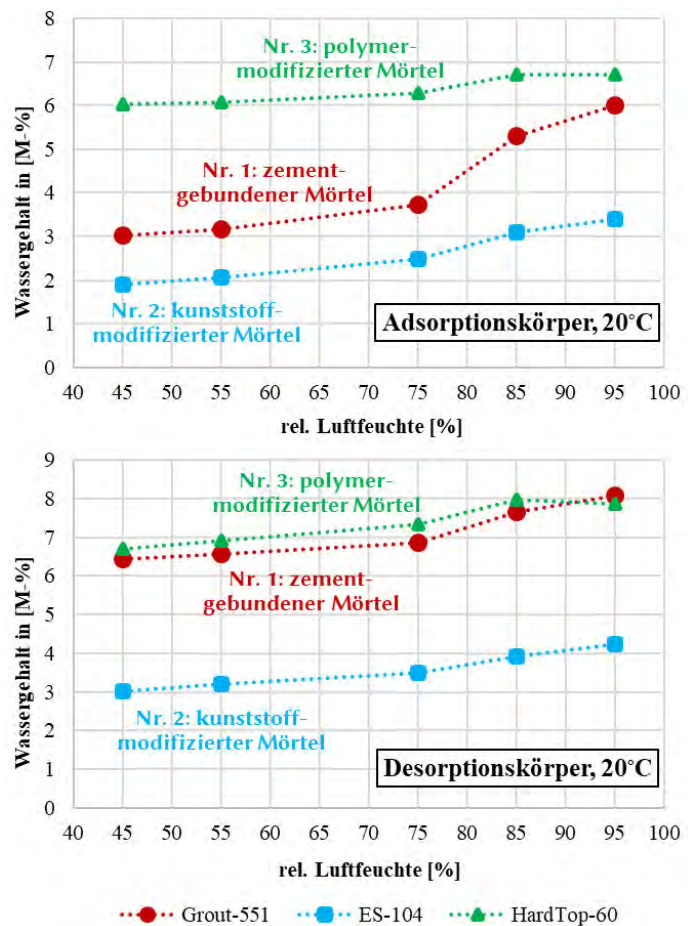


Abbildung 44: Luftfeuchte-Wassergehalt-Beziehung der Sorptionsversuche im Vergleich

über 75 % durchgehend im Bereich der Referenzbetone und besitzen somit hervorragende elektrolytische Eigenschaften für die Anwendung als KKS-Einbettungsmörtel im Außenbereich. Zum Vergleich: Die relative Luftfeuchtigkeit im Freien liegt typischerweise bei ca. 70 % im Sommer und 85 % im Winter. Der polymermodifizierte Ausgleichsmörtel () kann weder in den Adsorptions- noch Desorptionsversuchen eine ausreichende elektrolytische Leitfähigkeit aufweisen.

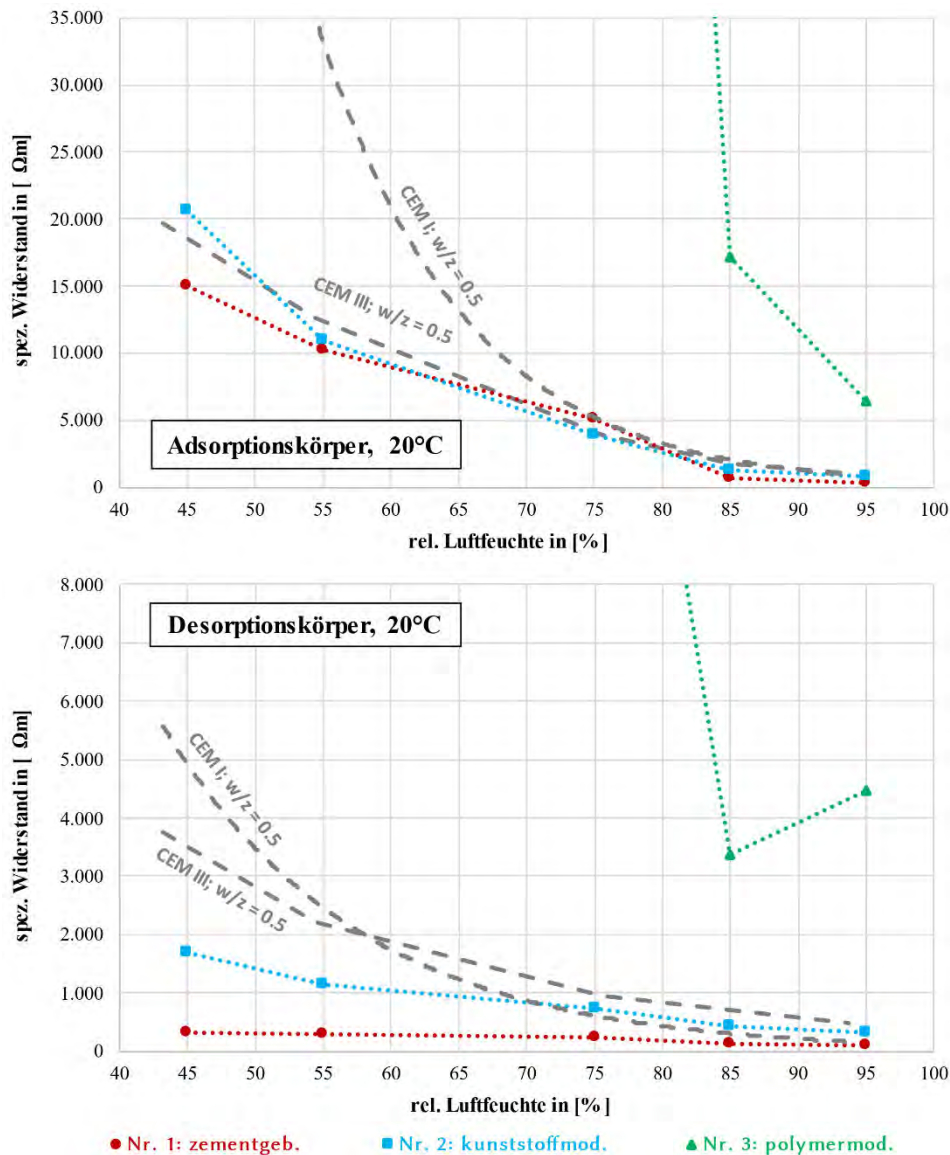


Abbildung 45: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung der Sorptionsversuche im Vergleich

4.2 KKS-Vorversuche

Im nächsten Schritt wurden verschiedene Carbonanoden auf ihre Eignung untersucht. Dafür wurden sogenannte KKS-Funktionsprüfungen durchgeführt und mit Erreichen eines Schutzkriteriums nach DIN EN ISO 12696 [18] verifiziert. Die Polarisationsversuche wurden mit den Spannungsstufen von $U_1 = 1,5$ V, $U_2 = 2,0$ V und $U_3 = 2,5$ V absolviert, bei dem die zwischen Kathode und Anode angelegte Gleichspannung in Zeitintervallen von 72 h (entspr. 3 d) erhöht wurde. Vor jeder Spannungserhöhung wurde eine Ausschaltmessung über 24 h getätigt und anschließend die nächste Spannungsstufe eingestellt. Die Depolarisationsmessungen dienen dabei zur Überwachung der Bewehrungspolarisation und bewirken in den ersten Millisekunden (gemessen zwischen 0,1 und 0,5 s) nach dem Ausschaltvorgang einen Spannungsabfall (IR-Drop). Die Größe des IR-Drops lässt auf den Widerstand zwischen der Referenzelektrode und dem Bewehrungsstahl schließen und definiert das Ausschaltpotential und somit den Messbeginn für die Erfassung der Depolarisationsgeschwindigkeit.

Laut DIN EN ISO 12696 [18] muss zur Leistungsbeurteilung eines KKS-Systems eines der folgenden Kriterien erfüllt werden:

- Ausschaltpotential < -720 mV (min. 1100 mV) gegen Referenzelektrode (Ag/AgCl-Elektrode)
- Depolarisation > 100 mV nach 24 h (IR-frei)
- Depolarisation > 150 mV nach 24 h oder länger (IR-frei), wobei der Spannungsabfall hierbei mit Bezugs Elektroden gemessen wird

Im Zuge der folgenden Versuche wurde das 100 mV Kriterium (Kriterium b) zur Überwachung der Bewehrungspolarisation herangezogen. Die Messung erfolgte hierbei mittels Elektroden aus Mangandioxid (MnO_2 -Elektrode), die mittig zwischen den unteren Bewehrungslagen angeordnet worden sind. Die Prüfkörpervarianten wurden hierbei gemäß **Abbildung 46** bis **Abbildung 48** hergestellt und stellen somit drei Ausführungsvarianten eines KKS-Systems mit Carbonanoden dar:

- **Variante 1 - Betonersatz:** Der Altbeton wurde bis zur Kontaktzone der beiden Bewehrungslagen abgetragen und durch den kunststoffmodifizierten Betonersatz (inkl. Haftbrücke nach Herstellerangaben) aus Abschnitt 4.1 ersetzt. In diesen wurde einlagig ein SBR (Styrene Butadiene Rubber) getränktes Carbongelege eingebettet (bez. [REDACTED]). Diese Variante stellt somit eine ungünstigste elektrolytische Ankopplung zwischen chloridhaltigen Altbeton und Betonersatz dar. Die Rezeptur für den Altbeton wurde hierbei gemäß Abschnitt 3.1.1 (**Anhang A**) gewählt.

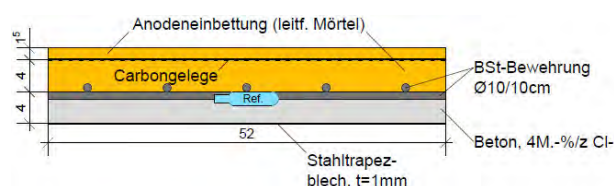


Abbildung 46: Potentiostatischer Stufenversuch Variante 1 (Betonersatz)

- **Variante 2 – Aufbeton:** Der vorhandene Altbeton wurde aufgeraut und eine dünne Mörtelschicht (inkl. Haftbrücke) aufgebracht, indem das SBR-Carbonlege einlagig eingebettet wurde. Die Aufbetonschicht besitzt hierbei eine Dicke von 25 mm und das System stellt somit den Fall einer filigranen Schutzmaßnahme und/oder Verstärkung ohne vorherigen Betonabbruch dar.

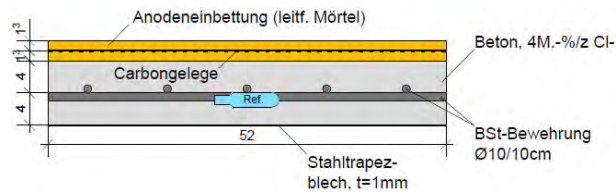


Abbildung 47: Potentiostatischer Stufenversuch Variante 2 (Aufbeton)

- **Variante 3 – Geschlitzt:** In dieser Variante wurde der Altbeton in einem Abstand von 5 mm und bis auf eine Tiefe von 15 mm eingeschlitzt und epoxidharzgebundene Carbonlamellen (bez. [REDACTED]) eingeklebt. Als Klebstoff wurde ein leifähiges Injektionsharz, bestehend aus Epoxidharz mit Graphit versetzt, verwendet.

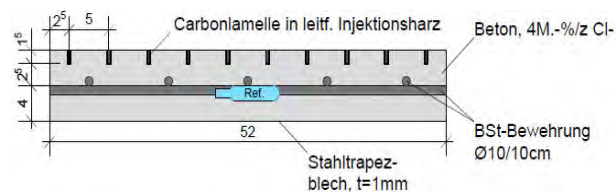


Abbildung 48: Potentiostatischer Stufenversuch Variante 3 (Geschlitzt)

Die Additivbleche auf der Unterseite der Prüfkörper wurden mit dem jeweiligen Bewehrungskorb verbunden und dieser elektrische Kontakt wurde während der gesamten Versuchsdauer und somit auch während der Ausschaltmessung beibehalten. Hierbei wurden definierte Fehlstellen, bei denen im Vorfeld Teile der Verzinkung auf dem Trapezblech entfernt worden sind, ausgeführt. Der elektrolytische Kontakt zwischen Blech und Altbeton erfolgt hierbei, wie in der Realität, nur durch Pressung (kein mechanischer Verbund).

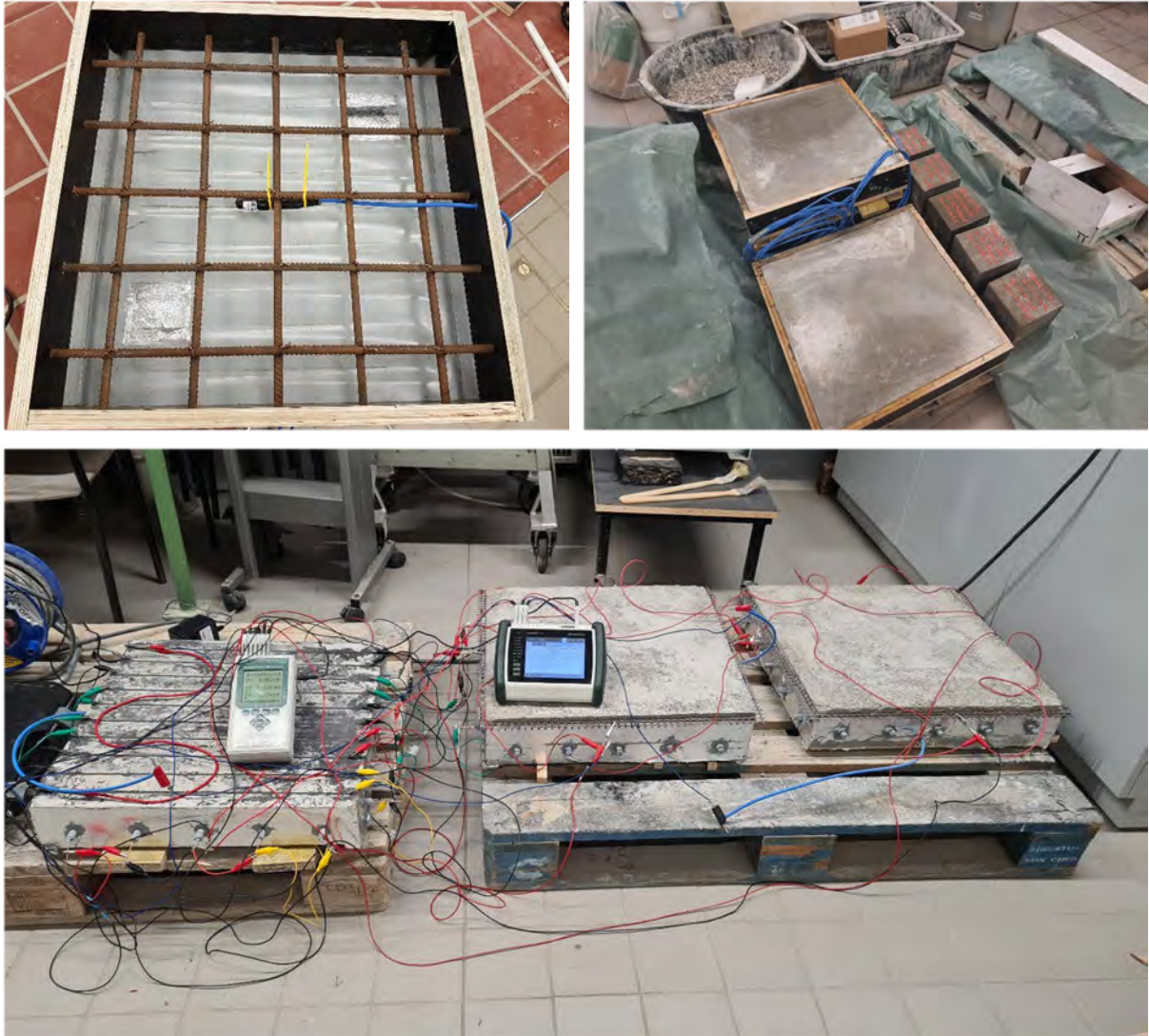


Abbildung 49: Potentiostatische Stufenversuche: Bewehrungsführung und Trapezblech (oben links), Prüfkörper nach Betongage (oben rechts) und fertige Varianten inkl. Verstärkung und dazugehöriger Prüfaufbau (unten)

Nachfolgendes Diagramm zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den einzelnen Polarisationsmessungen als Spannungs-Zeit-Diagramm. Diese wurde mittels der MnO_2 -Referenzelektroden gegen das Mischpotential von Bewehrung und Blech im Beton gemessen. Hierbei ist zu erkennen, dass das 100 mV-Depolarisationskriterium für V1 mit der Spannungsstufe von 2,5 V erreicht worden ist. Bei V2 konnte eine ausreichende Polarisation bereits ab 2,0 V beobachtet werden. Das bei beiden Varianten verwendete Carbongelege, wies bei Voruntersuchungen spezifische Widerstände in Faserrichtung zwischen 56,0 und 186,3 $\Omega\text{mm}^2/\text{m}$ (Mittelwert 82,9 $\Omega\text{mm}^2/\text{m}$) auf und konnte somit im Vorfeld für einen Anodenanschluss als ausreichend leitfähig betrachtet werden. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Anwendung der normativen Schutzkriterien in Bezug auf Additivdecken (Mischpotential zw. Bewehrung und Blech) noch weiterer Forschung bedarf.

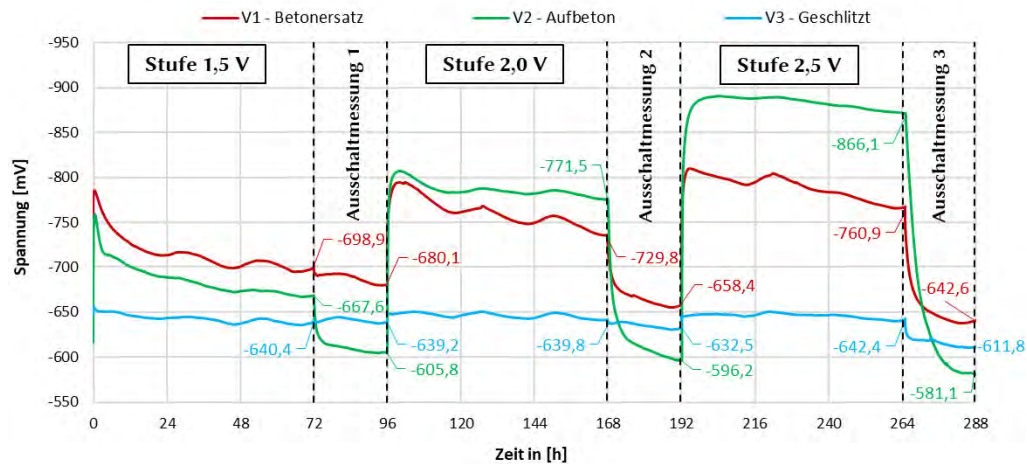


Abbildung 50: Ergebnisse der Polarisationsmessung aller KKS-Prüfkörpervarianten im Vergleich

Aus den Versuchen geht eindeutig hervor, dass Prüfkörper V3 in keinen der hier durchgeführten Ausschaltmessungen eine Depolarisation von 100 mV aufweisen konnte. Auch bei dieser Variante wurden die Carbonanoden vorab auf ihre elektrische Leitfähigkeit untersucht. Hierbei wurden die spezifischen Widerstände in Faserrichtung zwischen 56,6 und 171,0 $\Omega\text{mm}^2/\text{m}$ ermittelt (Mittelwert 118,1 $\Omega\text{mm}^2/\text{m}$) und somit liegen die Carbonlamellen bei einer ähnlich guten Leitfähigkeit wie das verwendete Carbonlegele der anderen Varianten. Es wird deshalb davon ausgegangen, dass die elektrolytische Ankopplung orthogonal zur Faserrichtung nicht ausreicht, um eine ausreichende Polarisation der Bewehrung hervorzurufen.

Im Zuge der potentiostatischen Untersuchungen konnten, ähnlich wie beim Großprüfkörper aus Abschnitt 3.1.1, ab dem Zeitpunkt des Kurzschlusses zwischen Bewehrung und Trapezblech eine Auflösung der betonseitigen Zinkschicht am Additivblech verzeichnet werden. Die vorhandenen Elektronenflüsse zwischen Bewehrung und Blech wurden dementsprechend vor und nach der externen Spannungsbeaufschlagung erfasst und miteinander verglichen. **Abbildung 51** (rechts) zeigt die erfassten Stromflüsse der einzelnen Ausführungsvarianten umgerechnet in eine prozentuale Vergleichsstromstärke, wobei +100 % dem Stromfluss vor dem Betrieb des KKS-Systems entspricht (Verzinkung löst sich ungehindert auf) und 0 % dementsprechend einer vollständigen Annullierung des Elektronenaustausches. Negative Werte definieren eine konträre Ladung und somit einer Schutzstromdichte am Trapezblech.

Der resultierende Stromfluss am Betonstahl ergibt sich aus der Subtraktion des Stromflusses zwischen Bewehrung und Trapezblech von der anliegenden Gesamtstromstärke. Die Differenz kann dann mittels der Bewehrungsfläche in die Schutzstromdichte umgerechnet werden (siehe **Abbildung 51** links). Die DIN EN ISO 12969 [18] empfiehlt bei bestehenden Bauwerken mit aktiver Betonstahlkorrosion Stromdichten bis zu 20 mA/m². Bei den Prüfkörpern V1 mit 2,5 V und V2 mit 2,0 V Treibspannung, also in den Bereichen, in denen das 100 mV-Depolarisationskriterium eingehalten worden war, liegen die Schutzstromdichten nur knapp über diesen Extremwert.

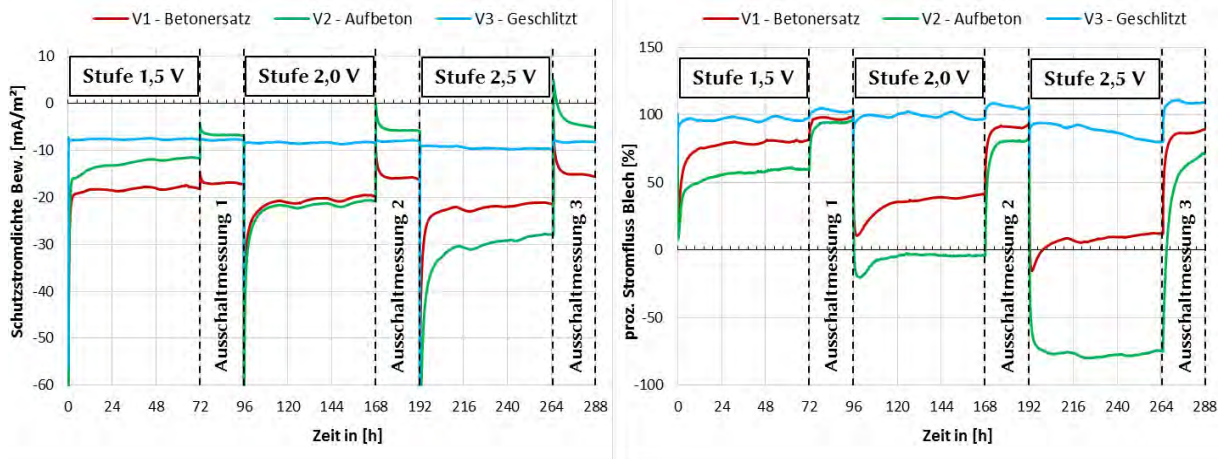


Abbildung 51: Resultierende Schutzstromdichten an der Bewehrung (links) und prozentualer Stromfluss zwischen Trapezblech und Bewehrungskorb (rechts)

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten potentiostatischen Stufenversuche zeigen auf, dass durch die Nutzung von SBR getränkte Carbongelege als KKS-Anode eine ausreichende Schutzwirkung am Betonstahl erzielt werden kann. Die Auflösung der betonseitigen Verzinkung am Trapezblech konnte in den untersuchten Spannungsstufen vollständig unterbunden bzw. maßgebend abgeschwächt werden. Dahingegen konnten die Carbonlamellen mit der Epoxidharzmatrix weder einen kathodischen Schutz am Betonstahl erzielen noch den Elektronenaustausch am Blech verhindern. Da die hier untersuchten Lamellen bereits eine ausreichende Leitfähigkeit in Faserrichtung aufweisen konnten, wird eine weitere Verbesserung der Leitfähigkeit in Tragrichtung der Lamellen vermutlich zu keiner wesentlichen Verbesserung führen können. Eine zusätzliche Ummantelung mit z. B. Silberfäden, um eine hinreichende elektrolytische Ankopplung zum Beton zu gewährleisten, kommt aus wirtschaftlicher Sicht kaum in Frage. Untersuchungen an der RWTH Aachen [19] konnten außerdem bestätigen, dass SBR-getränkte Carbongelege gute Polarisationsseigenschaften besitzen und Kohlenstofftextilien bei Treibspannungen bis zu 2,2 V dauerhaft konstante Stromstärken liefern.

Ein weiteres Kriterium gegen die Verwendung der Carbonlamellen ist die Tatsache, dass diese in den Altbeton eingeschlitz werden müssen. Gemäß DIN 12696 [18] ergibt sich ein Mindestabstand zur Vermeidung von Kurzschlüssen und als Kriterium für die gleichmäßige Verteilung des Schutzstromes von 15 mm. Bei einer Lamellenhöhe von weiteren 15 mm beträgt die resultierende Mindestbetondeckung am Bestand somit 30 mm. Messungen der tatsächlich vorhandenen Betondeckung an Additivdecken oberhalb der Stahlträger, also im relevanten Verstärkungsbereich, ergaben deutlich geringere Werte. Ohne eine exakte Einmessung der vorhandenen Bewehrungsstäbe mittels zerstörungsfreier Messverfahren, besteht somit die Gefahr von Kurzschlüssen und Stromspitzen über dem Betonstahl, die zu einer Ansäuerung des Einbettungsmörtels führen können. Der ursprünglich geplante Einbau von Lamellen für das KKS-System wurde aus baupraktischer Erwägung deshalb nicht weiterverfolgt, wurde aber dennoch bei den Tragfähigkeitsversuchen in Abschnitt 4.3 mit untersucht.

4.3 Biegeversuche

Die kombinierte Nutzung der Carbongelege/-lamellen als Anode für ein KKS-System und als Verstärkungsmaßnahme zur Rissbreitenbeschränkung stellt eine wirtschaftliche und nachhaltige Alternative zu bestehenden Instandsetzungsvarianten dar. Zukünftige Biegerisse über den Hauptträgern sollen durch das Verstärkungssystem begrenzt werden und somit in Kombination mit einem OS-System einem weiteren Eindringen von Chloriden entgegengewirkt werden. Denkbar ist auch die Erhöhung der Steifigkeit im Auflagerbereich und demzufolge eine Aktivierung von Tragfähigkeitsreserven durch Nutzung des negativen Stützmomentes (Durchlaufträgerwirkung).

Um die Tragfähigkeit im GZT (Grenzzustand der Tragfähigkeit) und die Rissbildung im GZG (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) aus der Kombination von Altbeton, Einbettungsmörtel und Carbonanode zu ermitteln, wurden 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Abmessungen und der Bewehrungsgehalt der Betonbalken richten sich nach den Stützbereichen der Additivdecken (vgl. bereits untersuchte Parkbauten). Der Krafteinleitungsbereich simuliert die Lagerung der Decke auf einen 20 cm breiten Stahlträger. Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit am Auflager wird in der Praxis die statische Nutzhöhe der Stahlbetonrippen und ggf. eingelegte Aufhängebewehrung (Schrägbügel) angesetzt. Außerhalb des kontinuierlichen Biegemoments wurden deshalb vorgespannte Stahlmanschetten als externe Querkraftbewehrung angebracht, die ein Versagen in der querkraftfreien Biegezone gewährleisten.

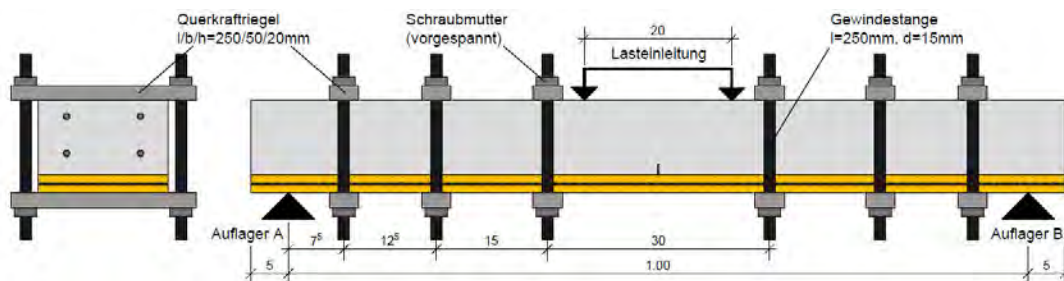


Abbildung 52: 4-Punkt-Biegeversuche - Prinzipskizze des Prüfaufbaus

Untersucht wurden jeweils drei Versuchskörper ohne Verstärkung (Referenzversuche), mit Verstärkung aus eingeschlitzten Carbonlamellen, als Variante im leitfähigen Harz und zementgebundenen Mörtel, und eine Charge mit im Aufbeton eingebetteten Carbongelegen. Nachfolgend werden die einzelnen Prüfkörpervarianten kurz beschrieben und anschließend auf die Ergebnisse der Versuche eingegangen.

- **Variante 1 – Referenzkörper:** Diese stellen den ursprünglichen, unverstärkten Auflagerbereich einer Additivdecke dar und somit auch den Grundkörper für die anderen Varianten. Gewählt wurde eine obere und untere Lage bestehend aus jeweils zwei Bewehrungsstäben $\varnothing 8$ mm mit einer gewählten Betondeckung von 20 mm. Die Biegebalken besitzen eine Breite von 17,5 cm und eine Gesamtlänge von 1,10 m, wobei der Auflagerabstand mit 1,0 m definiert worden ist. In

der Mitte der Prüfkörper wurde eine 0,2 mm dicke Rissfolie verbaut, die die Position des Erst-
risses festlegt bzw. einer bereits vorhandenen Schädigung nachempfunden ist (Riss im Aufla-
gerbereich).

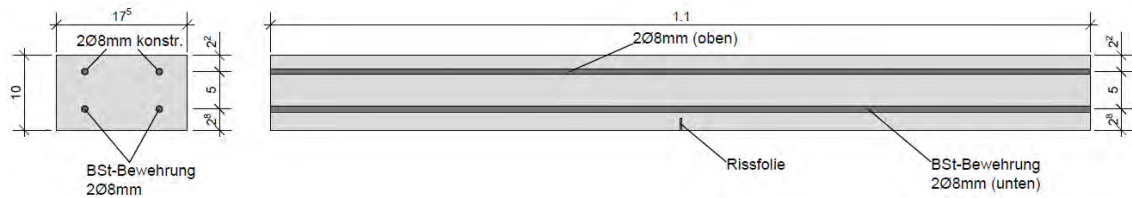


Abbildung 53: 4-Punkt-Biegeversuche - Variante 1 (Referenzkörper)

- **Variante 2 und 3 – Carbongelege:** Gemäß der KKS-Variante mit dem Aufbeton, wurde das SBR-getränkte Carbongelege () einlagig in den kunststoffmodifizierten Betonersatz aus Abschnitt 4.1 eingebettet (entspr. Variante 2). Zusätzlich wurden Prüfkörper mit einem für die Rissbreitenbeschränkung optimiertes epoxidharzgetränktes Carbongelege des Herstellers () (bez.) erstellt (entspr. Variante 3). Bei beiden Varianten wurde die Oberfläche des Altbetons fachmännisch angeraut und die 25 mm dünne Mörtelschicht inkl. Haftbrücke in zwei Arbeitsschritten aufgebracht.

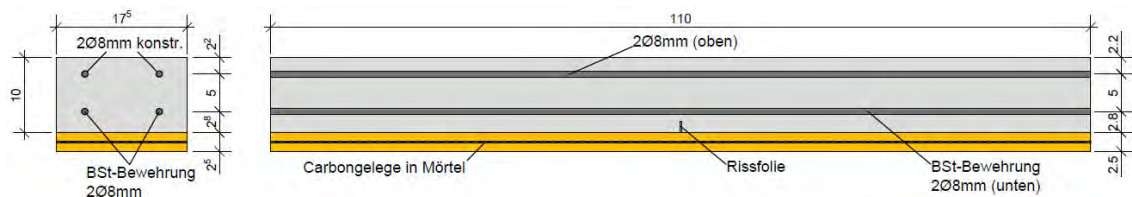


Abbildung 54: 4-Punkt-Biegeversuche - Variante 2 und 3 (Carbongelege)

- **Variante 4 und 5 – Lamellen:** Gemäß KKS-Variante mit den eingebrachten Lamellen wurde der Beton in einem Abstand von 50 mm und bis auf eine Tiefe von 15 mm eingeschlitzt und folglich auch die einbetonierte Rissfolie durchtrennt. Das Einkleben der Carbonlamellen erfolgte indessen auf zwei Arten. In einer der Chargen erfolgte der Verbund mit dem leitfähigen Injektionsharz aus den potentiostatischen Stufenversuchen gemäß Abschnitt 4.2 (entspr. Variante 4) und in der anderen wurde die Verstärkung mit dem zementösen Vergussmörtel aus den Sorptionsversuchen in Abschnitt 4.1 () kraftschlüssig befestigt (entspr. Variante 5).

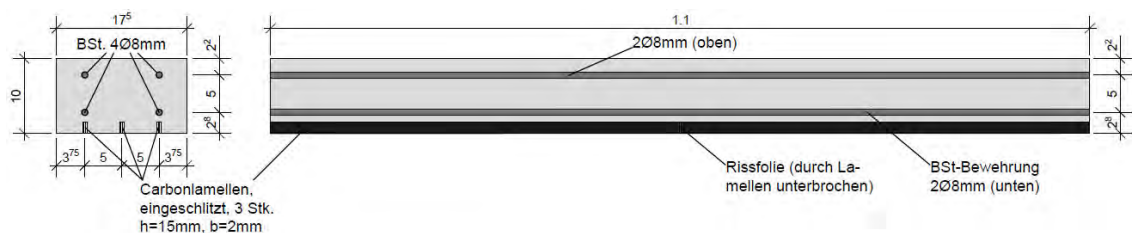


Abbildung 55: 4-Punkt-Biegeversuche - Variante 3 und 4 (Lamellen)

Zur Verifizierung der angestrebten Festbetoneigenschaften für den Grundkörper (Altbeton) wurden die Druckfestigkeiten an Würfeln ($f_{cm,cube}$) und Zylinder (f_{cm}) sowie der Elastizitätsmodul (E_{cm}) bestimmt. Die Prüfung der Druckfestigkeiten erfolgte gemäß DIN EN 12390-3 [20] und die Ermittlung des E-Moduls in Anlehnung an DIN EN 12390-13 [21]. Für jede Betoncharge wurden drei Einzelmessungen durchgeführt und daraus die Mittelwerte gebildet. Anhand der Ergebnisse gemäß Tabelle 16 ist zu erkennen, dass die Festbetoneigenschaften der Betoncharge 1 bis 3 gut miteinander korrelieren und die Prüfkörper somit auch gut untereinander vergleichbar sind. Die PK-Variante 3 der Biegeversuche wurde nachträglich erstellt, um einen Vergleich der beiden Arten der Carbongelege, also zwischen dem für die Leitfähigkeit optimierten Geleges A () und dem für die Rissbreitenbeschränkung optimierten Geleges B (), zu ziehen. Letzteres kann aufgrund der schlechten elektrischen Leitfähigkeit nur zur statischen Verstärkung eingesetzt werden und ist somit nicht für die Anwendung als KKS-Anode geeignet. Die Festigkeiten der letzten Charge waren etwas geringer als bei den Vorherigen.

Tabelle 16: Auswertung der Festbetonprüfungen mit Standardabweichung in Klammern

Beton-charge [-]	dazugehörige PK-Varianten [-]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
1	Variante 1 + 2 (Gelege A)	59,2 (0,94)	53,3 (1,17)	38800 (2007)
2	Variante 4 (Epoxy)	59,0 (0,84)	55,6 (0,14)	40689 (1608)
3	Variante 5 (Mörtel)	61,1 (2,25)	55,9 (1,92)	40556 (1852)
4	Variante 3 (Gelege B)	48,5 (1,16)	-	-

Die Biegeversuche wurden lagegeregelt mit einer Prüfgeschwindigkeit von 25 $\mu\text{m/s}$ und einer Vorkraft von 1000 N durchgeführt. Die Aufnahme der Bauteilverformungen erfolgte über Wegaufnehmer an der Prüfmaschine und ergänzend dazu auf der Vorderseite der Prüfkörper, mittig über eine Breite von 35 cm, durch digitale Bildkorrelation (engl. DIC = digital image correlation). Damit war es möglich die zeitabhängige Rissentwicklung in der querkraftfreien Biegezone zu erfassen. In **Abbildung 56** ist der Prüfaufbau inkl. der Stahlmanschetten als externe Querkraftbewehrung und dem stochastischen Farbmuster für die optische Messung dargestellt.



Abbildung 56: 4-Punkt-Biegeversuche – Prüfaufbau (links) und beispielhaftes Bruchbild (rechts)

Abbildung 57 zeigt die Kraft-Verformungskurven der Biegeversuche im Vergleich. In diesem Fall wurde die Verformung in Prüfrichtung (entsprechend der Durchbiegung) dem Fahrweg der Prüfmaschine gleichgesetzt. Gemäß den Prüfungen der Festbetoneigenschaften, wurden immer drei Biegebalken einer Ausführungsvariante bis zum Versagen geprüft.

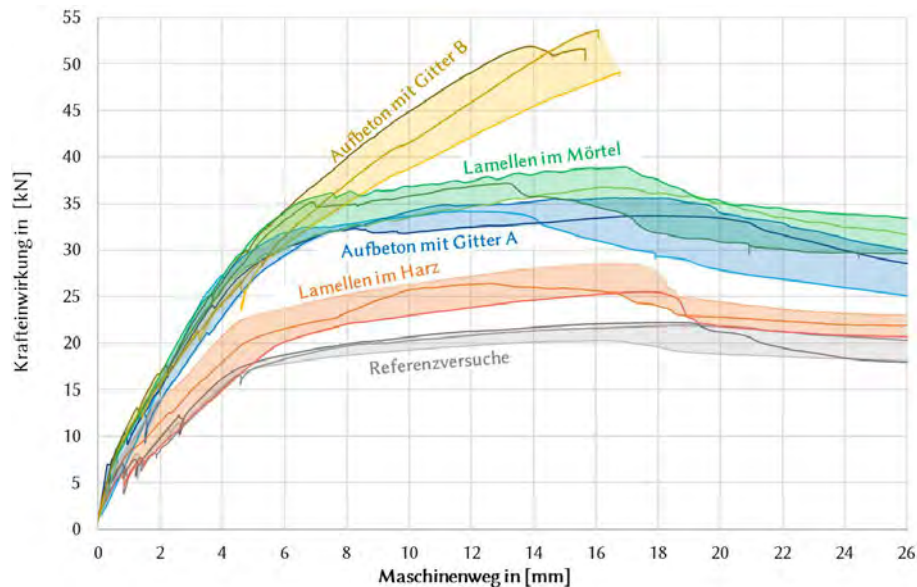


Abbildung 57: 4-Punkt-Biegeversuche – Last-Verformungskurven aus Prüfmaschine

Hierbei wiesen die mit Carbon verstärkten Biegebalken eine deutliche Steigerung in der Tragfähigkeit auf. Insbesondere die eingeschlitzten Lamellen im zementgebundenen Vergussmörtel und die Prüfkörpervarianten mit dem Carbongelege konnten signifikante Tragfähigkeitszunahmen bewirken. Die mittlere Zunahme der Maximalbelastung betrug bei den eingeschlitzten Lamellen 75 %, bezogen auf die maximal gemessene Krafteinwirkung der Referenzversuche an der Prüfmaschine. Die Charge mit dem Carbongelege A lag mit durchschnittlich 60 % knapp darunter. Die deutlichste Verbesserung erreichte jedoch das für die Rissbreitenbeschränkung optimierte Carbongelege B mit 140 % Laststeigerung und einer deutlich feineren Rissbreitenverteilung. Dabei versagte diese Variante aber als Einzige schlagartig (Abplatzung Aufbeton unten) und nicht wie die anderen in der Druckzone der Balken (Abplatzung Altbeton oben). Das Einschlitzten der Lamellen im leitfähigen Injektionsharz führte nur zu einer geringen Steigerung der Tragfähigkeit von rd. 25 %. **Tabelle 17** fasst die wichtigsten Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche zusammen.

Tabelle 17: 4-Punkt-Biegeversuche – Zusammenfassung der Ergebnisse

PK-Variante [-]	max. F_m [kN]	max. M_m [kNm]	Tragfähigkeits- zunahme [%]
V1 - Referenz	21.47	4.35	±0.0 %
V2 - Aufbeton Gitter A	34.51	6.99	+60.7 %
V3 - Aufbeton Gitter B	51.57	10.44	+140.1 %
V4 - Lamelle Harz	26.86	5.44	+25.1 %
V5 - Lamelle Mörtel	37.63	7.62	+75.3 %

Die Entwicklung der Biegerisse in Bauteilmitte ergibt sich aus der Auswertung der optischen Messung auf der Betonoberfläche. **Abbildung 58** stellt hierbei die Rissbreite für ausgewählte Prüfkörper der Krafteinwirkung der Prüfmaschine gegenüber. Ausgewertet wurde der Erstriss in Bauteilmitte bis zu einer Rissbreite von 1,0 mm. Es ist zu erkennen, dass jede der Verstärkungsmaßnahmen zu einer Reduzierung der Rissbreiten geführt hat. Die Varianten mit den Lamellen und dem Gitter B konnten diese bereits ab der Makrorissbildung, also der Rissentstehung, beschränken. Die Biegebalken mit dem Gitter A führten an der Außenkante (AK) erst ab einer Rissbreite von rd. 0,25 mm zu einer Reduzierung. An der Verbundfuge (VV) zwischen Auf- und Altbeton stellten sich entsprechend kleinere Rissbreiten ein.

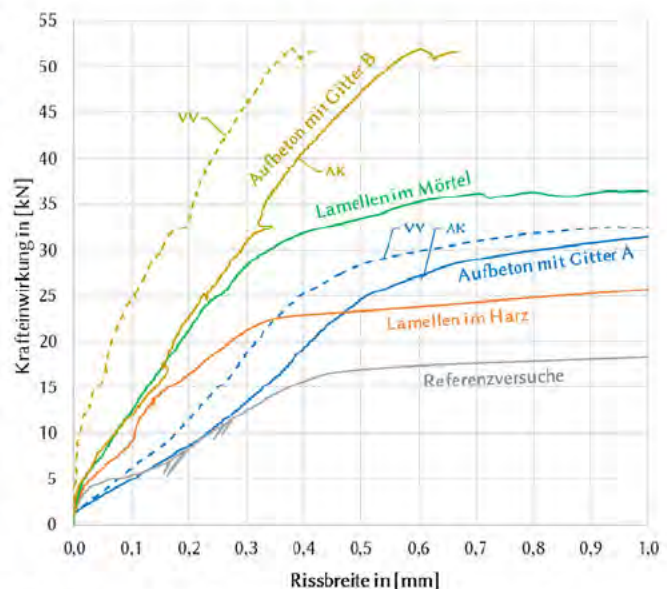


Abbildung 58: Rissbreitenentwicklung (Erstriss in Bauteilmitte) ausgewählter Biegebalken im Vergleich

Für die baupraktische Anwendung bei der Instandsetzung von Additivdecken bietet sich

somit an, das Gelege A aufgrund seiner guten elektrischen Leitfähigkeit als „Grundverstärkung“ sowie für den kathodischen Korrosionsschutz zu nutzen und über den großen Biegerissen am Auflager eine zweite Lage des Geleges B in den Aufbeton mit einzubringen. Somit entsteht ein mehrlagiges Verstärkungssystem, dass sowohl gezielt Rissbreiten beschränkt als auch das additive Deckensystem vor weiterer Korrosion schützt.

4.4 KKS-Hauptversuche

Aus den bisherigen Erkenntnissen resultierend, wurde das KKS-System bestehend aus einem SBR-Carbongelege und dem kunststoffmodifizierten Einbettungsmörtel auf den Großprüfkörper aus Abschnitt 3.1.1 appliziert. Hier sollte die Wirksamkeit des Gesamtsystems auch bei einer komplizierten Bauteilgeometrie und unterschiedlichen Bewehrungsgraden verifiziert werden. Dabei wurde eine verbesserte Variante des ursprünglich untersuchten Geleges A verwendet (verbesserte Leitfähigkeit). Die Carbonverstärkung wurde, identisch den KKS-Voruntersuchungen bzw. den Biegeversuchen, einlagig in die 25 mm hohe Anodeneinbettung eingebracht. Über den Sicken des Großprüfkörpers liegt eine zweite Lage, die die einprägbare Schutzstromdichte in diesem Bereich erhöhen sollte. Die Elementströme der einzelnen Korrosionsproben konnten hierbei, gemäß den Korrosionsstrommessungen, direkt erfasst werden.

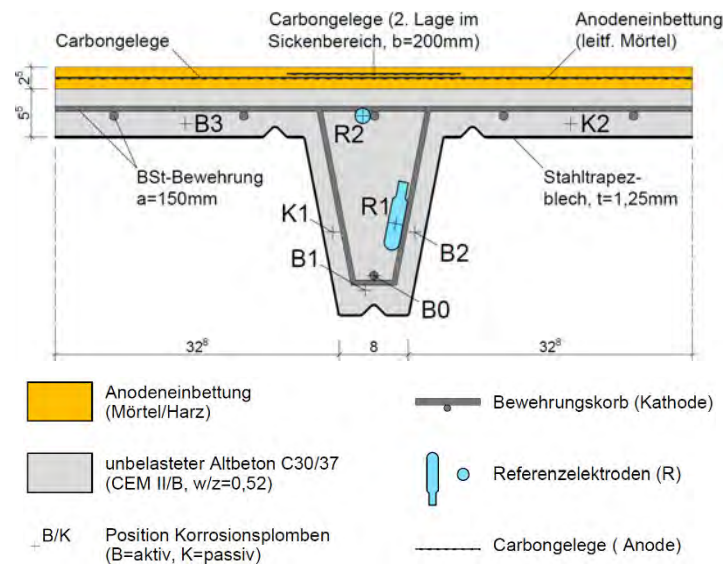


Abbildung 59: KKS-Versuch Großprüfkörper - Prinzipskizze des Prüfaufbaus

Die Untergrundvorbereitung erfolgte mittels Hochdruckwasserstrahlen (HDW). Anschließend wurde die Betonoberfläche vorgenässt, die Haftbrücke aufgebracht und das Carbongelege in zwei Lagen in den kunststoffmodifizierten Aufbeton eingebracht. Die elektrische Ankopplung des Geleges erfolgte mittels Titanmischoxidbänder, die an den herausstehenden Enden der Gelege mittels Punktschweißen angebracht worden sind. Ein Gleichrichter diente als Stromquelle mit einer Treibspannung von 1,5 V.

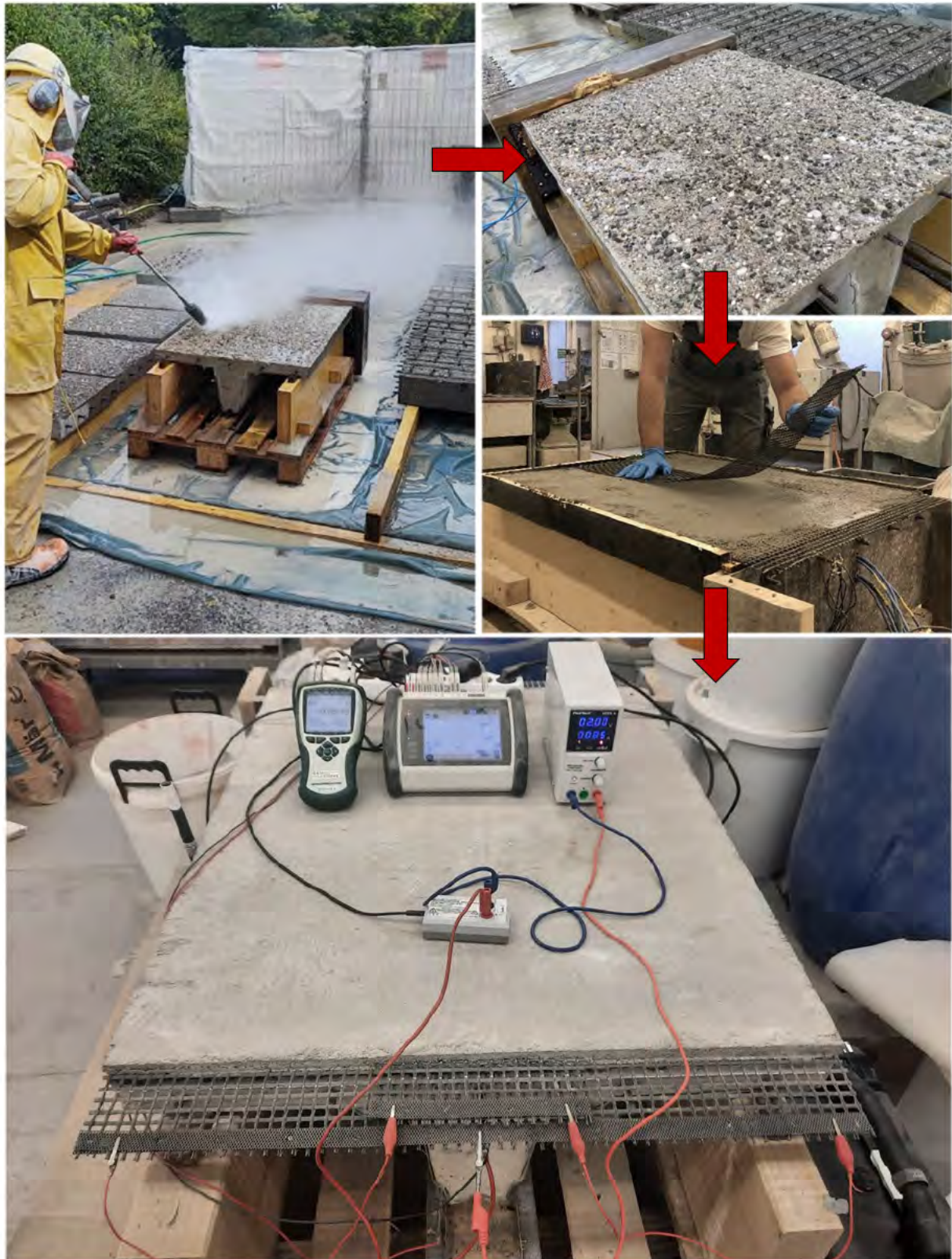


Abbildung 60: KKS-Versuch Großprüfkörper - Untergrundvorbereitung, Ausführung und Messtechnik

Wie bei den vorangegangenen Polarisationsversuchen wurde eine Depolarisationsmessung nach 72 h Spannungsbeaufschlagung durchgeführt. Die intern verbauten MnO_2 -Referenzelektroden in der Bauteil-

sicke (R1) und im Plattenbereich (R2) wiesen bei der untersuchten Spannungsstufe von 1,5 V eine ausreichende Polarisation auf. Hierbei verteilten sich die Schutzstromdichten an den Korrosionsproben in Abhängigkeit ihrer Position unterschiedlich. Während B3 nahe dem Carbongelege (kurz vor der Ausschaltmessung) eine Stromdichte im passiven Bereich von $-78,5 \text{ mA/m}^2$ aufwies, lag dieser bei B1 bei $+10,3 \text{ mA/m}^2$ und somit weiterhin bei einer aktiven Korrosion. In Bezug auf die Bewehrungsplombe B0 konnte der laufende Korrosionsprozess neutralisiert werden ($\pm 0 \text{ mA/m}^2$). In **Abbildung 61** und **Abbildung 62** ist die Schutzstromverteilung sowie die Ergebnisse der Polarisationsmessung dargestellt.

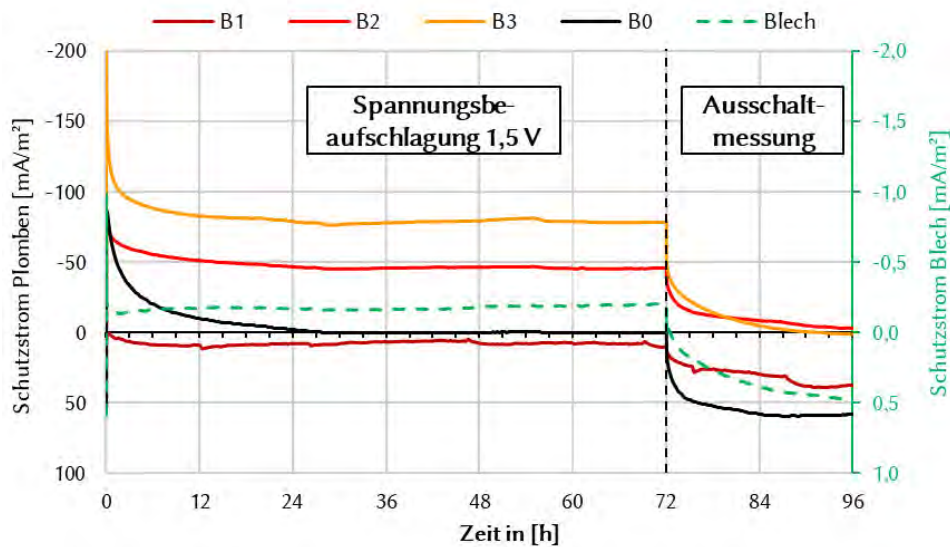


Abbildung 61: KKS-Versuch Großprüfkörper - Ergebnisse Schutzstromverteilung

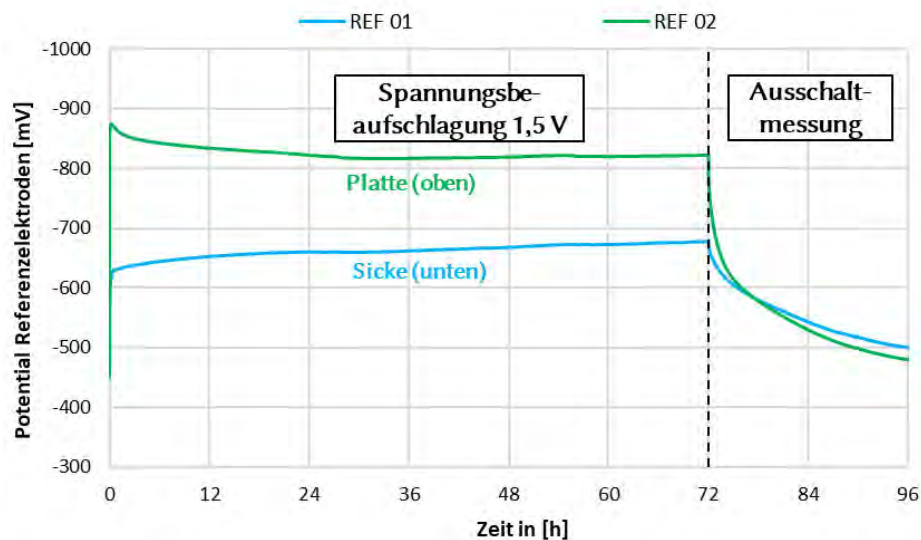


Abbildung 62: KKS-Versuch Großprüfkörper - Ergebnisse Polarisationsmessung

Die Ergebnisse der KKS-Hauptversuche zeigen auf, dass die Carbonanode auf der Bauteiloberseite im Plattenbereich eine ausreichende Schutzstromdichte sicherstellen kann. Hier muss darauf geachtet werden, dass keine zu hohe Stromdichte anliegt, die zu einer Ansäuerung am Trapezblech oder sogar zu einer Schwächung der Verbundzone an der obersten Bewehrungslage führen kann. Anschließend nimmt die Schutzstromwirkung entsprechend der Bauteilhöhe ab. Die untersten Bereiche in der Bauteilsicke können nicht vollständig vor weiterer Korrosion geschützt bzw. im Falle der unteren Biegebewehrung lediglich neutralisiert werden. Eine gezielte Einleitung der Schutzströme in diesen Bereichen, z. B. über Einzelanoden, könnte dieses Problem lösen. Für das Pilotprojekt des Forschungsvorhabens in Kapitel 7 wurde aus diesem Grund eine Kombination aus Carbon- und Stabanoden gewählt, siehe **Abbildung 63**.

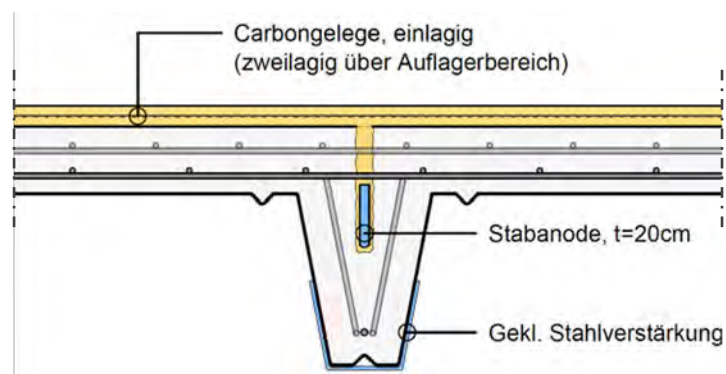


Abbildung 63: Pilotprojekt - Prinzipskizze der Verstärkungsmaßnahmen

5 ELEKTROLYTISCHE ANKOPPLUNG DES ADDITIV- BLECHS (AP 4)

5.1 Allgemeines

Vorhandene Fehlstellen an bestehenden additiven Deckensystemen, wie Trennrisse im Ortbeton oder Hohlstellen an der Kontaktzone zum Blech, machen es notwendig diese vor der Aufbringung eines Instandsetzungssystems fachmännisch zu schließen. Dabei werden für das Verpressen von Rissen häufig Acrylatgele als Alternative zu Polyurethanharzen oder Zementsuspensionen verwendet. Die positiven Eigenschaften des Acrylatgels, wie die Fähigkeit Wasser zu binden und durch ein Aufquellen abzdichten, werden dem negativen Aspekt gegenübergestellt, dass dies Gele auf herkömmlichen Stahl nachweislich korrosionsfördernd wirken.

Aufgrund von niedrigen pH-Werten können Acrylatgele keinen Beitrag zur Repassivierung des Betonstahls leisten. Die Gefahr, dass infolgedessen auch neue Korrosionsprozesse gestartet werden können, indem ein noch intakter Passivschutzfilm durch das Acrylatgel beschädigt wird, muss berücksichtigt werden. Auch wenn diese Gele die Fähigkeit besitzen in Anwesenheit von alkalischer Porenlösung höhere pH-Werte zu entwickeln, unterbindet ein Chlorideindrang bzw. ein hoher Chloridgehalt im Beton die Alkalisierung maßgebend. Zudem bietet das Acrylatgel keinen nennenswerten Elektrolytwiderstand, sodass der Transport von Hydroxidionen zwischen Kathode und Anode maßgeblich verstärkt wird.

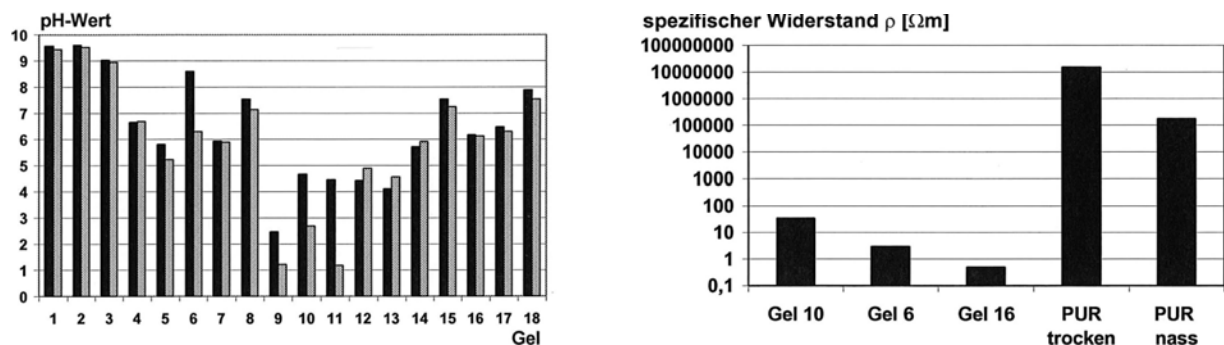


Abbildung 64: pH-Werte (links) und spezifische Widerstände (rechts) von Acrylargelen im Vergleich [22]

Hier liegt der Gedanke nahe, Zusatzstoffe mit korrosionshemmenden Eigenschaften zu verwenden, um die negativen Eigenschaften des Acrylatgels zu kompensieren. Gleichzeitig sollen die Eigenschaften erhalten bleiben, die in Bezug auf eine Instandsetzung von Additivdecken von Vorteil sind. Dazu gehören unter anderen die niedrige wasserähnliche Viskosität zur Rissinjektion und die Quellfähigkeit zur Abdichtung wasserführender Hohlstellen. In Bezug auf das ein partielles KKS-System auf der Deckenoberseite, ist der Erhalt der Leitfähigkeit entscheidend, um bei Bedarf den elektrolytischen Kontakt zwischen Beton und dem Trapezblech wiederherzustellen.

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurden insgesamt sieben verschiedene Produkte auf ihre Eignung zur nachträglichen elektrolytischen Ankopplung von Additivblechen an Ortbeton untersucht. Hierbei fanden zuerst Voruntersuchungen zur Anwendung eines Korrosionsinhibitors statt, der mit einer Auswahl an drei Acrylatgele (bez. Gel A, B und C) verschiedener Hersteller kombiniert worden ist. Dazu wurden Korrosionsstrommessungen mit und ohne Inhibitor durchgeführt. Die Hauptversuche bestanden aus weiteren vier Produkten (bez. Gel I bis IV), deren korrosionshemmende Wirkung mittels Strom-dichte-Potential-Messungen an kleinen Blechstücken geprüft worden sind.

5.2 Vorversuche - Korrosionsstrommessung

Die Voruntersuchungen zu der Verträglichkeit verschiedener Acrylatgele mit einem ausgewählten Korrosionsinhibitor auf Aminoalkohol-Basis (physikalischer Inhibitor) mit der Bezeichnung [REDACTED] [23] durchgeführt. Diese wässrige Imprägnierung wird laut Herstellerangaben auf die Oberfläche des Stahlbetons aufgebracht, wo es die Betondeckung durchdringt und als Adhäsionsinhibitor den Betonstahl vor weiterer Korrosion schützt. Dabei erfolgte die Auswahl aufgrund der niedrigen Viskosität, die es dem Produkt erlaubt die Porenstruktur des Betons zu durchdringen und dem hohem pH-Wert von 10, der eine Repassivierung am Stahl initiiert. Die in diesem Zusammenhang verwendeten Acrylatgele sind in **Tabelle 18** zusammengefasst.

Tabelle 18: Voruntersuchung Acrylatgele - Verwendete Gele im Vergleich [24–26]

	Gel A	Gel B	Gel C
Bezeichnung	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]
Hersteller	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]
Viskosität	20-30 mPas	ca. 5 / 25 mPas (mit Wasser / Komp. B1)	ca. 2,5 mPas
Reaktionszeit	10 s bis 30 min	2,5-32 min	5-10 min (23 °C)
pH-Wert	6,7 ± 0,2 (Gemisch)	Komp. A1: 3,6-4,4 Komp. A2: 9,95 Komp. B1: k. A. Komp B2: 4,3	Gemisch ohne Initiator: 8,9 (Initiator: 3,5-3,8)
Dichte	1,15 ± 0,05 kg/dm ³	ca. 1.0 kg/dm ³	ca. 1,0 kg/dm ³

Die Herstellung der Probekörper erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 480-14:2007 [27], nach der die Auswirkungen von Mörtel und Zusatzmittel auf Betonstahl untersucht wird. Anstelle einer Arbeitselektrode (Ø 7 mm) wurde ein Stahlnagel (Ø 4 mm, normalvergütet) verwendet, der in Acrylatgel eingebettet worden ist. **Abbildung 36** zeigt die Geometrie der Probekörper gemäß Norm und der hier untersuchten Variation.

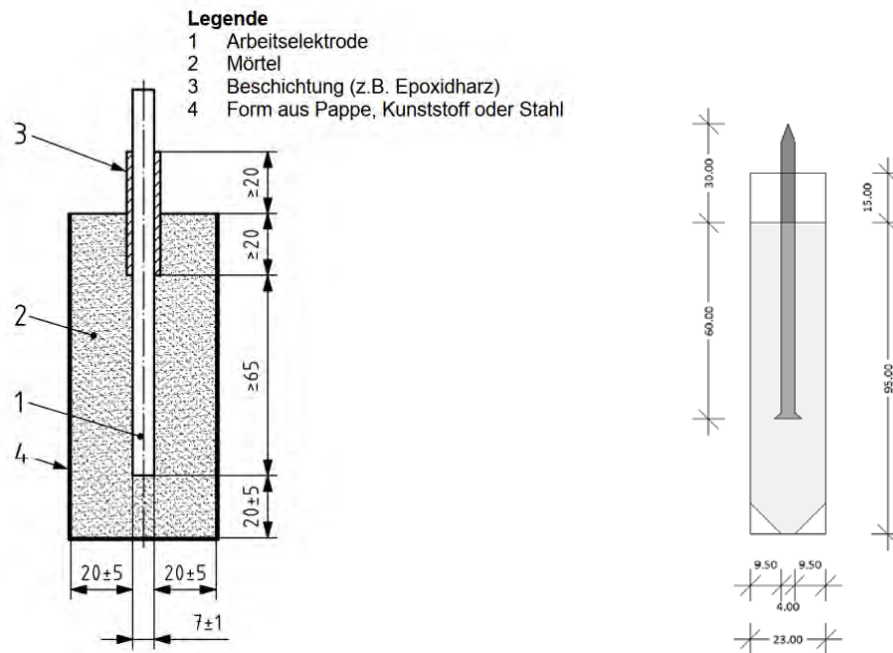


Abbildung 65: Voruntersuchung Acrylatgele - Probekörper gemäß DIN EN 480-14 (links) und eigene Probekörper (rechts)

Der ausgewählte Inhibitor wurde in gestaffelten Konzentrationen bis zu 30 g/l dem jeweiligen Acrylatgel beigemischt. Außerdem wurde zwischen der Prüfung in chloridhaltiger und nicht chloridhaltiger Lösung unterschieden. Daraus ergab sich nachfolgende Probekörperbezeichnungen:

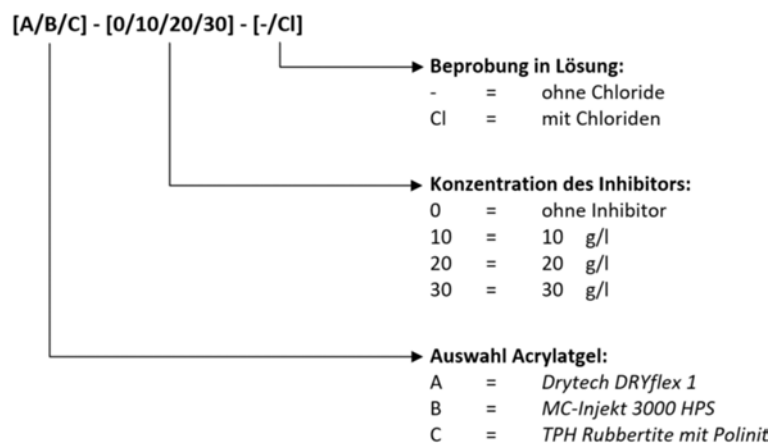


Abbildung 66: Voruntersuchung Acrylatgele - Bezeichnung der Probekörper

Nach dem Mischvorgang wurden eventuelle Änderungen der Produkteigenschaften, wie die Reaktionsgeschwindigkeit, die Temperaturentwicklung während dem Abbinden oder das elastische Materialverhalten nach vollständiger Polymerisierung dokumentiert. Dabei ergaben sich beim Acrylatgel B leichte Farbunterschiede nach Zugabe des Inhibitors. Darüber hinaus konnten keine Veränderungen in der Verarbeitbarkeit und den Materialeigenschaften festgestellt werden.

Die eigentliche Korrosionsstrommessung erfolgte mittels einer Zwei-Elektroden-Messung, wobei der Stahlnagel im Gel als Arbeitselektrode fungierte (siehe **Abbildung 67**) und ein Titanmischoxidband als Gegenelektrode. Dabei wurden die beiden Elektroden miteinander kurzgeschlossen und die Elementströme zwischen diesen über 30 Tage hinweg aufgezeichnet.

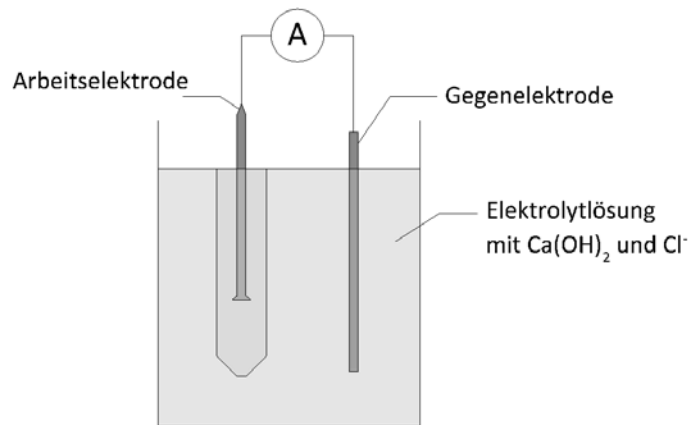


Abbildung 67: Voruntersuchung Acrylatgele - Prinzip Korrosionsstrommessung

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die gemessenen Korrosionsströme (Kurven geglättet) der einzelnen Prüfkörper aus den Voruntersuchungen im direkten Vergleich. Die erwartete Reduzierung der Korrosionsaktivitäten mit steigender Konzentration des Inhibitors kann in keinen der Kurvenverläufe mit Sicherheit abgelesen werden. Bei einzelnen Proben, wie A-10-Cl, A-30-Cl oder B-30-Cl, konnte die Eisenauflösung zwar fast vollständig verhindert werden, demgegenüber stehen aber die chloridfreien Proben, bei denen keine eindeutige Reduzierung der Aktivitäten zu verzeichnen war. Am Beispiel der Probe A-30-- konnte sogar erhöhte Korrosionsströme im Vergleich zur Referenz A-0-- ohne Inhibitor beobachtet werden. Ähnlich unklar verhält es sich beim Acrylatgel C, bei denen die Proben mit Inhibitor und ohne Chloride zwar zu einer Reduktion der Korrosionsaktivitäten führten, die Inhibitoren bei den Proben mit Chloriden aber eher einen negativen Einfluss auf diese hatten.

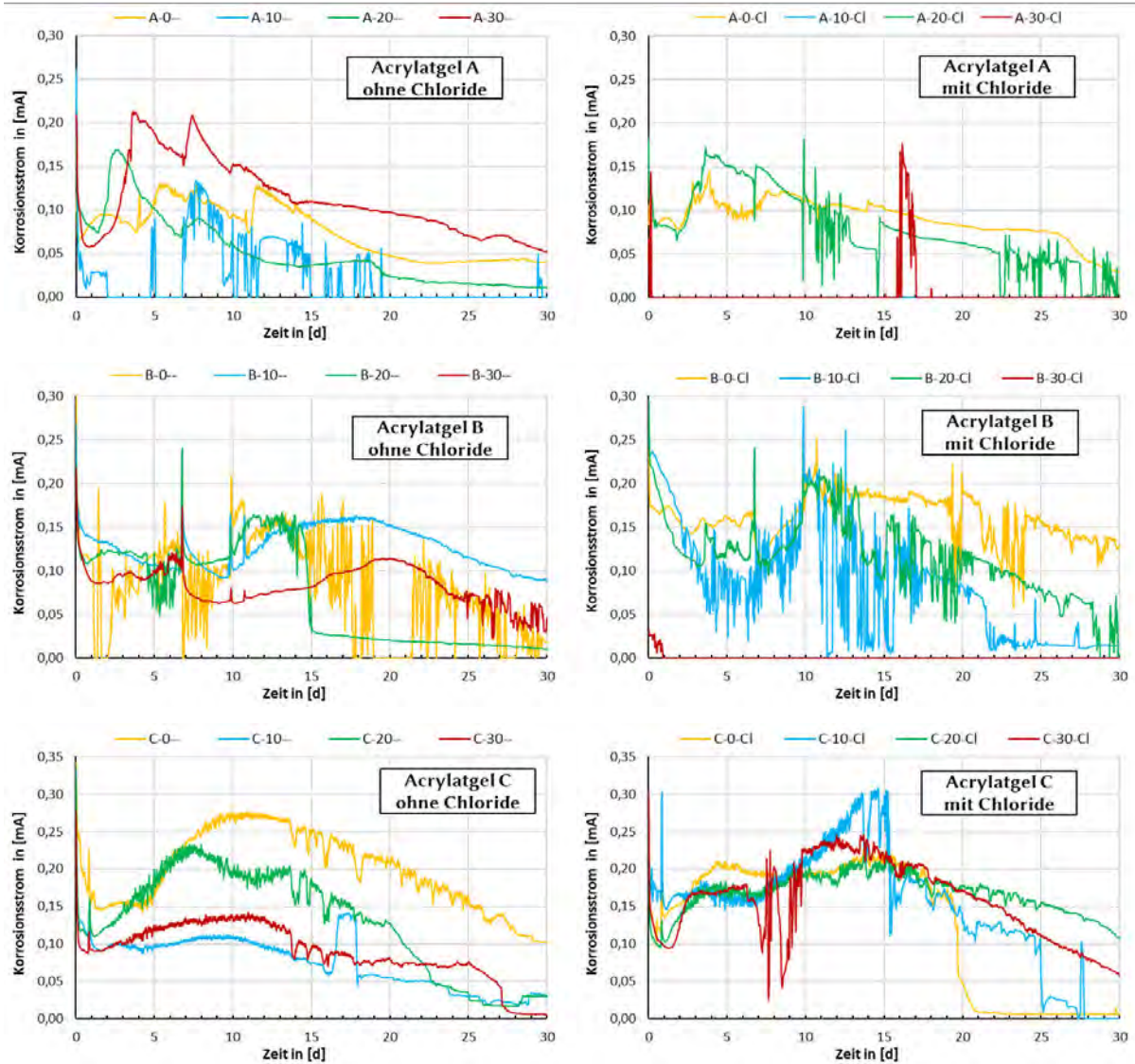


Abbildung 68: Voruntersuchung Acrylatgele - Ergebnisse der Korrosionsstrommessungen

5.3 Hauptversuche - Stromdichte-Potential-Kurven

Für die Hauptversuche wurden der Hochschule München drei Acrylatgele der *Sika AG* zur Verfügung gestellt. Bei Gel IV handelt es sich um ein hoch alkalisches Hydrogel auf Basis von Diallyldimethylammonium Chloride [REDACTED] mit sehr guten elektrolytischen Eigenschaften.

Tabelle 19: Hauptversuche Acrylatgele - Verwendete Gele im Vergleich [28–30]

	Gel I	Gel II	Gel III	Gel IV
Bezeichnung	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]
Hersteller	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]
Spez. Widerstand (≈ 100 h)	340 Ωcm	340 Ωcm	650 Ωcm	27 Ωcm
Viskosität	ca. 3,8 mPas	ca. 7 mPas	ca. 35 mPas	k. A.
Reaktionszeit	10-50 min	40 s bis 5,3 min	35 s bis 3 min	k. A.
Dichte	je nach Mischungsverhältnis	ca. 1,0 kg/dm ³	ca. 1,0 kg/dm ³	k. A.

Die korrosionshemmende Wirkung wurde mittels Stromdichte-Potential-Messungen an acht kleinen Probestücken aus Additivblechen geprüft. Dafür wurden diese zugeschnitten, angeschliffen, mit Klebeband abgedichtet und eine definierte kreisrunde Prüffläche ($\varnothing$ 7 mm) aus der Abdichtung freigeschnitten. Anschließend wurde die Oberfläche mit Aceton gereinigt, mit Salzsäure gebeizt und mit destilliertem Wasser gespült. Die eine Hälfte der Proben wurde zusätzlich mit 10 μl NaCl-Lösung bedeckt und durch Luftströmung getrocknet. Insgesamt entstanden somit zwei verschiedene Messreihen mit jeweils vier Proben, also mit und ohne Chloride. Für die eigentliche Messung wurden die präparierten Blechstücke als Arbeitselektrode sowie Titanmischoxidbänder als Gegenelektrode in einem Abstand von 10 mm in Küvetten geklebt und der Zwischenraum mit dem jeweiligen Gel befüllt. **Abbildung 69** und **Abbildung 70** stellen die Probenvorbereitung und den Prüfaufbau dar. Zur Messung der Potentiale wurde eine Kupfer-Kupfersulfat-Elektrode verwendet.



Abbildung 69: Hauptversuche Acrylatgele - Probenvorbereitung

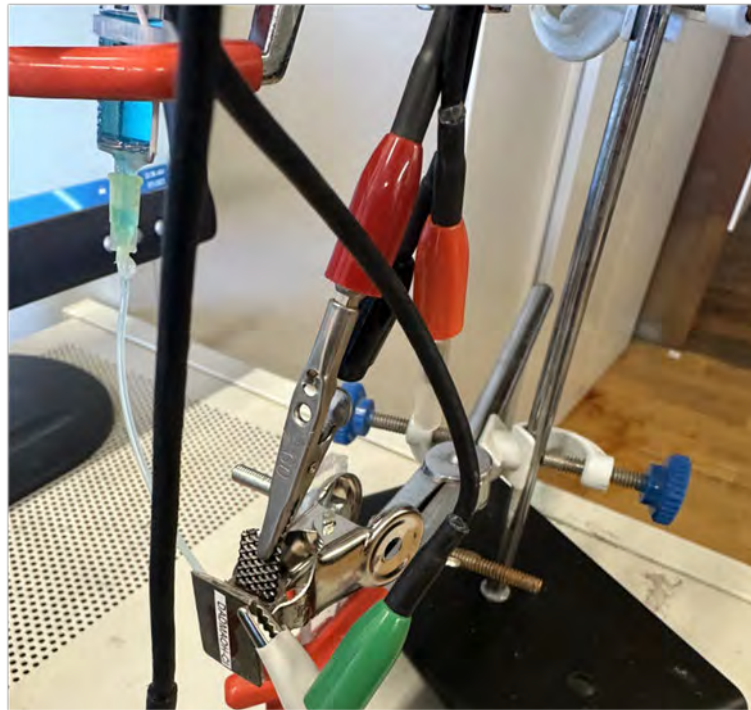


Abbildung 70: Hauptversuche Acrylatgele - Prüfaufbau

Der Ionentransport im Gel und die Reaktion auf der Arbeitselektrode (Blech) sind im Vergleich zu flüssigen Elektrolyten auf Wasserbasis beschränkt. Trotz angepasster Scangeschwindigkeit sind die Ergebnisse mit einer starken Ungenauigkeit verbunden. Insbesondere die Tafelkurve von Gel III scheint sehr „instabil“ zu sein (siehe **Abbildung 71**). Die Produkte der elektrochemischen Reaktionen an der Grenzfläche können sich nicht so schnell auflösen, da die Bewegung der Ionen begrenzt sind und deshalb die Ergebnisse deutlich ungenauer werden. Bei der Auswertung (Fitting) der Ergebnisse über die Software (*Echem Analyst*) ergaben sich außerdem teilweise Abweichungen zwischen dem Anfangspotential E_{oc} und dem Korrosionspotential E_{corr} , was auf eine Änderung der Probenoberfläche schließen lässt. Die Ergebnisse sind somit mit Vorsicht zu interpretieren.

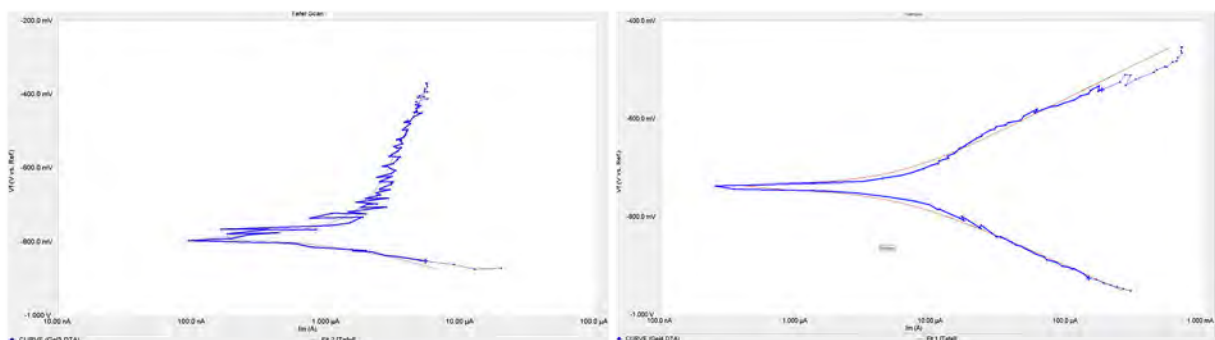


Abbildung 71: Hauptversuche Acrylatgele - Stromdichte-Potential-Kurven für Gel III (links) und Gel IV (rechts)

Hierbei wiesen die Proben ohne Chloridbeaufschlagung einen Korrosionsstrom I_{corr} von 1,0 μA (Gel II) bis 8,7 μA (Gel III) auf. Bei einer Prüffläche von 38,5 mm² entspricht dies einer Korrosionsstromdichte von rd. 26 bis 226 mA/m². Im Vergleich dazu liegen die Korrosionsstromdichten bei den Versuchen mit Chloriden zwischen rd. 58 und 663 mA/m². Somit ist bei allen Proben mit einer hohen Korrosionsrate zu rechnen. Die Acrylatgele können keine inhibierende Wirkung vorweisen, sondern ermöglichen „nur“ elektrolytische Ankoppelung zwischen Additivblech und Beton - der Korrosionsschutz muss über das KKS-System erfolgen. Für das Verpressen der Additivbleche am Pilotprojekt (Kapitel 7) fiel die Wahl aufgrund der niedrigen Viskosität und der höheren Reaktions-/Verarbeitungszeit auf Gel I (■■■■■).

Tabelle 20: Hauptversuche Acrylatgele - Ergebnisse der Stromdichte-Potential-Messungen im Vergleich

	ohne Chloridbeaufschlagung				mit Chloridbeaufschlagung			
	Gel I	Gel II	Gel III	Gel IV	Gel I	Gel II	Gel III	Gel IV
Beta A [mV/Dekade]	196,3	259,4	61,87	136,8	94,64	399,9	502,8	163,0
Beta B [mV/Dekade]	97,9	107,0	1,144	122,0	283,2	208,2	125,9	152,7
I_{corr} [μA]	4,385	1,043	8,868	4,787	25,54	3,010	2,228	3,937
E_{corr} [mV]	-790,0	-801,4	-787,5	-739,6	-690,7	-842,3	-837,4	-742,4

6 GEKLEBTE BLECHVERSTÄRKUNG AUF DER DECKENUNTERSEITE (AP 5)

6.1 Nachweis der Chlordichtheit des Klebstoffsystems

Für die geklebten Verstärkungsmaßnahmen an der Unterseite der Additivdecke sollte die Chloriddichtheit des Klebstoffs getestet und nachgewiesen werden, um damit das Verstärkungsblech von der zum Betonquerschnitt zugewandten Seite vor chloridinduzierter Korrosion zu schützen. Dafür wurde ein Schnelllaborprüfverfahren zur Bestimmung des Chlorideindringwiderstands zementgebundener Stoffe (Rapid Chloride Migration Test = RCM) durchgeführt [31]. Diese Prüfung ermöglicht es den Widerstand von zementgebundenen Stoffen gegenüber Chlorideindringen in kurzer Zeit zu ermitteln. Dafür wurde das Eindringen von Chlorid unter Einfluss eines elektronischen Felds in Probekörper aus Beton untersucht. Nach Ende der Prüfung wurden der Probekörpern gespalten und die Eindringtiefe der freien Chloride mittels einer Indikationslösung ermittelt. Anhand der Eindringtiefe und weiterer Parameter kann der Chloridmigrationskoeffizient berechnet werden.

Geprüft wurden zylindrische Probekörper aus Beton (**Abbildung 72**) mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 45 mm. Bei drei der sechs Probekörper wurde eine 5 mm dicke Klebstoffschicht aufgebracht, die den Probekörper vor Chlorideindrang abdichten sollte. Drei weitere Probekörper dienten als Referenzprobekörper. Im Anschluss wurden die Probekörper 28 Tage in einem Wasserbad ausgelagert, bevor sie in die Migrationszelle eingebaut wurden.

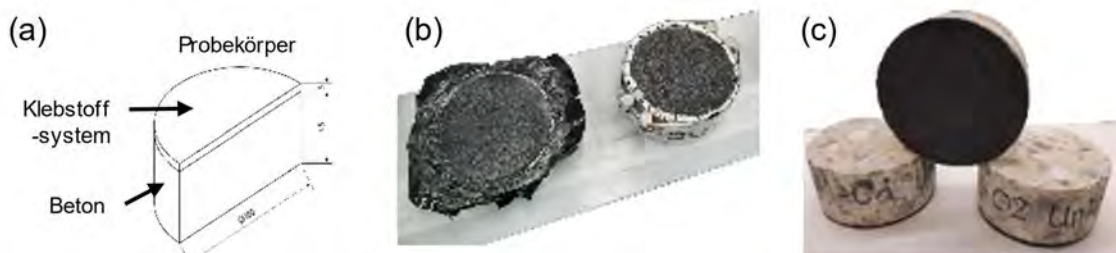


Abbildung 72: Probekörper der RCM-Versuche - (a) Zeichnung, (b) Herstellung der Klebstoffschicht, (c) fertige Probekörper

Die Probekörper wurden so in die Migrationszelle (**Abbildung 73**) eingebaut, dass die Prüfflächen zur Seite mit der Chloridbeaufschlagung zeigten, komplett abdichtet waren und sich im direkten Kontakt mit der Prüflösung (Chloridlösung 10 % NaCl mit 0,2 mol Kaliumhydroxidlösung) befanden. Bei den mit Klebstoff beschichteten Probekörper bedeutete das, dass die Klebschicht nach unten eingebaut wurde.

Auf der unteren Seite wurde eine Kathode mit eingebracht und angeschlossen. Auf der oberen Prüfseite des Zylinders wurde die zweite Prüflösung (0,2 mol Kaliumhydroxidlösung) aufgebracht und die Anode

angeschlossen. Die Prüfung startet mit dem Anlegen einer Spannung von 30 V bei der Charge mit dem Klebstoffsystem und 25 V bei den Referenzkörpern. Die Versuchsdauer ist hierbei abhängig von dem elektrischen Widerstand der Probenmatrix (elektrolytischer Widerstand Beton), der sich aus der gemessenen Anfangsstromstärke ergibt. Diese lag bei den Probekörpern mit dem Klebstoff bei 3,3 bis 6,4 mA und ergab dadurch eine Auslagerungszeit von 96 h. Bei den unbeschichteten Probekörpern konnte eine Stromstärke von 57,7 bis 64,0 mA gemessen werden und daraus wurde eine Auslagerungszeit von 24 h.

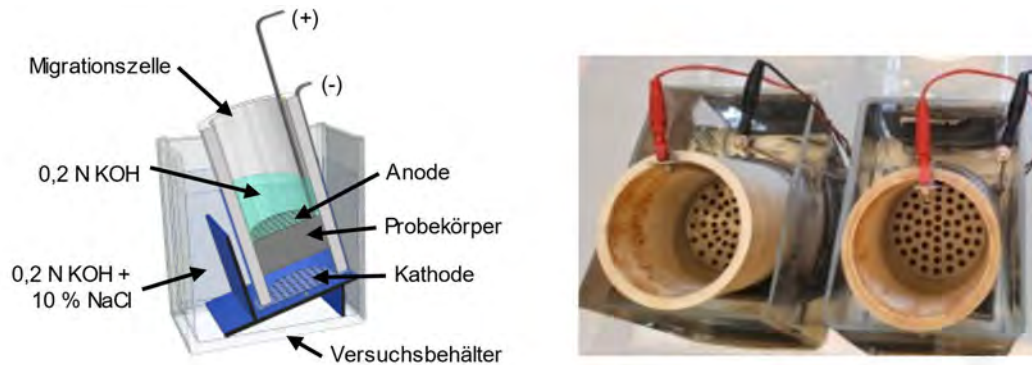


Abbildung 73: Aufbau der RCM-Versuche

Am Ende der Versuchszeit wurden die Probekörper ausgebaut, mit Leitungswasser abgespült und die Oberflächen mit einem Tuch getrocknet. Anschließend werden die zylindrischen Probekörper der Länge nach gespalten. Um die eingedrungenen Chloride sichtbar zu machen, werden die noch feuchten Bruchflächen mit einer Silbernitratlösung (AgNO_3) und nach einer kurzen Trocknungszeit mit Kaliumdichromatlösung besprüht. Die Bereiche, in den Chloride eingedrungen sind, zeichnen sich durch die Indikatorbehandlung durch eine hellere Färbung ab. Die Eindringtiefe wird nun anhand der visuell erkennbaren Farbunterschiede für jede Probekörperhälfte an neun Stellen gemessen. Mit diesen Werten kann man nun den Chloridmigrationskoeffizient bestimmen.

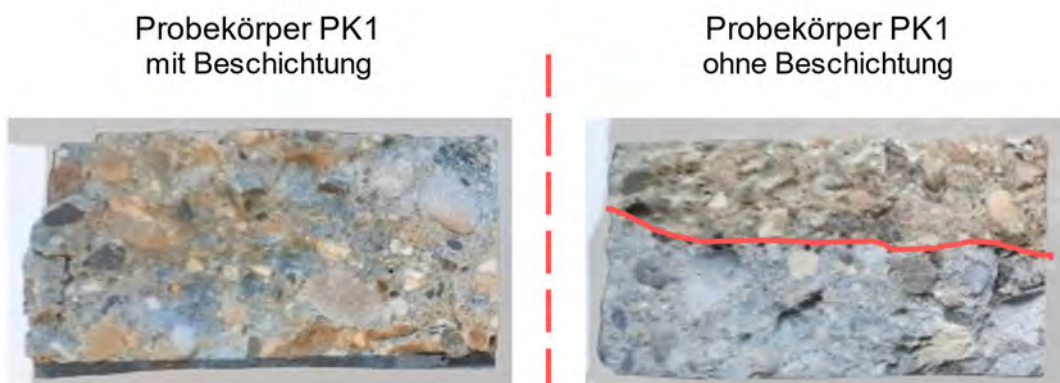


Abbildung 74: Bruchflächen exemplarisch für PK1 mit Klebstoffschicht (links) und PK1 ohne Beschichtung (rechts) mit sichtbarer Verfärbung durch Chlorid eindringen

Bei den Probekörper mit der Beschichtung konnten keine eingedrungenen Chloride festgestellt werden, siehe **Abbildung 74** und **Anhang D**, daraus folgt auch ein Chloridmigrationskoeffizient von 0 während bei den Referenzprobekörpern ein Chloridmigrationskoeffizient von 4,02 berechnet werden konnte. Anhand der RCM-Versuche konnte somit nachgewiesen werden, dass der Klebstoff chloriddicht ist.

6.2 Kleinteilversuche

An Zugescherproben wurde die Vorbehandlung des Profilblechs an den zu klebenden Flächen untersucht. Auf Wunsch und nach Absprache mit den Projektpartnern wurde neben dem Oberflächenvorbehandlungsverfahren Strahlen das Verkleben auf der vorhandenen Korrosionsbeschichtung untersucht und verglichen. Zudem wurden Festigkeitsuntersuchungen durchgeführt.

6.2.1 Versuchsaufbau und-durchführung

Für die Untersuchungen zur Oberflächenvorbehandlung und der Klebstofffestigkeit wurden Zugscherversuche in Anlehnung an die DIN EN 1465 [32] gefertigt, mit einer Klebefugegeometrie von 25 x 12,5 mm und einer von der Norm abweichenden Fugendicke von 3 mm. Verklebt wurden Ausschnitte aus einer Profiltafel mit 1,25 mm Dicke, siehe **Abbildung 75**. Für eine symmetrische Krafteinleitung und eine zentrische Belastung wurden an den Einspannflächen derselbe Schichtaufbau gefertigt. Da die Oberflächenvorbehandlung untersucht werden sollte wurden zwei unterschiedliche Verfahren gewählt.



Abbildung 75: Probengeometrie der einfach überlappten Zugscherprobe

Der Versuchsplan umfasst zwei Serien, die sich in der Vorbehandlung der Klebflächen unterscheiden. Es wurden für jede Serie fünf Probekörper gefertigt und geprüft. Die Oberfläche für die Versuchsserie ohne Beschichtung wurde durch Sandstrahlen mit einem Strahlmittel (Edelkorund F022, Hauptkorn 710 – 1.000 µm) auf die vorhandene Beschichtung bis auf das Grundmaterial vorbereitet bzw. bis eine optische Reinheit von SA 2 ½ [33] erzielt wurde. Im Anschluss wird die Oberfläche mit Isopropanol wischentfettet.

Für die Versuchsreihe, bei der die Beschichtung des Profilbleches vorhanden bleiben sollte, wurde die Oberfläche lediglich gereinigt und mit Isopropanol wischentfettet.

Die Probekörper wurden bei Raumtemperatur gefertigt, 14 Tage ausgehärtet und anschließend bis zum Versagen mittels Universalprüfmaschine (bez. *INSTRON 5982*) geprüft.

6.2.2 Versuchsauswertung

Zur Bestimmung der Festigkeiten wurden die Zugscherproben zerstörend geprüft. Die hergestellten Probekörper hatten eine rechteckige Klebfugenfläche von 12,5 x 25 mm und eine Klebfugendicke von 3 mm (**Abbildung 75**). Die Versuche wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min und bei Raumtemperatur durchgeführt. Die Maschinenkraft wurde von der Kraftmessdose am Prüfrahmen und die Lokalverformung durch einen Videoextensometer gemessen. Die Ergebnisse sind in dem nachfolgenden Maschinenkraft-Lokalverformungs-Diagramm (**Abbildung 76**) dargestellt und in der **Tabelle 21** zusammengestellt.

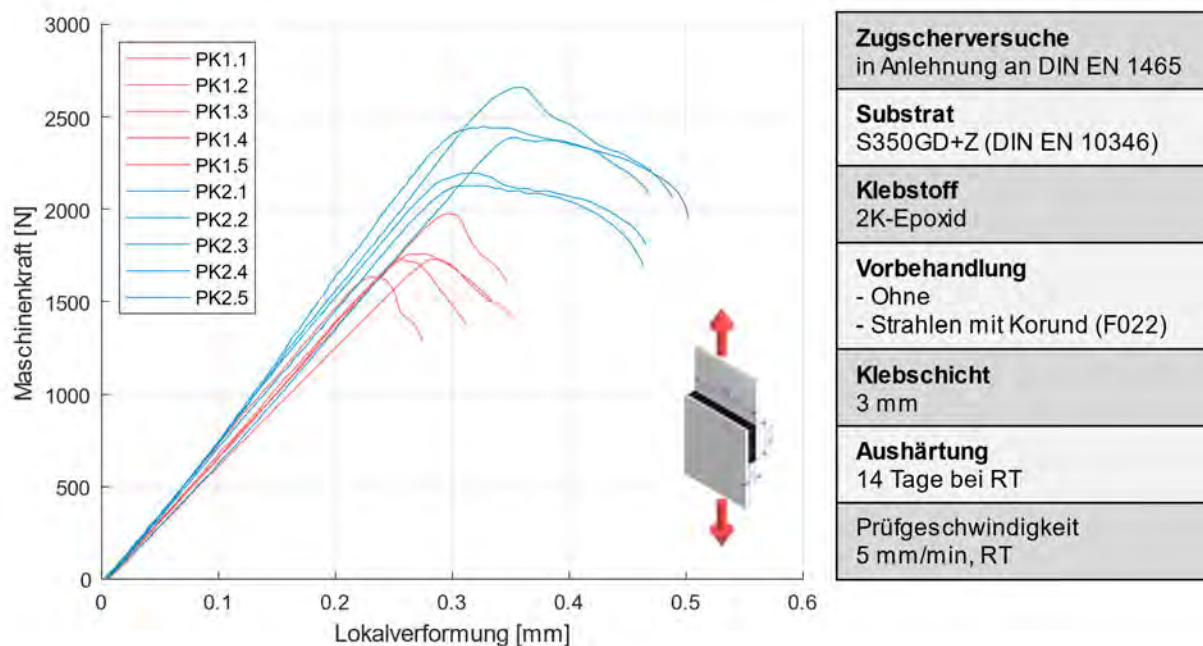


Abbildung 76: Maschinenkraft-Lokalverformungs-Diagramm - Zugscherproben in Anlehnung an DIN EN 1465

Tabelle 21: Ergebnisse der Zugscherversuche

Serie	Nummer	Bezeichnung	Bemerkung	Bruchkraft [N]	Mittelwert [MPa]
1	1	PK1.1	Mit Beschichtung	1734,7	1770,2 ±125,3
	2	PK1.2		1639,5	
	3	PK1.3		1764,3	
	4	PK1.4		1978,0	
	5	PK1.5		1734,7	
2	1	PK2.1	Ohne Beschichtung	2392,3	2371,9 ±211,0
	2	PK2.2		2665,1	
	3	PK2.3		2135,8	
	4	PK2.4		2204,9	
	5	PK2.5		2461,3	

Zunächst fällt auf, dass bei allen Proben der Serie 1 ein Delaminierbruch (DF) festzustellen ist. Die Beschichtung der Fügeiteile (weiß) ist deutlich auf der Oberfläche des Klebstoffs zu erkennen. Zusätzlich lässt sich ein Anteil als Adhäsionsbruch (AF) feststellen. Hier tritt das Versagen zwischen Klebstoff und Fügeiteil auf. Dies zeigt sich in **Abbildung 77**, in der die Bruchflächen der Proben PK1.1 und PK1.2 dargestellt sind. Beide Versuchskörper haben annähernd dieselbe Bruchlast, dennoch ist der Anteil der AF-Flächen deutlich unterschiedlich. Des Weiteren lässt sich feststellen, dass das Versagen im Rahmen dieser Prüfserie sowohl am oberen als auch am unteren Fügeiteil auftrat. Daraus lässt sich schließen, dass die Lasteinleitung zentrisch erfolgte. Bei diesen Versuchen wurde folglich nicht die Festigkeit des Klebstoffs geprüft, sondern die der Beschichtungssysteme, die vorzeitig versagt haben und somit geringere Festigkeiten aufwiesen.

Dies sieht man an dem deutlichen Anstieg der aufnehmbaren Kraft bei der Versuchsserie 2 (vgl. **Tabelle 21**), bei denen die Beschichtung vorher abgestrahlt wurde. Diese weisen eine fast vollständigen Substratnahen speziellen Kohäsivbruch (SCF) auf. Dabei befinden sich auf beiden Bruchflächen Klebstoffrückstände. Im Bauwesen sind Delaminierbrüche und Adhäsionsbrüche zu vermeiden, ihr Auftreten kann zu einem vorzeitigen und unvorhergesehenen Versagen führen. Die Vermeidung dieser Brüche sorgt für eine zuverlässige und dauerhafte Konstruktion und kann durch eine fachmännische Oberflächenbehandlung erzielt werden.

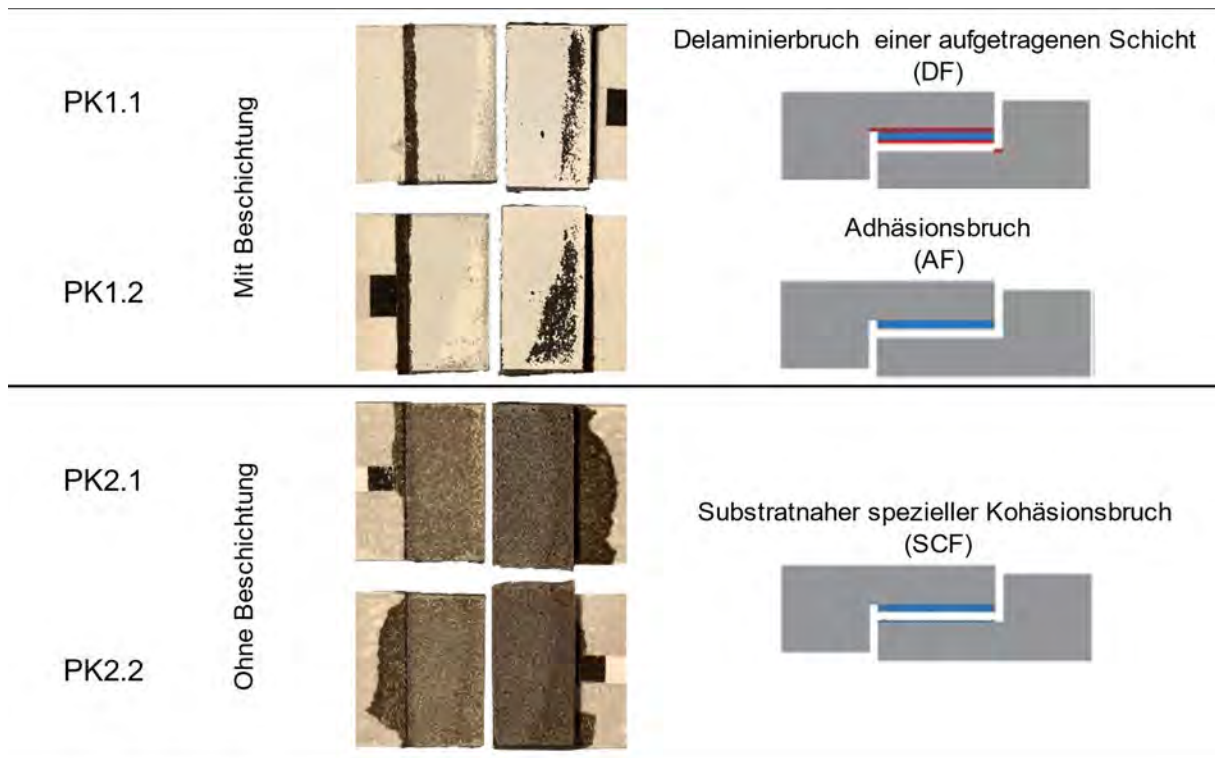


Abbildung 77: Bruchflächen der Probekörper PK1.1, PK1.2, PK2.1 und PK2.2

Im Kraft-Maschinenweg-Diagramm (vgl. **Abbildung 76**) ist bei allen Versuchen ein linearer Anstieg der Kraft zur Verformung zu erkennen. Bis zum Bruch verhalten sich alle Versuche sehr ähnlich. Vor dem spröden Versagen ist ein Abfall der Kurve zu erkennen. Dies lässt sich auf die Verformung der Fügeiteile zurückführen. Diese Verformung konnte auch visuell bei der Versuchsdurchführung erkannt werden (**Abbildung 78**).



Abbildung 78: Bild aus Zeitraffer kurz vor Versagen - Verdrehung und Dehnung in dem geklebten Bereich

Dies bestätigt die Theorie von Goland und Reissner, welche die Einwirkung eines durch Biegung eingeführtes Moment in die Klebschicht beschreibt. Somit entstehen neben den reinen Schubkräften auch senkrecht zur Klebfläche wirkende Zugkräfte auf die Klebschicht. Dies zeigt sich auch anhand der auftretenden Bruchbilder. Hier ist zu sehen, dass gerade am Klebschichtanfang der Fügeiteile ein AF-Bruchbild der beschichteten Fügeiteile abbildet.

Analytische Auswertung der Scherspannung:

Unterschiedliche Faktoren haben Einfluss auf die Tragfähigkeit einer geklebten Verbindung. Neben Fertigung, Geometrie, Feuchtigkeit, Temperatur und Zeit ist das mechanische Verhalten der Verbindung vor allem von dem Spannungszustand in der Klebfuge abhängig [34]. Allgemein gilt, dass die Verbindung primär durch Schub in der Ebene der Klebfuge beansprucht wird [35].

Ziel ist es, die aufnehmbaren Scherkräfte der Klebfuge der experimentellen Versuche zu bestimmen. Die Spannungen lassen sich zunächst durch Nennspannungen berechnen. Dafür eignen sich zwei Verfahren.

Erste Berechnungsansätze von Volkersen [36] aus dem Jahr 1938 beschreiben die zugbeanspruchten genieteten Verbindungen, welche aufgrund der Vereinfachung als homogene Fläche auch als Ansatz zur Berechnung der Klebfuge angesetzt werden kann. Dabei erlaubt der Ansatz unter Berücksichtigung der Elastizität und der daher veränderlichen Normaldehnung die Bestimmung des Spannungsverlaufs entlang der Klebfuge. [35; 37]

Durch die Exzentrizität und die damit verbundene Verdrehung entsteht bei einschnittigen Überlappungskleblagen ein Biegemoment. Dies erzeugt in der Klebfuge neben Schub- auch Zugspannungen, die auf die exzentrische Krafteinleitung zurückzuführen ist. Goland und Reissner [38] berücksichtigen diese geometrischen Aspekte in ihrem Berechnungsansatz.

So ist zu einer von Volkers beschriebenen Theorien die Spannung über die Klebfuge gemäß Formel 6.1 zu berechnen. Dabei wird allerdings die Verformung der Fügeiteile nicht berücksichtigt, dies geschieht in der von Goland und Reissner beschriebenen Theorie. Daraus ergibt sich die Formel 6.2.

τ nach Volkers:

$$\tau_B = \tau_{Bmax} \cdot \sqrt{\frac{2 E s d}{G l_{\text{ü}}^2}} \cdot \tanh \sqrt{\frac{G l_{\text{ü}}^2}{2 E s d}} \quad 6.1$$

mit:

$$\tau_{Bmax} = \frac{F}{l_{\text{ü}} \cdot b}$$

τ nach Goland und Reissner:

$$\tau_{Bmax} = \tau_B \left[\frac{1+3k}{4} \sqrt{\frac{2 G l_0^2}{E s d}} \cdot \coth \sqrt{\frac{2 G l_0^2}{E s d}} + \frac{3}{4} \cdot (1 - k) \right] \quad 6.2$$

mit:

$$\begin{aligned} \tau_B &= G \cdot \gamma \\ \gamma &= \frac{u_2 - u_1}{d} \\ k &= \frac{1}{1 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \tanh \left(\sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{2}} \cdot \frac{l_0}{2h} \sqrt{\frac{F}{E h b}} \right)} \end{aligned}$$

Die maximalen Scherspannungen in der Ebene der Klebefuge werden somit mit der Formel 6.2 nach Goland und Reissner ermittelt in der **Tabelle 22** werden die Mittelwerte der maximalen Scherspannungen der Serien dargestellt.

Tabelle 22: Mittelwerte der maximalen Scherspannungen nach Goland und Reissner der Serien 1 + 2

Serie	Mittelwerte Scherspannung τ_{max} nach Goland und Reissner [MPa]
1	20,3 ± 1,2
2	26,4 ± 2,1

Numerische Auswertung der Schubspannung:

In diesem Kapitel sollen die Spannungen anhand der FEM-Analyse mit den tatsächlichen Bruchlasten analysiert und diese mit den berechneten Spannungen nach Goland und Reissner verglichen werden. Des Weiteren werden die Spannungsspitzen und das Versagen analysiert.

Die numerische Berechnung wurde mit dem Programm *Abaqus* von *Simulia* durchgeführt. Hierzu wurden 3D-Modelle der Fügeile erstellt. Dabei wurden die Fügeile und Klebschichten als ideal angesehen, fertigungsbedingte Inhomogenitäten wurden nicht berücksichtigt. Im Gegensatz zu 2-D-Modellen erlauben diese Volumenmodelle auch Querdehnungseffekte in Dickenrichtung zu berücksichtigen, erfordern aber eine längere Rechenzeit.

Entsprechend dem Versuch wurde zur Lasteinleitung ein verstärkter Bereich ausgebildet, der mit Hilfe einer Vernetzung der anliegenden Flächen belastet wurde. Die kraftgesteuerte Belastung wurde somit auf der Außenfläche aufgebracht. Die Bewegungen in x- und z-Richtung so wie die Verdrehung sind hierbei blockiert. Auf der gegenüberliegenden Seite ist eine feste Lagerung. Diese verhindert alle Translations- und Rotationsbewegungen.

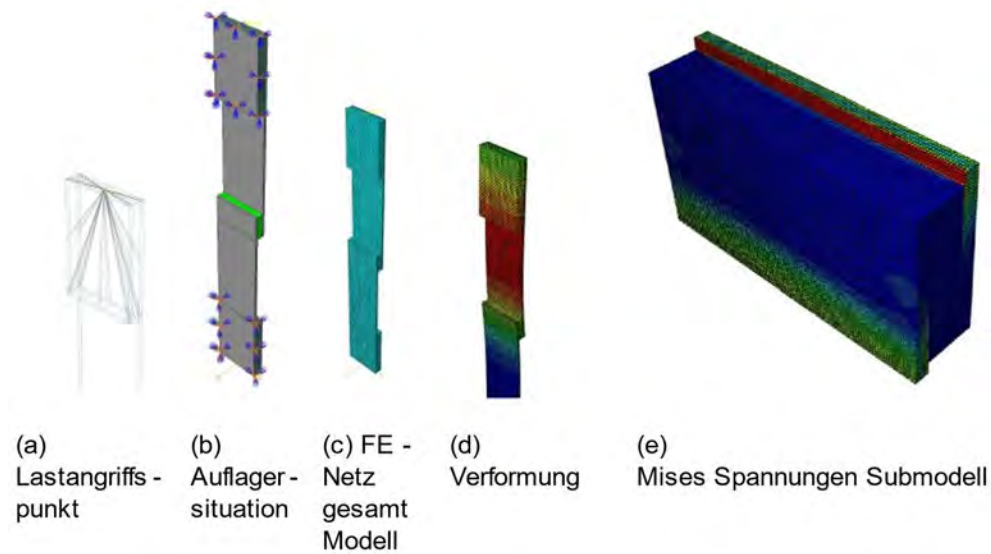


Abbildung 79: Vorgehensweise der FE-Modellierung der Zugversuche

Aufgrund der komplexen Spannungszustände in der Klebung, war im Bereich der Überlappung zwingend eine Verfeinerung der Netzgröße erforderlich. Um die Rechenzeit möglichst gering zu halten, wurde in diesem Bereich mit einem "Sub-Modell" gearbeitet. Dies erlaubte den für die Untersuchung entscheidenden Bereich feiner zu vernetzen.

Die Elementgrößen wurden über die Klebschicht in x-Richtung mit 0,25 mm und in z- sowie in y-Richtung mit 0,125 mm gewählt. Die **Abbildung 80** zeigt die Vernetzung im Sub-Modell. Hier wurde eine feinere Vernetzung für die Klebschicht gewählt. Die Bruchbilder der Probekörper der Versuchsreihen wiesen einen kohäsiven Bruch auf. Daher wird die Spannungsanalyse im Schwerpunkt der Klebschicht durchzuführen und mit denen berechneten Spannungen nach Goland und Reissner verglichen.

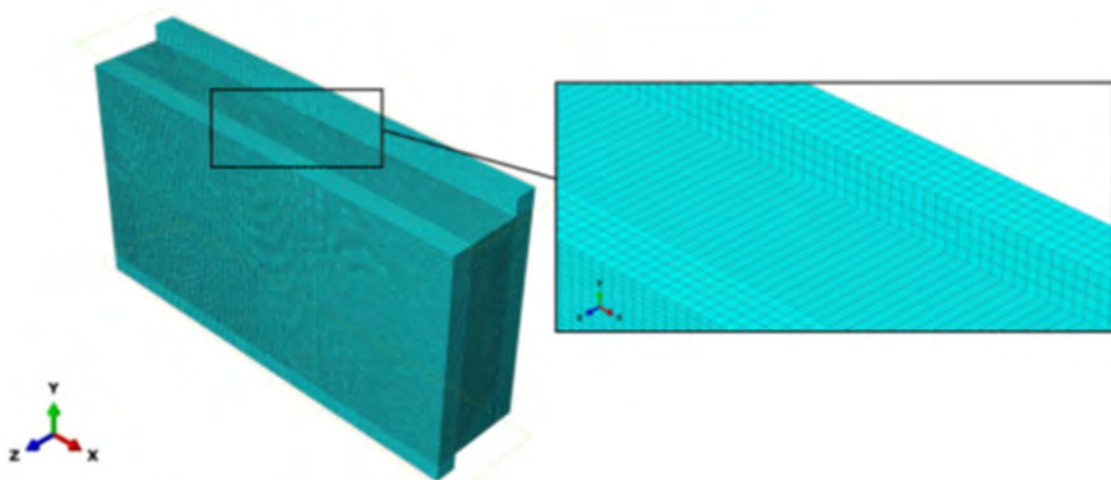


Abbildung 80: Vernetzung der Prüfkörper im Submodell, des Zugversuches

Die folgenden Werkstoffkennwerte wurden für die Fügeile und den Klebstoff gewählt. Die Fügeile sind aus dem Profilblech herausgenommen S350GD+Z, die Materialkennwerte sind in **Tabelle 23** dargestellt.

Tabelle 23: Materialdaten Stahl S350GD+Z

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert
Dichte	ρ	7850 [kN/m ³]
E-Modul	E	210000 [MPa]
Poissonzahl	ν	0,3
Schubmodul	G	81000 [MPa]

Als Klebstoff wird ein XXXXXXXXXX verwendet, dies ist ein auf Epoxidharz basierender 2-Komponenten-Klebstoff. Die vom Hersteller angegebenen Materialkennwerte sind in **Tabelle 24** zu finden.

Tabelle 24: Materialdaten Klebstoff

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert
Dichte	ρ	2,3 [g/cm ³]
E-Modul	E	5270 [MPa]
Poissonzahl	ν	0,27
Schubmodul	G	2075 [MPa]

Mit der in ermittelten Bruchlast der Versuchskörper wird im Folgenden die Spannungsanalyse der Klebschicht durchgeführt. Die numerisch berechneten Schubspannungsverläufe $\tau_{y,z}$ sowie der Normalspannungsverlauf σ_z , sind in **Abbildung 81** dargestellt.

Zunächst zeigt sich, dass sich am Anfang bzw. Ende der Klebschicht deutliche Zugspannungskomponenten aufbauen. Die Zugnormalspannungen erreichen zur Mitte negative Werte (Drucknormalspannungen). Dies kann mit der Verdrehung der Prüfkörper erklärt werden, was zu einer Schälwirkung führt. Des Weiteren kommt es durch die Geometrie zu starken Spannungsspitzen. Die Spannungsverläufe lassen sich qualitativ gut mit den nach Goland und Reissner berechneten Scherspannungen vergleichen. Erwähnenswert ist, dass die Proben quantitativ mehr Zugspannungen erfahren als Schubspannungen. In **Tabelle 25** werden die Spannungen am Anfang der Klebfuge (-6,50 mm) und bei -5,00 mm dargestellt. Dies sind die Stellen, an denen die Zugspannung bzw. Schubspannung maximal sind. Diese Erkenntnis zeigt, dass eine Auswertung des Versagens aufgrund reiner Schubbeanspruchung nicht zielführend ist.

Die Überlagerung der Schub- und Normalspannungen ist in **Abbildung 81** dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass der kritische Bereich am Klebstoffende ist, weshalb die Auswertung an den in der Abbildung dargestellten Punkten durchgeführt wurde. Dies bestätigt wieder, dass die Bruchbilder aus einer Zugkraft infolge der Verdrehung und den daraus entstehenden Zugkräften entstehen.

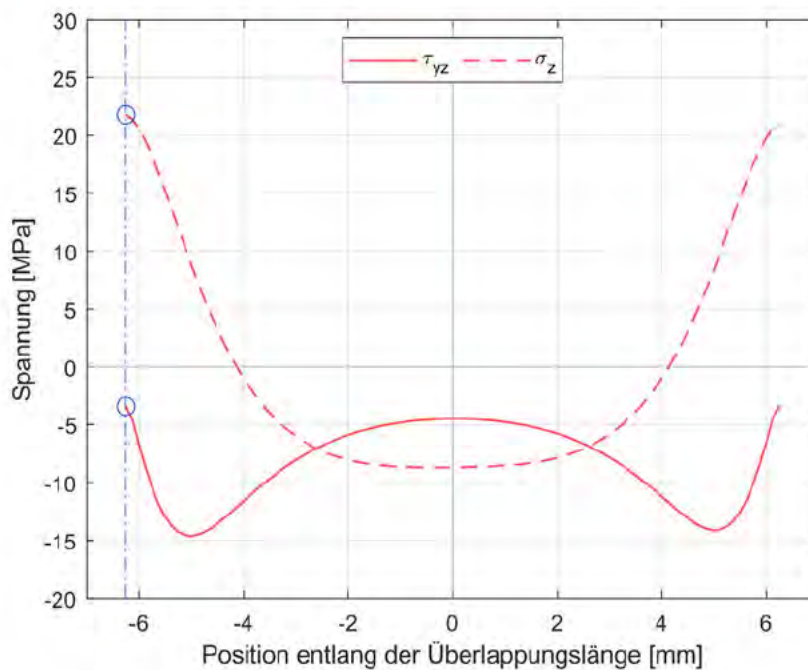


Abbildung 81: Darstellung der Spannungsverläufe in der Klebefuge

Tabelle 25: Zusammenfassung der Spannungen an den maßgebenden Stellen

Position entlang der Klebfuge [mm]	$\tau_{y,z}$ [MPa]	σ_z [MPa]
- 6,25	- 3,41	21,79
- 5,00	-14,62	8,83

6.2.3 Bewertung

Die Probekörper der Versuchsreihe 1 waren mit Beschichtung, die Versuchsreihe 2 wurde im Vorfeld abgestrahlt. Die Bruchbilder der Versuchsreihe 1 zeigen einen Delaminierbruch der Beschichtung. Die Bruchbilder der Versuchsreihe 2 zeigen einen substratnahen speziellen Kohäsivbruch. Die unterschiedlichen Bruchbilder zeigen, dass die vorhandene Beschichtung den Schwachpunkt der Verbindung darstellt. Damit nun der Klebstoff maßgebend wird und ausgenutzt werden kann muss die Oberfläche vor dem Kleben vorbehandelt werden. Aufgrund der gewonnenen Daten aus den Kleinbauteilversuchen lassen sich Rückschlüsse ziehen, wie sich der Klebstoff bei den Großbauteilen verhalten wird.

6.3 4-Punkt-Biegeversuch

Im folgenden Abschnitt wird erläutert, wie die Tragfähigkeit am realen Bauvorhaben nachgewiesen werden kann. Dazu wird die zu erwartende Verformung auf den realen Querschnitt ermittelt und auf einen Versuchskörper übertragen. Der 4-Punkt-Biegeversuch erzeugt zwischen den Lasteinleitungspunkten ein gleichbleibendes Moment in Feldmitte, was eine Analyse der daraus übertragenden Dehnung des Versuchskörpers erlaubt. Die zu erwartende Dehnung der Sanierung wird berechnet. Anschließend wird die aus der Dehnung entstehende Spannung mit Hilfe dieses Versuches analysiert. Daraus wird eine Aussage getroffen, ob die Spannungen im realen Vorhaben über die Klebfuge übertragen werden können.

6.3.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Bei der Sanierungsplanung der Additivdecken wird davon ausgegangen, dass die bestehende Decke zuerst mit einem Verstärkungsblech geklebt und anschließend auf der Betonoberfläche verstärkt wird (entgegengesetzt dem Pilotprojekt gemäß **Kapitel 7**). Daher ist zur Ermittlung der zu erwartenden Verformung nur das Eigengewicht / die Ausbaulast sowie die Lasten aus späterer Nutzung anzusetzen.

Die Verbunddecken wirken als Einfeldträger mit einer maximalen Spannweite von 5,0 m. Der Abstand der Unterzüge misst 0,75 m. Diese sollen an der durch Korrosion beschädigten Stellen verstärkt werden. Die anzusetzende Verkehrslast für Verkehrs- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge ist nach DIN EN 1991-1-1/NA/A1 Tab. 6.8 DE mit 3,0 kN/m² anzusetzen. Daraus ergibt sich:

$$\begin{aligned} g_{\text{Ausbau}} &= d * \gamma * \alpha &= 0,1 \text{ m} * 23,0 \text{ kN/m}^3 * 0,75 \text{ m} = 1,73 \text{ kN/m} \\ q_k &= q * a &= 3,0 \text{ kN/m}^2 * 0,75 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m} \\ g_{\text{ges}} & &= 3,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Die Additivdecken bilden zwischen Beton und den Stahlblechen keinen Verbund. Um das Verhältnis der Kraft zu berechnen, die auf den Stahl ohne Verbund wirkt, gilt folgende Formel.

$$\frac{I_{\text{Stahl}}}{I_{\text{Stahl}} + I_{\text{Beton}} \cdot \frac{E_{\text{Beton}}}{E_{\text{Stahl}}}} \quad 6.3$$

Die Werte für I_y ergeben sich aus den Abmessungen der Bauteile (vgl. **Tabelle 26**). Diese werden mit dem Programm *R-Section* der Firma *Dlubal* ermittelt. Dabei wird der Querschnitt vereinfacht projiziert. Der Einfluss kleinerer Ungenauigkeiten wird vernachlässigt, da diese keine größeren Einwirkungen auf die Berechnung haben.

Tabelle 26: Querschnittswerte Beton und Blech

Querschnitt	A [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]
Betonfläche	994	49163	354967
Profiltafel	13,5	751	4551

Diese Werte werden in die Formel 6.3 eingesetzt. Somit wird auf das Stahlblech $g_s = 3,98 \text{ kN/m} \cdot 8,9 \% = 0,354 \text{ kN/m}$ übertragen. Mit der Formel 6.4 kann die Durchbiegung $\omega_{\max}$ eines Einfeldträgers mit gleichbleibender Streckenlast berechnet werden.

$$\omega_{\max} = \frac{g \cdot l^4}{76,8 \cdot EI} \quad 6.4$$

Aus dieser Belastung entsteht eine zu erwartende maximale Durchbiegung der Decke von 0,183 cm. Für die Dimensionierung der aufzubringenden Last im 4-Punkt-Biegeversuch muss nun die zu erwartende Dehnung des Stahlbleches auf die Versuchskörper übertragen werden. Für den Versuch werden auf die Unterseite eines Quadratrundrohrs ein U-Profil mit einer seitlichen Klebung aufgeklebt. Dieses sollte mit mindestens der Spannung des Bleches belastet werden. Aus dem zuvor beschriebenen Lastfall ergeben sich folgende Schnittkräfte. Diese werden im Zuge des Versuches als charakteristisch angesetzt.

$$M_y = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad 6.5$$

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} \cdot z \quad 6.6$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad 6.7$$

Für das Biegemoment M_y erhält man 1,11 kNm, für die Spannung $\sigma = 2,01 \text{ kN/cm}^2$ und für die Dehnung $\epsilon = 0,096 \text{ ‰}$. Um nun die benötigte Kraft des 4-Punkt-Biegeversuchs zu erhalten, werden diese Formeln umgestellt (Formel 6.8). Um die Last für die einzelnen Lastangriffspunkte zu berechnen, wird die Formel 6.9 verwendet.

$$M_y = \frac{\sigma \cdot I_y}{z} \quad 6.8$$

$$\frac{F}{2} = \frac{M_y}{h} \quad 6.9$$

Somit ergibt sich für den Versuchsaufbau eine Mindestbelastung von 6834 N. Nach Ermittlung der Spannungen bei dieser Belastung wurde entschieden bis zu einer Belastung von 20,0 kN zu beproben; dieser Bereich wird als nicht kritisch angesehen (vgl. **Tabelle 27**). Die maximale Kraft ergibt sich bei der Fließgrenze des Stahles ($\sigma = 23,5 \text{ MPa}$), hier ist ein Versagen des aufgebrauchten Bleches zu erwarten.

Tabelle 27: min. und max. Kraft des 4-Punkt-Biegeversuchs

Querschnitt	I_y [cm ⁴]	F_{min} [N]	F_{max} [N]
U-Profil	267	6834	79896

Die untersuchten Träger bestehen aus einem Quadratrundrohr QRR 100x3 (Dimensionen 100 mm x 100 mm x 3 mm) und besitzen somit eine Länge von 1,00 m. Auf diesen Querschnitt wurden die U-Profile mit einer Länge von 800 mm angebracht. Der Auflagerabstand entspricht 900 mm. Die Lastangriffspunkte wurden im Abstand von 160 mm angeordnet. Dieser Aufbau wird in **Abbildung 82** dargestellt.

Eine im Vorfeld durchgeführte Analyse zeigte, dass die Spannungen in der Klebschicht durch unterschiedliche Stärken abweichen. Da in der Instandsetzungsphase dieselbe Profilstärke verwendet werden soll, wurde sich dafür entschieden, bei der Analyse zwei gleich dicke Profile zu verwenden. Das U-Profil mit einer Blechstärke von 3 mm wurde so geformt, dass es zum QRR zu allen Seiten einen Spalt von 3 mm aufwies (an den senkrechten Seiten definierte der Spalt somit eine Klebfugendicke von 3 mm). Die Klebefuge besaß eine Höhe von 45 mm und fing nach der Rundung des QRR an der Ecke an. Somit wurde die Höhe (57,00 mm) des U-Profiles definiert (vgl. **Abbildung 82**).

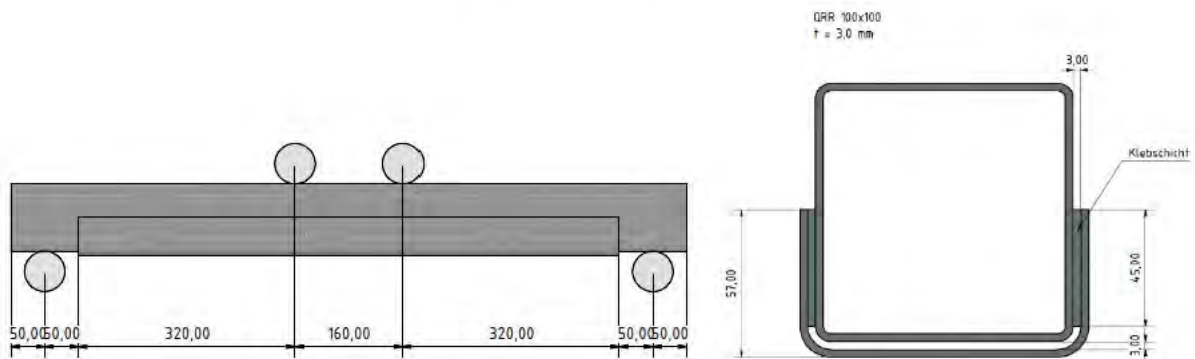


Abbildung 82: Vermaßung 4-Punkt-Biegeversuch (links), Schnitt QRR 100x100 und U-Profil

Der Herstellprozess ähnelt sehr dem aus den quasi-statischen-Zugversuchen. Für einen guten Verbund wurde die Oberfläche vorbereitet. Zuerst wurden die Probekörper gereinigt, anschließend gestrahlt und ein weiteres Mal gereinigt. Um eine gleichförmige Klebschicht sicherzustellen, wurde aus Schraubzwingen und L-Winkeln eine Hilfsvorrichtung konstruiert. Diese war mit zusätzlichen Abstandshaltern versehen. Damit der Klebstoff nicht in den unteren Bereich läuft, wurde die untere Ecke mit einem Schaumstoffklebeband eingeklebt. Zusätzlich wurden Glaskugeln mit 3,0 mm Radius in die Klebefuge mit eingelegt, die die Spaltdicke zusätzlich definierten.

Nach erfolgter Aushärtung von 14 Tagen wurden die Probekörper vermessen. Dabei konnten nur geringfügige Abweichungen zum Soll-Wert festgestellt werden. Es wurden insgesamt zwei Probekörper hergestellt. Zur besseren Analyse der Daten wurden im Anschluss an die Herstellung noch Dehnmessstreifen auf den Probekörper angebracht, um die Biegezugspannungen in der Mitte des Profils zu messen.

6.3.2 Numerische Berechnung

Numerische Berechnungen wurden vorab erstellt, um die Versuche bewerten zu können. Die Berechnungen wurden mit dem Programm *Abaqus* von *Simulia* durchgeführt. Hierzu wurde wie bereits in Abschnitt 6.2.2 beschrieben, eine grobe vernetztes Gesamtmodel erstellt. Um die Rechenzeit weiter zu minimieren, wurde die Symmetrie des Modells ausgenutzt. Wie in den späteren experimentellen Versuchen lag der Prüfkörper ohne weitere Halterung frei auf den Prüfrollen, diese sind am unteren Rand fest eingespannt, was keine Bewegung vor allem in u_y zulässt. Die oberen sind in u_y frei beweglich, jede andere Bewegung ist durch entsprechende Lager verhindert (siehe **Abbildung 83**). Auf diese oberen Rollen kommt die halbe Prüflast. Anschließend wird in "Bauteilmitte" wiederum ein Sub-Modell erstellt. An diesem wurde die Spannungen in der Klebschicht als auch an der Verstärkung nachgerechnet.

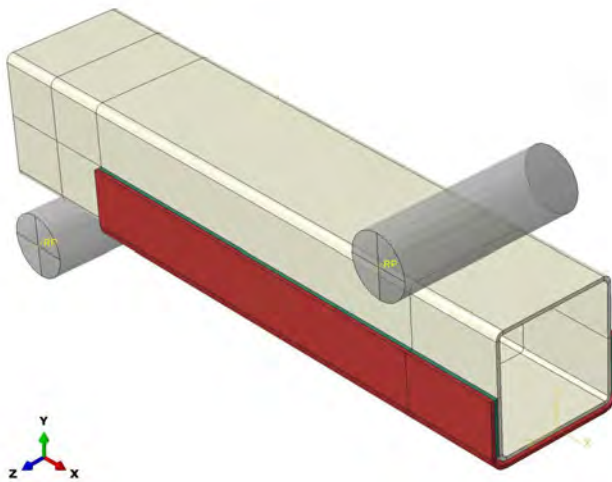


Abbildung 83: Darstellung des Gesamtmodells mit U-Pro

Die Eigenschaften der Materialien sind in **Abschnitt 6.3.2** beschrieben. Zur Verifizierung der Ergebnisse wurde eine Konvergenzanalyse durchgeführt. Hier zeigte sich, dass bei einer Elementgröße von 0,25 mm zu 0,125 mm ein Unterschied der Mises-Spannungen von unter 1 % einstellt (vgl. **Tabelle 28**). Somit wurde eine Netzfeinheit von 0,25 mm gewählt. Im Folgenden wird die Geometrie erklärt. In **Abbildung 84** ist das Modell mit Netzweite von 5 mm dargestellt, bei der Analyse im Sub-Modell wurde nach der Konvergenzanalyse ein FE-Netz mit 0,25 mm verwendet.

Tabelle 28: Konvergenzanalyse des Mittelpfades

Netzgröße [mm]	Spannungen σ_{Mises} [MPa]	Δ [%]
0,9	2,178	
0,5	2,223	2,0
0,25	2,405	8,2
0,125	2,412	0,3

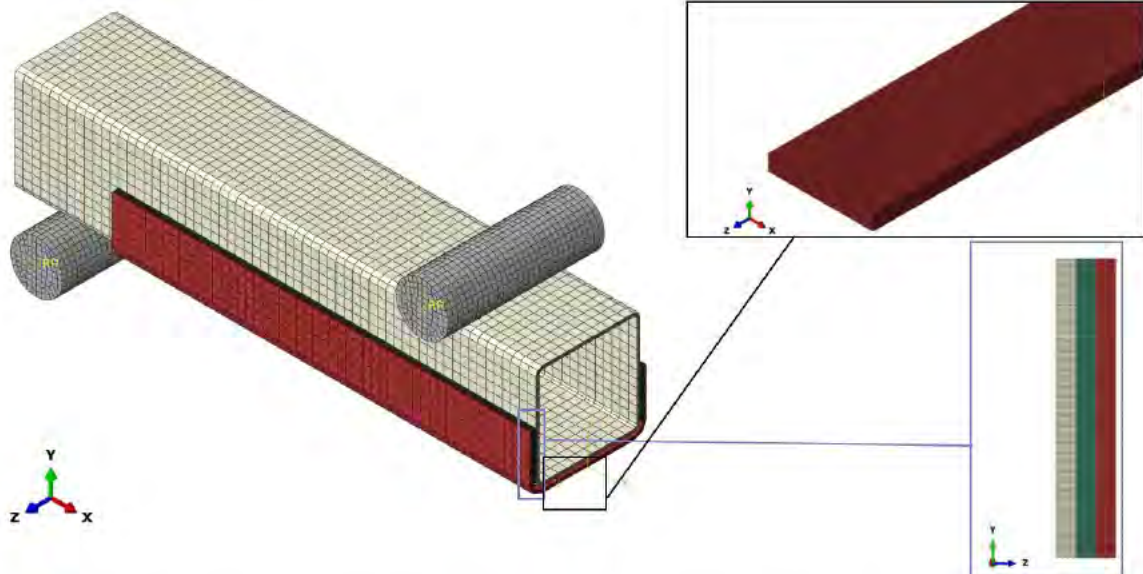
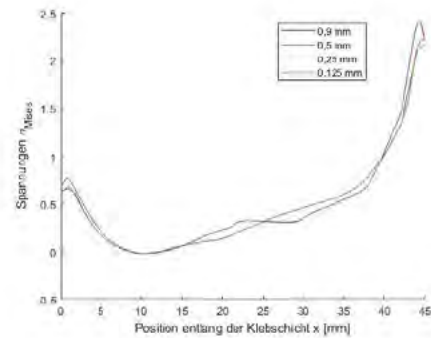


Abbildung 84: Darstellung der Vernetzung im Gesamtmodel sowie der Sub-Modelle

Zur Auswertung wurden in der Klebschicht Versuche an drei Pfaden durchgeführt: Am oberen und unteren randnahen Bereich sowie in dem Schwerpunkt der Klebefuge. Die Pfade sind mit links und rechts bezeichnet, wobei links "am U-Profil" und rechts "am QRR" definiert. Bei den außenliegenden Pfaden wurde der Abstand von einem Knoten gewählt, da ein ähnliches Versagen von der Klebschicht erwartet wurde.

Die Analyse wurde an der Unterkante in x-Richtung über einen kurzen Bereich durchgeführt, um die Auswertung der Dehnmessstreifen zu verifizieren. Die Pfade sind hierbei senkrecht zur Profilausrichtung in der xy-Ebene angeordnet. Bis auf die Pfade zur Analyse der Dehnspannungen, diese sind in der xy-Ebene. Bei der Verstärkung durch das U-Profil kann nicht nur die Schubspannung betrachtet werden, durch die auf der Seite angebrachten U-Profile wurde in die Klebschicht außerdem ein Biegemoment eingeleitet. Dieses erzeugt weitere Normalspannungen. Daher wurde auf das max. Prinzipal zurückgegriffen. Dabei wurden die maximal auftretenden Spannungen in der Klebschicht überlagert. In **Abbildung 85** sind die Spannungen entlang der Klebschicht dargestellt.

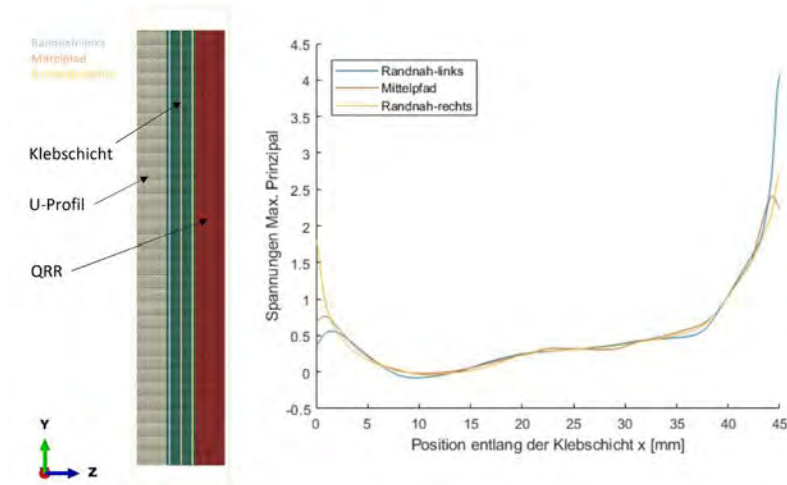


Abbildung 85: Spannungen nach Max. Prinzipal

Des Weiteren stellt man bei Betrachtung der Diagramme fest, dass die Klebschichten wie zu erwarten im Randbereich deutlich stärker belastet sind. Betrachtet man die gewonnenen Ergebnisse der FE-Analyse mit den maximalen Spannungen aus **Abschnitt 6.3.3**, so stellt man fest, dass die Klebschicht kaum ausgenutzt ist. Aus diesem Grund wurde die Belastung mit der maximalen Kraft F (vgl. **Tabelle 27**) untersucht. Auch hier lässt sich feststellen, dass die Belastung der Klebschicht deutlich kleiner ist als die maximalen Bruchspannungen. Dies ist in **Abbildung 86** graphisch dargestellt. Bei dieser Belastung ist das U-Profil bereits mit 236 MPa in σ_x ausgenutzt.

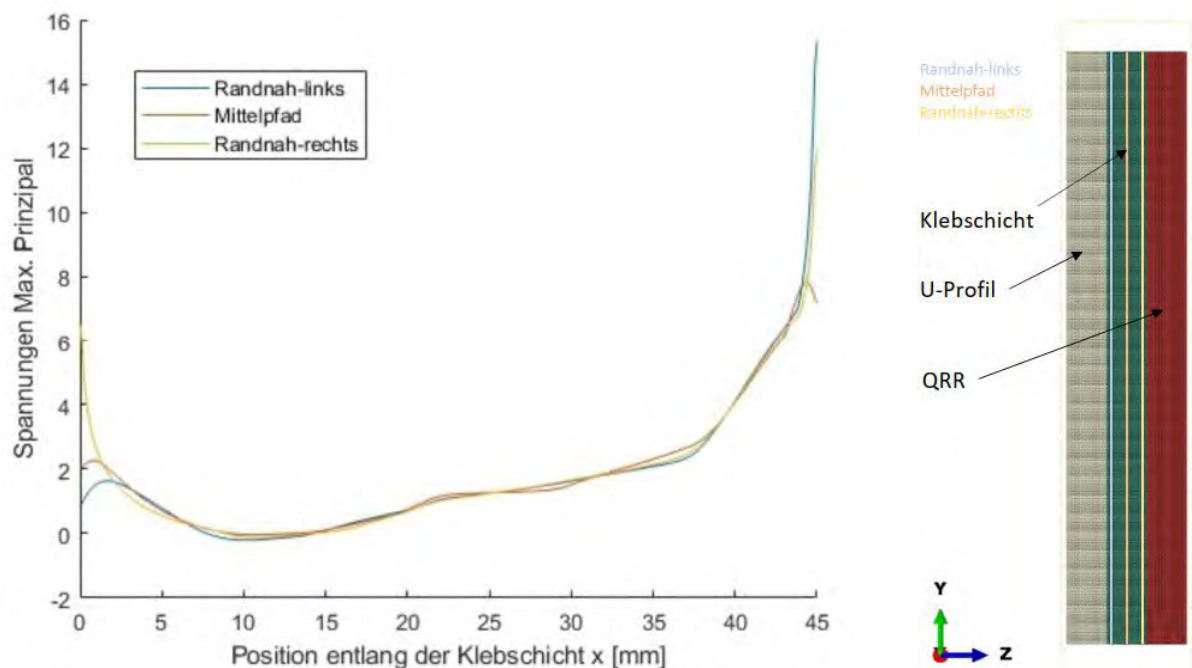
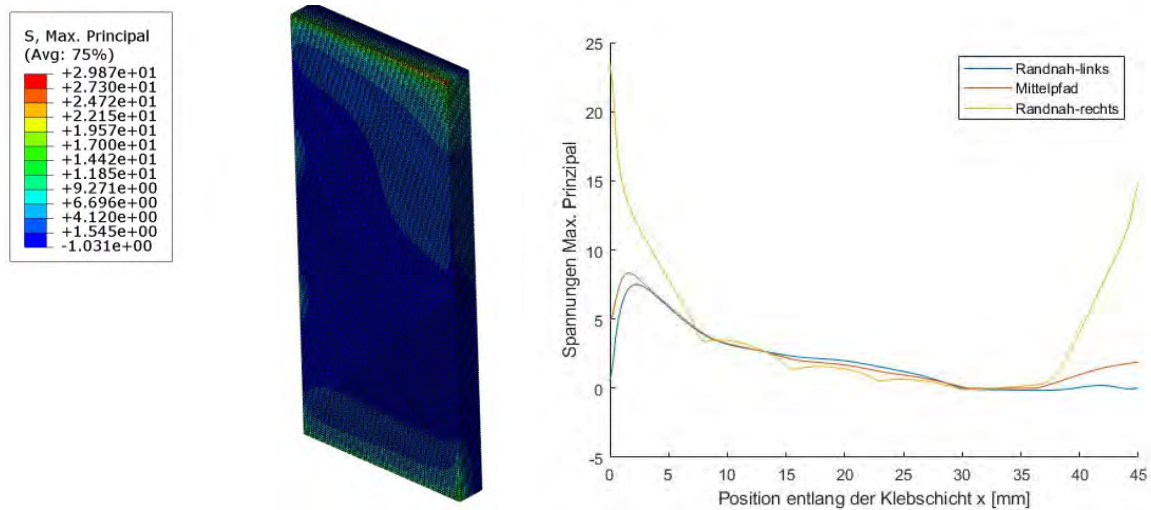


Abbildung 86: Spannungen nach Max. Prinzipal, bei $F_{\max}$

Damit in dem Versuch kein Bruch der Klebschicht auftritt, wurde an dieser Stelle des Weiteren untersucht, ob sich am Klebschicht-Anfang (siehe **Abbildung 87**), die Spannungen in einem "nicht kritischen Bereich" befinden. Wie zu erwarten, ist die Spannung am Eck der Klebschicht am höchsten, sie befindet sich dennoch in einem den Versuch nicht gefährdenden Spannungsbereich. Es zeigte sich, dass sich in der Ecke des Modells eine Singularität ausbildet, welche mit der geometrischen "scharfen" Ecke zu erklären ist.



(a) Spannungen am 3D-Modell

(b) Spannungsdiagramm über die Klebeschicht

Abbildung 87: Spannungsverläufe des Max. Prinzipal am Klebstoffanfang der U-Profile

Um die gewonnen Daten mit denen der experimentellen Versuche zu überprüfen, werden die Normalspannungen in σ_x mit den Versuchsergebnissen verglichen. In Versuchsmitte wurden für das U-Profil folgende Werte ermittelt: Für den Querschnitt im oberen Bereich erfährt das Quadratrundrohr eine Druckspannungen von $\sigma_{x,0} = -96,2$ MPa. Am U-Profil erhält man eine Zugspannung von $\sigma_{x,u} = 59,4$ MPa.

6.3.3 Versuchsauswertung

Die Versuchskörper wurden bis zu einer Last von 20 kN geprüft. Dazu wird in die Prüfmaschine im unteren Bereich eine Auflagerbank positioniert. Diese sind mit zwei Rollen im Abstand von 900 mm ausgeführt worden. Die Lasteinleitung erfolgte über zwei Rollen im Abstand von 160 mm von oben.

Im folgenden Abschnitt sollen die Spannungen aus der FE-Analyse verifiziert werden. Die Auswertung der Daten geschieht ab 500 N, da sich die Maschine bis 1000 N ausrichtete. Diese Unebenheiten bei der Ausrichtung zeigten sich mit einem flacheren Anstieg der Kraftkurven. In **Abbildung 88** ist das Kraft-Traversenweg-Diagramm dargestellt, zum Vergleich wurde hier die Kurve eines unverstärkten Profils mit dargestellt. Hier ist zu sehen, dass die Verstärkung durch das Aufkleben des U-Profils eine Steigerung der Steifigkeit erzeugte. Des Weiteren ist zu erkennen, dass der erste Knick in den Graphen bei

etwa 1000 N stattfand, weitere Knicke sind bei etwa fünf Millimeter Traversenweg zu erkennen. Die drei dargestellten Graphen entwickeln sich sichtlich unterschiedlich.

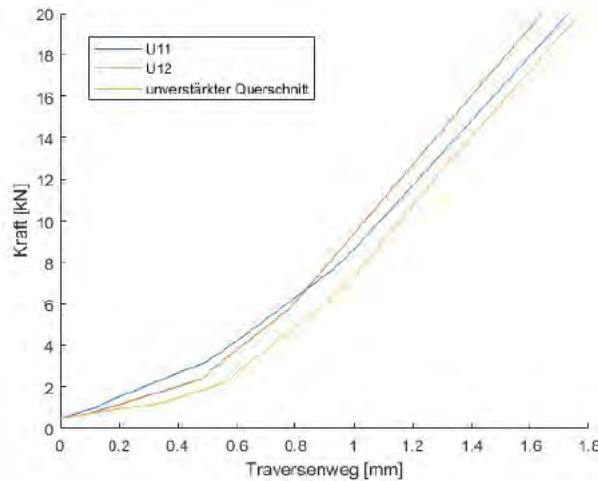


Abbildung 88: Darstellung des Kraft-Traversenweg-Diagramm

Die Spannungen der unteren Dehnungsaufnehmer, siehe **Tabelle 29**, stimmen mit den ermittelten Werten der Finten-Element-Methode überein. Kleinere Abweichungen können entstehen durch nicht exaktes Positionieren der Messstreifen, ein weiterer Einfluss sind Abweichungen in der Fertigung.

Tabelle 29: Ergebnisse der Dehnmessstreifen

Dehnmessstreifen	Dehnung [%]	Spannung [σ_x]
U-1-1	0,281	59,1
U-1-2	0,282	59,1

6.3.4 Bewertung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche bewertet. Die Ergebnisse zeigen, dass das analytische Modell eine zutreffende Vorhersage über die Spannungen in den Lamellen bzw. des U-Profils treffen kann. Aufgrund der Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass die ermittelten Spannungen in der Klebschicht der Finiten-Elementen-Analyse für die Auswertung verwendet werden können. Es fällt außerdem auf, dass alle verstärkten Probekörper zunächst einen deutlich steileren Anstieg im Vergleich zu dem unverstärkten Querschnitt haben. Im späteren Verlauf des Versuches sind die Steigungen der Versuche ähnlich.

Im Nachgang wurden die 4-Punktbiege Versuche noch bis zum Versagen geprüft. Es wurden zusätzlich zu den mit dem U-Profil verstärkten Profile zwei unverstärkte QRR geprüft. In **Abbildung 89** sind die

Kraft-Weg-Kurven dargestellt. Durch den steileren Anstieg der Kurve ist zu sehen, dass die verstärkten Profile deutlich steifer sind und die Kraft auf das Verstärkungsprofil übertragen wird.

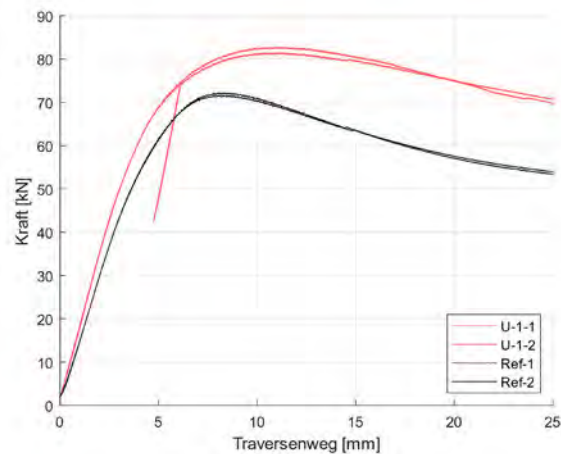


Abbildung 89: Kraft-Weg-Diagramm, Prüfung bis zum Versagen der Probekörper

In **Abbildung 90** ist der Versuchsaufbau gezeigt nach Abbruch bei einem Traversenweg von 40 mm (links) und die zerstörten ausgebauten Probekörper (rechts). Es ist zu sehen, dass die Profile sich im Steg plastisch verformt haben und dadurch versagten. Die Klebung hielt jedoch an den kritischen Stellen (den Enden) der Belastung stand. An den stark plastifizierten Stegbereichen kam es zu Ablösungen des Klebstoffs.



Abbildung 90: Versuchsaufbau 4-Punktbiegeversuch und geprüfte Probekörper

7 PILOTPROJEKT - ADDITIVE ÜBERDACHUNG KISSING (AP 6)

7.1 Prüfaufbau und Messtechnik

7.1.1 Allgemeines

Als Abschluss des Forschungsvorhabens wurde das entwickelte Instandsetzungssystem, gemäß den Erkenntnissen aus den vorangegangenen Arbeitspaketen, weiter optimiert und auf ein additives Deckensystem in Realmaßstab angewendet. Hierfür wurde die Additivdecke eines Parkhauses mit den Grundrissabmessungen von 14,93 x 2,25 m² nachgebaut. Die Gründung erfolgte auf acht Einzelfundamenten aus Stahlbeton, auf denen die Stahlstützen als Hohlprofile (200 x 100 x 6 mm) mittels Kopfplatten angeschraubt worden sind. Diese Stützen bilden mit den Querträgern (HEA-140) biegesteife Rahmenkonstruktionen in Querrichtung aus. In Längsrichtung erfolgt die Aussteifung über Querverbände. **Abbildung 91** stellt den prinzipiellen Aufbau der Additivdecke dar.

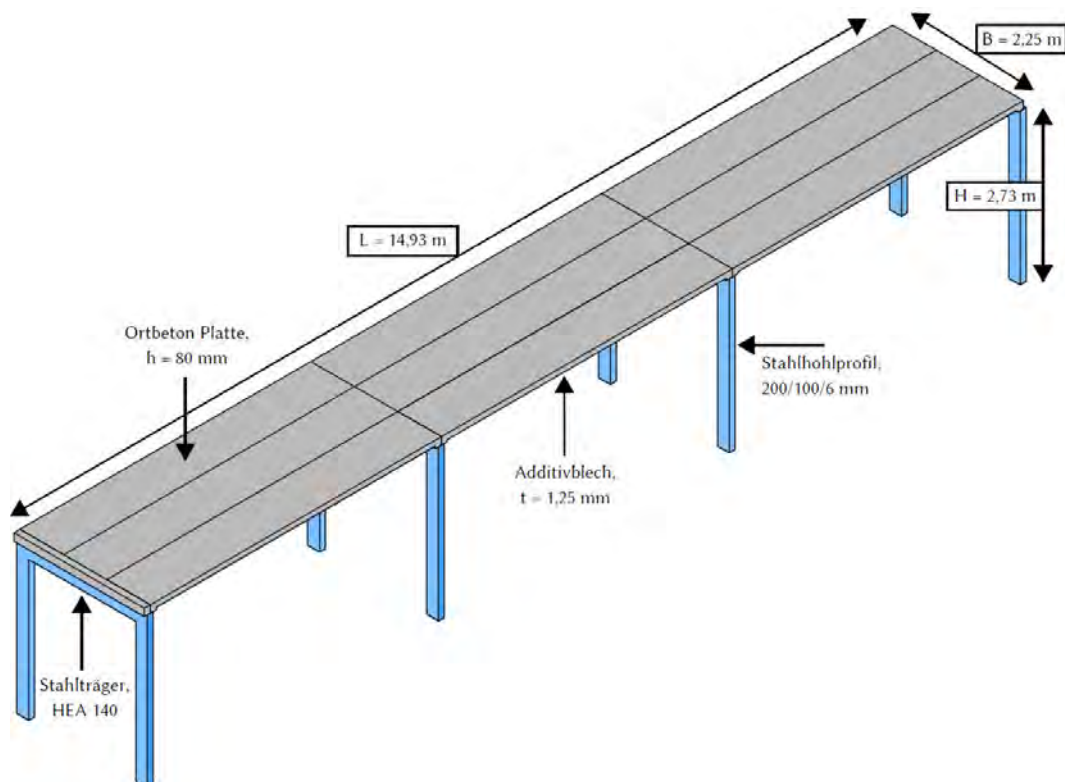


Abbildung 91: Pilotprojekt Kissing - Prinzipskizze der Außenüberdachung in Additivbauweise

Als Standort für den Bau wurde eine Außenfläche der *Labor für Stahl- und Leichtmetallbau GmbH* (kurz: *LSL*) in 86438 Kissing (Bayern) gewählt. Die Prüfstelle ist ein An-Institut der Hochschule München und ist der Fakultät für Bauingenieurwesen angehörig. Dort dient das Bauwerk nicht nur als Versuchsstand, sondern auch als Außenüberdachung bzw. Lagerplatz für Material und Sonstiges.

7.1.2 Deckengeometrie und Bewehrung

Die Grundlage der Additivdecke bilden Trapezblechprofile mit einer Blechstärke von 1,25 mm, die auf den vier Auflagerträgern (Achsspannweite 4,93 m) auflagen. Hierbei liegen diese nicht direkt auf den HEA-Trägern, sondern auf angeschweißte Auflagerknaggen. Die statischen Nachweise für die Additivbleche, den Knaggen und den dazugehörigen Verbindungsmitteln erfolgten gemäß der aktuellen Bauartengenehmigung [1].

Auch der statische Nachweis der Stahlbetondecke erfolgte gemäß der Zulassung der *Hoesch Additiv Decke*®. Der Ort beton besitzt eine Höhe von 28,5 cm an den Rippen und 8,0 cm im Plattenbereich. Dabei wurden in jedem Feld in Längsrichtung drei Rippen mit einem Achsabstand von jeweils 75 cm ausgebildet. Im Zuge der Bemessung ergaben sich folgende Bewehrungspositionen:

- **Biegebewehrung Rippe:** $A_{s,Rippe} = 1 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$ / Rippe (Stabstahlbewehrung, Pos. S1)
- **Grundbewehrung Platte:** $a_{s,Platte} = \varnothing 7 \text{ mm}$, $e = 100 \text{ mm}$ (Mattenbewehrung, Pos. M1)
- **Rissbreitenbewehrung Auflager:** $a_{s,min} = \varnothing 6 \text{ mm}$, $e = 150 \text{ mm}$ (Mattenbewehrung, Pos. M2)
- **Aufhängebewehrung Innenaufleger:** $A_{s,Bügel} = 2 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ / Auflager (Bügelbew., Pos. S2)
- **Aufhängebewehrung Außenaufleger:** $A_{s,Bügel} = 1 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ / Auflager (Bügelbew., Pos. S3)

Abbildung 92 stellt einen Auszug aus dem dazugehörigen Bewehrungsplan gemäß **Anhang E** dar.

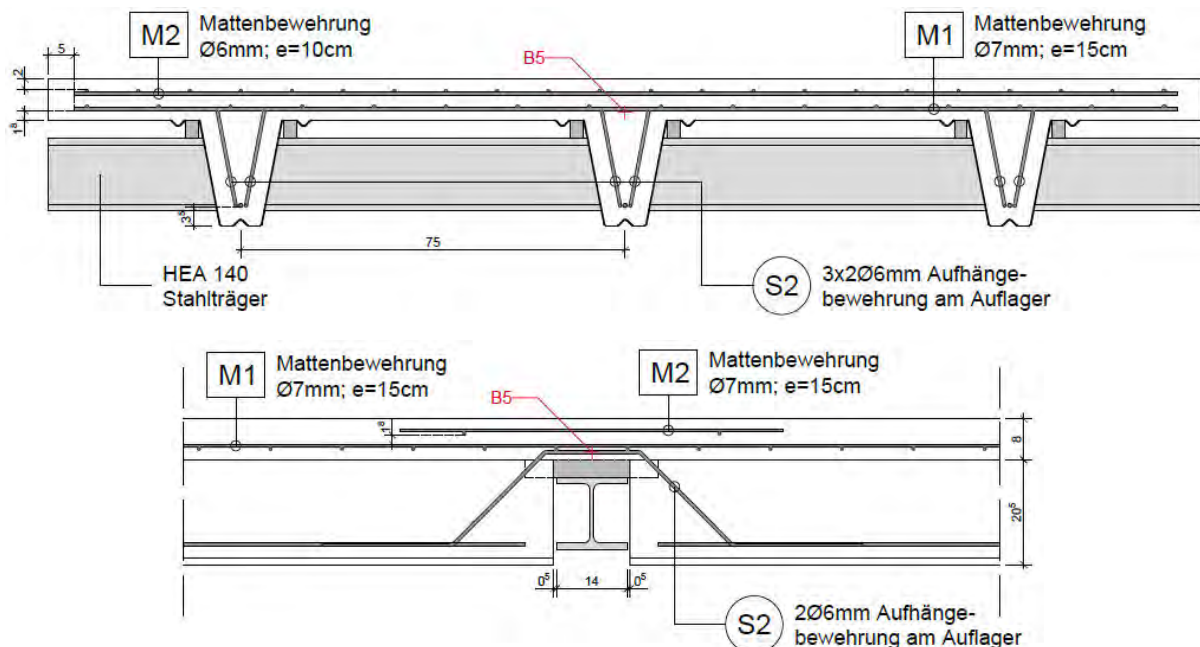


Abbildung 92: Pilotprojekt Kissing - Auszug aus dem Bewehrungsplan der Additivdecke

Der Transportbeton (Lieferant: [REDACTED]) wurde mit einer Betonfestigkeitsklasse C30/37 und den Expositionsklassen XC4, XD3, XF4, XA3 und WA definiert. Das Protokoll der Betondruckfestigkeitsüberwachung ist im **Anhang F** aufgeführt. Hierbei ergab sich eine Endfestigkeit nach 56 Tagen von $f_{cm,cube} = 54,2 \text{ N/mm}^2$. Die Ausführung der Stahlunterkonstruktion sowie die Verlegung der Additivbleche erfolgte durch die *LSL GmbH* und die Betondecke inkl. Bewehrungsverlegung durch die [REDACTED].

An den Additivblechen wurde ein Bereich im mittleren Deckenfeld von rd. $2,5 \times 0,75 \text{ m}$ gezielt ohne betonseitigen Anstrich verlegt, um dort die Auflösung der Verzinkung anzuregen. Der werksseitige Anstrich stellt hierbei keinen dauerhaften Korrosionsschutz dar und versagt in der Praxis meistens vor der eigentlichen Schädigung der Additivdecken.



Abbildung 93: Pilotprojekt Kissing - Fotodokumentation der Deckenbetonage

7.1.3 Korrosionsproben und Dehnungsmessstreifen (Gesamtsystem)

Für die Korrosionsstrommessungen am Pilotprojekt wurden insgesamt 6 Bewehrungs- und 10 Blechproben in die Deckenkonstruktion eingebaut. Diese stellen korrosionsaktive Bereiche an unterschiedlichen Stellen der Additivdecke dar und sind wie folgt bezeichnet:

- **Anoden T1 bis T5:** Blechstücke 80 x 50 mm in chloridhaltigen Mörtel ($\approx 4 \text{ M.-%/z}$)
- **Kathoden T6 bis T10:** Blechstücke 80 x 50 mm in Mörtel (ohne Chloride)
- **Anoden B1 bis B6:** Bewehrungsstücke $A_s = 10 \text{ cm}^2$ in chloridhaltigen Mörtel ($\approx 4 \text{ M.-%/z}$)

Diese wurden über die gesamte Konstruktion verteilt, entsprechend auf Höhe der Biegebewehrung, der (unteren) Rippen, der Platte und der Aufhängebewehrung. Ihre genaue Lage ergibt sich aus **Anhang C**.



Abbildung 94: Pilotprojekt Kissing - Korrosionsproben Betonage (links) und Einbau (rechts)

Zur Erfassung der Dehnungen an Bewehrung sowie Trapezblech, wurden Dehnungsmessstreifen (kurz: DMS) in folgenden Bereichen der Längsachse B verbaut:

- **DMS-A1 und -A2:** Aufhängebewehrung Innenaufleger (Pos. 2) - Achse 1
- **DMS-B:** Biegebewehrung Rippe (Pos. 1) - bei Mittelachse
- **DMS-R1 und R2:** Rissbreitenbewehrung Auflager (Pos. M2) - Achse 1
- **DMS-T1:** Trapezblech Rippe (Tiefpunkt) - bei Mittelachse → Hinweis: Dieser Bereich wird u. A. im Zuge der Instandsetzung mit den geklebten Blechen auf der Deckenunterseite gemäß Abschnitt 7.2.2 verstärkt (anschließend neuer DMS auf Verstärkungsblech)

Nachfolgend ist eine schematische Lage der DMS dargestellt. Außerdem werden in **Abbildung 95** sowie **Abbildung 96** die Einzellasten für die Probelastung. Diese ergeben sich aus der zum damaligen Zeitpunkt zur Verfügung stehenden Belastung durch Stahlträger und Sandsäcken (quadratische Aufstandsflächen 20 x 20 cm). Angelehnt ist die Belastung an die DIN EN 1991-1-1/NA [39], die für Nutzlasten auf Parkhausdecken charakteristische Einzellasten von $2 \times 10 \text{ kN}$ definiert.

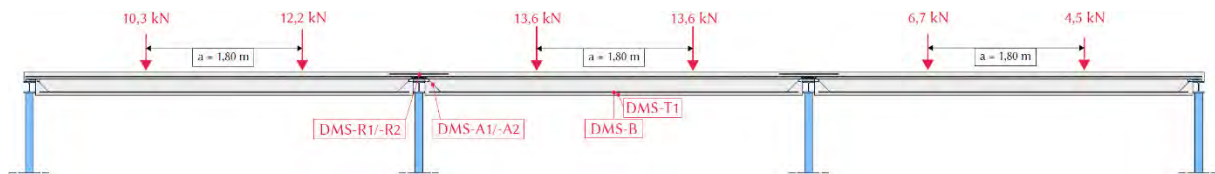


Abbildung 95: Pilotprojekt Kissing - Lage Dehnungsmessstreifen und Einzellasten für die Probelastung



Abbildung 96: Pilotprojekt Kissing - Prüfaufbau für die Probelastung mit Lage der Aufstandsflächen

7.2 Instandsetzungssystem

7.2.1 KKS Deckenoberseite

Auf der Deckenoberseite wurde das KKS-System bestehend aus Einzelstabanoden im leitfähigen Vergussmörtel, dem kunststoffmodifizierte Betonersatz mit einer Aufbauhöhe von 25 mm und dem leitfähigen Carbongelege in der 1. Lage sowie dem für die Rissbreitenbeschränkung optimierten Gelege in der 2. Lage ausgeführt. Hierfür wurde die Oberfläche des Ortbetons mittels Kugelstrahlen aufgeraut, vorgehäst und mit entsprechender Haftbrücke für die Instandsetzung vorbereitet. Die zweite Carbonlage, also das epoxidharzgetränkte Gelege, wurde hierbei nur über den Auflagerbereichen verwendet, um die dort auftretenden Oberflächenrisse kraftschlüssig zu schließen und weitere Rissbildung im Zuge der Probelastungen zu unterbinden. **Abbildung 97** stellt das Instandsetzungskonzept gemäß **Anhang C** dar und **Abbildung 98** zeigt die Fotodokumentation der Instandsetzung auf der Deckenoberseite.

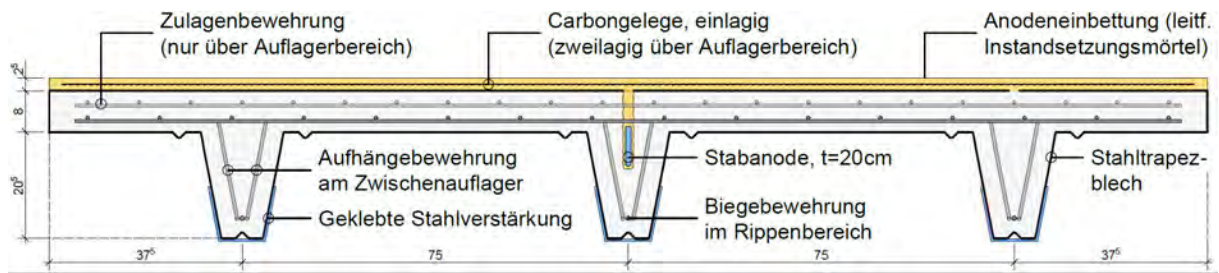


Abbildung 97: Pilotprojekt Kissing - Instandsetzungskonzept Deckenoberseite



Abbildung 98: Pilotprojekt Kissing - Fotodokumentation der Instandsetzung der Deckenoberseite

Die Ausführungsplanung der KKS-Fachfirma ist in **Anhang G** aufgeführt. Hier werden u. A. die Messanschlüsse und Verkabelungen für Kathoden, Anoden, Referenzelektroden sowie den Bewehrungsproben definiert.

7.2.2 Elektrolytische Ankopplung Deckenunterseite

Um die Injektion des Gels in den Beton bzw. den Hohlräumen zwischen Beton und Blech der Additivdecken zu ermöglichen, wurde zuerst ein geeigneter Injektionspacker hergestellt. Das Packersystem ist so konzipiert, dass das Gel (Gel I gemäß Abschnitt 5.3) direkt in die Hohlräume zwischen Blech und Beton gelangen kann, ohne einen zu hohen Druck aufzubauen. Ansonsten besteht die Gefahr, dass sich Nachbarbereiche, also Bereiche ohne Hohlstellen, vom Beton lösen.



Abbildung 99: Pilotprojekt Kissing - Schmierpumpe zum Einpressen des Acrylatgels (links) und eingebrachter Injektionspacker (rechts)

Am Pilotprojekt wurden an zwei definierten Hohlstellen von 10 x 10 cm hinter dem Additivblech geschaffen und dort jeweils 150 bis 175 ml des Acrylatgels unter einem Druck von 8 bar eingebracht. Die Entwicklung und Durchführung fanden durch die *Koch Carbon Consulting GmbH* statt.



Abbildung 100: Pilotprojekt Kissing - Hohlstelle vor Betonage (links) und Einpressen des Gels (rechts)

7.2.3 Verstärkung Deckenunterseite

Zur Verstärkung der Profiltafeln von der Deckenunterseite wurden U-Profile verwendet, die mit einer Zweiflankenklebung an die Sicke geklebt wurde. Um ein Versagen der Zugzone zu simulieren, wurde an allen drei Achsen in der Mitte das Blech über die gesamte Breite auf eine Länge von 100 cm bzw. auf 50 cm komplett herausgetrennt und entfernt. Das Heraustrennen war ohne großen Aufwand möglich, da keinerlei Haftverbund zwischen kunststoffbeschichtetem Blech und Beton bestand.

Um einen unmittelbaren Kraftfluss zwischen dem neuen Stahlblech und dem eingebrauten Profilblech im Bereich hinter der Schadstelle zu erhalten, wurde die Aufkantung über einer Länge von 250 mm ebenfalls entfernt. Diese Verankerungsbereiche und die Klebflächen (Profilbleches und U-Profil) wurden für einen festen Verbund vorbehandelt. Dabei müssen die Beschichtungen entfernt, die Oberflächen angeraut und gereinigt werden, wie in **Abschnitt 6.2** gezeigt.



Abbildung 101: Pilotprojekt Kissing – herausgetrenntes Blech (links) und Vorbereitung der Verankerungsbereiche (rechts)

Die Geometrie des U-Profils ist so gewählt, dass bei idealen Bedingungen eine Klebfläche mit einer Höhe von 30 mm und einer Mindestdicke von 3 mm definiert ist. Die U-Profile wurden mit ein 2-komponentiger Epoxidharzklebstoff () über die ganze Profillänge geklebt. Der Klebstoff wurde auf den Seitenblechen des U-Profils aufgetragen. Glaskugeln, mit einem Durchmesser von 3 mm wurden zur Sicherstellung der Mindestdicke der Klebefuge in den Klebstoff eingelegt. Um eine definierte 2-Flankenklebung zu erzeugen, wurde ein Schamstoffband in das U-Profil eingeklebt, dieses soll verhindern, dass der Klebstoff auf die Unterseite gedrückt wird.



Abbildung 102: Pilotprojekt Kissing – Untergrundvorbereitung der Klebfläche an der Profiltafel (links) und Vorbereitung U-Profil Klebstoffauftrag, Glaskugeln sowie Abdichtungsband (rechts)

Das U-Profil wurde von Hand positioniert und von unten über einen Holzschalungsträger und Schalungsstützen angedrückt und fixiert. Die Anpresskonstruktion wurde nach 24 h entfernt. Abschließend wurden für die Belastungsmessungen Dehnmessstreifen auf den neu geklebten U-Profilen angebracht und ein Korrosionsschutz aufgetragen.



Abbildung 103: Pilotprojekt Kissing – Anpressen des Profils von unten (links) und fertige Verstärkung (rechts)

7.3 Messergebnisse

7.3.1 Dehnungsmessungen am Gesamtsystem

Die Dehnungsmessungen an Bewehrung und Trapezblech starteten direkt mit der Betonage der Additivdecke, womit auch die Betonierlasten auf dem Trapezblech erfasst worden sind. In den nachfolgenden Abbildungen wird die Dehnungsentwicklung der einzelnen DMS über eine Messdauer von rd. 312 Tagen dargestellt. Hierbei werden wichtigen Ereignisse, wie z. B. Probelastungen oder Instandsetzungsschritte, in den Diagrammen gekennzeichnet.

■ DMS-B und DMS-T1: Biegebewehrung und Trapezblech Rippe

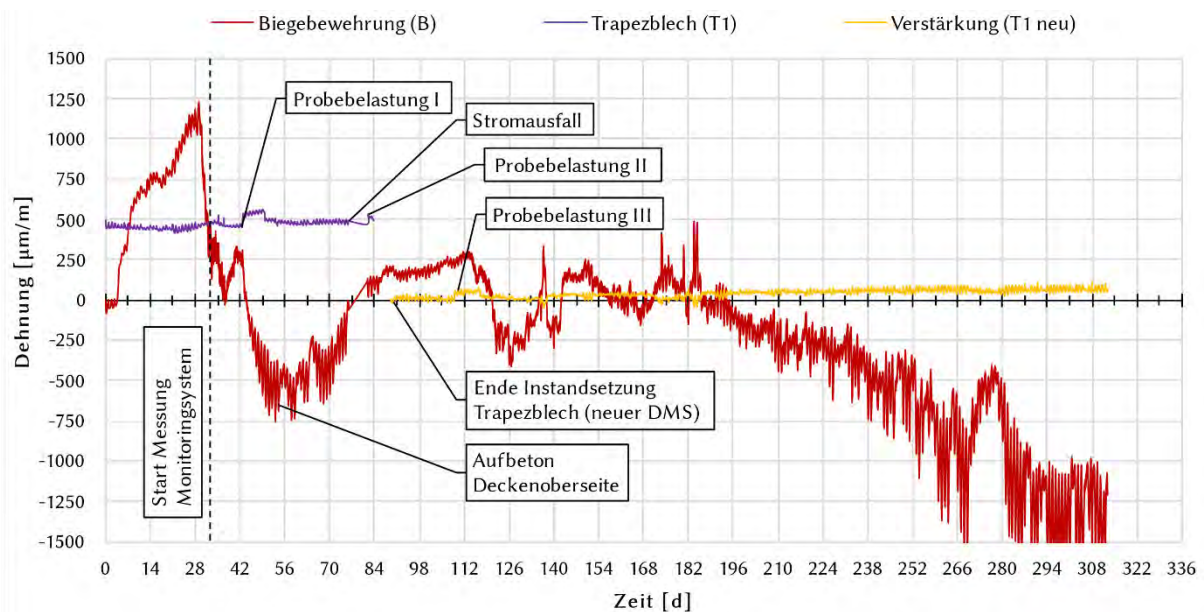


Abbildung 104: Pilotprojekt Kissing - Dehnungsmessungen DMS-B und DMS-T1

■ DMS-A1 und -A2: Aufhängebewehrung Innenaufleger

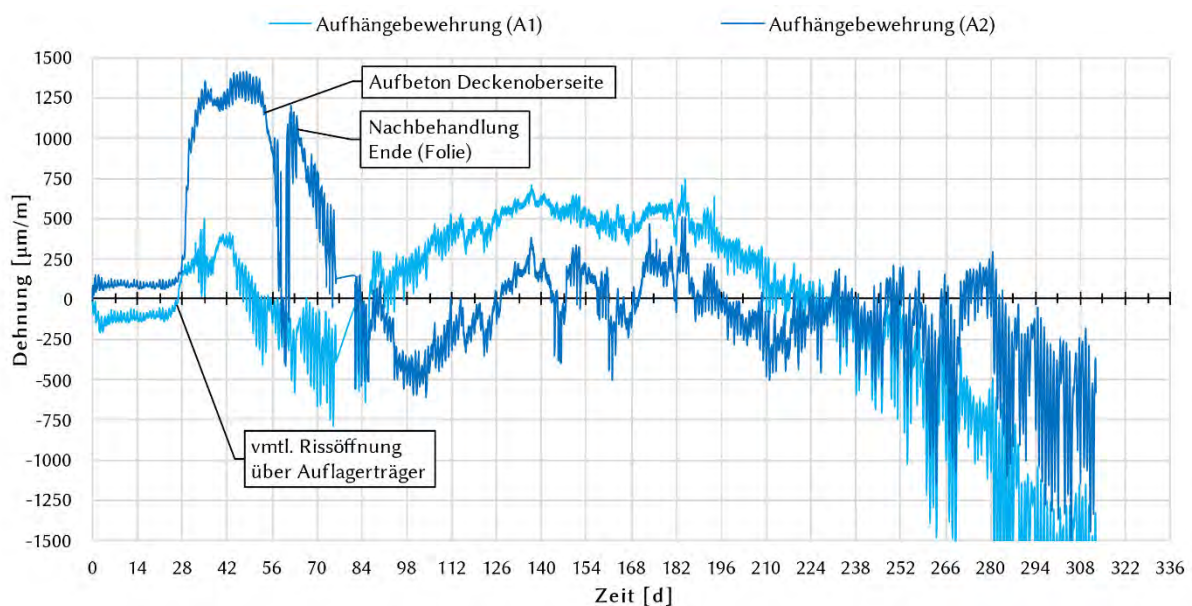


Abbildung 105: Pilotprojekt Kissing - Dehnungsmessungen DMS-A1 und DMS-A2

■ **DMS-R1 und R2: Rissbreitenbewehrung Auflager**

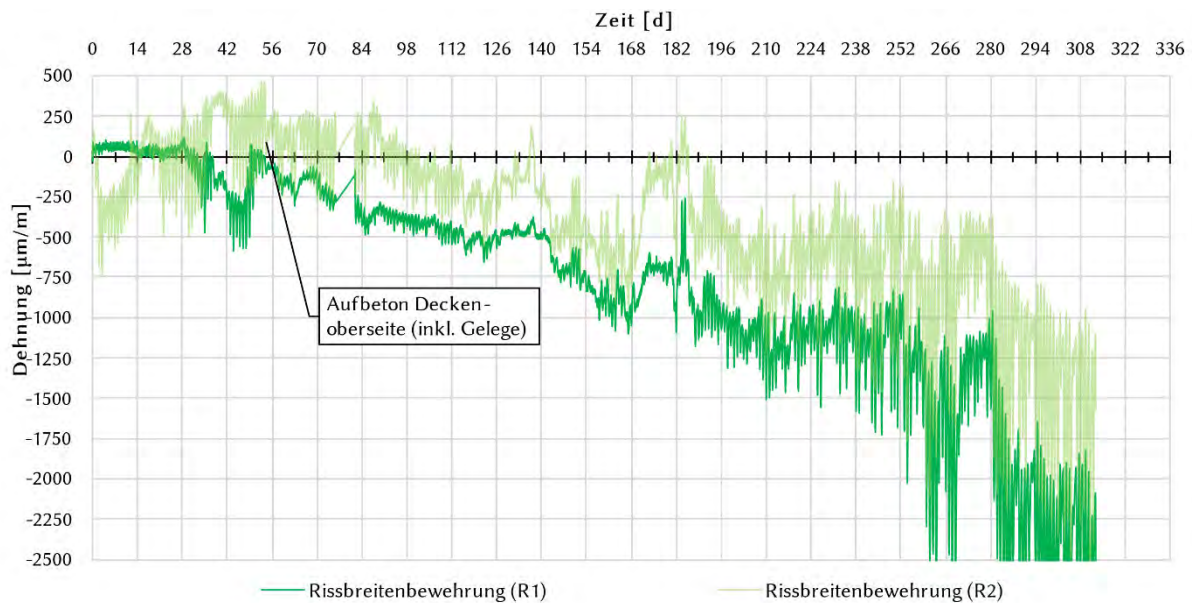


Abbildung 106: Pilotprojekt Kissing - Dehnungsmessungen DMS-R1 und DMS-R2

Kurz nach der Betonage der Decke stellte sich somit am Trapezblech (DMS-T1) eine Dehnung von $+482,7 \mu\text{m/m}$ ein. Unter der Annahme eines gleichbleibenden Elastizitätsmoduls von rd. 210.000 N/mm^2 ergibt sich eine Zugspannung von rd. 100 N/mm^2 auf der Unterseite der Rippen. Nach rd. 89 Stunden begann auch die Biegebewehrung (DMS-B) in Feldmitte schlagartig Zugkräfte aufzubauen. Hier kann davon ausgegangen werden, dass der Beton in der Biegezugzone hinter dem Blech gerissen ist und die dort herrschenden Zugspannungen an die Bewehrung abgegeben hat. Anschließend stiegen die Dehnungen kontinuierlich bis auf einen Maximalwert von $+1229 \mu\text{m/m}$ (entspr. 237 N/mm^2), wo sie dann nach rd. 29 Tagen rapide abfielen. Der Spannungsabfall wurde durch die erste Probelastung nochmals verstärkt, wodurch DMS-B hier bis in den Druckbereich abfiel (negative Dehnung).

Gleichzeitig mit dem abrupten Spannungsabfall bei DMS-B steigen die Spannungen/Dehnungen an der Aufhängebewehrung (DMS-A) bis auf einen Maximalwert von $1412,5 \mu\text{m/m}$ (DMS-A2, entspr. 297 N/mm^2) an, was vermuten lässt, dass sich die Oberflächenrisse über den inneren Auflagerträgern bildeten und die Betondecke sich nach unten gegen das Additivblech entlastete (DMS-T1 stieg leicht an). Die Risse im Auflagerbereich sind notwendig für die Ausbildung der Einfeldträgerketten als statisches System der Additivdecken. Im Zuge der Probelastung wurden die Oberflächenrisse sichtbar und konnten augenscheinlich mit einer Breite von $w_{\text{max}} \approx 0,1 \text{ mm}$ definiert werden (siehe Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.).

Nach der KKS-Instandsetzung auf der Deckenoberseite, also nach Aufbringen des Einbettungsmörtels, sinken die Spannungen in der Aufhängebewehrung wieder und schwanken zwischen 84 und 196 Tagen nach Betonage nur noch im geringeren Maße. Bei DMS-B führt der Aufbeton sowie die Instandsetzung

auf der Deckenunterseite wieder zu positiven Dehnungen (geringe Zugspannungen). Anschließend bildet auch hier sich eine gleichbleibende Tendenz bis rd. 196 Tagen nach Messbeginn aus.

Im letzten Messabschnitt, also von rd. 196 bis 312 Tagen, bauen Biege- sowie Aufhängebewehrung Zugspannungen ab und Druckspannungen auf. Da die Außentemperaturen in diesem Zeitraum (01.02.2024 bis 28.05.2024) kontinuierlich gestiegen sind, wird die Temperaturentwicklung im Beton als Haupteinfluss vermutet. Der Beton dehnt sich über die Zeit aus und verlagert sein Gewicht auf das darunterliegende Trapezblech. DMS-T1 steigt dabei leicht, aber stetig an.



Abbildung 107: Pilotprojekt Kissing - Rissbildung über den Auflagerträgern im Zuge der ersten Probelastung

Bei der Betrachtung der Dehnungsentwicklung in der Rissbreitenbewehrung (DMS-R) kann vorerst kaum eine Spannungsentwicklung beobachtet werden. Vermutlich verlief der Oberflächenriss über den Innenauflagern nicht direkt im Bereich der verbauten DMS. Nach Aufbringen des KKS-Systems inkl. dem Carbongelege für die Rissbreitenbeschränkung sinken die Dehnungen aber und es bauen sich immer größer werdende Druckspannungen auf. Da trotz weiteren Belastungsversuchen keine weiteren Oberflächenrisse (Gelenkbildung) im Aufbeton des KKS-Systems zu erkennen waren, wird angenommen, dass sich hier eine Druckzone ausgebildet hat. Der 25 mm starke Carbonbeton übernimmt hierbei die Zugkräfte im oberen Auflagerbereich.

7.3.2 KKS Monitoringsystem

Die Ergebnisse der Elementstrom- bzw. KKS-Messungen an den Bewehrungs- und Blechproben werden nachfolgend aufgeführt und anschließend diskutiert. Hierbei startete die Messung 32 Tage nach Betonage der Decke und zum Zeitpunkt der Berichtserstellung zeichnete das System rd. 280 Tage Messdaten auf. Die Ergebnisse zeigen die zeitliche Entwicklung der Elementströme, dabei wurde das KKS-System für zwei Polarisationsversuche vorübergehend eingeschaltet und anschließend wieder deaktiviert.

▪ **Anoden B1 bis B6:** Bewehrungsstücke in chloridhaltigen Mörtel

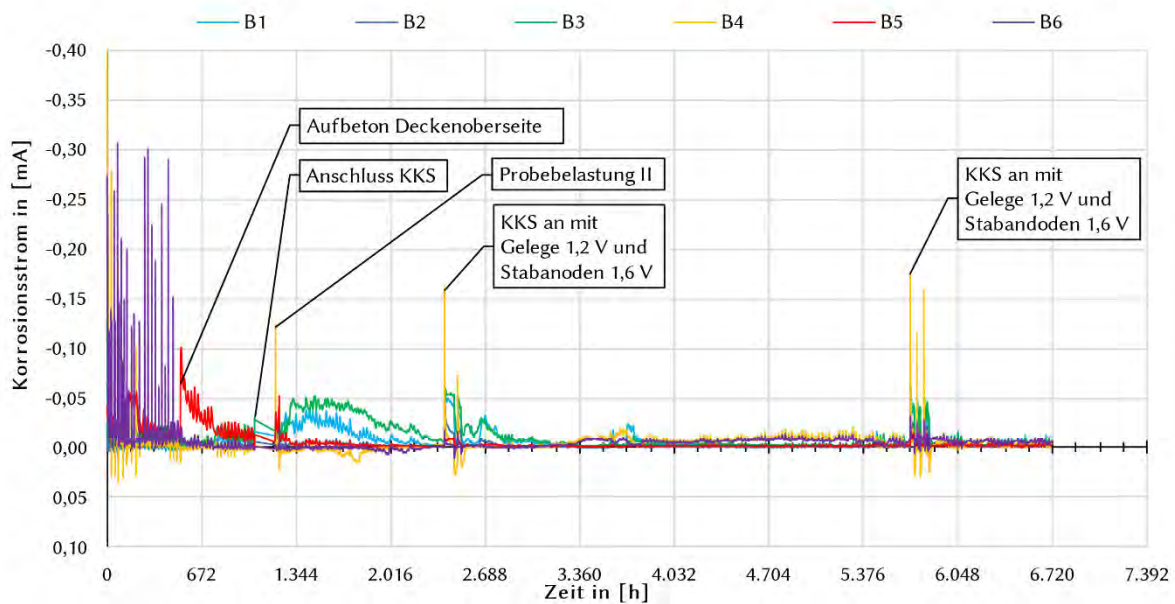


Abbildung 108: Pilotprojekt Kissing - Elementströme Bewehrungsstück B1 bis B6

▪ **Anoden T1 bis T5:** Blechstücke in chloridhaltigen Mörtel

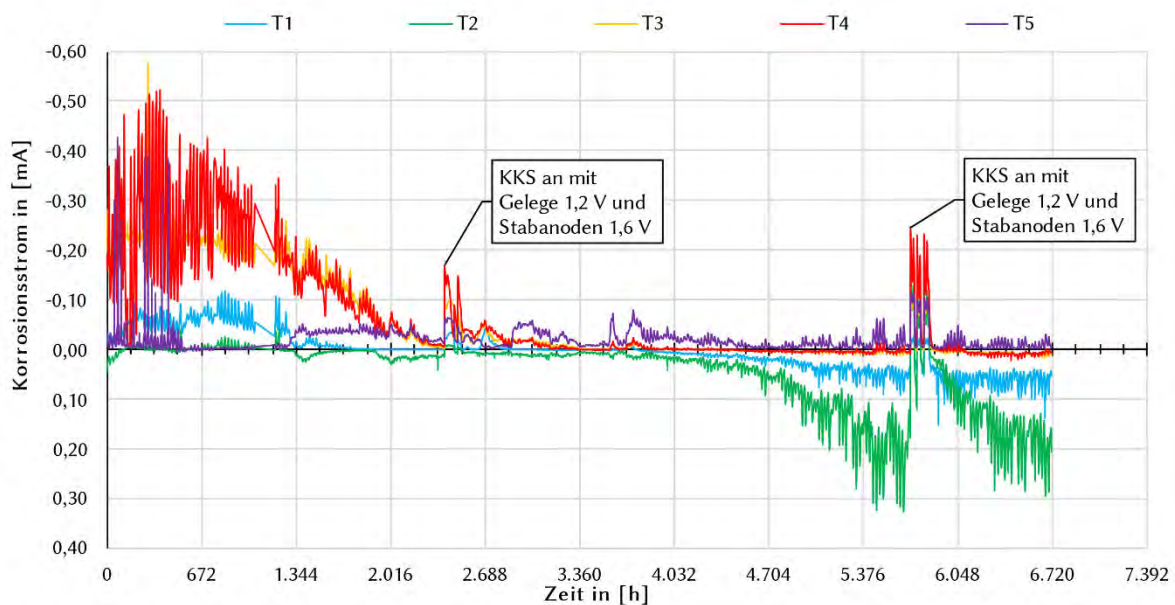


Abbildung 109: Pilotprojekt Kissing - Elementströme Blechstücke T1 bis T5

▪ **Anoden B1 bis B6:** Blechstücke in Mörtel (ohne Chloride)

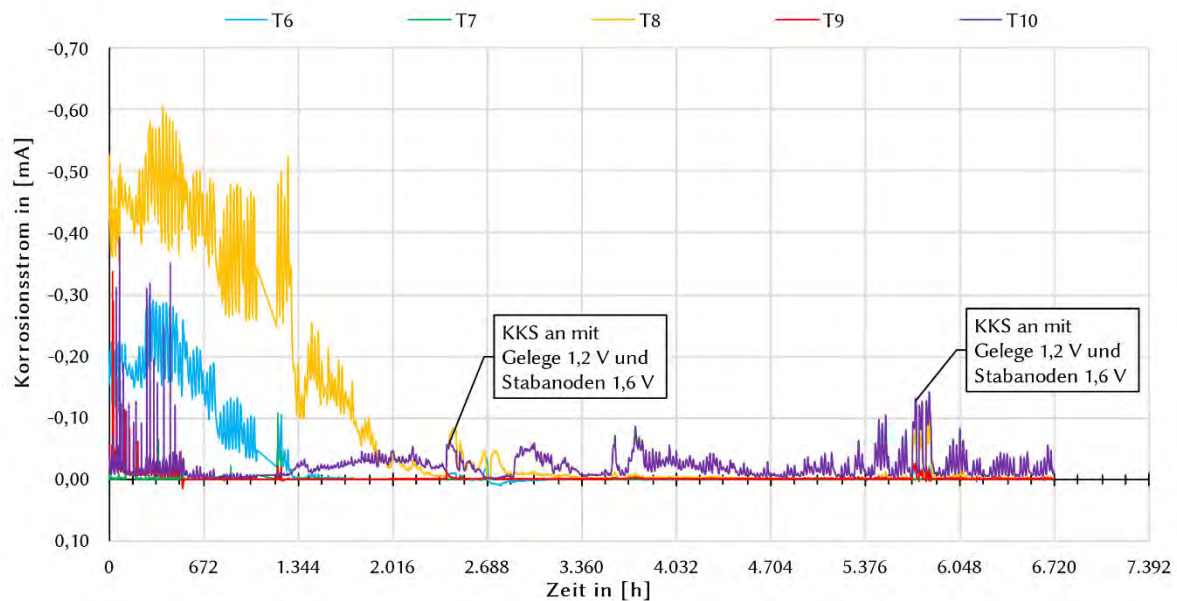


Abbildung 110: Pilotprojekt Kissing - Elementströme Blechstücke T6 bis T10

Wie schon beim Großprüfkörper in Abschnitt 3.1.1 konnte vorerst eine prägnante Schutzwirkung aufgrund der Auflösung der Verzinkung an den Additivblechen beobachtet werden. Zu erkennen ist das an den negativen Ausschlägen in den kathodischen Kurvenbereich (negative Werte = kathodischer Bereich). Diese Schutzwirkung sank allmählich, wobei Eingriffe in das System, die den Kontakt zwischen Beton und Blech verstärkten, wie z. B. die Auflast des Aufbetons oder die Probelastungen, kurzzeitig zu einer Erhöhung dieses Effektes führen konnten, siehe **Abbildung 108**.

Die Schutzwirkung lässt zwar mit der Zeit nach, eine aktive Korrosion konnte aber nur ab rd. 168 Tagen bei den Blechstücken T1 und T2 (siehe **Abbildung 109**) verzeichnet werden. Diese liegen über dem präparierten Additivblech im mittleren Deckenfeld, bei dem die Verzinkung frei liegt (Blech ohne Anstrich). Die dünne Zinkschicht kann sich in diesen Bereich schneller auflösen als den übrigen Deckenbereichen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die übrigen chloridbelasteten Proben zukünftig auch in den anodischen Bereich aktiver Korrosion rutschen werden.

Das KKS-System wurde nach rd. 100 Tagen und nach rd. 238 Tagen probeweise für erste KKS-Messungen aktiviert. Am Gelege wurde eine konstante Treibspannung von 1,2 V und an den Einzelstabanoden von 1,6 V eingestellt. In den Kurvenverläufen ist das durch den deutlichen Ausschlag nach oben in den kathodischen Bereich zu erkennen. Die Funktionalität des kathodischen Korrosionsschutzes ist insbesondere bei der zweiten Polarisationsmessung erwiesen, bei denen auch die zuvor korrosionsaktiven Proben T1 und T2 einen Schutzstrom aufbauen konnten. Die Elementstromdichte der Probe T2 ($A = 3786,82 \text{ mm}^2$) lag kurz vor der Aktivierung des KKS-Systems bei rd. $+47,0 \text{ mA/m}^2$ und nach der Spannungsbeaufschlagung in einem passiven Bereich von rd. $-14,5$ bis $-45,6 \text{ mA/m}^2$ (negativer Minimal- und

Maximalwert). Da die zweite KKS-Messung aber mit Netzwerkproblemen verbunden war, konnte die Treibspannung nicht durchgehen für 72 Stunden aktiviert werden (Problem mittlerweile gelöst).

Die insgesamt sechs verbauten MnO_2 -Referenzelektroden zeichnen die Entwicklung der Mischpotentiale (Bewehrung, Trapezblech und Korrosionsproben) in verschiedenen Bereichen der Additivdecke auf, wobei teilweise Stromausfälle und Netzwerkprobleme (temporäre Internetausfälle) dazu führten, dass die Lücken in den Datensätzen entstanden sind, wie z. B. beim Anschluss des KKS-Systems oder bei der zweiten Polarisationsmessung rd. 238 Tage nach Beginn der Messung. In **Abbildung 111** ist die Potentialentwicklung für die ersten 100 Tage aufgeführt und erkennbar ist ein absteigender Trend, resultierend aus der Auflösung der Verzinkung am Additivblech (vgl. Elementstromentwicklung).

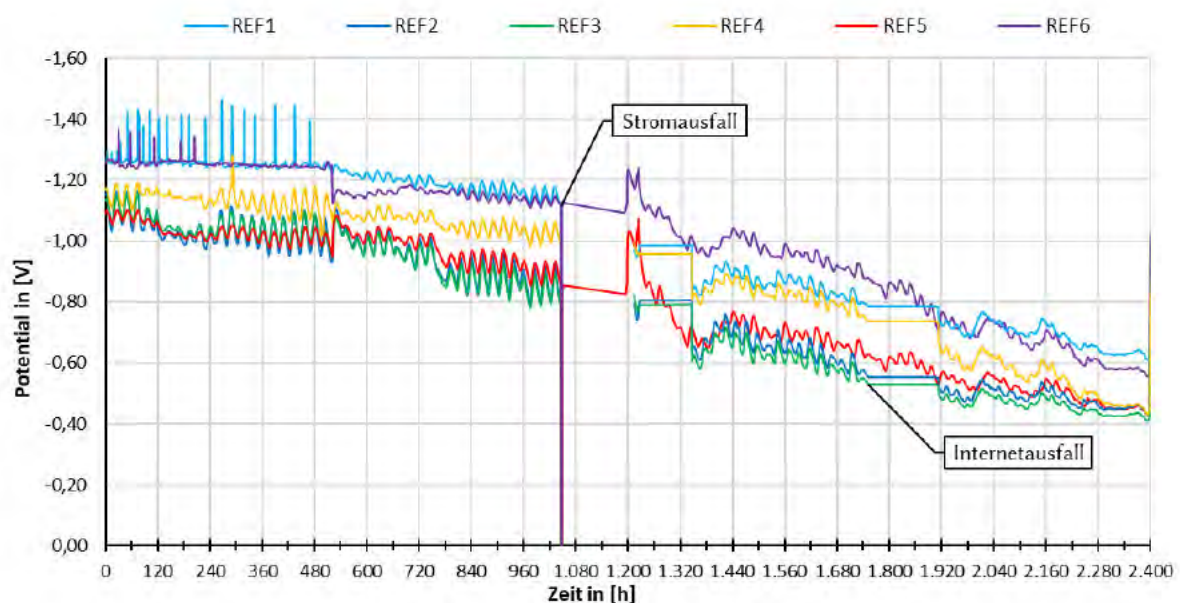


Abbildung 111: Pilotprojekt Kissing - Potentialentwicklung in den ersten 100 Tagen

Die Ergebnisse der ersten Polarisationsmessung in **Abbildung 112** zeigen die Wirksamkeit der KKS-Anlage anhand der Referenzelektroden REF1 bis REF4. Das 100 mV-Depolarisationskriterium wurde in allen Teilbereichen eingehalten, u. a. auch bei REF1. Diese Referenzelektrode liegt im Sickenbereich des ersten Deckenfelds, bei dem ausschließlich einzelne Stabanoden ohne Carbongelege verbaut worden sind.

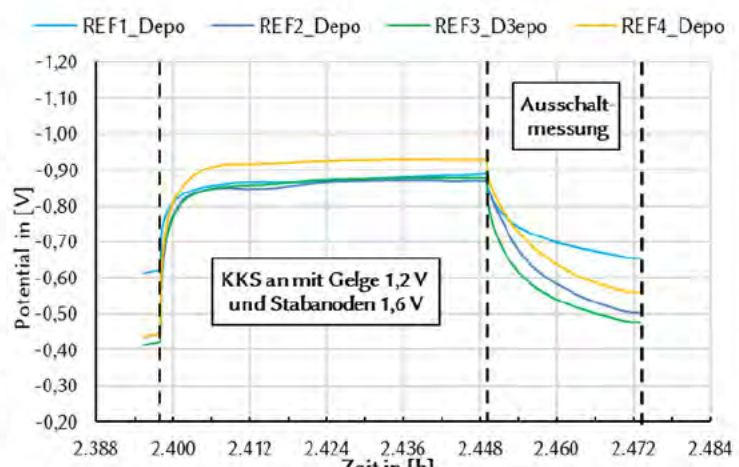


Abbildung 112: Pilotprojekt Kissing - Ergebnisse der Polarisationsmessung REF1 bis REF4

7.3.3 Dehnungsmessungen am Trapezblech

Im Folgenden wird auf die Auswertung der DMS-Messungen auf der Unterseite eingegangen. Zur Messung der Spannung im Profilblech wurden DMS im mittleren Feld angebracht, in Feldmitte (Bezeichnung: DMS-M-##) und in einem Abstand von 1,5 m zu beiden Auflagern (Bezeichnung: DMS-R1-## und DMS-R2-##), siehe **Abbildung 113**. Die DMS wurden in die Druckzone (DMS-##-1) und in der Zugzone (DMS-##-3) angebracht. In Feldmitte wurde noch ein weiterer DMS (DMS-M-2) angebracht, da hier der DMS-M-3 (entspricht DMS T1 gemäß der Betrachtung in **Abschnitt 7.1.3** bzw. **Abschnitt 7.3.1**) für die Instandsetzung entfernt wurde und DMS-M-2 außerhalb des Klebebereichs liegt. In **Abbildung 114** ist die Position der DMS links im ursprünglichen Querschnitt und rechts im instandgesetzten Querschnitt dargestellt. Nach der Instandsetzung wurden an allen drei Rippen DMS in Feldmitte an dem U-Profilen angebracht (Bezeichnung der DMS an den äußeren Rippen: DMS-3-1 DMS-3-2).

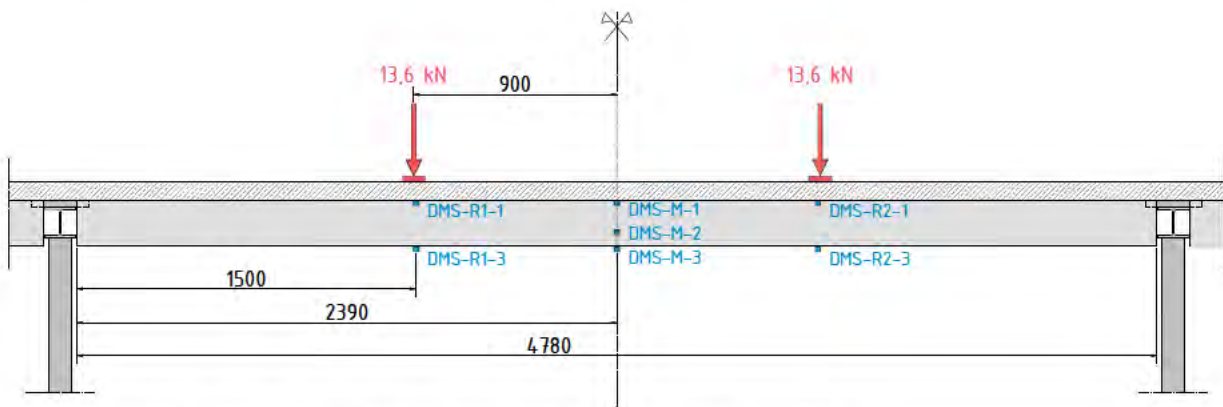


Abbildung 113 Position der DMS im mittleren Feld an der mittleren Rippe

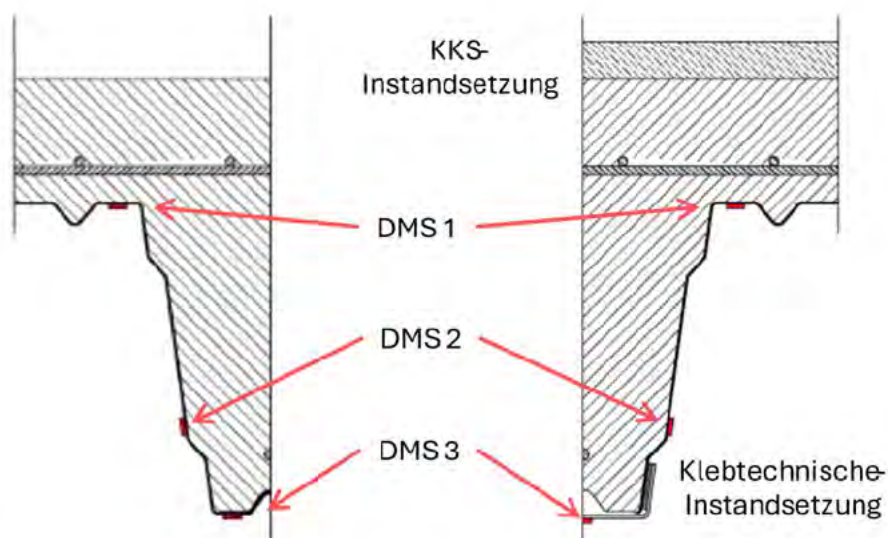


Abbildung 114: DMS-Messung – Position der DMS

Gemessen wurden die Belastungsphasen, die Zeit bis zur Entlastung und die Entlastung wurden nicht gemessen. Vor der ersten Belastung wurden eine Nullmessung durchgeführt, für die weiteren Belastungen wurden keine Nullmessungen mehr durchgeführt, dadurch kann man die Entwicklung der Spannung über die Zeit zwischen den Messungen vergleichen. Insgesamt wurden drei Belastungen mit den gleichen Laststufen durchgeführt. Die Belastung wurde durch Stahlträger und Sandsäcke schrittweise aufgebracht. Dabei dienten Stahlplatten mit den Maßen 200 x 200 mm als Lasteinleitungspunkte, die direkt über den mittleren Rippen platziert wurden. Die Reihenfolge der Belastungsschritte mit der Last in kg werden in der **Abbildung 115** dargestellt.

Belastungsschritt	Belastung in kg					
13			200	200		
12	165	165				
11				190	190	
10		190	190			
9					30	
8			235	235		
7	240	240				
6			280	280		
5	170	170				
4					400	400
3			400	400		
2	400	400				
1	50	50	50	50	50	50
Summe	1025	1215	1355	1355	670	450

Abbildung 115: Pilotprojekt - Belastungsschritte mit der Reihenfolge und Belastung in kg

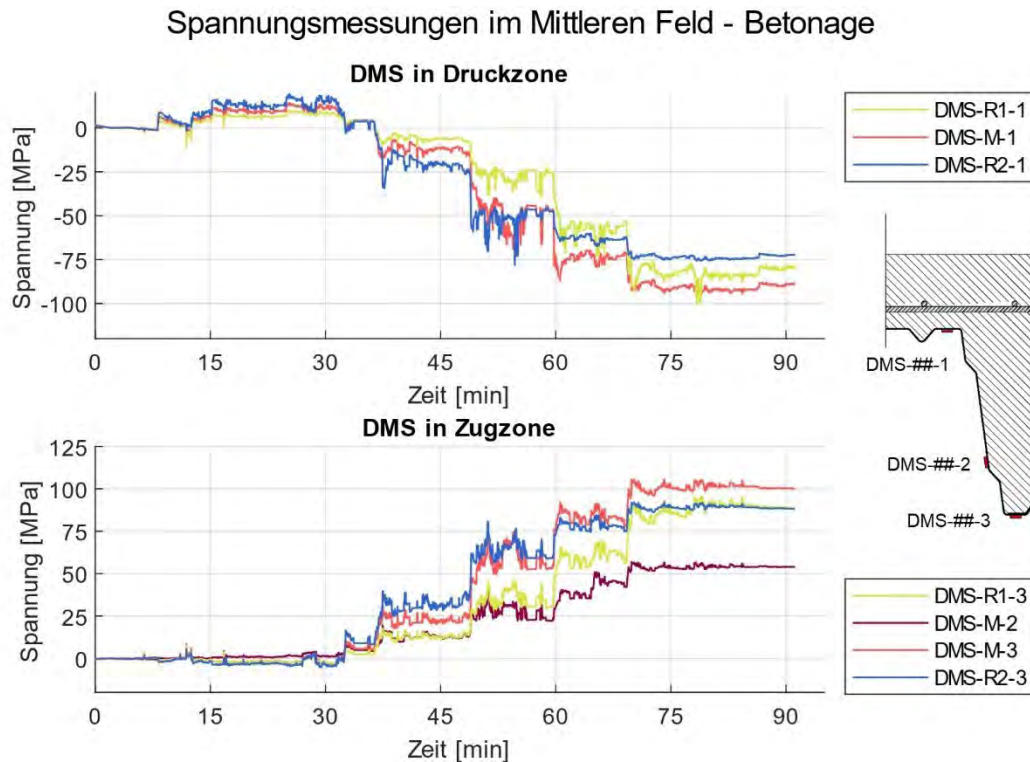


Abbildung 116: Spannungsmessung während der Betonage

Die erste Messung wurde während der Betonage durchgeführt, die gemessenen Spannungen am Trapezblech sind in **Abbildung 116** dargestellt. Unmittelbar nach dem Betonieren stellt sich eine konstante Zugspannung von 100 MPa in Feldmitte an DMS-M-3 ein. Diese Spannung entsteht aus dem Eigengewicht des Frischbetons und bleibt als Grundspannung im Trapezprofil vorhanden, da die Verformung mit einer Durchbiegung in der Mitte von etwa 12 mm, durch den ausgehärteten Beton vorhanden bleibt.

Nachdem der Beton nach 28 Tagen ausgehärtet war, wurde die 1. Belastung durchgeführt. Diese sollte als Referenzmessung dienen. Die gemessenen Spannungen sind in **Abbildung 117** abgebildet. Der Aushärtprozess des Betons zeigt in den DMS-##-3 in der Zugzone keine nennenswerte Spannungsveränderungen. Währenddessen steigt im Zuge der Belastung die Spannung in der Zugzone um 13% an. Die Spannung steigt hierbei an DMS-M-3 von 100,98 auf 113,67 MPa an. In der Druckz ist kaum ein Anstieg der Spannung ($< 0,5\%$) zu erkennen. Dies lässt darauf schließen, dass der Druck über den Stahlbetonquerschnitt abgetragen wird und so die Profiltafel in der Druckzone entlastet.

Spannungsmessungen im Mittleren Feld - 1. Belastung

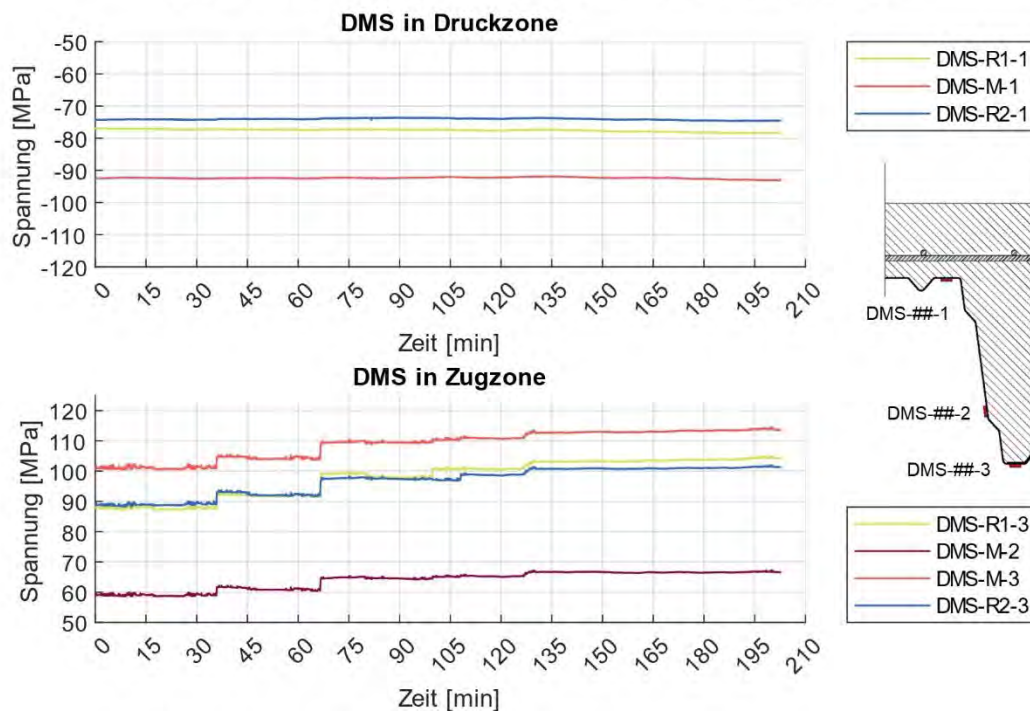


Abbildung 117: Spannungsmessung während der 1. Belastung - Referenzmessung

Die Spannungen vor der 2. Belastungen steigen im Vergleich zur Grundspannung im Blech um etwa 2,8 %. Diese Erhöhung folgt aus der KKS-Instandsetzung die nach der Referenzbelastung durchgeführt wurde, dabei wurde eine zusätzliche statische Auflast über die gesamte Fläche aufgebracht. Dieser Spannungszustand wird als neue Grundspannung im Blech angenommen.

Die Spannungen, vgl. **Abbildung 118**, bei den DMS-##-3 in der Zugzone steigen während der 2. Belastung um ca. 9,8 %, bei dem DMS-M-3 auf 113,83 MPa an. Bei gleicher Belastung sinkt die Spannungserhöhung in der Zugzone im Vergleich zur 1. Belastung, dies kann darauf hinweisen, dass das aufgebraute KKS-System mit der eingelegten Carbongelege über den Auflagern der Decke ein Stützmoment aufbaut.

Spannungsmessungen im Mittleren Feld - 2. Belastung nach KKS-Instandsetzung

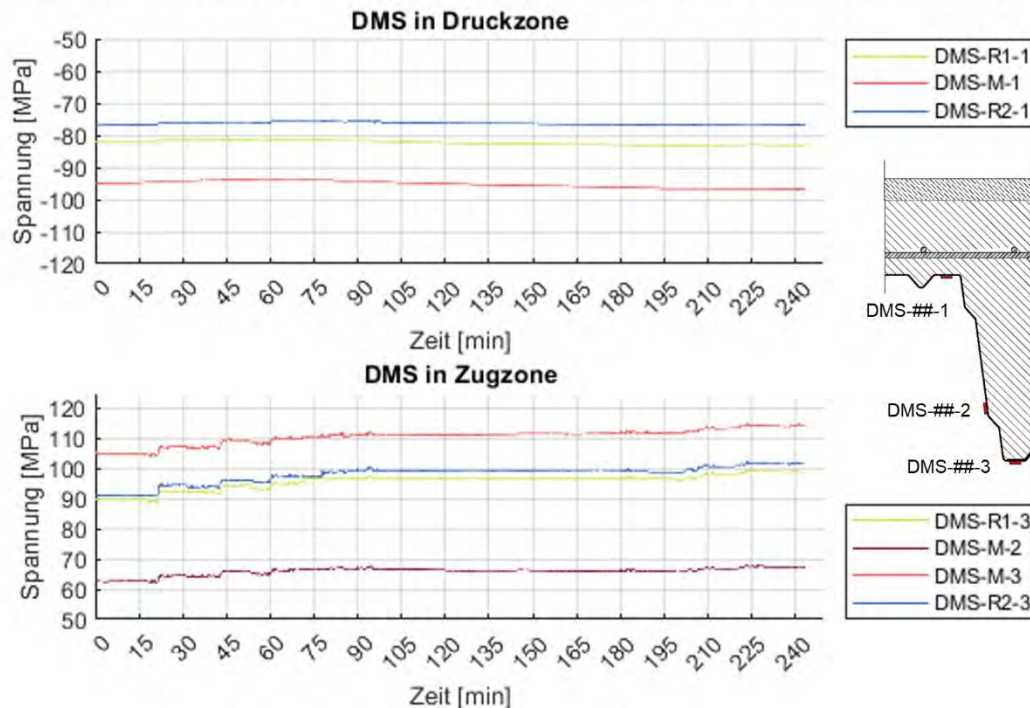


Abbildung 118: Spannungsmessung während der 2. Belastung – nach der KKS-Instandsetzung

Zwischen der 2. Belastung und 3. Belastung wurde die Klebtechnische-Instandsetzung durchgeführt. Dabei wurde der DMS-M-3 entfernt und auf dem Profil neu angebracht. Dabei wurde in Feldmitte an allen Rippen das Blech in der Zugzone entfernt und mit einem U-Profil klebtechnisch instandgesetzt. Der Eingriff in die Tragstruktur führte zu Spannungsumlagerungen, die Spannung des DMS-M-2 stieg von 62.60 MPa auf 79.29 MPa, also um etwa 27 %, an und die Spannung im DMS-M-1 fällt um etwa 11 % auf -84.36 MPa. Nach einer Aushärtezeit des Klebstoffs von 14 Tagen wurde die 3. Belastung durchgeführt. An den DMS (DMS-3-1, DMS-M-1, DMS-3-2) die an den Verstärkungsprofilen angebracht wurden, wurde vor der Belastung eine Nullmessung durchgeführt. Die Spannung, vgl. **Abbildung 119**, steigt bei den an den äußeren Rippen angebrachten DMS-3-1 und DMS-3-2 auf 8,88 MPa an, was mit der Spannungszunahme von DMS-M-3 aus der 2. Belastung mit 9,17 MPa vergleichbar ist. Der DMS-M-3 misst kleinere Spannungen, was an einer nicht korrekten Positionierung des DMS liegen kann. Schaut man sich die Ergebnisse des DMS-M-1 an, entsteht eine Spannungserhöhung durch die Auflast von -1,86 MPa, was auch mit der Spannungserhöhung der gleichen Last aus der 2. Belastung von -1,76 MPa vergleichbar ist.

Man kann daraus schließen, dass die Verstärkungsmaßnahme die aufgebrachte Belastung aufnimmt und die Klebtechnische-Instandsetzung die Tragfähigkeit der Additivbleche wiederherstellt.

Spannungsmessungen im Mittleren Feld - 3. Belastung nach Klebtechnischer-Inst.

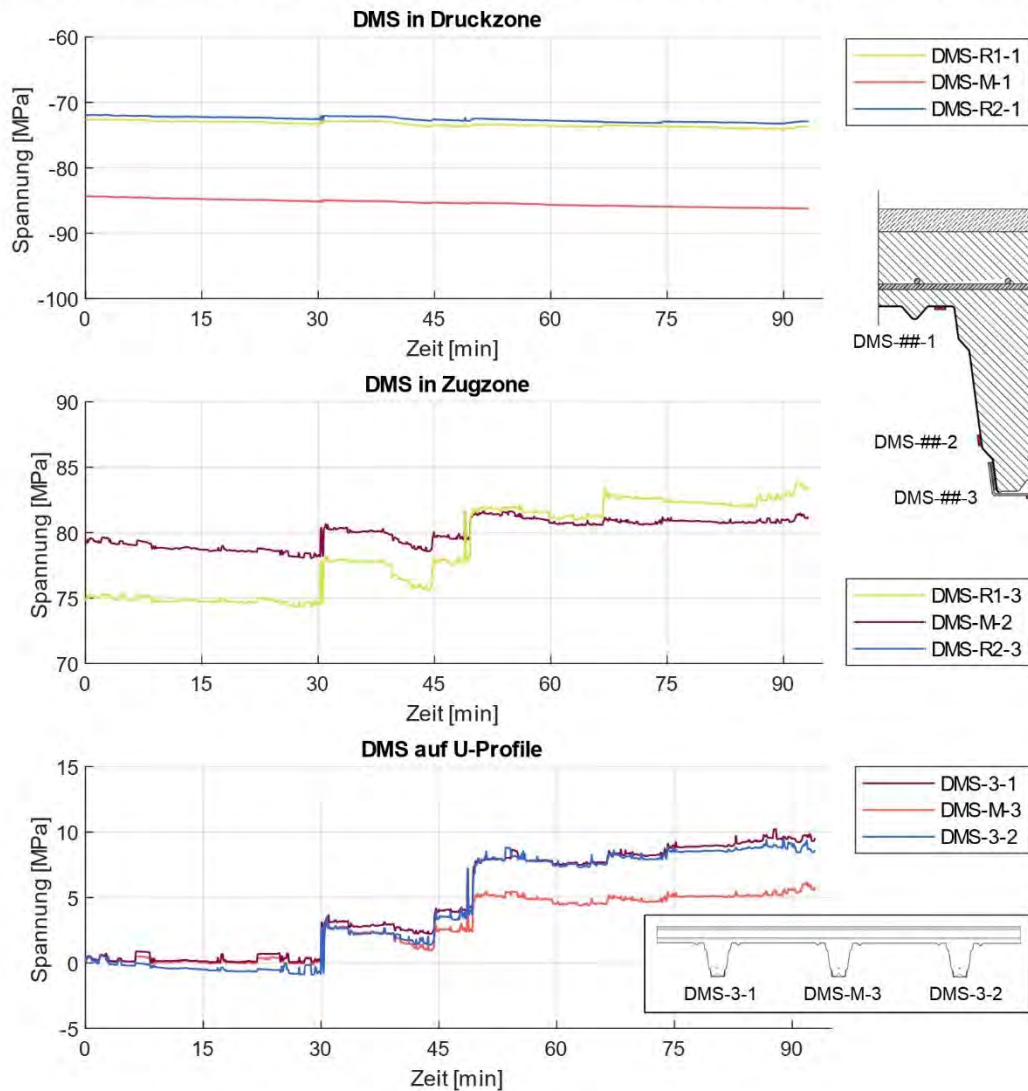


Abbildung 119: Spannungsmessung während der 3. Belastung – nach der Klebtechnischen-Instandsetzung

In diesem Abschnitt wurden die Messungen der DMS auf der Deckenunterseite an der Profiltafel ausgewertet. Dabei wurden mehrere Belastungen mit gleichen Laststufen zu unterschiedlichen Bedingungen an der Überdachung dargestellt und miteinander verglichen. Abschließend konnte festgestellt werden, dass nach einer klebtechnischen Ertüchtigung durch aufgeklebte U-Profile die Tragfähigkeit des Deckensystems wieder hergestellt werden kann.

7.3.4 Hohlraumverpressung

Das Verpressen der Hohlstellen, und die Erfassung der Messdaten wurde durch die *Koch Carbon Consulting GmbH* durchgeführt. In diesem Abschlussbericht wird nur kurz auf die ersten Ergebnisse des Verpressvorgangs mittels Acrylatgel eingegangen, insbesondere weil das Acrylatgel erst kurz nach Abschluss des Forschungsvorhabens injiziert wurde und die Datensätze zum Zeitpunkt der Berichtserstellung noch nicht vollständig ausgewertet sind.

Hierbei wurden die beiden vordefinierten Hohlstellen an zwei verschiedenen Tagen verpresst. Nachfolgende Diagramme zeigen die Ergebnisse für den ersten Injektion im Bereich der Referenzelektrode REF6. Während der Injektion sinkt das Potential von REF6 um rd. 30 mV, bevor es wieder ansteigt. Gleichzeitig sinkt auch die Temperatur im direkt dahinter liegenden Beton. Die Temperaturentwicklung wurde im Beton mittels Multiringelektrode erfasst. Der Abfall von Potential könnte Indizes dafür sein, dass das Acrylatgel in diesem Bereich den Elektrolytwiderstand kurzzeitig verringert bevor es anfängt abzubinden. Die Wirksamkeit bzw. Verteilung des Gels ist aber noch genauer zu überprüfen.

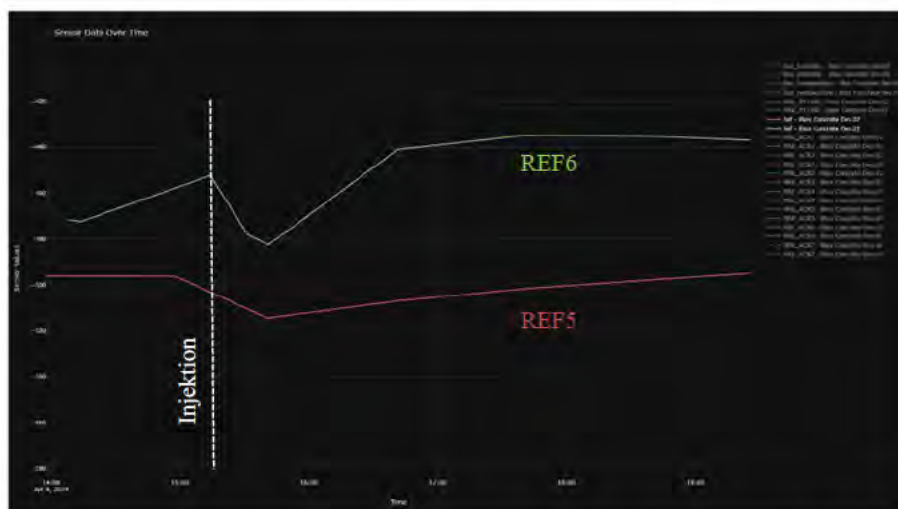


Abbildung 120: Pilotprojekt Kissing - Potentialentwicklung REF5 (rot) und REF6 (grün) während der Injektion

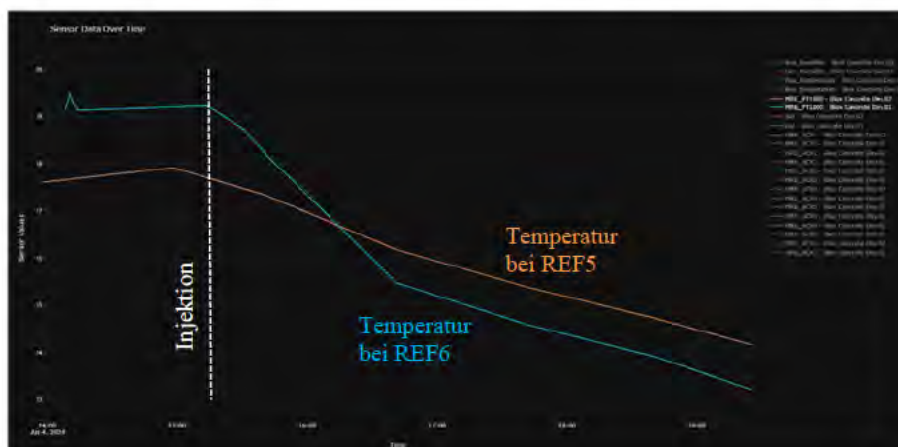


Abbildung 121: Pilotprojekt Kissing - Temperaturentwicklung im Beton während der Injektion

8 ZUSAMMENFASSUNG

Die Ergebnisse der hier vorgestellten Untersuchungen zur Kombination von geklebter Verstärkung und Kathodischem Korrosionsschutz bei additiven Deckensystemen werden wie folgt zusammengefasst:

- **AP1 - Analyse der Ausgangssituation:**

Im Zuge Untersuchungen bestehender Parkbauten unterschiedlichen Alters konnte festgestellt werden, dass der Zustand bestehender Additivdecken maßgeblich vom Zustand des Oberflächenschutzsystems und somit von dessen fachmännischen Ausführung und einer regelmäßigen Wartung abhängt. Bei der Einteilung der Objekte in Schädigungskategorien waren vier der sechs Additivbauten in Teilbereichen so weit geschädigt, dass eine herkömmliche Instandsetzung ohne Teilrückbau dieser Deckenabschnitte kaum in Frage kommt. Hier wird die Kombination von geklebter Verstärkung und kathodischem Korrosionsschutz als technisch und finanziell sinnvolle Maßnahme eingeschätzt.

Mittels numerischer Tragwerksanalysen wurde die Auswirkung einer Querschnittsreduzierung einzelner Bereiche bewertet. Anhand der ausgewerteten Daten von bestehenden Parkbauten wurden die dort festgestellten Schäden in drei Schädigungsbereiche unterteilt.

Bereich 1: Druckzone

Bereich 2: Übergang zu Flanke in der Druckzone

Bereich 3: Zugzone

Ferner wurden in Teilbereichen des numerischen Modells Dickenreduzierungen von 50 % und 90 % der Ausgangsblechdicke erzeugt. Je nach der oben genannten Bereichseinteilung der Schädigung entstehen bei Dickenreduzierungen von mehr als 50 % des Restquerschnitts Plastifizierungsbereiche auch außerhalb der Schadstelle.

- **AP2 - Methodenentwicklung für die Bauwerksdiagnose:**

Die ermittelten Elementströme am repräsentativen Ausschnitt einer Additivdecke zeigen auf, dass innerhalb von wenigen Jahren Nutzung insbesondere beim Trapezblech mit hohen Querschnittsverlusten zu rechnen ist. Die Hinterläufigkeit der Bleche konnte durch ausgeprägte Ausschläge bei der Stromdichtemessung beobachtet werden. Bei der eingebauten Bewehrungsanode im unteren Sickenbereich wurde aufgrund der betonseitigen Verzinkung am Additivblech vorerst eine Schutzwirkung zugunsten der Bewehrung beobachtet, bevor auch hier ein aktiver Korrosionsprozess stattfand. Die Abtragsraten sind hierbei geringer als beim Trapezblech.

Potentialfeldmessungen am Deckenausschnitt konnten aktive Korrosionsprozesse in den unteren Bereichen der Additivdecke nicht aufdecken. Die galvanostatischen Pulsmessungen hingegen eignen sich auch zur Erfassung tiefer liegenden Korrosion, wobei hier eine „Verschmierung“ der aktiven und passiven Bereiche stattfindet. Die Elementstromdichten weichen in Abhängigkeit der Stromimpulsstärke voneinander ab und es ist davon auszugehen, dass das verwendete Gerät nicht den tatsächlichen Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl wiedergibt.

Für die Restquerschnittsermittlung des Trapezblechs von unten (Luftseite) wurde ein Ultraschall Wanddickenmessgerät kalibriert und verifiziert. Dafür wurden Randbedingungen für eine zerstörungsfreie Prüfung definiert und anhand von korrodierten Grundmaterialproben an Kalibrierungsuntersuchungen des Wanddickenmessgerätes durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Anpassung der Schallgeschwindigkeit auch bei beschichteten und vorkorrodierten Probekörpern ausreichend gute Messergebnisse zur Schadensfeststellung erzielt werden konnten. Somit muss das Beschichtungssystem nicht entfernt werden, um eine zerstörungsfreie Prüfung zur Bestimmung der korrodierten Bereiche am Bauwerk durchführen zu können.

▪ **AP3 - Integriertes KKS- und Verstärkungssystem auf der Deckenoberseite:**

Bei den untersuchten Einbettungsmörteln konnten gute elektrolytische Eigenschaften beim kunststoffmodifizierten Betonersatz sowie beim Vergussmörtel auf Zementbasis festgestellt werden. Letztere wies bei Betrachtung der Wasseraufnahmekapazität einen erhöhten Feuchtegehalte auf, der bei einer flächigen Anwendung zu Schwindrissen führen könnte, sich aber z. B. für die Einbettung von Einzelstabanoden gut eignet.

Durch Polarisationsversuche an kleinen Prüfkörpern konnte nachgewiesen werden, dass die KKS-Variante mit dem Carbongelege das genormte Depolarisationskriterium bereits ab einer Spannungsstufe von 2,0 V einhalten konnte. Die Schutzstromdichte an der Bewehrungsoberfläche lag hierbei ungefähr bei 20 mA/m². Im Gegensatz dazu konnten die Carbonlamellen in keinen der untersuchten Spannungsstufen eine ausreichende Polarisation am Betonstahl erwirken und eignen sich somit nicht für die Anwendung als KKS-Anode in diesem Anwendungsfall.

Nach Aufbringen des KKS-Systems auf den Deckenprüfkörper aus AP2, konnte die erforderliche Schutzstromdichte im oberen Plattenbereich der Additivdecken schon bei niedrigen Treibspannungen erreicht werden. Diese Schutzwirkung nimmt aber mit Tiefe des Bauteils kontinuierlich ab. Um auch in den unteren Sicken eine ausreichende Schutzwirkung erzielen zu können, müssen hier evtl. zusätzliche Einzelstabanoden eingebracht werden.

Als statische Verstärkung im oberen Auflagerbereich der Additivdecken eignen sich sowohl Gelege als auch Lamellen aus Carbon in Kombination mit einem ausreichend tragfähigen Aufbeton

oder Mörtel. Eine vielversprechende Kombination ist die zweilagige Ausführung mit den beiden unterschiedlichen Arten des Carbongelebes, also das für die Leitfähigkeit und das für die Rissbreitenbeschränkung optimierte Produkt.

▪ **AP4 - Elektrolytische Ankopplung des Additivblechs:**

Erste Voruntersuchungen zur Kombination eines Korrosionsinhibitors auf Aminoalkohol-Basis mit einer Auswahl von Acrylatgele führten zu keinem klaren Ergebnis. Die erwartete Reduzierung der Korrosionsaktivitäten mit steigender Konzentration des Inhibitors konnte in keiner der Messungen mit Sicherheit beobachtet werden. Ergänzend dazu wurden Stromdichte-Potential-Messungen an vier weiteren Produkten durchgeführt, bei denen ein Acrylatgel aufgrund seiner korrosionshemmenden Wirkung sowie seiner guten Verarbeitbarkeit für die Anwendung am Pilotprojekt ausgewählt worden ist.

▪ **AP5 - Geklebte Blechverstärkung auf der Deckenunterseite:**

Für eine dauerhafte geklebte Verstärkung wurde anhand von RCM-Versuchen (Rapid Chloride Migration Test) die Chloriddichtheit des verwendeten Klebstoffsystems festgestellt. Dieses hat die Aufgabe, das neue Verstärkungsblech vor erneuter Korrosion (von der Betonseite) zu schützen.

Ferner wurden Festigkeitsuntersuchungen zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit der Klebschicht und des Verbundes durchgeführt. Die Zugscherproben in Anlehnung an DIN EN 1465 wurden unter unterschiedlichen Vorbehandlungsmethoden (gestrahlt oder gereinigt) durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten, dass die Oberflächen unbedingt vorbehandelt (also gestrahlt) werden muss, um einen gewünschten Kohäsivbruch mit einem gleichmäßigen Bruchbild und einem tragfähigen Verbund zu erhalten. Die Untersuchungen an Bauteilproben im Vierpunktbiegeversuch zeigen, dass die klebtechnische Verstärkung wirksam ist und zusätzlich zu einer Steifigkeitserhöhung führt.

▪ **AP6 - Pilotprojekt - Additive Überdachung Kissing:**

Am Außenstandort des An-Instituts der Hochschule München wurde eine Überdachung in Additivbauweise als Testobjekt errichtet und mit den innovativen Instandsetzungssystemen auf der Deckenober- sowie -unterseite ausgestattet. Elementstrommessungen an zuvor verbauten Proben im Beton konnte eine temporäre Schutzwirkung durch die Verzinkung am Additivblech nochmals bestätigen. Diese Zinkschicht löst sich über die Zeit auf und die Mischpotentiale von Be-

wehrung und Blech sinken stetig. Erste aktive Korrosion konnte an Blechproben in chloridbelasteten Beton festgestellt werden. Durch die Aktivierung des KKS-Systems wurde ein ausreichender Schutzstrom auch in den unteren Sickenbereichen der Decke gewährleistet.

Dehnungsmessungen am Gesamtsystem (Bewehrung und Blech) zeigten auf, dass die angreifenden Lasten auf die Deckenkonstruktion hauptsächlich durch das Additivblech abgetragen werden. Über den inneren Auflagerträgern konnte der Carbonbeton weitere Rissbildung am Beton verhindern. Aus der Spannungsentwicklung an der Rissbreitenbewehrung wird vermutet, dass sich im Auflagerbereich eine Druckzone im Altbeton und eine Zugzone im KKS-Aufbeton ausgebildet hat.

Durch weiterführende Messungen der Oberflächendehnungen mittels applizierten Dehnmessstreifen an unterschiedlichen Positionen der Additivbleche und bei vergleichbarem Belastungszuständen vor der Schadenseinbringung (simulierte flächige Korrosion) und im klebtechnisch ertüchtigten Zustand kann gezeigt werden, dass nach einer klebtechnischen Instandsetzung die Tragfähigkeit des Deckensystems wiederhergestellt werden kann.

9 WISSENSCHAFTLICHE DARSTELLUNG UND TECHNISCHE ANSCHLUSSFÄHIGKEIT

Teilergebnisse des Forschungsvorhabens durften bereits bei der *Technische Akademie Esslingen e.V.* (TAE) präsentiert werden. Hieraus entstanden zwei Veröffentlichungen für das 10. Kolloquium für Parkbauten im Februar 2022 sowie für das 20. Symposium „Kathodischer Korrosionsschutz (KKS) von Stahlbetonbauwerken“ im Dezember 2023. Desweiteren wurde ein Vortrag zum Forschungsvorhaben bei der „Fortbildungsveranstaltung Sachkundiger Planer 2022“ des *Bau-Überwachungsverein e.V.* an der Hochschule München gehalten. Zum Zeitpunkt der Berichtserstellung werden die Ergebnisse des Abschlussberichts für einen Beitrag in der Fachzeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ der *Ernst & Sohn GmbH* aufbereitet. Das Projekt wird unter dem Titel „Ressourcenschonende Instandsetzung von Parkhäusern - HM Forschung wirkt!“ auf der Online-Videoplattform *YouTube* vorgestellt (siehe QR-Link).



Die gewonnenen Erkenntnisse sollen direkt über die beteiligten Projektpartner in die Produktentwicklung einfließen. Diese industriellen Projektpartner nahmen über Projekttreffen direkt an den Forschungstätigkeiten teil, lieferten und entwickelten die erforderlichen Bauteilkomponenten und bewerteten die jeweiligen Forschungsfortschritte, sowohl aus technischer als auch wirtschaftlicher Sicht. Im Falle des Projektpartners *Koch Carbon Consulting GmbH*, wird das leitfähige Carbongelebe bereits für Verstärkungen und den kathodischen Korrosionsschutz bei der Instandsetzung von Stahlbetonbauwerken angewendet. Die *Laumer Bautechnik GmbH* hat die geklebten Verstärkungen am Additivblech für sich weiterentwickelt. Derzeit laufen Akquise-Maßnahmen für die Anwendung der innovativen Instandsetzung an Parkhäusern. Für ein Parkhaus in Leipzig wurde ein weit gediehenes Instandsetzungskonzept entwickelt - der Bauherr will sich zeitnah entscheiden, ob er das Instandsetzungskonzept beauftragen wird.

VERZEICHNISSE

Literatur

- [1] *DIBt Deutsches Institut für Bautechnik*: Hoesch Additiv Decke®. Allgemeine Bauartgenehmigung Nr. Z-26.1-44 vom 23. Oktober 2020.
- [2] *Springenschmid, R., Dorner, H., Kleiner, G.* (Hg.): Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Schnellbestimmung des Chloridgehaltes von Beton / von Horst Dorner ; Günter Kleiner [u.a.]. Berlin: Beuth 1989.
- [3] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V.*: DAfStb-Richtlinie - Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (RL SIB) (Oktober 2001).
- [4] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Technische Regel - Instandhaltung von Betonbauwerken (TR Instandhaltung). Teil 1 - Anwendungsbereich und Planung der Instandhaltung (Mai 2020).
- [5] Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion. Berlin: DGZfP, Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V April 2021.
- [6] *Sylvia Keßler*: Zur Verwertbarkeit von Potentialfeldmessungen für die Zustandserfassung und -prognose von Stahlbetonbauteilen - Validierung und Einsatz im Lebensdauermanagement. Dissertation. München Oktober 2014.
- [7] *Stern, M., Geaby, A. L.*: Electrochemical Polarization. Journal of The Electrochemical Society 104 (1957), S. 56.
- [8] *Michael Berke*: Zerstörungsfreie Werkstoffprüfung mit Ultraschall - Einführung in die Grundlagen.
- [9] DIN EN 10346:2015-10, Kontinuierlich schmelztauchveredelte Flacherzeugnisse aus Stahl zum Kaltumformen_- Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN_10346:2015. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [10] DIN EN 1090-2:2018-09, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken_- Teil_2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN_1090-2:2018. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [11] DIN 55634-1:2018-03, Beschichtungsstoffe und Überzüge_- Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen aus Stahl_- Teil_1: Anforderungen und Prüfverfahren. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [12] DIN EN ISO 12571:2022-04, Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten_- Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften (ISO_12571:2021); Deutsche Fassung EN_ISO_12571:2021. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [13] *Fraundorfer, A., Heilmayer, T., Dauberschmidt, C., Gehlen, C.*: Moisture Sorption Behaviour of Concrete Mixtures Containing Chlorides and the Resulting Electrolytic Resistivity in Relation to the Estimated Corrosion Risk. MATEC Web of Conferences 364 (2022), S. 2023.

- [14] *Fraundorfer, A. M.*: Veränderung der Eigenkorrosion von Stahl in chloridhaltigem Beton in Abhängigkeit des Feuchtegehalts. Dissertation. München 2022.
- [15] [REDACTED] Produktdatenblatt [REDACTED]
- [16] [REDACTED] Produktdatenblatt [REDACTED]
- [17] [REDACTED] Produktdatenblatt [REDACTED]
- [18] DIN EN ISO 12696:2022-08, Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton (ISO_12696:2022); Deutsche Fassung EN_ISO_12696:2022. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [19] *Asgharzadeh, A.*: Durability of polymer impregnated carbon textiles as CP anode for reinforced concrete. Dissertation 2019.
- [20] DIN EN 12390-3:2019-10, Prüfung von Festbeton_- Teil_3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN_12390-3:2019. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [21] DIN EN 12390-13:2021-09, Prüfung von Festbeton_- Teil_13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN_12390-13:2021. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [22] *M. Raupach, J. Harnisch, L. Wolff*: Untersuchungsergebnisse zum Korrosionsschutz für die Bewehrung bei Einsatz von Acrylatgelen in Rissen im Beton. Kurzbericht F 947 (Erscheinungsjahr unbekannt).
- [23] [REDACTED] Produktdatenblatt Sika® [REDACTED]
- [24] [REDACTED] Technisches Datenblatt [REDACTED]
- [25] [REDACTED] Technisches Datenblatt [REDACTED]
[REDACTED]
- [26] [REDACTED] Technisches Datenblatt [REDACTED]
- [27] DIN EN 480-14:2007-03, Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel_- Prüfverfahren_- Teil_14: Bestimmung des Korrosionsverhaltens von Stahl in Beton_- Elektrochemische Prüfung bei gleichbleibendem Potenzial; Deutsche Fassung EN_480-14:2006. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [28] [REDACTED] Produktdatenblatt [REDACTED]
- [29] [REDACTED] Produktdatenblatt [REDACTED]
- [30] [REDACTED] Produktdatenblatt [REDACTED]
- [31] *Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.)*: BAWMerklblatt Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC). MDCC 2019 2019.
- [32] DIN EN 1465:2009-07, Klebstoffe_- Bestimmung der Zugscherfestigkeit von Überlappungsklebungen; Deutsche Fassung EN_1465:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [33] DIN EN ISO 8501-1:2007-12, Vorbereitung von Stahloberflächen vor dem Auftragen von Beschichtungsstoffen_- Visuelle Beurteilung der Oberflächenreinheit_- Teil_1: Rostgrade und Oberflächenvorbereitungsgrade von unbeschichteten Stahloberflächen und Stahloberflächen nach ganzflächigem Entfernen vorhandener Beschichtungen (ISO_8501-1:2007); Deutsche Fassung EN_ISO_8501-1:2007. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- [34] *SCHLIMMER, M., BIEKER, C.*: Berechnung und Auslegung von Klebverbindungen (Teil 3) (2004), S. 38–42.
- [35] *Habenicht, G.*: Kleben. Grundlagen, Technologien, Anwendungen. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg 2008.
- [36] *Volkersen, O.*: Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. Luftfahrtforschung 1938 (1938), S. 41–47.
- [37] *Da Silva, L.F., Das Neves, P.J., Adams, R.D., Spelt, J.K.*: Analytical models of adhesively bonded joints—Part I. International Journal of Adhesion and Adhesives 2009 (2009), S. 319–330.
- [38] *Goland, M, R. E.*: The stresses in cemented joints. Journal of Applied Mechanics 1944 (1944), 17–27.
- [39] DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Nationaler Anhang_ - National festgelegte Parameter_ - Eurocode_1: Einwirkungen auf Tragwerke_ - Teil_1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke_ - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

Abbildungen

Abbildung 1: Systemskizze <i>Hoesch Additiv Decke</i> ® gemäß bauaufsichtlicher Zulassung [1].....	5
Abbildung 2: Ausführungsbeispiel einer Additivdecke im Parkhausbau.....	6
Abbildung 3: Typisches Rissbild über den Auflagerträgern (links) und im Rampenbereich (rechts)	7
Abbildung 4: Korrosionsspuren an der Deckenunterseite (links) und Öffnungsstelle am Blech (rechts) 7	
Abbildung 5: Skizzenhafte Darstellung des Lösungsansatzes (Stand: 2019).....	8
Abbildung 6: Zeitplan des Forschungsvorhabens nach kostenneutraler Projektverlängerung.....	11
Abbildung 7: Auszüge aus Risskartierung OG 1 mit Rissarten und -breiten (in 10^{-2} [mm])	18
Abbildung 8: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Chloridgehalte in Abhängigkeit des Zustandes des OS-Systems auf der Deckenoberseite	18
Abbildung 9: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Chloridgehalte in Abhängigkeit der augenscheinlichen Schädigungen auf der Deckenunterseite	19
Abbildung 10: Querschnittsverluste an der Bewehrung in Abhängigkeit der augenscheinlichen Auffälligkeiten	20
Abbildung 11: Tragsystem der Additivdecke	24
Abbildung 12: Elastisch-plastische Spannungs-Dehnungs-Kurve für FE-Analyse	25
Abbildung 13: Ertüchtigungsvarianten (Diskussionsgrundlage).....	28
Abbildung 14: Verstärkung Bereich 3 durch U-Profil	29
Abbildung 15: Großprüfkörper inkl. Verkabelung und Messaufbau vor und nach der Betonage.....	30
Abbildung 16: Geometrie des Großprüfkörpers für das Korrosionsmonitoring	31
Abbildung 17: Korrosionsstromabfall bezogen auf Anodenfläche B1 nach Kurzschluss mit der Bewehrung und dem Trapezblech (Entnommen aus Messintervall II)	32
Abbildung 18: Messintervall I - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen	34

Abbildung 19: Messintervall II - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen (vertikale Primärachse) und Stromfluss zwischen Bewehrung und Trapezblech (vertikale Sekundärachse)	35
Abbildung 20: Messintervall II und III-a - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen (vertikale Primärachse) und Stromfluss zwischen Bewehrung und Trapezblech (vertikale Sekundärachse)	36
Abbildung 21: Messintervallabschnitte III-a bis III-d - Korrosionsstromdichten der Anodenflächen (vertikale Primärachse) und Stromfluss zwischen Bewehrung und Trapezblech (vertikale Sekundärachse)	37
Abbildung 22: Potentialfeldmessung ohne Blech zu Beginn des Messintervalls I in [mV]	38
Abbildung 23: Potentialfeldmessung mit Blech zu Beginn des Messintervalls II in [mV]	39
Abbildung 24: Potentialfeldmessung am Ende des Messintervalls III in [mV]	40
Abbildung 25: Messprinzip (links) und resultierende Potential-Zeit-Kurve (rechts) gemäß Herstellerangaben	41
Abbildung 26: Messergebnisse der galvanostatischen Pulsmessung mit Angabe der jeweiligen minimal (MIN) und maximal (MAX) ermittelte Korrosionsströme	42
Abbildung 27: Aufbau und Messreihenfolge der Referenzkörper für die galvanostatischen Pulsmessungen	43
Abbildung 28: Fotoaufnahme der Referenzkörper für die galvanostatischen Pulsmessungen	44
Abbildung 29: Galvanostatischer Referenzkörper - Beispielhafte Korrelation zwischen den beiden Messmethoden mit 100 μ A und 400 μ A Pulsstärke	45
Abbildung 30 Impuls-Echo-Methode [1]	47
Abbildung 31: Grundmaterial zur Kalibrierung des Ultraschallmessgerätes	49
Abbildung 32: Schliffbild des Beschichtungssystems	50
Abbildung 33: Prüfkörper zur Bestimmung des Einflusses der Beschichtungssysteme	50
Abbildung 34: Aufbau der beschleunigten elektrochemischen Korrosion	51
Abbildung 35 Auswertungsmethode der Querschnitte, exemplarisch von PK4 Schnitt III	52
Abbildung 36: PK 6 nach der elektrochemischen Korrosion - Beschichtung hinter Blech sichtbar	53
Abbildung 37: Blech aus Bestandsbauwerk, mit markierten Messstellen	54
Abbildung 38: Messung mit Bügelmessschraube, exemplarisch an Messstelle 1	54
Abbildung 39: Messung mit 3D-Mikroskopie, exemplarisch an Messstelle 1	55
Abbildung 40: Aufbau Zwei-Elektroden-Messung (links) und Prüfkörper (rechts)	57
Abbildung 41: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung des zementgebundenen Mörtels	59
Abbildung 42: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung des kunststoffmodifizierten Mörtels	59
Abbildung 43: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung des polymermodifizierten Mörtels	60
Abbildung 30: Luftfeuchte-Wassergehalt-Beziehung der Sorptionsversuche im Vergleich	60
Abbildung 45: Widerstand-Luftfeuchte-Beziehung der Sorptionsversuche im Vergleich	61
Abbildung 46: Potentiostatischer Stufenversuch Variante 1 (Betonersatz)	62
Abbildung 47: Potentiostatischer Stufenversuch Variante 2 (Aufbeton)	63
Abbildung 48: Potentiostatischer Stufenversuch Variante 3 (Geschlitzt)	63
Abbildung 49: Potentiostatische Stufenversuche: Bewehrungsführung und Trapezblech (oben links), Prüfkörper nach Betonage (oben rechts) und fertige Varianten inkl. Verstärkung und dazugehöriger Prüfaufbau (unten)	64

Abbildung 50: Ergebnisse der Polarisationsmessung aller KKS-Prüfkörpervarianten im Vergleich	65
Abbildung 51: Resultierende Schutzstromdichten an der Bewehrung (links) und prozentualer Stromfluss zwischen Trapezblech und Bewehrungskorb (rechts).....	66
Abbildung 52: 4-Punkt-Biegeversuche - Prinzipskizze des Prüfaufbaus.....	67
Abbildung 53: 4-Punkt-Biegeversuche - Variante 1 (Referenzkörper).....	68
Abbildung 54: 4-Punkt-Biegeversuche - Variante 2 und 3 (Carbongelege)	68
Abbildung 55: 4-Punkt-Biegeversuche - Variante 3 und 4 (Lamellen).....	68
Abbildung 56: 4-Punkt-Biegeversuche – Prüfaufbau (links) und beispielhaftes Bruchbild (rechts)	69
Abbildung 57: 4-Punkt-Biegeversuche – Last-Verformungskurven aus Prüfmaschine.....	70
Abbildung 44: Rissbreitenentwicklung (Erstriss in Bauteilmitte) ausgewählter Biegebalken im Vergleich	71
Abbildung 59: KKS-Versuch Großprüfkörper - Prinzipskizze des Prüfaufbaus	72
Abbildung 60: KKS-Versuch Großprüfkörper - Untergrundvorbereitung, Ausführung und Messtechnik	73
Abbildung 61: KKS-Versuch Großprüfkörper - Ergebnisse Schutzstromverteilung.....	74
Abbildung 62: KKS-Versuch Großprüfkörper - Ergebnisse Polarisationsmessung	74
Abbildung 63: Pilotprojekt - Prinzipskizze der Verstärkungsmaßnahmen	75
Abbildung 64: pH-Werte (links) und spezifische Widerstände (rechts) von Acrylargeten im Vergleich [22]	76
Abbildung 65: Voruntersuchung Acrylatgele - Probekörper gemäß DIN EN 480-14 (links) und eigene Probekörper (rechts).....	78
Abbildung 66: Voruntersuchung Acrylatgele - Bezeichnung der Probekörper.....	78
Abbildung 67: Voruntersuchung Acrylatgele - Prinzip Korrosionsstrommessung.....	79
Abbildung 68: Voruntersuchung Acrylatgele - Ergebnisse der Korrosionsstrommessungen	80
Abbildung 69: Hauptversuche Acrylatgele - Probenvorbereitung	81
Abbildung 70: Hauptversuche Acrylatgele - Prüfaufbau	82
Abbildung 71: Hauptversuche Acrylatgele - Stromdichte-Potential-Kurven für Gel III (links) und Gel IV (rechts)	82
Abbildung 72: Probekörper der RCM-Versuche - (a) Zeichnung, (b) Herstellung der Klebstoffschicht, (c) fertige Probekörper	84
Abbildung 73: Aufbau der RCM-Versuche	85
Abbildung 74: Bruchflächen exemplarisch für PK1 mit Klebstoffschicht (links) und PK1 ohne Beschichtung (rechts) mit sichtbarer Verfärbung durch Chlorid eindringen	85
Abbildung 75: Probengeometrie der einfach überlappten Zugscherprobe.....	86
Abbildung 76: Maschinenkraft-Lokalverformungs-Diagramm - Zugscherproben in Anlehnung an DIN EN 1465.....	87
Abbildung 77: Bruchflächen der Probekörper PK1.1, PK1.2, PK2.1 und PK2.2	89
Abbildung 78: Bild aus Zeitraffer kurz vor Versagen - Verdrehung und Dehnung in dem geklebten Bereich	89
Abbildung 79: Vorgehensweise der FE-Modellierung der Zugversuche.....	92
Abbildung 80: Vernetzung der Prüfkörper im Submodell, des Zugversuches.....	92

Abbildung 81: Darstellung der Spannungsverläufe in der Klebefuge.....	94
Abbildung 82: Vermaßung 4-Punkt-Biegeversuch (links), Schnitt QRR 100x100 und U-Profil	97
Abbildung 83: Darstellung des Gesamtmodels mit U-Pro	98
Abbildung 84: Darstellung der Vernetzung im Gesamtmodel sowie der Sub-Modelle.....	99
Abbildung 85: Spannungen nach Max. Prinzipal.....	100
Abbildung 86: Spannungen nach Max. Prinzipal, bei $F_{\max}$	100
Abbildung 87: Spannungsverläufe des Max. Prinzipal am Klebstoffanfang der U-Profile	101
Abbildung 88: Darstellung des Kraft-Traversenweg-Diagramm	102
Abbildung 89: Kraft-Weg-Diagramm, Prüfung bis zum Versagen der Probekörper.....	103
Abbildung 90: Versuchsaufbau 4-Punktbiegeversuch und geprüfte Probekörper	103
Abbildung 91: Pilotprojekt Kissing - Prinzipskizze der Außenüberdachung in Additivbauweise	104
Abbildung 92: Pilotprojekt Kissing - Auszug aus dem Bewehrungsplan der Additivdecke.....	105
Abbildung 93: Pilotprojekt Kissing - Fotodokumentation der Deckenbetonage	106
Abbildung 94: Pilotprojekt Kissing - Korrosionsproben Betonage (links) und Einbau (rechts).....	107
Abbildung 95: Pilotprojekt Kissing - Lage Dehnungsmessstreifen und Einzellasten für die Probebelastung	108
Abbildung 96: Pilotprojekt Kissing - Prüfaufbau für die Probebelastung mit Lage der Aufstandsflächen	108
Abbildung 97: Pilotprojekt Kissing - Instandsetzungskonzept Deckenoberseite.....	109
Abbildung 98: Pilotprojekt Kissing - Fotodokumentation der Instandsetzung der Deckenoberseite ..	109
Abbildung 99: Pilotprojekt Kissing - Schmierpumpe zum Einpressen des Acrylatgels (links) und eingebrachter Injektionspacker (rechts)	110
Abbildung 100: Pilotprojekt Kissing - Hohlstelle vor Betonage (links) und Einpressen des Gels (rechts)	110
Abbildung 101: Pilotprojekt Kissing – herausgetrenntes Blech (links) und Vorbereitung der Verankerungsbereiche (rechts).....	111
Abbildung 102: Pilotprojekt Kissing – Untergrundvorbereitung der Klebfläche an der Profiltafel (links) und Vorbereitung U-Profil Klebstoffauftrag, Glaskugeln sowie Abdichtungsband (rechts)	112
Abbildung 103: Pilotprojekt Kissing – Anpressen des Profils von unten (links) und fertige Verstärkung (rechts).....	112
Abbildung 104: Pilotprojekt Kissing - Dehnungsmessungen DMS-B und DMS-T1	113
Abbildung 105: Pilotprojekt Kissing - Dehnungsmessungen DMS-A1 und DMS-A2.....	113
Abbildung 106: Pilotprojekt Kissing - Dehnungsmessungen DMS-R1 und DMS-R2	114
Abbildung 71: Pilotprojekt Kissing - Rissbildung über den Auflagerträgern im Zuge der ersten Probebelastung	115
Abbildung 108: Pilotprojekt Kissing - Elementströme Bewehrungsstück B1 bis B6.....	116
Abbildung 109: Pilotprojekt Kissing - Elementströme Blechstücke T1 bis T5	116
Abbildung 110: Pilotprojekt Kissing - Elementströme Blechstücke T6 bis T10	117
Abbildung 111: Pilotprojekt Kissing - Potentialentwicklung in den ersten 100 Tagen	118
Abbildung 77: Pilotprojekt Kissing - Ergebnisse der Polarisations- messung REF1 bis REF4.....	118

Abbildung 113: Position der DMS im mittleren Feld an der mittleren Rippe	119
Abbildung 114: DMS-Messung – Position der DMS.....	119
Abbildung 115: Pilotprojekt - Belastungsschritte mit der Reihenfolge und Belastung in kg	120
Abbildung 116: Spannungsmessung während der Betonage	121
Abbildung 117: Spannungsmessung während der 1.Belastung - Referenzmessung.....	122
Abbildung 118: Spannungsmessung während der 2.Belastung – nach der KKS-Instandsetzung.....	123
Abbildung 119: Spannungsmessung während der 3. Belastung – nach der Klebtechnischen-Instandsetzung.....	124
Abbildung 120: Pilotprojekt Kissing - Potentialentwicklung REF5 (rot) und REF6 (grün) während der Injektion	125
Abbildung 121: Pilotprojekt Kissing - Temperaturentwicklung im Beton während der Injektion	125

Tabellen

Tabelle 1: Zusammenstellung der Untersuchungsobjekte.....	12
Tabelle 2: Parkhaus Nr. 6 - Auswertung der Rissbreiten und -längen	16
Tabelle 3: Parkhaus Nr. 6 - Risskategorisierung und -ursachen.....	17
Tabelle 4: Parkhaus Nr. 2 - Blechproben mit Querschnittsverlusten	21
Tabelle 5: Klassifizierung der Schädigungsgrade mit Empfehlungen für die Instandsetzung.....	22
Tabelle 6: Einteilung in Schädigungskategorien.....	23
Tabelle 7: Materialdaten Stahl S350GD+Z.....	25
Tabelle 8: Schadstellen - Einteilung der 3 Bereiche	26
Tabelle 9: Berechnungsergebnisse für die Bereiche mit Schalenmodell bei zunehmender Dickenreduzierung	27
Tabelle 10: Ruhepotentiale zu Referenzelektroden am 21.12.2020.....	33
Tabelle 11: Widerstandsmessungen vor und nach Feuchtebeaufschlagung.....	36
Tabelle 12: Zusammenstellung Korrosionsstromdichten und mittlerer Materialabtrag Messintervall III	37
Tabelle 13: Anforderungen und Vergleich von drei Ultraschallwanddickenmessgeräten	48
Tabelle 14: Ergebnisse der Restquerschnittsmessungen.....	53
Tabelle 15: Mittelwerte der Restquerschnittsmessung an den Messstellen	55
Tabelle 16: Auswertung der Festbetonprüfungen mit Standardabweichung in Klammern	69
Tabelle 17: 4-Punkt-Biegeversuche – Zusammenfassung der Ergebnisse	71
Tabelle 18: Voruntersuchung Acrylatgele - Verwendete Gele im Vergleich [24–26].....	77
Tabelle 19: Hauptversuche Acrylatgele - Verwendete Gele im Vergleich [28–30].....	81
Tabelle 20: Hauptversuche Acrylatgele - Ergebnisse der Stromdichte-Potential-Messungen im Vergleich	83
Tabelle 21: Ergebnisse der Zugscherversuche	88
Tabelle 22: Mittelwerte der maximalen Scherspannungen nach Goland und Reissner der Serien 1 + 291	

Tabelle 23: Materialdaten Stahl S350GD+Z.....	93
Tabelle 24: Materialdaten Klebstoff.....	93
Tabelle 25: Zusammenfassung der Spannungen an den maßgebenden Stellen	94
Tabelle 26: Querschnittswerte Beton und Blech.....	96
Tabelle 27: min. und max. Kraft des 4-Punkt-Biegeversuchs.....	97
Tabelle 28: Konvergenzanalyse des Mittelpfades.....	99
Tabelle 29: Ergebnisse der Dehnmessstreifen.....	102

ANHANG A - BETONREZEPTUR

Stoffraumrechnung Großprüfkörper (Abschnitt 3.1.1)

Eingangswerte:

- Betongüte C30/37 mit Zement CEM II/A-LL 42,5 N
- Expositionsklassen: XC4, XD1, (XS1,) XF1, (XA1,) XM1, WA
- Konsistenzklasse F3-F4 mit Fließmittel (*Sika ViscoFlow-32SL*, zugegeben 1,4 kg/m³)
- Größtkorn 16 mm (gewaschene Zuschläge ohne org. Bestandteile)
- Körnungsziffer Sieblinie A/B 8

Sieblinie:

	0,25	0,5	1	2	4	8	16
A	3	8	12	21	36	60	100
B	8	20	32	42	56	76	100
A/B	5,5	14	22	31,5	46	68	100

$$\rightarrow k = [700 - (5,5 + 14 + 22 + 31,5 + 46 + 68 + 100)] / 100 = \underline{4,13}$$

Konsistenz und Wassergehalt:

$$F3 \text{ (weich)} \rightarrow w = 1300 / (k + 3) = 182,3 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \text{gewählt } \underline{182 \text{ kg/m}^3}$$

Ausbildung F4 (sehr weich) über Zugabe von Fließmittel bei Betonage

Wasser-Zement-Wert:

$$f_{ck, \text{cube}} = 37 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37)}$$

$$\text{Berücksichtigung Vorhaltemaß} \rightarrow f_{cm, \text{cube}} = 37 + 8 = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Umrechnung auf 28 Tage Wasserlagerung} \rightarrow f_{c, \text{dry, cube}} = 45 / 0,92 \approx \underline{49,0 \text{ N/mm}^2}$$

$$\rightarrow \text{erf. } w/z = \underline{0,52} \text{ (aus Walz-Kurve abgelesen)}$$

Zement-Gehalt:

$$z = w / w/z = 182 / 0,52 = \underline{350 \text{ kg/m}^3}$$

Bedarf Gesteinskörner und Frischbetonrohichte:

$$g = 2,7 \text{ g/cm}^3 \times (1000 - 15 \text{ (Luftporen)}) - 350/3,1 - 182/1 = 1863 \text{ kg/m}^3 \text{ (}\rho_{\text{RSoll}} = 2395 \text{ kg/m}^3\text{)}$$

$$0-4 \text{ mm} = 46 \text{ M-\%} \rightarrow 857 \text{ kg/m}^3$$

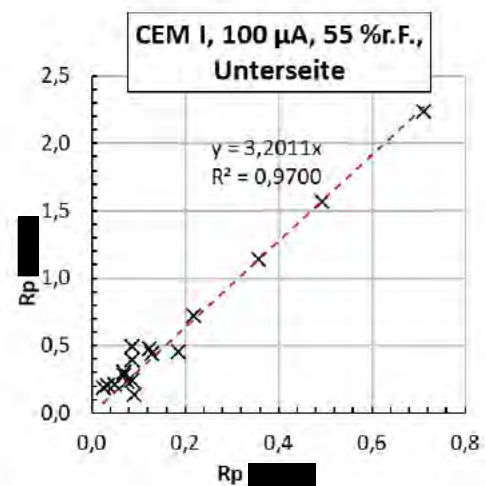
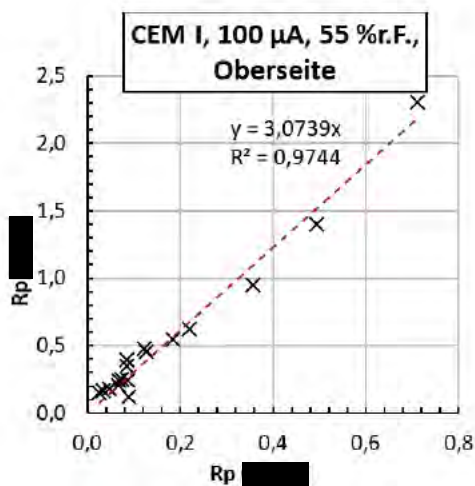
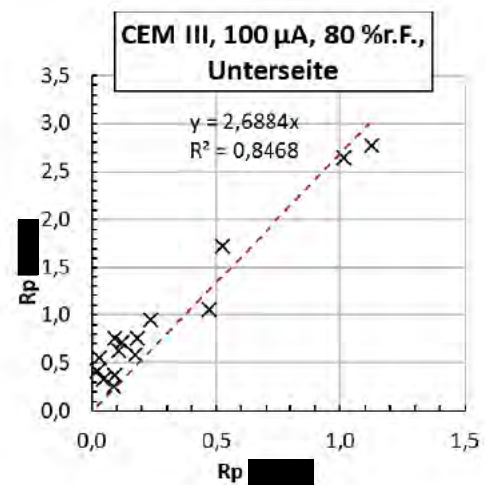
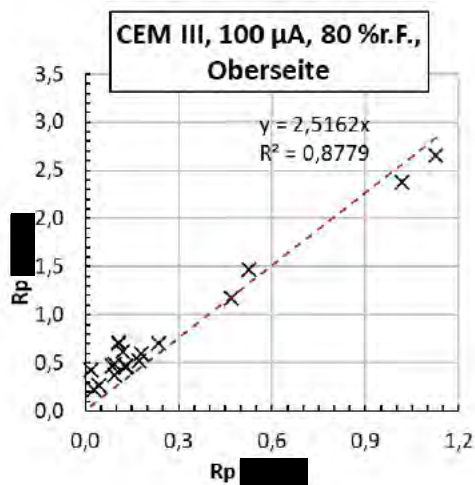
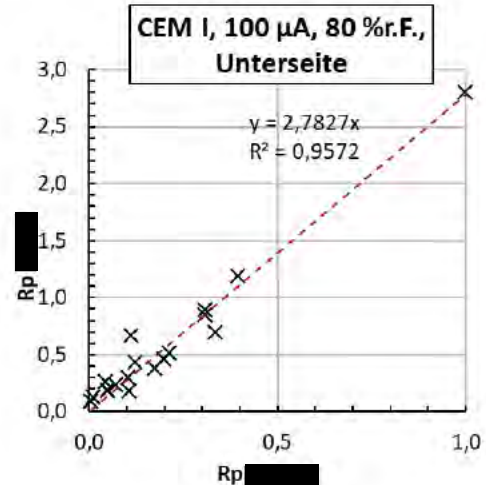
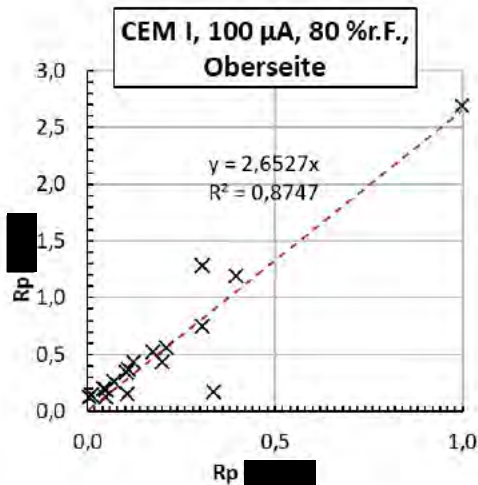
$$4-8 \text{ mm} = 22 \text{ M-\%} \rightarrow 410 \text{ kg/m}^3$$

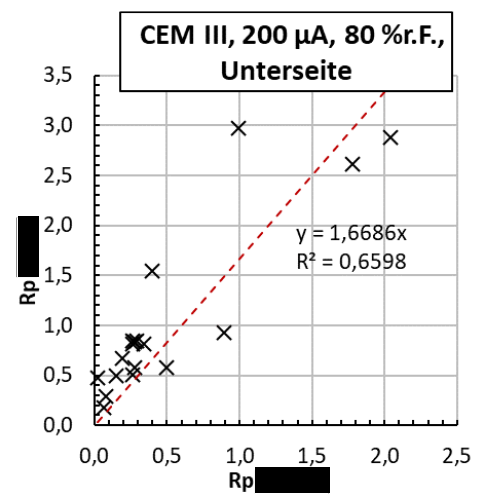
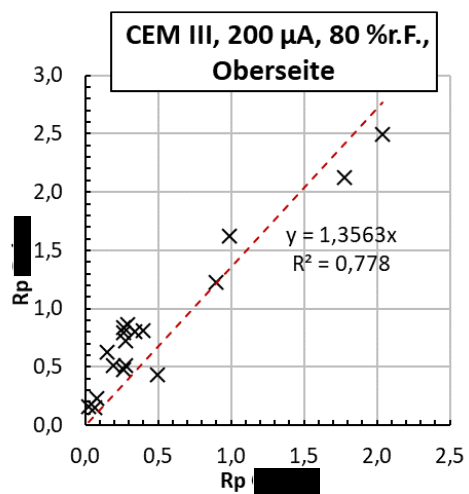
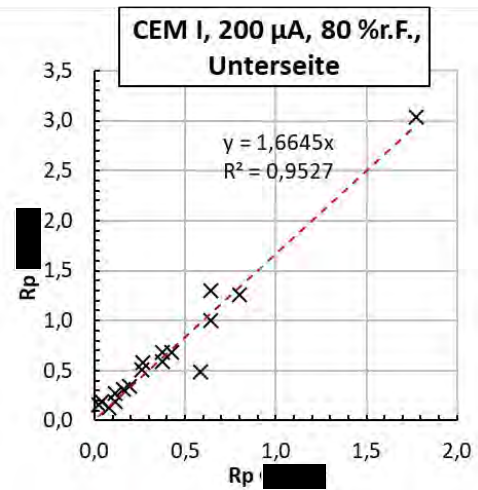
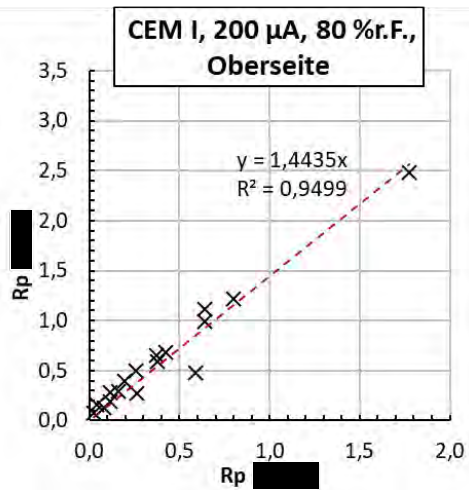
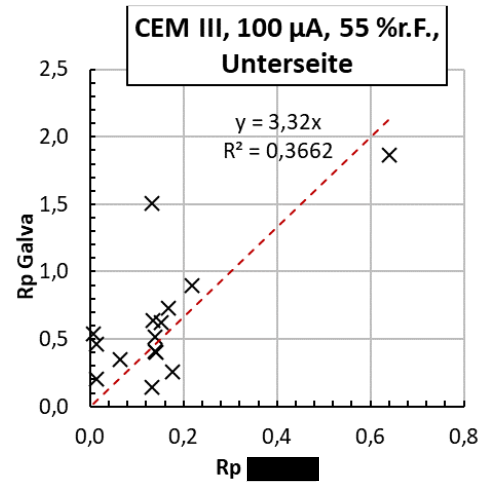
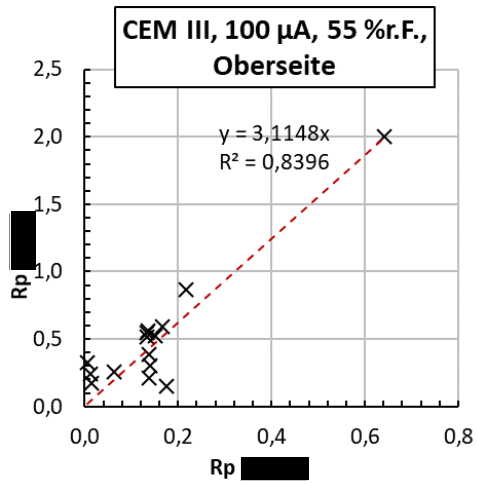
$$8-16 \text{ mm} = 32 \text{ M-\%} \rightarrow 596 \text{ kg/m}^3$$

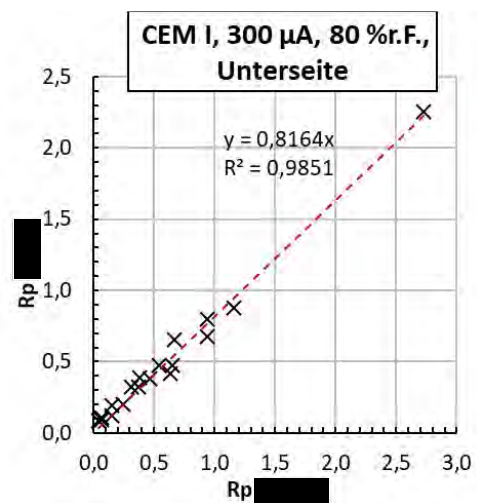
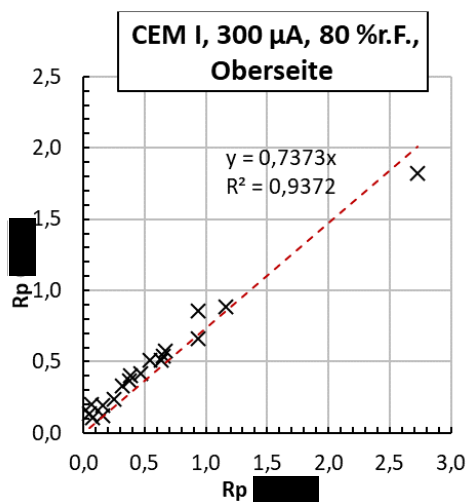
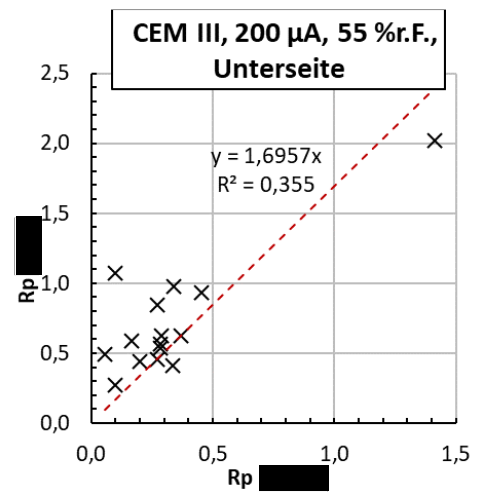
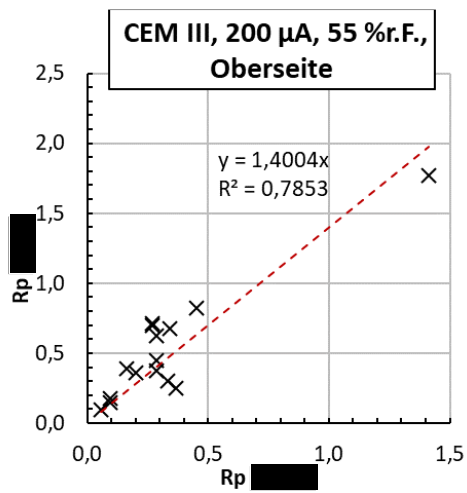
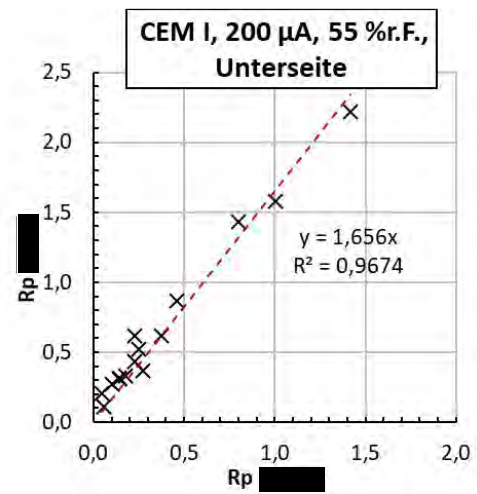
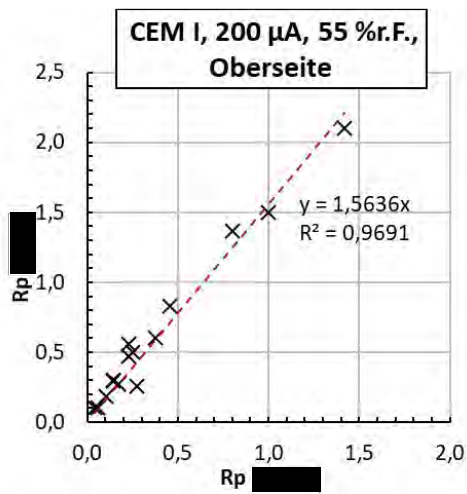
ANHANG B - GALVANOSTATISCHE PULSMESSUNG

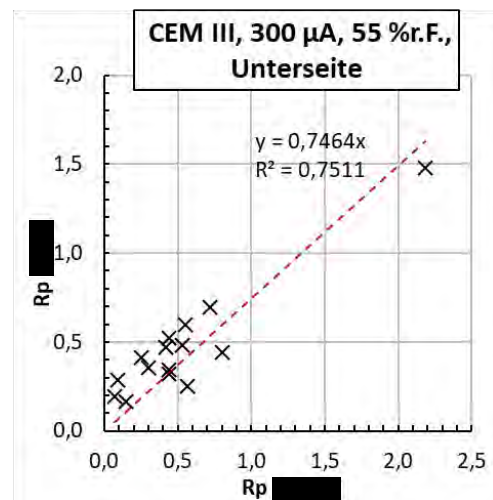
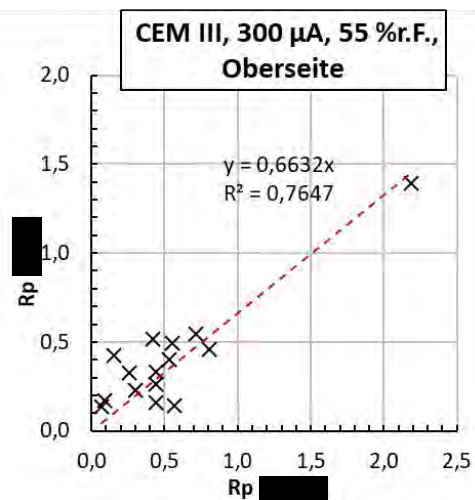
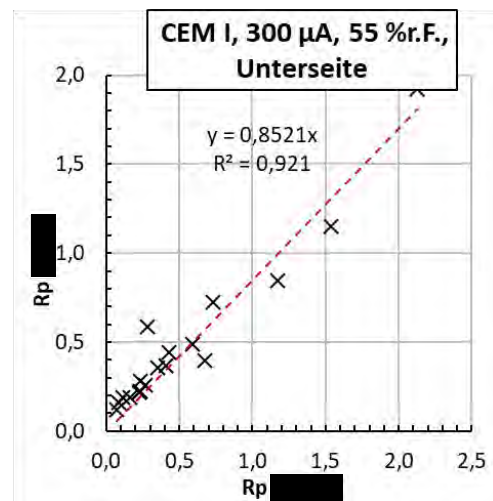
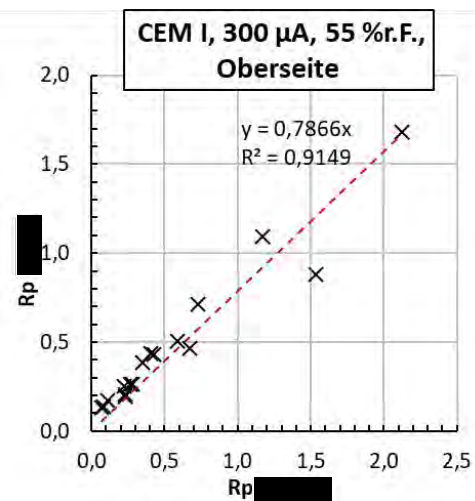
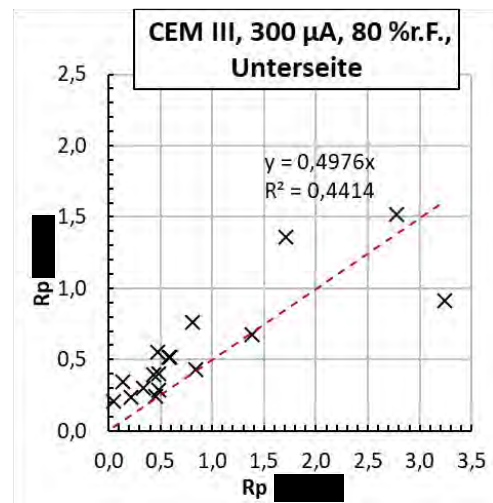
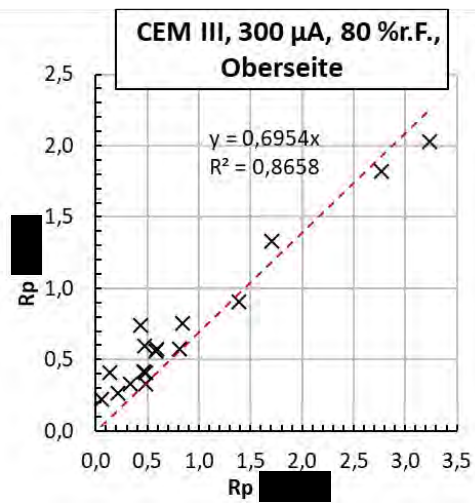
Ergebnisse Referenzkörper (Abschnitt 3.1.3)

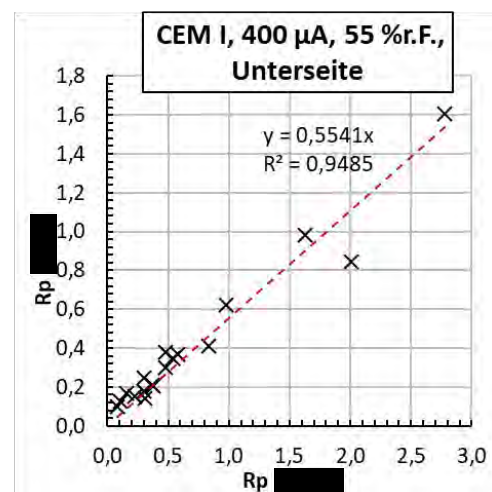
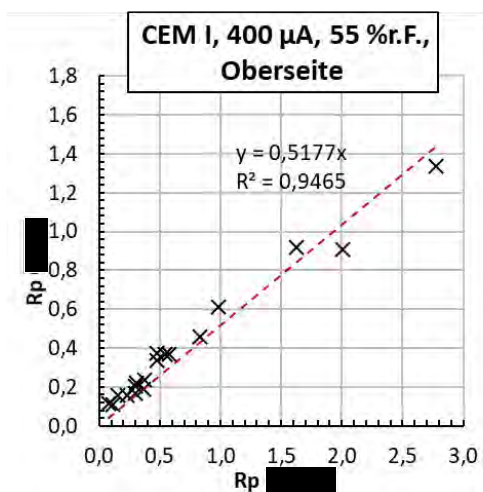
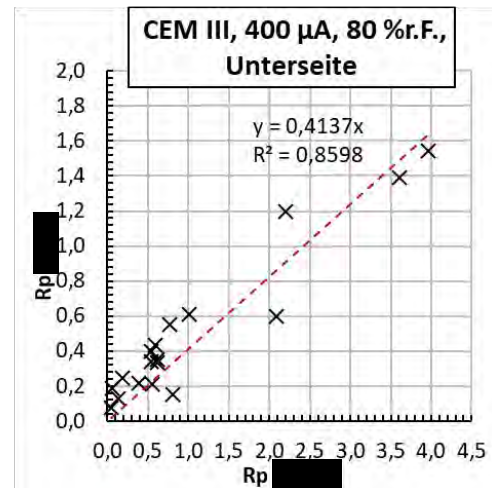
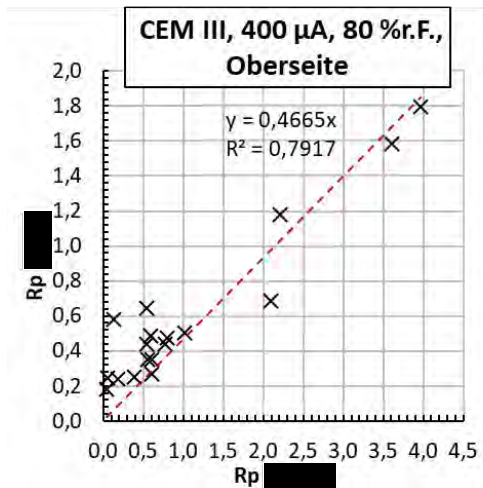
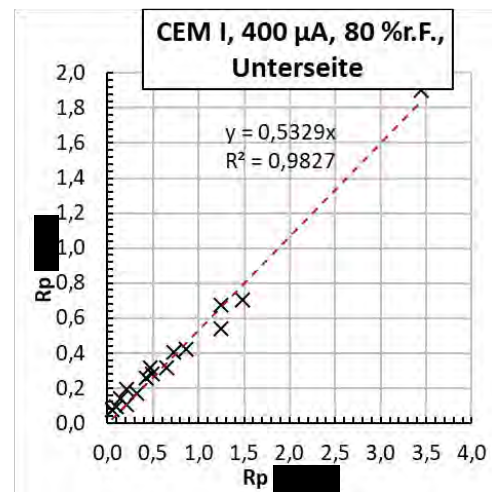
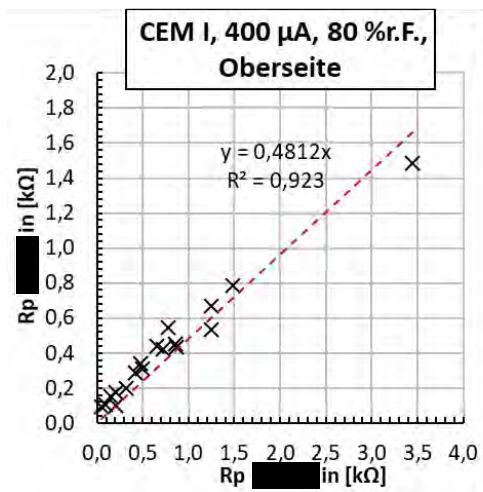
Polarisationswiderstand R_p [k Ω] der [REDACTED] Messung im Vergleich:

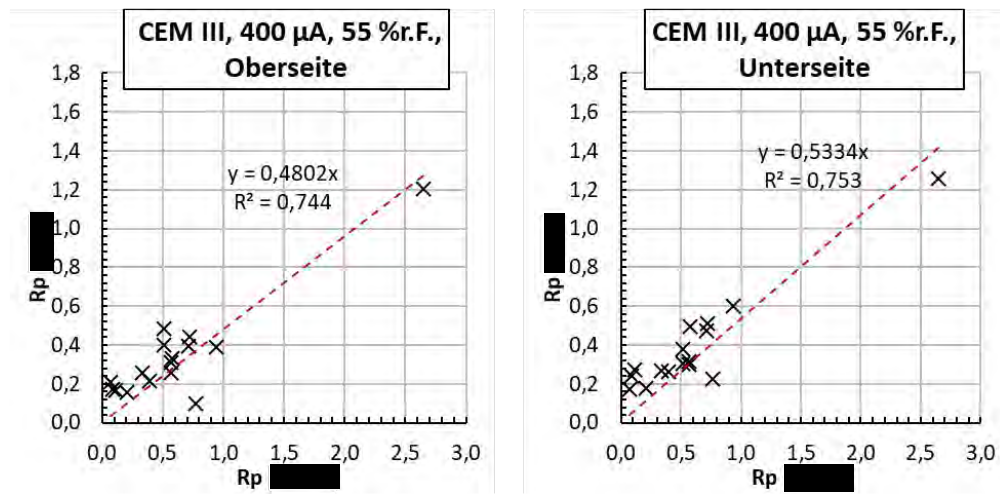












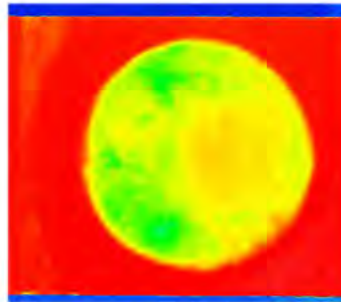
ANHANG C - RESTQUERSCHNITTSERMITTLUNG

Ergebnisse elektrochemisch korrodierte Bleche (Abschnitt 3.2.4)

Im Folgenden werden Bilder der elektrochemisch Korrodierten Bleche dargestellt, sowie ein Höhenbild der Probekörper, dass anhand der 3D- Mikroskopieaufnahme erstellt wurde und ein Schliffbild des Querschnitts.



Bild exemplarisch

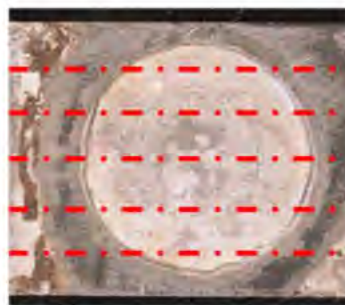


Höhenbild exemplarisch



Schliffbild

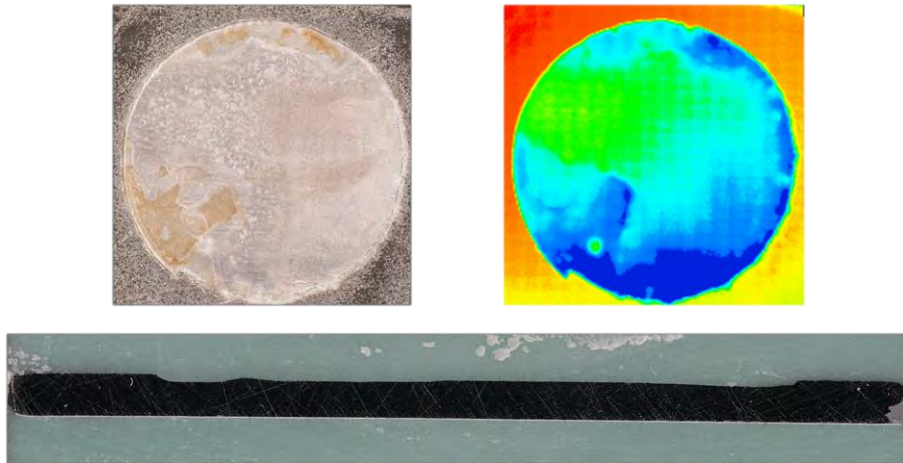
Weiter werden die ausgewerteten Schnitte I – V der einzelnen Probekörper dargestellt. Die Schnitte sind, wie im folgenden dargestellt gewählt worden, wobei der Schnitt III in der Mitte der korrodierten Stelle angeordnet ist. Die weiteren Schnitte werden mit einem Abstand von ca. 3 mm angeordnet.



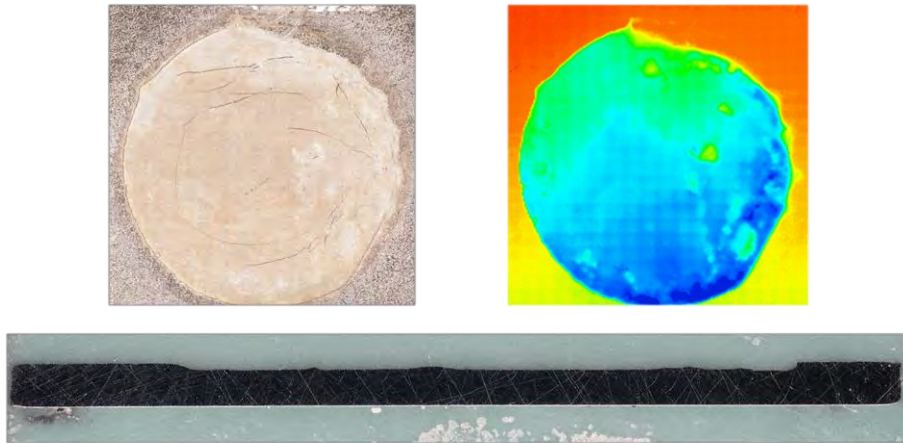
Schnitt I
Schnitt II
Schnitt III
Schnitt IV
Schnitt V



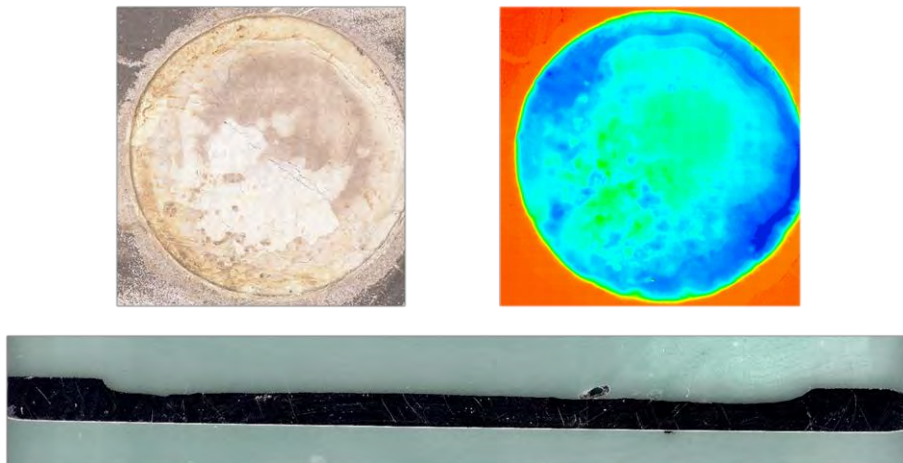
Probekörper 1:



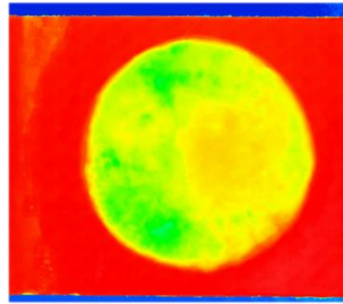
Probekörper 2:



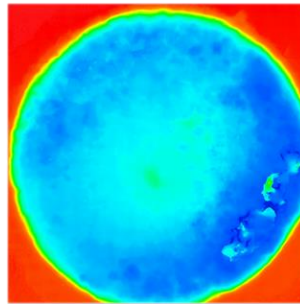
Probekörper 3:



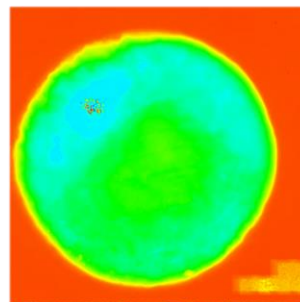
Probekörper 4:

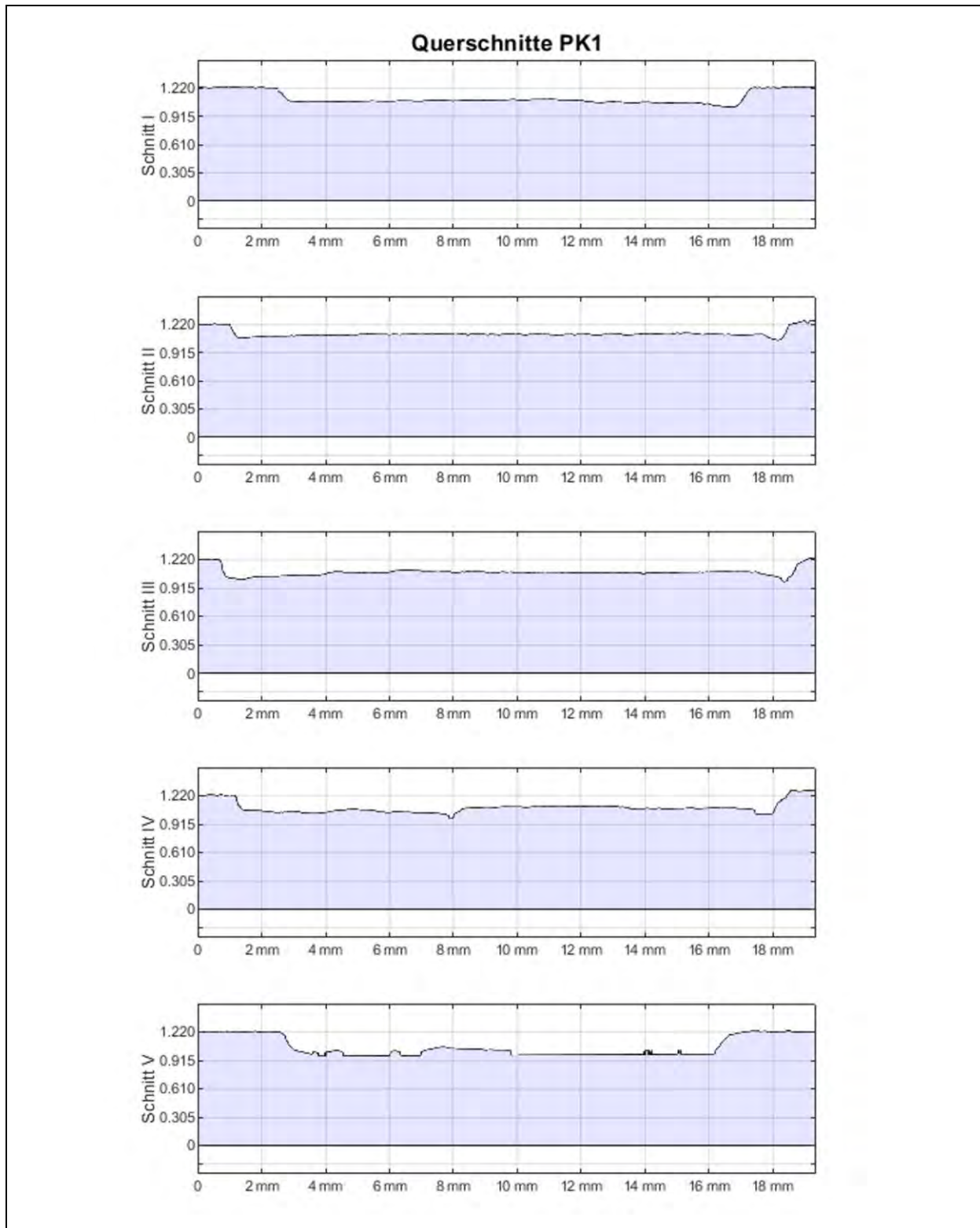


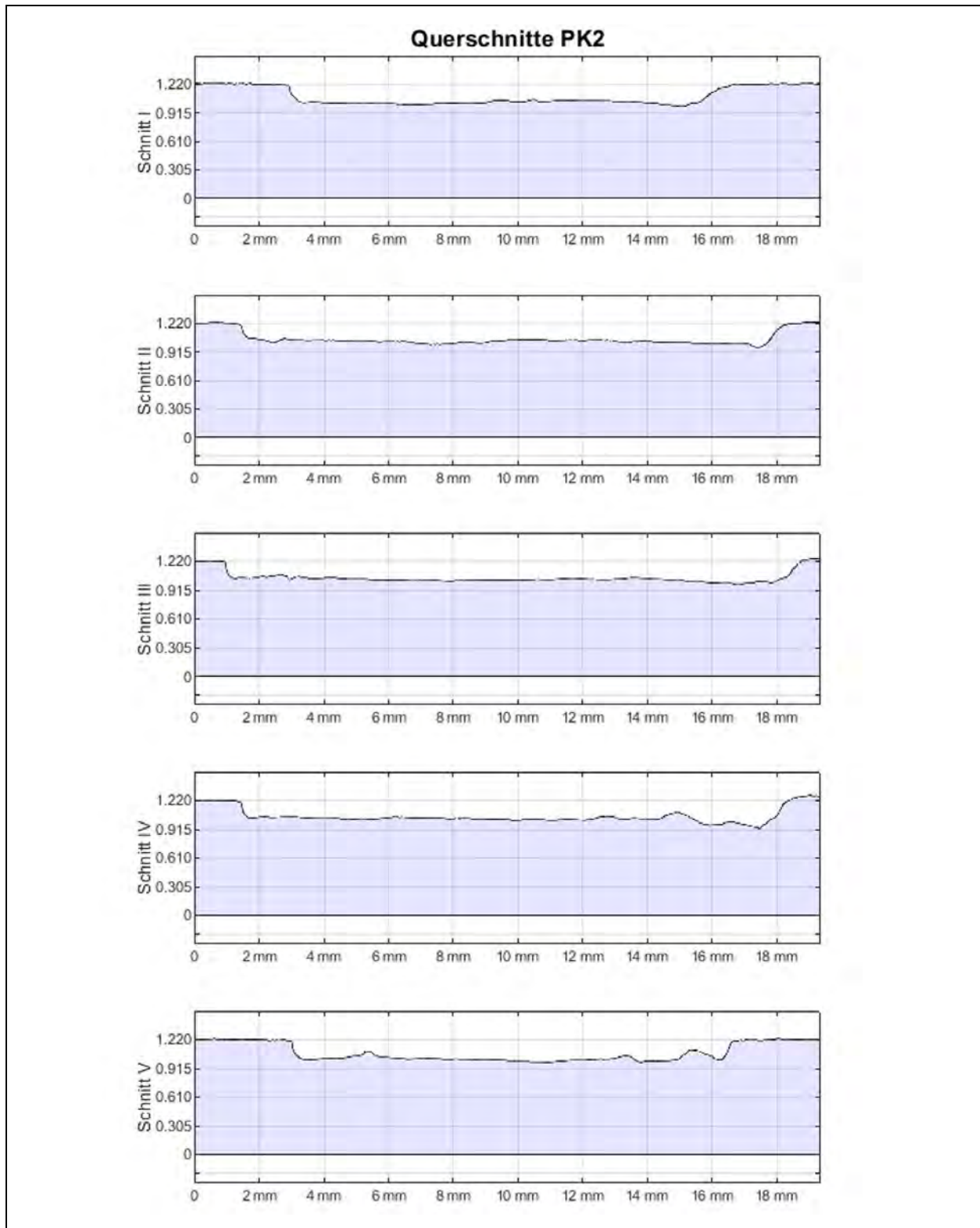
Probekörper 5:

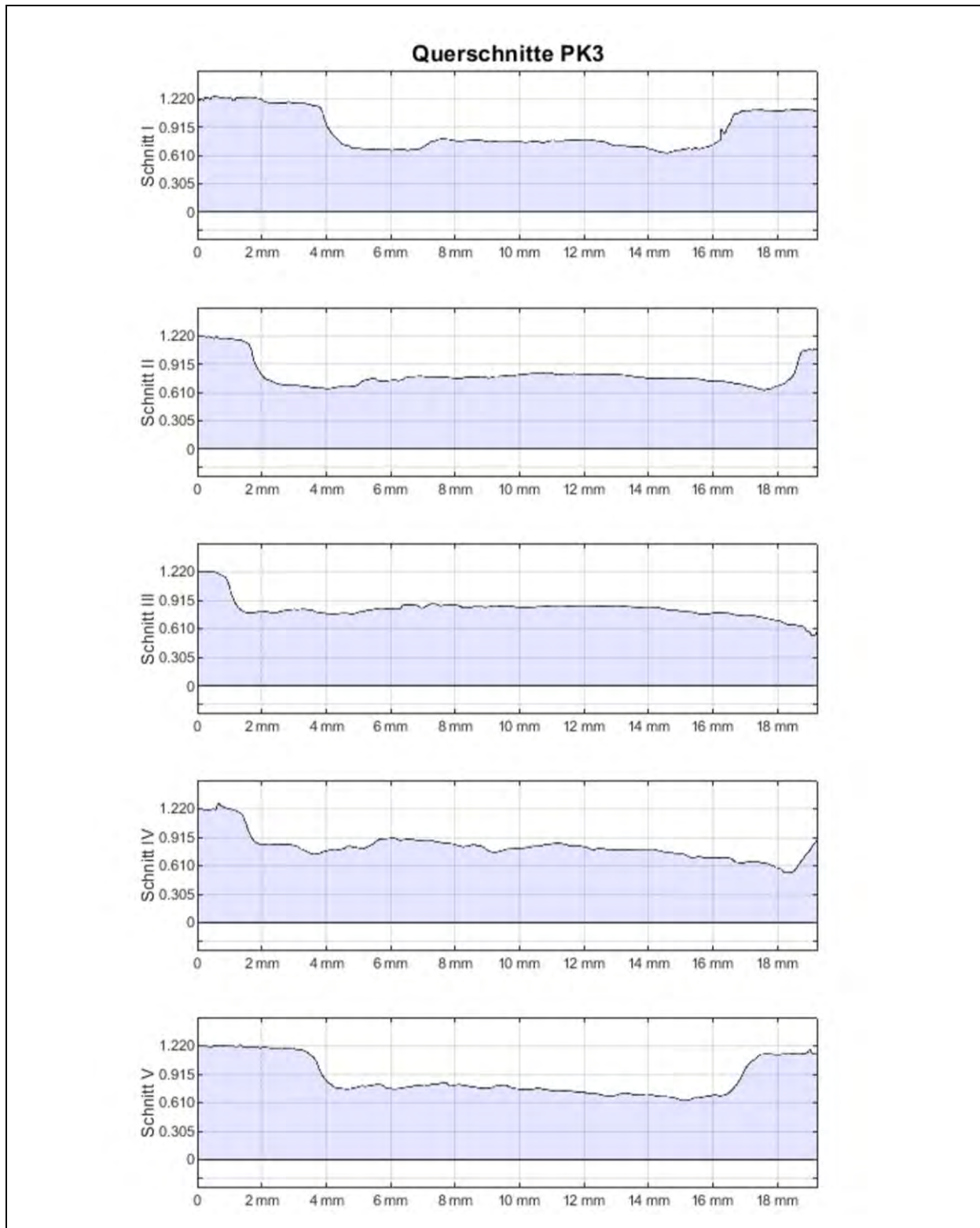


Probekörper 6:

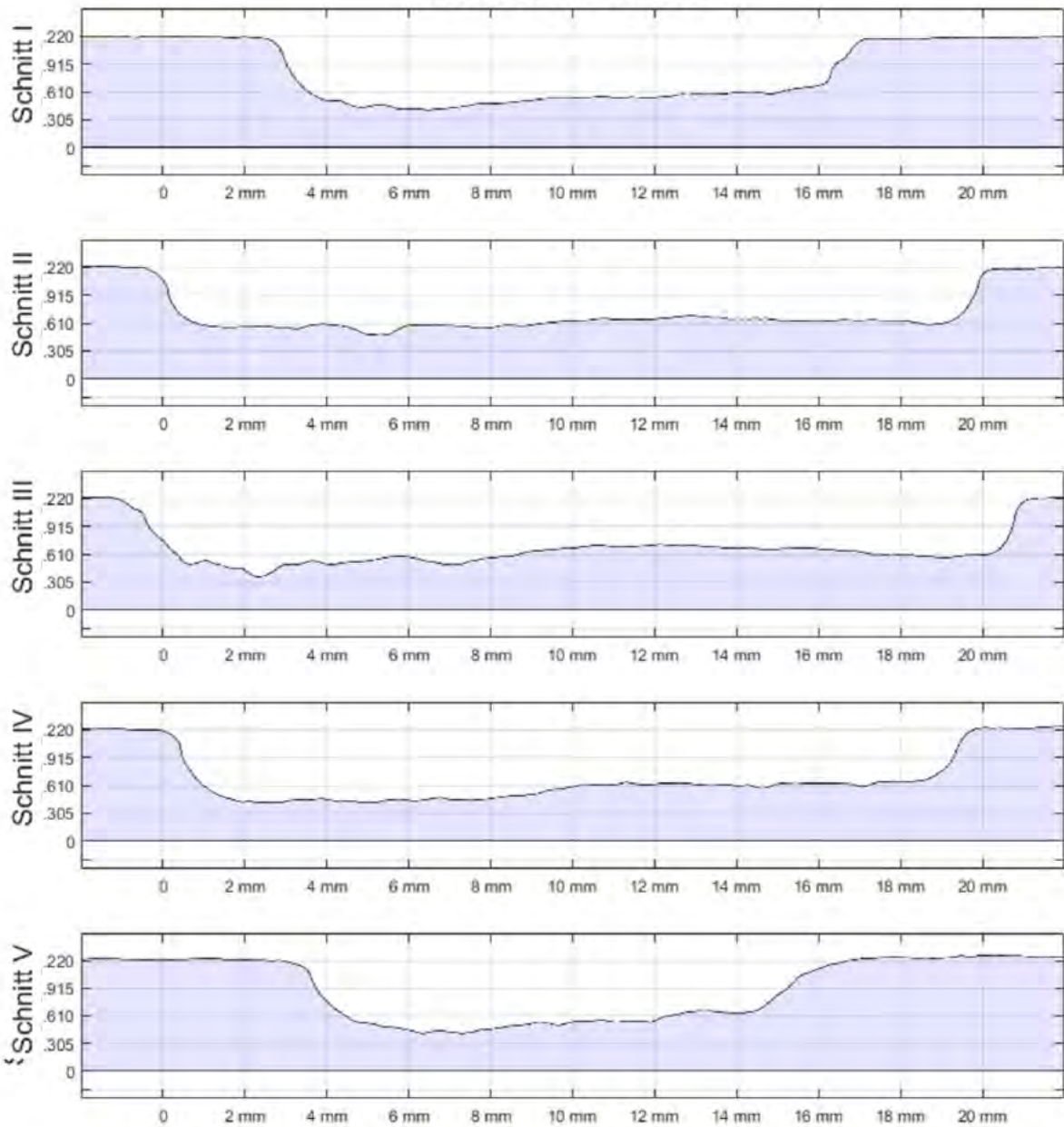




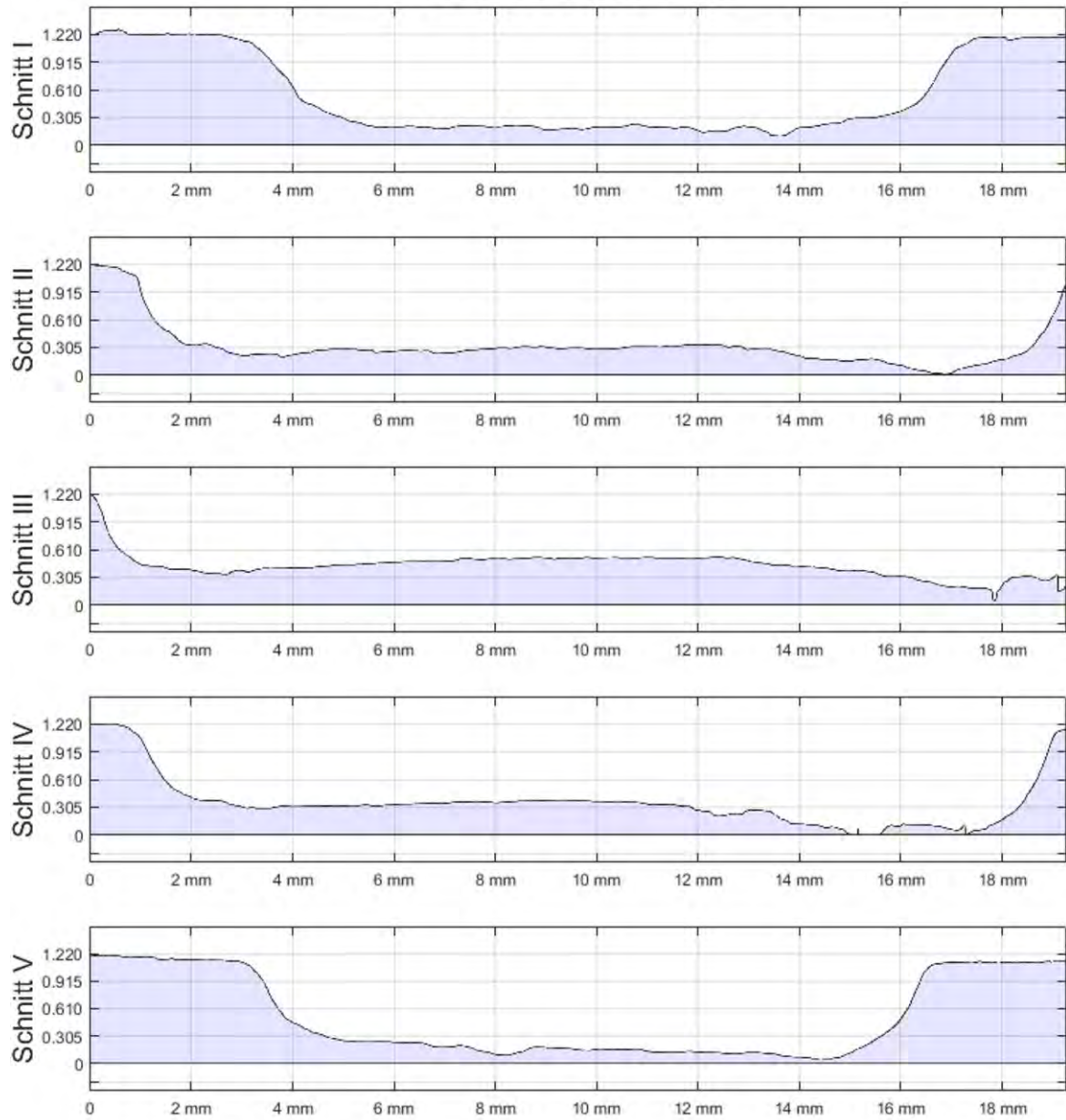




Querschnitte PK4



Querschnitte PK5



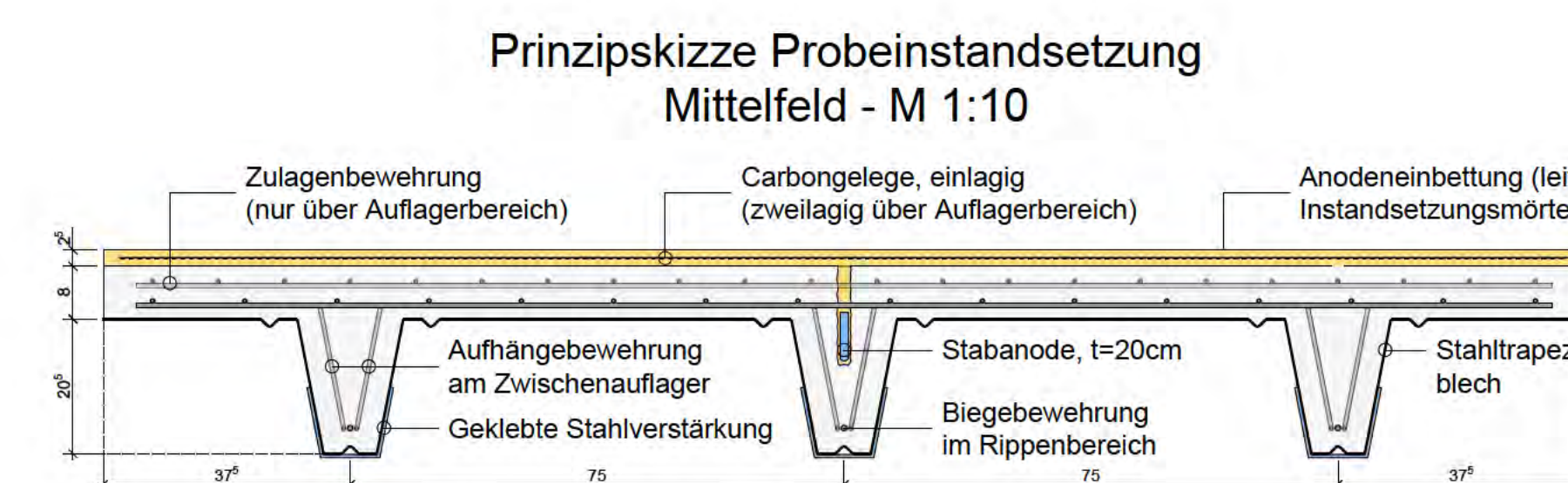
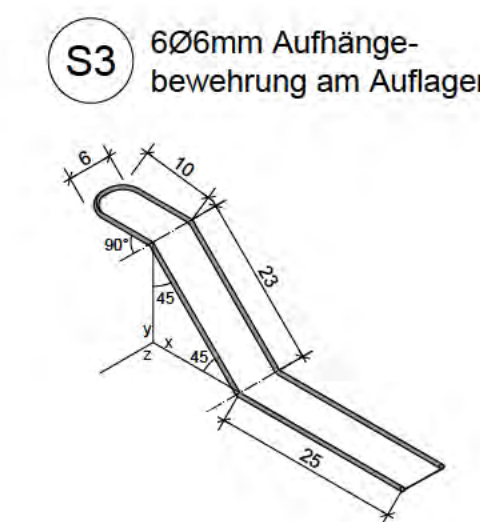
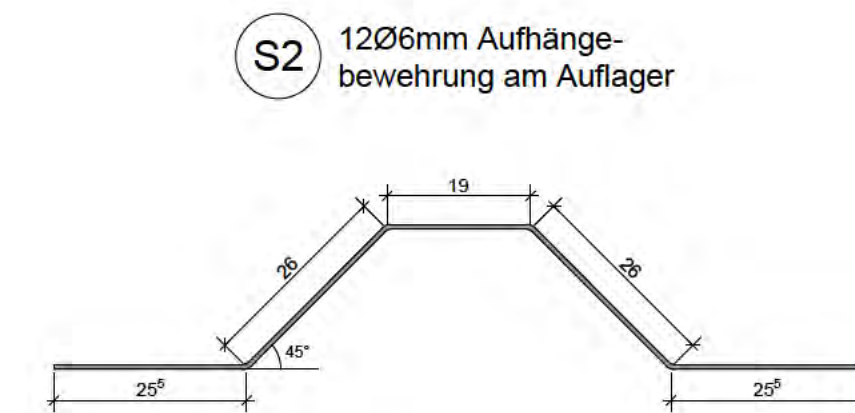
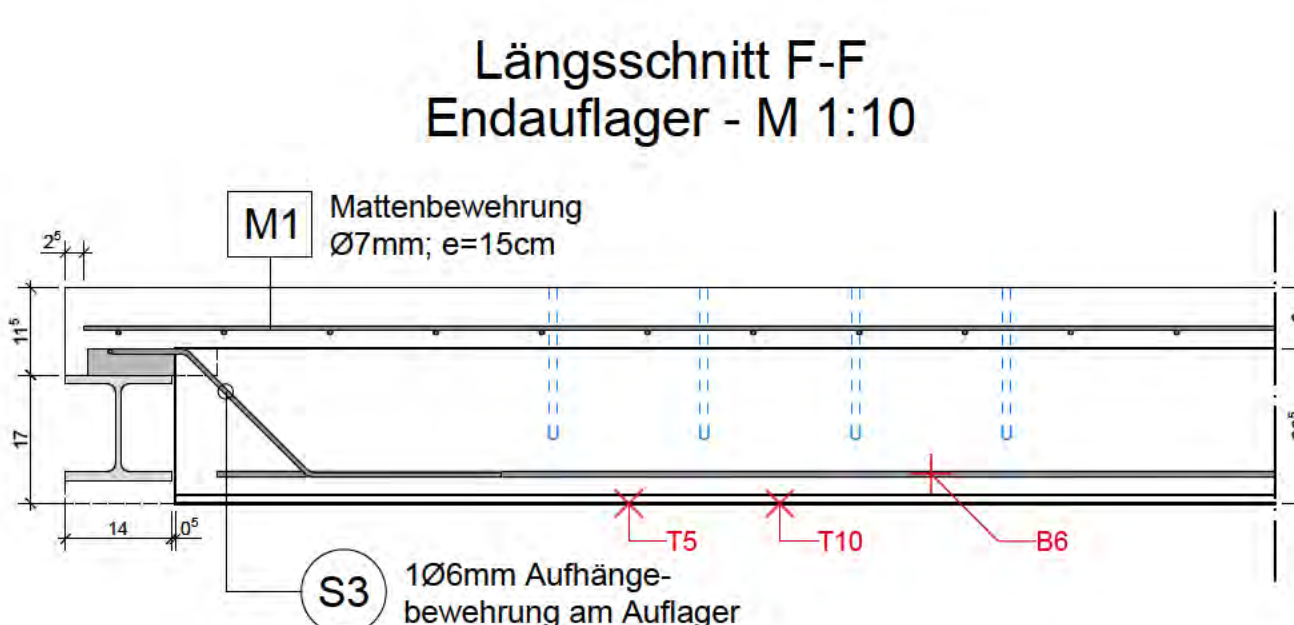
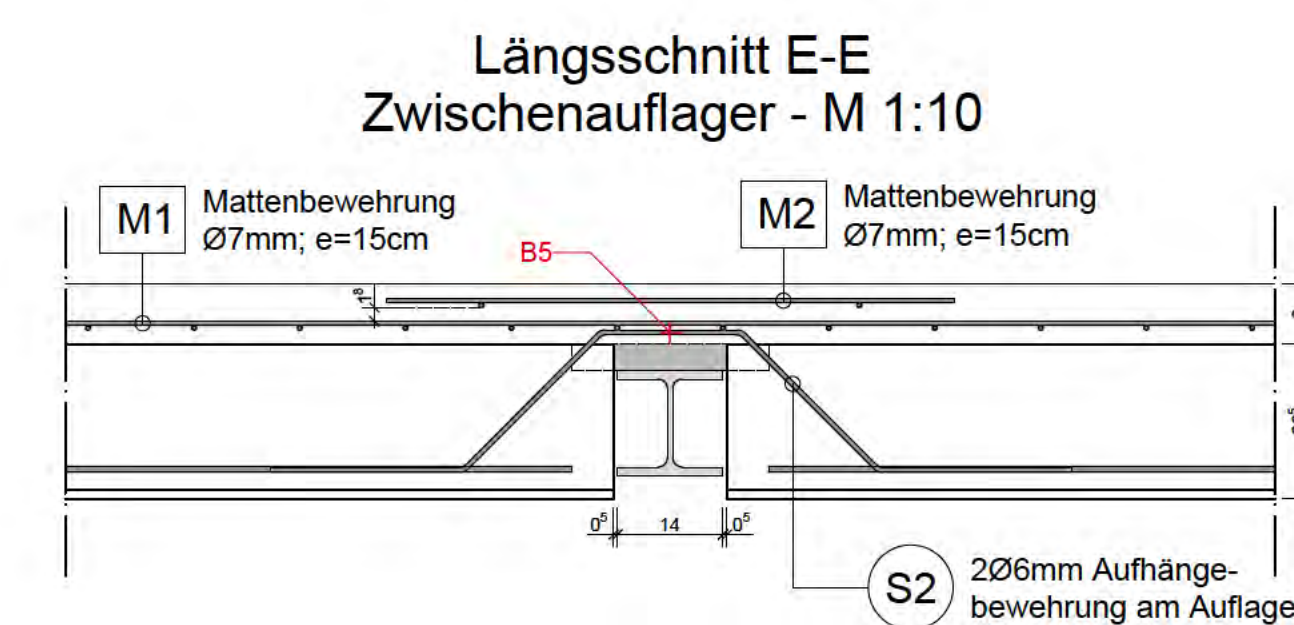
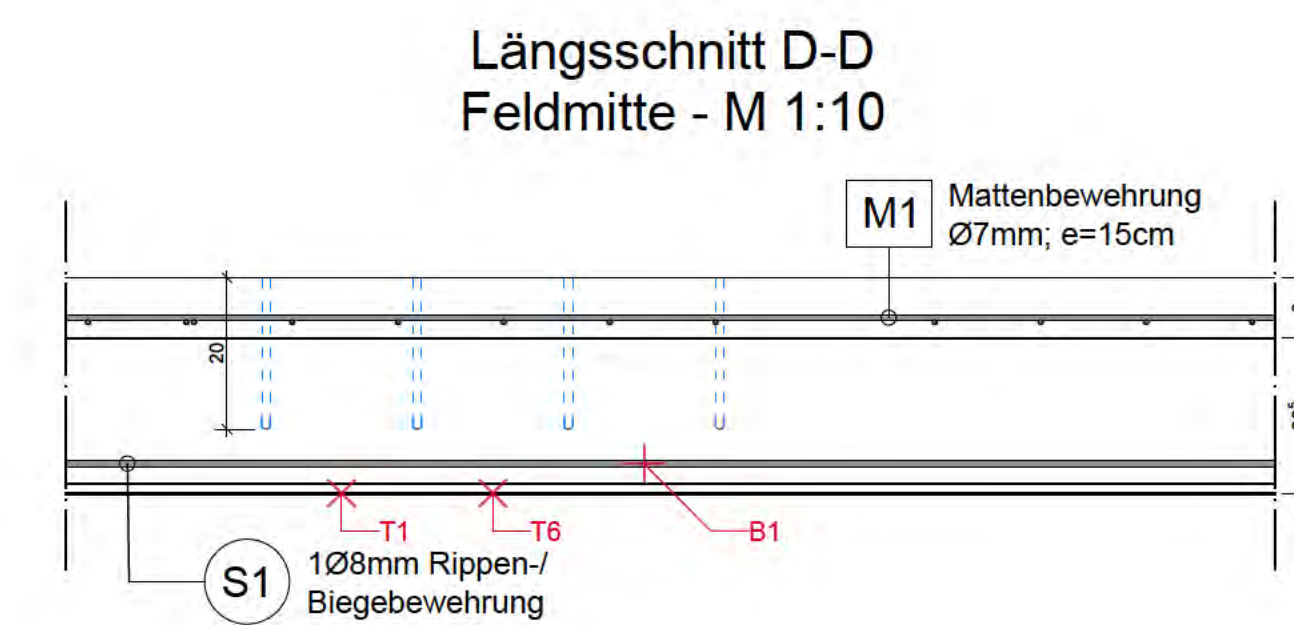
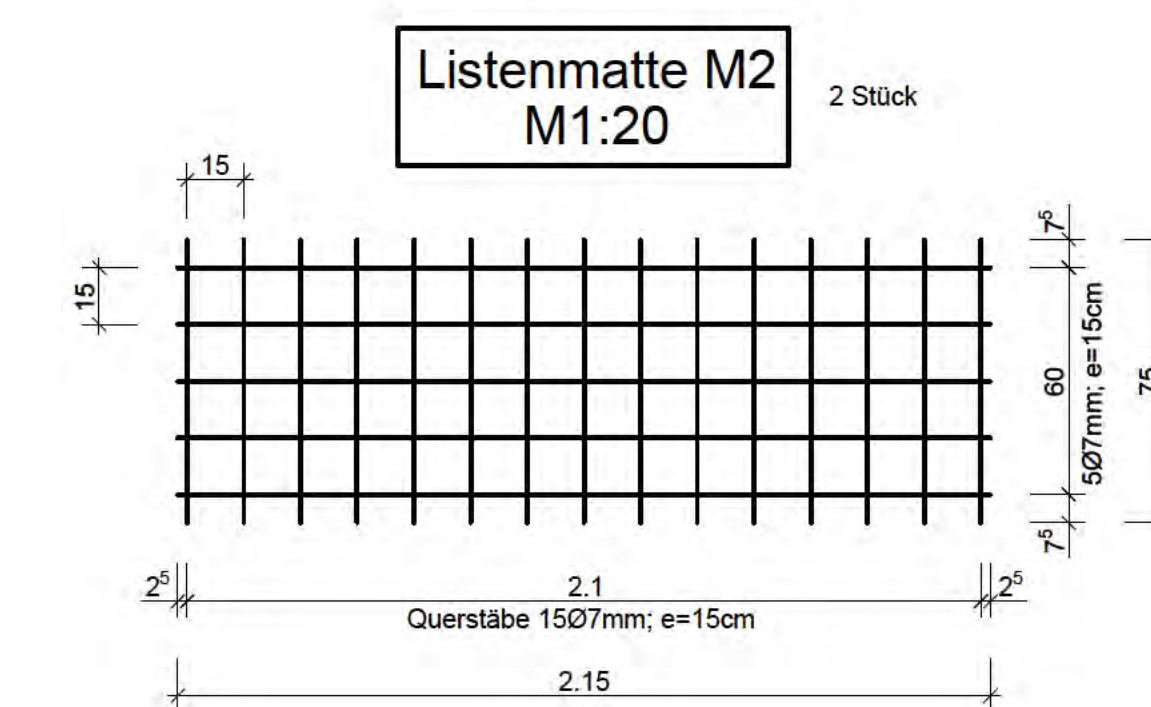
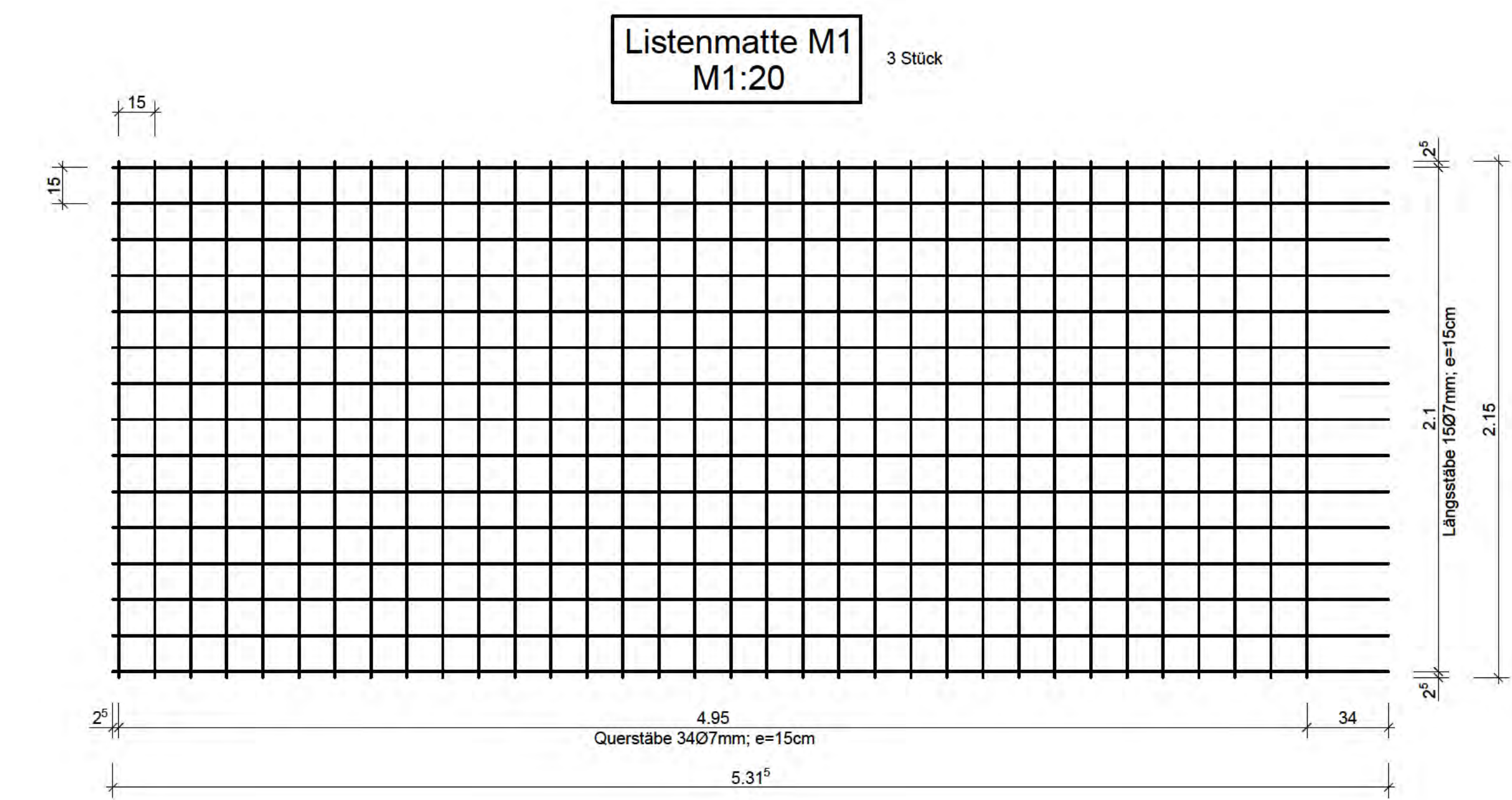
ANHANG D - RCM-VERSUCHE

Messprotokoll der RCM-Versuche						
Serie	Bemerkung	Strom- stärke I_A [mA]	Spannung U [V]	Anfangs- temperatur T_i / T_A [C°]	Start Uhr [hh:mm]	Dauer [h]
PK1	Mit Be- schichtung	6,1		21,0 / 19,3		
PK2	Mit Be- schichtung	3,3	30	19,7 / 19,3	15:00	96
PK3	Mit Be- schichtung	6,4		21,1 / 19,2		
PK1	Ohne Be- schichtung	57,7		19,7 / 19,4		
PK2	Ohne Be- schichtung	63,4	25	19,8 / 19,5	15:07	24
PK3	Ohne Be- schichtung	64,0		19,6 / 19,4		

Bruchflächen der Probekörper		
Serie	Bemerkung	Bruchflächen der Probekörper
PK1	mit Beschichtung	
PK2		
PK3		
PK 1	ohne Beschichtung	
PK2		
PK3		

ANHANG E - PILOTPROJEKT BEWEHRUNGSPLAN

siehe nächste Seite



Legende Messtechnik / KKS	
	Anodenprobe (Bx in B6) aus Betonstahl (m chloridierte Mörtel (Chloridgehalt 4,0 % M-3))
	Anoden (mit Cf, T1 bis T6) und Kathoden (ohne Cf, T6 bis T10) aus Trapezblechstücken im Mörtel
	Verpressbereich; chloridierte Mörtel $1 \times 8 - 10 \times 10$ cm hoch (über Trapezblech eingebracht zur Proberversäuerung)
	Mn/Mno, Referenzelektroden (REF1 bis REF6)
	Diskrete Titananoden nachtrag. i/s eingebracht:
	Tiefe 20 cm (aktive Länge 15 cm Abstand untereinander 20 cm)

HINWEIS: Verortung der Widerstandssensoren, sowie der Mess- und Kathodenschutzanschlüsse wird im Zuge der Ausführung definiert

Mattenbewehrung			
Position	Anzahl	Ø [mm]	L x B [m]
M1	3	7	5.315 x 2.150
M2	2	7	2.150 x 0.750

Stabstahlbewehrung			
Position	Anzahl	Ø [mm]	Länge [m]
51	9	8	4.670
52	12	6	1.220
53	6	6	1.220

Gewicht BST 500M [kg]	Gewicht BST 500S [kg]
149,74	21,46

Index	Datum	Art der Änderung
B	03.07.2023	Stabnoden, Messtechnik & Schnittpositionen
C	05.10.2023	Referenzelektroden, Änderungen Mattenbew.

[illegible]

BAUHER: FORDERE:	Labor für Stahl- und Leichtmetallbau GmbH Römerstraße 23 D-86438 Kissing	BEFESTIGUNG:	05.10.2023
BAUFORMGEBER: FORDERE:	Plotprojekt GlueC-S-Park Römerstraße 23 D-86438 Kissing	BAUTÜRRE:	594 x 420 mm
		GEZEICHNET:	Gl
		MAßSTAB:	1:30 / 1:20
PLANINHALT:	Additivdecke Bewehrungsplan Matten- und Zulaufbewehrung		
		PLAN NR.	01 Index C

ANHANG F - PILOTPROJEKT PRÜFPROTOKOLL BETON

Prüfprotokoll (Abschnitt 7.1.2)

Prüfzeugnis-Nr 0652-230720-L01 (Druckfestigkeit)

Auftraggeber

Angaben zur Sorte

Sorte Nr.:	26932200
Sorte Bez.:	C30/37LP XC4 XD3 XF4 XA3 F3 16 s
Exp. Kl.:	XC4, XD3, XF4, XA3 / WA
Festigkeitskl.:	C30/37
Konsistenz:	F3
Fest. entw.:	schnell
Rezept-Nr.:	26932200

Allgemeine Angaben

Lieferwerk: Mühlhausen neu

Prüfungsart: Güteprüfung

Probe-Nr.	Herstell- datum	LS-Nr.	Kunde	Baustelle	Bauteil
1	20.07.2023	7463	Strobel Josef KG	Labor	

Festbetondaten

Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung

Probenlagerung und Ermittlung der Prüfergebnisse erfolgt gem. EN 12390 Teil 3

Probenlagerung: 7 Tage Wasser / Rest Tage Luft

Würfel 150 Prüfalter: 7 Tage		Prüfdatum	Länge od. Ø	Breite	Höhe	Masse	Roh- dichte	Bruch- last	Druckfestigkeit	
Probe-Nr.	Probekörper-Nr.		[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kg/m³]	[kN]	fc,dry [N/mm²]	fc,cube [N/mm²]
2	2	27.07.2023	150	150	150	7,89	2338	864	38,4	38,4
Würfel 150 Prüfalter: 28 Tage		Prüfdatum	Länge od. Ø	Breite	Höhe	Masse	Roh- dichte	Bruch- last	Druckfestigkeit	
Probe-Nr.	Probekörper-Nr.		[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kg/m³]	[kN]	fc,dry [N/mm²]	fc,cube [N/mm²]
1	1	17.08.2023	150	150	150	7,62	2258	1185	52,7	48,5
3	3	17.08.2023	150	150	150	7,83	2320	1129	50,2	46,2
Mittelwert:							2289	Mittelwert:		
Würfel 150 Prüfalter: 56 Tage		Prüfdatum	Länge od. Ø	Breite	Höhe	Masse	Roh- dichte	Bruch- last	Druckfestigkeit	
Probe-Nr.	Probekörper-Nr.		[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kg/m³]	[kN]	fc,dry [N/mm²]	fc,cube [N/mm²]
4	4	14.09.2023	150	150	150	7,79	2308	1219	54,2	49,9

ANHANG G - PILOTPROJEKT KKS-PLANUNG

siehe nächste Seite

Das Diagramm zeigt den Querschnitt eines Verbundbalkens mit einer Gesamthöhe von 75 cm. Die Bewehrung ist wie folgt strukturiert:

- Zugbewehrung (nur über Auflagerbereich):** Eine oberhalb der neutralen Faser verlaufende Bewehrung, die in einem Bereich mit einer Breite von 35 cm verläuft.
- Carbonlegegele, einlagig (zweilagig über Auflagerbereich):** Eine Lage aus Carbonfasern, die ebenfalls in einem 35 cm breiten Bereich oberhalb der Zugbewehrung verläuft.
- Anodeneinbettung (leif, Instandsetzungsmörtel):** Eine Einbettung für eine Anode, die in einem Bereich mit einer Breite von 35 cm am unteren Rand des Balkens verläuft.
- Aufhängebewehrung am Zwischenauflager:** Eine Bewehrung, die am Auflagerort die Unterseite des Balkens aufnimmt.
- Geklebte Stahlverstärkung:** Eine Verstärkung, die an der Unterseite des Balkens aufgetragen ist.
- Stabnode:** Ein Knotenpunkt der Bewehrung, der in einem Bereich mit einer Breite von 75 cm im Auflagerbereich liegt.
- Biegebewehrung im Rippenbereich:** Eine Bewehrung, die in einem Bereich mit einer Breite von 75 cm im Auflagerbereich verläuft.
- Stahltrapezblech:** Ein Blech, das an der Unterseite des Balkens montiert ist.
- Referenz Elektrode:** Eine Elektrode, die in einem Bereich mit einer Breite von 35 cm am unteren Rand des Balkens verläuft.

Diagram of the rear panel of the ConnectoR Ethernet Cat 6 patch panel. The panel features 16 RJ45 ports arranged in two columns of eight. The left column is labeled 'SmartBox 01' and the right column is labeled 'SmartBox 02'. Each port has a label indicating its type (Anode RB1, Anode RB2, Anode RB3, Kathode) and its pin configuration (1x4mm² rot, 1x4mm² sw, 1x2.5mm² blau). The ports are connected to various external components, including Ethernet switches (AA001, AA002, AA003, AA004, AA005, AA006, AA007, AA008, AA009, AA010), a power supply (KA001, KA002), and a network switch (RE01, RE02, RE03, RE04). The diagram also shows the internal wiring connections between the ports and the external components.

Port Label	Pin Configuration	External Component
Anode RB1 (SZ01)	1x4mm² rot	AA001
Anode RB1 (SZ01)	1x4mm² rot	AA002
Anode RB1 (SZ01)	1x4mm² rot	
Anode RB1 (SZ01)	1x4mm² rot	
Anode RB2 (SZ02)	1x4mm² rot	AA003
Anode RB2 (SZ02)	1x4mm² rot	AA004
Anode RB2 (SZ02)	1x4mm² rot	AA005
Anode RB2 (SZ02)	1x4mm² rot	AA006
Anode RB3 (SZ03)	1x4mm² rot	AA007
Anode RB3 (SZ03)	1x4mm² rot	AA008
Anode RB3 (SZ03)	1x4mm² rot	AA009
Anode RB3 (SZ03)	1x4mm² rot	AA010
Kathode	1x4mm² sw	KA001
Kathode	1x4mm² sw	KA002
Kathode		
Kathode		
Messeingang - K1	1x2.5mm² blau	RE01 (SZ01)
Messanschluss - K1	1x2.5mm² sw	MA01 (SZ01)
Messeingang - K2	1x2.5mm² blau	RE02 (SZ03)
Messanschluss - K2	1x2.5mm² sw	MA02 (SZ03)
Messeingang - K3	1x2.5mm² blau	RE03 (SZ02)
Messanschluss - K3	1x2.5mm² sw	MA03 (SZ02)
Messeingang - K4	1x2.5mm² blau	RE04 (SZ02)
Messanschluss - K4	1x2.5mm² sw	MA04 (SZ02)

	Anodenanschluss 4mm² XLPE PVC (Anschlüsse werden auf die Primäranode geschweißt)
	Kathodenanschluss 4mm² XLPE PVC (Anschlüsse werden an die Bewehrung angeschweißt bzw. verschraubt)
	Referenz Elektrode Mg/2 2,5mm² XLPE PVC (Elektroden Abstand zur Bewehrung 1,5cm)
	Referenz Elektrode Titan 2,5mm² XLPE PVC (Elektroden Abstand zur Bewehrung 1,5cm)
	Messprobe 2,5mm² XLPE PVC, gelb
	Messanschluss 2,5mm² XLPE PVC, schwarz für Referenz Elektrode / Messprobe (Abstand zum Sensor 50cm)
	Einbindung von metallischen Einbauelementen 6mm² XLPE PVC, schwarz (Gullys; Rinnen; Schächte; Abwasserrohre; Geländer)
	Feuchtsensor (Multielektrode)
	Primäranode (current distributor)
	Sekundäranode (Titanbarianode, Anodenband)
	Sekundäranode (Titannetzanode)
	Carbonbogelege ()
	TMMO Stabankoden
	Schutzzoneunterteilung
	() Connector, Abgeseiht mit FI-LB D16A
	() Smartbox
	Verteilerbox
	() Signal
	Verkehrbelegungsweg
	Installationsrohre; Installationskanal (M32 PVC-U)
	Kabeltrasse
	Benussung

Nr.	Schutzzone:	Bezeichnung:	Anodenart:	Massstab:
01	SZ01, SZ02, SZ03	Forschungsprojekt KKS / Verkabelung	Stabanoden / Carbonsgelege	1:20

Schutzzone:	Anodentyp:	SZ Größe	Anodenlänge/Stück	max Schutzstrom
SZ01	Stabanoden 2,4mA/dm, L=150mm		4 Stk	14 mA
SZ02	Stabanoden 2,4mA/dm, L=150mm		8 Stk	29 mA
SZ03	Carbongelele: 20mA/m²	23,5 m²		470 mA

Schutzzone:	Anodenanschlüsse:	Kathodenanschlüsse:	Referenz Elektrode:	Messprobe:	Messanschlüsse:
	[AA]	[KA]	[RE]	[MP]	[MA]
SZ01	2 Stk	0 Stk	1 Stk	1 Stk	1 Stk
SZ02	4 Stk	0 Stk	2 Stk	2 Stk	2 Stk
SZ03	4 Stk	2 Stk	1 Stk	3 Stk	1 Stk
Gesamt	10 Stk	2 Stk	4 Stk	6 Stk	4 Stk

[illegible]

	PROJEKT Hochschule München - Pilotprojekt Römerstraße 23 86438 Kissing Deutschland	
	PLANINHALT Kathodischer Korrosionsschutz Messtechnik / KKS	
	PROJEKTNUMMER	PLANNUMMER 01
	ERSTELLT CA	BEARBEITET SM
	MASSSTAB 1:20	DATUM 05.07.2023

- die 6 Stk. Messproben werden nicht auf die Steuerungselektronik von [REDACTED] gehängt, sondern auf einen Datenlogger von Herrn Glomb

Kurzbericht

Innovative Instandsetzung von Parkhäusern in Stahlblech-Stahlbeton-Verbundbau durch eine Kombination von geklebter Verstärkung und Kathodischem Korrosions- schutz (GlueCS-Park)

In den letzten Jahrzehnten werden im Parkhausbau vermehrt additive Deckensysteme eingesetzt. Als eine Kombination von Stahltrapezblechen und einer bewehrten Stahlbetonergänzung ermöglicht diese Bauweise große Spannweiten, unterstützungsfreie Betonagen sowie kurze Bauzeiten. Hierbei werden die Trapezblechprofile über Stahlknaggen abgehängt, die wiederum auf Stahl- oder Stahlverbundträgern geschweißt sind. Die dadurch resultierende niedrige Deckenhöhe macht Additivdecken nicht nur zu einer wirtschaftlichen, sondern auch sehr filigranen Bauweise.

Regelmäßige Chloridbelastung aus Tausalzen führen ohne funktionierendes Oberflächenschutzsystem in kurzer Zeit zu signifikanten Bauwerksschädigungen. Insbesondere bei unzureichender Wartung der Decken oder wenn das gewählte Oberflächenschutzsystems nicht zu den Anforderungen der Bauart passt, kann die chloridinduzierte Korrosion zu einer Gefährdung der Tragfähigkeit führen. Bei Additivdecken entstehen Risse im Beton meistens über den Auflagerträgern, also dem statischen Gelenk des Einfeldträgersystems, oder im Bereich der Rampen und führen dort, wenn keine rissüberbrückende Beschichtung oder Rissbandagen vorhanden sind, zu einem Eindringen von tausalzhaltigem Wasser in die Stahlbetonkonstruktion.

Einerseits löst dies ab Überschreitung des kritischen Chloridgehaltes Lochkorrosion an der Bewehrung aus und andererseits kann sich das Wasser ungehindert zwischen Trapezblech und Beton verteilen. Diese Hinterläufigkeit resultiert aus dem Fehlen eines mechanischen Verbundes zwischen den Profiltafeln und der darüber liegenden Ortbetonergänzung. Gelangen nun Chloride auf die verzinkte Oberseite der Stahlbleche, führt dies innerhalb kurzer Zeiträume zu deutlichen Querschnittsverlusten. Zusätzlich kommt hinzu, dass die Schädigung des Trapezbleches erst erkennbar ist, wenn ein „Durchrosten“ stattgefunden hat, da der Korrosionsprozess von innen (Betonseite) nach außen (Luftseite) stattfindet.

Die Instandsetzung solcher geschädigter Additivdecken ist bisher kaum wirtschaftlich zu bewältigen, weshalb die Hochschule München mit Industriepartnern aus verschiedensten Bereichen der Baubranche an einer Lösung dieses Problems geforscht hat. Von Ende 2019 bis Ende 2023 wurde das durch das

Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderte Forschungsvorhaben mit dem Titel „Innovative Instandsetzung von Parkhäusern in Stahlblech-Stahlbeton-Verbundbau durch eine Kombination von geklebter Verstärkung und Kathodischem Korrosionsschutz“ (Akronym: „GlueCS-Park“) bearbeitet.

Hierfür wurden zuerst zerstörungsfreie Prüfmethoden weiterentwickelt, um Bereiche mit hoher Korrosionsaktivität zu orten. Hierbei kamen galvanostatische Pulsmessungen von der Oberseite der Decken zum Einsatz. Diese wurden mit Potentialfeldmessungen verglichen, die standardmäßig bei der Beurteilung von Stahlbetondecken zum Einsatz kommen. In diesem Zusammenhang wurden an der Deckenunterseite am Trapezblech Ultraschallmessungen zur Bestimmung des Restquerschnitts angewandt. Die Kombination dieser beiden zerstörungsfreien Prüfmethoden soll einerseits zu einer genauen Verortung geschädigter Bereiche führen und andererseits die zu kompensierenden Querschnittsverluste für die darauffolgenden Verstärkungsmaßnahmen ermitteln.

Zur Unterbindung weiterer Korrosionsprozesse an der Bewehrung und zur Schließung vorhandener Oberflächenrisse wurde ein kathodischer Korrosionsschutz aus Carbonanoden entwickelt. Dieser wird in einem geeigneten Einbettungsmörtel auf die Betonoberfläche aufgebracht und soll zu einer statischen Verstärkung im Stützbereich führen (Aktivierung Feldmoment). Vorhandene Hohlstellen zwischen Trapezblech und Ortbeton werden mittels leitfähigen Acrylatgel verpresst. Somit folgt eine nachträgliche elektrolytische Ankopplung des Blechs auf der Deckenunterseite, um dadurch auch dieses kathodisch von der Oberseite aus zu schützen.

Bereits geschädigte Bleche auf der Unterseite werden in einem letzten Schritt durch aufgeklebte Verstärkungen aus Stahl wieder tragfähig ausgeführt. Die Klebung leitet die dort auftretenden Zugkräfte in Bereiche weiter, die noch keine oder nur geringfügige Querschnittsverluste aufweisen.

Als Abschluss des Forschungsvorhabens wurde das entwickelte Instandsetzungssystem, gemäß den Erkenntnissen aus den vorangegangenen Arbeitspaketen, weiter optimiert und auf ein additives Deckensystem in Realmaßstab angewendet. Hierfür wurde die Additivdecke eines Parkhauses nachgebaut und mit diverser Messtechnik wie einem KKS-Monitoringsystem und Dehnungsmessstreifen auf Bewehrung und Trapezblech ausgestattet. Polarisationsversuche und Probelastungen vor und nach den Instandsetzungsschritten sollten Aufschluss darüber, wie wirksam das KKS-System und die statische Verstärkung der Trapezbleche sind.

Die wesentlichen Ergebnisse der einzelnen Arbeitspakete werden nachfolgend zusammengefasst:

- **AP1 - Analyse der Ausgangssituation:**

Im Zuge Untersuchungen bestehender Parkbauten unterschiedlichen Alters konnte festgestellt werden, dass der Zustand bestehender Additivdecken maßgeblich vom Zustand des Oberflächenschutzsystems, dessen ursprünglicher fachmännischer Ausführung und einer regelmäßigen Wartung abhängt. Bei der Einteilung der Objekte in Schädigungskategorien waren vier der sechs Additivbauten in Teilbereichen so weit geschädigt, dass eine herkömmliche Instandsetzung ohne Teilrückbau dieser Deckenabschnitte keine ausreichende Tragsicherheit gewährleistete. Aus diesem Grunde wurde für diese Fälle eine Kombination von geklebter Verstärkung und kathodischem Korrosionsschutz als eine technisch gute und wirtschaftliche Maßnahme angesehen.

Mittels numerischer Tragwerksanalysen wurde die Auswirkung einer Querschnittsreduzierung einzelner Bereiche bewertet. Anhand der ausgewerteten Daten von bestehenden Parkbauten wurden die dort festgestellten Schäden in drei Schädigungsbereiche unterteilt.

Bereich 1: Druckzone

Bereich 2: Übergang zu Flanke in der Druckzone

Bereich 3: Zugzone

Ferner wurden in Teilbereichen des numerischen Modells Dickenreduzierungen von 50 % und 90 % der Ausgangsblechdicke erzeugt. Je nach der oben genannten Bereichseinteilung der Schädigung entstehen bei Dickenreduzierungen von mehr als 50 % des Restquerschnitts Plastifizierungsbereiche auch außerhalb der Schadstelle.

- **AP2 - Methodenentwicklung für die Bauwerksdiagnose:**

Die ermittelten Elementströme am repräsentativen Ausschnitt einer Additivdecke zeigen auf, dass innerhalb von wenigen Jahren Nutzung insbesondere beim Trapezblech mit hohen Querschnittsverlusten zu rechnen ist. Die Hinterläufigkeit der Bleche konnte durch ausgeprägte Ausschläge bei der Stromdichtemessung beobachtet werden. Bei der eingebauten Bewehrungsanode im unteren Sickenbereich wurde aufgrund der betonseitigen Verzinkung am Additivblech vorerst eine Schutzwirkung zugunsten der Bewehrung beobachtet, bevor auch hier ein aktiver Korrosionsprozess stattfand. Die Abtragsraten sind hierbei geringer als beim Trapezblech.

Potentialfeldmessungen am Deckenausschnitt konnten aktive Korrosionsprozesse in den unteren Bereichen der Additivdecke nicht aufdecken. Die galvanostatischen Pulsmessungen hingegen eignen sich auch zur Erfassung tiefer liegenden Korrosion, wobei hier eine „Verschmierung“ der aktiven und passiven Bereiche stattfindet. Die Elementstromdichten weichen in Abhängigkeit

der Stromimpulsstärke voneinander ab und es ist davon auszugehen, dass das verwendete Gerät nicht den tatsächlichen Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl wiedergibt.

Für die Restquerschnittsermittlung des Trapezblechs von unten (Luftseite) wurde ein Ultraschall Wanddickenmessgerät kalibriert und verifiziert. Dafür wurden Randbedingungen für eine zerstörungsfreie Prüfung definiert und anhand von korrodierten Grundmaterialproben an Kalibrierungsuntersuchungen des Wanddickenmessgerätes durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Anpassung der Schallgeschwindigkeit auch bei beschichteten und vorkorrodierten Probekörpern ausreichend gute Messergebnisse zur Schadensfeststellung erzielt werden konnten. Somit muss das Beschichtungssystem nicht entfernt werden, um eine zerstörungsfreie Prüfung zur Bestimmung der korrodierten Bereiche am Bauwerk durchführen zu können.

▪ **AP3 - Integriertes KKS- und Verstärkungssystem auf der Deckenoberseite:**

Bei den untersuchten Einbettungsmörteln konnten gute elektrolytische Eigenschaften beim kunststoffmodifizierten Betonersatz sowie beim Vergussmörtel auf Zementbasis festgestellt werden. Letztere wies bei Betrachtung der Wasseraufnahmekapazität einen erhöhten Feuchtegehalte auf, der bei einer flächigen Anwendung zu Schwindrissen führen könnte, sich aber z. B. für die Einbettung von Einzelstabanoden gut eignet.

Durch Polarisationsversuche an kleinen Prüfkörpern konnte erwiesen werden, dass die KKS-Variante mit dem Carbongelege das genormte Depolarisationskriterium bereits ab einer Spannungsstufe von 2,0 V einhalten konnte. Die Schutzstromdichte an der Bewehrungsoberfläche lag hierbei ungefähr bei 20 mA/m². Im Gegensatz dazu konnten die Carbonlamellen in keinen der untersuchten Spannungsstufen eine ausreichende Polarisierung am Betonstahl bewirken und eignen sich somit nicht für die Anwendung als KKS-Anode.

Nach Aufbringen des KKS-Systems auf den Deckenprüfkörper aus AP2, konnte die erforderliche Schutzstromdichte im oberen Plattenbereich der Additivdecken schon bei niedrigen Treibspannungen erreicht werden. Diese nimmt aber mit Tiefe des Bauteils kontinuierlich ab. Um auch in den unteren Sicken eine ausreichende Schutzwirkung erzielen zu können, müssen hier zusätzliche Einzelstabanoden eingebracht werden.

Als statische Verstärkung im oberen Auflagerbereich der Additivdecken eignen sich sowohl Gelege als auch Lamellen aus Carbon in Kombination mit einem ausreichend tragfähigen Aufbeton oder Mörtel. Eine vielversprechende Kombination ist die zweilagige Ausführung mit den beiden unterschiedlichen Arten des Carbongeleges, also das für die Leitfähigkeit und das für die Rissbreitenbeschränkung optimierte Produkt.

- **AP4 - Elektrolytische Ankopplung des Additivblechs:**

Erste Voruntersuchungen zur Kombination eines Korrosionsinhibitors auf Aminoalkohol-Basis mit einer Auswahl von Acrylatgele führten zu keinem klaren Ergebnis. Die erwartete Reduzierung der Korrosionsaktivitäten mit steigender Konzentration des Inhibitors konnte in keiner der Messungen mit Sicherheit beobachtet werden. Ergänzend dazu wurden Stromdichte-Potential-Messungen an vier weiteren Produkten durchgeführt, bei denen ein Acrylatgel aufgrund seiner korrosionshemmenden Wirkung sowie seiner guten Verarbeitbarkeit für die Anwendung am Pilotprojekt ausgewählt worden ist.

- **AP5 - Geklebte Blechverstärkung auf der Deckenunterseite:**

Für eine dauerhafte geklebte Verstärkung wurde anhand von RCM-Versuchen (Rapid Chloride Migration Test) die Chloriddichtheit des verwendeten Klebstoffsystems festgestellt. Dieses hat die Aufgabe, das neue Verstärkungsblech vor erneuter Korrosion (von der Betonseite) zu schützen.

Ferner wurden Festigkeitsuntersuchungen zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit der Klebschicht und des Verbundes durchgeführt. Die Zugscherproben in Anlehnung an DIN EN 1465 wurden unter unterschiedlichen Vorbehandlungsmethoden (gestrahlt oder gereinigt) durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten, dass die Oberflächen unbedingt vorbehandelt (also gestrahlt) werden muss, um einen gewünschten Kohäsivbruch mit einem gleichmäßigen Bruchbild und einem tragfähigen Verbund zu erhalten. Die Untersuchungen an Bauteilproben im Vierpunktbiegeversuch zeigen, dass die klebtechnische Verstärkung wirksam ist und zusätzlich zu einer Steifigkeitserhöhung führt.

- **AP6 - Pilotprojekt - Additive Überdachung Kissing:**

Am Außenstandort des An-Instituts der Hochschule München wurde eine Überdachung in Additivbauweise als Testobjekt errichtet und mit den innovativen Instandsetzungssystemen auf der Deckenober- sowie -unterseite ausgestattet. Elementstrommessungen an zuvor verbauten Proben im Beton konnte eine temporäre Schutzwirkung durch die Verzinkung am Additivblech nochmals bestätigen. Diese Zinkschicht löst sich über die Zeit auf und die Mischpotentiale von Bewehrung und Blech sinken stetig. Erste aktive Korrosion konnte an Blechproben in chloridbelasteten Beton festgestellt werden. Durch die Aktivierung des KKS-Systems wurde ein ausreichender Schutzstrom auch in den unteren Sickenbereichen der Decke gewährleistet.

Dehnungsmessungen an Bewehrung und Blech zeigten auf, dass die angreifenden Lasten auf die Deckenkonstruktion hauptsächlich durch das Additivblech abgetragen werden. Über den inneren

Auflagerträgern konnte der Carbonbeton weitere Rissbildung am Beton verhindern. Aus der Spannungsentwicklung an der Rissbreitenbewehrung wird vermutet, dass sich im Auflagerbereich eine Druckzone im Altbeton und eine Zugzone im KKS-Aufbeton ausgebildet hat.

Durch weiterführende Messungen der Oberflächendehnungen mittels applizierten Dehnmessstreifen an unterschiedlichen Positionen der Additivbleche und bei vergleichbarem Belastungszuständen vor der Schadenseinbringung (simulierte flächige Korrosion) und im klebtechnisch ertüchtigten Zustand kann gezeigt werden, dass nach einer klebtechnischen Instandsetzung die Tragfähigkeit des Deckensystems wiederhergestellt werden kann.