



Maria Krasa, BSc

**DOKUMENTATION UND OPTIMIERUNG DES PILOTPROJEKTS
AUSLAUFBAUWERK GÖSSENDORF IM RAHMEN DES
ZENTRALEN SPEICHERKANALS GRAZ**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Dipl.-Ing. Dr.techn. Univ.-Doz. Bernhard Freytag

Graz, 22. April 2015

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Graz, 22. April 2015

Maria Krasa

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während meiner Studienzzeit und im Speziellen beim Verfassen meiner Masterarbeit unterstützt haben.

Für die Betreuung dieser Arbeit bedanke ich mich bei Dipl.-Ing. Michael Havinga, BSc und Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte für die konstruktiven Diskussionen und die Bereitschaft rund um die Uhr. Nicht nur während der Karenzzeit von Dr. Marte konnte ich mich stets auf die Unterstützung von Dipl.-Ing. Dr.techn. Univ.-Doz. Bernhard Freytag samt seinem Laborteam verlassen. Ebenso bedanke ich mich bei den Unternehmen *Der Wasserwirt, Holding Graz, Nautilus* und *Gebr. Haider* für die angenehme Zusammenarbeit auf und außerhalb der Baustelle.

Ein besonderer Dank gilt auch meinen Freunden und Studienkollegen des Stahlbauzeichensaals für die gemeinsame Zeit, für die vielen Stunden der Teamarbeit und produktiven Kaffeepausen. Ohne euch hätte ich so einige Lektionen in meinem Leben noch nicht gelernt!

Vielen Dank an meine Familie, insbesondere an meine Eltern, für die Unterstützung meines Studiums in Graz und A Coruña für den Rückhalt Semester für Semester und ihr stetiges Interesse.

Dankeschön.

Graz, 22. April 2015

Maria Krasa

Kurzfassung

Im Rahmen des Projekts Murkraftwerk Graz beabsichtigt die Stadt Graz, vertreten durch die Holding Graz Services, einen zentralen Speicherkanal zu errichten. Dieser soll auf einer Länge von 10,5 km größtenteils unter der Flussbettsohle der Mur konstruiert werden. Nachdem ein Teil (BA 72 und BA 70) schon errichtet worden ist, stellt der „Lückenschluss“ Herausforderungen aufgrund beengter Platzverhältnisse und komplexer Grundwassersituationen dar. Im innerstädtischen Bereich in Graz ist eine Alternative zu den bisherigen Bauverfahren in Trockenbauweise anzudenken. Bisher wurde mit herkömmlicher Ortbetonbauweise in einer durch ausgesteifte Spundwandkästen gesicherten, trockenen Baugrube gearbeitet. „Der Wasserwirt“ zieht an dieser Stelle ein alternatives Bauverfahren in Betracht. Baugrubensicherung und Wasserhaltungsmaßnahmen sollen mit dem Verlegen eines Kanals Unterwasser deutlich vereinfacht und wirtschaftlicher werden: Bei stehendem Grundwasserspiegel werden Kanalelemente in Form von Fertigteilen mithilfe von Bautauchern versetzt. Möglichkeiten der Bettung sind sowohl eine Unterwasserbetonsohle als auch Punktfundamente. Letztere wurden im Vorfeld an der TU Graz untersucht. Punktfundamente als auch Unterwasserbetonsohle wurden im Zuge des neuen Auslaufbauwerks der Abwasserreinigungsanlage ARA Gössendorf in Form eines Pilotprojekts ausprobiert. In der gegenständlichen Masterarbeit erfolgte die Begleitung und die kritische Auseinandersetzung mit den Erfahrungen bei diesem Pilotprojekt sowie die oben erwähnten Versuche und Untersuchungen an der TU Graz. Weiters wurden in dieser Arbeit die wesentlichen Schritte des Bauablaufes diskutiert und festgehalten, um eine Grundlage für die Umsetzung im Bereich BA 71 des Zentralen Stauraumkanals zu bieten.

Abstract

As part of the project “Murkraftwerk Graz”, the city of Graz represented by the Holding Graz Services intends to build a central memory channel. It is to be constructed over a length of 10.5 km and for the most part below the riverbed bottom of the Mur. Since parts (BA 72 and BA 70) of the structure already exist, the gap closure shows to be challenging due to confined space situations and complex groundwater conditions. In the inner-city area of Graz an alternative to the existing construction methods is to be considered by means of dry construction approaches. So far the dry excavation pit was constructed with conventional in-situ concrete in stiffened sheet piling boxes. At this point *Der Wasserwirt* takes an alternative construction method into consideration. By locating the channel under water, both the excavation pit support and dewatering measures should be simplified and made more economically: In standing groundwater level channel elements in the form of prefabricated components will be positioned by industrial divers. Suitable methods for bedding are an underwater concrete slab and a point foundation. The latter have been studied beforehand at the TU Graz. Within the scope of the construction of a new outflow channel of the wastewater treatment plant in Gössendorf footings and underwater concrete slab were tried out in the form of a pilot project. In this thesis the excavation of this pilot project has been escorted, discussed and documented as well as above mentioned investigations at the TU-Graz had been done. Further on the main steps of the pilot project were outlined to provide a basis for implementation in the area BA 71 of the ZSK.

Literaturverzeichnis

- Beton Unterwasserschüttung, "Zement-Merkblatt Betontechnik Bauberatung Zement", 1–8.
- Daigle, Bryce Callaghan (2008), "EARTHBAG HOUSING: STRUCTURAL BEHAVIOUR AND APPLICABILITY IN DEVELOPING COUNTRIES", Queen's University Kingston, Canada.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2010), Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen – EBGEO, Ernst & Sohn, Berlin, 2. Auflage
- Freytag, Marte (2012), „Machbarkeitsstudie zum Bau des Zentralen Speicherkanals Graz mittels Unterwassermontage von Betonfertigteilen“, FF-10-44-2012, Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz.
- Goriupp, Harald (2001), Geotechnischer Bericht, Kläranlage der Stadt Graz BA41 2. Ausbaustufe, Hengsberg, Schrötten
- Heerten, Georg (1981) "Geotextilien Im Wasserbau - Prüfung , Anwendung , Bewehrung ," 52, 263. Georg (1981) "Geotextilien Im Wasserbau - Prüfung , Anwendung , Bewehrung ," 52, 263.
- Instandsetzung Tosbeckens (2005), "Tosbecken Mit Unterwasser- Stahlfaserbeton in Stand Gesetz", S 58–59.
- Mapei (2015), „Mapei Tiefbaumörtel Spezial, GK 2,0“, Prüfbericht 15.01.2015, Eigenüberwachung, Quarzolith.
- Moos, Quervain (1948), „Das Verhalten der Gesteine als Baugrund“, Technische Gesteinskunde, Reihe: Lehrbücher und Monographien aus dem Gebiete der exakten Wissenschaften, Band 15, Birkhäuser Basel.
- Rasmussen, Nestor S. (1997), "Concrete Immersed Tunnels – Forty Years of Experience", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 1, pp. 33-46, Elsevier Science L.
- Schmidt, Buchmaier, Vogt-Breyer (2014) Grundlagen der Geotechnik, Springer Verlag, 4. Auflage, S 221.
- SW Umwelttechnik „Detail Stellfuß Zusammenbau“, unveröffentlichter Plan vom 12.09.2014, Stauraumkanal SK 250/230.
- Teutsch, Manfred (2006) "BEWE (Ä) HRTER STAHLFASERBETON Normung Und Anwendung", S 202–10.

Internetquellen

- AEIOU and Oesterreich Forum, "Grazer Becken," www.aeiou.at
<<http://www.aeiou.at/aeiou.encyclop.g/g682519.htm>> [accessed 20 September 2014].
- BAUlexikon, "Ausgussbeton," www.baulexikon.de
<http://www.baulexikon.de/Bautechnik/Begriffe_Bautechnik/a/BAUlexikon_Ausgussbeton.htm
> [accessed 20 September 2014].
- Elke Schmalz, Peter Böttcher and Art Geo-, "Märkte Und Einsatzgebiete Von Geotextilien Aus Synthetischen Fasern Und Naturfasern", 1–15., <<http://www.nova-institut.de/pdf/schmalz-moe-folien.pdf>>, [accessed 21 January 2015].
- Good Fellow, "Polypropylen" , www.goodfellow.com,
<<http://www.goodfellow.com/G/Polypropylen.html>>, [accessed 13 October 2014].
- Lebensministerium Umwelt Bundesamt, Hydrogeologische Charakterisierung GK100097.,
http://www.google.at/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CCEQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.bmlfuw.gv.at%2Fdms%2FImat%2Fwasser%2Fwasserqualitaet%2Fwasserguete_jb2011%2FWasserg-te-Jahresbericht2011%2FWasserg%25C3%25BCte-Jahresbericht2011.pdf&ei=J7PHVODKM-bjywPMwoKgBA&usg=AFQjCNGBIXX6djGxfZwG0G09otj52YImJQ&sig2=T49evsHj_t7lejYC_Hh6fQ&bvm=bv.84349003,d.bGQ, [accessed 21 January 2015].
- Material Archiv, "Polypropylen" , www.materialarchiv.ch ,
<<http://www.materialarchiv.ch/detail/591#/detail/591/jutefasern-> >, [accessed 13 October 2014].
- Material Archiv, "Polypropylen" , www.materialarchiv.ch , <<http://www/detail/591#/detail/13/polypropylen>>, [accessed 13 October 2014].
- Material Archiv, "Polypropylen" , www.materialarchiv.ch , <<http://www/detail/591#/detail/13/polypropylen>>, [accessed 13 October 2014].
- Naturfaserverstärkte Kunststoffe im Automobilbau „Jute“, <https://wiki.zimt.uni-siegen.de>,
<https://wiki.zimt.uni-siegen.de/fertigungsautomatisierung/index.php/Naturfaserverst%C3%A4rkte_Kunststoffe_im_Automobilbau>, [accessed 13 October 2014].
- Naturfaserverstärkte Kunststoffe im Automobilbau „Jute“, <https://wiki.zimt.uni-siegen.de>,
<https://wiki.zimt.uni-siegen.de/fertigungsautomatisierung/index.php/Naturfaserverst%C3%A4rkte_Kunststoffe_im_Automobilbau>, [accessed 13 October 2014].
- Naturfaserverstärkte Kunststoffe im Automobilbau „Jute“, <https://wiki.zimt.uni-siegen.de>,
<https://wiki.zimt.uni-siegen.de/fertigungsautomatisierung/index.php/Naturfaserverst%C3%A4rkte_Kunststoffe_im_Automobilbau>, [accessed 13 October 2014].
- Naturfaserverstärkte Kunststoffe im Automobilbau „Jute“, <https://wiki.zimt.uni-siegen.de>,
<https://wiki.zimt.uni-siegen.de/fertigungsautomatisierung/index.php/Naturfaserverst%C3%A4rkte_Kunststoffe_im_Automobilbau>, [accessed 13 October 2014].

Sandsackinfo, www.sandsack.info, <http://www.sandsack.info/gefuelltesandsaecke.htm>, [accessed 17 February 2015].

Uni Muenster, "HLL_GWHaltung_offenewasserhaltung," www.uni-muenster.de <http://www.uni-muenster.de/GeoPalaeontologie/Geologie/Angewandte/HLL_GWHaltung_offenewasserhaltung.html> [accessed 21 September 2014].

Wikipedia, "Polypropylen", de.wikipedia.org, <<http://de.wikipedia.org/wiki/Polypropylen>>, [accessed 13 October 2014]

wikipedia, "Wasserhaltung," www.wikipedia.at <<http://de.wikipedia.org/wiki/Wasserhaltung#Grundlagen>> [accessed 21 September 2014].

Wikipedia, „Spundwand“, www.wikipedia.at <<http://de.wikipedia.org/wiki/Spundwand>>, [accessed 09 January 2015].

Zement w&p, „Duriment“, www.zement.wup.at, <http://www.zement.wup.at/971.0.html>>, [accessed 10 March 2015]

Abbildungsverzeichnis

ABB. 1 ÜBERSICHT ZSK ABSCHNITTE (HOLDING GRAZ SERVICES 2012)	19
ABB. 2 REGELQUERSCHNITT UW- MONTAGE (MACHBARKEITSSTUDIE TU GRAZ).....	20
ABB. 3 BAUABSCHNITTE	21
ABB. 4 BAUABSCHNITTE GÖSSENDORF.....	22
ABB. 5 BAUGRUBE GÖSSENDORF (08.01.2015)	26
ABB. 6 AUSSCHNITT BAUABLAUFPLAN (STAND NOVEMBER 2014)	27
ABB. 7 FREIER GWSP BEI DEAKTIVIERTER PUMPE	30
ABB. 8 EINDRINGEN VON WASSER IN DIE BAUGRUBE.....	31
ABB. 9 PUMPENSUMPF IM BEREICH 3	32
ABB. 10 SPUNDWAND MIT I-TRÄGERN AUSLAUFBAUWERK GÖSSENDORF	34
ABB. 11 VARIABLE SPUNDWANDAUSSTEIFUNG	34
ABB. 12 SPUNDWAND AUSLAUFBAUWERK ARA GÖSSENDORF MIT SCHOTTERKEGEL	36
ABB. 13 SCHWERLASTSTEHER DOKA ZUR AUSSTEIFUNG DER SPUNDWAND	37
ABB. 14 BAUTAUCHER	42
ABB. 15 UNTERWASSERBETONAGE ARA GÖSSENDORF 9.12.2014	44
ABB. 16 ABSCHALGITTER (LI) UND STAHLPROFIL (RE) ZUM ABSCHALEN DER UWBS	44
ABB. 17 ANSCHLUSSBETON UWBS.....	45
ABB. 18 EINHEBEN DER FASERBETONWÜRFEL	46
ABB. 19 PRÜFPROTOKOLL TVFA TU GRAZ UWB.....	47
ABB. 20 BETONPRÜFUNG UWB (PAPSTBETON, 2015).....	48
ABB. 21 VERSUCHSPROGRAMM SANDSACK AUFLAGEN	54
ABB. 22 SANDSACKFÜLLUNG 02 KIES 2/4MM ABB. 23 SANDSACKFÜLLUNG 01 SAND	55
ABB. 24 SACKFÜLLUNG 03 SAND-KIES GEMISCH 50/50, 12,0 KG	56
ABB. 25 PP01A MIT 12,0 KG FÜLLGEWICHT, H = 8CM	57
ABB. 26 LASTPLATTENVERSUCH MIT 300 MM LASTPLATTE	58
ABB. 27 PROGRAMMAUFZEICHNUNG LASTPLATTENVERSUCH DRUCK-SETZUNG AM LKI	59
ABB. 28 VERSAGENSFORM STAPELUNG PP03D	60
ABB. 29 VERSAGEN JU02A	61
ABB. 30 PP02A NACH 350KN BELASTUNG; LÄNGS- UND QUERRISSE AN DER UNTERSEITE	61
ABB. 31 STAPELUNGEN S1, S2, S3	64
ABB. 32 VERSAGEN DER LASTPLATTE BEI PP02S1L1	65
ABB. 33 PP02S1L2A VORHER – NACHHER.....	66
ABB. 34 VERGLEICH STAPELUNG S2 UND S3 NACH AUSBAU	66
ABB. 35 EINBAU STAPELUNGSVERSUCH AUF SCHOTTERBETT UND HÖHENABNAHME PP02S1L2C.....	67

ABB. 36 VERSAGEN AN UNTERSEITE PP-SCHOTTER NACH 100 KN BEANSPRUCHUNG (PP02S1L2C)	68
ABB. 37 QUERRISSE NACH 100 KN BEANSPRUCHUNG KONTAKTFLÄCHEN PP (PP02S3L2D).....	68
ABB. 38 STAPELVERSUCH MIT STELLFUß 50 KN	77
ABB. 39 SKIZZE GRUNDRISS STELLVERSUCH PUNKTFUNDAMENTE.....	79
ABB. 40 SKIZZE AUFRISS STELLVERSUCH PUNKTFUNDAMENTE	79
ABB. 41 LASTEINLEITUNGSPLETTEN BEWEHRT 45*45*7 CM	82
ABB. 42 AR STELLVERSUCH PUNKTFUNDAMENTE	83
ABB. 43 GR STELLVERSUCH PUNKTFUNDAMENTE.....	84
ABB. 44 KR STELLVERSUCH PUNKTFUNDAMENTE	84
ABB. 45 IST-STELLFUßPOSITION BEI CA. 35 CM IN LÄNGSRICHTUNG.....	85
ABB. 46 LOTE STELLFÜßE	85
ABB. 47 EINHEBEN KRANKORB	86
ABB. 48 EINHEBEN FT2 STELLVERSUCH	87
ABB. 49 SCHALUNG FT 02.09.2014 (DER WASSERWIRT)	89
ABB. 50 AR STELLFUßPOSITION NEU.....	90
ABB. 51 KR STELLFUßPOSITION NEU.....	90
ABB. 52 GR STELLFUßPOSITION NEU	91
ABB. 53 ABWEICHUNG SEITENFLÜGEL.....	92
ABB. 54 FERTIGTEIL 13 AUSLAUF MIT SCHIENE FÜR DAMMBALKEN.....	92
ABB. 55 STELLFÜßE AM FT2 5CM HERAUSGESCHRAUBT.....	93
ABB. 56 TATSÄCHLICHE POSITION STELLFUß	94
ABB. 57 NEUPOSITION STELLFUß GR	94
ABB. 58 ZUSÄTZLICHE STELLFÜßE (SW UMWELTECHNIK)	95
ABB. 59 NEUPOSITION STELLFUß AR.....	95
ABB. 60 STELLFUß NACH STELLVERSUCH	96
ABB. 61 NACHTRÄGLICHE SCHWEIßNAHT STELLFUß.....	96
ABB. 62 STELLVERSUCH LIENZ DICHTUNG FERTIGTEILE 09.09.2014.....	97
ABB. 63 GELÖSTE DICHTUNG UND 2 VENTILLÖCHER NACH STELLVERSUCH.....	98
ABB. 64 VENTILAUFSATZ MIT DOPPELNIPPEL (LI) UND VERSCHLUSS (RE).....	98
ABB. 65 VERANSCHAULICHUNG "SANDJETTING" METHODE (RASMUSSEN, 1997)	99
ABB. 66 LOTPLAN UWBS 04.12.2014 (LT. NAUTILUS)	101
ABB. 67 MAX. SPALTMAß FT1-2	104
ABB. 68 MAX. SPALTMAß FT2-3	104
ABB. 69 NEIGUNG STELLFÜßE	105
ABB. 70 GEKA AUFSATZ TIEFBAUMÖRTEL VENTIL ABB. 71 VORSPRÜNGE AN DER SEITENWAND.....	105
ABB. 72 POSITION MESSTECHNIK STELLVERSUCH PUNKTFUNDAMENTE.....	107
ABB. 73 PERSPEKTIVE STELLVERSUCH, PUNKTE 1-8	108
ABB. 74 MESSPRISMEN STELLVERSUCH	108

ABB. 75 M8 GEWINDEAUFSATZ UND REFLEXIONSPRISMA	108
ABB. 76 DETAIL SPITZE (FA. KLEMENT WALTER GMBH).....	111
ABB. 77 GRUNDRISS STAHLPLATTE (FA. KLEMENT WALTER GMBH)	111
ABB. 78 28 MESSPUNKTE MESSUNG 1 (VERMESSUNG LAFER).....	112
ABB. 79 PVC SCHUTZROHRE.....	113
ABB. 80 BESCHÄDIGTES ROHR	113
ABB. 81 INNENGEWINDE ZUR VERLÄNGERUNG ABB. 82 GEWINDEVERJÜNGUNG 48,3 AUF 8 MM.....	114
ABB. 83 PERSPEKTIVE MESSUNG 5	115

Verzeichnis der Diagramme

DIA. 1 ISOCHRONENKURVEN - KRIECHVERHALTEN	FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
DIA. 2 KRAFT-SETZUNGSVERLAUF LASTPLATTENVERSUCH EINZELSÄCKE	62
DIA. 3 AUSGEWÄHLTE EINZELSÄCKE SEKANTENMODUL	63
DIA. 4 SETZUNGSVERHALTEN LASTPLATTENVERSUCHE $F_{MAX} = 100$ KN AUF FESTEM UNTERGRUND	70
DIA. 5 SETZUNGSVERHALTEN LASTPLATTENVERSUCHE $F_{MAX} = 100$ KN AUF SCHOTTERBETT	71
DIA. 6 LANGZEITVERSUCH 24 H S3 100 KN	72
DIA. 7 KRIECHVERHALTEN PP, PET LT. SCHMIDT, BUCHMAIER, VOGT-BREYER, 2014	73
DIA. 8 NORMALVERTEILUNG STÜTZFUßBELASTUNG	74
DIA. 9 KRAFT- SETZUNGSVERHALTEN IM BEREICH 20-60 KN (2 MM/MIN LASTSTEIGERUNG).....	75
DIA. 10 ZEIT- SETZUNGS-DIAGRAMM $F = 50$ KN	76
DIA. 11 ORIGINAL STELLFUß PO02S3L2E.....	77

Tabellenverzeichnis

TAB. 1 BODENPARAMETER HAUPTBODENARTEN LT. GEOTECHNISCHEM GUTACHTEN LT. GORIUPP 2001	24
TAB. 2 EIGENSCHAFTEN DER FASERROHSTOFFE LT. HEERTEN (1981)	50
TAB. 3 BESTELLUNG SANDSÄCKE VORVERSUCH	51
TAB. 4 MATERIALEIGENSCHAFTEN SANDSACKMATERIALIEN	52
TAB. 5 BEZEICHNUNGSSYSTEM EINZELSACKVERSUCH	56
TAB. 6 BEZEICHNUNGSSYSTEM EINZELVERSUCH SANDSACK	57
TAB. 7 VERSAGENSFORM UND AUSGANGSHÖHE IM LASTPLATTENVERSUCH	59
TAB. 8 BEZEICHNUNGSSYSTEM STAPELVERSUCH SANDSACK.....	65
TAB. 9 ERGEBNISSE STAPELVERSUCH $F = 100 \text{ KN}$ 2 MM/MIN	69
TAB. 10 NORMALVERTEILUNG DER BELASTUNG AUF STELLFUß	73
TAB. 11 ARBEITSPLAN HERSTELLUNG DER PUNKTFUNDAMENTE	79
TAB. 12 ZEITLICHER ABLAUF ERRICHTUNG PUNKTFUNDAMENTE.....	87
TAB. 13 EINBAU FERTIGTEILE DAUER.....	103
TAB. 14 MESSPROGRAMM STELLVERSUCH	109
TAB. 15 MESSERGEBNISSE STELLVERSUCH (VERMESSUNG LAFER)	109
TAB. 16 MESSPROGRAMM KANAL BEREICH UWBS	110

Inhaltsverzeichnis

Eidesstattliche Erklärung	2
Danksagung	3
Kurzfassung	4
Abstract	5
Literaturverzeichnis	6
Internetquellen	7
Abbildungsverzeichnis.....	9
Verzeichnis der Diagramme	12
Tabellenverzeichnis.....	13
Inhaltsverzeichnis.....	14
1. Einleitung.....	17
1.1. Der zentrale Speicherkanal	17
1.2. Ziele	20
1.3. Abschnitte	21
2. Untergrundverhältnisse.....	23
2.1. Geografische Beschreibung im Bereich Graz	23
2.2. Untergrundverhältnisse im Bereich der Pilotstrecke Gössendorf	23
3. Bauablauf Unterwasser montage Gössendorf.....	25
4. Wasserhaltung.....	28
4.1. Arten der Wasserhaltung	28
4.2. Wasserhaltung Pilotprojekt Gössendorf.....	29
5. Spundwände.....	33
5.1. Spundwandssystem Fall Gössendorf	33
5.2. Aussteifungen.....	36
5.3. Spundwandziehen – Problematik Setzung	37
6. Kanalfundamente	38
6.1. Unterwasserbetonsohle.....	38
6.1.1. Unterwasserbeton - Einbringarten.....	38
6.1.1.1. Unterwasserschüttung.....	38
6.1.1.2. Ausgussbeton	38
6.1.2. Beispiele Unterwasserbetonsohle	39
6.1.3. Faserbeton.....	40
6.1.4. Vorteile und Nachteile von Stahlfaserbeton.....	41
6.1.5. UWBS aus Stahlfaserbeton beim Projekt Gössendorf	42
6.1.1. UWBS Auslaufbauwerk Gössendorf.....	42
6.1.1.1. Vorbereitungsarbeiten Unterwasserbetonage	43

6.1.1.2.	Unterwasserbetonage Auslaufbauwerk Gössendorf	43
6.1.1.1.	Festigkeit Unterwasserbeton	45
6.2.	Punktfundamente	49
6.2.1.	Geokunststoffe als Sackmaterial	49
6.2.2.	Sackmaterialien	51
6.2.2.1.	Jute (JU)	51
6.2.2.2.	Polypropylen (PP)	52
6.2.3.	Vorversuche Sandsäcke	53
6.2.4.	Lastplattenversuch mit Sandsack Einzelfundamenten.....	55
6.2.1.	Füllung der Sandsäcke	55
6.2.2.	Lastplattenversuch Einzelsack	57
6.2.1.	Diagramme und Auswertung Einzelfundamente.....	61
6.2.2.	Lastplattenversuch Stapelung	64
6.2.3.	Diagramme und Auswertung Stapelung	69
6.2.4.	Interpretation.....	71
6.2.5.	Anwendungsbeispiele Earthbags	78
6.3.	Punktfundamente – Einbauversuch in der Pilotbaugrube	78
6.3.1.	Arbeitsplan.....	78
6.3.1.	Dokumentation Punktfundamente	83
7.	Kanalprofile.....	89
7.1.	Fertigung	89
7.2.	Komponenten der Fertigteile	92
7.2.1.	Stellfüße.....	93
7.2.1.	Dichtung.....	97
7.2.2.	Ventile.....	98
7.2.3.	Sandjetting.....	99
7.3.	Einbau Fertigteile	100
7.4.	Verpressen.....	106
8.	Messtechnik.....	107
8.1.	Stellversuch Punktfundamente	107
8.2.	Stangenextensometer Pilotversuch	110
8.2.1.	Nullmessung	110
8.2.1.	Messung 1	112
8.2.2.	Messung 2	113
8.2.3.	Messung 3	114
8.2.1.	Messung 4	115
8.2.2.	Messung 5	115
9.	Zusammenfassung und Ausblick	116

1. Einleitung

Im Zuge der Errichtung des neuen Auslaufbauwerks der Abwasserreinigungsanlage (ARA) Gössendorf wurde für einen Abschnitt ein alternatives Bauverfahren ausprobiert, welches zukünftig im innerstädtischen Bereich im Rahmen des zentralen Speicherkanals Graz zur Anwendung kommen könnte.

Es handelt sich dabei um das Verlegen eines Auslaufkanals unter Wasser. Dabei wird die mittels Spundwand gesicherte Baugrube nicht leergepumpt sondern vorgefertigte Kanalfertigteile unter Grundwasser eingebaut. Für die Errichtung wie auch die spätere Nutzung des Kanals sind hohe Anforderungen an die Höhengenaugigkeit (Einhalten des vorgegebenen Gefälles) vorgegeben. Ein Verfahren, das in dieser Form in Österreich noch nie angewendet wurde, ist die Unterwasserbetonage einer Kanalsohle mit Bautauchern. Sowohl diese Form der Bettung als auch Alternativen, wie Punktfundamente aus Sandsäcken, werden in dieser Arbeit aufgezeigt. Gleichzeitig werden Problematiken behandelt und Verbesserungsmöglichkeiten für zukünftige Projekte vorgeschlagen.

1.1. Der zentrale Speicherkanal

Was den zentralen Speicherkanal (ZSK) betrifft, beabsichtigt die Stadt Graz, vertreten durch *die Holding Graz Services Wasserwirtschaft*, einen weiteren Abschnitt des zentralen Speicherkanals zu errichten. Der gegenständliche Kanalabschnitt verläuft orografisch links, ausgehend vom Ende des bereits wasserrechtlich bewilligten Abschnittes im Bereich Puntigamer Brücke flussaufwärts bis zur Radetzkybrücke. Gegenstand des Ansuchens um wasserrechtliche Bewilligung ist unter anderem die Errichtung und der Betrieb des zentralen Speicherkanals zwischen Radetzkybrücke und Puntigamer Brücke. Dabei inkludiert sind 14 Anbindungen bestehender Mischwasserentlastungen als auch ZSK-Abschnitt BA71 (Hortgasse bis Puntigamer Brücke). Des Weiteren zählen zum Antragsgegenstand Errichtung und Betrieb von Wehrkammern zur Mischwasserbewirtschaftung des zentralen Speicherkanals sowie ein Entnahmebauwerk zur Kanalspülung, Errichtung von erforderlichen Baustraßen und Wasserhaltung. Ohne Wehrbauwerke kann der Kanal nicht optimal als Speicherraum genutzt werden. Insgesamt soll der zentralen Speicherkanal mit einer Länge von 10,5 km an alle Mischwasserentlastungsbauwerke direkt oder durch Querung der Mur angeschlossen werden. Situier ist der ZSK im linksufrigen Bereich der Kalvarienbrücke bis zur Kläranlage Gössendorf. Das gespeicherte Mischwasser wird nach einem Regenereignis mit maximal 2 m³/s Abfluss zur Kläranlage geleitet und dort gereinigt. In weiterer Folge ist eine Mischwasserbewirtschaftung, d.h. eine Optimierung der vorhandenen Anlagen, Kläranlage und Kanalnetz vorgesehen, um den Schmutzfrachteintrag

in die Mur aus dem Gesamtsystem zu minimieren bzw. die Anlagen im Sinne des Gewässerschutzes optimal zu nutzen. Aufgrund der großen Abflussmengen bei den Entlastungen im gegenständlichen Bereich kann durch dieses Projekt ein erheblicher Teil der entlasteten Schmutzfrachten gefasst, zur Kläranlage weitertransportiert und so die Mur ökologisch, nachhaltig entlastet werden. Bei Einhaltung der neuen Mindestanforderungen sollen künftig 40 - 60 % des jährlichen Regenabflusses und 55 - 75 % der im Regenabfluss enthaltenen filtrierbaren Stoffe zur biologischen Stufe der Kläranlage gelangen. Bei den bisher üblichen Dimensionierungen wurden nur etwa 15 - 35 % des jährlichen Regenabflusses bis zur Kläranlage weiter geleitet. Bei Einhaltung der neuen Mindestanforderungen werden nur noch ca. 1 - 3 % der im Kanal transportierten Jahresschmutzfracht über Mischwasserentlastungen abgeworfen, während es bisher ca. 2 - 5 % waren. Umfassende Untersuchungen durch die Holding Graz Services Wasserwirtschaft und die TU Graz ergaben, dass für Graz die Errichtung von 100 000 m³ Speicherraum erforderlich ist. In diesem Speicherraum kann Mischwasser gespeichert und anschließend zur Kläranlage weitergeleitet werden. (lt. Holding Graz Services 2012)

In der folgenden Abb. 1 sind die verschiedenen Abschnitte des zentralen Speicherkanals dargestellt. Der erste Abschnitt des ZSK (genannt Hauptsammelentlastungskanal, kurz HSEK bzw. Bauabschnitt 70, kurz BA70) von der Hortgasse bis zur Kläranlage Gössendorf wurde parallel zur Errichtung des Murkraftwerks Gössendorf von der ARGE Errichtung Kraftwerke Gössendorf/ Kalsdorf hergestellt. Die Bauarbeiten sind bereits abgeschlossen. Neben dem Anschluss an die Kläranlage Gössendorf wurden drei Kaskadenbauwerke errichtet, welche die zukünftigen Anforderungen der für die Stadt Graz geplanten Mischwasserbewirtschaftung erfüllt.

Der weiterführende Abschnitt von der Puntigamer Brücke bis zur Hortgasse (BA71) wurde wasserrechtlich bewilligt und errichtet. Ursprünglich war es vorgesehen, einen Teil dieses Abschnittes unmittelbar im Anschluss an den BA70 (HSEK) herzustellen. Aufgrund von Verzögerungen bei Bewilligungsverfahren konnte dieser Abschnitt noch nicht errichtet werden.

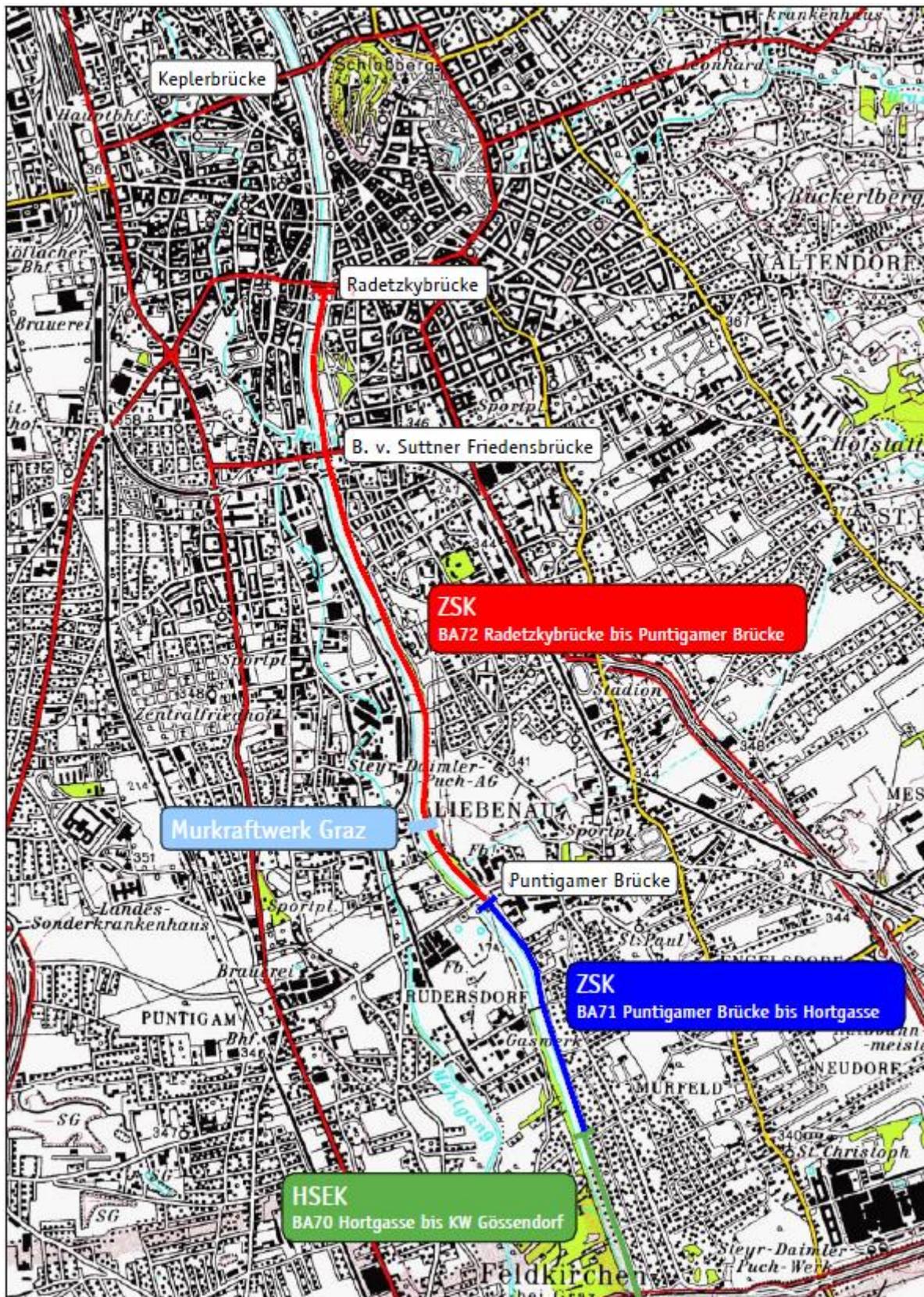


Abb. 1 Übersicht ZSK Abschnitte (Holding Graz Services 2012)

oder Tiefbaumörtel eingespült. Die Seitenbereiche werden mit dem Aushubmaterial hinterfüllt und die Baugrubensicherung wieder rückgebaut (Spundwandziehen).

1.3. Abschnitte

Zur Erläuterung des Bauvorhabens wird das Auslaufbauwerk in folgende Bereiche gegliedert (siehe Abb. 4):

Im ersten Bereich wird eine Unterwasserbetonsohle (UWBS) hergestellt. Dabei erstellen die Bautaucher die Unterwasserbetonsohle und versetzen die ersten 9 Kanalelemente. Dies dient als Pilotprojekt für eine potentielle, zukünftige Bauweise des zentralen Speicherkanals im innerstädtischen Bereich von Graz.

Im zweiten Bereich wird aus zeitlichen und finanziellen Gründen quasi im Trockenen gearbeitet.

Der dritte Bereich wird mit Ortbetonbauweise (siehe Abb. 3 und Abb. 4) ausgeführt und dient als Verbindung zwischen dem bestehendem Teil der ARA Gössendorf und dem neu erstellen Auslaufbauwerk. Dieses beinhaltet eine Wasserschnecke, die rund 340 000 kWh pro Jahr erzeugen soll.

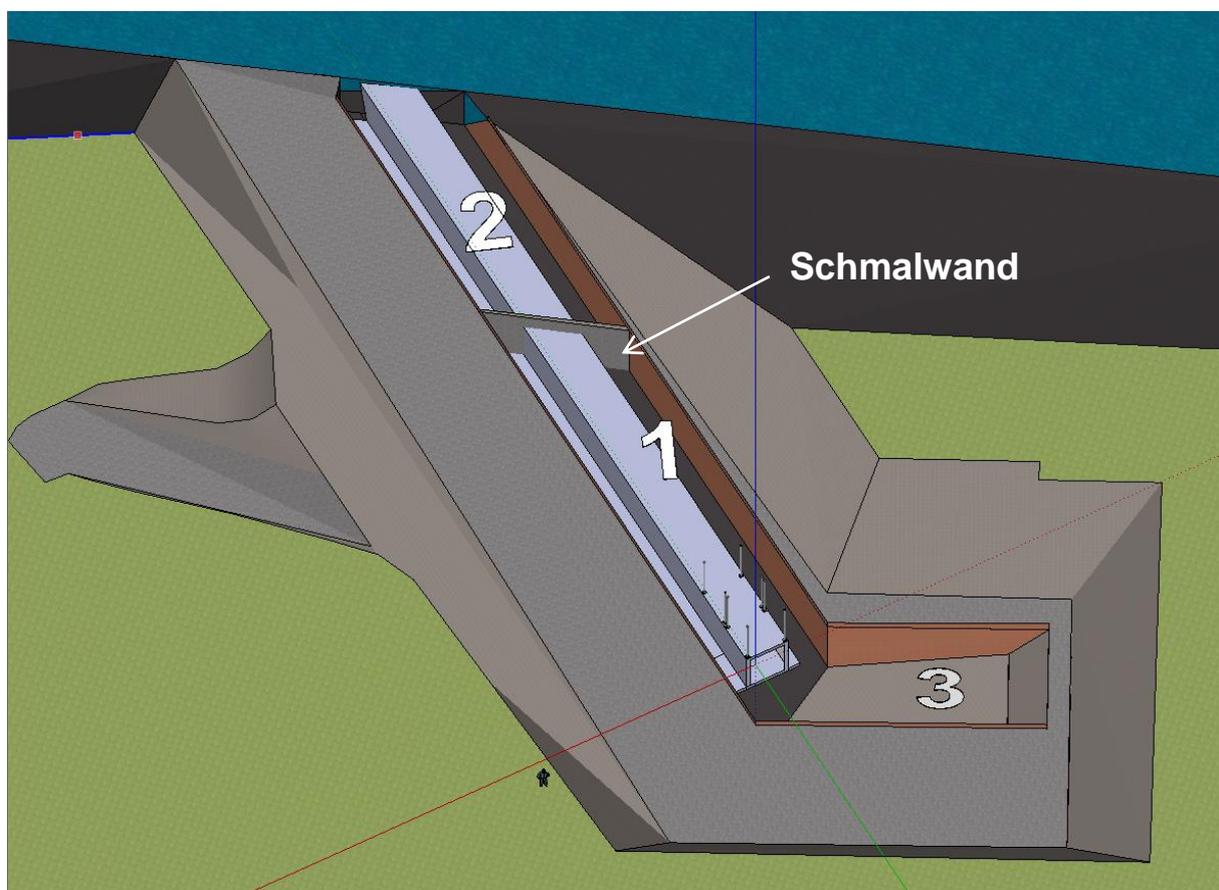


Abb. 3 Bauabschnitte



Abb. 4 Bauabschnitte Gössendorf

2. Untergrundverhältnisse

2.1. Geografische Beschreibung im Bereich Graz

Das am östlichen Rand der Zentralalpen gelegene Grazer Becken wird im Westen von Plabutsch (763m.ü.A.) und Buchkogel (657 m.ü.A.), im Norden von der Platte (651 m.ü.A.) und hohen Rannach (1018 m.ü.A.) und im Osten vom Hügelland der Laßnitzhöhe (543 m.ü.A.) abgegrenzt (www.aeiou.at, 20.09.2014).

Wesentlicher Bestandteil des Grazer Beckens ist die Flussebene um die Mur – das sogenannte Grazer Feld. Letzteres ist geprägt durch seine Terrassenlandschaft, ein recht flacher Geländeteil, der durch Fels- bzw. Schotterstufen an Talhängen abgegrenzt ist. Grundwasservorkommen in diesem Bereich sind für die regionale Wasserwirtschaft von großer Wichtigkeit. Mehrere Wasserschutzzonen sind Bestandteil des früher „Murboden“ genannten Grazer Feldes (Umweltbundesamt 2013).

2.2. Untergrundverhältnisse im Bereich der Pilotstrecke Gössendorf

Im Rahmen der zweiten Ausbaustufe der Kläranlage Graz BA 41 wurde bereits im Jahre 2001 ein geotechnischer Bericht mit dem Ziel verfasst, die Hauptbodenarten anzugeben und die Grundwasserschwankungen zu untersuchen. Dieser wird im Folgenden für den betroffenen Bereich der Pilotstrecke zusammengefasst.

Im Zuge der Aufschlussarbeiten wurden 5 Rotationskernbohrungen bis in eine maximale Tiefe von 18,55 m unter Geländeoberkante GOK durchgeführt. Die GOK befand sich zwischen Kote 324,3 m und 322,6 m. Lt. Bohrprofile wurde im Bauareal das Aushubmaterial (vom Bau der Kläranlage) 0,8 bis 2,1 m aufgeschüttet. Die Anschüttung besteht aus sandigem, steinigem, gering blockigem, dunkelgrauem Kies (siehe Tab. 1). Die Lagerungsdichte bis zur Kote 320 m. ü. A. wird als locker bis mitteldicht beschrieben, darunter als mitteldicht bis hin zum Wasserstauer dem sogenannten Opok. Opok ist eine regionalgeologische Bezeichnung für feinkörnige, überkonsolidierte Ablagerungen des Neogens. Im Detail handelt es sich am Baufeld um gering tonige, sandige Schluffe, mit halbfester Konsistenz.

Aufgrund langjähriger Aufzeichnungen des Grundwasserspiegels kann die Aussage getroffen werden, dass der Grundwasserspiegel zur Mur hin abfallend ist, jedoch mit dem Murspiegel gut kommuniziert. Der durchschnittliche Grundwasserhöchststand wurde in den Monaten März bis Mai aufgezeichnet. Das Pilotprojekt wurde zur Zeit des minimalen Grundwasserspiegels von November bis Februar ausgeführt, um das tiefe

Grundwasserniveau für die Errichtung auszunützen. Während den Aufschlussarbeiten im Sommer lag der Grundwasserspiegel zwischen 322,9 m. ü. A. und 321,8 m. ü. A. Der zur Mur hin abfallende Grundwasserspiegel befand sich somit rund 2,2 m bis 4,1 m unter der GOK. Aus langjährigen Aufzeichnungen von Grundwasserpegelmessungen im Bereich der Kläranlage Graz lässt sich ableiten, dass der Grundwasserspiegel gut mit dem Murspiegel kommuniziert. Von 1993 bis 2001 lag der höchste Grundwasserspiegel bei 323,80 m. ü. A., der tiefste bei 322,20 m. ü. A.

Für die damaligen erdstatischen Berechnungen wurden folgende Bodenparameter lt. geotechnischem Bericht angegeben:

Tab. 1 Bodenparameter Hauptbodenarten lt. geotechnischem Gutachten lt. Goriupp 2001

Tiefe m.ü.A.	Material	Wichte	Reibungswinkel	Kohäsion	Bettungsmodul
Anschüttung	sxG sandiger, steiniger Kies	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$\varphi = 32,5^\circ$	$c = 0$	$k = 20 \text{ MN/m}^3$
bis 320 m lockere Lagerung	sxG sandiger, steiniger Kies	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$	$\varphi = 37,5^\circ$	$c = 0$	$k = 30 \text{ MN/m}^3$
ab 320 m mitteldichte Lagerung	sxu'G sandiger, steiniger, gering schluffiger Kies	$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$	$\varphi = 40,0^\circ$	$c = 0$	$k = 40 \text{ MN/m}^3$
ab 310 m	dichtes Tertiär				

Für hydraulische Berechnungen wurde ein Durchlässigkeitsbeiwert im Kies von $k_f = 10^{-2} \text{ m/s}$ angenommen (Goriupp 2001).

3. Bauablauf Unterwasser montage Gössendorf

Nach Einrichten der Baustelle und diversen Vorarbeiten, wie z.B. der Absteckung für das Pilotprojekt im Oktober 2014, erfolgte der Voraushub. Ein Teil des Aushubmaterials wurde als Gewässerschüttung genützt und in die Mur geschüttet, um die Strömung rund um die Baugrube zu begünstigen und zu verringern. Nachdem dies abgeschlossen war, wurden die Spundwände für den gesamten Bereich, beginnend bei der Schnecke bis zur Mur, gerammt. Der darauffolgende Aushub wurde mit einem Gefälle von 0,5 % mithilfe eines GPS überwachten Tieflöffelbaggers unter Wasser ausgehoben, wobei eine bestehende Schmalwand (siehe Abb. 3) in diesem Bereich eine kritische Stelle darstellte. Diese Schmalwand wurde im Zuge der Kraftwerkerrichtung erstellt, um den dadurch gestauten Grundwasserspiegel von rund plus 2,5 m zu erhalten. Sie wurde beim Antreffen stehen gelassen und gesichert, also die Spundwand in diesem Bereich ausgespart. Für die Wasserhaltung wurde ein Pumpensumpf eingesetzt, um das Niveau des Grundwasserspiegels um ca. 1 m abzusenken. Die eigentliche Baugrube, die nun unter Wasser stand, wurde von den Bautauchern kontrolliert, d.h. manuell nachgebessert und gelotet. Im Anschluss erfolgte die Unterwasserbetonage von Faserbeton durch Bautaucher mittels Pumpe und zwei Mischwägen. Während Letztere eine Woche lang aushärten musste, wurde ein alternatives Bettungsverfahren, der Einbau von Punktfundamenten statt einer Unterwasserbetonsohle, ausprobiert. Die Setzungen der Punktfundamente wurden nach einem Tag geodätisch gemessen und diese dann wieder ausgebaut. Die Punktfundamente sind gestapelte, mit Kies gefüllte Polypropylensäcke, welche im Zuge dieser Masterarbeit im Vorhinein an der TU Graz getestet worden waren.

Nach dem Aushärten des Faserbetons wurden 8 Fertigteile des Auslaufkanals im Bereich der Unterwasserbetonsohle mithilfe eines Krans bis zur Schmalwand versetzt. Dabei wurde jedes Element lagemäßig positioniert, höhengenaue eingerichtet, dicht zusammengezogen und die Stellfüße nachjustiert. Nach der Winterpause wurde die labile Schmalwand, die eine rein dichtende Wirkung hat und nur geringe Zugspannungen aushält, mittels Beton stabilisiert. Die Sohle wurde im Bereich 2 (zwischen UWBS und Mur) im Trockenen betoniert und die letzten Fertigteile inklusive Auslaufbauwerk (Dammbalken) verlegt. Nachdem die Zwischenräume zwischen Baugrubensicherung und Fertigteile bzw. Unterwasserbetonsohle mit Aufschüttung und Tiefbaumörtel per Verpressschläuche verfüllt worden waren, wurde die Baugrube gelenzt. In einer trockenen Baugrube wurde mit den Anschlussarbeiten in Ortbeton für die Wasserschnecke begonnen. Parallel dazu wurde vom Vermesser eine Nullmessung der Höhenlage der eingebauten Fertigteilelemente durchgeführt, um nach dem Verfüllen der Baugrube (differentielle) Setzungen der eingebauten und überschütteten Fertigteile feststellen zu können. Die Gewässerschüttung wurde rückgebaut und die

Fertigteile hinterfüllt. Anschließend wurde die Baugrube bis auf das Niveau des Voraushubes verfüllt. Das Setzungsverhalten der Fertigteile konnte durch angebrachte Stangenextensometer nach jeder Baumaßnahme geotechnisch aufgenommen werden. Diese wurden vier Mal an der Oberseite jedes Kanalelements in Form von Metallstangen mit PVC Hüllrohren angebracht (siehe Kapitel 8 Messtechnik).



Abb. 5 Baugrube Gössendorf (08.01.2015)

Ein Ausschnitt des geplanten Bauablaufs ist der Abb. 6 zu entnehmen. Da sich während der Bauausführung einige (zeitliche) Änderungen ergaben, wurde der Bauzeitplan an den tatsächlichen zeitlichen Ablauf angepasst. (In Abb.6 ist der zeitliche Ablauf mit dem Stand November 2014 dargestellt.)

Nr.		Vorgangsname	Dauer	Anfang	Fertig stellen
1		Kläranlage Graz KWKA & Rechen	127 Tage	Mo 06.10.14	Di 31.03.15
2		Baufeld Süd Wasserschnecke	127 Tage	Mo 06.10.14	Di 31.03.15
3		Baustelle einrichten	5 Tage	Mo 06.10.14	Fr 10.10.14
4		Vorarbeiten (Absteckung, etc.)	3 Tage	Mi 08.10.14	Fr 10.10.14
5		Voraushub	10 Tage	Mo 13.10.14	Fr 24.10.14
6		Gewässerschüttung	5 Tage	Mo 20.10.14	Fr 24.10.14
7		Spundwandherstellung	10 Tage	Mo 27.10.14	Fr 07.11.14
8		Spundwandgurtung und Aussteifung	5 Tage	Mo 03.11.14	Fr 07.11.14
9		Wasserhaltung herstellen	5 Tage?	Mo 03.11.14	Fr 07.11.14
10		Aushub Spundwandkasten	6 Tage	Mi 05.11.14	Mi 12.11.14
11		Unterwasserbeton	2 Tage	Do 13.11.14	Fr 14.11.14
12		Fertigteilkanal versetzen	15 Tage	Mo 17.11.14	Fr 05.12.14
13		Rückbau Gewässerschüttung	5 Tage	Mo 01.12.14	Fr 05.12.14
14		Hinterfüllung Fertigteilkanal	10 Tage	Mo 01.12.14	Fr 12.12.14
15		Sauberkeit Wasserschnecke und Ortbetonkanal	5 Tage	Mo 08.12.14	Fr 12.12.14
16		Bodenplatte Wasserschnecke und Ortbetonkanal	5 Tage	Mo 15.12.14	Fr 19.12.14
17		WINTERPAUSE	20 Tage	Mo 22.12.14	Fr 16.01.15
18		Wände Wasserschnecke und Ortbetonkanal	15 Tage	Mo 19.01.15	Fr 06.02.15
19		Spundwandkasten ziehen	5 Tage?	Mo 09.02.15	Fr 13.02.15
20		Decke Ortbetonkanal	5 Tage	Mo 09.02.15	Fr 13.02.15
21		Resthinterfüllung	10 Tage?	Mo 16.02.15	Fr 27.02.15

Abb. 6 Ausschnitt Bauablaufplan (Stand November 2014)

4. Wasserhaltung

Wasserhaltung im Bauwesen, und somit auch im Tiefbau, wird definiert als „alle Maßnahmen zur Beherrschung des zustrebenden Wassers während des Betriebs einer Baugrube“. (www.wikipedia.at, 21.09.2014) Es werden dabei zwei wesentliche Arten unterschieden: die offene und die geschlossene Wasserhaltung.

4.1. Arten der Wasserhaltung

Bei der **offenen** Wasserhaltung wird in der Baugrube anfallendes (zuströmendes) Grundwasser und Niederschlagswasser abgeführt. Es wird zuerst in Gräben gesammelt und anschließend in Pumpensümpfe geleitet, um dort abgepumpt zu werden. Sehr wichtig dabei ist, dass das gesamte, anfallende Volumen an Wasser aufgenommen und auch abgeführt werden kann. Dies ist abhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s] des Bodens und der Grundwasserspiegeldifferenz die sich aus natürlichem und abgesenkten Wasserspiegel ergibt. In feinkörnigen Böden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert k_f von 10^{-9} m/s bis 10^{-7} m/s ist eine Grundwasserabsenkung bis zu fünf Metern möglich. In grobkörnigen Böden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert k_f von 10^{-4} m/s bis 10^{-1} m/s ist diese Methode hingegen nur bis zu einer Grundwasserspiegeldifferenz von bis zu rund drei Metern möglich (wobei insbesondere die installierte Pumpleistung die Grenzen definiert).

Schon beim Ausheben der Baugrube in Tiefen, die unter den Grundwasserspiegel reichen, wird zuströmendes Wasser gesammelt und abgeleitet. Eine Gewährleistung der Auftriebssicherheit (sofern aufschwimmgefährdete Objekte in der Baugrube errichtet werden) und somit eine konstante Wasserhaltung über die gesamte Bauzeit (bzw. bis die Auftriebssicherheit gegeben ist und eine ordnungsgemäße Hinterfüllung erfolgt ist) ist erforderlich. Offene Wasserhaltung ohne weitere Hilfskonstruktionen ist nur für geringe Tiefen möglich. Die Standfestigkeit und eventuell auch die Tragfähigkeit des Bodens nehmen mit zunehmender Tiefe durch den wachsenden Wasserandrang i.A. ab (mögliche negative Einflüsse durch die Wasserströmung).

Nachdem die Baugrube fertig ausgehoben wurde, sind Gräben und Drainage verantwortlich, das hereinströmende Wasser zu den Pumpensümpfen zu führen. Sinnvoll ist es, das Gefälle der Baugrube auf 2 % auszulegen, um Wasseransammlungen an der Sohle zu vermeiden. Gräben werden ringförmig am Baugrubenrand in einer Tiefe von ca. 0,5 m bis 1 m angeordnet, wobei die Dimension auf der zu erwartenden Wassermenge basiert. Das Gefälle im Graben selbst liegt in Fließrichtung bei ungefähr 1 %, um Verstopfung durch Ablagerung und Erosion durch zu hohe Fließgeschwindigkeiten vorzubeugen. Im Pumpensümpfen, die durch stabile Materialien, wie z.B. Betonringe, senkrechte Bohlen, Holzaussteifungen etc.,

ausgesteift werden, wird das Wasser letztendlich gesammelt und aus der Baugrube gepumpt. In der Regel wird Filterfließ eingebettet, um das Einspülen von feinkörnigem Material wie Sand zu vermeiden. Somit kann das Wasser durch eine Pumpe gefördert werden.

Eine offene Wasserhaltung liegt auch dann vor, wenn die Baugrube z.B. durch einen Spundwandverbau umschlossen wird, das Grundwasser aber unter der Spundwand der Baugrube zuströmen kann, und in der Baugrube durch die oben beschriebenen Sammelgräben/-schächte gefasst und weggepumpt wird.

Im Gegensatz dazu wird bei einer **geschlossenen** Wasserhaltung der Wasserspiegel – z.B. durch Bohrbrunnen – bis unter das Niveau der Baugrubensohle abgesenkt, sodass keine (wesentlichen) Wassermengen mehr in die Baugrube hineinströmen (www.uni-muenster.de, 21.09.2014).

Die geschlossene Wasserhaltung wird in dieser Arbeit nicht weiter behandelt, da sie für die weiteren Betrachtungen nicht von Bedeutung ist.

4.2. Wasserhaltung Pilotprojekt Gössendorf

Grundlage für die Montage der Fertigteile im ersten Bereich bis zur Schmalwand war eine Baugrube, die unter Wasser stand. Die Baugrubensohle wurde mittels Tieflöffelbagger mit 3D-Überwachung hergestellt und sollte eine sehr hohe Genauigkeit erlangen.

Prinzipiell wurde ohne Wasserhaltung gearbeitet, d.h. der freie Grundwasserspiegel wurde nicht verändert (nicht abgesenkt). Während der Unterwasserbetonage und des Einbaus der 8 Fertigteil-Kanalelemente senkte man diesen jedoch um wenige Zentimeter durch Pumpbetrieb ab, um eine gute Sicht auf Aussteifung und Gurtung zu behalten. Im Fall eines zu geringen Wasserspiegels bräuchten die Bautaucher sogar einen 1 m höheren Wasserspiegel, um ausreichend Wasserdruck auf die Unterwasserbetonsohle zu gewährleisten. Ein in der Baugrube (etwas) erhöhter Wasserspiegel würde sich außerdem günstig auf die Beanspruchung der Spundwände bzw. Aussteifung auswirken, da eine gewisse Kompensation des Erddruckes der auf die Spundwände wirkt, erreichen ließe.

Während der Winterpause wurde die Pumpe ausgeschaltet. Der Wasserspiegel stellte sich auf sein natürliches Niveau von 321,6 m. ü. A. ein. Für die Baugrube bedeutete dies, dass die I-Träger für die Aussteifungen zum Teil noch über der Wasseroberfläche zu sehen waren, genauso wie die Schwerlaststeher (siehe Abb. 7). Das Niveau des Wassers reichte bis kurz unter das obere Ende der Spundwand.



Abb. 7 freier GWSP bei deaktivierter Pumpe

Da der Versuch Unterwasserbetonsohle mit Kanalverlegung durch Bautaucher erfolgreich durchgeführt worden war und ohnehin die Baugrube aufgrund des Anschlussbauwerks auf Ortbetonbauweise ausgelegt ist, wurde am 7.1.2015 die Baugrube leer gepumpt, um im Bereich 2 nach der Schmalwand die restlichen vier Fertigteile inkl. Auslauf-Fertigteil quasi im Trockenen zu verlegen. Betont wurde mit derselben Betonrezeptur (B25/30, B9, F59, GK22) wie zuvor. Dann wurde mit dem Fertigteil Nr. 9 gestartet. Die Verlegearbeiten erwiesen sich als deutlich einfacher, da ein minimaler Wasserspiegel von wenigen Zentimetern ein „normales“ Arbeiten in der Baugrube zugelassen hat. Die Arbeiter konnten im Trockenen ohne Funk kommunizieren, brauchten nur Gummistiefel – keinen dichten Neoprenanzug – keine Sauerstoffversorgung und konnten dieselben Hilfsmittel und Werkzeuge wie im Oberwasserbereich verwenden.

Ein eigener Pumpensumpf befand sich in der Nähe der Schmalwand (nordseitig). Da der Kanal jedoch ein Gefälle aufweist, wurde temporär eine zweite, weniger leistungsstarke Pumpe am Ende der Baugrube (murseitig) installiert, um die Baugrube entsprechend zu entleeren.



Abb. 8 Eindringen von Wasser in die Baugrube

Da die Schlösser der Spundwände nicht mit Bitumen abgedichtet worden waren und auch im Bereich der Schmalwand (siehe Abb. 8 rechts) eine Lücke der Baugrubensicherung bestand, drang nicht nur von unten konstant Grundwasser in die Baugruben ein.

Unmittelbar nach dem Verlegen des letzten Fertigteils wurde am 8.1.2015 die durch die weggerissene Schmalwand entstandene Fehlstelle anschließend an das Fertigteil zubetoniert, um später wieder ihre abdichtende Wirkung herzustellen. Bei gelenzter Baugrube wurden die Fertigteile seitlich hinterfüllt, um das seitliche Ausweichen der Tiefbaumörtel-Verpressung zwischen Fertigteil und Betonsohle zu verhindern. Der freie Grundwasserspiegel wurde wieder hergestellt (deaktivieren der Pumpen) und somit mussten die schlanken Stellfüße nur das Gewicht der Kanalelemente und der Hinterfüllung unter Auftrieb tragen.

In den Fertigteilen wurden Ventile einbetoniert, um den Tiefbaumörtel zu verpressen. Da diese zu schräg einbetoniert worden waren zu denen der Bautaucher keinen Zugang hatte (Details siehe Kapitel 7.2.1 Dichtung), musste die Baugrube wiederholt leer gepumpt werden, um Reinigungs- und Stemmarbeiten im Trockenen durchzuführen. Nach dem Ausbessern der Betonränder um die Ventile, wurde die Baugrube Mitte Jänner wieder geflutet und Tiefbaumörtel Duriment (siehe 7.4 Verpressen) unter den Fertigteilen im Bereich der Stellfüße verpresst.

Daraufhin folgten Anschlussarbeiten in Ortbetonweise, was bedeutete, dass die Baugrube vollständig vom Wasser befreit wurde. Dazu wurde ein Pumpensumpf am tiefsten Punkt im Bereich 3 installiert, wie in Abb. 9 dargestellt.



Abb. 9 Pumpensumpf im Bereich 3

5. Spundwände

Spundwände sind als temporäre Sicherungsmaßnahme zu betrachten, d.h. nach Beendigung der Bauarbeiten und Hinterfüllen der Baugrube werden die einzelnen Spundbohlen wieder gezogen. Spundwände werden hauptsächlich als Baugrubensicherung eingesetzt, wo beengte Platzverhältnisse herrschen oder eine Abdichtungsmaßnahme gegen drückendes Wasser vonnöten ist. Es ist möglich diese wasserdicht herzustellen, als auch unter dem Grundwasserniveau zu arbeiten. Im unteren Bereich wird die Baugrube entweder durch einen natürlich dichten Boden oder einer Unterwasserbetonsohle abgedichtet (www.wikipedia.at, 09.03.2015).

5.1. Spundwandssystem Fall Gössendorf

Nur im Falle einer trockenen Baugrube mit auftriebssicherer Unterwasserbetonsohle ist eine dichte Baugrube erforderlich. Im Pilotprojekt wurden sowohl eine Bauweise unter Wasser als auch eine Trockenbauweise mit Ortbeton ausprobiert. Es war daher wichtig, ein System zu erstellen, das sowohl Arbeiten unter Wasser zuließ, als auch dicht und auftriebssicher war (www.wikipedia.at, 09.01.2015). Um eine dichte Baugrube zu erstellen, entschied man sich für ein Spundwandssystem. Die Spundwanddielen aus Stahl waren je 12 m lang und wurden als Begrenzung der rund 45 m langen Baugrube gerammt. Sie waren im Kopfbereich einfach ausgesteift und entsprechend tief in den Untergrund eingebunden, d.h. die Spundwand entsprach dem statischen System eines eingespannten und am Kopf einfach abgestützten Trägers – ein statisch 1-fach unbestimmtes System.



Abb. 10 Spundwand mit I-Trägern Auslaufbauwerk Gössendorf



Abb. 11 variable Spundwandaussteifung

Glücklicherweise befanden sich im Bereich der Baugrube bis auf eine Ausnahme keine Findlinge, weswegen die Linienführung der Spundwandachsen relativ gut eingehalten werden konnte. Im Bereich der Schmalwand wurde das Rammen der Profile zu Beginn

ausgelassen und stattdessen mit einem Schotterkegel stabilisiert, da die Schmalwand eine rein dichtende Wirkung hat und nur geringe Zugspannungen aushält. Dieser Bereich wurde später durch Betonieren im Bereich der Schmalwand kompensiert. Durch die Aussteifungen wird eine größere Verformung im Bereich der Auslassung vermieden.

Beim Herstellen der Unterwasserbetonsohle ließ es sich nur schwer vermeiden, nicht direkt an die Spundwand anzuschließen. An der Kontaktstelle hätte kein Kraftschluss zwischen Spundwand und UW-Betonsohle erfolgen sollen, was jedoch in der Ausführung der Fall war. Zwar ist dies, was die Auftriebssicherheit betrifft, ein Vorteil, da sich die Unterwasserbetonsohle quasi an der Spundwand „festhält“, jedoch ergaben sich dadurch Erschwernisse beim Ziehen der Spundwand.

Laut Erfahrungen können beim Ziehen von Spundwänden Setzungen im Nahbereich der Spundwände bis zu mehreren Zentimetern auftreten, was bei hohen Genauigkeitsanforderungen an die Höhenlage der Bauwerke problematisch sein kann. Ein Ortbetonkanal kann mehr Probleme bereiten als die Fertigteillösung. Bei der Ortbetonlösung werden die Setzungen über Zwängungen aufgenommen. Dies führt zu Spannungen, und möglicherweise zu Rissen und in weiterer Folge dann zu Undichtigkeiten, während die Fertigteile die Setzungen größtenteils mitmachen und sich lediglich Verdrehungen in den Stößen einstellen (Gliederkette), die das Dichtungssystem ohne Verlust der Dichtigkeit mitmachen kann (Freytag, Marte, 2012). Problematisch bleiben natürlich Änderungen im Gefälle die bei der einen wie der anderen Baumethode zu berücksichtigen sind.



Abb. 12 Spundwand Auslaufbauwerk ARA Gössendorf mit Schotterkegel

Da im Fall einer Bauweise ohne Wasserabsenkung in der Baugrube der Wasserdruck außen dem Wasserdruck innen entspricht (geringere Beanspruchung der Baugrubenwand und praktisch kein hydraulischer Gradient zwischen Innen- und Außenwasserspiegel), kann bei der Unterwasserbaumethode die Einbindetiefe der Spundwand verringert werden – was sich beim Ziehen der Spundwände wiederum günstig im Hinblick auf mögliche Setzungen auswirkt.

5.2. Aussteifungen

Die Anforderungen an ein Aussteifungssystem sind hoch. Die Verformungen der Spundwand sollten möglichst gering gehalten werden. Beim Einbringen des Unterwasserbetons und der rund 3 m langen Kanal-Fertigteile sollte das Aussteifungs-System mobil sein, sprich die Aussteifungen herausnehmbar. Als Lösung wurden an der Spundwand bzw. an den am oberen Ende querliegenden I-Trägern (= Gurtung) „Schuhe“ angeschweißt, d.h. horizontale Halterungen für die Schwerlaststeher. (siehe Abb. 10) Diese wurden dort von zwei Arbeitern binnen weniger Minuten eingelegt, herausgefahren und gegen die Spundwand gespannt. Je nach Position, wo gerade gearbeitet wurde, wurde der Schwerlaststeher aus der Haltevorrichtung herausgenommen, sodass an der „offenen“ Fläche gearbeitet werden konnte. Lt. Statik sollte ein maximaler Abstand von 6 m zwischen den ausgespreizten Schwerlaststehern eingehalten werden.



Abb. 13 Schwerlaststeher Doka zur Aussteifung der Spundwand

5.3. Spundwandziehen – Problematik Setzung

Ein wesentlicher Punkt der Dokumentation des Pilotprojekts Gössendorf für die Umsetzung im innerstädtischen Bereich ist das Miteinbeziehen der Setzungen des Kanals zufolge Spundwandziehens. Bis dato gibt es nur beschränkt Informationen bzw. wissenschaftliche Aufzeichnungen über Folgesetzungen von z.B. Bauwerken nach Rückbauen einer Baugrubensicherung wie dem Spundwandziehen. Auch wenn sich diese zu erwartenden Folgesetzungen wahrscheinlich nur in einer kleinen Dimension abspielen werden, ist es dennoch wesentlich für einen Kanal, dessen geringes Gefälle von weniger als einem Prozent eingehalten werden muss.

Wichtig vor dem Spundwandziehen ist, dass der Kraftschluss der Abstellung zwischen Unterwasserbetonsohle und Spundwand aufgehoben wird. Dabei wurden an vier Stellen, am Anfang und am Ende der Unterwasserbetonsohle Bewehrungsstäbe an die Spundwand angeschweißt.

6. Kanalfundamente

Grundlage für die Montage der Fertigteile ist eine Baugrube, die unter Wasser steht. Nach erfolgtem Aushub wurde die Baugrubensohle von den Tauchern auf ihre Genauigkeit überprüft, um danach ein Fundament für den zukünftigen Kanal zu erstellen. Dieses Fundament soll bewirken, dass die Kräfte – resultierend aus der Belastung bzw. Beanspruchung – gleichmäßig in den Unterboden eingeleitet werden und möglichst geringe Verformungen auftreten. Die Erfahrung aus anderen Projekten (siehe Kapitel 6.1.2 Beispiele) zeigt, dass sich eine Unterwasserbetonsohle bisher bewährt hat. Im Zuge des begleitenden Forschungsprojektes sollte allerdings nicht nur aus bereits bestehenden Projekten gelernt, sondern es sollten auch neue Idee erforscht und ausprobiert werden, um letztendlich eine optimale Lösung gestalten zu können. Deswegen wird im folgenden Kapitel eine Alternative zur Unterwasserbetonsohle, nämlich die Bettung aus Punktfundamenten mit anschließender Sandeinspülung, beschrieben.

6.1. Unterwasserbetonsohle

6.1.1. Unterwasserbeton - Einbringarten

Nach den ersten Versuchen mit Unterwasserbeton in den 30er Jahren bestehen heute noch Verfahren, die angewendet werden:

6.1.1.1. Unterwasserschüttung

Beim Beton für Unterwasserschüttungen ist es wichtig, dass eine zusammenhängende Masse beim Einbau fließt, die somit auch fließfähig, pumpbar, schwer entmischbar und wasserundurchlässig ist. Ein Verdichten ist dabei nicht nötig, sondern kann sogar im oberflächennahen Bereich schädlich sein. Zu den Neuentwicklungen zählen auch erosionsfeste Betone. Dieser Beton entmischt sich nicht, während er ungeschützt durchs Wasser fällt (Ebeling/ Freimann 2013).

6.1.1.2. Ausgussbeton

Der Mörtel sollte sehr beweglich und zusammenhängend sein, um alle bestehenden Hohlräume des Steingerüsts beim Durchströmen ausfüllen zu können. Im Hinblick auf Stahlfaserbeton würde sich das nicht gut ausführen lassen, da die Fasern möglichst homogen untergemischt werden sollten. (Uni Münster 2014)

Einbauverfahren für fertiggemischte Betone sind z.B. das Contractor Verfahren, wobei die Masse durch senkrechte Rohre geschüttet wird. Wichtig dabei ist, dass das Rohrende immer genügend tief im bereits ausgelaufenen Beton situiert ist, um ggf. eine Ausspülung und Entmischung zu vermeiden. Eine abgewandelte Variante ist das Pumpverfahren, bei dem der Beton anhand einer Pumpe mit Ausleger und Schüttrohr injiziert wird.

Weitere Verfahren wären z.B. das Kübelverfahren, Einbringen im freien Fall und das Hydroventilverfahren (www.baulexikon.de, 20.09.2014).

6.1.2. Beispiele Unterwasserbetonsohle

Beispiel Kläranlage

Zuletzt genanntes Verfahren wurde bei einer Baugrubenabdichtung mittels Unterwasserbeton für eine Kläranlage angewandt. Aufgrund des Grundwasserspiegels war es notwendig, die Baugrubensohle dicht zu konstruieren, um das Wasser später abzupumpen und ein Aufschwimmen der UW-Betonsohle zu vermeiden. Das Oberflächengefälle betrug 1:15 (bei einer Stärke von 1,30-2,80 m). Da dies bei dem Einbauverfahren aber nicht möglich war, wurde nach Abpumpen des Wassers im Trockenen ein Ausgleichsbeton mit gewünschter Ebenheit hergestellt.

Beispiel James-Simon-Galerie

Ein Beispiel für Unterwasserbeton mit Düsenstrahlsohle, Spundwänden und Taucharbeiten für die Plattenverankerung stellt das Projekt Berliner Museumsinsel auf der James-Simon-Galerie dar (www.dbz.de, 22.09.2014).

Zur Verbesserung des Baugrundes wurden mittels 1500 Düsenstrahlsäulen mit einem Durchmesser von je 1,90 m (Zementsuspension im Rotationsverfahren) die Spundwände am Fußpunkt (horizontal) ausgesteift. Die Abdichtung der Baugrubensohle war nicht Aufgabe dieser Konstruktion, hierfür wurde die darauffolgende Unterwasserbetonsohle aufgetragen und somit eine wasserundurchlässige Sohle hergestellt. Da der tragfähige Baugrund bis zu 40 m tief liegt, wurde die Lastabtragung durch 1200 Mikropfählen auf engem Raster gesichert. Letztere dienten nicht nur zur Gründung des Gebäudes, sondern auch zur Sicherung der Baugrubensohle (Unterwasserbetonsohle) gegen ein Aufschwimmen. Dies geschah mit einer kraftschlüssigen Verankerung von Pfählen und der Unterwasserbetonsohle mit Hilfe von Kopfplatten. Wichtig war eine Auflast vor der Montage, um einen Grundbruch zu vermeiden. Nach dem Bodenaushub waren die Tröge noch bis an die Oberkante der Düsenstrahlsohle wassergefüllt. Spezialisierte Taucher kontrollierten die Pfahlköpfe und montierten die Kopfplatten auf die Kleinbohrpfähle. Beim Aufschütten der

Unterwasserbetonsohle musste darauf geachtet werden, ein Einschließen von Fremdmaterial zu vermeiden. Dies wurde durch einen durchgängigen Arbeitsgang erreicht. Bei beengtem Arbeitsraum ist sowohl auf die zeitliche als auch auf die örtliche Abstimmung der Betonzulieferer (LKW, Kran) achtzugeben. Nach einer erfolgreichen Dichtheitsprüfung konnte die Baugrube gelenzt werden.

6.1.3. Faserbeton

Faserbeton ist eine Art von Beton, bei dem anstelle von Bewehrungsseisen feine Fasern hinzugegeben werden. Diese Fasern sind meist Glas- oder Stahlfasern.

Nach dem Abbinden von Faserbeton bleibt ein rissarmer Betonquerschnitt bestehen. Die Zugkraft, die die Bewehrung übernehmen sollte, ist abhängig von der Faserart und dem Faseranteil. Ein Vorteil ist die Dauerhaftigkeit – es entstehen quasi keine Korrosionsprobleme und Abplatzungen im Vergleich zum Stahlbeton (Holschemacher, 2006).

Vor circa 40 Jahren wurde Faserbeton zum ersten Mal in Deutschland im Rahmen eines Projektes am Potsdamer Platz eingesetzt. Es wurde eine Unterwasserbetonsohle mit Stahlfasern gefertigt.

Beispiel Potsdamer Platz

Bei Baugruben mit großem Volumina ist es aufgrund von Umwelt- und Grundwasserschutzauflagen ein guter Lösungsansatz, Unterwasserbetonsohlen zu konstruieren, um nicht nur Standsicherheit, sondern auch duktilen Verhalten des Bauteils zu erreichen, um schlagartiges Betonversagen zu reduzieren (Falkner, 2000).

Da es sehr teuer ist, große Betonflächen in einer Wassertiefe von ca. 20 m zu installieren und mit Wasserdrücken von bis zu 200 kN/m² zu arbeiten, hat sich nach experimentellen Untersuchungen und Prüfungen an der TU Braunschweig und am iBMB herausgestellt, dass durch den Einsatz von Stahlfasern in diesem Fall die Plattendicke von 1,5 m auf 1,2 m reduziert werden und der Pfahlabstand erhöht werden kann (Teutsch, 2006).

Im Rahmen des Versuchs wurde der Wasserdruck in Form von Versuchsplatten aus Kork mit den Maßen 3 x 3 x 0,28 m und neun Spannkernen simuliert und somit der Spannbetonboden beansprucht. „Bei der Berechnung solcher Unterwasserbetonsohlen ging man bisher davon aus, dass dicke, unbewehrte, über Zuganker in den Baugrund rückverankerte Betonsohlen die auf die Platte wirkenden Auftriebskräfte über innere räumliche Gewölbe abtragen. [...] Der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit wurde als erfüllt angesehen, wenn in den Betondruckzonen des Gewölbes, d. h. im Scheitel und an den Auflagerungspunkten, die zulässigen Druckspannungen nicht überschritten werden. Mit einem derartigen Ansatz

können Unterwasserbetonsohlen für Linienbaustellen erfolgreich ausgeführt werden.“ (Falkner, 2000)

Ein größeres Verformungsvermögen und die Fähigkeit ungleichmäßigen Setzungen entgegenzuwirken, sprachen in diesem Fall für die faserbewehrte Unterwasserbetonsohle.

Beispiel Sanierung des Tosbeckens Aarekraftwerkes, Bannwil (Schweiz)

„Die Ausführung als Unterwasserbeton war kostengünstiger und weniger zeitaufwändig gegenüber dem Betonieren im Trockenen in einer umpundeten 8,50 m tiefen Baugrube. Eingebaut wurden 65 cm Aufbeton, verankert mit insgesamt 320 Stahlstäben in der vorhandenen Betonsohle des Tosbeckens. [...]

Ausgeführt wurde ein selbstverdichtender Unterwasser-Stahlfaserbeton (SCC-UW-SFB) [...] Der Stahlfaserbeton wurde abschnittsweise in die drei Wehrfelder mithilfe einer Betonpumpe unter Wasser eingebaut; die Arbeiten wurden von Tauchern überprüft, um die Sollhöhen und Ebenheit der Betonoberfläche einzuhalten. [...] Außerdem wurde mit einer schwimmenden Sperre ein Vermischen des belasteten Wassers mit dem Flusswasser so weit wie möglich verhindert. Das durch den Betoneinbau verdrängte Wasser wurde zur Verdünnung vor die Turbineneinläufe gepumpt, um den pH-Wert des Flusswassers nicht nachteilig zu verändern.“ (Brux, 2005)

6.1.4. Vorteile und Nachteile von Stahlfaserbeton

Zu den Vorteilen zählt sicher, dass die Eigenschaften des unbewehrten Betons verbessert werden, d.h. durch den Einsatz von Stahlfaserbeton können infolgedessen die Abmessungen der Betonbauteile reduziert werden. Bei Bauteilen, die hauptsächlich auf Normaldruckkraft beansprucht werden, kann die Bewehrung bzw. auch die Bügelbewehrung durch Stahlfasern ersetzt werden. Zusammenfassend ist zu sagen, dass zu den besonderen Eigenschaften von Stahlfaserbeton seine große Duktilität und sein relativ günstiger Preis im Vergleich zu anderen Bewehrungssystemen zählen. An Stellen, wo die Einlage von Betonstahlbewehrung oft mühsam ist, besteht die Gefahr, dass sich die Bautaucher verheddern, wie z.B. im Unterwasserbereich an Aussparungen und Lasteinleitungsbereichen. Bei statisch unbestimmten Systemen kann durch den Einsatz von Stahlfasern die Traglast im Zustand 2 gesteigert werden, da das Bauteil zu einer Momenten Umverteilung veranlasst wird, wie z.B. bei Bodenplatten, Rohren und Tunnelelementen (Teutsch, 2006).

Nachteilig ist, dass es bisher viel weniger Erfahrungswerte und Regelwerke für Faserbeton gibt als für normal bewehrten oder unbewehrten Beton. Die Anordnung und gleichmäßige Verteilung der Fasern über den Querschnitt kann nicht vollständig garantiert und nachgeprüft

werden. Im Vergleich zu bewehrtem Beton können die Fasern nicht dieselben Kräfte wie eine Bewehrung aufnehmen. Zwar brilliert Faserbeton ökonomisch, jedoch bleibt die Frage nach dem ökologischen Aspekt – wie recycelt man ihn – noch offen.

6.1.5. UWBS aus Stahlfaserbeton beim Projekt Gössendorf

Die Anforderung an die Unterwasserbetonsohle ist eine ausgleichende Wirkung, keine Auftriebssicherung. Daher reicht eine unbewehrte Unterwasserbetonsohle mit einer Stärke von 30 cm lt. Statik aus. Eine Bewehrung kommt für die Bautaucher nicht in Frage, da die Gefahr des Hängenbleibens mit dem Tauchschlauchs zu groß ist. Womit die Idee der bewehrten Streifenfundamente eliminiert werden musste. In der 2. Baubesprechung am 09.10.2014 einigte man sich auf Stahlfaserbeton. Die Faserzugabe von 30 kg/m³ soll den Unterwasserbeton im Hinblick auf eine bessere Tragfähigkeit unterstützen.

6.1.1. UWBS Auslaufbauwerk Gössendorf

Ab der Oberkante Baugrubensohle wurde eine mindestens 30 cm dicke Unterwasserbetonsohle hergestellt, die als Bettung für den späteren Kanal dienen soll. Über der Unterwasserbetonsohle soll ein Spielraum von 10 cm für Stellfüße, Toleranzen und Verpressgut eingehalten werden. Die Fertigteile des Kanals konnten höhengenaue mithilfe von heraus-schraubbaren Stellfüßen einjustiert werden. Das Einbringen des Unterwasserbetons erfolgte durch einen Bautaucher.



Abb. 14 Bautaucher

Die Montage inkl. Aushärten dauerte 7 Tage. Aufgrund des Unterwasserbetons wurden Absetzbecken benötigt, um die Schlempe zu entfernen. Sie durfte nicht in die Mur gelangen und musste als Sondermüll entsorgt werden. Dazu sind Muldencontainer mit Vlies zum Einsatz gekommen.

Da die labile Schmalwand nur im Bereich zwischen den Spundwänden abgerissen wurde, wurde die Unterwasserbetonage und somit auch das Versetzen des Fertigteil-Kanals in zwei Teilschritte unterteilt. Im Dezember 2014 wurden 9 Fertigteile bis zur Schmalwand eingerichtet, im Jänner die restlichen drei Stück bis hin zum Auslauf in die Mur.

6.1.1.1. Vorbereitungsarbeiten Unterwasserbetonage

Nach dem Ausheben der Baugrube wurde festgestellt, dass die geforderte Genauigkeit von ein paar wenigen Zentimetern nicht erreicht wurde und eine rund 40 cm dicke Schlammschicht darüber über der Aushubsohle lag. Bei einer maximalen Abweichung von 48 cm der Soll-Höhe (lt. Nautilus) und bis zu 1,5 m hohen Erdkeilen, die sich in den Tälern der Spundwand ablagerten, erfolgte eine manuelle Nachbehandlung durch Bautaucher, welche rund 2 Wochen in Anspruch nahm. Nachdem der Schlamm abgesaugt war und die Täler gereinigt, konnte mit der Unterwasserbetonage begonnen werden. Diese Erfahrung ist bei einer eventuellen Umsetzung dieser Bauweise für den zentralen Speicherkanal jedenfalls zu berücksichtigen und zu kalkulieren.

6.1.1.2. Unterwasserbetonage Auslaufbauwerk Gössendorf

Für das Einbringen der Unterwasserbetonsohle bringt ein Bautaucher unter Wasser den Faserbeton ein, der über eine Betonpumpe zugeführt wird. Einer seiner Kollegen steht draußen, um über Funk mit ihm zu kommunizieren, ein weiterer Bautaucher steht am Ponton, um stetig die Höhe der soeben eingebrachten Betonmasse zu kontrollieren. Meter für Meter arbeiten sich die Taucher vor, wobei immer der aktuelle Schwerlaststeher als Spundwandaussteifung herausgenommen wird und die Pumpe permanent Schlamm absaugt, um die Betonagearbeit zu erleichtern.

Für die Herstellung der Unterwasserbetonsohle durch die Bautaucher wurde alle 20 min ein Mischwagen angefordert, der den Faserbeton dem Pumpwagen übergab. Aufgrund von Regenfällen und steiler Baustraße gelang es erst mithilfe des Mobilbaggers, die Rampe wieder befahrbar zu machen. Die 54 m³ Faserbeton konnten dann jedoch binnen 4 Stunden vom ersten Pumpschlag weg ohne Unterbrechung eingebracht werden.



Abb. 15 Unterwasserbetonage ARA Gössendorf 9.12.2014

Zum Abschalen gegenüber dem Anschlussbauwerk, welches in Ortbetonbauweise hergestellt wurde, wurden folgende Elemente eingebaut:



Abb. 16 Abschalgitter (li) und Stahlprofil (re) zum Abschalen der UWBS

Nachdem der erste Teil errichtet und die Baugrube fast vollständig geleert wurde, war sehr gut zu erkennen, wo genau abgeschalt wurde und wo der Anschluss in Ortbetonbauweise angeknüpft werden sollte:



Abb. 17 Anschlussbeton UWBS

6.1.1.1. Festigkeit Unterwasserbeton

Sobald der Faserbeton die vorgesehene Festigkeit erreicht hatte, wurden die Fertigteile eingebaut. Um sicher zu gehen, wurden neben normgemäßen Würfelproben auch 6 Stück Betonwürfel normgetreu am 3.12.2014 gefüllt und im Unterwasserbereich der Baugrube für 6 Tage mittels Krankorb gelagert (siehe Abb. 17).



Abb. 18 Einheben der Faserbetonwürfel

Diese wurden am 9.12.2014 am LKI auf ihre Festigkeit geprüft und somit der Startschuss zum Verlegen der Kanal-Fertigteile gegeben. Der Unterwasserbeton C25/30 B9 hatte einer Bruchlast von rund 600 kN (150 mm Kantenlänge) standgehalten und somit eine Druckfestigkeit von rund 25 MPa erreicht.

6.2. Punktfundamente

Um eine Alternative im Pilotprojekt zum kostspieligen Einbau der Unterwasserbetonsohle aus Stahlfaserbeton aufzuzeigen, wurde eine punktuelle Lagerung der Kanalelemente auf je vier Punktfundamenten seitens der TU Graz vorgeschlagen. Bei den Punktfundamenten handelt es sich um gefüllte Säcke aus einem Sand-Kies-Gemisch, wobei das Sackmaterial, die Füllung, Stapelung, Lasteinleitung etc. durch einen Vorversuch seitens der TU festgelegt wurde. Laut Machbarkeitsstudie (Freytag, Marte, 2012) müssen die Auflagepunkte im Fall ZSK einer Genauigkeitsanforderung von $\pm 2,5$ cm zur Solllage entsprechen. Weitere Ungenauigkeiten können mit einem vorgesehenen Belag, einem Spezialestrich, ausgeglichen werden.

6.2.1. Geokunststoffe als Sackmaterial

1957 wurden zum ersten Mal Sandsäcke aus Polyamidseidengewebe eingesetzt, um eine Deichbefestigung in Holland zu ermöglichen. (www.nova-institut.de, 26.01.2015)

In technischen Datenblättern der Geotextile ist eine Vielzahl an Prüfergebnissen enthalten. Ein Vergleich dieser Ergebnisse ist jedoch nur schwer möglich, da je nach Verfahren unterschiedliche Prüfbedingungen angewendet werden.

Zu häufig verwendeten, synthetischen Faserrohstoffen, die der Kunststoffgruppe Thermoplaste angehören, zählen die Folgenden: Polyacrylnitril (PAN), Polyamid (PA), Polyester (PES), Polyethylen (PE), Polypropylen (PP). In Tab. 2 werden wesentliche, getestete Eigenschaften tabellarisch aufgelistet.

„Synthetische Gewebe zum Verpacken von Böden (Sandsäcke, Schläuche) werden beim Füllen und Einbau sehr starken mechanischen Belastungen ausgesetzt. Großvolumige Säcke mit rund 1 m^3 Inhalt weisen Gewichte um 20 kN, also 2 to auf.“ Lt. Heerten, 1981. Ansprüche an die Filtereigenschaften werden hierbei sekundär.

Bereits im Jahre 1958 wurden Erosionsfilter, Folienbändchen- und Multifilamentgewebe eingesetzt.

Tab. 2 Eigenschaften der Faserrohstoffe lt. Heerten (1981)

EIGENSCHAFTEN	FASERROHSTOFF				
	PAN	PA6	PES	PE	PP
Dichte [t/m ³]	1,14 - 1,17	1,14 - 0,15	1,36 - 1,38	0,95 - 0,96	0,90 - 0,92
Erweichungsbereich [°C]	190 - 235	170 - 215	235 - 260	120 - 135	150 - 175
Feuchtigkeitsaufnahme bei 20°C u. 65% rel. Luftf. [%]	1 - 2	4,3	0,2 - 1,0	0,0	0,0
Reißfestigkeit trocken [cN/dtex]	2,5 - 5,0	4,5 - 8,3	2,5 - 8,5	3,5 - 6,5	2,5 - 8,5
Reißfestigkeit nass [% trocken]	80 - 95	80 - 90	95 - 100	95 - 100	100
Reißdehnung trocken [cN/dtex]	40 - 15	40 - 20	40 - 10	30 - 15	30 - 15
Reißdehnung nass [% trocken]	105 - 110	105 - 125	100 - 105	100	100
Kriechneigung	?	gering	gering	sehr hoch	hoch
Scheuerfestigkeitsverhältnis (PA=10)	gering	10	5	?	1
Beständigkeit gegen Säuren verdünnt	++	+	+	++	++
Mikroorganismen (Schimmel, Fäulnis, Rotte)	++	+	++	++	++
Licht (UV-Bewitterung)	++	o	+	++	-

++	seht gut	PAN	Polyacrylnitril
+	gut	PA6	Polyamid
o	mittel	PES	Polyester
-	schlecht	PE	Polyethylen
		PP	Polypropylen

Hochfeste, dichtgewebte Nylon-Gewebe (PA 6.6) sind relativ unempfindlich gegenüber basischer Umgebung und werden somit gerne bei Kontakt mit Beton verwendet.

Es gibt verschiedene Bindungsarten von Geweben, wobei die Leinenbindung eine sehr feste Fertigung erlaubt. Eine Vorkonfektionierung, d.h. eine Fertigung für gewisse Ansprüche für spezielle Aufgaben, ermöglicht es z.B., endlose, nahtlose Elemente herzustellen, Säcke unterschiedlicher Größen anzufertigen und Webbahnen zu großen Einheiten zusammenzufügen.

Geotextilien können Lastverteilung und Lastabbau von lokaler Druckbeanspruchung günstig beeinflussen. Durch die Vorbeugung unter den Einzelkörnern (Schotter, Kies) entstehende Mikrogrundbrüche werden Oberflächenlasten besser abgetragen und aufgenommen. Am

Beispiel von Sandsäcken trennen diese die Schichten und passen sich dem Untergrund an, um Lasten effizienter einzuleiten (Heerten, 1981).

Parameter wie Zugfestigkeit und Dehnung bei Höchstzugkraft des Textils sind wichtige Eigenschaften, um die korrekte Auswahl zu treffen, um einen Sandsack als Fundamentersatz einzusetzen.

Um die Setzungen und das Verhalten der Punktfundamente bzw. Sandsäcke zu prognostizieren, führte die TU Graz im Auftrag der Wasserwirt Vorversuche durch. Gängige Maße für Sandsäcke sind 30x60 cm oder auch 40x60 cm. Es standen das Sackmaterial Jute und Polypropylen zur Auswahl. Es wurden Sandsäcke auf www.sandsackshop.de bestellt und im Labor für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz befüllt.

Tab. 3 Bestellung Sandsäcke Vorversuch

Artnr.	Artikel	Einzelpreis	Anzahl	Gesamt
740100	Sandsäcke Jute, Größe Jute 30x60 cm	1,24 €	25	31,00 €
73025	Sandsäcke PP Polypropylen, Größe PP 30x60 cm	0,96 €	25	24,00 €
Summe Artikel (netto):				46,22 € zzgl. MwSt.19% Betrag: 8,78 €
Summe Artikel (brutto):				55,00 €

6.2.2. Sackmaterialien

Im Folgenden sind die Sackmaterialien, die für den Laborversuch eines Punktfundaments ausprobiert wurden, beschrieben.

6.2.2.1. Jute (JU)

Jute gehört zur Gruppe der Bastfasern und liegt nach der Baumwolle an zweiter Stelle der Naturfaserproduktion. Das erst im 19. Jahrhundert in Europa bekannt gewordene Material ähnelt Flachs und Hanf bezogen auf den Aufbau des Stängels und der Gewinnung der Faserbündel. Die Garne sind relativ grob und kurz (1-5 mm), da der technische Aufschluss der Faser schwierig ist. Um ein Faserbündel aus Jutebündel zu gewinnen, werden diese

zuerst getrocknet, geröstet, geknickt, geschwungen und gehechelt. Größtenteils produziert man aus Jute Garne für Gewebe, Säcke, Verpackungsmaterialien und Grobgewebe. Jute fasert stark ab, verrottet leicht und ist empfindlich gegenüber Nässe und Lichteinwirkungen (www.materialarchiv.ch, 13.10.2014).

Sowohl Qualität als auch die mechanischen Eigenschaften der Faser sind ausschlaggebend für die Eigenschaften des späteren Verbundwerkstoffes. Dazu zählen z.B. die Zugfestigkeit und Steifigkeit. (wiki.zimt.uni-siegen.de, 13.10.2014)

6.2.2.2. Polypropylen (PP)

PP gehört der Gruppe der Polyolefine an und wird durch Polymerisation von Propen produziert. PP zeichnet sich durch einen sehr hohen Schmelzpunkt und geringer Neigung zur Spannungsrisbildung im Vergleich zu anderen Kunststoffen aus. PP wird bei Kälte spröde. Es ist im Vergleich zu Polyethylen sehr steif und widerstandsfähig gegen Kriechen, d. h. die Tendenz, unter gleichbleibender Belastung zu fließen, ist geringer.

Abgesehen von der Produktion durch Spritzgießen wird es auch in Form von Gewebefolien hergestellt. Dabei werden die einzelnen Folienstreifen miteinander verwebt. Hauptsächlich wird PP für Verpackungen, Folien und Fasern, in der Fahrzeug- und Bauindustrie u.v.m. gebraucht. (www.materialarchiv.ch, 13.10.2014)

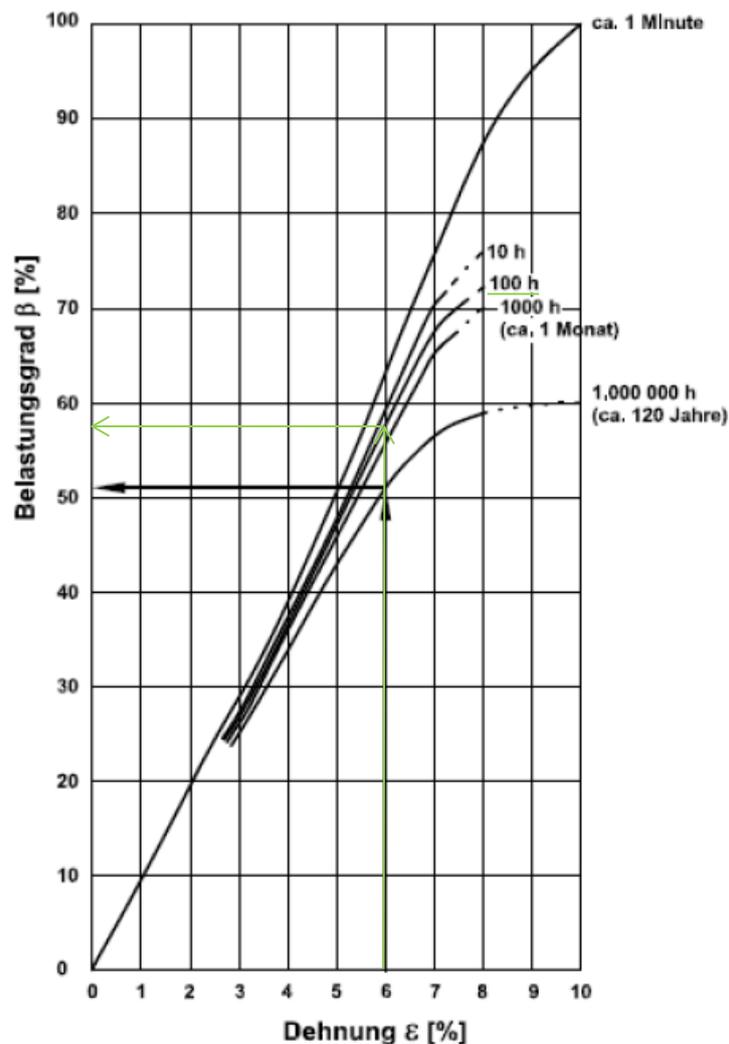
Tab. 4 Materialeigenschaften Sandsackmaterialien

Faser	E-Modul [kN/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung ϵ_B [%]
Jutefaser	8-78 lt. wiki.zimt.uni-siegen.de, 13.10.2014	400-700 lt. wiki.zimt.uni-siegen.de, 13.10.2014	1,7-1,8 lt. wiki.zimt.uni-siegen.de, 13.10.2014
PP	13-18 Lt. www.wikipedia.org, 13.10.2014	25-40 Lt. www.goodfellow.com, 13.10.2014	70 Lt. www.materialarchiv.ch, 13.10.2014

Der geforderte Materialwiderstand richtet sich auch bei Geotextilen nach der dafür voraussehbaren Beanspruchungs- und Nutzungsdauer. In diesem Fall wird angenommen, dass die Punktfundamente, also die Materialien der Sandsäcke für den Bauzustand, tragfähig sein sollten. Beim Betrachten der Isochronenkurven in Dia. 1 kann man die Relation zwischen Belastungsgrad β und Dehnung ϵ herauslesen. Bei der Isochronenkurve

von 100 h ist ein quasi linearer Zusammenhang bis zu einem Belastungsgrad von 65 % und einer Dehnung von rund 6,7 % zu erkennen. D.h., dass z.B. bei einer zulässigen Dehnung von 6 % für die Nutzungsdauer von 100 h ein Belastungsgrad von ca. 57 % angesetzt werden kann. (Ernst & Sohn 2010)

Unmittelbar nach dem Versetzen, Einjustieren und Dichten der Kanalfertigteile wird der noch offene Zwischenraum mit tragfähigem Material verpresst und zugeschüttet. D.h. die „Fundamentsäcke“ haben keine dauerhafte Funktion womit



Dia. 1 Isochronenkurven - Kriechverhalten

6.2.3. Vorversuche Sandsäcke

Um die potentiellen Punktfundamente einsetzen zu können, wurde eine Reihe von Vorversuchen durchgeführt, um einen Versuchseinbau im Pilotprojekt gewährleisten zu können. Der geplante Versuchsablauf sollte folgendermaßen aussehen:

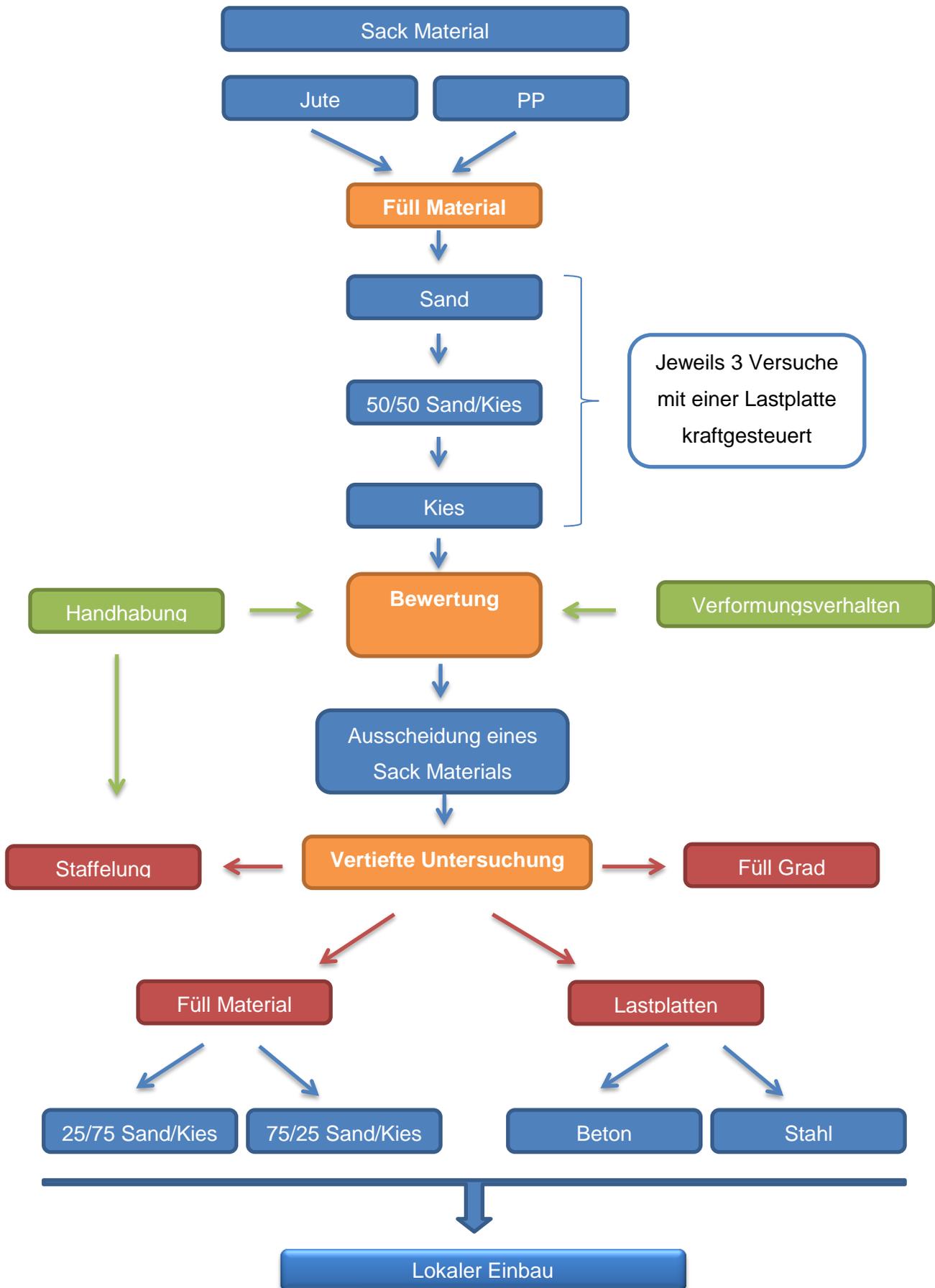


Abb. 21 Versuchsprogramm Sandsack Auflagen

6.2.4. Lastplattenversuch mit Sandsack Einzelfundamenten

Zu Beginn sind verschiedene Varianten von Sackmaterialien und Füllgraden vorbereitet worden, um in einem Lastplattenversuch die Normalkraft-Setzungslinie herauszufinden. Mit dieser konnten Setzungen prognostiziert und die optimale Sackmaterial- und Sackfüllungskombination gewählt werden. Wichtige Einflussfaktoren, wie Handhabung und Staffelung, basierten auf Erfahrungswerten, welche sich im Laufe des Versuchs ergaben. Diese Einflussfaktoren sind grün hinterlegt. Orange Elemente im Flussdiagramm repräsentieren Meilensteine, also bedeutende Ereignisse, die für die spätere Dimensionierung des Punktfundaments verantwortlich sind. Die roten Elemente sind Zielelemente, die zu Beginn nicht klar waren. Anhand von Vordimensionierung, Handhabung und Versuch werden Letztere definiert, bis man einen optimalen Einbau auf der Baustelle in Gössendorf durchführen und die Punktfundamente unter Wasser austesten kann.

6.2.1. Füllung der Sandsäcke

Im Labor für Bodenmechanik und Grundbau an der TU Graz wurde zuerst Sand für 12 Stunden bei 105 Grad Celsius getrocknet (siehe Abb. 22 und 20). Anschließend wurden Sand und gebrochener Kies 2/4 mm abgewogen und in die verschiedenen Sackmaterialien je 12,00 kg, mit Ausnahme eines einzigen 6 kg Sacks, eingefüllt. Nach dem Verschließen mit einem Band wurde die Höhe im Einbauzustand nach dem manuellen Einrichten und Glätten des Sacks abgemessen, um sie am darauffolgenden Tag in die Prüfmaschine einzubauen.



Abb. 22 Sandsackfüllung 02 Kies 2/4mm



Abb. 23 Sandsackfüllung 01 Sand



Abb. 24 Sackfüllung 03 Sand-Kies Gemisch 50/50, 12,0 kg

Die Proben wurden betreffend Material, Füllung und Füllgrad verschieden kombiniert und folgendermaßen klassifiziert:

Tab. 5 Bezeichnungssystem Einzelsackversuch

Füll Material	Versuch a	Versuch b	Versuch c
01 Sand	JU01a	JU01b	JU01c
02 Kies	JU02a	JU02b	JU02c
03 Sand/Kies 50/50	JU03a	JU03b	JU03c
04 Sand/Kies	JU04axx/xx	JU04bxx/xx	JU04cxx/xx
Füll Material	Versuch a	Versuch b	Versuch c
01 Sand	PP01a	PP01b	PP01c
02 Kies	PP02a	PP02b	PP02c
03 Sand/Kies 50/50	PP03a	PP03b	PP03c
04 Sand/Kies	PP04axx/xx	PP04bxx/xx	PP04cxx/xx

Das Bezeichnungssystem lt. Tab. 8 setzt sich aus dem Sackmaterial (PP oder JU), dem Füllmaterial (01/02/03) und der Versuchsanzahl (a/b/c) zusammen:

Tab. 6 Bezeichnungssystem Einzelversuch Sandsack

PP	Polypropylen
JU	Jute
01	Sand
02	Kies
03	Sand-Kies Gemisch 50/50
a	Versuchsprobe 1
b	Versuchsprobe 2
c	Versuchsprobe 3
d	Versuchsprobe 4

Nach dem Einfüllen wurden bereits die Kombinationen Jutesack – Sandfüllung eliminiert, da das Gewebe des Jutematerials zu grob ist und somit der Verlust an Feinanteilen durch das Herausrieseln des Sandes nicht vertretbar ist.

Auch beim Einfüllen und Einrichten des Kieses in den Jutesack werden Verluste von rund 10 g pro Sack festgestellt, was jedoch akzeptabel ist.



Abb. 25 PP01a mit 12,0 kg Füllgewicht, h = 8cm

6.2.2. Lastplattenversuch Einzelsack

Im Labor für konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der TU Graz wurden im Anschluss die gefüllten Säcke, in Anlehnung an den statischen Plattendruckversuch (DIN 18 134), in eine

einaxiale Presse eingebaut. Die Lastplatte ist eine zentrisch belastete, kreisrunde Stahlplatte mit einem Durchmesser von 300 mm. Als untere Auflageplatte wurde eine Schalungsplatte aus Holz verwendet (siehe Abb. 26), der Versuch wurde weggesteuert durchgeführt.



Abb. 26 Lastplattenversuch mit 300 mm Lastplatte

Die zu jeder Wegstufe (= Setzung) in Millimeter [mm] gehörige Zeit in Sekunden [s] als auch die Normalspannung δ_1 in Kilonewton [kN] wurden von einem Programm (siehe Abb. 27) aufgezeichnet und später anhand von Diagrammen ausgewertet. In diesen ist vom Druck-Setzungsverhalten auf das Verformungsverhalten des Materials zu schließen. Die Probe wurde nach einer Steigerung der Normalspannung bis zum Maximalwert von $\delta_1 = 350$ kN wieder entlastet, ausgebaut und auf Versagen untersucht. Je nach Sackmaterial und Sackfüllung wurden, neben den aufgezeichneten Setzungen, eventuell festgestellte Längs- und Querrisse im Sack dokumentiert.

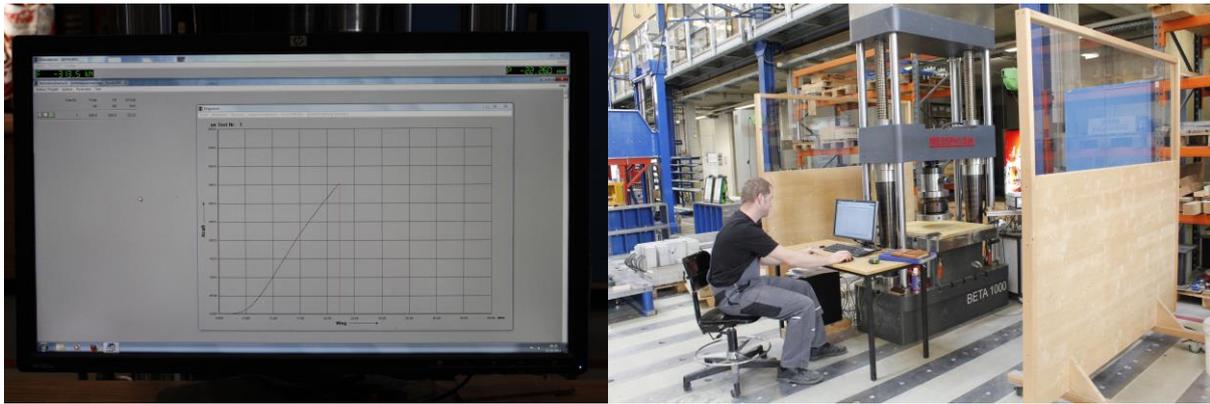


Abb. 27 Programmaufzeichnung Lastplattenversuch Druck-Setzung am LKI

In der folgenden Tab. 7 sind die mit dem Auge sichtbaren Versagensformen des Lastplattenversuches pro Probe aufgelistet.

Tab. 7 Versagensform und Ausgangshöhe im Lastplattenversuch

Probe	Ausgangshöhe [cm] (mitteldicht gelagert)	Versagensform nach Ausbau
PP01a	7,3	Querrisse
PP01b	8,0	Längs- und Querrisse
PP01d*	3,5	keine Risse
PP02a	7,0	Längsrisse
PP02b	6,6	keine Risse
PP03a	7,0	keine Risse
PP03b	6,5	keine Risse
PP03d*	12,5	Risse an Reibungsstellen
JU02a	7,8	Längsrisse
JU02b	7,8	Längsrisse

Trotz einer Füllung von 12,0 kg pro Sack (mit Ausnahme PP01d und PP03d) variieren die Ausgangshöhen um ein paar Millimeter. Dies ist sowohl auf die Formgebung des Verschlusses im Einbauzustand (kurzes, manuelles Glätten und Herstellen einer möglichst horizontalen Oberfläche auch im Verschlussbereich) zurückzuführen als auch auf die Variabilität der Sackmaße (ca. 30 mal 60 cm).

*Die Probe PP01d wurde mit einem geringeren Gewicht von 6,0 kg gefüllt, hat eine Einbauhöhe von nur 3,5 cm und weist somit auch eine geringere Setzung auf.

*Die Probe PP03d wurde als Stapelung von zwei Polypropylensäcken mit Sand-Kies-Gemisch übereinander ausgeführt. Deutlich sichtbar sind die Versagensstellen, die auf die Kontaktflächen bzw. die Reibung zurückgehen (siehe Abb. 27).



Abb. 28 Versagensform Stapelung PP03d

Die Proben aus Polypropylen und Jute erwiesen sich als widerstandsfähiger als erwartet. Nach einer Laststeigerung bis zu 350 kN (die tatsächliche Beanspruchung im Projekt Gössendorf beträgt ca. 100 kN) und keiner mit dem Auge wahrnehmbaren Formänderung wurde der Versuch abgebrochen. Teilweise waren Längs- und Querrisse im Sackmaterial zu sehen, die jedoch die Standfestigkeit nicht beeinflussten (keinerlei Herausrieseln des Füllmaterials). Im Kraft-Setzungsverlauf (siehe Dia. 1) sind Versagensformen wie z.B. Risse in den Säcken z.B. in Form von Unstetigkeitsstellen nicht zu erkennen. Nach Herausnehmen der Probe wurde diese kontrolliert, wobei die Ergebnisse wie folgt aussahen:



Abb. 29 Versagen JU02a

Die Gewebsstruktur der Jutesäcke wird bei 350 kN vertikaler Druckbelastung deutlich grober, jedoch rieselt kein Kies heraus.



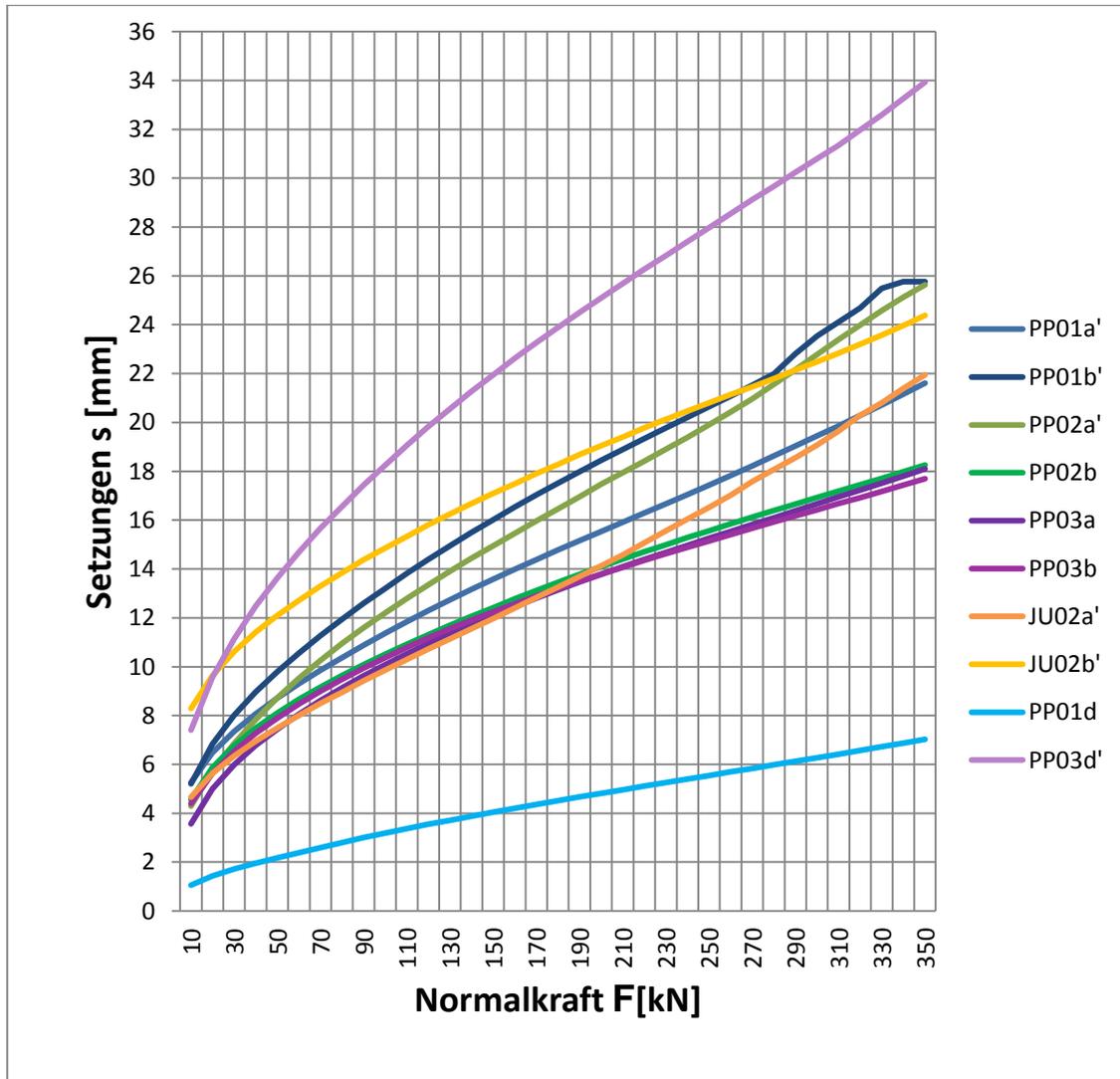
Abb. 30 PP02a nach 350kN Belastung; Längs- und Querrisse an der Unterseite

Die Probe PP02a mit einer 12,0 kg Kiesfüllung erreichte trotz Längs- und Querrissen eine Maximalbelastung von 350 kN. Die Sand-Kies-Füllung wies gar kein Versagen auf.

6.2.1. Diagramme und Auswertung Einzelfundamente

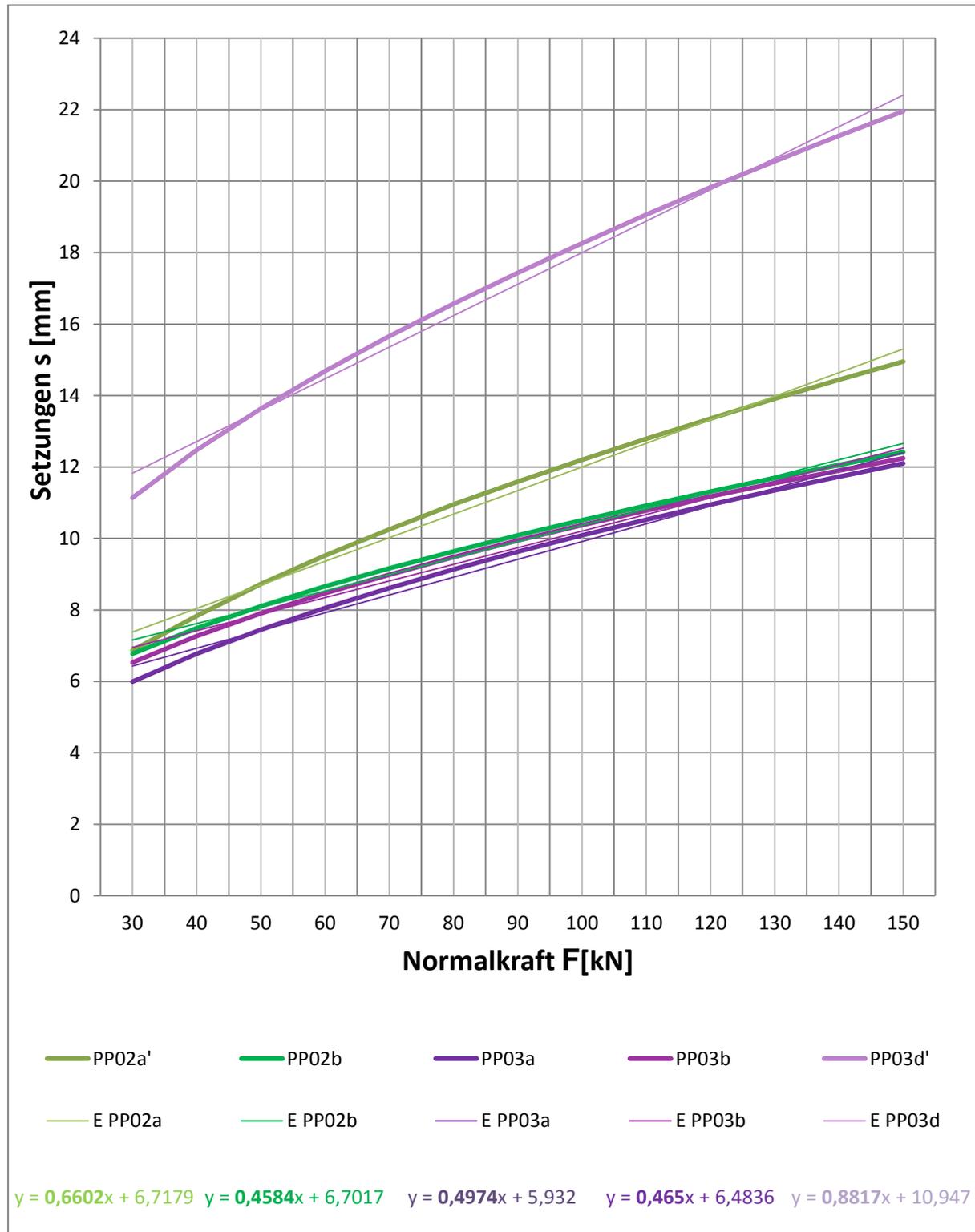
Nach Auswertung der Versuchsproben wurden für jeden Lastplattenversuch Diagramme erstellt, um das Verhalten von Kraft und Setzung graphisch darzustellen. Im folgenden Dia. 1

sind diese zusammengefasst dargestellt, wobei der oberste und der unterste Graph aufgrund der halben Füllmenge bzw. Stapelung getrennt voneinander zu betrachten sind. Die JU und PP Säcke weisen ein ähnliches Verformungsverhalten auf, ab ca. 100 kN sogar einen annähernd linearen Bereich.



Dia. 1 Kraft-Setzungsverlauf Lastplattenversuch Einzelsäcke

Nach genauerer Betrachtung wurden in einem weiteren Diagramm ausgewählte Proben für einen kleineren Bereich bis 150 kN veranschaulicht, da sich diese Belastung dem Fall zentraler Speicherkanal annähert. Das Sekantenmodul der jeweiligen Graphen beschreibt die Elastizität des Sack-Füllungsgefüges und ist mit der jeweiligen Gleichung dargestellt.



Dia. 2 Ausgewählte Einzelsäcke Sekantenmodul

Nach Miteinbeziehen der Faktoren Handhabung, Füllung und Verformungsverhalten wurden die Proben bewertet. An der Kontaktstelle zwischen Sackgewebe und Holzplatte fand eine Verzahnung statt.

Im Ausscheideverfahren wurde entschieden als Sackmaterial Polypropylen einzusetzen, da die Gewebestruktur feiner als bei Jute und auch resistenter ist. Als Füllung wird die reine Kiesmischung empfohlen, da ein potentielles Ausspülen der Feianteile hier am ehesten auszuschließen ist. Die Sandtrocknung ist ein weiterer Faktor, der den Versuchsaufbau komplizierter, aber nicht zuverlässiger macht. Der Füllgrad von 12,0 kg hat sich nicht nur im Versuch, sondern auch im Hochwasserschutz bewährt, (www.sandsack.info, 17.02.2015)

6.2.2. Lastplattenversuch Stapelung

Um die optimale Stapelung bestimmen zu können, musste ein neuer Versuch durchgeführt werden. Um den Versuchsuntergrund dem Murschotter anzunähern, wurde vom LKI ein Kistenaufsatz mit der Größe 0,65 mal 1,00 m für das einaxiale Versuchsgerät konstruiert und dieses mit einem rund 9 cm hohen Schotterbett, Rundkorn 8/16, ausgeführt.

Um, was die Einbauhöhe anbelangt, flexibel zu sein und auch unterschiedliche zu erwartende Setzungen zu prognostizieren, wurden im Vorfeld folgende Konstellationen überlegt:

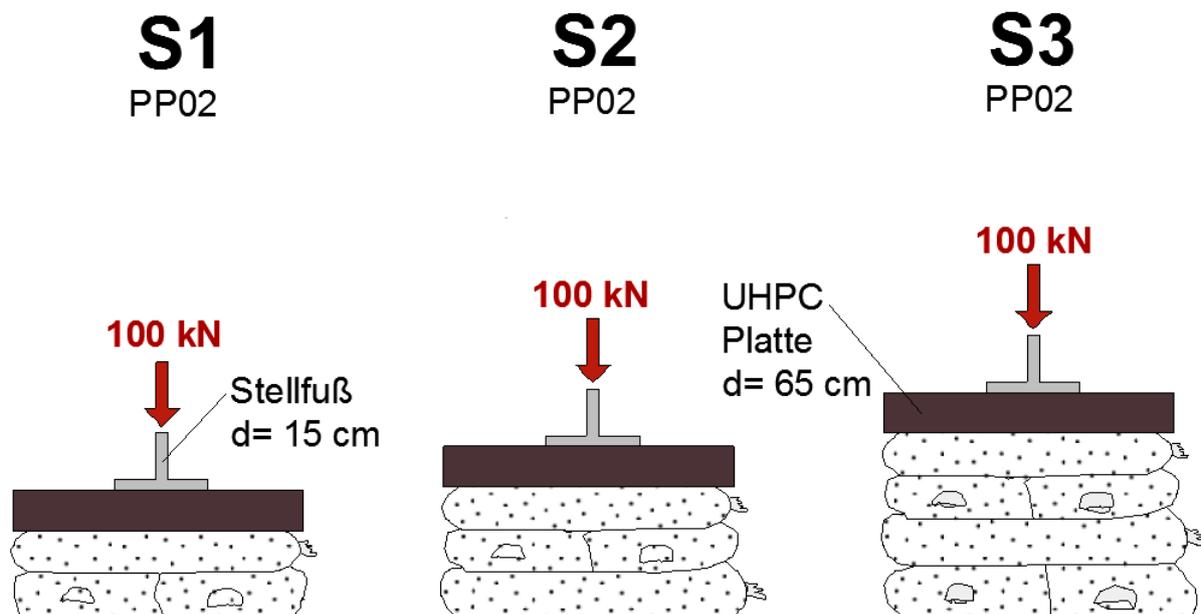


Abb. 31 Stapelungen S1, S2, S3

Zur eindeutigen Identifikation der Proben wurde das geübte Bezeichnungssystem erweitert:

Tab. 8 Bezeichnungssystem Stapelversuch Sandsack

PP	Polypropylen
02	Füllung Feinkies
L1	Lastplatte 56x45cm Faserbeton, unbewehrt
L2	Lastplatte aus UHPC, d = 65cm
S1	Stapelung 2x2 Säcke
S2	Stapelung 2x3 Säcke
S3	Stapelung 2x4 Säcke
a, b	Versuchsanzahl (steifer Untergrund)
c, d	Versuchsanzahl (Schotterbett 8/16 Rundkorn)
*	Langzeitversuch

Nach dem Einbauen des Stellfußimitats (Stahlplatte mit identischen Abmessungen wie der Stellfuß im Einbauzustand) in das einaxiale Versuchsgerät *BETA 1000-Universalprüfmaschine* und Einrichten der ersten Probe PP02S1L1 wurde eine rechteckige Stahlfaserbetonplatte (0,56 x 0,45 m) auf die Stapelung gelegt und die Normalkraft auf $F = 100 \text{ kN}$ mit 2 mm/min weggesteuert gesteigert. Diese Steigerung wurde nicht nur gewählt, weil im vorherigen Versuch dieselbe angewendet wurde, sondern auch in Anlehnung an den Zugversuch am breiten Streifen nach ÖNORM EN ISO 10319.

Bei bereits 50 kN war eine drastische Setzungszunahme durch die Zustandsänderung des Betons sichtbar (siehe unten Abb. 32 und Dia. 3 auf Seite 62).



Abb. 32 Versagen der Lastplatte bei PP02S1L1

Aufgrund der zu geringen Betonfestigkeit wurden die Stapelungen nun mit einem bewehrten UHPC Kanaldeckel mit dem Durchmesser von 0,65 m getestet. In den folgenden Abbildungen Abb. 34 und Abb. 33) ist zu sehen, dass selbst nach einer Belastung von 100 kN die Form und Standfestigkeit der Stapelung S2 und S3 gut erhalten blieb und keine Risse bzw. Löcher auf der Oberseite zu sehen waren.



Abb. 33 PP02S1L2a vorher – nachher



Abb. 34 Vergleich Stapelung S2 und S3 nach Ausbau

Bei jeder Probe wurde zu Beginn die Ausgangshöhe zwischen Untergrund und Lastplatte an vier Punkten gemessen (bei viereckiger Lastplatte an den Ecken, bei kreisrunder Lastplatte alle 90 °) und gemittelt, um eine Relation zwischen Ausgangshöhe und Setzung herstellen zu können.

Im Falle einer Schotterbettung wurde von Oberkante Schotterkiste bis zur Unterkante Lasteinleitungsplatte gemessen (Schotterhöhe ca. 9 cm, restliche Sandsackhöhe bis Oberkante Schotterkiste 6 cm), um ein genaueres Bezugsniveau zu haben. Die in der Tab. 9 angegebenen Höhen sind besonders bei den gebetteten Proben als ungefähre Wert anzunehmen.



Abb. 35 Einbau Stapelungsversuch auf Schotterbett und Höhenabnahme PP02S1L2c

Die Versagensmechanismen bei den im Schotter getesteten Stapelungen weisen deutlich mehr Risse und Löcher an den Kontaktstellen zum „Boden“ auf als bei glatterem Untergrund.



Abb. 36 Versagen an Unterseite PP-Schotter nach 100 kN Beanspruchung (PP02S1L2c)

Nach mehrmaligem Verwenden der unversehrten PP Säcke rissen diese auch an den Kontaktstellen PP-PP in Querrichtung ein (siehe Abb. 37). Der Feinanteil im Randbereich, welcher klein genug ist, um durch das PP Gewebe auszutreten, ist in diesem Fall gut sichtbar.



Abb. 37 Querrisse nach 100 kN Beanspruchung Kontaktflächen PP (PP02S3L2d)

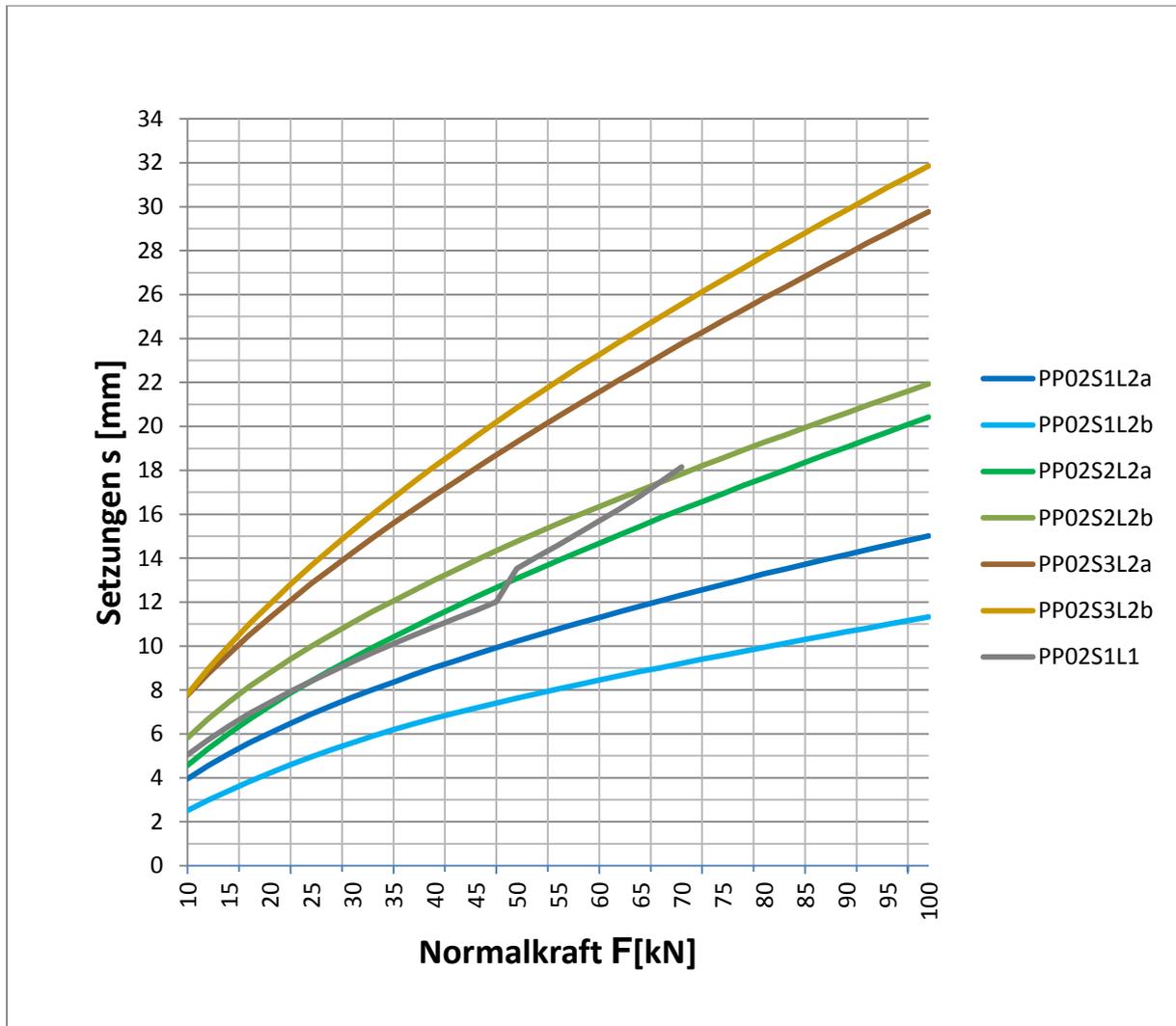
6.2.3. Diagramme und Auswertung Stapelung

Tab. 9 Ergebnisse Stapelversuch F = 100 kN 2 mm/min

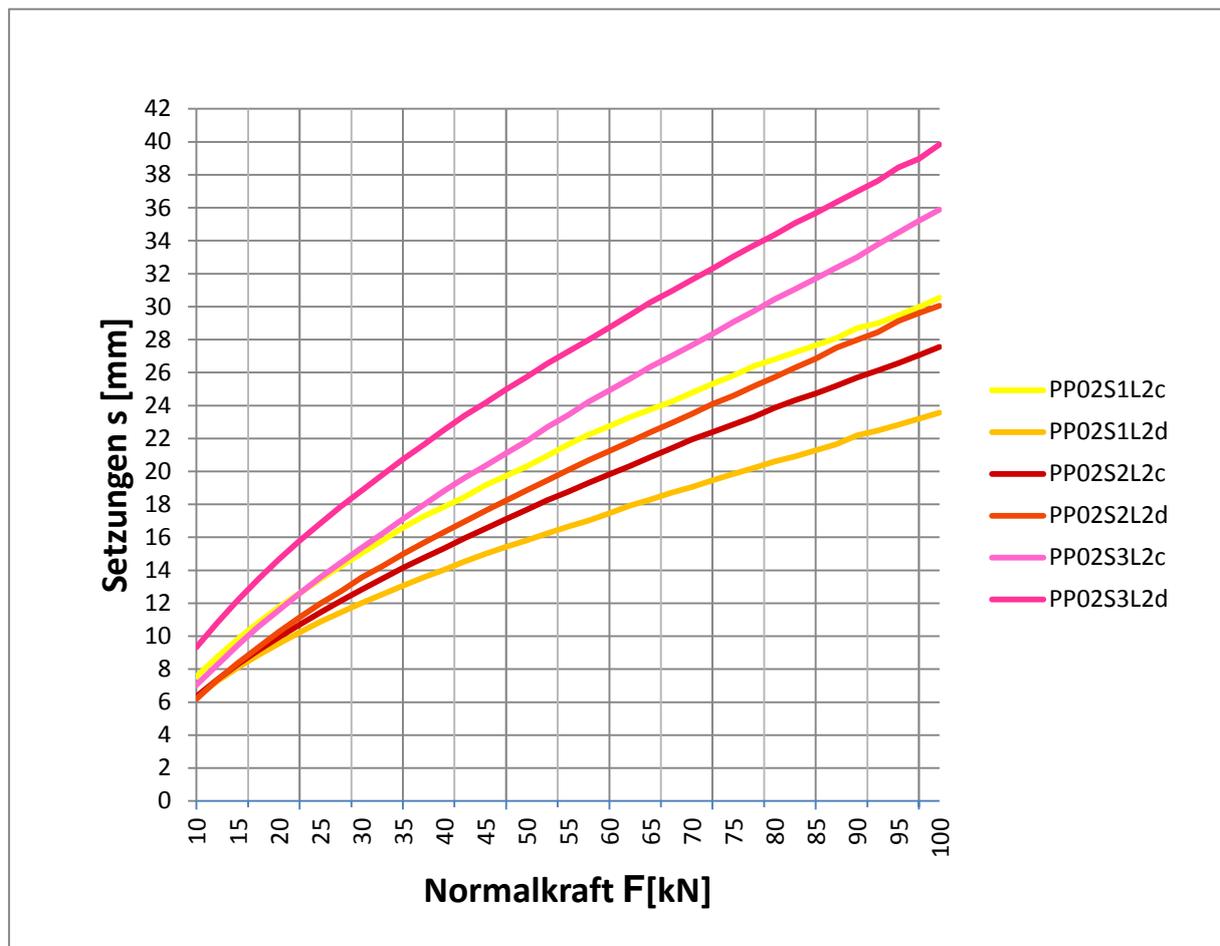
Probe	Ausgangshöhe [cm]	maximale Setzung s_{\max} [mm]	Versagen
PP02S1L1	$\varnothing h = 15,68$ cm	18,97 mm bei 75 kN (Versuchsabbruch)	bei 50 kN Risse in der Lastplatte
PP02S1L2a	$\varnothing h = 15,1$ cm	15,00 mm	kein Versagen sichtbar
PP02S1L2b	$\varnothing h = 14,5$ cm	11,33 mm	kein Versagen sichtbar
PP02S2L2a	$\varnothing h = 22,6$ cm	20,40 mm	kein Versagen sichtbar
PP02S3L2a	$\varnothing h = 29,4$ cm	29,86 mm	kein Versagen sichtbar
PP02S3L2b	$\varnothing h = 29,4$ cm	31,87 mm	kein Versagen sichtbar
PP02S2L2b	$\varnothing h = 22,1$ cm	21,96 mm	kein Versagen sichtbar
PP02S1L2c	$\varnothing h = 16,3$ cm	30,55 mm	Risse/Löcher an Kontaktstelle untere Sackschicht - Schotter
PP02S2L2c	$\varnothing h = 22,1$ cm	27,57 mm	Risse/Löcher an Kontaktstelle untere Sackschicht - Schotter
PP02S3L2c	$\varnothing h = 28,9$ cm	35,90 mm	Risse/Löcher an Kontaktstelle untere Sackschicht
PP02S1L2d	$\varnothing h = 15,2$ cm	23,58 mm	Risse/Löcher an Kontaktstelle untere Sackschicht – Schotter
PP02S2L2d	$\varnothing h = 22,4$ cm	30,80 mm	Risse/Löcher an Kontaktstelle untere Sackschicht
PP02S3L2d	$\varnothing h = 28,6$ cm	39,83 mm	Risse/Löcher an Kontaktstelle untere Sackschicht – Schotter und Querrisse an Berührungspunkten der PP Säcke
PP02S3L2d*	$\varnothing h = 28,6$ cm	48,00 mm	

Bei allen Proben konnte von einer mitteldichten Lagerung ausgegangen werden.

Die Versuchsprobe PP02S3L2d* wurde im Langzeittest über 24 h belastet, um eine Aussage über zeitabhängige Setzungen zu treffen.



Dia. 3 Setzungsverhalten Lastplattenversuche $F_{max} = 100$ kN auf festem Untergrund



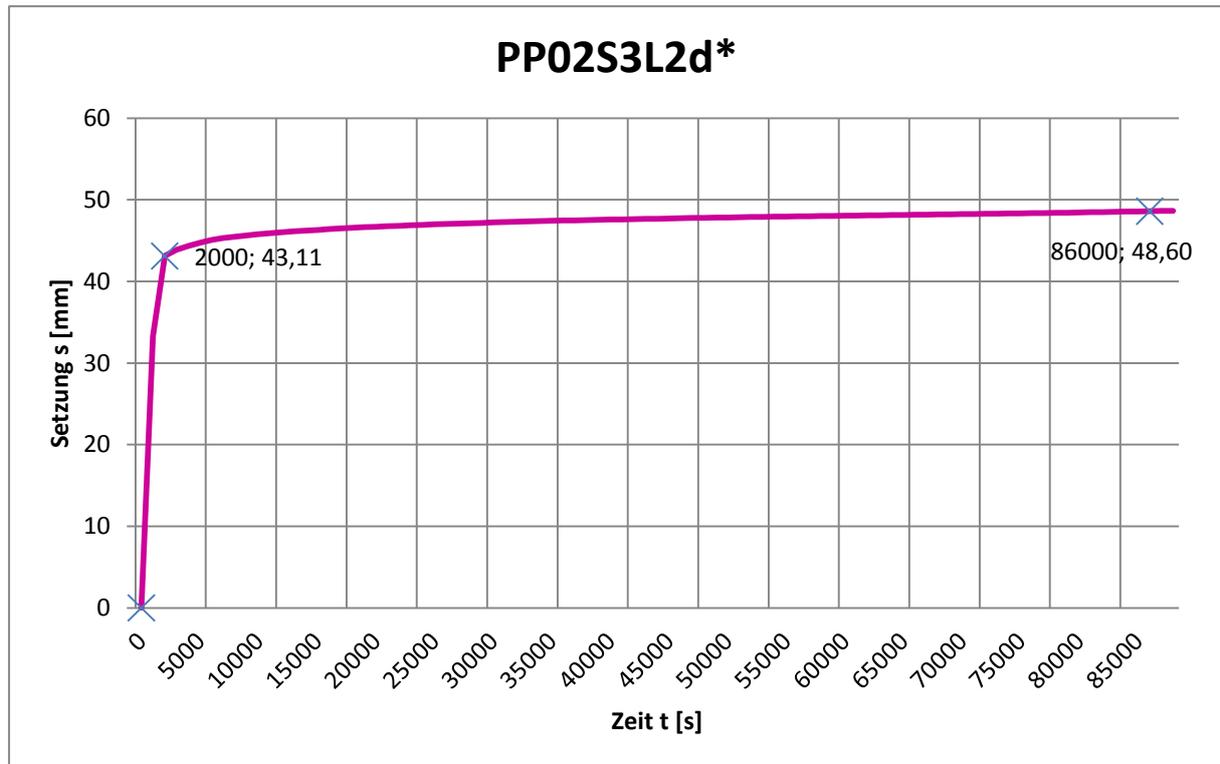
Dia. 4 Setzungsverhalten Lastplattenversuche $F_{max} = 100 \text{ kN}$ auf Schotterbett

6.2.4. Interpretation

Bei allen Funktionen mit der Lastplatte L2 ist ein relativ gleichmäßiger Verlauf ohne Ausreißer sichtbar. Im höheren Belastungsbereich nähern sich die Graphen einem linearen Verlauf an.

Dia. 4 stellt die Kraftverläufe jener Sandsackstapel dar, die nicht im Schotter gebettet wurden, d.h. auf relativ festem Untergrund gelegen sind. Die hellen Graphen beschreiben das Setzungsverhalten der im Schotter gebetteten Funktionen. Sie weisen im Schnitt eine deutlich höhere Setzung auf, was natürlich auch auf die Setzung der Bettung selbst zurückzuführen ist. Unabhängig von der Bettung ist anzunehmen: Je höher die Fundamenthöhe, desto größer sind die zu erwartenden Setzungen. Die durchschnittliche Zusammendrückung des Schotterbetts selbst unter einer Belastung von 100 kN lag bei 10 mm. Bei Stapelungen auf der Holzplatte lag die Setzung im Verhältnis zur Ausgangshöhe

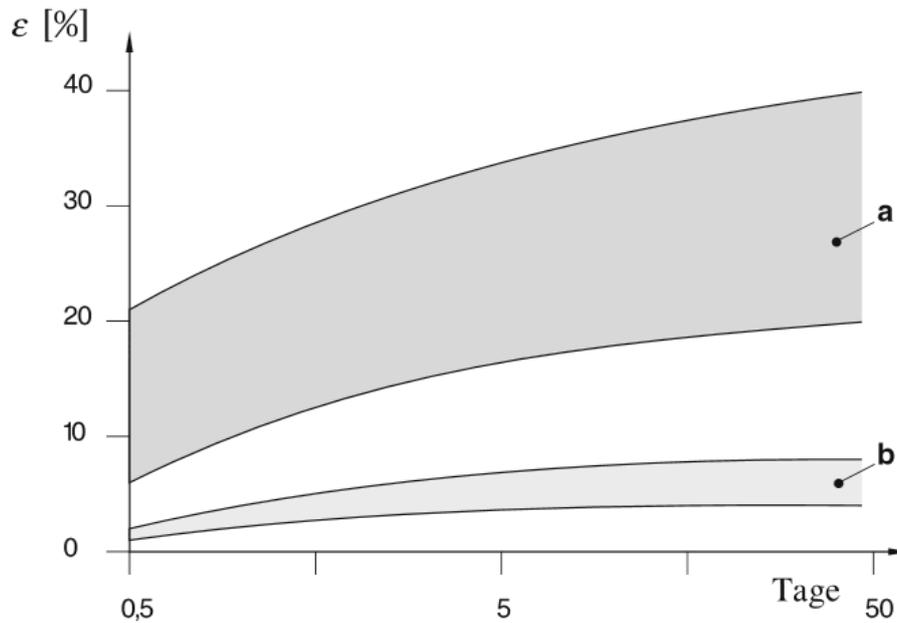
bei rund 10 %. Bei Sackstapeln auf dem Schotter gebettet betrug die zugehörige Setzung rund 14,5 %.



Dia. 5 Langzeitversuch 24 h S3 100 kN

Im obigen Dia. 5 wurde ein dreilagiger Stapel mit der Lastplatte L2 (UHPC, bewehrt) mit einer Normalspannung von 100 kN belastet. Nach 19,9 min Laststeigerung wurde eine zugehörige Setzung von 39,65 mm erreicht. Die 100 kN Belastung wurden nun für weitere 24 h konstant gehalten.

Zum Vergleich erhält man nach einer Stunde rund 44 mm Setzung und nach genau einem Tag fast 49 mm Setzung. Verantwortlich für dieses zeitabhängige Setzungsverhalten bei konstanter Belastung ist u.a. das Kriechverhalten des Polypropylen-Sacks. Das Gewebe dehnt sich mit der Zeit, der erhöhte Umfang führt zur Umlagerung des Kiesel, woraus größere Setzungen resultieren. Im folgenden Dia. 6 ist sichtbar, dass das Kriechverhalten von PP (Bereich a) um einiges höher ist als das von Polyester (Bereich b). Trotz der größeren Streuung vervielfacht sich die Kriechdehnung mindestens ums Doppelte nach 50 Tagen (im Vergleich zu einem halben Tag). Im Fall zentraler Speicherkanal Graz ist mit einer kurzzeitigen Belastung von rund einem Tag zu rechnen, da die Fertigteile dann mit z.B. Sand oder Mörtel unterspült werden sollen und somit ihre tragende Funktion abgeben bzw. die Lasten umgelagert werden.



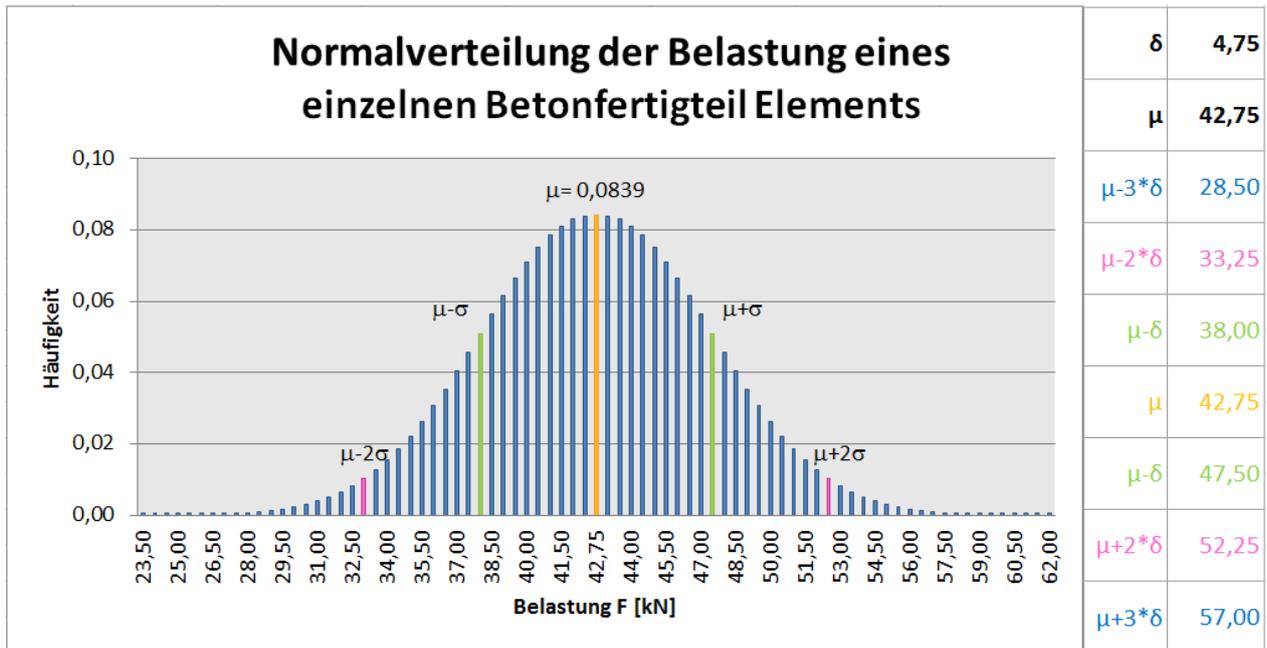
Dia. 6 Kriechverhalten PP, PET lt. Schmidt, Buchmaier, Vogt-Breyer, 2014

Im Stellversuch Punktfundamente wurde zuerst ein einzelnes Fertigteil vom Kran eingehoben. Das Eigengewicht von 114 kN unter Auftrieb wurde vom Kran auf die Stellfüße übergeben. Zu diesem Zeitpunkt war die Lastverteilung des Elements auf die Fundamente mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht gleichmäßig, d.h. 28,5 kN pro Punktfundament. Unebenheiten in der Aushubsohle und bei den Sackstapeln, als auch das Einhängen des zweiten Elements sind ausschlaggebend. Als Veranschaulichung in Dia. 7 ist eine Normalverteilung nach Gauß für die Belastung eines Stellfußes dargestellt. Im Worst Case balanciert ein Fertigteil auf zwei Stellfüßen, im günstigsten Fall gleichmäßig auf vier.

Tab. 10 Normalverteilung der Belastung auf Stellfuß

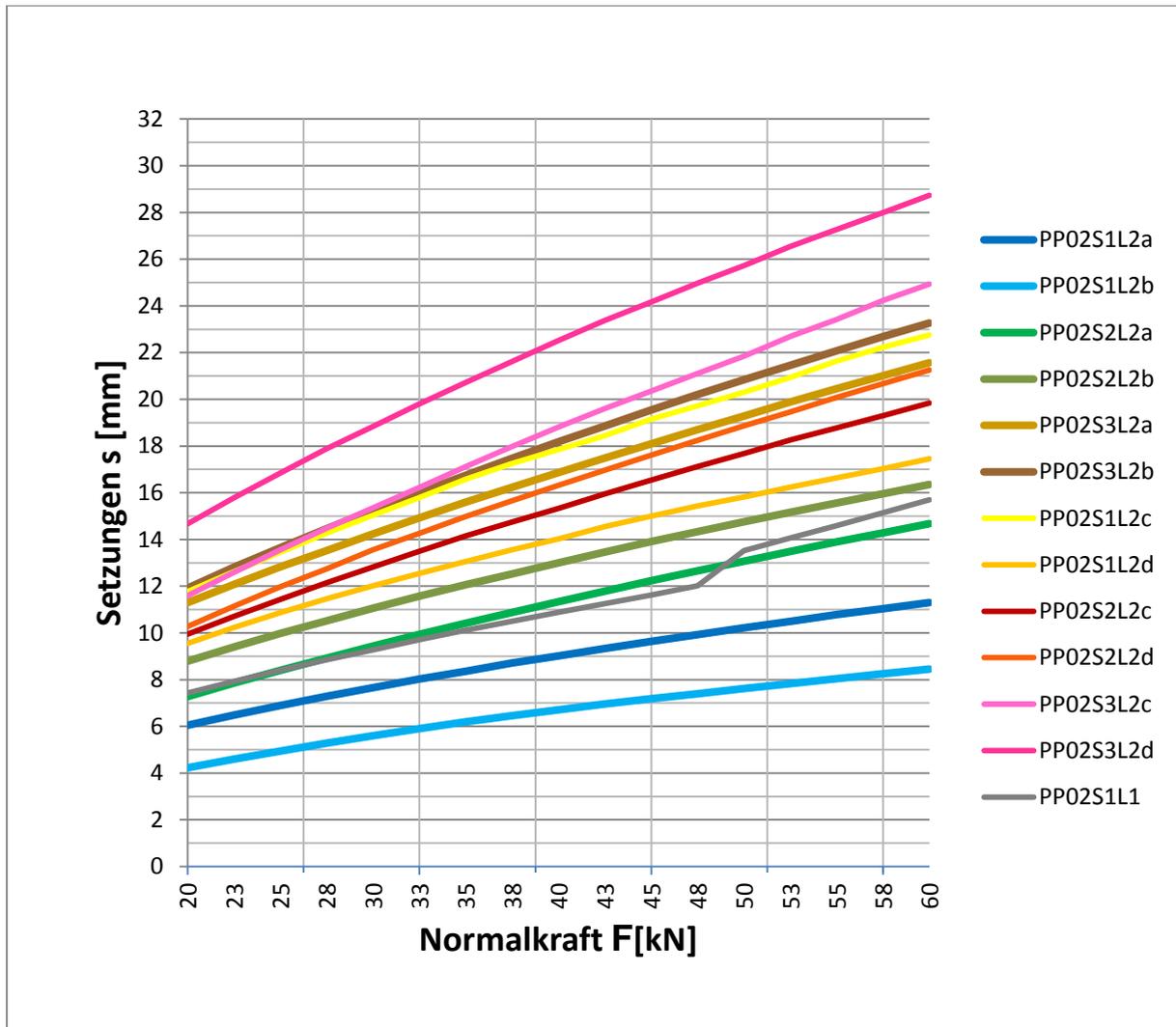
Normalverteilung der Belastung eines einzelnen Betonfertigteil Element

Masse	m	190	kN
Dichte	γ	2,5	T/m ³
Volumen	V	7,6	m ³
Masse unter Auftrieb	m'	114	kN
Lastfälle Stellfuß			
Fall Pmax, Masse gleichmäßig verteilt auf 2 Stellfüße	Pmax	57	kN/Stellfuß
Fall Pmin, Masse gleichmäßig verteilt auf 4 Stellfüße	Pmin	28,5	kN/Stellfuß



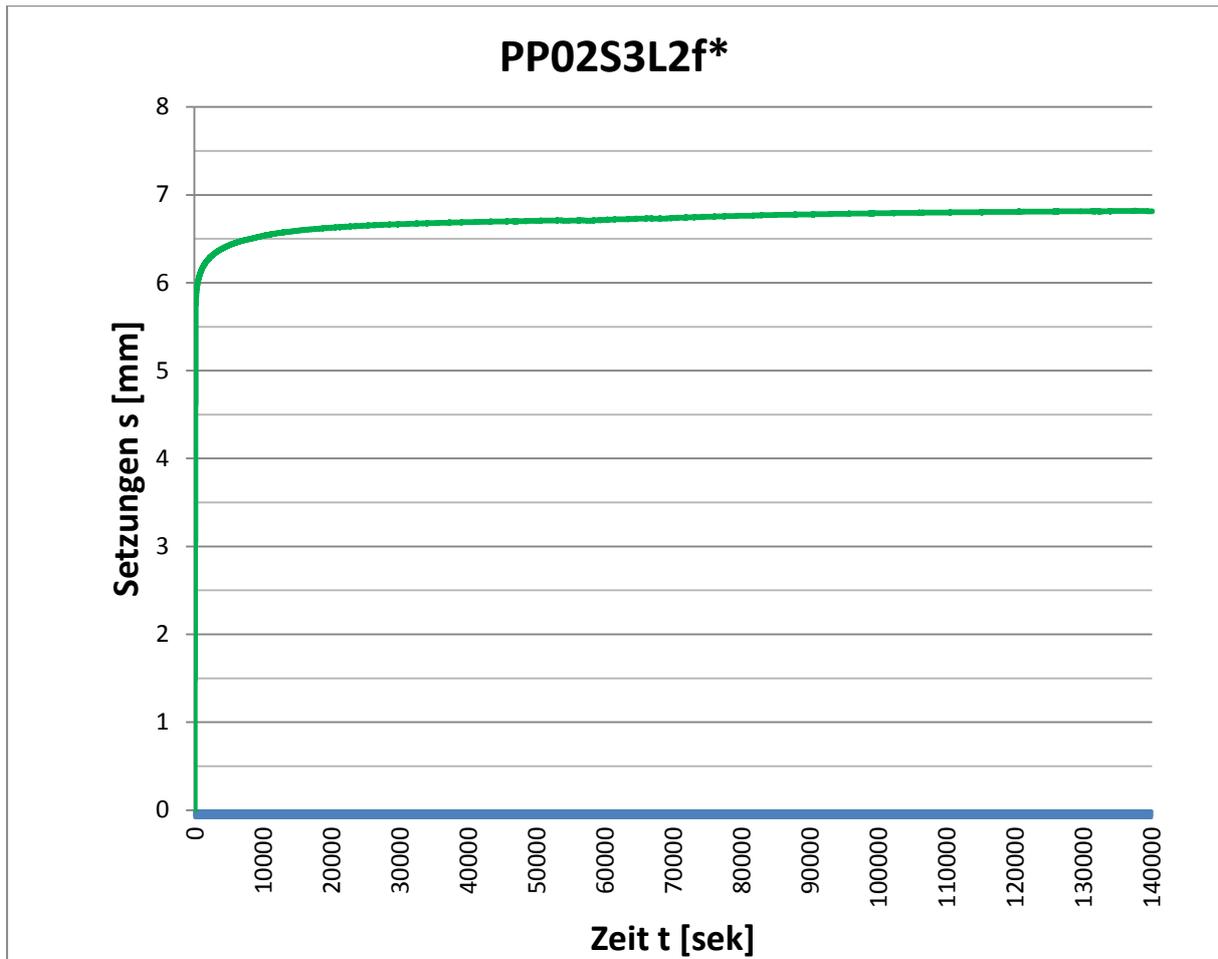
Dia. 7 Normalverteilung Stützfußbelastung

Um die Vorversuche möglichst realitätsgetreu zu gestalten, wurden im Zuge dessen auch noch Versuche mit der Belastung von $F = 50 \text{ kN}$ durchgeführt. Die Resultate aus dem Langzeitversuch der Stapelung aus drei gebetteten Lagen Kiessäcken lassen sich im Dia. 8 ablesen. Nach der Laststeigerung von 0 bis 50 kN innerhalb von knapp 3 min wurde die Last beibehalten und die zeitliche Auswirkung über 36 h beobachtet. Von einer anfänglichen Setzung von 5,66 mm bei $t=0$ erhöhte sich diese innerhalb von 36 h (129600 s) auf 6,81 mm. Dies legt also eine Setzungszunahme innerhalb von eineinhalb Tagen von 1,15 mm bei einer konstanten Belastung von 50 kN dar. 1,15 mm sind gering im Vergleich zur Stapelhöhe, jedoch rund 20 % im Vergleich zur Initialsetzung. Im Diagramm unten ist ein Ausschnitt des Kraft- Setzungsverhaltens verschiedener Stapelungsvarianten für Polypropylen Säcke mit Kiesfüllung (gebrochener Kies 2/4 mm) im für dieses Projekt relevanten Bereich 20 bis 60 kN.



Dia. 8 Kraft- Setzungsverhalten im Bereich 20-60 kN (2 mm/min Laststeigerung)

Wie im Dia. 8 zu erkennen ist, sind die Setzungen generell höher bei Stapeln, welche im Schotter gebettet sind. Dies lässt sich auf die Setzung des Schotters zurückführen, die beim festen Untergrund (Holzplatte) quasi nicht aufgetreten ist. Des Weiteren liegt die Streuung, je nach Stapelung bei bis zu ± 2 mm, exklusive Ausreißer PP02S1L2 c und PP02S1L2 d. Je geringer die Stapelungshöhe, desto größer ist die Streuung im Diagramm.

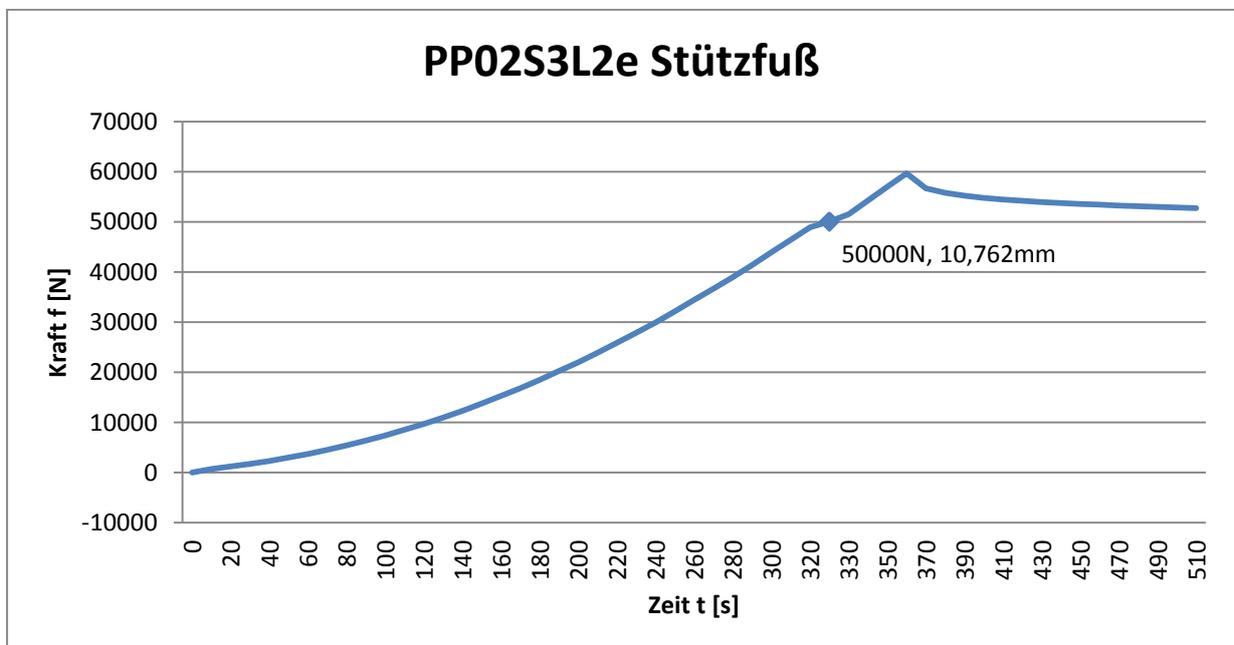


Dia. 9 Zeit- Setzungs-Diagramm $F = 50\text{kN}$

Zuletzt wurde auch noch im Laborversuch der originale Stellfuß integriert, um sein Verhalten bei einer solchen Belastung zu beobachten. Mit einer vom LKI erstellten Vorrichtung wurde der Stellfuß auf die einaxiale Presse aufgebracht und mit einer weggesteuerten Steigerung von 2 mm/min bis auf eine Maximalkraft von 50 kN belastet. Bei keiner der Komponenten konnte ein Versagen bei einer maximalen Setzung von 10,76 mm festgestellt werden.



Abb. 38 Stapelversuch mit Stellfuß 50 kN



Dia. 10 Original Stellfuß PP02S3L2e

6.2.5. Anwendungsbeispiele Earthbags

Eine Möglichkeit Erdreich in die Konstruktion miteinzubeziehen, sind sogenannte Earthbags. Dabei werden große Säcke mit Bodenmaterialien, wie z.B. Sand und Kies, gefüllt. Wegen seiner Festigkeit und Resistenz gegen Zerfallen ist Polypropylen hierfür ein klassisches Sackmaterial. Polypropylen und auch das Naturprodukt Jute punkten mit einem niedrigen Preis. Zwischen den einzelnen Sacklagen wird typischerweise Maschendraht verlegt, um eine gewisse Scherfestigkeit zu erzeugen. Die Reibung zwischen den einzelnen Sackschichten ist prinzipiell gering, speziell bei Polypropylen. Nachdem die Wand aus Säcken fertig gestapelt ist, wird eine Schicht Verputz ein paar Zentimetern dick aufgetragen, um die Earthbags vor Umwelteinflüssen zu schützen.

Die Verwendung von gefüllten Polypropylen Säcken zur Stabilisierung ist eine vielversprechende Technologie, da vergleichsweise geringe Kosten entstehen und eine einfache technologische Durchführbarkeit gegeben ist. So hat dieses Verfahren, unabhängig vom zentralen Speicherkanal Graz, auch Potential in Entwicklungsländern, wie z.B. in Sri Lanka. Dort wurde mithilfe der Canadian International Development Agency (CIDA) ein Küstenschutz umgesetzt. Dadurch wurde die durch die Tsunami Katastrophe ruinierte Küste saniert. Außerdem wurde die Bevölkerung von Sri Lanka ermutigt, produktiv daran mitzuarbeiten und nachhaltige Lebensgrundlagen wiederherzustellen (Daigle, 2008).

6.3. Punktfundamente – Einbauversuch in der Pilotbaugrube

Um die Vorversuche sinnvoll einsetzen zu können, d.h. um für die Einbauversuche in Gössendorf das richtige Vorhaltemaß zu prognostizieren und ein Setzungsverhalten vorauszusagen, bedarf es einem durchdachten, reibungslosen Ablauf. In Zusammenarbeit mit den Bautauchern, der Baufirma, dem Auftraggeber u. v. m. wurden u.a. bei den Baubesprechungen immer wieder mögliche Arbeitsschritte besprochen und letztendlich ein Arbeitsplan für den Stellversuch „Punktfundamente aus Sandsäcken“ erstellt.

6.3.1. Arbeitsplan

Ziel des Stellversuches ist es, eine Alternative für die Unterwasserbetonsohle zu testen. Um eventuelle Probleme bei der Umsetzbarkeit zu erkennen und für einen zukünftigen Einbau Maßnahmen zu treffen, wurde ein Herstellen solcher Punktfundamente für zwei Kanalelemente im Zuge der Pilotbaugrube Auslaufbauwerk Gössendorf lt. Tab. 11 realisiert. Da die Bauweise nicht herkömmlich ist, sollten gewisse Abläufe im Vorhinein ausprobiert werden. Aus Betonfertigteilen wurde im Unterwasserbereich ein Kanal verlegt. D.h. die

Fertigteile wurden über Punktfundamente gebettet, höhengenaue einjustiert und danach dicht zusammen gespannt.

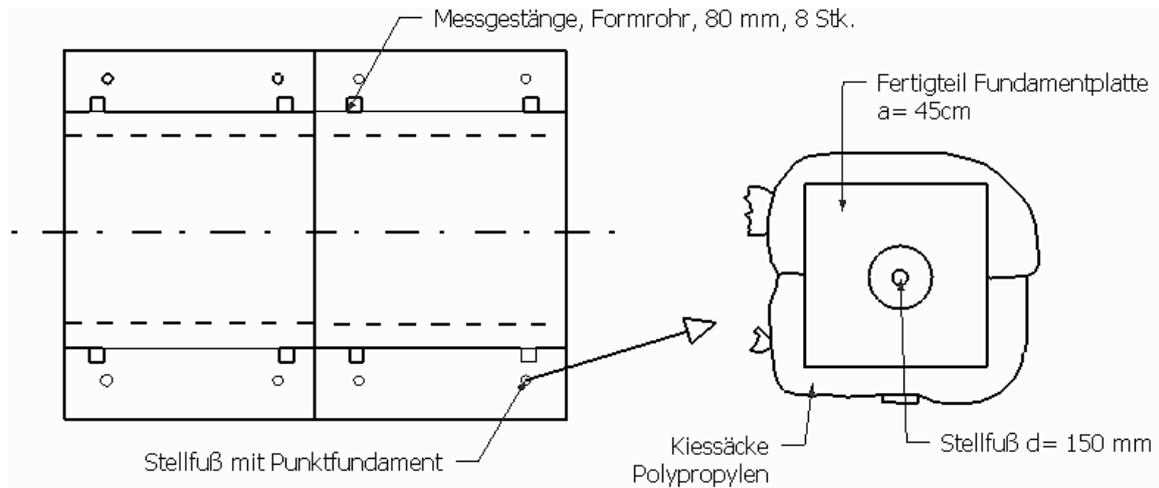


Abb. 39 Skizze Grundriss Stellversuch Punktfundamente

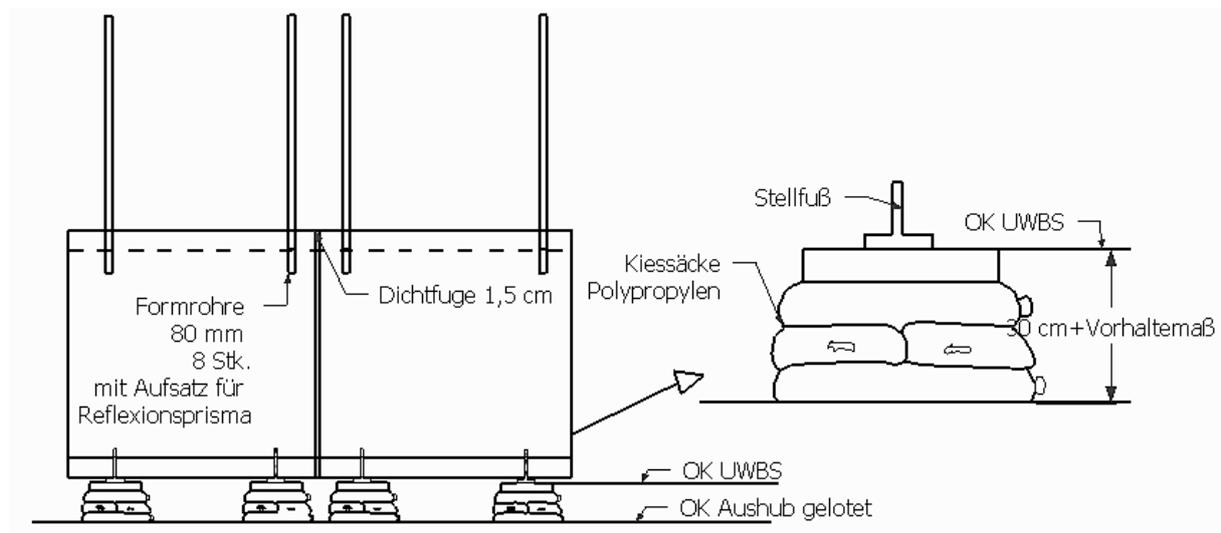


Abb. 40 Skizze Aufriss Stellversuch Punktfundamente

Tab. 11 Arbeitsplan Herstellung der Punktfundamente

Tätigkeit	Ausführende
Sackfundamente: <ul style="list-style-type: none"> • Fundamentsäcke 60x30 cm: <ul style="list-style-type: none"> · 48 Stk. mit 12 kg Kiesfüllung und · 16 Stk. mit 6 kg Kiesfüllung und 	TU Graz
Herstellung von 8 Fertigteil-Fundamentplatten 0,45x0,45x0,07 m	TU Graz/ SW

(siehe Abb. 41) zur Einleitung der Last des Stellfußes in das Sandsackfundament	Umwelttechnik/ Wasserwirt
Einweisung der Bautaucher und Trockenversuche bzgl. Punktfundamente: Handling und Stapelung Sandsäcke, Höhen, Glätten, Material-Pakete, ...	TU Graz, Nautilus
Einmessen: Zu Beginn der Taucharbeiten werden die Soll-Fundamentpositionen in der Baugrube von den Bautauchern eingemessen.	Nautilus
Positionieren Krankörbe: Nach dem Loten signalisieren die Taucher dem Kran, wo genau die 8 Material-Pakete platziert werden sollen.	Nautilus, Gebr. Haider
Versenken Krankörbe: 4 Krankörbe inkl. Gehänge, die für den Taucher leicht zugänglich (geringe Höhe) und einfach bedienbar sind werden mit dem Autokran an der richtigen Position in die Baugrube versenkt, um den Bautauchern die Material-Pakete übergeben zu können. Dies soll den Einbau des Punktfundaments vereinfachen. Die Krankörbe beinhalten das Material für je ein Punktfundament, das aus (6 ganzen plus 2 halben) Kiessäcken, Futterblechen und einer Fertigteil-Fundamentplatte besteht und müssen eine Mindestfläche von 1,0x0,7 m aufweisen.	Gebr. Haider
Punktfundament 1 erstellen: Nach dem Einbringen des Sackstapels und eventuellen Futterblechen wird die quadratische Fertigteil-Fundamentplatte möglichst zentrisch in der richtigen Höhe daraufgesetzt. Die Höhe setzt sich aus der Höhe des Stapels aus Kiessäcken, der Vorhaltehöhe und der Dicke der Fertigteil-Fundamentplatte zusammen. Diese Kote entspricht der Oberkannte Unterwasserbetonsohle plus Vorhaltemaß (Zusammendrückung der Sandsäcke).	Nautilus
Dieser Vorgang wird 4-mal, also für jeden Stellfuß des ersten Kanalelements, durchgeführt. Die Krankörbe mit den nicht verwendeten Elementen werden vom Kran wieder hinaufgehoben.	Nautilus, Gebr. Haider
Einheben 1. Kanalelement: Danach wird das erste Kanalelement vom Autokran mit halb ausgefahrenen Stellfüßen (5 cm) über den Punktfundamenten eingehoben und einjustiert.	Nautilus, Gebr. Haider
Vorbereitungen 2. Kanalelement: Zuerst werden wieder 4 Krankörbe inkl. Gehänge, die für den Taucher leicht zugänglich (geringe Höhe)	Baufirma

<p>und einfach bedienbar sind, mit dem Autokran an der richtigen Position in die Baugrube abgesenkt und den Bautauchern die Material-Pakete übergeben. Im Anschluss wird das zweite Kanalelement wie zuvor eingebaut.</p>	
<p>Punktfundament 2 erstellen: Nach dem Errichten des Sackstapels und eventuellen Futterblechen in der korrekten Höhe wird die quadratische Fertigteil-Fundamentplatte möglichst zentrisch daraufgesetzt.</p>	<p>Nautilus</p>
<p>Dieser Vorgang wird wieder 4-mal, also für jeden Stellfuß des zweiten Kanalelements durchgeführt und die Krankörbe mit den nicht verwendeten Elementen wieder vom Kran hinaufgehoben.</p>	<p>Nautilus, Gebr. Haider</p>
<p>Zusammenführen Kanalelemente: Danach wird das zweite Kanalelement vom Autokran mit eingefahrenen Stellfüßen über den Punktfundamenten eingehoben. Das hängende Kanalelement wird in die Muffe des 1. Kanalelements durch Zusammenziehen mit Kettenzug eingeführt.</p>	<p>Nautilus, Gebr. Haider</p>
<p>Lastübergabe: Nun werden wieder die Stellfüße eingestellt und das Gewicht, das bisher noch der Kran gehalten hat, auf die Stellfüße übergeben. (Stellfuß kann bis zu 10 cm herausgefahren werden; 0,5%Gefälle)</p>	<p>Nautilus, Gebr. Haider</p>
<p>Geodätisches Einmessen: Es werden zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = 24$ h geodätische Messungen an den vier Eckpunkten jedes Kanalelements vom Vermesser vorgenommen. Dabei sollten die Höhenlagen mit einer Latte aufgenommen werden. Günstig wäre es, die vier Messlatten mit den Messmarken über dem Kugelkopfanker zu positionieren.</p>	<p>Vermesser (Absprache mit TU Graz)</p>
<p>Abbau: Am nächsten Tag werden nach dem Ablesen die geodätischen Messeinrichtungen wieder abgebaut, die Kanalelemente vom Kran ausgehoben und die Punktfundamente von den Tauchern mithilfe der Krankörbe und Kran rückgebaut und mit den Arbeiten für die Herstellung der Unterwasserbetonsole fortgefahren.</p>	<p>Vermesser, Nautilus, Gebr. Haider</p>



Abb. 41 Lasteinleitungsplatten bewehrt 45*45*7 cm

Zu Beginn war nur die Variante Unterwasserbetonsohle geplant, nicht aber der Stellversuch Punktfundamente. Letzterer entwickelte sich erst im Laufe des Forschungsprojekts und mit ihm auch seine Dimensionen. Dies war der Grund, weswegen nachträglich für die Variante Punktfundamente Stellfüße versetzt werden mussten. An zwei Kanalelementen wurde daher die Position von zwei Innengewinden nahe der Dichtfuge geändert. Somit konnten sich die Sackstapel nicht überschneiden. Dafür wurde in Auftrag gegeben, ein zusätzliches Loch pro Stellfuß zu bohren und ein Flachstahllanker auf das Fertigteil zu dübeln. Das Fertigteil wäre dadurch an dieser Stelle etwas höher gewesen, was jedoch durch den Stellfuß wieder ausgeglichen werden hätte können.

Das Applizieren der zusätzlichen Stellfußvorrichtungen stellen die Abbildungen (Abb. 50, Abb. 51 und Abb. 52) auf Seite 90f. dar.

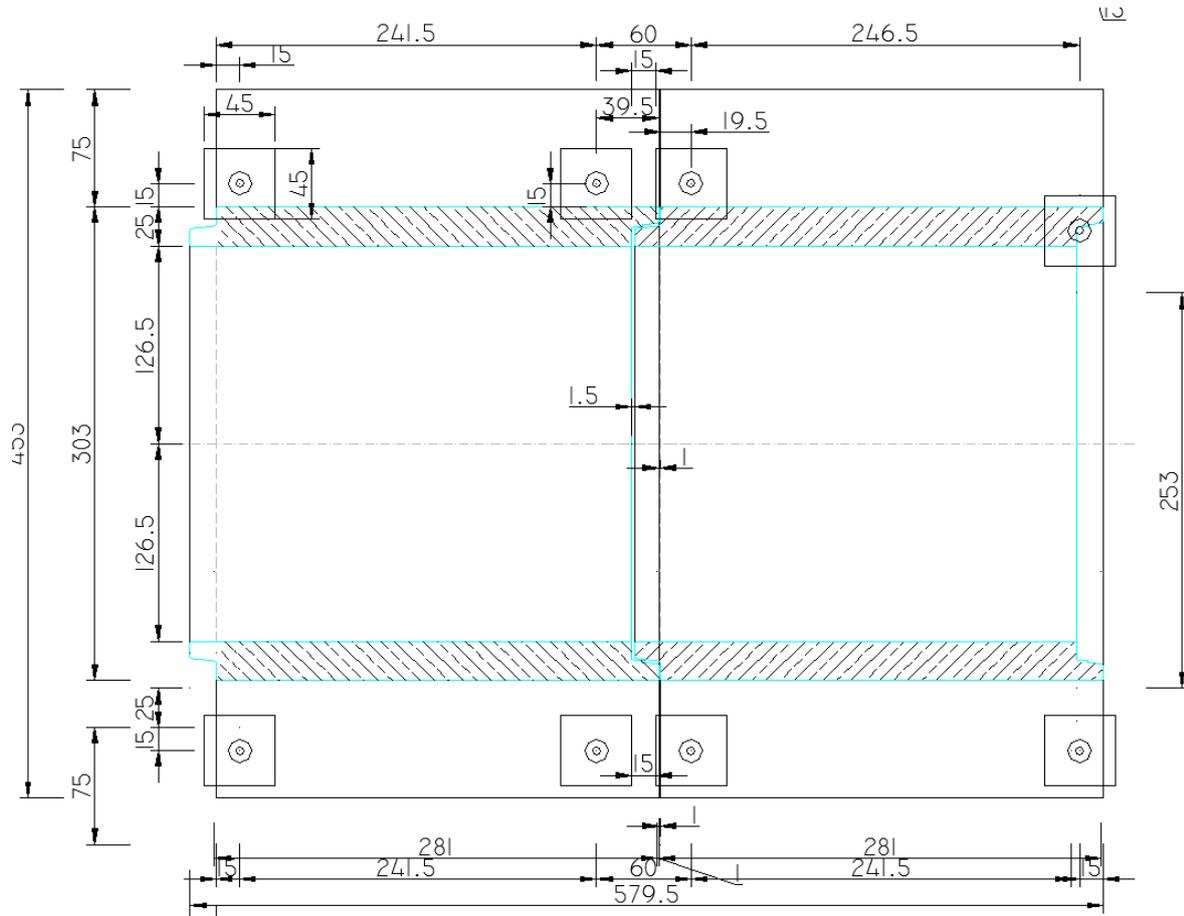


Abb. 43 GR Stellversuch Punktfundamente

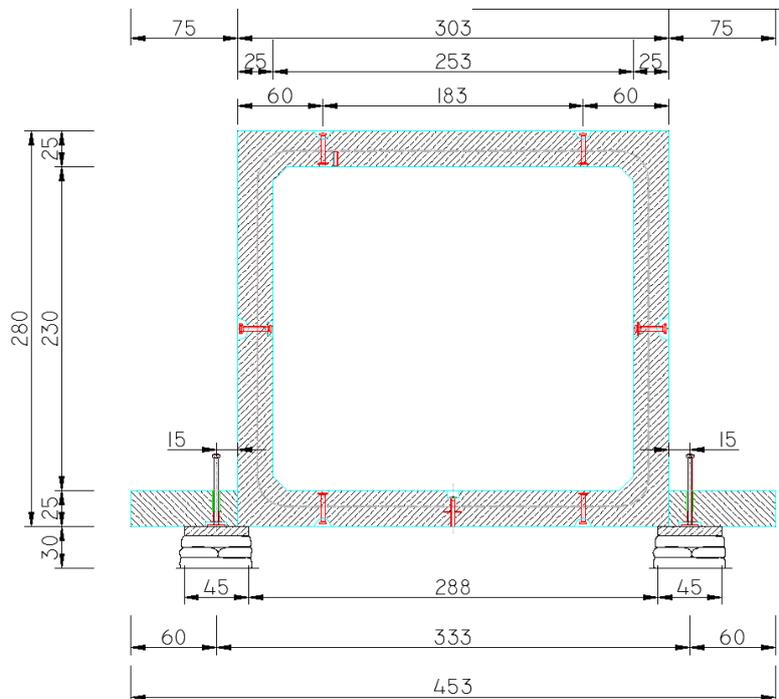


Abb. 44 KR Stellversuch Punktfundamente

Nach einer kurzen theoretischen Einführung der Bauchaucher am Tag vor dem Stellversuch wurde im Trockenen ein Punktfundament mit den verschiedenen Stapelkombinationen hergestellt. Die Längsachse des Einbauversuchs wurde mit einer Schnur über Wasser gespannt (siehe rote Schnur in Abb. 48). Für das höhengenaue Einrichten der Fertigteile war der Bautaucher unter Wasser zuständig.

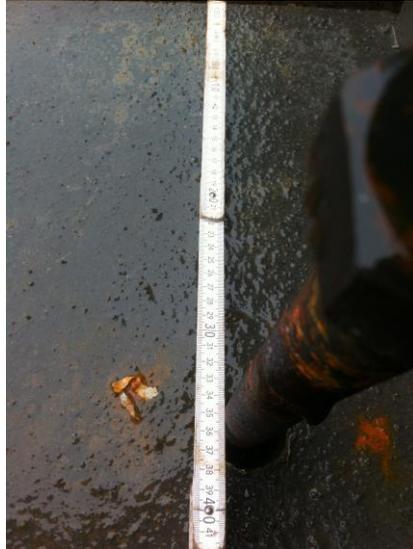


Abb. 45 Ist-Stellfußposition bei ca. 35 cm in Längsrichtung

Das erste Fertigteil wurde im nördlichen Bereich der Baugrube eingebaut. Da jeder einzelne Stellfuß an einer anderen Position angebracht worden war (siehe Abb. 45), musste eine Alternative gefunden werden. Vier Lotschnüre wurden an den jeweiligen Stellfüßen angebracht, welche im hängenden Zustand über Wasser die genaue Lage der Punktfundamente positionierten.



Abb. 46 Lote Stellfüße

Ein Bautaucher errichtete nach Einmessen der Soll-Position die Punktfundamente. Dafür wurde zu Beginn nur ein Krankorb eingehoben. Dieser beinhaltete die ersten vier Säcke, die der Taucher zum Markieren der Position benötigte.

Nach dem Markieren wurde das Fertigteil wieder herausgehoben und die Senklote demontiert. Die vier dreilagigen Punktfundamente wurden, wie im Arbeitsplan beschrieben, dokumentiert. Dabei wurde das erste Element (Fertigteil Nr. 2) mit halb ausgefahrenen Stellfüßen eingehoben und höhengenaue einjustiert.

Das in der Baubesprechung zuvor vereinbarte Einrichten mit einem gespannten Stahlseil unter Wasser wurde von den Bautauchern nicht ausgeführt. Es sind an beiden Fertigteilen Formrohre für die spätere Halterung der Reflexionsprismen (Einrichtung zur Höhenmessung) installiert worden. Die stabilen, angedübelten Formrohre konnten die Bautaucher nutzen, um die Fertigteile zu manövrieren.



Abb. 47 Einheben Krankorb

Der Boden der Baugrubensohle erwies sich als inhomogen, der murseitige Teil war um einiges weicher. Im Randbereich der Spundwand war der Mutterboden beim Baggeraushub weniger aufgewühlt worden und somit etwas stabiler. Aus diesem Grund musste bei einem Fundament (südseitig und murseitig) öfters nachgebessert werden, da der Boden stark nachgab.

Nach exaktem Einrichten des ersten Fertigteils startete die erste Messrunde für die ersten vier Punkte (Messergebnisse siehe S.107). In der folgenden Tabelle wurde zeitlich

dokumentiert, wie lange die einzelnen Vorgänge dauerten, um den Ablauf im späteren Projekt im innerstädtischen Bereich Graz besser abschätzen zu können:

Tab. 12 Zeitlicher Ablauf Errichtung Punktfundamente

	Vorgang	Zeitaufwand [min]
10:30	Beginn Materialkörbe vorbereiten und einheben	15'
10:45	Anschlagen Element 2	10'
10:55	Anbringen von Senkloten an den Stellfüßen	35'
11:30	Taucher steigt ins Wasser, ersten 4 Sandsäcke auflegen	7'
11:37	Element heraus nehmen, Senklote abnehmen	23'
12:00	Fundament 1 fertig	17'
12:17	Fundament 2 fertig	15'
12:32	Fundament 3 fertig	10'
12:42	Fundament 4 fertig	33'
13:15	Nachrichten eines Fundaments	10'
13:25	Messen	

Für das zweite Element (Fertigteil Nr. 3) wurden die Säcke für die Punktfundamente gleich direkt im Beton Fertigteil eingehoben. Der Kran stoppte das Fertigteil rund 1 m über der Sohle. Somit hatte der Bautaucher direkten Zugang zu den Säcken und eine Vorgabe der Stellfußposition.



Abb. 48 Einheben FT2 Stellversuch

Im Anschluss folgte das Zusammenführen der zwei Kanalelemente. Es wurde das zweite Kanalelement vom Autokran mit eingefahrenen Stellfüßen über den Punktfundamenten eingehoben. Das hängende Kanalelement wurde in die Muffe des ersten Kanalelements durch Zusammenziehen mit Kettenzug eingeführt. Nach der Lastübergabe wurden die Stellfüße ausgefahren, um die Belastung in die Punktfundamente einzuleiten. Durch den aufgelockerten Boden mit hohem Schlammanteil erwies es sich als nicht einfach den Stellversuch höhengenaue einzurichten. Die Bautaucher hätten nach dem Einheben des Fundaments eigentlich die Stellfüße noch auf die geforderte Höhe hinein- bzw. hinausdrehen sollen. Dies war jedoch nicht möglich, da die Bockwinde der Taucher auf eine maximale Belastung von 35 kN ausgelegt war.

Die Punkte mit der größten Belastung befanden sich dort, wo das zweite Element eingehoben wurde (Punkte 3 und 4 siehe Abb. 73). So wurden dort, wo der Boden nachgab, noch zusätzliche Sandsäcke eingebaut. Dabei hob der Kran das Element an zwei Punkten an und die Stellfüße wurden manuell nachjustiert. Problematisch war, dass, sobald das Element an einer Seite hochgehoben wurde, es an der anderen absank. Deshalb musste einige Male iterativ angehoben, die Justierschraube eingestellt und wieder abgesenkt werden. Dies führte zu einem deutlich höheren Zeitaufwand. Nach Einstellen aller Stellfüße auf die korrekte Höhe wurde das Gewicht, das bisher noch der Kran gehalten hatte, auf die Stellfüße übergeben.

Nach Fertigstellung am selben Abend wurde eine zweite Messrunde vollzogen, um eine Grundlage für differenzielle Setzungen in 24 h zu haben (Messergebnisse S.107).

Am zweiten Tag nach dem Einbau, am 11.12.2014, wurde der Versuch wieder abgebaut. Das Auseinanderziehen der beiden Elemente, also das Lösen der Dichtung, die zuvor mithilfe des Kettenzugs zusammen gezogen worden war, erwies sich als einfacher als erwartet. Binnen 15 Minuten wurden die Fertigteile wieder aus der Baugrube gehoben und am selben Platz wie zuvor gelagert. Beim Durchführen des Versuches löste sich beim Auseinanderziehen die Dichtung, was eine Reparatur zur Folge hatte. Auch die Teller der Stellfüße des zweiten Elements waren verbogen. Die Stellfüße hatten einem einfachen Versuch unter Auftrieb nicht standgehalten, sondern sind beim Zusammenziehen geknickt (siehe Kapitel 7.2.1 Stellfüße). Das ist ein wichtiger Erfahrungswert, den man ohne den Stellversuch nicht gewonnen hätte. So wurden die zwei Fertigteile repariert, um kurz darauf im Bereich der Unterwasserbetonsohle eingebaut zu werden.

Der große Vorteil der Sandsack-Punktfundamente hinsichtlich ZSK ist auf jeden Fall, dass die Fertigteile ganz ohne Unterwasserbetonage versetzt werden könnten. Das bedeutet, dass weder der Baufortschritt von der Aushärtezeit beeinflusst ist noch Bauchemikalien, sofern mit dem Sandeinspülverfahren gearbeitet wird, in den Vorfluter und somit ins Grundwasser gelangen.

7. Kanalprofile

Der Einsatz von Fertigteilen bringt einige Anforderungen mit sich. Die Fertigteile sollten möglichst einfach zu transportieren sein, d.h. möglichst leicht und platzsparend. Die Fugenbereiche stellen nicht nur potentielle Problemstellen in puncto Dichtheit dar, auch wächst die Montagezeit mit der Stückzahl der Fertigteile. Um eine bessere Auftriebssicherheit zu gewähren, wurden zusätzlich anbetonierte Seitenflügel vorgeschlagen, die nicht nur das Eigengewicht erhöhen, sondern auch eine größere Auftriebssicherheit durch die Überschüttung bieten (Freitag, Marte, 2012).

7.1. Fertigung

Im September 2014 wurden 13 Fertigteile (FT) für das Auslaufbauwerk hergestellt und danach in Lienz im Stellversuch im Trockenen getestet.



Abb. 49 Schalung FT 02.09.2014 (Der Wasserwirt)

Es gibt 3 Typen von Fertigteilen: Das Fertigteil 1 mit Anschlussbewehrung für die Ortbetonarbeiten (siehe Abb. 17 auf S. 45), die Fertigteile 2-12 (siehe Abb. 50, Abb. 51 und Abb. 52) und ein Fertigteil 13. Letzteres ist an die Böschung geometrisch angepasst und mit einer Schiene für den Dammbalken versehen.

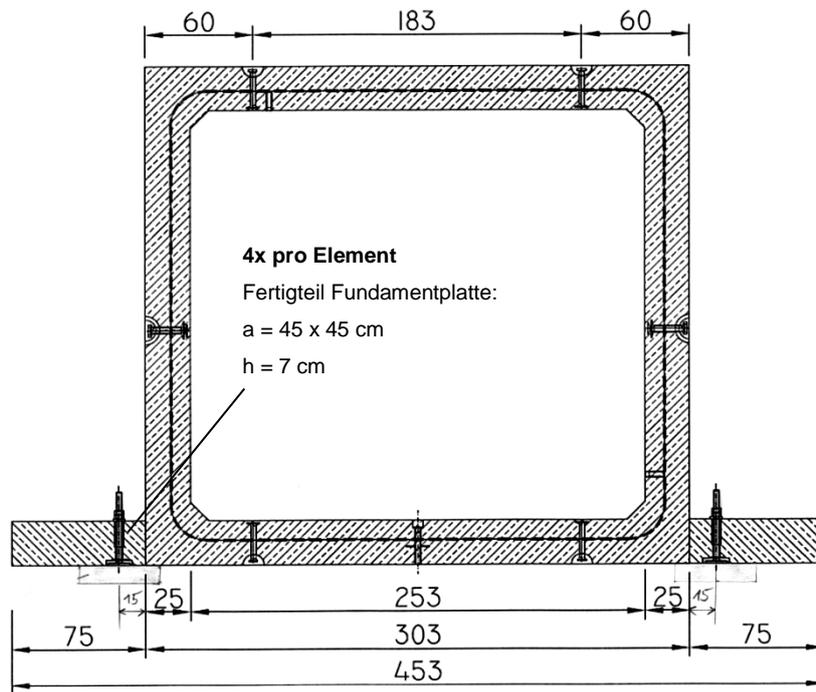


Abb. 50 AR Stellfußposition neu

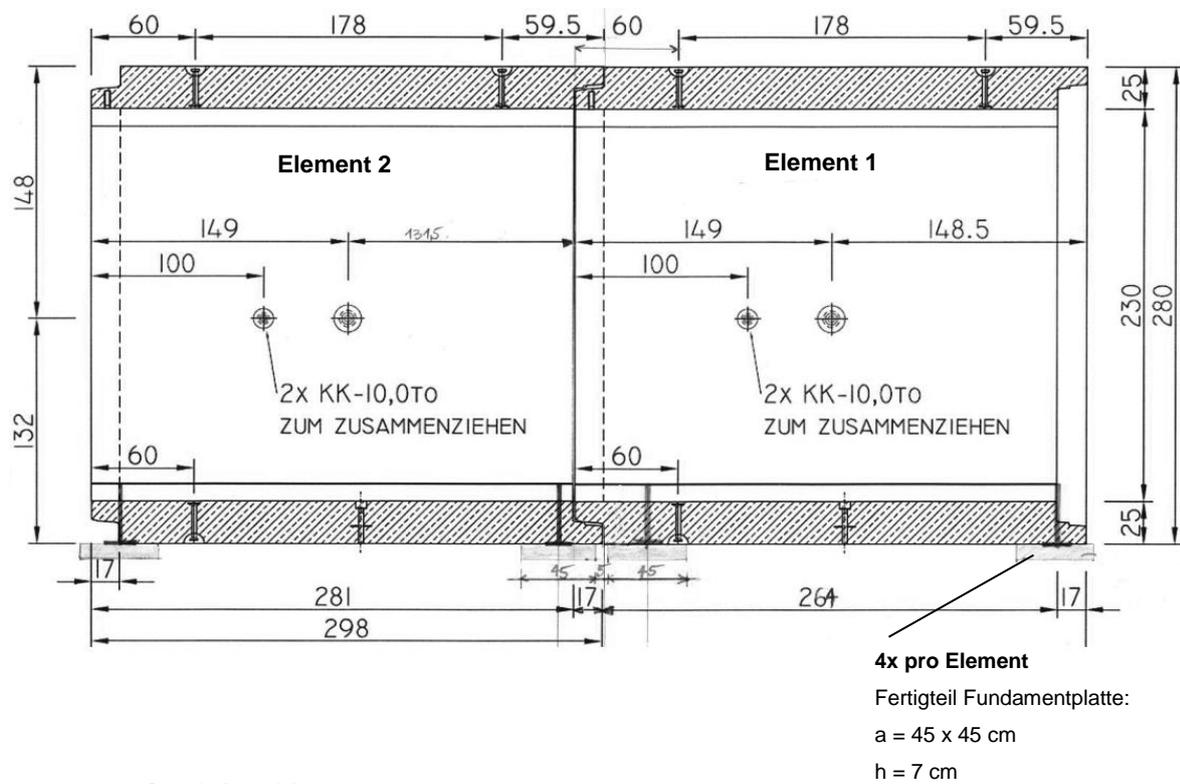


Abb. 51 KR Stellfußposition neu



Abb. 53 Abweichung Seitenflügel



Abb. 54 Fertigteil 13 Auslauf mit Schiene für Dammbalken

7.2. Komponenten der Fertigteile

Nachdem die Unterwasserbetonsohle ausgehärtet war, wurden die Fertigteile montiert. Dabei wurden die Fertigteile eingehoben und mittels Messsystem von Tauchern lagemäßig korrekt eingestellt und zusammengezogen. Dann wurden Verpressschläuche, die unter dem

Fertigteil positioniert waren, mit Tiefbaumörtel gefüllt und die Dichtigkeit beim Fertigteil hergestellt.

7.2.1. Stellfüße

Die Stellfüße sind ein wesentlicher Bestandteil eines Kanalfertigteils, die zum höhengenauren Einrichten dienen. Diese sind vonnöten, da die höhenmäßige Genauigkeit einer Unterwasserbetonsohle rein durch die Betonage nicht erreicht werden kann. An jeder Ecke der Seitenflügel des Elements kann man mit den vier verstellbaren Gewinden Querneigung und das korrekte Gefälle (0,5 % lt. Planung) mit einem Schlüssel justieren. Sie dienen auch dazu, im Falle einer unebenen Unterwasserbetonsohle die Täler und Erhöhungen auszugleichen.



Abb. 55 Stellfüße am FT2 5cm herausgeschraubt

Die Fertigteile wurden schon im September 2014 gefertigt. So kam es dazu, dass sich im Zuge der Planung und des Forschungsprojekts ein paar Änderungen ergaben. Da die zusätzliche Länge zum Verstellen des Stellfußes mit 10 cm lt. Bautaucher zu gering war, wurde nachträglich eine Verlängerung angeschweißt.



Abb. 56 tatsächliche Position Stellfuß

Im Laufe des Forschungsprojekts entstand seitens der TU Graz die Idee, einen Einbauversuch mit Punktfundamenten durchzuführen. Dieser bestand daraus, Stapelungen aus Kiessäcken unter den Stellfüßen zu positionieren, wobei an zwei Fertigteilen je zwei Stellfüße neu positioniert hätten werden müssen (siehe Abb. 57). Laut Planung (siehe Abb. 58) wurden diese mit Flachstahlankern auf der Unterseite angebracht.

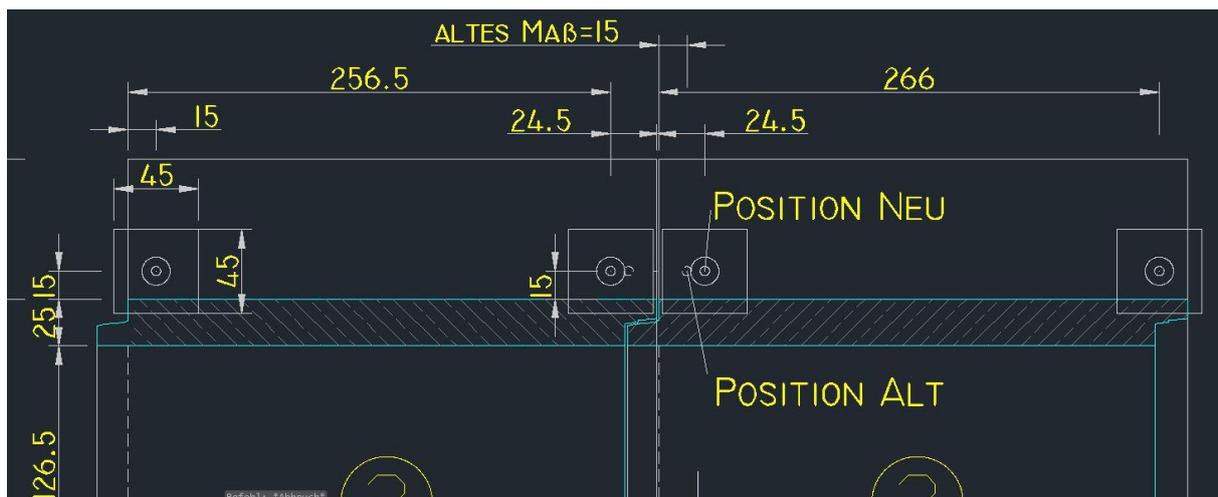


Abb. 57 Neuposition Stellfuß GR

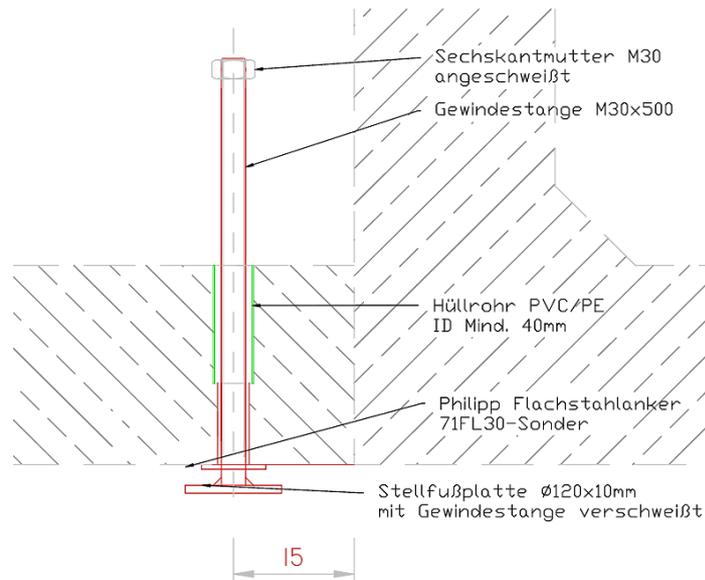


Abb. 58 zusätzliche Stellfüße (SW Umwelttechnik)

Jeder Stellfuß besteht aus einer Gewindestange mit einer Sechskantmutter und einer runden Aufstandsplatte mit 15 cm Durchmesser. Da die Realität aber nicht den Plänen entsprach und alle Stellfüße in unterschiedlichem Abstand aufgebracht worden waren, wurde der Stellversuch für die Punktfundamente etwas abgeändert und sieht nun im Einbauzustand so aus:

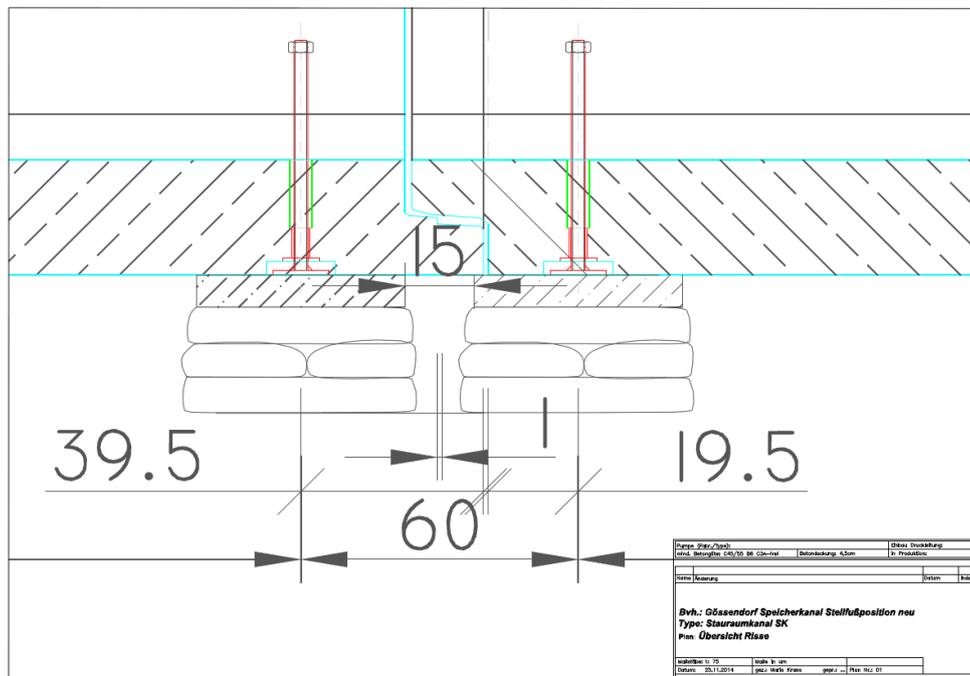


Abb. 59 Neuposition Stellfuß AR

Das Spaltmaß von 5 cm wurde auf 15 cm erweitert. Genauere Details zur Beschreibung des Einbaus des Stellversuchs mit Lotseiten sind im Kapitel 6.3 Punktfundamente – Einbauversuch in der Pilotbaugrube zu finden.

Das höhengenaue Einrichten durch Einstellen des Stellfußes kostete sehr viel Kraft, da das Gewicht des Fertigteils (Eigengewicht unter Auftrieb ca. 140 kN über dem Stellfußsteller) auf den Beton übertragen wurde und somit eine sehr große Reibungskraft entstand. Diese war für eine Person nur schwer zu überwinden, denn meistens verkantete sich der Stellfuß.

Nach dem Herausnehmen der zwei Fertigteile des Stellversuches wurde festgestellt, dass die Stellfüße verbogen waren und der Belastung nicht standgehalten hatten. Im Detail war der Teller bis ca. 40 ° verbogen (siehe Abb. 60).



Abb. 60 Stellfuß nach Stellversuch



Abb. 61 nachträgliche Schweißnaht Stellfuß

Beim Einbau des zweiten Fertigteils des Kanals stellte der Bautaucher fest, dass beim Anziehen des Stellfußes sich dieser aufgrund der Schweißnaht nicht herausschrauben ließ. Das Innengewinde wurde bei diesem Vorgang aus dem Beton ausgerissen, dafür wurde die bewehrte Lastplatte vom Stellversuch (45*45*7 cm) wie ein Keil statt des Stellfußes unter das Fertigteil gezwängt.

Die Position der Stellfüße muss bereits vorab genau definiert sein und etwaiger, erhöhter Platzbedarf, z.B. Sandsackstapel, mitberücksichtigt werden. Die Gewindestangen der Stellfüße müssen in der richtigen Länge konstruiert werden, da eine Schweißnaht nicht einem Gewinde gleicht und sich daher nicht herausdrehen lässt. Die durch das große Eigengewicht entstehende Reibung und durch geringe Schrägstellung verursachte Verkantung beeinträchtigt eine leichte Handhabung und somit millimetergenaues einjustieren der Höhe. Eine mögliche Lösung wäre das Fertigen von Stellfüßen mit einem Kugelgelenk, sodass die Reibung minimal und ein leichter Winkel zugelassen werden.

7.2.1. Dichtung

Zur Abdichtung zwischen den einzelnen Fertigteilen wurden Dichtschläuche eingesetzt. Nach dem Zusammenziehen entstand eine 1,5 cm breite Fuge, in der sich die Dichtung mit einem integrierten Quellschlauch befand. Diese kann verpresst werden, bläst sich auf und bietet somit eine zusätzliche Sicherheit, um den Kanal dicht zu halten. Im Stellversuch in Lienz im September wurde dies bereits ausprobiert:

Bevor die Fertigteile eingebaut wurden, mussten diese mit einem Gleitmittel eingeschmiert werden, um sich unter Wasser gut aneinander zu fügen.

Nach dem Ausbau des Stellversuches wurde festgestellt, dass sich die Dichtung vom Fertigteil gelöst hatte (siehe Abb. 63). Da die Dichtung aber nicht für einen Aus- und Wiedereinbau vorgesehen ist, stellte das weiter kein großes Problem dar, sondern wurde nach der Reparatur wieder eingebaut.



Abb. 62 Stellversuch Lienz Dichtung Fertigteile 09.09.2014



Abb. 63 gelöste Dichtung und 2 Ventillöcher nach Stellversuch

7.2.2. Ventile

Um nach dem Versetzen der Fertigteile die Stellfüße zu entlasten, wurde eine Hohlraum-Verpressung von Tiefbaumörtel zwischen der Unterwasserbetonsohle und der Unterkante des Kanals geplant. Die Stellfüße sollen zwar dem Eigengewicht mit und ohne Auftrieb standhalten, jedoch nicht der Aufschüttung des Erdreichs mit rund sechs Metern Höhe. Zum Verpressen sind fast alle Fertigteile bodenseitig mit zwei Ventilen versehen. Diese bestehen aus einem 3/4 Zoll Gewinde, auf das ein Doppelnippel aufgeschraubt wurde, um es mit dem GEKA Anschluss für die Tiefbaumörtel-Zufuhr verbinden zu können. Der maximale Verpressdruck von circa 2 bar sollte nicht überschritten werden, um ein ungewolltes Anheben der eingerichteten Fertigteile auszuschließen.

In das erste Fertigteil mit der Anschlussbewehrung wurde kein Ventil einbetoniert, im letzten Auslauf-Fertigteil mit Dammbalken wurde nur ein Ventil integriert.



Abb. 64 Ventilaufsatz mit Doppelnippel (li) und Verschluss (re)

7.2.3. Sandjetting

Als natürliche Alternative zum Tiefbaumörtel kann für den ZSK auch ein Sandeinspülverfahren (engl. *sandjetting*) angedacht werden. Neben guter Tragfähigkeit hat Sand den Vorteil, ohne Zusatzstoffe ins Wasser zu gelangen. Auch in punkto Kosten liegt Sand bei einem weit niedrigeren Preis als Duriment (ca. 500 €/m³). Das Sandeinspülverfahren von rechteckigen Tunnelquerschnitten wurde bereits im Jahre 1935-36 von Christiani und Nielsen im Zuge der Errichtung des Maas Tunnels in Rotterdam entwickelt. Die Sandeinspülmethode basiert auf horizontalem Einspritzen von einem Sand-Wasser Gemisch. Während dieses Gemisch in den Raum zwischen Fertigteil Unterkante und Baugrubensohle eingepresst wird, wird gleichzeitig der äquivalente Anteil an Wasser aus diesem Bereich abgesaugt (siehe Abb. 65).

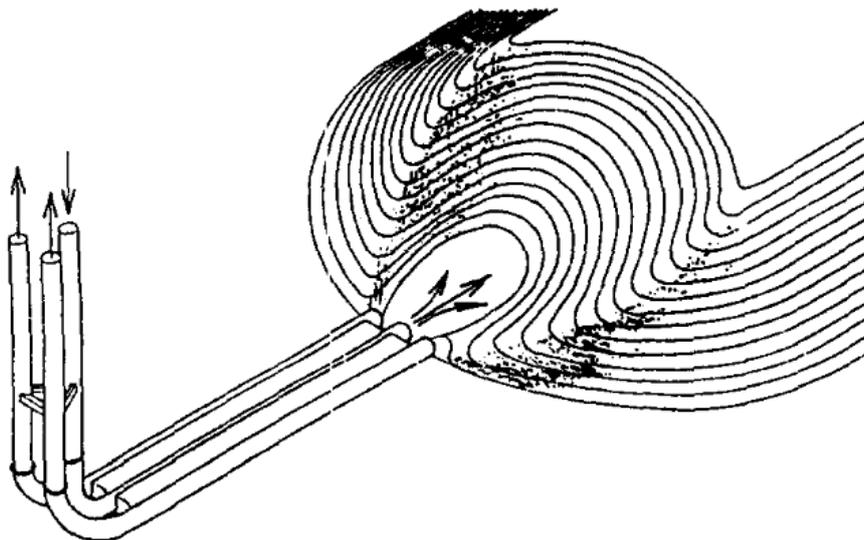


Abb. 65 Veranschaulichung "sandjetting" Methode (Rasmussen, 1997)

Die kontinuierliche Kontrolle des im Rückwasser enthaltenen Sand Gehalts ermöglicht es, den Einspülvorgang fernzusteuern. Umfangreiche Tests und Beobachtungen haben ergeben, dass sich der horizontal eingespülte Sand sich im Zwischenraum kreisrund ablagert, bis er die Oberkante, ein Fertigteil z.B., erreicht. Um den Zwischenraum vollständig auszufüllen, müssen Parameter wie Mischverhältnis von Sand zu Wasser, das gewünschte Einlagemuster, Düsendurchmesser, Volumenstrom von Ausstoß- und Saugleitung bestimmt werden. Es hat durchaus positive Resultate im Anwendungsfall einer Fluss-Kreuzung gegeben. Die Verschlammung, die in diesem Fall sehr hoch war, wie auch im Pilotprojekt Gössendorf, wurde mithilfe von Wasserdruck gelöst und abgesaugt. In 10 m Schritten

wurden Zwischenräume mit Sand gefüllt. Im Falle einer Anwendung des Sandeinspülverfahrens, braucht man folgende Ausrüstung:

- ein Rohrsystem entlang des Tunnellaufs Unterwasser
- Einrichtung für die Zufuhr vom Sand-Wasser Gemisch
- Lastkahn für die Sandversorgung
- ein Schwimmkran für die Montage / Demontage des Sandeinspülgerätes (Rasmussen Nestor S., 1997)

Für den zukünftigen Einsatz ist noch nicht ganz klar, ob der Sand gegenüber dem anstehenden Boden filterstabil ist, d.h. dass Sand nicht über längere Zeiträume in den Porenräumen des Bodens wegerodiert. Durch Strömungen verstärkt, könnte der Sand im Untergrund „verschwinden“ was zu langfristigen Setzungen führen könnte.

7.3. Einbau Fertigteile

Nachdem die Unterwasserbetonsohle die geforderte Festigkeit erlangt hatte, konnten die Verlegearbeiten der Fertigteile für den Auslaufkanal beginnen. Gestartet wurde im Oberwasserbereich, wo später der Ortbetonanschluss folgte. Verlegt wurden die ersten acht Elemente vor der Winterpause, bevor im neuen Jahr die restlichen vier versetzt wurden. Letztere wurden auf einer Sohle mit demselben Unterwasserbeton, jedoch ohne Grundwasser in der Baugrube, in quasi trockener Bauweise, versetzt.

Die Sohle im ersten Bereich wurde von den Bautauchern mithilfe eines Rotationslasers mit einem Gefälle von 0,5 % gelotet. Die erlangte Genauigkeit lt. Lotplan (siehe Abb. 66) der Taucher entsprach maximal -5 und +6 cm auf die angenommene Höhe.

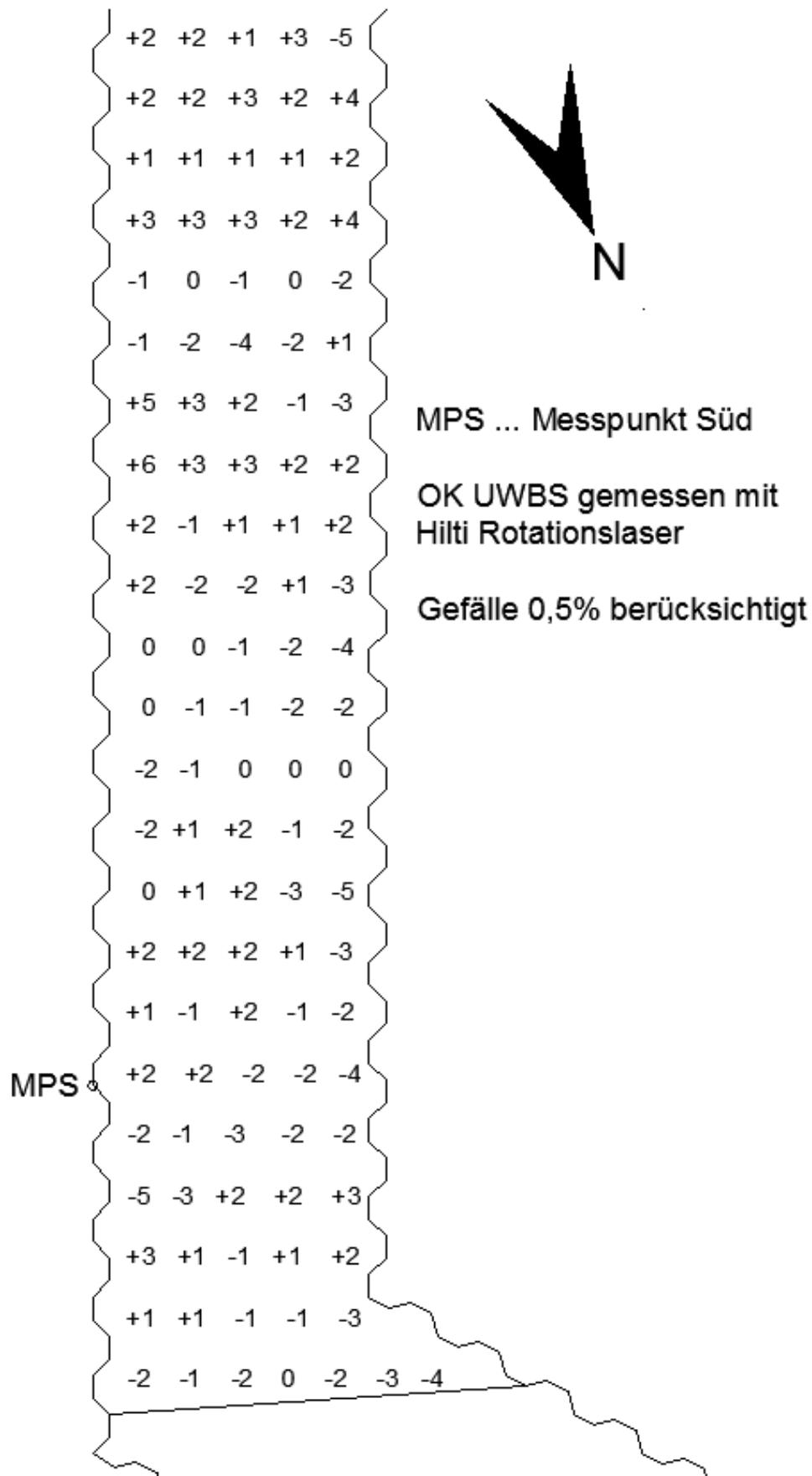


Abb. 66 Lotplan UWBS 04.12.2014 (lt. Nautilus)

Am 09.12.2014 hätte mit dem Versetzen des ersten Beton-Fertigteils begonnen werden sollen. Laut Baubesprechung am 09.10.2014 wurde beschlossen, dass die Fertigteile 10 cm über der Betonoberkante eingebaut werden sollten, d.h. 5 cm Spielraum für den Stellfuß und 5 cm für die Toleranz der Unterwasserbetonsohle.

Vor dem Einbau des ersten Elements wurden am Morgen des 10.12.2014 die Höhen rückgerechnet und kontrolliert. Dies ergab, dass die Herstellung der anschließenden Kante laut Plan an den Ortbeton nicht möglich war. Die Unterwasserbetonsohle ergab an dieser Stelle lt. Messungen mit Nivellement eine Höhe von 317,508 statt 317,462 m.ü.A. Nach dem Versuch von Unterwasser Stemmarbeiten durch die Bautaucher war klar, es musste eine andere Lösung gefunden werden. Die Neigung des Kanals wurde von 0,5 % auf 0,3 % von den Planern genehmigt, somit konnte zumindest im unteren Bereich ein etwas größerer Hohlraum für die spätere Tiefbaumörtel-Verfüllung hergestellt werden und die Fertigteile auf dem Stellfuß stehen.

Da für die Kanalverlegung keine Drahtseile gespannt worden waren, beauftragten am Morgen des 11.12.2014 die Bautaucher die Baufirma, Stahlstangen zu fertigen und zu befestigen. Diese Stangen brauchten sie, um das Fertigteil beim Einrichten bewegen und aus der Perspektive „über Wasser“ ausrichten zu können. Um 13:00 Uhr wurde das erste Fertigteil samt Gestänge eingehoben und eingerichtet, wobei es 8 cm weiter in Längsachse Richtung Mur liegt als es laut Plan vorgesehen war. Das Anschluss-Fertigteil weist aufgrund der hohen Oberkante der Unterwasserbetonsohle kein Gefälle, auf.

Um 13:40 Uhr wurde das zweite Fertigteil eingerichtet. Wie auch bei den anderen Elementen wurden die 144 kN unter Auftrieb vom Kran gehalten, (mit einem Spaltmaß von rund 12 cm) in die Muffe eingeführt, zusammengezogen und die ersten zwei Stellfüße neben Fertigteil 1 ausgefahren. Die anderen zwei Ecken wurden vom Kran höhenkorrekt gehalten, die Stellfüße einjustiert und zuletzt die Last übergeben. Die Längsachse wurde mittels Anlegen einer Waaglatte auf eine seitliche Außenwand vom Taucher überprüft, das Gefälle wurde anhand des Spaltmaßes kontrolliert: Gleiches Spaltmaß bedeutet konstantes Gefälle. Bei diesem Fertigteil ließ sich ein Stellfuß nicht herausschrauben und so verhalf sich der Taucher mit einer Lastplatte ($h = 7$ cm) vom Stellversuch (siehe Abb. 41). Das Problem war, dass die Stellfüße nachträglich verlängert wurden und die Schweißnaht nicht durch das ohnehin schon schiefe Gewinde gedreht werden konnte. Resultierend daraus riss ein Gewinde aus. Lt. Bautaucher ist der Spalt zwischen den Fertigteilen 1 und 2 unten 1 cm, oben 2 cm und seitlich 1,5 cm groß, um nun ein Gefälle zumindest ab dem zweiten Fertigteil herzustellen. Nach dem Versetzen eines Schwerlaststehers wurde mit dem nächsten Fertigteil fortgefahren.

Um 14:55 Uhr wurde mit der Manipulation des Fertigteils 3 begonnen. Dieser wurde nach einem Taucherwechsel um 16:05 Uhr finalisiert.

Fertigteil 4 wurde mit derselben Vorgehensweise um 16:30 Uhr eingerichtet und um 18:00 Uhr abgeschlossen.

Am Vormittag des 12.12.2014 wurden die zwei – zu diesem Zeitpunkt letzten – auf der Baustelle vorhandenen Fertigteile versetzt.

Tab. 13 Einbau Fertigteile Dauer

FT	Einbau am	Probleme
1	09.12.2014 09:00	Höhe UWBS, Stahlstangen besorgen
2	10.12.2014 13:40	Stellfuß Gewinde defekt → Lastplatte
3	11.12.2014 14:55	
4	11.12.2014 16:30	
5	12.12.2014 08:30	
6	12.12.2014 09:15	
7	18.12.2014	
8	18.12.2014	
9	08.01.2014	Riss Lasche
10	08.01.2014	
11	08.01.2014	
12	08.01.2014	
13	09.01.2014	

Die Montagezeit der Bautaucher und somit die Kosten könnten durch nur zwei Stellfüße pro Regelement reduziert werden. Wenn das zweite Element statt auf Stellfüßen direkt auf der Muffe aufliegen kann, wären die Auflagerpunkte somit halbiert. Je nach Art der temporären Lastübertragung müssten die Elemente, z.B. Stellfüße, in diesem Fall der doppelten Auflast standhalten. Für das erste Element werden mindestens drei Auflager-Punkte zur Bettung benötigt.

Nachdem die Fertigteile nicht ausgeputzt worden waren und der Taucher keinen Zugang zu den Ventilen in der Bodenseite der Fertigteile hatte, wurde die Baugrube am 14.01.2015 wiederholt gelenzt und auch der bis zu dem Zeitpunkt bestehende Kanal observiert.

Prinzipiell sieht das Spaltmaß von 2 cm bei den Fertigteilen (FT) dicht aus, beim Übergang zwischen Fertigteil 1 und Fertigteil 2 ist die Oberkante (6 cm) weiter offen als die Unterkante (2 cm). Das Fertigteil 1 wurde jedoch lt. Bautaucher ohne Gefälle und das Fertigteil 2 mit 3 % Gefälle eingebaut:



Abb. 67 max. Spaltmaß FT1-2

Beim Übergang von Fertigteil 2 auf 3 trat dies genau umgekehrt auf. Der Spalt unten war größer als oben, die Fuge machte den Anschein, dicht zu sein, sofern dies mit freiem Auge wahrnehmbar war. Die Spaltmaße an den Extremstellen betragen 2 cm und 7 cm:



Abb. 68 max. Spaltmaß FT2-3

Grund dafür könnte das Versagen eines Stellfußes bei Element 3 sein, jedoch ist es in diesem Zustand nicht mehr möglich unterhalb hinein zu sehen. Aus diesem Grund will der Auftraggeber die seitliche Zuschüttung nur bis zum Niveau der Fertigteil-Flügel veranlassen. Problem dabei könnte sein, dass die Duriment Verpressung durch die Zwischenräume der

seitlichen Flügel ausweichen könnte. Manuelles Verfüllen über diese Fugen kann das Ausfließen vom Tiefbaumörtel unterbinden.

Die Stellfüße sind nicht ganz lotrecht. Der Grund dafür liegt in den ungenau eingelegten Gewindehülsen.



Abb. 69 Neigung Stellfüße

Der Spalt an der Unterseite im Kanal wies einen kleinen Sprung von ca. 1 cm auf. Vor dem Verpressen wurden die Ventilanschlüsse gereinigt, der überstehende Beton am Rand des Loches weggestemmt und ein Zugang von 8 cm zum GEKA Anschluss ermöglicht.



Abb. 70 GEKA Aufsatz Tiefbaumörtel Ventil

Abb. 71 Vorsprünge an der Seitenwand

Von innen betrachtet, sah man, dass die Kanalelemente ein wenig in der Geometrie abweichen. Beim Verlegen orientierten sich die Bautaucher an der südlichen Längsseite. Die südliche schien plan zu sein, die nördlichere Wandseite wies relativ kleine Vorsprünge von wenigen Millimetern auf (siehe Abb. 70f)

7.4. Verpressen

Nachdem das Verlegen des Kanals abgeschlossen worden war, wurde der seitliche Bereich des Kanals mit Aushubmaterial verfüllt, um ein späteres Austreten der Tiefbaumörtel-Verpressung zu vermeiden. Duriment ist ein werksgemischter, einkomponentiger, hydraulisch erhärtender, schwindkompensierter Trockenfertigmörtel für Verlege- und Versetzarbeiten im Hoch- und Tiefbau. Der Mörtel eignet sich für kraftschlüssiges Verfüllen von Hohlräumen, Mauerwerksfugen, Natursteinfugen etc., Verlegearbeiten von Betonfertigteilen (www.zement.wup.at, 10.03.2015).

Duriment wurde im Bereich der Stellfüße durch zwei Ventile pro Fertigteile in der Bodenplatte der Fertigteile eingepresst. Dieses soll, mit einem Größtkorn von 3 mm, die Hohlräume zwischen Unterkante Fertigteile und Oberkante Unterwasserbetonsohle auffüllen und nach dem Aushärten die vertikalen Lasten abtragen. Dies hat eine entlastende Wirkung auf die Stellfüße. Laut Bautaucher befanden sich die Hohlräume zwischen 0 cm und maximal 8 cm. Der Tiefbaumörtel wurde mit einem Maximaldruck über einen Schlauch an das integrierte Ventil mit einer GEKA Klauenkupplung angeschlossen und danach mit einem Blindstopfen verschlossen. Beim ersten Tauchgang nach der Wiederbefüllung der Baugrube musste der Bautaucher feststellen, dass sich die Feinteile im Bereich des Kanals so sehr abgesetzt hatten, dass er weder guten Zugang noch gute Sicht auf die Ventile hatte. Abgesehen von der Schlammablagerung waren ein paar Ventile nicht lotrecht einbetoniert, sodass beim Eindrehen des Doppelnippels eine Kante stecken blieb bzw. sich nicht weiter drehen ließ. Die Konsequenz war ein nochmaliges Leerpumpen der gesamten Baugrube nachdem auch schon die Schmalwand wieder dicht hergestellt und der Pumpensumpf entfernt wurde. Unter trockenen Bedingungen konnte die Innenseite des Kanals mit Hochdruck gereinigt und Betonagereste um das Ventil weggestemmt werden (Mapei, 2015).

Für die Umsetzung bei zukünftigen Projekten, die diesem gleichen, wäre es durchaus sinnvoll, bereits vor dem Einheben der Kanalelemente im trockenen Zustand die Ventile zu testen. Jedes einzelne Gewinde sollte dabei eingedreht und fehlende Teile ergänzt werden. Vor dem Fluten der Baugrube ist sicherzustellen, dass die Öffnungen weitgehend von Ablagerungen befreit sind. Arbeiten unter Wasser sind nicht nur umständlicher, sondern auch teurer und sollten – soweit es möglich ist – von Vorbereitungen über Wasser ersetzt werden.

8. Messtechnik

Im Zuge der Bauausführung war das prognostizierte Verhalten mittels geodätischen Messverfahren zu überwachen. Wichtig hierbei war es, Arbeitsschritte und Bauverfahren richtig zu steuern. Die Entwicklung von erwartenden wie auch unerwarteten Verformungen war zu beurteilen, um kritische Zustände frühzeitig zu erkennen, gegebenenfalls Gegenmaßnahmen einzuleiten und eine Beweissicherung durchzuführen (lt. Marte 2014). Für das Pilotprojekt in Gössendorf wurde als Alternative zur Unterwasserbetonsohle die Lagerung über Punktfundamenten aufgezeigt. Um dies beurteilen und vergleichen zu können, bedurfte es u.a. einer akkuraten Aussage über das Setzungsverhalten des Kanals.

8.1. Stellversuch Punktfundamente

Nach dem Einbau des ersten Fertigteils im Stellversuch Punktfundamente wurde die Position der Reflexionsprismen aufgenommen. Dafür wurde ein Theodolit an folgender Stelle positioniert:



Abb. 72 Position Messtechnik Stellversuch Punktfundamente

Beim Stellversuch Punktfundamente wurde mithilfe der Messtechnik festgestellt, wie sich die einzelnen Punktfundamente verhalten. Unmittelbar nach dem Einbau wurde die Anfangssituation festgehalten, um eine Grundlage für spätere Vergleiche zu haben.

Dabei sind an den seitlichen Außenwänden zweier Fertigteile 80 mm Formrohre an je zwei Punkten angedübelt worden. Sie hatten eine Länge von 3,0 m, wobei diese nur 2,5 m über die Oberkante des Fertigteils hinausragten (siehe Abb. 74). Auf das obere Ende kam der M8 Gewindeaufsatz für das Reflexionsprisma (siehe Abb. 75).

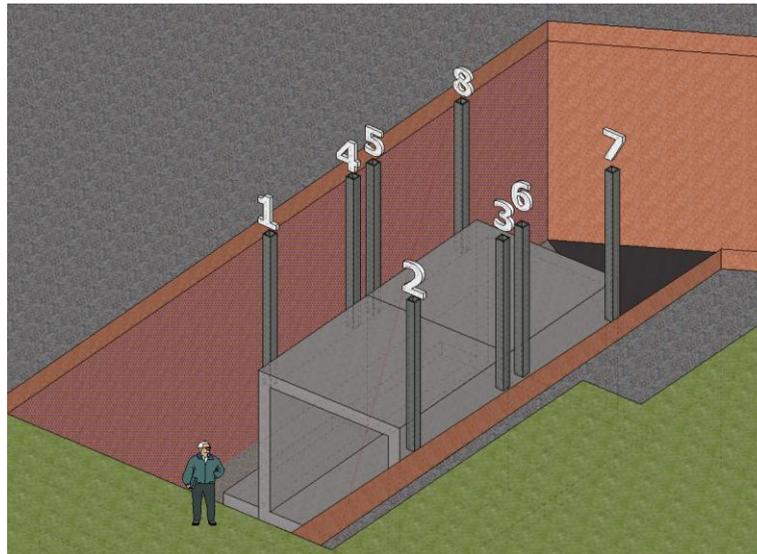


Abb. 73 Perspektive Stellversuch, Punkte 1-8

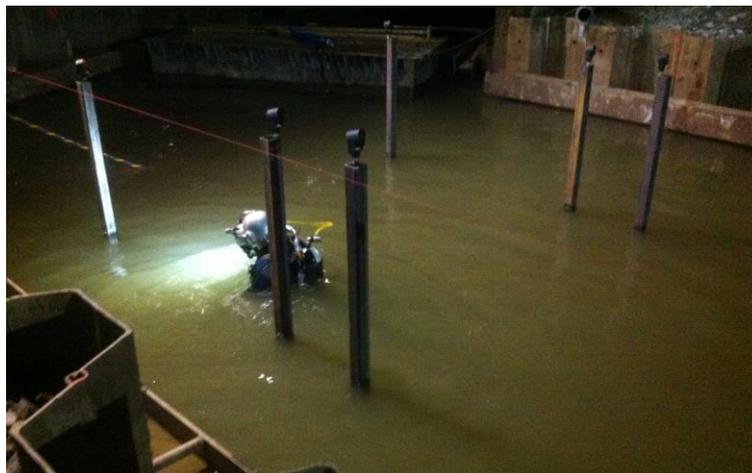


Abb. 74 Messprismen Stellversuch



Abb. 75 M8 Gewindeaufsatz und Reflexionsprisma

Laut der Pläne wurde in einer Höhe von rund 322,7 m. ü. A., also kurz ober dem Grundwasserspiegel gemessen.

Das erste Fertigteil wurde an vier Punkten in je drei Messrunden vermessen. Nach dem Einführen des zweiten Fertigteils in das erste wurde auf zwei Stellfüße eine größere Last übertragen. Dies hatte weitere Setzungen zur Folge. Der zweite Messzyklus wurde abgehandelt, nachdem die zwei Kanalelemente in der korrekten Position saßen. Die acht Messpunkte wurden wieder in drei Runden mittels Theodolit zum Zeitpunkt $t = 0$ (für alle acht Punkte) ermittelt und dasselbe nach 24 h durchgeführt. Somit war eine Grundlage gegeben, um potentielle Setzungen festzustellen und diese mit den Laborversuchen zu vergleichen.

Tab. 14 Messprogramm Stellversuch

Nach diesen Vorgängen wurde gemessen	Punkte	Datum
1. Positionieren des ersten Elements (FT2)	4x	09.12.15 15:28
2. Einsetzen des zweiten Elements (FT3) $t \sim 0$	8x	09.12.15 17:40
3. Setzungsmessungen $t \sim 24h$	8x	10.12.15. 16:04

Tab. 15 Messergebnisse Stellversuch (Vermessung Lafer)

Stellversuch vom 09.12.2014 bis 10.12.2014: Höhenverzeichnis								
Datum/Zeit	Höhe [m]							
09.12.2014	1	2	3	4	5	6	7	8
15:28	322,4466	322,4402	322,4364	322,4411				
15:37	322,4466	322,4406	322,4364	322,4411				
15:40	322,4469	322,4405	322,4365	322,4411				
15:44	322,4468	322,4405	322,4364	322,4410				
15:48	322,4469	322,4403	322,4362	322,4412				
15:51	322,4467	322,4403	322,4363	322,4410				
15:59	322,4468	322,4403	322,4361	322,4408				
16:02	322,4469	322,4402	322,4361	322,4408				
16:06	322,4465	322,4405	322,4324	322,4371				
17:40	322,4371	322,4415	322,4128	322,4065	322,3970	322,4024	322,3809	322,3705
17:48	322,4369	322,4412	322,4127	322,4060	322,3964	322,4021	322,3805	322,3699
18:10	322,4365	322,4412	322,4124	322,4058	322,3959	322,4019	322,3803	322,3698
18:23	322,4362	322,4411	322,4122	322,4053	322,3957	322,4018	322,3803	322,3696
18:46	322,4360	322,4410	322,4122	322,4052	322,3954	322,4017	322,3802	322,3693
18:55	322,4361	322,4411	322,4121	322,4050	322,3952	322,4015	322,3802	322,3692
10.12.2014	1	2	3	4	5	6	7	8
16:04	322,4351	322,4412	322,4111	322,4032	322,3937	322,4006	322,3791	322,3675
16:18	322,4357	322,4411	322,4113	322,4035	322,3935	322,4007	322,3790	322,3674
18:01	322,4353	322,4414	322,4114	322,4035	322,3935	322,4008	322,3794	322,3672
18:14	322,4354	322,4413	322,4114	322,4037	322,3935	322,4010	322,3793	322,3675
Mittelwert	322,4354	322,4413	322,4113	322,4035	322,3936	322,4008	322,3792	322,3674
09.12 - 10.12.	1	2	3	4	5	6	7	8
Setzungen [m]	-0,0007	0,0001	-0,0008	-0,0015	-0,0016	-0,0007	-0,0010	-0,0018

Nach dem Einhängen des zweiten Fertigteils setzten sich Punkt 3 um 2,03 cm und Punkt 4 um 3,21 cm. Ausschlaggebend war die zusätzliche Belastung des zweiten Elements und der weiche Boden. Nach 24 h ergab die Messrunde geringe Nachsetzungen von maximal

1,8 mm pro Punkt (siehe Tab. 15). Zwar dauerte das Einrichten der Höhe einige Zeit, jedoch wurden keine großen Setzungen in den ersten 24 h festgestellt. Der weiche Baugrund und die fehlende Erfahrung in puncto Einjustieren waren eine der Hauptfaktoren für die Dauer dieser Arbeitsschritte und somit die große zeitliche Beanspruchung.

8.2. Stangenextensometer Pilotversuch

Zur Feststellung des Setzungsverhaltens der Kanalelemente bedarf es nicht nur Messungen während und unmittelbar nach dem Einbau, sondern auch einer Bestimmung des Langzeitverhaltens des verlegten Kanals aufgrund baulicher Tätigkeiten. Die Messungen sollten nach bestimmten Bauzuständen durchgeführt werden. Diese sind in Tab. 16 aufgelistet und im Folgenden genauer beschrieben. Um für eine realistische Prognose für die spätere Umsetzung im Bereich ZSK Aussagen treffen zu können, wurde von der TU Graz ein Messsystem vorgeschlagen, das auf dem Prinzip der Stangenextensometer Messung beruht. Dabei wird ein eigener Aufsatz für ein Rohr gefertigt, der vier Mal an der Deckseite im Eck jedes Kanalelements – nahe den Kugelkopfkankern – angebracht wurde. Der Aufsatz, der im Trockenem mittels Stahldübeln (70 mm, M10) fixiert wurde, besteht aus einer Stahlplatte 30 x 30 x 1 cm mit einem angeschweißten M24-Gewinde, welches später eingedreht wurde. Da zu Beginn noch nicht ganz klar war, ob man beim 7. oder 8. Fertigteil auf die Schmalwand treffen wird, hat man sich darauf geeinigt, dass Messungen an 7 Fertigteilen aussagekräftig genug sind, um das Setzungsverhalten des Kanals festzustellen. Auf jedes der 7 Fertigteile wurde pro Ecke ein Messgestänge inklusive Platte angebracht.

Tab. 16 Messprogramm Kanal Bereich UWBS

Nach diesen Vorgängen wird gemessen	Länge	Datum
0. Nullmessung nach Verlegen des Kanals im Bereich UWBS	3,0 m	19.01.2015
1. Vor Spundwandziehen	3,0 m	Ende März
2. Nach Spundwandziehen	3,0 m	Ende März
3. Einmessen der 7 m Gestänge	7,0 m	Ende März
4. Nach Verfüllen des Voraushubes	7,0 m	Ende April
5. 1 Monat nach Verfüllung des Voraushubes	7,0 m	Ende Mai

8.2.1. Nullmessung

Um eventuelle Setzungen durch z.B. Änderung der Auflast durch die Verfüllarbeit oder Spundwandziehen feststellen zu können, wurde eine Nullmessung nach Einbau der

Fertigteile durchgeführt. Dazu wurden, nachdem der Kanal im Bereich der Unterwasserbetonsohle richtig positioniert und abgedichtet worden war, 28 Punkte vermessen (Höhen siehe Abb. 78). Das Verpressen des Tiefbaumörtels hatte einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die vertikalen Verformungen. Die 28 (7x4) Messprismen liegen an der Spitze (siehe Abb. 76) von 3 m langen, über der Fertigteil Oberkante befestigten Eisenstangen.

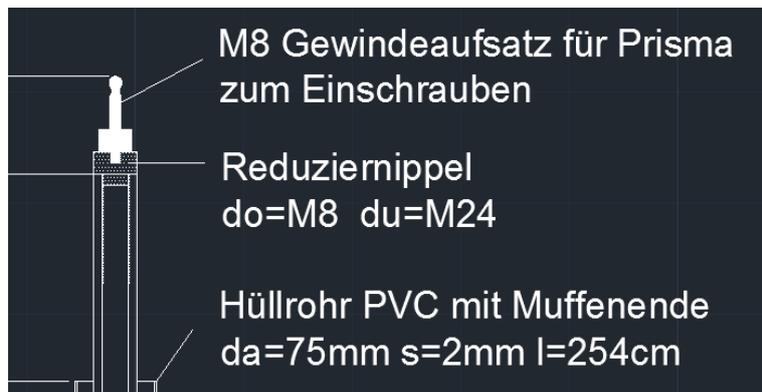


Abb. 76 Detail Spitze (Fa. Klement Walter GmbH)

Diese Eisenstangen sind mithilfe von quadratischen, angedübelten Eisenplatten (20 x 20 cm) am Fertigteil befestigt worden (siehe Abb. 77).

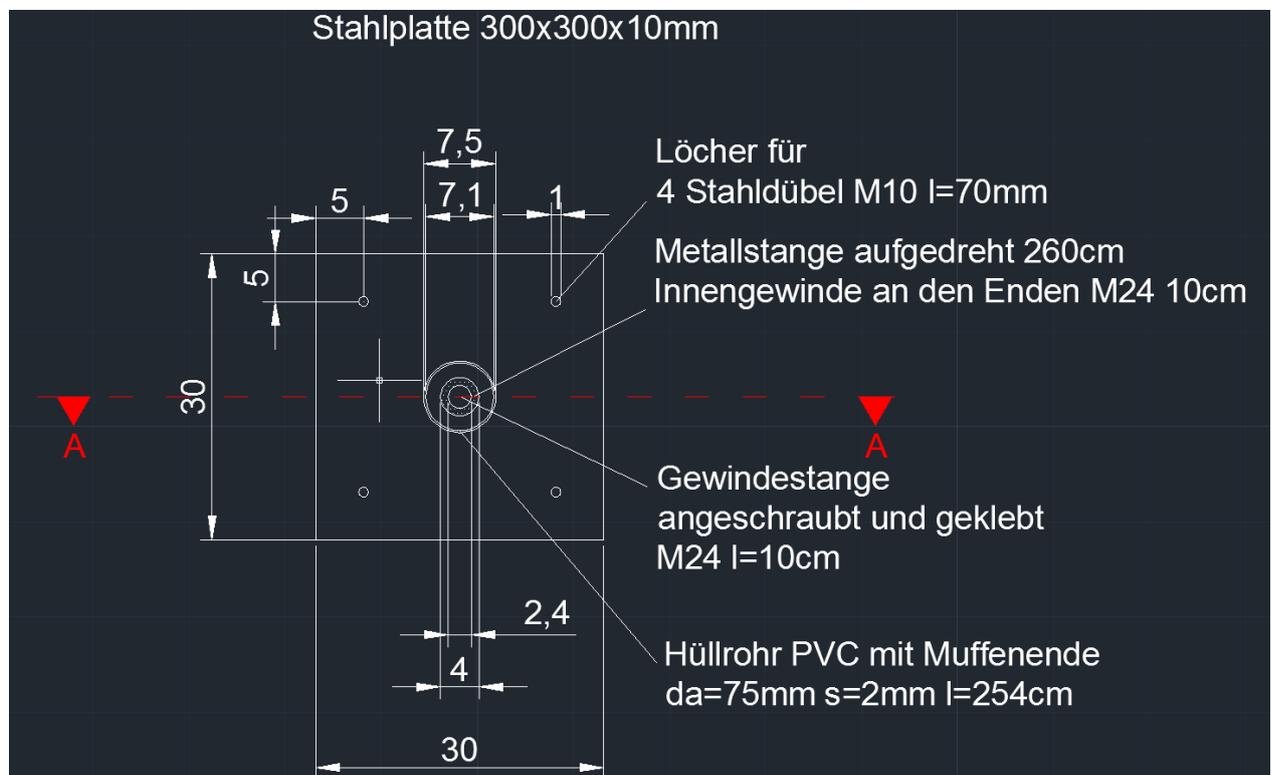


Abb. 77 Grundriss Stahlplatte (Fa. Klement Walter GmbH)



Dipl.-Ing. Gerald Lafer

Staatl.bef.u.beid.Ingenieurkonsulent für Vermessungswesen
 8020 Graz, Alte Poststraße 73
 Telefon: 0316 / 57-95-48
 Mobil: 0664 / 812-88-40
 E-Mail: vermessung.lafer@aon.at

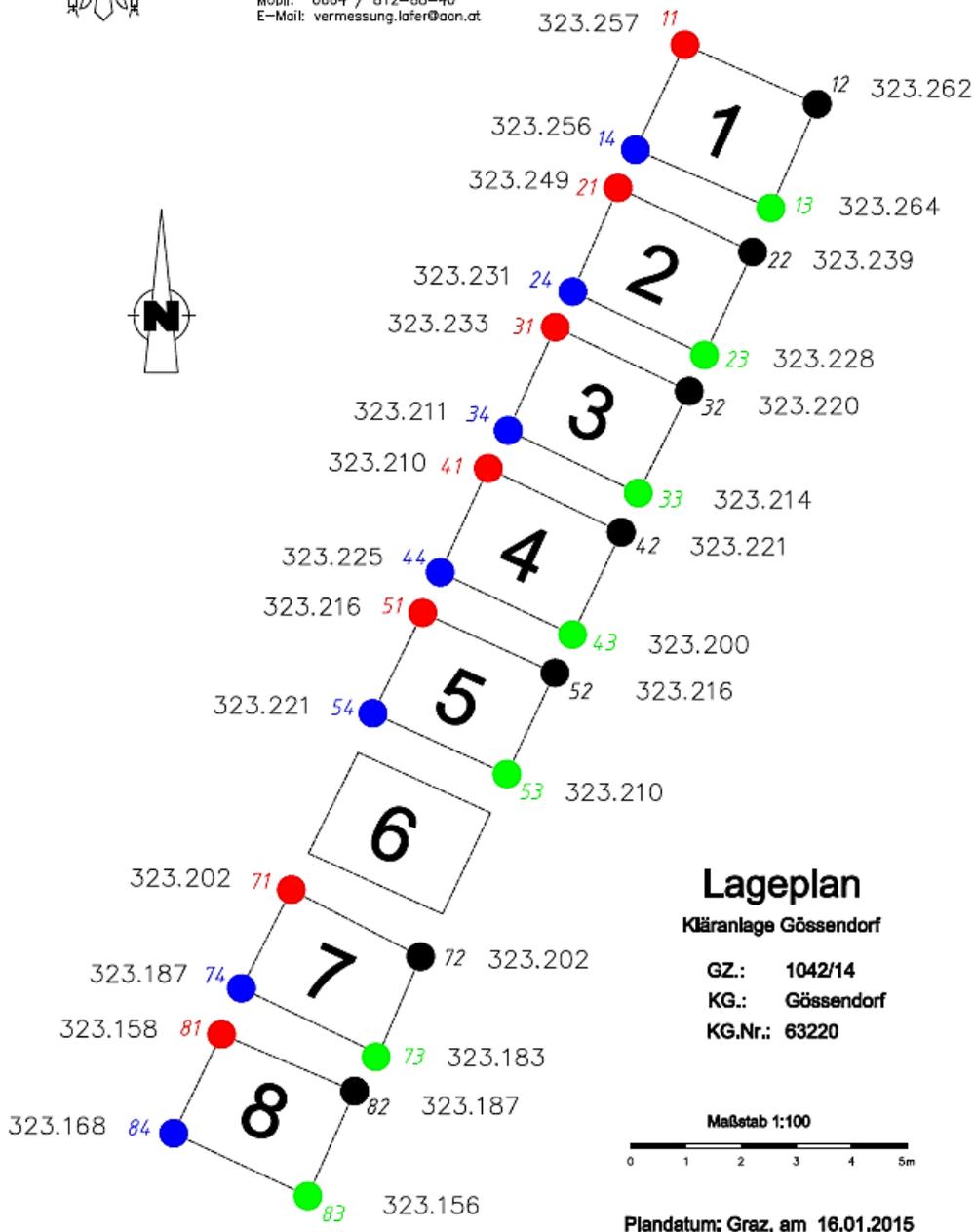


Abb. 78 28 Messpunkte Messung 1 (Vermessung Lafer)

8.2.1. Messung 1

Die erste Messung erfolgt kurz vor dem Spundwandziehen voraussichtlich Ende März 2015. Dabei kann bei den 28 Punkten schon eine mögliche Setzung zum Beispiel zufolge der Hinterfüllung im Bereich der Spundwände festgestellt werden. Gleichzeitig bietet die Messung eine Basis für die darauffolgende Messung 2 nach dem Spundwandziehen.

8.2.2. Messung 2

Einen großen Einfluss auf die Unterwasserbetonsohle und somit auch auf den Auslaufkanal können u.a. der Rückbau der Baugrubensicherung (Spundwand) und die Änderung des Grundwasserspiegels haben. Zum Unterschied zur ersten Messung wurden vor dem Zuschütten Hüllrohre über die Elemente gestülpt. Diese haben den Zweck, sowohl die Rohre zu schützen als auch eine gewisse Beweglichkeit im Falle von Setzungen bzw. Hebungen zu gewährleisten. Die Rohre sind Kabelschutzrohre aus PVC (siehe Abb. 79) mit dem Nenndurchmesser von 63 mm. Geliefert wurden diese in 3 Einheiten mit Steckmuffen Verbindung.



Abb. 79 PVC Schutzrohre

Am 28.01.2015 trafen die Rohre mit großer Verzögerung auf der Baustelle ein, wobei zwei Stück davon im Bereich der Muffenverbindung beschädigt waren:



Abb. 80 Beschädigtes Rohr

Vor dem Einbau der Rohre mussten zuerst die Reflexionsprismen von den Messstangen abgenommen werden. Die PVC-Rohre wurden vor dem Aufsetzen um 15 cm gekürzt, um den Zugang zu den Messrohren zu gewährleisten. Auf das Messrohr konnte somit ein Reflexionsprisma angebracht und manuell eingerichtet werden. Der Einfluss durch den Einbau der PVC-Rohre wurde nicht nur aus finanziellen Gründen vernachlässigt. Beim Anbringen der Hüllrohre kann von einer sehr geringen, horizontalen Verschiebung des Messpunktes ausgegangen werden, welche die höhenmäßige Verschiebung nicht signifikant beeinflusst. In dieser Arbeit wurden diese und folgende Messungen nicht mehr interpretiert (vgl. Kapitel 9 Zusammenfassung und Ausblick).

8.2.3. Messung 3

Dieses System hat eine deutlich größere Länge von 7 m und ragt nach Wiederherstellung der Geländeoberkante rund einen Meter darüber hinaus (siehe Abb. 83). Um die Handhabung bei Transport und Einbau zu erleichtern, sind sowohl die Messstangen als auch die Hüllrohre geteilt. Der obere Abschluss der Messstangen erfolgt über eine Endkappe mit einem zentrisch gelegenem M8-Gewinde (siehe Abb. 82). Als Verbindungsstück dienen Innengewinde bei den Stäben (siehe Abb. 81) und Muffen bei den Hüllrohren, die ein schnelles Zusammenbauen ermöglichen.



Abb. 81 Innengewinde zur Verlängerung

Abb. 82 Gewindeverjüngung 48,3 auf 8 mm

Um die 3 m Elemente mit den 7 m Elementen vergleichen zu können, werden unmittelbar nach der Messung 2 die Stangen verlängert. Die PVC-Hüllrohre werden ebenso über die

Stangen montiert und die Punkte vermessen. Je kürzer die zeitliche Differenz der zwei Messungen, desto genauer ist der Vergleich und die Rückrechnung des 7 m Systems auf das 3 m System. Was die baubetriebliche Planung betrifft, sollten (lt. Vermessung Lafer) rund 1,5 Tage für die Montage, Messung und Demontage des Equipments für die Messungen 2 und 3 einkalkuliert werden. Um einen Zugang zu den jeweiligen Gewindeaufsätzen zu haben, werden dafür ein Bagger und ein Facharbeiter benötigt.

8.2.1. Messung 4

Das Verfüllen des Voraushubes muss mit großer Sorgfalt geschehen, um die Messvorrichtungen nicht zu verbiegen oder zu beschädigen. Nachdem die Geländeoberkante wieder hergestellt wird, ragen die Messstangen rund 1 m darüber hinaus. Ein Zugang zur Montage der Reflexionsprismen sollte gegeben sein, um diese zu montieren und auszurichten. Die Punkte werden vermessen und mit Messung 3 verglichen, um eine Aussage über die Setzung zufolge des Verfüllens zu tätigen.

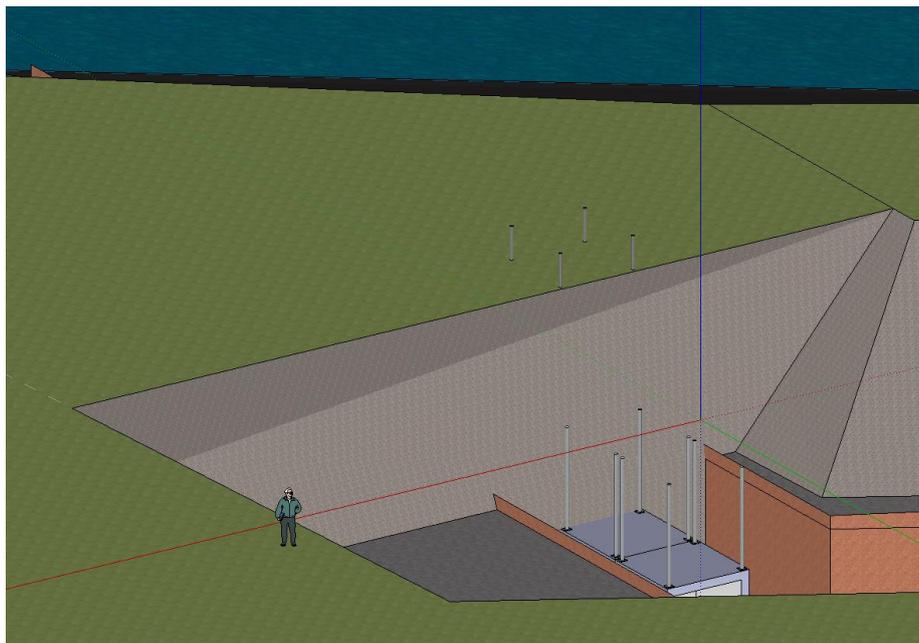


Abb. 83 Perspektive Messung 5

8.2.2. Messung 5

Um das Abklingen der Setzungen über das Bauende hinaus zu beurteilen, bedarf es zumindest einer weiteren Messung rund einen Monat nach Messung 4.

9. Zusammenfassung und Ausblick

Um die Errichtung einer trockenen Baugrube und damit große zu pumpende Wassermengen über eine lange Bauzeit im Zuge des „Lückenschluss“ im BA 71 des zentralen Speicherkanals zu vermeiden, wurde eine Bauweise ohne Wasserabsenkungen und der Einbau von Fertigteil-Kanalelementen unter Wasser als Pilotprojekt ausprobiert. Zwar befindet sich die Pilotbaustelle in der Nähe des erwähnten BA 71 des zentralen Speicherkanals, jedoch sind einige Parameter, wie z.B. die Geometrie und Dimension der Baustelle, andere. Im Zuge des Pilotprojektes konnte die Baugrube bei Problemen jederzeit leer gepumpt werden, was im Rahmen des ZSK nicht der Fall sein wird. Kritische Stellen wie z.B. Kreuzungen mit anderen Bauwerken und Brücken wurden im Pilotprojekt quasi nicht in Betracht gezogen. Einzig die vorhandene Schmalwand mit ihrer dichtenden Wirkung unterbrach die Route des Auslaufbauwerks. Trotzdem konnten wesentliche Bauvorgänge ausprobiert und in dieser Arbeit dokumentiert und diskutiert werden.

Im Falle des Pilotprojektes Gössendorf reichten 12 m lange Spundbohlen als **Baugrubensicherung** aus, wobei im Fall ZSK eine zusätzliche DSV Lamelle empfohlen wird. Diese DSV-Lamellenwand vermindert die Gefahr eines hydraulisch verursachten Bodenversagens durch innere Erosion von der Murseite. Das mobile Aussteifungssystem mit Schwerlaststehern im Kopfbereich der Spundwände hat sich im Pilotprojekt sehr gut bewährt und kann auch in ausgewählten Bereichen durchaus im ZSK eingesetzt werden. Es ist ein einfaches System, dass ein Umdisponieren in einem kleinen Zeitraum von zwei Arbeitskräften auf unterschiedlichen Breiten zulässt.

Beim **Aushub** der Baugrube durch den GPS gesteuerten Tieflöffelbagger konnte die Genauigkeit lt. Herstellerangaben nicht einhalten werden. Auch durch die Schlammablagerung verzögerte sich die Errichtung aufgrund von Nacharbeiten um rund zwei Wochen. Bei Baufeldern mit einer Länge von rund 150 m (ZSK) müsste einige Zeit für die Nacharbeiten eingerechnet werden. Auch nach dem Einbau der Fertigteile wurden nach einer gewissen Zeit wiederum Schlammablagerungen in den Fertigteilen festgestellt, die gewisse nachträglich durchzuführende Arbeiten erschwerten.

Was die **Wasserhaltung** im Pilotprojekt betrifft, bestand bei Bedarf die Möglichkeit einer spontanen Absenkung des Wasserspiegels. Da dies im ZSK nicht der Fall sein wird, müssen alle Arbeiten z.B. Kontrollen der Ventile, Dichtungen, Aufsätze, Anschlüsse, Stellfüße etc. soweit wie möglich im Trockenen durchgeführt werden. Ein großer Vorteil im Pilotprojekt war auch, dass die Unterwasser-Arbeiten nach dem Lenzen der Baugrube begutachtet und kontrolliert werden konnten. Dies gab Aufschluss über ein erfolgreiches Verlegen der Fertigteile.

Hinsichtlich **Kanalbettung** wurde nicht nur eine Unterwasserbetonsohle erfolgreich eingebracht, sondern auch eine Alternative dazu getestet. Diese besteht darin, die Unterwasserbetonsohle durch Punktfundamente zu ersetzen. Dabei wurden Kiessäcke im Vorfeld an der TU Graz getestet, um sie unter Wasser in Form von dreilagigen Stapeln einzubauen. Jeder der vier Stellfüße der Kanalelemente ruhte auf einer Lastplatte, welche die Belastung über die Säcke in den Untergrund einleitete. Beim Stellversuch Punktfundamente stellte sich heraus, dass hierfür eine saubere Baugrubensohle eine wichtige oder notwendige Basis ist. Da sich von Zeit zu Zeit Feinteile absetzten, ist es schwierig einzelne Säcke Zentimeter- oder sogar Millimetergenau einzurichten. Durch Reduktion von vier Stellfüßen auf zwei Stück pro Fertigteil könnte die Arbeitszeit um einen wesentlichen Anteil reduziert werden. Der Einsatz von Sandsäcken ist eine umweltfreundliche Variante, eine Art der Bettung, die auch bei größeren Dimensionen und somit größeren Belastungen eingesetzt werden kann.

Die **Stellfüße** sollten so dimensioniert werden, dass möglichst wenig Reibung übertragen wird und das Einjustieren mit der Kraft eines Bautauchers möglich ist. Dazu erforderlich sind eine ausreichende Länge, ein sauber einbetoniertes Gewinde und z.B. ein Kugelgelenk als Verbindung zwischen Stellfußgewinde und Teller. Weiters hat eine Adaption der Dimension der Stellfüße zu erfolgen, da beim Pilotprojekt eine Überbeanspruchung und Verbiegung der verwendeten Stellfüße festgestellt werden konnte. Das Dichtungssystem hat sich auch als durchaus anwendbar erwiesen. Bei der Begehung des Kanals schien dieser dicht zu sein, ohne die Quellschläuche vorher aktiviert zu haben.

Der **Verpressvorgang** erfolgte in Gössendorf mit einem Tiefbaumörtel, eine umweltfreundlichere Alternative wäre *Sandjetting*. Hierfür sind jedoch noch weiterführende Untersuchungen erforderlich.

Die **Messtechnik** ist wichtig, um festzustellen, wie sich der Kanal auch nach Rückbauen der Baugrubensicherung verhält. Mit einer Überdeckung von mehreren Metern wirken große Belastungen auf den Kanal, was sich auf die Unterwasserbetonsohle und den Kanal in Form von Verformungen auswirken wird. Da es bisher nur wenige Erfahrungswerte bezüglich Folgesetzungen nach dem Spundwandziehen gibt, wäre es durchaus sinnvoll, diese messtechnisch weiter zu begleiten. Eine ungefähre Einschätzung von zu erwartenden Setzungen im Bereich des ZSK könnten somit schon während des Baus berücksichtigt werden.

Das Pilotprojekt war in dem Sinne ein erfolgreiches Projekt, da einige, wesentliche Erfahrungswerte gesammelt werden konnten. Nicht nur aus erfolgreichen Arbeitsschritten, sondern auch aus Fehlern kann man lernen. In der Praxis konnte durch gute Zusammenarbeit ein Pilotprojekt realisiert werden, das durchaus eine akzeptable Planungsgrundlage für den zukünftigen Lückenschluss des ZSK unter Wasser darstellt.