



Diplomarbeit

Optimierung von Netzen der
Wasserversorgung am Beispiel einer deutschen
Stadt (aktuell ca. 90.000 Einwohner)

Vorgelegt am: 19.08.2015
Von: Christian Fröhlich

Bildungsstätte: Staatliche Studienakademie Glauchau
Studienrichtung: Versorgungs- und Umwelttechnik
Studiengang: Technische Gebäudesysteme
Seminargruppe: VU 12/2
Matrikelnummer: 4001037

Praxispartner: bks Ingenieurbüro GmbH
R.-Breitscheid-Straße 7
08112 Wilkau-Haßlau
www.ib-bks.de

Gutachter: Frau Dipl.-Ing Nobis Britta (bks)
Herr Dipl.-Ing Andreas Preußner (Ingenieurbüro
I.B.A.P.)



Themenblatt Diplomarbeit

SG Versorgungs- und Umwelttechnik

Student: **Christian Fröhlich**
Matrikelnummer: **4001037**
Seminargruppe: **4VU12-2**

Thema der Diplomarbeit

**Optimierung von Netzen der Wasserversorgung am Beispiel einer deutschen Stadt
(aktuell ca. 90000 Einwohner)**

Gutachter/ Betreuer: Dipl.-Ing. Britta Nobis
Gutachter (Studienakademie): Dipl.-Ing. Andreas Preußner

Ausgabe des Themas: **29.05.2015**
Abgabe der Arbeit an den SG am: **24.08.2015, 14:00:00**



Prof. Dagmar Menzel
Vorsitzende des Prüfungsausschusses
Technik

Berufsakademie Sachsen
Staatl. Studienakademie Glauchau
Kopernikusstraße 51
08371 Glauchau
Tel. (0 37 63) 173 - 142
Fax (0 37 63) 173 - 163



INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS	IV
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	VII
TABELLENVERZEICHNIS	VIII
FORMELVERZEICHNIS	IX
ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS.....	X
LITERATURVERZEICHNIS	XII
ANLAGENVERZEICHNIS.....	XIV
1 Vorbetrachtungen	15
1.1 Bemerkung.....	15
1.2 Aufgabenstellung.....	15
1.3 Örtliche und geschichtliche Gegebenheiten	16
2 Netzbeschreibung Bestand	18
2.1 Aufbau des übergeordneten Versorgungsnetzes.....	18
2.2 Fokus der Betrachtungen	20
2.3 Modellierung des Netzes mit Hilfe von STANET	21
2.3.1 Allgemeine Aussagen.....	21
2.3.2 Import der GIS Dateien	21
2.3.3 Bereinigen des Netzes	22
2.3.4 Zuweisen von Verbräuchen und Import von Häusern	24
2.3.5 Import von Armaturen und Einbauteilen.....	26
2.3.6 Definieren von Höhen mit Hilfe eines DGM	26
2.4 Auswertung des modellierten Netzes	28
2.4.1 Einspeisepunkte sowie typische Fließwege in der DZ1	28
2.4.1.1 Einspeisepunkte und typische Fließwege 14:00 Uhr	30
2.4.1.2 Einspeisepunkte und typische Fließwege 02:00 Uhr	32
2.4.1.3 Einspeisepunkte und typische Fließwege 07:00 Uhr	33
2.4.1.4 Bewertung der tageszeitabhängigen Zustände im Netz	34
2.4.2 Bewertung des Bestandes, Aufzeigen von Mängel/Risiken.....	35

2.4.2.1	Bewertung hinsichtlich der Fließgeschwindigkeiten	35
2.4.2.2	Bewertung hinsichtlich des Alters und vermutete Inkrustationen	39
2.4.2.3	Bewertung hinsichtlich der Strömungsform	41
2.4.3	Beschreibung der Löschwassermengen im Bestand	46
3	Optimierung des Trinkwassernetzes	48
3.1	Optimierung 1	50
3.1.1	Beschreibung der Optimierung 1	50
3.1.2	Auswirkung der Optimierung 1	51
3.2	Optimierung 2	52
3.2.1	Beschreibung der Optimierung 2	52
3.2.2	Optimierung mit Hilfe von STANET	53
3.2.3	Auswirkungen der STANET-Optimierung	54
3.2.4	Favorisierte Optimierungsvariante 2	56
3.2.5	Auswirkungen der Optimierungsvariante 2	56
3.3	Optimierung 3	59
3.3.1	Beschreibung der Optimierung 3	59
3.3.2	Auswirkungen der Optimierung 3	60
3.4	Optimierung 4	62
3.4.1	Beschreibung der Optimierung 4	62
3.4.2	Auswirkungen der Optimierung 4	63
3.5	Optimierung 5	65
3.5.1	Beschreibung der Optimierung 5	65
3.5.2	Auswirkungen der Optimierung 5	66
4	Beschreibung Planzustand	68
4.1	Beschreibung der Druckverhältnisse	68
4.2	Beschreibung der typischen Fließwege	69
4.3	Auswertung der auftretenden Fließgeschwindigkeiten	71
4.4	Beurteilung der verfügbaren Löschwassermengen	72
4.5	Zusammenfassung der Optimierungsausmaße/Maßnahmenplan	73
5	Weitere Optimierungsvorschläge	74

6	Umsetzung der beschriebenen Optimierungen	76
6.1	Austausch der Rohrleitungen im offenen Graben	77
6.2	Technische Möglichkeiten der Rohrsanierung	78
6.2.1	Relining	79
6.2.2	Zementmörtelauskleidung (ZMA)	81
6.2.3	Inliner	82
6.2.3.1	close-fit Verfahren	82
6.2.3.2	Inversionsverfahren.....	83
6.2.3.3	Reversionsverfahren	84
6.2.4	Sonderform: Berstlining	85
6.3	Grabenlose Rohrsanierung im Vergleich mit Verlegung im offenen Graben	86
6.4	Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen	88
7	Fazit und Ausblick	91
	EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG	92
	GLOSSAR¹	93

¹ Begriffe, die im Glossar erklärt sind werden bei ihrer ersten Nennung im Text *kursiv* abgedruckt.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Demografischer Wandel der Stadt X	16
Abbildung 2: Wasserverbrauch in Litern pro Person und Tag (Stand 30.06.2013).....	17
Abbildung 3: Ausschnitt aus dem Quelltext	21
Abbildung 4: Häufiger Fehler bei T-Stücken.....	22
Abbildung 5: Unverbundene Leitungsabschnitte	23
Abbildung 6: Exceltabelle der Verbrauchsdaten.....	24
Abbildung 7: Häufiger Fehler bei der Verbrauchszuweisung.....	25
Abbildung 8: Ausschnitt aus dem DGM	26
Abbildung 9: Verbrauchsprofil "Tarif"	28
Abbildung 10: Schematische Fließwege 14.00 Uhr.....	30
Abbildung 11: Schematische Fließwege 02:00 Uhr.....	32
Abbildung 12: Schematische Fließwege 07:00 Uhr.....	33
Abbildung 13: Rohrleitung mit starker Inkrustation	40
Abbildung 14: Auswahl der Rohrtypen	53
Abbildung 15: Schematische Fließwege 14.00 Uhr nach Optimierungen	69
Abbildung 16: Großer Platzbedarf bei dem Austausch einer Bestandsleitung	77
Abbildung 17: Schema über die Einteilung der verschiedenen Sanierungsverfahren	78
Abbildung 18: close-fit Verfahren	82
Abbildung 19: Einbringen des Schlauchinliners mittels Reversionsverfahren	84
Abbildung 20: Grabenlose Rohrsanierung im Vgl. mit offener Bauweise	86

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Zuordnung der Einspeisestellen	30
Tabelle 2: Empfohlene Fließgeschwindigkeiten in Rohrleitungen	35
Tabelle 3: Anzahl an Leitungen bezogen auf die Fließgeschwindigkeit	37
Tabelle 4: Anzahl der Leitungen bezogen auf das Alter	39
Tabelle 5: Dichte von Wasser in Abhängigkeit von Druck und Temperatur	42
Tabelle 6: Dynamische Viskosität von Wasser in Abhängigkeit von Druck & Temperatur ...	44
Tabelle 7: Anzahl der Hydranten in Bezug zur berechneten Löschmenge (14:00 Uhr)	46
Tabelle 8: Anzahl der Hydranten in Bezug zur berechneten Löschmenge (07:00 Uhr)	47
Tabelle 9: Auswirkungen der Optimierung 2 im Bezug zum Ausgangszustand	58
Tabelle 10: Auswirkungen der Optimierung 3 im Bezug zum Ausgangszustand	61
Tabelle 11: Auswirkungen der Optimierung 4 im Bezug zum Ausgangszustand	64
Tabelle 12: Auswirkungen der Optimierung 5 im Bezug zum Ausgangszustand	67
Tabelle 13: Anzahl der Hydranten in Bezug zur berechneten Löschmenge nach der Optimierung (14:00 Uhr)	72
Tabelle 14: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen.....	88
Tabelle 15: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (Relining)	89
Tabelle 16: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (ZMA)	89
Tabelle 17: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (close-fit Verfahren).....	89
Tabelle 18: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (Inversions- bzw. Reversionsverfahren).....	89
Tabelle 19: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (Berstlining)	90

FORMELVERZEICHNIS

Formel 1: Reynolds-Zahl 41
Formel 2: Interpolation der Dichte & Dynamische Viskosität anhand von Tabellenwerten ... 42

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

Abkürzung	Erklärung
ADV	Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland
AZ	Asbestzement
bar	Bar (Einheit)
bzw.	beziehungsweise
ca.	circa
cm	Zentimeter
CO ₂	Kohlenstoffdioxid
d	Rohrinnendurchmesser
d.h.	das heißt
da	Außendurchmesser
DEA	Druckerhöhungsanlage
DGM	Digitales Geländemodell
DN	Nennweite
DVGW	Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches
DZ	Druckzone
etc.	et cetera
FZ	Faserzement
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
GG	Grauguss
GGG	duktiler Gusseisen
GIS	Geoinformationssystem
GPS	Global Positioning System (deutsch: Globales Positionsbestimmungssystem)
h	Stunde
HB	Hochbehälter
kg/m ³	Kilogramm pro Kubikmeter
k-Wert	Rohrrauhigkeit
l/P*d	Liter pro Person und Tag
m	Meter
m ü.NN	Meter über Normalnull

m/s	Meter pro Sekunde
m ³ /h	Kubikmeter pro Stunde
mm	Millimeter
PE	Polyethylen
PE-HD	Polyethylen hoher Dichte (high density)
PVC	Polyvinylchlorid
Re	Reynolds-Zahl
Reg	Regler
s	Sekunde
SDR	Standard Dimension Ratio
St	Stahl
VG	Versorgungsgebiet
Vgl.	Vergleich
X	betrachtete sächsische Stadt (ca. 90.000 Einwohner)
z.B.	zum Beispiel
ZMA	Zementmörtelauskleidung
η	dynamische Viskosität
ρ	Dichte
v	Strömungsgeschwindigkeit

LITERATURVERZEICHNIS

Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik
Deutschland ADV 2004

Bestandsunterlagen des örtlichen Wasserversorgers

destatis (Pressemitteilung Nr. 270 vom 29.07.2015)

DIN 4124 – “Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten“

DVGW GW 303-1 “Berechnung von Gas- und Wasserrohrnetzen Teil 1: Hydraulische
Grundlagen, Netzmodellierung und Berechnung“

DVGW GW 320-1 “Erneuerung von Gas- und Wasserrohrleitungen durch Rohreinzug oder
Rohreinschub mit Ringraum“

DVGW GW 320-2 “Rehabilitation von Gas- und Wasserrohrleitungen durch PE-
Reliningverfahren ohne Ringraum; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung“

DVGW GW 322-1 “Grabenlose Auswechslung von Gas- und Wasserrohrleitungen - Teil 1:
Press-/Ziehverfahren - Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung; mit Korrekturen vom
Januar 2009“

DVGW GW 323 “Grabenlose Erneuerung von Gas- und Wasserversorgungsleitungen durch
Berstlining; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung; mit Korrekturen vom Januar 2009“

DVGW GW 327 “Auskleidung von Gas- und Wasserrohrleitungen mit einzuklebenden
Gewebeschläuchen“

DVGW W 343 “Sanierung von erdverlegten Guss- und Stahlrohrleitungen durch
Zementmörtelauskleidung - Einsatzbereiche, Anforderungen, Gütesicherung und Prüfungen“

DVGW W 347 “Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im
Trinkwasserbereich - Prüfung und Bewertung“

DVGW W 400-1 “Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWW)“

DVGW W 405 “Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche
Trinkwasserversorgung“

Gerd Merkl "Trinkwasserbehälter- Planung, Bau, Betrieb, Schutz und Instandsetzung" (2., vollständig überarbeitete und aktualisierte Neuauflage 2011)

<http://dachexpert.de/infoteh/asbestzement/> (27.07.2015)

http://eadips.org/cms/upload/handbuch_fgr/02_Der_Werkstoff_duktiles_Gusseisen/eadips_ebook_02_kapitel.pdf (27.07.2015)

<http://epoxidharze.net/> (27.07.2015)

<http://www.foerderland.de/itoffice/personal/talent-management/demographischer-wandel/> (15.07.2015)

<http://www.lomocon.de/LinkedDocuments/Dimensionierung.pdf> (27.03.2015)

<http://www.mra.info/details/rohrleitungsbau/Wasserrohrleitungsbau/> (01.08.2015)

https://de.wikipedia.org/wiki/Amorphes_Material (27.07.2015)

https://de.wikipedia.org/wiki/Digitales_H%C3%B6henmodell (18.07.2015)

https://de.wikipedia.org/wiki/Einwohnerentwicklung_von_Zwickau (15.07.2015)

https://de.wikipedia.org/wiki/Grabenlose_Rohrsanierung

<https://de.wikipedia.org/wiki/Optimum> (30.07.2015)

<https://de.wikipedia.org/wiki/Polyvinylchlorid> (27.07.2015)

<https://de.wikipedia.org/wiki/Steinzeug> (27.07.2015)

<https://www.wasserwerke-zwickau.de/wasserwelt/geschichte-des-zwickauer-wassers/>

Johann Mutschmann/ Fritz Stimmelmayer "Taschenbuch der Wasserversorgung" 14. Auflage

RST Technik Aqua, Broschüre: "Grabenlose Erneuerung von Trinkwasserleitungen"

STANET Benutzerhandbuch Version 8.1.24

Verfahrensbeschreibungen der Firma DIRINGER UND SCHEIDEL

ANLAGENVERZEICHNIS²

Zeichnung 1: Aufbau des übergeordneten Versorgungsnetzes.....	i
Zeichnung 2: Ausgangszustand der Druckzone 1.....	ii
Zeichnung 3: Ausgangszustand vor Optimierung 1.....	iii
Zeichnung 4: Zustand nach Optimierung 1.....	iv
Zeichnung 5: Ausgangszustand vor Optimierung 2.....	v
Zeichnung 6: Zustand nach Optimierung 2 (STANET).....	vi
Zeichnung 7: Zustand nach Optimierung 2 (DN 300 GGG).....	vii
Zeichnung 8: Ausgangszustand vor Optimierung 3.....	viii
Zeichnung 9: Ausgangszustand vor Optimierung 4.....	ix
Zeichnung 10: Zustand nach Optimierung 4.....	x
Zeichnung 11: Ausgangszustand vor Optimierung 5.....	xi
Zeichnung 12: Zustand nach Optimierung 5.....	xii
Zeichnung 13: Zustand nach allen Optimierungen.....	xiii

² Aus Gründen der Übersicht sind die Zeichnungen als Anhang in einer separaten Mappe beigefügt.

1 Vorbetrachtungen

1.1 Bemerkung

Die nachfolgende Arbeit bezieht sich auf die reellen Parameter einer deutschen Stadt. Aufgrund der Tatsache, dass sich dadurch Rückschlüsse zu Verbräuchen einzelner Bürger oder Unternehmen ziehen lassen, müssen datenschutzrechtliche Maßnahmen getroffen werden. Somit wird die Stadt im Folgenden als “Gemeinde X“, “Stadt X“ oder einfach nur “X“ bezeichnet.

1.2 Aufgabenstellung

Die örtlichen Wasserwerke der Stadt X sind mit folgender Problematik auf das Ingenieurbüro bks GmbH zugekommen:

Viele der erdverlegten Rohrleitungen weisen Betriebszeiten von über 70 Jahre auf. Folglich steigt das Risiko von Rohrbrüchen oder starker Inkrustation solcher Versorgungsleitungen. Des Weiteren hat das Versorgungsunternehmen Messreihen in dem gesamten Leitungsnetz durchgeführt und die Verbräuche sowie Strömungsgeschwindigkeiten erfasst. Dabei fiel auf, dass in gewissen Teilabschnitten des Netzes relativ kleine Durchflussmengen auf hohe Nennweiten treffen. Infolgedessen steigt die Gefahr von Stagnation und somit von hygienischen Beeinflussungen.

Ziel dieser Arbeit ist es, den Ist-Zustand des Netzes, speziell für eine *Druckzone*, zu analysieren und angesprochene Risikoabschnitte zu definieren (geringe Fließgeschwindigkeiten, Druckprobleme durch niedrige Versorgungsdrücke oder Vorhandensein alter Rohrleitungsmaterialien). Mit Hilfe des Netzberechnungsprogrammes STANET des Ingenieurbüros Fischer-Uhrig sollen verschiedene Optimierungsmöglichkeiten innerhalb dieses Druckzonenbereiches aufgezeigt werden, wie die Problematik der angehenden Stagnation erfolgreich verhindert bzw. zu reduzieren ist. Die vorgeschlagenen Optimierungsmöglichkeiten werden differenziert betrachtet, erläutert und ausgewertet. Zudem wird ein entsprechender Maßnahmenplan erarbeitet. Neben den möglichen Auswechslungen von vorhandenen und alten Rohrleitungen soll auch ein Einblick in verschiedene Sanierungsverfahren gegeben, sowie deren Vor- und Nachteile erläutert werden.

1.3 Örtliche und geschichtliche Gegebenheiten

Schon im 11. Jahrhundert wurde X das erste Mal in Urkunden nachweislich genannt. Chroniken zufolge wurde X ab 1350 über einen Röhrensteg mit Trinkwasser versorgt. Nach einer fast 200 jährigen Weiterentwicklung der Stadt spricht der örtliche Wasserversorger ab dem Jahre 1535 von einem “ersten einfachen Trinkwassersystem“^[1], das die Bürger versorgte. Im 15. und 16. Jahrhundert wurde an dem Fluss (durchschnittlicher Durchfluss ca. 10 m³/s), welcher den östlichen Teil der Stadt durchquert, ein Schöpfrad installiert. Somit konnte nun das Flusswasser über Wasserrinnen in ganz X verteilt werden. Diese Rinnen entwickelten sich im Laufe der Zeit mehr und mehr zur Müll- und Abwasserleitern. Aus diesem Grund wurde unter Anderem für das ansässige Schloss 1600 eine eigene Holztrinkwasserleitung realisiert. Der wirkliche Ausbau eines Trinkwassernetzes begann jedoch erst mit einer explosionsartigen Bevölkerungsentwicklung um 1878 (Abbildung 1). Zu dieser Zeit wurde auch das erste Wasserwerk erbaut, wodurch die Schöpfbehälter, die sich überall in der Stadt befanden, zunehmend an Bedeutung verloren.^[2]

Wie viele Städte in Deutschland, ist auch X einem *demografischen Wandel* unterlegen. In der nachfolgenden Abbildung ist die Bevölkerungsentwicklung grafisch dargestellt.

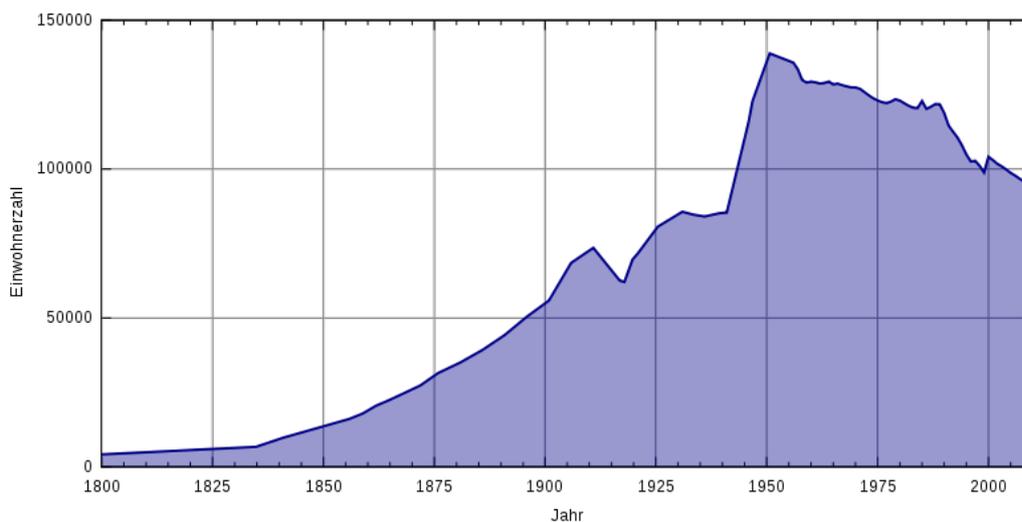


Abbildung 1: Demografischer Wandel der Stadt X
(https://de.wikipedia.org/wiki/Einwohnerentwicklung_von_Zwickau)

^[1] <https://www.wasserwerke-zwickau.de/wasserwelt/geschichte-des-zwickauer-wassers/trinkwasserversorgung/>

^[2] <https://www.wasserwerke-zwickau.de/wasserwelt/geschichte-des-zwickauer-wassers/>

Die Gemeinde X besitzt aktuell 91251 Einwohner (*Stand 30.06.2014). Dies bedeutet, dass etwa nur noch 2/3 der 1950 hier Lebenden, auch heute noch die Stadt bevölkern^[3].

Die betrachtete Stadt X befindet sich auf dem Terrain des Freistaates Sachsen. Daher kann sich auf die in Abbildung 2 dargestellten Angaben bezogen werden, die aussagen, dass die Einwohner von X im bundesdeutschen Durchschnitt den Niedrigsten Wasserverbrauch pro Kopf und Tag haben (84 l/P*d). Trotzdem wurden die Rohrleitungen mit höheren Verbräuchen (mindestens 120 Liter pro Kopf und Tag) ausgelegt.

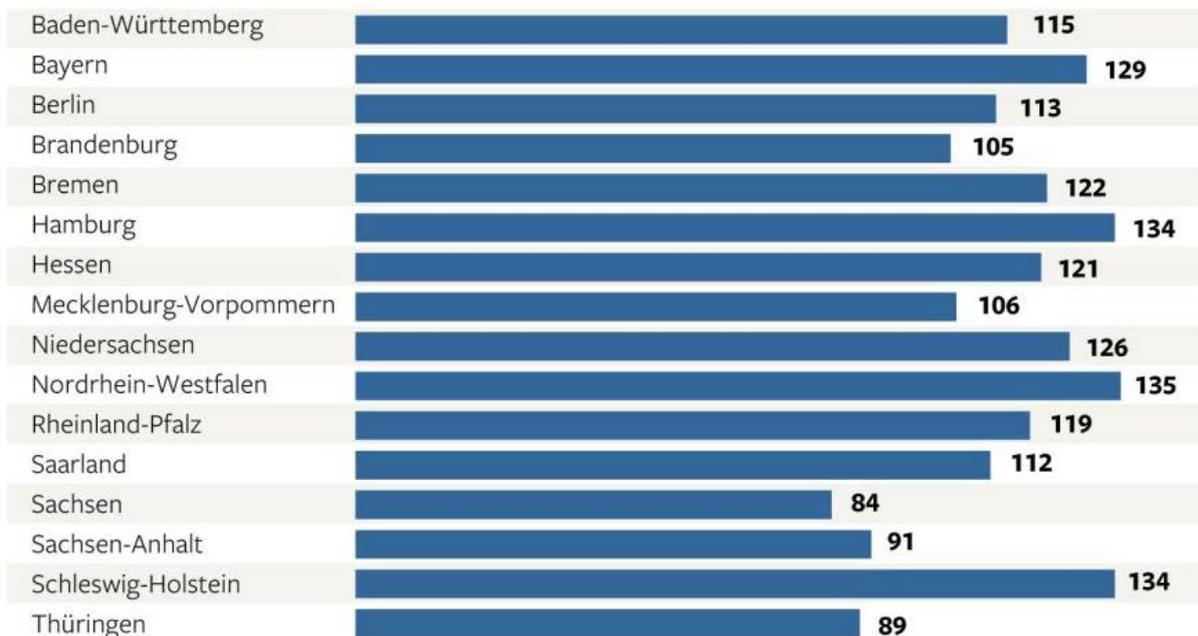


Abbildung 2: Wasserverbrauch in Litern pro Person und Tag (Stand 30.06.2013)
(Quelle: destatis Pressemitteilung Nr. 270 vom 29.07.2015)

^[3] https://de.wikipedia.org/wiki/Einwohnerentwicklung_von_Zwickau

2 Netzbeschreibung Bestand

Grundlage für genaue Untersuchungen des Versorgungsnetzes ist die detaillierte Kenntnis über den aktuellen Stand des Netzes. Mit Hilfe des Berechnungsprogrammes STANET können die hydraulischen Gegebenheiten nachvollzogen werden.

2.1 Aufbau des übergeordneten Versorgungsnetzes

Die Stadt X, wird gegenwärtig, wie in Zeichnung 1 ersichtlich, von zwei Transportleitungen versorgt. Beide Transportleitungen werden mit Fernwasser eines überregionalen Versorgungsunternehmens gespeist. Die Transportleitung 1 versorgt die *Versorgungsgebiete* VG1 bis 10, die Transportleitung 2 die Versorgungsgebiete VG11 bis 21. Der zu betrachtende Druckzonenbereich der vorliegenden Arbeit befindet sich im VG10.

Über verschiedene Betriebspunkte, wie *Hochbehälter* (HB), Druckminder- oder Volumenregelventile erfolgt die Regulierung einer druck- und bedarfsgerechten Wasserversorgung.

Druckbestimmend für den Aufbau der Versorgung über die Transportleitung 1 ist der HB1. Dieser Behälter besitzt eine Sohlhöhe von 457,8 m ü.NN. Nach dem Abgang zum VG3 existiert eine erste Einspeisung über ein Druckminderungsbauwerk zum HB9 (378,00 m ü.NN) und über den HB19 (318,92 m ü.NN) in das zu betrachtende Versorgungsgebiet VG10.

An dieser Stelle ist zu beachten, dass bei dem Abgang in das VG8 ein *Volumenstromregler* für die Versorgung des HB19 eingesetzt wurde. Dieser regelt den Volumenstrom auf ca. 150m³/h in Richtung HB19 und nachfolgend dem VG10.

Mit dem HB2 auf einer Höhe von 400,50 m ü.NN wird ein weiterer interessanter Einspeisepunkt erreicht. Gleiches gilt für die HB3 (414,92 m ü.NN.), HB4 (349,83 m ü.NN), und HB5 (374,89 m ü.NN).

Dabei ist zu erwähnen, dass der HB5 zwei Abgänge hat. Ein Teil des Wassers wird in das VG9 (kein Betrachtungsgegenstand) eingespeist. Weiterhin werden über diesen Behälter die Hochbehälter HB6 und HB10 versorgt, welche direkt in das VG10 einspeisen.

Die weitere maßgebende Versorgungsschiene, für die druck- und bedarfsgerechte Wasserversorgung des VG10, ist die Einspeisung über die Transportleitung 2. Wie bereits erwähnt, erfolgt hiermit die Versorgung der VG11 bis 21. Maßgebender Hochbehälter für die Versorgung des VG10 ist der HB17. Von diesem Punkt aus wird weiterhin VG17, HB16 (387,90 m ü.NN), HB15 (333,90 m ü.NN) und HB20 (347,60 m ü.NN) mit Trinkwasser versorgt.

Über den HB 16 und dem damit verbundenen VG16 existiert eine Einspeisung in das VG10, welche auf maximal 16 m³/h begrenzt ist. Der HB15 ist derzeit im Sinne seiner Hochbehälterfunktion außer Betrieb.

Dennoch hat dieser Behälter einen Einfluss auf das VG10. In dem Behälterbauwerk befindet sich ein Schieber, mit dessen Hilfe ein bestimmter Volumenstrom, je nach Bedarf über eine Freigefälleleitung DN 500 in das betrachtete Versorgungsgebiet eingestellt werden kann. Durchschnittlich gelangen somit 120 m³/h zu den Verbrauchern. Der ebenfalls schon erwähnte HB20 ist in seiner Funktion ein *Gegenbehälter* auf einer Höhe von 360 m ü.NN. Er kann entsprechend der vorhandenen Rohrleitungsführung in der Schieberkammer Wasser zu verbrauchsstarken Zeiten in das Netz abgeben. In verbrauchsarmen Zeiten wird Wasser in den Behälter eingespeist.

Zusammenfassend sind folgende technische Einrichtungen maßgebend für die Versorgung des VG 10: HB2 bis HB6, HB9, HB10, HB15 und HB16 sowie HB19 und HB20. Der hier nicht aufgeführte HB17 speist die HB15 und HB16.

2.2 Fokus der Betrachtungen

Das Versorgungsgebiet 10 wird in 19 verschiedene Druckzonen unterteilt. Die nachfolgenden Berechnungen und Optimierungen beziehen sich auf die Druckzone 1. Die betrachtete DZ1 ist die flächenmäßig und rohrtechnisch größte Druckzone im VG10. Diese versorgt sowohl das Stadtzentrum als auch dessen Randzonen und große Industrieunternehmen. Mit diesem Hintergrund ist diese DZ repräsentativ für die Problematiken aller Druckzonen zu bewerten.

Die Druckzonen 2 bis 19 sind als Randzonen klassifiziert, die weniger die Gesamtversorgung des VG10 prägen und gemäß Aufgabenstellung nicht betrachtet werden sollen.

Die Zeichnung 2 zeigt den Ausgangszustand der Druckzone 1 (blau) und soll einen ersten Überblick, sowie eine Orientierung im Netz darstellen. Lediglich ein Ausschnitt aus der Druckzone 2 (braun) wird ebenfalls auf dieser Zeichnung abgebildet, da diese Druckzone in unmittelbarer Abhängigkeit zur Druckzone 1 steht. Die ockerfarbenen Leitungen gehören zur Druckzone 1 und wurden nur wegen ihrer Bedeutung (Bestandteile der Transportleitung 1) für die DZ1 markiert und farblich hervorgehoben. Die folgenden Kapitel beschreiben, wie dieses Netzmodell aufgebaut wurde und welche Fließwege in dieser Druckzone charakteristisch sind.

2.3.3 Bereinigen des Netzes

Grundsätzlich erzeugt STANET nach einem erfolgreichen Importieren der Versorgungsleitungen, bei jeder Leitungsvereinigung, Leitungstrennung bzw. bei jedem Richtungswechsel einen Knotenpunkt. Ob diese Knotenpunkte berechnungsrelevant sind oder nicht, kann in diesem Arbeitsgang nicht fixiert werden. STANET bietet hierfür die Möglichkeit über die Registerkarte "Spezial" und dem Unterpunkt "Netzreduktion" Richtungswechsel als Knickpunkte darzustellen. Somit lassen sich nicht nur Knotenpunkte sondern auch Leitungen reduzieren, was für die folgenden Bearbeitungsschritte eine bessere Handhabung mit sich bringt. Bei diesem Schritt ist jedoch unter anderem darauf zu achten, dass STANET nur Leitungen desselben Rohrtyps zusammenfasst. Anderenfalls käme es zu einem unerwünschten Informationsverlust.

Abweichungen in den Koordinaten sind beim Import der GIS-Daten möglich. Die Abbildung 4 zeigt einen häufig aufgetretenen Fehler bei T-Stücken (Vereinigungen von Rohrleitungen).

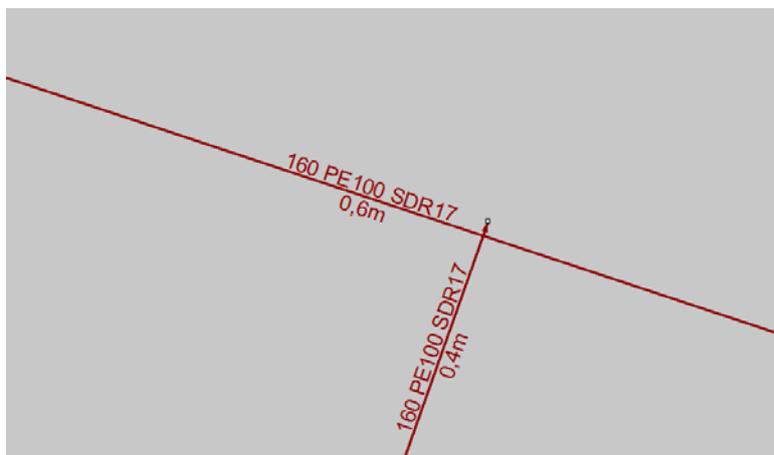


Abbildung 4: Häufiger Fehler bei T-Stücken
(Eigene Skizze mit Hilfe von STANET erzeugt)

Die Gründe hierfür können unterschiedlicher Natur sein. Die Hauptursache ist oftmals, dass die Vermessung nur auf einige Zentimeter genau über GPS-Satelliten erfolgen kann. Diese Genauigkeit ist in der Regel auch hinreichend genau für die Bestandserfassung der Wasserwerke. Für diese Problematik gibt es in STANET eine nützliche Funktion, welche über die Registerkarte "Spezial" und "Knoten überprüfen" aufgerufen werden kann. Hier kann man Knoten suchen, die in einem maximal zu definierenden Abstand (z.B. 10 cm) unverbunden neben einer Leitung liegen. Aufgrund der hohen Anzahl an Abweichungen ist es bei großen Netzen, wie in diesem Fall, sinnvoll nicht wie eben beschrieben jeden Knoten einzeln zu

suchen und der Leitung händig zuzuordnen. Hierfür ist eine automatische Zuordnung der Knoten zu einer Leitung möglich, wenn verschiedene Parameter zutreffen. Diese Option ist unter der Registerkarte “Spezial“ und “Elemente zu Leitungen zuweisen“ zu finden und anzuwenden.

Ein weiter häufig aufgetretener Fehler wird in der Abbildung 5 grafisch dargestellt.

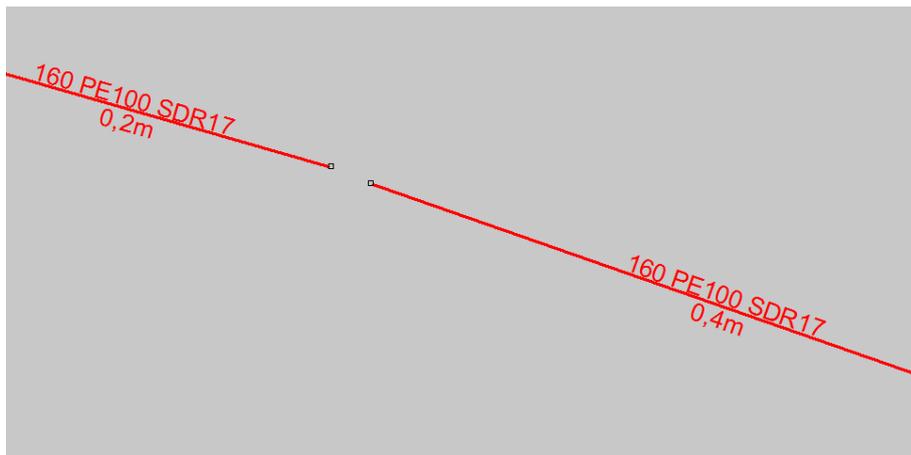
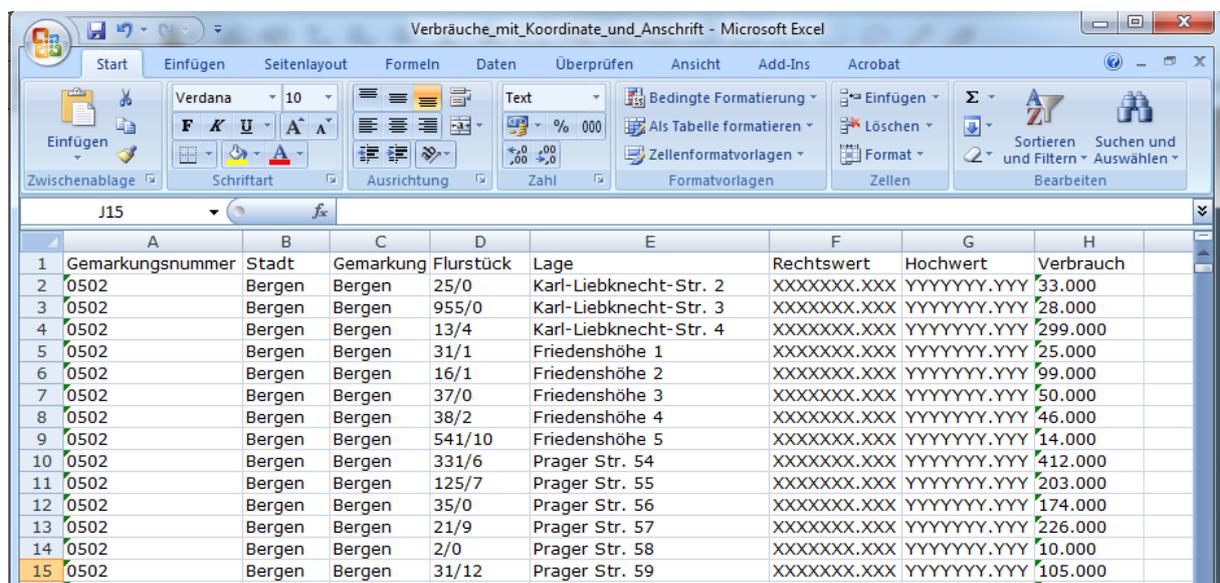


Abbildung 5: Unverbundene Leitungsabschnitte
(Eigene Skizze mit Hilfe von STANET erzeugt)

An dieser Stelle fehlt ein kurzes Leitungsstück, um die beiden *PE100* da 160 Leitungen zu verbinden. Solche Fehlpunkte lassen sich wiederum mit der Funktion “Spezial“ und “Knoten überprüfen“ ausfindig machen. Auch übereinander liegende Knoten lassen sich somit filtern. Entsprechende Knoten werden optisch mit einem Ausrufezeichen versehen. Die Korrektur der aufgeführten Fehlerschwerpunkte erfolgt dann händig.

2.3.4 Zuweisen von Verbräuchen und Import von Häusern

Ein weiterer zentraler Punkt ist die Zuweisung der einzelnen Verbräuche. Um diesen Schritt durchführen zu können, mussten die örtlichen Wasserwerke dem Ingenieurbüro bks die Verbräuche eines jeden Verbrauchers der Stadt X übermitteln. Die nachfolgende Abbildung 6 zeigt den schematischen Aufbau der Excel Datei, welche für dieses Anliegen zur Verfügung gestellt wurde. Die Exceltabelle enthält aufgrund der datenschutzrechtlichen Bestimmungen nur fiktive Werte.



	A	B	C	D	E	F	G	H
1	Gemarkungsnummer	Stadt	Gemarkung	Flurstück	Lage	Rechtswert	Hochwert	Verbrauch
2	0502	Bergen	Bergen	25/0	Karl-Liebknecht-Str. 2	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	33.000
3	0502	Bergen	Bergen	955/0	Karl-Liebknecht-Str. 3	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	28.000
4	0502	Bergen	Bergen	13/4	Karl-Liebknecht-Str. 4	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	299.000
5	0502	Bergen	Bergen	31/1	Friedenshöhe 1	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	25.000
6	0502	Bergen	Bergen	16/1	Friedenshöhe 2	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	99.000
7	0502	Bergen	Bergen	37/0	Friedenshöhe 3	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	50.000
8	0502	Bergen	Bergen	38/2	Friedenshöhe 4	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	46.000
9	0502	Bergen	Bergen	541/10	Friedenshöhe 5	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	14.000
10	0502	Bergen	Bergen	331/6	Prager Str. 54	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	412.000
11	0502	Bergen	Bergen	125/7	Prager Str. 55	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	203.000
12	0502	Bergen	Bergen	35/0	Prager Str. 56	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	174.000
13	0502	Bergen	Bergen	21/9	Prager Str. 57	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	226.000
14	0502	Bergen	Bergen	2/0	Prager Str. 58	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	10.000
15	0502	Bergen	Bergen	31/12	Prager Str. 59	XXXXXXXX.XXX	YYYYYYY.YYY	105.000

Abbildung 6: Exceltabelle der Verbrauchsdaten
(örtliches Versorgungsunternehmen)

Ein großer Vorteil der STANET Berechnungssoftware ist, dass ein breites Band an Schnittstellen existiert, um Daten einlesen zu können. So könnten, wie in diesem Fall notwendig, über die Registerkarte "Datei", "Im/Export" und "Benutzerdefiniert" ausgewählte Spalten der Excel Datei importiert werden. Über diesem Weg konnten nun Häuser mit einem definierten Verbrauch in das Berechnungsprogramm eingelesen werden. Die Verbräuche werden nicht auf Leitungen bezogen, sondern immer auf Knotenpunkte. Aufgrund dieser Tatsache gibt es verschiedene Varianten einen Bezug zwischen dem jeweiligen Haus und den Abnahmeknoten zu knüpfen. Die erste und einfachste Möglichkeit besteht darin, die Häuser aufgrund ihrer Lage einem Knoten zuzuordnen. Realisiert wird dies mit Hilfe der Registerkarten "Spezial" und "Verbrauchsdaten zuordnen". Diese Möglichkeit der Verknüpfung birgt jedoch die Gefahr von häufigen Falschzuweisungen, wie in Abbildung 7 ersichtlich:

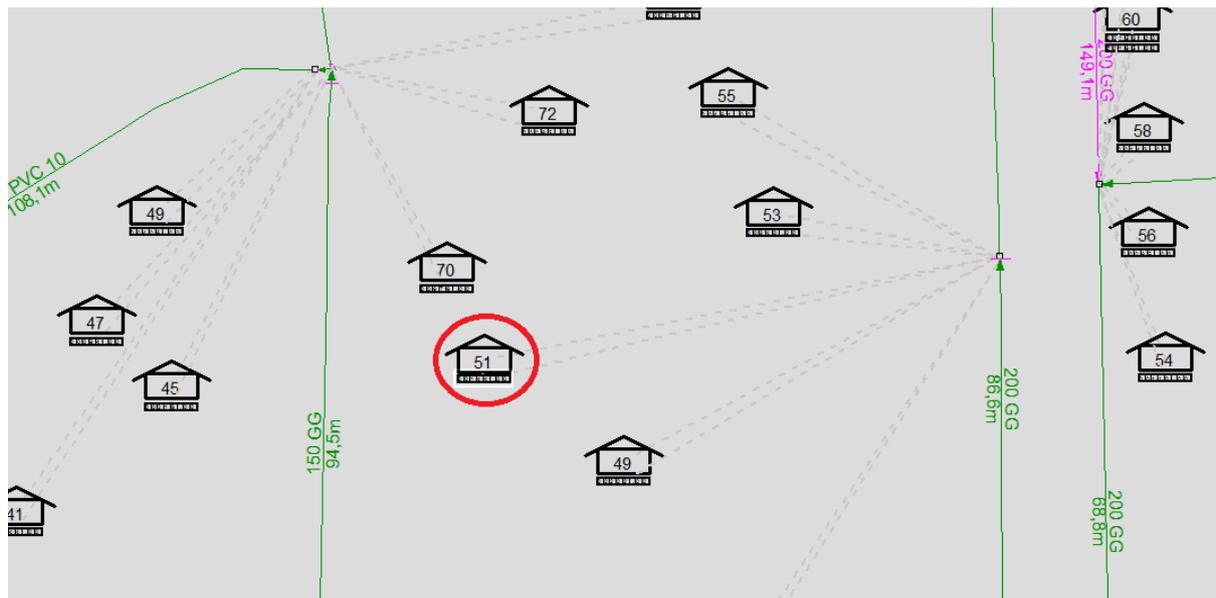


Abbildung 7: Häufiger Fehler bei der Verbrauchszuweisung
(Eigene Skizze mit Hilfe von STANET erzeugt)

In diesem Beispiel wird sich auf Haus 51 bezogen. Haus 51 würde, wenn man den Verbrauch aufgrund der Position zuweist, sein Wasser aus der DN150 GG Leitung beziehen. Schaut man jedoch auf die ebenfalls importierte Hausanschlussleitung, so ist zu erkennen, dass die Versorgung über die 200 GG Leitung realisiert wird.

Die zweite Möglichkeit die Verbräuche der Knoten zu definieren, ist eine Verknüpfung der Hausanschlussleitungen mit den Versorgungsleitungen über eine Hausanschlussverbindung. Diese Variante reduziert die Wahrscheinlichkeit von Falschzuweisungen erfahrungsgemäß enorm. Die örtlichen Wasserwerke konnten jedoch nicht alle Hausanschlussleitungen zur Verfügung stellen, wodurch die verbleibenden Häuser mit Hilfe der erläuterten Variante 1 zugewiesen wurden. Somit ist eine geringe Abweichung des Modelnetzes von dem realen Netz durchaus im Bereich des Möglichen, was jedoch keine wesentlichen Auswirkungen auf die Ergebnisse der Netzberechnung hat.

2.3.5 Import von Armaturen und Einbauteilen

Sind alle Leitungen und Verbräuche in der beschriebenen Weise abgearbeitet und importiert, ist es nun nötig, weitere Armaturen und Systemelemente, wie Schieber, Hochbehälter oder Regelventile in das Netz zu importieren. Eine vorgeschriebene Reihenfolge gibt es bei diesem Bearbeitungsschritt nicht.

Die Wasserwerke haben dem bks Ingenieurbüro eine Liste von geschlossenen Schiebern für die DZ1 übermittelt. Es ist von zentraler Bedeutung, dass diese Schieber auch in STANET als geschlossen zu definieren sind, da diese häufig eine Druckzonentrennung darstellen und bei Fehlstellungen komplett verzerrte und falsche Aussagen zustande kommen würde.

2.3.6 Definieren von Höhen mit Hilfe eines DGM

Ein weiterer Bearbeitungsschritt zur Erstellung eines rechenfähigen Netzes ist, die Knotenpunkte mit einer Höhe zu versehen. Aufgrund des geodätischen Druckes ist es möglich, viele Netzabschnitte ohne den Einsatz von Druckerhöhungsanlagen, d.h. Pumpen zu versorgen. Hierfür haben die örtlichen Wasserwerke eine *DGM* zu Verfügung gestellt. Die folgende Abbildung 8 zeigt die übergebenen Rohdaten mit dem Programm UltraEdit. In der ersten Spalte ist der Rechtswert, in der zweiten Spalte der Hochwert und in der dritten Spalte die jeweilige Höhe des Punktes, bezogen auf die Koordinaten angegeben. Die Spalten werden mit einem Semikolon abgegrenzt.

```
Rem-***-'Höhenpunkte'-Erstellt von-*.dat/*.verm---Dateien¶
4529724;5614500;400.27-¶
4529724;5614510;400.22-¶
4529724;5614520;399.97-¶
4529724;5614530;401.46-¶
4529724;5614540;402.199-¶
4529724;5614550;401.44-¶
4529724;5614560;400.74-¶
4529724;5614570;399.289-¶
4529724;5614580;398.789-¶
4529724;5614590;398.72-¶
4529724;5614600;398.53-¶
4529724;5614610;398.19-¶
4529724;5614620;398.069-¶
4529724;5614630;398.28-¶
4529724;5614640;398.479-¶
4529724;5614650;398.599-¶
4529724;5614660;398.65-¶
4529724;5614670;398.819-¶
4529724;5614680;399.009-¶
```

Abbildung 8: Ausschnitt aus dem DGM
(örtliches Versorgungsunternehmen)

Mit Hilfe dieser Informationen konnte in STANET ein Fünfmeteraster mit Höhenfixpunkten importiert werden. Mit Hilfe des Befehls "Höhen interpolieren" in der Registerkarte "Spezial" kann nun jedem Knotenpunkt eine zugehörige Höhe errechnet und zugeordnet werden. Auch an dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, dass durch diesen Schritt eine gewisse Abweichung von der Realität unumgänglich ist. Die Knotenpunkte bekommen nur interpolierte Oberflächenhöhen zugeordnet, was bedeutet, dass die Tiefe in welcher die Rohrleitung liegt in diesem Model nicht beachtet werden kann. Da man jedoch davon ausgegangen werden kann, dass Trinkwasserleitungen generell nur in Tiefen von 0,8 m bis 1,2 m liegen, sind diese Abweichungen durchaus tolerierbar.

2.4 Auswertung des modellierten Netzes

2.4.1 Einspeisepunkte sowie typische Fließwege in der DZ1

Wie schon in der Studienarbeit vom 11.05.2015 dargestellt, unterliegt jedes Trinkwassernetz einer variierenden Benutzungsweise (z.B. Abnahmen durch Industrie, Privatverbräuchen, Bildungseinrichtungen, Krankenhäuser, etc.). Optimal wäre es hier, wenn ein stadtspezifisches Verbrauchsprofil vorliegen würde. Da dies jedoch nicht der Fall ist, wurde für die Simulationen das von STANET hinterlegte Profil "TARIF" verwendet. Wie in der Abbildung 9 ersichtlich schwankt der Verbrauch innerhalb eines Tages extrem.

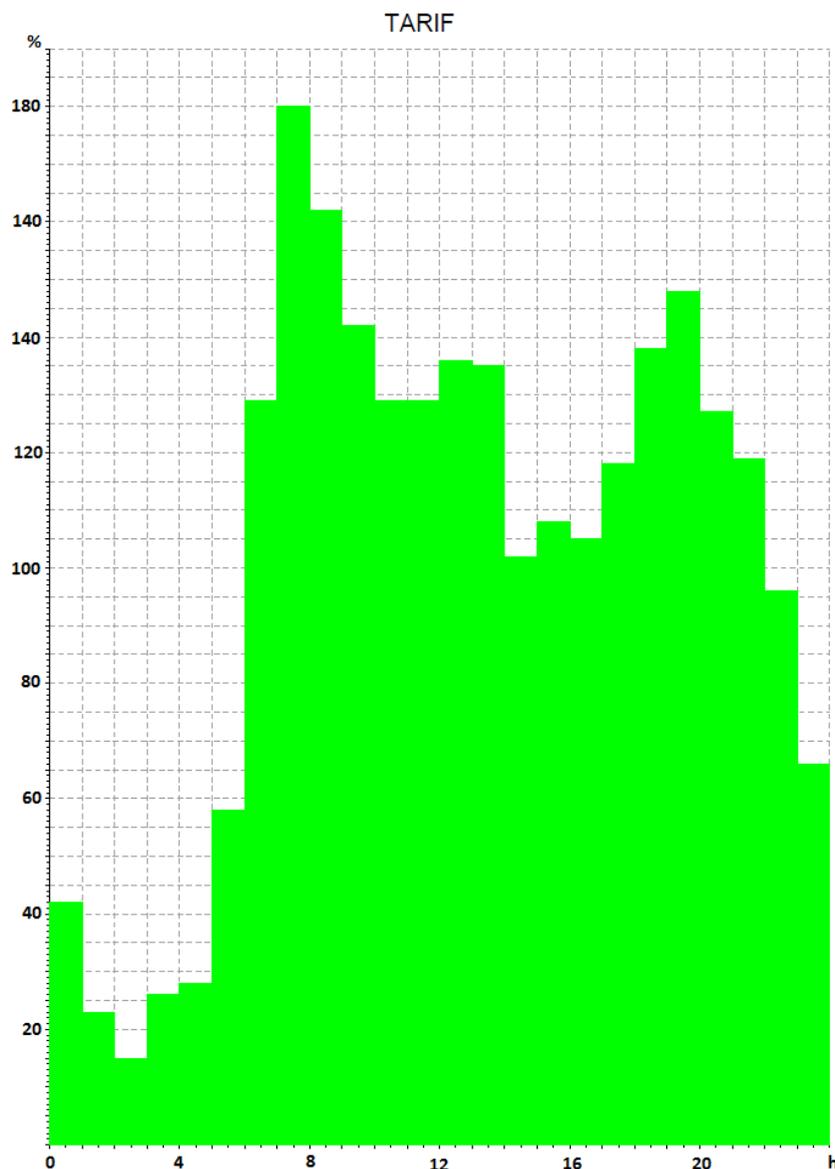


Abbildung 9: Verbrauchsprofil "Tarif"
(Quelle: STANET)

In diesem Verbrauchsprofil zeigt die y-Achse den prozentualen Verbrauch und die x-Achse die Tageszeit an. Die mittlere Abnahme wird in dieser Darstellung als 100% definiert. Geht man von diesen Festlegungen aus, findet die niedrigste Abnahme 2:00 Uhr nachts (15%) und die höchste Abnahme 7:00 Uhr morgens (180%) statt. 14:00 Uhr weist eine 102%ige Abnahme auf und ist damit dem Mittelwert am nächsten. Aus diesen Zahlen geht hervor, dass die Verbräuche um den Faktor 12 variieren können, was eine differenzierte Betrachtung der Druckzone bezogen auf die Tageszeit erfordert.

2.4.1.1 Einspeisepunkte und typische Fließwege 14:00 Uhr

Wie in der Abbildung 10 ersichtlich, erfolgt die Versorgung der DZ1 ausschließlich über die Transportleitung 1 und Transportleitung 2.

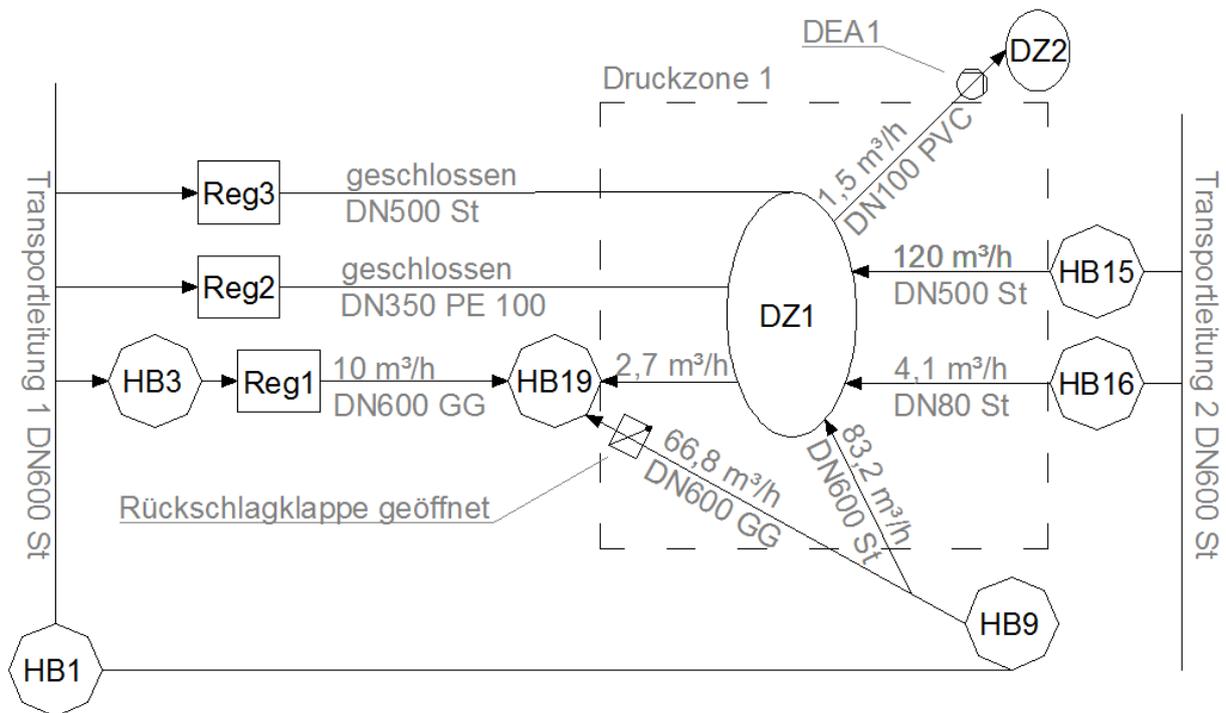


Abbildung 10: Schematische Fließwege 14.00 Uhr
 (Eigene Skizze)

Dieser Skizze ist zu entnehmen, dass die Druckzone 1 insgesamt 6 potentielle Einspeisepunkte aufweist, wobei Regler 2 und Regler 3 als geschlossen deklariert wurden. Folgende Einspeisestellen sind vorhanden:

Einspeisestelle 1	HB9
Einspeisestelle 2	Regler 1
Einspeisestelle 3	Regler 2
Einspeisestelle 4	Regler 3
Einspeisestelle 5	HB16
Einspeisestelle 6	HB15

Tabelle 1: Zuordnung der Einspeisestellen
 (Eigene Tabelle)

Regler 2 und Regler 3 sind geschlossen, da der Druck, welcher netzseitig an dem Regler anliegt, größer ist als der eingestellte Regeldruck. Der Regler 1 ist jedoch kein *Druckregler*, sondern ein Volumenstromregler. Laut den Angaben der Wasserwerke muss hier ein konstanter Durchfluss von 10 m³/h angesetzt werden. Diese 10 m³/h füllen bei mittlerer Abnahme lediglich den HB19 der Druckzone 1.

Der HB9 ist ähnlich wie der Regler 1 zu betrachten. Auch hier wird nur ein vordefinierter Volumenstrom von 150 m³/h weitergeleitet. Dabei werden 14:00 Uhr, d.h. bei mittlerem Verbrauch 83,2 m³/h Trinkwasser über mehrere Rohrverbindungen direkt in die DZ1 geleitet und weitere 66,8 m³/h füllen den HB19 (südliche Hauptversorgungsleitung des HB19).

Wie schon in Kapitel 2.1 erläutert hat der HB9 nicht nur Einfluss auf die Versorgung der DZ1, sondern auch des VG8. Um einen besseren Überblick zu gewährleisten wurde dieser Fakt jedoch nicht in der Abbildung 10 grafisch erfasst.

Die primäre Aufgabe des HB16 ist die Bereitstellung von Trinkwasser für das VG16. Dennoch nimmt dieser direkten Einfluss auf die DZ1 im VG10. Laut dem Versorgungsunternehmen kann der Behälter maximal 16m³/h in die DZ1 liefern. Wird von einem mittleren Verbrauch ausgegangen, so werden jedoch nur 4,1 m³/h benötigt, um eine lückenlose Versorgung zu gewährleisten. Neben dem HB9 ist der HB15 mit 120 m³/h als 2. Hauptversorger der DZ1 anzusehen. Werden die Verbräuche im Netz zusammen gerechnet, so stellt sich 14:00 Uhr ein Wasserbedarf von 204,5 m³/h in der DZ1 ein. Der Behälter HB19 kann somit insgesamt mit 79,5 m³/h gefüllt werden.

Desweiteren verlassen bei dieser Simulation 1,5 m³/h die DZ1 und unterstützen nach dem Durchlauf durch die *DEA1* somit die DZ2.

2.4.1.2 Einspeisepunkte und typische Fließwege 02:00 Uhr

Auch die Abbildung 11 zeigt den schematischen Fluss des Wasser in der DZ1, jedoch 2:00 Uhr nachts und somit laut Profil mit nur lediglich 15% Wasserabnahme. Natürlich ändert sich die potentielle Zahl möglicher Einspeisestellen an dieser Stelle nicht. Dennoch unterliegen die Wege, die sich das Wasser aufgrund der differenzierten Gegebenheiten sucht, anderen Durchflüssen.

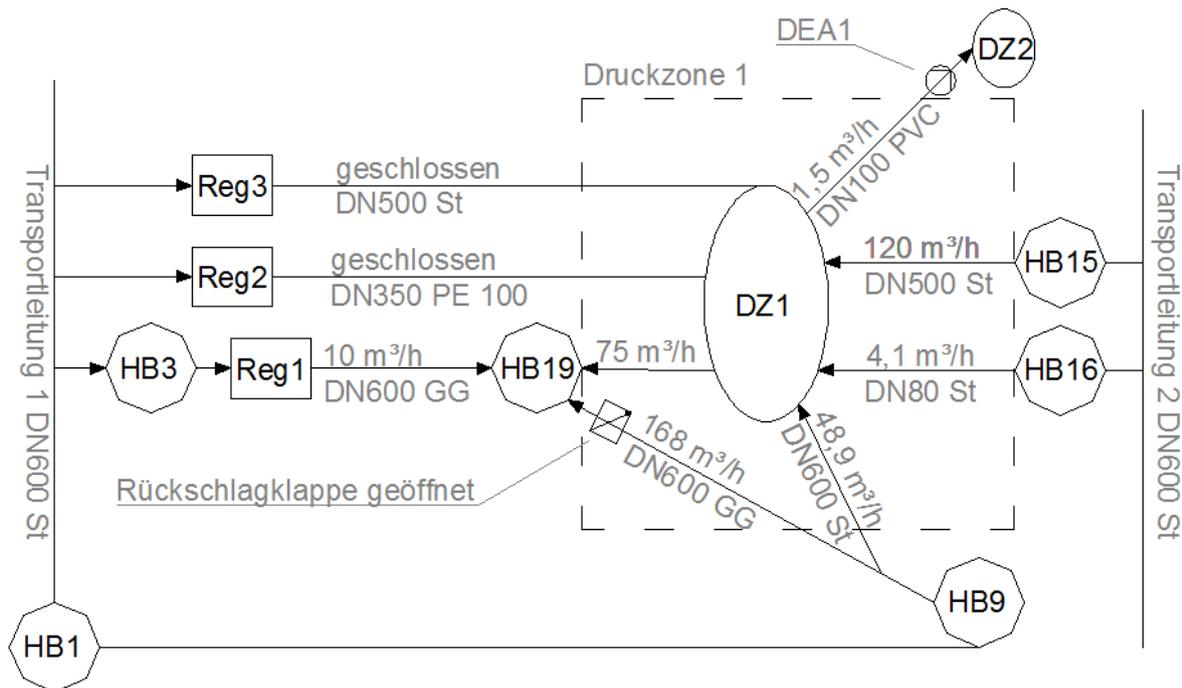


Abbildung 11: Schematische Fließwege 02:00 Uhr
 (Eigene Skizze)

Auch in diesen Betriebspunkt des Systems ist sowohl Regler 1, als auch Regler 2, wiederum aufgrund der vorherrschenden Drucklagen, als geschlossen anzusehen. Auch der Volumenstromregler 1 fördert einen konstanten Volumenstrom von $10 \text{ m}^3/\text{h}$ in den HB19. Ein erster Unterschied zeichnet sich erst auf den Weg vom HB9 in Richtung DZ1 bzw. HB19 ab. Wie im voran gegangenen Kapitel beschrieben, gibt es mehrere Verbindungsstellen der Transportleitung 1 DN 600 mit der DZ1. Dies hat zur Folge, dass die ersten Verbindungsstellen in die DZ1 $48,9 \text{ m}^3/\text{h}$ Trinkwasser fördern. Umgekehrt drückt die DZ1 jedoch an Verbindungsstellen nahe dem HB19 wieder Wasser zurück in die Transportleitung. Somit erreichen $168 \text{ m}^3/\text{h}$ den HB19 über die DN600 Transportleitung 1 (südliche Hauptversorgungsleitung des HB19). Die Transportleitung 2 agiert bei 15% Abnahme mit fast identischen Versorgungsmengen. Der HB16 speist mit $4,1 \text{ m}^3/\text{h}$ und der HB15 mit $120 \text{ m}^3/\text{h}$ in die Druckzone 1 ein. Auch die Abgabe von Trinkwasser in die DZ2 bleibt unverändert bei einem Wert von $1,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

2.4.1.3 Einspeisepunkte und typische Fließwege 07:00 Uhr

Auch die Abbildung 12 zeigt die Einspeisemengen und Fließwege in die DZ1. Bei diesem Schema wurden jedoch die Zusammenhänge betrachtet, welche sich 7:00 Uhr und damit bei 180%iger Abnahme einstellen. Die Einspeisestellen bleiben identisch. Dennoch sind die Wege und die Durchflüsse teilweise von großen Veränderungen geprägt.

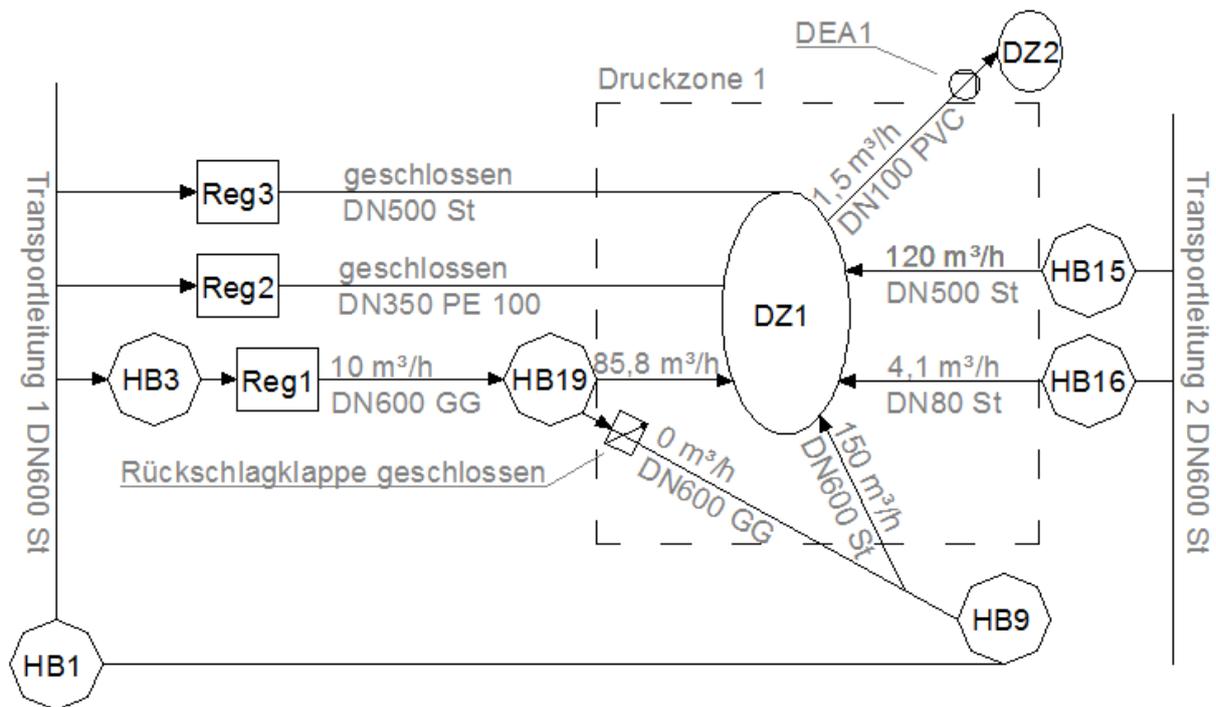


Abbildung 12: Schematische Fließwege 07:00 Uhr
 (Eigene Skizze)

Wie auch schon bei den ersten beiden Berechnungsläufen, d.h. bei 100%iger und 15%iger Abnahme, sind die Regler 2 und 3 als geschlossen zu betrachten. Der Verbrauch im Trinkwassernetz ist somit immer noch zu niedrig, um einen so großen Druckabfall hervorrufen zu können, sodass einer der Regler einen Volumenstrom in das Netz einspeisen könnte. Der Regler 1 fördert im Gegensatz dazu immer noch kontinuierlich 10 m³/h Trinkwasser in den Behälter 19.

Die erste Abweichung lässt sich ausgehend von dem HB9 beobachten. In den beiden zuvor beschriebenen Systemzuständen hat der HB9 immer einen mehr oder weniger großen Volumenstrom in den HB19 gefördert. Dieser Zustand würde sich in diesem Fall umkehren, was eine Fließrichtungsumkehr in der Behältereinspeiseleitung verursachen würde. Diese Umkehr wird jedoch durch die Rückschlagklappe in Behälternähe verhindert. Der HB9 speist

somit nur durch die Leitungsverbindungen auf dem Weg zum HB19 150 m³/h Trinkwasser in die DZ1 ein.

Der HB 19 nimmt, wie schon erwähnt, 10 m³/h von Regler 1 auf und gibt ein erstes Mal insgesamt 85,8 m³/h (über die nördliche Hauptversorgungsleitung) in das Leitungsnetz der DZ1. Dies hat zur Folge, dass sich der Behälter bei diesen Gegebenheiten langsam entleert.

Wird das Augenmerk wiederum auf die Transportleitung 2 gelenkt, so ist festzustellen, dass die Einspeisemengen über HB15 und HB16 nahezu konstant geblieben sind. Auch die Trinkwasserabgabe in die DZ2 bleibt mit 1,5 m³/h unverändert.

2.4.1.4 Bewertung der tageszeitabhängigen Zustände im Netz

Bei der Betrachtung der einzelnen Netzzustände fällt auf, dass bei allen Systemarbeitspunkten gewisse Einleitmengen und Fließwege durchaus konstante Werte aufwiesen. Hier muss der Bezug zu den Einleitstellen über den HB15 und den Regler 1 hergestellt werden. Besonders interessant ist dabei die Tatsache, dass Regler 2 und Regler 3 kein einziges Mal eine Einspeisung vornahmen. Durch mehrere Rechenversuche konnte ermittelt werden, dass sich Regler 3 erst bei einem Verbrauch von 255% öffnen kann. Somit ist dieser Regler nur für absolut große Spitzenabnahmen zuständig, welche nahezu nicht auftreten.

Der Regler 2 bleibt auch bei diesen Spitzenverbräuchen geschlossen, was zwei mögliche Schlussfolgerungen mit sich bringt. Die Armatur wird entweder nur bei Bedarf, z.B. durch Versorgungsausfälle anderer Einspeisepunkte, manuell in Betrieb genommen, oder das nahe gelegene Industriegebiet zieht kurzzeitig enorm große Wassermengen aus dem Netz. Folglich kann ein ausreichender Druckabfall zu Stande kommen, der den Regler zum Öffnen bringt.

2.4.2 Bewertung des Bestandes, Aufzeigen von Mängel/Risiken

Wie schon in der Studienarbeit vom 11.05.2015 beschrieben, bietet STANET die Möglichkeit Attributlegenden anzulegen oder die Datenbanken nach gewissen Eigenschaften der einzelnen Bauteile zu filtern oder zu sortieren. Diese Instrumente müssen in diesem Punkt angewendet werden, um die differenzierten Betrachtungen durchführen zu können. Generell wurden die Berechnungen, wie in dem DVGW Regelwerk gefordert, mit einem mittleren Verbrauch durchgeführt (14:00 Uhr).

2.4.2.1 Bewertung hinsichtlich der Fließgeschwindigkeiten

Um eine basierte Bewertung hinsichtlich der vorherrschenden Fließgeschwindigkeiten erstellen zu können, muss die DVGW W 400-1 zu Rate gezogen werden. In dem darin enthaltenen Kapitel 11.9 werden Aussagen bezogen auf die Fließgeschwindigkeiten in Trinkwasserrohren definiert. Gründe für diese Richtwerte sind sowohl hydraulischer, wirtschaftlicher und hygienischer Natur. Es wurden folgende Werte aufgeführt:

Zutrittsgeschwindigkeiten im Entnahmebauwerk	0,2-0,5 m/s
Entnahmeleitungen	1,0-1,5 m/s
Steigleitungen in Brunnen als Pumpendruckleitungen	1,5-2,5 m/s
Pumpendruckleitungen	1,0-2,0 m/s
Pumpensaugleitungen	0,5-1,0 m/s
Falleleitungen (Abgang Hochbehälter)	1,0-1,5 m/s
Falleleitungen mit Druckerhöhung während der Höchstbelastung	< 2,0 m/s
Hauptleitungen und Versorgungsleitungen in Verteilungsnetzen	≤ 1,0 m/s
Abschlussleitungen	≤ 2,0 m/s

**Tabelle 2: Empfohlene Fließgeschwindigkeiten in Rohrleitungen
(DVGW W 400-1)**

Die in der Tabelle 2 aufgeführten Werte sollten aufgrund der Gefahr von Stagnation möglichst nicht unterschritten werden. Folgen von stehendem Wasser sind laut DVGW W 400-1 Absatz 11.2 z.B.:

- Trübung und Verfärbung
- Geschmacksbeeinträchtigung
- Ablagerung
- Verkeimung

Sollten die genannten Richtwerte nicht eingehalten werden können, so wird ein Mindestwert von 0,005 m/s angeführt. Laut DVGW Arbeitsblatt ist es somit möglich, ein Austausch des Wasservolumens

- einer 430m langen Wasserleitung innerhalb eines Tages
- einer 1300m langen Wasserleitung innerhalb von drei Tagen

zu gewährleisten.

Aufgrund der Komplexität des zu betrachtenden Netzes werden die Rohrleitungen in dieser Arbeit allgemein als "Hauptleitungen und Versorgungsleitungen in Verteilungsnetzen"^[4] klassifiziert. Für Pumpensaug- bzw. Pumpendruckleitungen und Leitungen bei Zutritt zu den Entnahmehauwerken sind differenzierte Fließgeschwindigkeitsrichtwerte im DVGW-Regelwerk hinterlegt. In dieser Arbeit wird lediglich ein Hinweis bezüglich dieser Leitungen und den darin vorherrschenden Geschwindigkeiten gegeben.

Zunächst wurde untersucht, welche Leitungen die Richtwerte einhalten. Insgesamt hat das in STANET modellierte Netz 3032 Leitungen. Über die Funktion "Filtern" wurden 63 Leitungen gefunden, welche eine Fließgeschwindigkeit von größer 1 m/s aufwiesen. Interessant ist, dass fast ausschließlich Leitungen der Transportleitung 1 die Kriterien erfüllt haben. Nur bei vier Leitungsabschnitten kurz nach der Einspeisestelle 6 (HB15) konnte ebenfalls eine Geschwindigkeit größer 1 m/s errechnet werden. Bei diesen 4 Leitungen handelt es sich jedoch um Freigefälleleitungen, was bedeutet, dass keine Vollfüllung vorliegt.

Als nächstes wurde der Filter auf Leitungen fokussiert, welche unter dem Grenzwert von 1 m/s Fließgeschwindigkeit, aber über dem Mindestwert von 0,005 m/s liegen. In diesem

^[4] DVGW W 400-1 Absatz 11.2

Bereich werden die meisten Leitungen des Netzes einordnet. Insgesamt 1838 Leitungen erfüllen diese Kriterien.

Somit sind noch 1131 Leitungen zu klassifizieren. Hierfür wurde untersucht, welche Leitungen eine Fließgeschwindigkeit kleiner 0,005 m/s aber größer 0 m/s aufweisen. STANET fand hierzu innerhalb weniger Arbeitsschritte 912 Leitungen. Somit verbleiben nur noch 380 Leitungen, welche mit einer Fließgeschwindigkeit von 0 m/s definiert werden müssen. Die differenzierten Fließgeschwindigkeiten sind mit unterschiedlichen Farben gekennzeichnet. Auffällig ist hierbei, dass zum einen zwar sehr viele Randgebiete den Mindestwert unterschreiten, es aber auch einige Versorgungsleitungen betrifft, welche von zentraler Bedeutung sind. Hierzu zählen unter anderen die beiden 350 GG Leitungen, welche den HB19 und den Regler 2 verbinden.

Des Weiteren muss darauf hingewiesen werden, dass aufgrund des geschlossenen Reglers 3 insgesamt 3100m Rohrleitungen keinen Durchfluss aufweisen. Dieser Umstand gibt darüber Auskunft, dass es Spitzenabnahmen im Netz gibt, bei denen der Regler 3 einen Durchfluss, und somit einen Austausch des Wassers, garantiert.

Die angesprochenen Leitungen mit einer Fließgeschwindigkeit gleich Null, sind zu 100% Stichleitungen, welche keine Verbraucher nachgeschaltet haben, oder einen Hydranten versorgen.

Zusammenfassend sind in der folgender Tabelle X die Anzahl der Leitungen bezogen auf die Fließgeschwindigkeiten aufgelistet.

Geschwindigkeit [m/s]	Anzahl	Anteil [%]
größer 1	63	2
0,005 bis 1	1838	57,5
größer 0 bis 0,005	912	28,6
0	380	11,9
Summe:	3193	

Tabelle 3: Anzahl an Leitungen bezogen auf die Fließgeschwindigkeit
(Eigene Tabelle)

In der betrachteten DZ1 gibt es eine Druckerhöhungsanlage. Diese Pumpe fördert wie in der Abbildung 10, Abbildung 11 und Abbildung 12 ersichtlich, permanent ca. $1,5 \text{ m}^3/\text{h}$ in die DZ2. Durch diesen relativ geringen Durchfluss ergibt sich eine Fließgeschwindigkeit, sowohl druck- als auch saugseitig von $0,054 \text{ m/s}$, welche zwar die Mindestgeschwindigkeit für die Einhaltung der Hygiene einhält, jedoch nicht die in der DVGW genannten Richtwerten für Druck- und Saugleitungen von $1,0\text{-}2,0 \text{ m/s}$ bzw. $0,5\text{-}1,0 \text{ m/s}$ erreicht. Diese Aussagen bezüglich der Pumpenverrohrung sind nur als Hinweis zu betrachten und sind nicht Gegenstand vorliegender Netzoptimierungen, da es sich um eine interne Anlagenverrohrung handelt.

Die Druckzone 1 besitzt mit dem HB19 ein Entnahmebauwerk im Sinne der DVGW W400-1. Der angestrebte Richtwert einer Fließgeschwindigkeit von $0,2$ bis $0,5 \text{ m/s}$ kann auch in diesem Fall nicht gewährleistet werden. Bei 102%igen Verbrauch stellt sich in dem Zufluss 1 eine akzeptable Geschwindigkeit von $0,17 \text{ m/s}$ ein. Der zweite Zufluss kann jedoch nur eine Geschwindigkeit von $0,01 \text{ m/s}$ vorweisen. Dies ist damit zu begründen, dass dieser sich bei einem höheren Verbrauch im Netz der Zufluss zu einem Abfluss wandelt und das Netz mit Trinkwasser aus dem Behälter speist. Der Behälter ist dann als Gegenbehälter aktiv.

Schlussfolgernd aus dieser Betrachtungsweise lässt sich ein Optimierungspotential hinsichtlich der auftretenden Fließgeschwindigkeiten deutlich erkennen. Inwiefern jedoch alle Leitungssysteme optimiert werden können, ist ebenfalls abhängig von dem gesamten hydraulischen System. Eine Verringerung der Leitungsquerschnitte zieht zwangsläufig eine Erhöhung der Rohrreibungsverluste, verbunden mit einer notwendigen Druckerhöhung an den Einspeisepunkten, nach sich. Dies ist bei Aufrechterhaltung der nach DVGW W400-1 anzustrebenden Versorgungsdrücke notwendig.

2.4.2.2 Bewertung hinsichtlich des Alters und vermutete Inkrustationen

In dem GIS System, welches das örtliche Versorgungsunternehmen dem bks Ingenieurbüro übergeben hat, waren den Leitungen teilweise auch Baujahre zugeordnet. Aufgrund der im Kapitel 2.3.1 beschriebenen Bereinigung bzw. Reduktion des Netzes sind in dem modellierten Netz nur noch 3032 Leitungen vorhanden. Bei mehr als der Hälfte der Leitungen, das heißt bei 1782 Elementen, konnten Informationen bezüglich des Baujahres getroffen werden. Diese sollen stellvertretend für die Altersstruktur des gesamten Netzes gewertet werden. In der nachfolgenden Tabelle wurden die Anzahl der Leitungen in Abhängigkeit des Baujahres aufgelistet.

Baujahr	Anzahl	Anteil [%]
1910 und älter	7	0,4
1910 bis 1920	277	15,5
1920 bis 1930	8	0,4
1930 bis 1940	235	13,2
1940 bis 1950	28	1,6
1950 bis 1960	47	2,6
1960 bis 1970	130	7,3
1970 bis 1980	70	3,9
1980 bis 1990	45	2,5
1990 bis 2000	454	25,5
2000-2010	352	19,8
2010 und jünger	129	7,2
Summe:	1782	100

**Tabelle 4: Anzahl der Leitungen bezogen auf das Alter
(Eigene Tabelle)**

Auffällig ist, dass es große Unterschiede zwischen den betrachteten Jahrzehnten gibt. Gründe für diese schwankenden Zahlen können unterschiedlicher Natur sein. Als Beispiel kann der Bereich von 1940-1950 genannt werden. In diesem Jahrzehnt fand der 2. Weltkrieg statt, wodurch der Ausbau der Trinkwasserversorgung in den Hintergrund trat. In der Zeit von 1990 bis 2000 wiederum, wurden die meisten Rohre verlegt. Zu erklären ist dies mit dem Wirtschaftsaufschwung, welcher durch die Vereinigung von BRD und DDR aufkam.

Trotz der Neuerungen, die in den letzten 25 Jahren in dem Leitungsnetz Einzug hielten, muss darauf hinweisen werden, dass ca. 30% der Leitungen älter als 70 Jahre und immerhin 16% älter als 95 Jahre sind. Demzufolge sind häufig Inkrustationen Ursache für Querschnittsverjüngungen.

Die Inkrustation von Rohrleitungen in einem Trinkwassernetz ist ein weitläufig bekanntes Problem. Die Abbildung 13 soll hierfür beispielgebend aufgeführt werden.



Abbildung 13: Rohrleitung mit starker Inkrustation
(J. Wingender, Biofilm Centre, Universität Duisburg-Essen)

Wie auf dem Bild ersichtlich, kommt es in Folge der Inkrustation zu einer deutlichen Querschnittsverringering und daraus resultierend zu einem Anstieg des Druckverlustes. Des Weiteren wird durch die vorherrschenden chemischen und biologischen Prozesse die Rohrwandung im Laufe der Zeit angegriffen und geschwächt. Die Folgen dieser Materialermüdung sind unter anderem Wasserrohrbrüche. Sind diese Brüche an der Oberfläche optisch nicht zu erfassen, so ist es häufig der Fall, dass sich ein kontinuierlicher Wasserverlust über dieses Leck einstellt. Die meisten Lecks treten in Verbindung mit Leitungen auf, die älter als 70 Jahre sind.

2.4.2.3 Bewertung hinsichtlich der Strömungsform

Wie in der Studienarbeit vom 11.05.2015 beschrieben, werden Strömungen in zwei verschiedene Strömungsformen eingeteilt. Dabei muss gesagt werden, dass die turbulente Strömung in Trinkwasserversorgungsleitungen angestrebt werden sollte. Grund hierfür ist die Tatsache, dass durch eine auftretende laminare Strömung, Inkrustationen gefördert werden. Die turbulente Strömung verhindert bzw. erschwert hingegen, durch ihre typischen Verwirbelungen, das Festsetzen von Schwebeteilchen an der Rohrwandung. Im Folgenden soll nun an einer ausgewählten Referenzstelle die Reynolds-Zahl ermittelt werden und mit deren Hilfe auf die Strömungsform geschlossen werden kann. Der betrachtete Punkt befindet sich auf der nördlichen Hauptversorgungsleitung des HB19 und spiegelt die Situation in vielen Bereichen des Netzes wieder.

Für die Berechnung der Reynolds-Zahl wird folgende Formel verwendet:

$$Re = \frac{\rho * \vartheta * d}{\eta}$$

ρ = Dichte $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$

ϑ = Strömungsgeschwindigkeit $\left[0,0039 \frac{m}{s}\right]$

d = Rohrinne Durchmesser $[0,35 m]$

η = dynamische Viskosität $\left[\frac{kg}{m*s}\right]$

Formel 1: Reynolds-Zahl

Für die Berechnung wird davon ausgegangen, dass das Trinkwasser eine Temperatur von 12°C aufweist. Mit Hilfe des Netzberechnungsprogrammes STANET konnte für den Referenzpunkt ein Druck von 1,741 bar und eine Strömungsgeschwindigkeit von 0,0039 m/s ermittelt werden. Die nachfolgende Tabelle 5 gibt Auskunft über die Dichte von Wasser bei unterschiedlichen Temperaturen und Drücken. Mit diesen Informationen ist es nun möglich, die Dichte des Wassers, bezogen auf die angegebenen Parameter zu interpolieren.

Druck bar	Temperatur in °C									
	0	25	50	75	100	150	200	250	300	350
1	999.83	997.06	988.03	974.86	0.5896	0.5164	0.4604	0.4156	0.3790	0.3483
5	1000.0	997.24	988.20	975.04	958.58	917.07	2.3537	2.1083	1.9137	1.7540
10	1000.3	997.47	988.42	975.26	958.81	917.36	4.8566	4.2984	3.8771	3.5402
20	1000.8	997.92	988.86	975.71	959.28	917.92	865.08	8.9757	7.9713	7.2169
30	1001.3	998.36	989.29	976.15	959.75	918.49	865.85	14.172	12.326	11.047
40	1001.8	998.81	989.73	976.59	960.22	919.05	866.60	799.10	17.000	15.052
50	1002.3	999.26	990.16	977.03	960.68	919.61	867.35	800.27	22.073	19.255
60	1002.8	999.70	990.59	977.47	961.14	920.17	868.10	801.42	27.662	23.687
70	1003.3	1000.1	991.02	977.91	961.60	920.72	868.84	802.56	33.944	28.384
80	1003.8	1000.6	991.45	978.35	962.06	921.28	869.57	803.69	41.226	33.394
90	1004.3	1001.0	991.88	978.78	962.52	921.83	870.31	804.80	713.36	38.776
100	1004.8	1001.5	992.31	979.22	962.98	922.38	871.03	805.90	715.58	44.611

Tabelle 5: Dichte von Wasser in Abhängigkeit von Druck und Temperatur
(Quelle: <http://www.uni-magdeburg.de/isut/LSS/Lehre/Arbeitsheft/IV.pdf>)

In dem betrachteten Fall liegt das Problem vor, dass sowohl die gegebene Temperatur, als auch der gegebene Druck nicht in der Einteilung der Tabelle vorliegt. Aufgrund dessen muss an dieser Stelle drei Mal interpoliert werden, um das gesuchte Ergebnis zu ermitteln. Für die Interpolation der Dichte wurde folgende Formel verwendet:

$$X = \frac{(E - A)}{(B - A)} * (D - C) + C$$

X = gesuchte Größe

E = gegebener Druck/Temperatur

A = unter dem gegebenen Druck gelegener, in Tabelle hinterlegter Wert (für 0°C)

B = über dem gegebenen Druck/ gelegener, in Tabelle hinterlegter Wert (für 0°C)

D = zugehörige Dichte/Dynamische Viskosität zum abgelesenen Druck A (für 0°C)

C = zugehörige Dichte/Dynamische Viskosität zum abgelesenen Druck B (für 0°C)

Formel 2: Interpolation der Dichte & Dynamische Viskosität anhand von Tabellenwerten

Wurden alle Werte wie beschrieben in die Formel eingesetzt, ergibt sich Folgender Term bzw. Ergebnis:

$$X = \frac{(1,741 \text{ bar} - 1 \text{ bar})}{(5 \text{ bar} - 1 \text{ bar})} * \left(1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 999,83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 999,83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$
$$\underline{X = 999,86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \text{ (für } 0 \text{ °C und } 1,742 \text{ bar)}$$

Das beschriebene Verfahren zu der Ermittlung der Dichte bei 0°C muss nun ein zweites Mal, für 25°C durchgeführt werden. Folgender Wert konnte ermittelt werden:

$$X = \frac{(1,741 \text{ bar} - 1 \text{ bar})}{(5 \text{ bar} - 1 \text{ bar})} * \left(997,24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 997,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 997,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$
$$\underline{X = 997,09 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \text{ (für } 25 \text{ °C und } 1,742 \text{ bar)}$$

Ist dieser Schritt absolviert, kann mit Hilfe einer dritten Interpolation die exakte Dichte, bezogen auf die gegebene Temperatur und des Druckes errechnet werden:

$$X = \frac{(12 \text{ °C} - 0 \text{ °C})}{(25 \text{ °C} - 0 \text{ °C})} * \left(997,07 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 999,86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 999,87 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$
$$\underline{X = 998,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \text{ (für } 12 \text{ °C und } 1,742 \text{ bar)}$$

Betrachtet man die Tabelle 6, welche die dynamische Viskosität von Wasser in Abhängigkeit von Druck und Temperatur anzeigt, so ist ersichtlich, dass die gleiche Problematik wie bei der exakten Berechnung der Dichte vorliegt. Auch hier sind wiederum drei Interpolationen nötig, um das richtige Ergebnis zu finden.

Druck bar	Temperatur in °C									
	0	25	50	75	100	150	200	250	300	350
1	1792	890,4	547,1	377,9	12,27	14,18	16,18	18,22	20,29	22,37
5	1791	890,4	547,1	378,0	282,0	182,5	16,05	18,14	20,24	22,34
10	1790	890,2	547,2	378,1	282,1	182,7	15,89	18,04	20,18	22,31
20	1788	890,0	547,4	378,4	282,4	182,9	134,5	17,85	20,07	22,25
30	1785	889,8	547,6	378,7	282,7	183,2	134,7	17,67	19,97	22,20
40	1783	889,6	547,8	378,9	282,9	183,4	135,0	106,2	19,88	22,16
50	1780	889,4	547,9	379,2	283,2	183,7	135,2	106,5	19,80	22,12
60	1778	889,1	548,1	379,4	283,5	183,9	135,5	106,7	19,73	22,10
70	1776	888,9	548,3	379,7	283,7	184,2	135,7	107,0	19,68	22,09
80	1773	888,7	548,5	380,0	284,0	184,4	136,0	107,3	19,65	22,09
90	1771	888,6	548,7	380,2	284,3	184,7	136,2	107,6	86,12	22,11
100	1769	888,4	548,9	380,5	284,5	184,9	136,5	107,8	86,52	22,15

Tabelle 6: Dynamische Viskosität von Wasser in Abhängigkeit von Druck & Temperatur
(Quelle: <http://www.uni-magdeburg.de/isut/LSS/Lehre/Arbeitsheft/IV.pdf>)

Die erste Interpolation erzeugt folgenden Term:

$$X = \frac{(1,741 \text{ bar} - 1 \text{ bar})}{(5 \text{ bar} - 1 \text{ bar})} * \left(1791 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} - 1792 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} \right) + 1792$$

$$* 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}}$$

$$X = \underline{1791,81} * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} \text{ (für } 0 \text{ °C und } 1,742 \text{ bar)}$$

Die zweite Interpolationsstufe wird wie folgt errechnet:

$$X = \frac{(1,741 \text{ bar} - 1 \text{ bar})}{(5 \text{ bar} - 1 \text{ bar})} * \left(890,4 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} - 890,4 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} \right) + 890,4$$

$$* 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}}$$

$$X = \underline{890,4} * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} \text{ (für } 25 \text{ °C und } 1,742 \text{ bar)}$$

Die benötigte dynamische Viskosität ermittelt sich aus:

$$X = \frac{(12 \text{ } ^\circ\text{C} - 0 \text{ } ^\circ\text{C})}{(25 \text{ } ^\circ\text{C} - 0 \text{ } ^\circ\text{C})} * \left(890,4 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} - 1791,81 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} \right) + 1791,81 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}}$$
$$X = \underline{1359,13} * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}} \text{ (für } 12 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ und } 1,742 \text{ bar)}$$

Sind diese Werte, die für die Berechnung der Reynolds-Zahl elementar sind, ermittelt, so kann anschließend die Formel 1 gelöst werden:

$$Re = \frac{998,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,0039 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,35 \text{ m}}{1359,13 * 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{m} * \text{s}}}$$
$$Re = \underline{1002,84}$$

Dieser errechnete Wert muss im Folgenden einem Vergleich mit der kritischen Reynolds-Zahl unterzogen werden:

$$\text{(errechnete Reynolds-Zahl)} \underline{1002,84} < 2320 \text{ (kritische Reynolds-Zahl)}$$

Aufgrund der Tatsache, dass die errechnete Reynolds-Zahl kleiner ist als der kritische Wert, kann geschlussfolgert werden, dass definitiv eine laminare Strömung in dem betrachteten Punkt vorliegt. Dieser Zustand ist als hygienisch bedenklich einzustufen, da Ablagerungen nicht wirkungsvoll unterbunden werden können.

2.4.3 Beschreibung der Löschwassermengen im Bestand

In der Studienarbeit vom 11.05.2015 wurde die Problematik des Löschwasserbedarfs nach DVGW W305 erläutert. Grundsätzlich muss beachtet werden, dass die jeweilige Menge an Trinkwasser für mindesten zwei Stunden aus dem Netz entnommen werden kann, ohne dass der Druck in anderen Abschnitten unter 1,5 bar sinkt.

Mit Hilfe des schon in Kapitel 2.4.2.1 verwendeten Befehls "Filtern" ist es möglich, die Anzahl der Hydranten zu ermitteln, die eine bestimmte Löschwassermenge liefern können, ohne dass die oben aufgeführten Grenzwerte unterschritten werden. Die folgende Tabelle fasst diese Auswertung zusammen:

Berechnete Löschmenge m³/h	Anzahl	Anteil [%]
0	31	2,7
24	47	4,1
48	110	9,7
96	902	79,4
192	46	4
Summe	1136	100

Tabelle 7: Anzahl der Hydranten in Bezug zur berechneten Löschmenge (14:00 Uhr)
(Eigene Tabelle)

In der Tabelle 7 ist ersichtlich, dass an 31 Hydranten nicht einmal 24 m³/h entnommen werden können. Insgesamt ist jedoch festzustellen, dass fast 80% der Hydranten mindesten 96 m³/h liefern können. Aufgrund dieser Tatsache ist die Löschwasserbereitstellung in X als gut einzuschätzen.

Dennoch muss hinzugefügt werden, dass sich die in der Tabelle 8 aufgeführten Werte bei einem Netzverbrauch von 102% einstellen. Geht man von einem 180%igen Verbrauch aus, so ergeben sich folgende Werte:

Berechnete Löschmenge m ³ /h	Anzahl	Anteil [%]
0	46	4
24	1079	95
48	0	0
96	2	0,2
192	9	0,8
Summe	1136	100

Tabelle 8: Anzahl der Hydranten in Bezug zur berechneten Löschmenge (07:00 Uhr)
(Eigene Tabelle)

Bei diesen Parametern ist die Löschwasserbereitstellung als bedenklich einzustufen. Laut DVGW Richtwerten sollten in der Innenstadt mindestens 96 m³/h Wasser für Löschzwecke zur Verfügung stehen. Maßgebend für die Bereitstellung der notwendigen Löschwassermengen ist jedoch Tabelle 7, basierend auf dem Mittleren Verbrauch (nach DVGW W 405 Absatz 7). Oben aufgeführte Tabelle soll lediglich als Übersicht bzw. Ausblick auf sich einstellende Betriebszustände bei maximaler stündlicher Abnahme dienen.

3 Optimierung des Trinkwassernetzes

Um die Aufgabenstellung in Bezug zur Optimierung ausführen zu können muss zunächst der Begriff Optimum definiert werden. “Unter einem Optimum (lateinisch optimum [...]) versteht man das beste erreichbare Resultat im Sinne eines Kompromisses zwischen verschiedenen Parametern oder Eigenschaften unter dem Aspekt einer Anwendung, einer Nutzung oder eines Zieles. Im Gegensatz dazu steht das Ideal, womit das beste Denkbare bezeichnet wird. Die Suche nach dem Optimum unter gegebenen Voraus- und Zielsetzungen nennt man Optimierung.“^[5]

Im Falle einer Trinkwassernetzoptimierung muss besonders der Kompromiss zwischen verschiedenen Parametern großgeschrieben werden. Im vorangegangenen Verlauf der Diplomarbeit wurde aufgezeigt, dass die verschiedensten Faktoren eine Rolle beim Betreiben eines solchen Systems spielen. Hinzu kommt noch die Komplexität der Zusammenhänge im Netz. Wie schon in Kapitel 2.4.1.3 zu sehen war, ändern sich allein durch die Erhöhung des Verbrauches die Hauptfließwege des Wassers teilweise enorm.

Hauptproblem des betrachteten Netzes ist, dass aufgrund von verschiedenen Einflussfaktoren die Fließgeschwindigkeiten generell als sehr niedrig eingestuft werden müssen. Diese niedrigen Geschwindigkeiten fördern zum einen hygienische Bedenken wegen einsetzender Stagnation und zum anderen werden Vorgänge, wie Inkrustation oder Biofilmbildung gefördert.

Mit Hilfe der Verkleinerung von Rohrdimensionen kann diesen Problemen entgegen getreten werden. Das Ziel der einzelnen Optimierungsvarianten ist es, Systemkomponenten dahingehend zu ändern, dass ein verbesserter Medienfluss erreicht wird. Dennoch muss gesagt werden, dass kein Einfluss auf Stichleitungen bzw. Leitungsenden genommen wird, da die Änderung der Verbräuche nicht möglich ist.

Des Weiteren muss angemerkt werden, dass die Nennweitenreduzierungen immer mit Rohrleitungen aus duktilem *Grauguss (GGG)* gerechnet worden ist. Durch diese Festlegung

^[5] <https://de.wikipedia.org/wiki/Optimum>

kann sofort auf den verwendeten Innendurchmesser geschlossen werden. Kommt es zur Sanierung einer Rohrleitung mit PE-Werkstoffen, so muss mit den verwendeten Rohrwerkstoffen gegebenenfalls eine erneute Simulation durchgeführt werden, um exakte Ergebnisse zu erhalten.

In diesem Kapitel 3 werden insgesamt fünf Optimierungsmaßnahmen beschrieben. Bei diesen Optimierungen handelt es sich um:

1. Einen Abschnitt der Transportleitung 1, welcher im Bestand Leitung DN 600 St aufweist. Diese Stahlleitung soll zukünftig durch eine duktile Gussleitung DN 400 ersetzt werden.
2. Bei der zweiten Optimierung wird der Focus auf eine Verbindungsleitung der Transportleitung 1 mit dem Stadtkern gerichtet. Bei dieser Maßnahme wird eine Leitung DN 600 GG durch eine DN 300GGG substituiert.
3. Die beiden trassengleich verlaufenden Hauptversorgungsleitungen des HB19 sollen in der dritten Maßnahme optimiert werden. Die verbauten Leitungen weisen die verschiedensten Nennweiten auf. Im Zuge der Optimierung werden diese zu einer 400 GGG Leitung vereinheitlicht.
4. Die vierte Optimierung beschäftigt sich mit der nördlichen Verbindungsleitung des HB19 mit dem Stadtkern. Auch hier verlaufen 2 trassengleiche Leitungen (weitestgehend DN 350 GG). Diese beiden Rohrleitungen werden durch eine Leitung aus duktilem Gusseisen DN 400 ersetzt werden.
5. In der fünften Maßnahme wird der Leitungsabschnitt zwischen dem Regler 2 und dem Stadtkern betrachtet. Die aus dem Jahre 1910 stammende 350 GG soll durch duktile Gussleitungen der DN 300 und DN 200 ausgetauscht werden.

3.1 Optimierung 1

3.1.1 Beschreibung der Optimierung 1

Die erste Optimierung bezieht sich auf den südlichen Abschnitt der Druckzone 1. Diese Variante befindet sich im Augenblick in einer reellen Planung und wird somit mit die Struktur des Netzabschnittes in Zukunft nicht nur theoretisch sondern auch praktisch beeinflussen.

Die Maßnahme bezieht sich auf die in Zeichnung 3 durch eine dickere Linienstärke markierte DN 600 Stahlleitung, welche mit einem kontinuierlichen Durchfluss von 150 m³/h, von dem HB9 in die DZ1 bzw. den HB19 fördert. Dargestellt ist der derzeitige Trassenverlauf.

Die unterschiedlichen Farben der Rohrleitungen zeigen die Geschwindigkeiten, mit denen das Medium die Rohre durchströmt, auf. Um eine bessere Einordnung zu ermöglichen, wurden jene Abschnitte pink eingefärbt, bei denen die Fließgeschwindigkeit unter den Grenzwert von 0,005 m/s absinkt. Leitungen, in denen das Wasser lediglich steht, werden durch rote Linien verkörpert. Grün markierte Rohrleitungen erreichen den mindestens angestrebten Grenzwert.

Das Baujahr der zu optimierenden Leitung ist nicht bekannt. Da es sich bei dieser Stahlleitung DN 600 um einen Teil der Transportleitung 1 handelt, stellt dieser Zufluss (in Kapitel 2.4.1.1 als Zufluss 1 klassifiziert) einen zentralen Eckpfeiler der Wasserversorgung von Stadt X dar. Dennoch wurde seitens des örtlichen Versorgers angegeben, dass sich Rohrbrüche aufgrund von Materialermüdung in den letzten Jahren häuften. Die Ausfallwahrscheinlichkeit hat somit zugenommen. Des Weiteren ist auf der Zeichnung 3 ersichtlich, dass das Wasser, welches die betrachtete Rohrleitung durchströmt, eine Geschwindigkeit, je nach Teilabschnitt, von 0,15 m/s bis 0,13 m/s aufweist. Diese Werte erfüllen zwar die Parameter des Grenzwertes, erreichen jedoch nicht die empfohlenen Geschwindigkeiten größer 1 m/s.

Die Stahlleitung DN600 wird, wie in der Zeichnung 3 beschriftet, durch eine neue DN 400 GGG ersetzt. Die Auswechslungen erfolgen, aufgrund der Bebauung teilweise trassengleich. Die Aufbindung auf das bestehende Netz erfolgt mit einem Übergang auf DN600 GG bzw. am Beginn der Optimierungsmaßnahme auf DN 400 GGG.

3.1.2 Auswirkung der Optimierung 1

Durch die beschriebene Querschnittsflächenverringering um ca. 55% tritt die angestrebte Fließgeschwindigkeitserhöhung ein. Der Rohrleitungsabschnitt wird nun mit einer verdoppelten Geschwindigkeit von 0,33 m/s bis 0,26 m/s vom Trinkwasser durchströmt.

Diese Querschnittsanpassung hat positive Auswirkungen auf andere Bereiche des Netzes. Durch die Überschreitung der Mindestfließgeschwindigkeit kam es zu einem Farbwechsel im nordöstlichen Bereich, wodurch die Auswirkungen optisch gut erfasst werden können. (Siehe Zeichnung 4)

Die Druckverhältnisse haben sich aufgrund der Querschnittsflächenverringering nicht entscheidend geändert. Durch die Erhöhung der Fließgeschwindigkeit steigt theoretisch der Druckverlust. Demgegenüber steht jedoch die Tatsache, dass durch die geänderte Trasse eine Wegeinsparung erzielt werden konnte. Dies bedeutet, dass das Wasser nun ca. 120 m weniger Rohrwandung bis zu dem Einbindepunkt überwinden muss. Außerdem kann bei der neuen DD 400 GGG ein geringerer k-Wert (Rohrrauigkeit) von 0,1 mm angesetzt werden. Die alte DN 600 Stahlleitung wurde mit einem k-Wert von 6 mm definiert.

Zusammenfassend muss bei dieser ersten Optimierung gesagt werden, dass keine grundlegenden Änderungen, wie z.B. Strömungsrichtungswechsel auftreten, aber eine geringe Optimierung der Fließgeschwindigkeit erzielt wird. Eine weitere Verringerung des Rohrdurchmessers wurde aufgrund der überdurchschnittlichen Leitungsbedeutung und der bereits ausgewechselten Leitungsabschnitte in DN 400 nicht favorisiert und nicht durchgeführt.

3.2 Optimierung 2

3.2.1 Beschreibung der Optimierung 2

Die zweite vorgestellte Optimierung bezieht sich ebenfalls auf eine DN 600 GG Leitung. Die Optimierungsmaßnahme beginnt an dem Punkt an dem die 400 GGG Leitung der Optimierung 1 wieder in das Trinkwassernetz einspeist. Die betrachtete Leitung ist in der Zeichnung 5 wiederum mit Hilfe einer dickeren Strichstärke gekennzeichnet. Insgesamt misst diese eine Länge von 1775 m und verbindet den südlichen Netzbereich mit dem des Stadtkerns.

Gründe für die Notwendigkeit einer Optimierung bzw. Sanierung sind die gleichen auftretenden Problematiken wie die der Leitung aus Optimierung 1. Auch diese Rohrleitung aus den Jahren 1961 bis 1965 weist Materialermüdungen auf. Nach Aussagen des örtlichen Versorgungsunternehmens ist besonders dieser Leitungsabschnitt von Inkrustationen betroffen. Auch die Anzahl der Rohrbrüche auf dieser alten gusseisernen Leitung (GG) haben sich in den vergangenen Jahren gehäuft. Des Weiteren ist die Fließgeschwindigkeit mit 0,05 m/s bis 0,03 m/s als niedrig einzustufen.

Nimmt man Bezug auf die Abbildung 1, so ist zu erkennen, dass die Rohrleitung zu einem Zeitpunkt verlegt wurde, zu der ca. 125.000 Menschen die Stadt X bevölkerten. Somit ist die für die heutigen Verhältnisse, vorhandene Überdimensionierung zu erklären. Des Weiteren sind die Verbrauchszahlen, welche in der Abbildung 2 aufgegriffen wurden, als weitere Ursache für diese Problematik zu werten.

Im Folgenden wird neben der üblichen händischen Optimierung die Möglichkeit der automatisierten Optimierung über STANET erläutert.

3.2.2 Optimierung mit Hilfe von STANET

Das Netzberechnungsprogramm STANET bietet eine breite Palette von Funktionen für Netzberechnungen an. Eine davon ist die automatische Durchmesseroptimierung, welche unter der Registerkarte "Spezial" aufzurufen ist. Die beschriebene Rohrleitung der Sanierungsmaßnahme 2 sollen mit Hilfe dieses Befehls optimiert werden.

Um die Leitungen auszuwählen existiert in der Rohrleitungsdatenbank eine Spalte mit dem Titel "Optimieren?". In dieser Liste müssen nun alle Rohrleitungsabschnitte mit einem Fragezeichen versehen werden, für die das Programm eine Durchmesseroptimierung durchführen soll.

Dabei bezieht sich die Software auf die Rohrtypdatenbank, welche vom Nutzer vordefiniert werden muss. Für diesen Berechnungsfall wurde festgelegt, dass nur Rohrleitungen aus duktilem Grauguss in Frage kommen sollen. (siehe Abbildung 14).

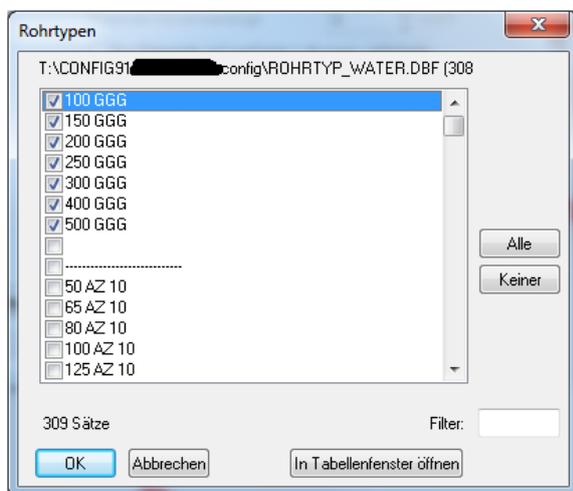


Abbildung 14: Auswahl der Rohrtypen
(Eigene Abbildung mit Hilfe von STANET erzeugt)

3.2.3 Auswirkungen der STANET-Optimierung

Wird das Berechnungsergebnis betrachtet, welches das Programm liefert, so werden interessante Wechselwirkungen im Netz sichtbar. STANET empfiehlt, bezogen auf die vordefinierten Rohrtypen, eine 100 GGG Leitung auszuwählen. Würde diese Leitung tatsächlich realisiert werden, so würde der Querschnitt um ca. 97% verringert werden. Anders als zu erwarten gewesen wäre, steigt die Fließgeschwindigkeit nicht, sondern verringert sich auf ca. 0,04 m/s bis 0,02 m/s. Grund für dieses Phänomen ist der deutlich höhere Druckverlust, der durch den reduzierten Querschnitt entsteht. Damit "sucht" sich das Wasser andere Fließwege und durch die eigentliche Leitung fließt weniger Wasser. Somit tritt auch die reduzierte Geschwindigkeit auf.

Die Auswirkungen dieser Änderung sind in der Zeichnung 6 ersichtlich. In dieser Abbildung wurde von der üblichen Einfärbung der Rohrleitungen, bezüglich der Fließgeschwindigkeiten, abgewichen. Als Kriterium für die Farbgebung wurde die Fließrichtung definiert. Das heißt, wenn sich die Fließrichtung des Rechenfalles 1 (Netz vor der Optimierung) zum Rechenfall 2 (Netz nach der Optimierung) geändert hat, so wurden jene Fließwege rot eingefärbt. Trat diesbezügliche keine Änderung auf, so wurden die Leitungen in der Farbe schwarz dargestellt. Die Innendurchmesser und Fließgeschwindigkeiten wurden an die entsprechenden Rohrleitungen geschrieben.

Auffällig bei der Betrachtung der Zeichnung 6 ist, dass von der Fließrichtungsumkehr fast ausschließlich große Leitungen (d.h. größer DN 300) betroffen sind, welche das Netz mit dem HB19 verbinden. Ohne die Nennweitenreduzierung würde sowohl die nördliche als auch die südliche Hauptversorgungsleitung des HB19 den Behälter zu diesem tageszeitabhängigen Verbrauch füllen. Durch die STANET-Optimierung entsteht mit diesen Parametern ein Behälter mit permanentem Durchlauf. Der HB19 wird über den Volumenstromregler 2 genau mit 10 m³/h und über die südliche Hauptversorgungsleitung (des HB19) mit 91,4 m³/h gespeist. Der Behälter 19 gibt jedoch über die zwei trassengleich verlaufenden nördlichen Hauptversorgungsleitungen (des HB19) 21,9 m³/h in das Trinkwassernetz. Somit wird der HB19 mit 79,5 m³/h gefüllt.

Theoretisch sollten Umkehrungen der Fließrichtungen in einem Netz vermieden werden. Grund hierfür ist die Tatsache, dass durch eine solche Umkehr Inkrustationen leicht von der

Rohrwandung gelöst werden können. Die Folgen dieses mechanischen Vorganges sind Trübungen des Wassers und damit einhergehend hygienische Bedenken. In dem hier vorliegenden Fall ist dieser Fakt jedoch nicht zu beachten, da es sich um eine Leitung handelt, welche einen Behälter, der als Gegenbehälter fungiert, speist bzw. entleert. Um diese Aussage zu untermauern, ist auf die Abbildung 11 und Abbildung 12 zu verweisen. In diesen Grafiken wird die betrachtete Leitung ebenfalls dargestellt. In Abbildung 11 speist diese $75 \text{ m}^3/\text{h}$ in den Behälter und in der Abbildung 12 fördert sie $85,8 \text{ m}^3/\text{h}$ in die DZ1. Aufgrund dieses täglichen Wechsels der Fließrichtung ist die Ablagerung von Schwebstoffen an der Rohrleitung stark eingeschränkt, wodurch nur eine geringe Inkrustation der Rohrleitung zu erwarten ist.

Des Weiteren ist im Hinblick auf die 1. Verbindungsleitung von Regler 2 zum Stadtkern folgende Aussage zu treffen. Anders, als bei den vorangegangenen Berechnungsläufen werden die Abnehmer an diesem Leitungsstrang von zwei Seiten versorgt, wie in der Zeichnung 6 durch die unterschiedlichen Farben deutlich zu sehen ist. Diese Gegebenheit bringt es mit sich, dass die Fließgeschwindigkeiten in Richtung Strangmitte abnehmen.

Grundsätzlich könnte somit die Querschnittsverringeringung ausgeführt werden. Bevor diese massive Nennweitenreduzierung jedoch umgesetzt wird, sind nochmals genaue Rücksprachen mit dem Versorger und den öffentlichen Ämtern der Stadt X zu führen. Aus diesem Grund kann diese Nennweitenreduzierung zum momentanen Stand nicht favorisiert werden. Zum einen wird mit dieser Maßnahme keine Anhebung der Fließgeschwindigkeit erzielt und zum anderen befindet sich westlich der zu optimierenden Rohrleitung ein Industriegebiet, welches sich in Zukunft nach ersten Rücksprachen mit der Stadt X vergrößern wird. Aufgrund der voraussehbaren, zukünftigen Mehrabnahmen wurde im folgenden Kapitel eine andere Optimierungsnennweite betrachtet und favorisiert.

3.2.4 Favorisierte Optimierungsvariante 2

Um die angesprochenen, voraussichtlichen Veränderungen hinsichtlich der Abnahmemengen des angrenzenden Industriegebietes kompensieren zu können, wurde die zu optimierende Leitung mit einer DN 300 GGG gerechnet. Diese Dimension stellt die Versorgung auch bei höheren Spitzenverbräuchen sicher.

3.2.5 Auswirkungen der Optimierungsvariante 2

Zunächst werden die Auswirkungen des veränderten Querschnitts für die optimierte Leitung selbst betrachtet. Aufgrund der Wechselwirkungen mit dem Netz ergeben sich zwei Abschnitte mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten. In dem längeren südlich gelegenen Abschnitt (1206,4 m) der Maßnahme kommt es zu der angestrebten Fließgeschwindigkeitsanhebung von ca. 0,04 m/s auf 0,08 m/s bis 0,09 m/s, wohingegen der kürzere nördliche Abschnitt (568,6 m) einer Verringerung unterliegt und nur noch eine Geschwindigkeit von 0,02 m/s aufweist. Der betroffene Teilabschnitt wurde mit Hilfe von STANET mit den Nennweiten DN100, DN200, DN300 und DN400 gerechnet. Dabei wurde festgestellt, dass auf diese Abnahme der Fließgeschwindigkeit durch eine Änderung der Auslegungsnennweite keinen Einfluss genommen werden kann, da sich das Trinkwasser innerhalb der Netzstruktur andere Fließwege sucht.

Durch die Maßnahme sind verschiedene, teilweise positiv zu bewertende Veränderungen im Netz eingetreten. Als erstes soll die Fließgeschwindigkeitserhöhung auf der südlichen DN 600 Hauptversorgungsleitung des HB19 aufgeführt werden. In dieser Leitung kommt es zu einer Erhöhung von 0,02 m/s auf 0,06 m/s bis 0,08 m/s. Diese Änderungen sind gering, aber begünstigen den Gesamtzustand ein wenig.

Als weitere Wechselwirkung ist die Fließrichtungsumkehr auf den beiden nördlichen Hauptversorgungsleitungen des HB19 (ähnlich wie bei der automatisierten STANET Optimierung) zu nennen. Gleichzeitig zu dieser Umkehr kommt es auch auf diesen beiden Leitungen zu einer geringen Erhöhung des Durchflusses.

Wird der Verlängerung der nördlichen Hauptversorgungsleitung des HB19 gefolgt, so ist auch hier, eine Fließrichtungsumkehr, sowie eine Verdreifachung der Medienfließgeschwindigkeit auf 0,03 m/s zu verzeichnen.

Trotz der Ähnlichkeit bezogen auf die genannte Fließrichtungsumkehr in der nördlichen Hauptversorgungsleitung des HB19, ist eine solche Analogie auf der Verbindungsleitung Regler 2 und Stadtkern nicht vorzufinden.

In der Zeichnung 7 sind die vorangegangenen Ausführungen nochmals optisch einzusehen. Auch hier definieren die rot markierten Leitungen eine Fließrichtungsumkehr.

In der Tabelle 9 sind die Auswirkungen der Optimierung 2 in Bezug zum Ausgangszustand dargestellt. Dabei ist abzulesen, welcher Rohrtyp im Bestand (Spalte 2) vorzufinden war und mit welcher Geschwindigkeit diese Leitung durchströmt wurde (Spalte 3). Des Weiteren zeigt die Darstellung, mit welchen Rohrtypen die einzelnen Leitungen ersetzt wurden (Spalte 4). Die aus der Erneuerung resultierenden Geschwindigkeiten sind in der 5. Spalte abzulesen. Die Spalte 6 gibt Auskunft über die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Bestand und der erneuerten Leitung. Gelb Markierte Werte sind dabei als Geschwindigkeitsabnahmen zu werten. Trotz dieser punktuellen Verschlechterungen sind bei den Optimierungen prinzipiell höhere Durchschnittsgeschwindigkeiten erreicht worden. Bei der Optimierung 2 wurde eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 0,069 m/s erreicht.

Generell wird eingeschätzt, dass diese Anpassung der Nennweite vorerst favorisiert wird. Durch die geplanten Gewerbegebietserweiterungen kann mit dieser Dimension auch zukünftig eine stabile Wasserversorgung gewährleistet werden.

Leitung	Rohrtyp vor der Optimierung	Geschwindigkeit vor der Optimierung [m/s]	Rohrtyp nach der Optimierung	Geschwindigkeit nach der Optimierung [m/s]	Geschwindigkeitszunahme [m/s]
1	DN 600 GG	0,0548	DN 300 GGG	0,0858	0,031
2	DN 600 GGG	0,0547	DN 300 GGG	0,0852	0,0305
3	DN 600 GG	0,0548	DN 300 GGG	0,0854	0,0306
4	DN 600 GG	0,0361	DN 300 GGG	0,0263	-0,0098
5	DN 600 GGG	0,0342	DN 300 GGG	0,0187	-0,0155
6	DN 600 GG	0,0361	DN 300 GGG	0,0263	-0,0098
7	DN 600 GG	0,0547	DN 300 GGG	0,0852	0,0305
8	DN 600 GG	0,0547	DN 300 GGG	0,0852	0,0305
9	DN 600 GG	0,0547	DN 300 GGG	0,0852	0,0305
10	DN 600 GG	0,0547	DN 300 GGG	0,0853	0,0306
11	DN 600 GG	0,0349	DN 300 GGG	0,0225	-0,0124
12	DN 600 GG	0,0547	DN 300 GGG	0,0852	0,0305
13	DN 600 GG	0,0547	DN 300 GGG	0,0852	0,0305
14	DN 600 GGG	0,008	DN 300 GGG	0,0212	0,0132
15	DN 600 GG	0,0519	DN 300 GGG	0,0747	0,0228
16	DN 600 GG	0,054	DN 300 GGG	0,0824	0,0284
17	DN 600 GG	0,0549	DN 300 GGG	0,0859	0,031
18	DN 600 GG	0,0528	DN 300 GGG	0,0744	0,0216
19	DN 600 GG	0,0528	DN 300 GGG	0,0744	0,0216
20	DN 600 GG	0,054	DN 300 GGG	0,0824	0,0284
21	DN 600 GG	0,054	DN 300 GGG	0,0824	0,0284
22	DN 600 GG	0,054	DN 300 GGG	0,0825	0,0285

Tabelle 9: Auswirkungen der Optimierung 2 im Bezug zum Ausgangszustand
(Eigene Tabelle)

3.3 Optimierung 3

3.3.1 Beschreibung der Optimierung 3

Die dritte Optimierungsmaßnahme bezieht sich auf die schon erwähnte nördliche Hauptversorgungsleitung des HB19. Genauer gesagt, handelt es sich hierbei nicht um eine, sondern weitestgehend um zwei trassengleich verlegte Rohrleitungen. Auch in diesem Fall wurden die zu betrachtenden Leitungen mit einer größeren Linienstärke gekennzeichnet.

Betrachtet man die bestehenden Leitungen (Zeichnung 8), so muss man feststellen, dass auf diesem Abschnitt verschiedene Rohrmaterialien und Nennweiten verlegt worden. Behälternah wird innerhalb weniger Meter von einer DN 400 St auf eine DN 350 GG und danach auf eine DN 400 GGG Leitung gewechselt. Nach dieser Leitungsdimensionierung teilt sich die Leitung auf und führt das Wasser in zwei DN 350 GG bzw. DN 400GG Leitungen weiter. Nach einigen Metern kam es in der Vergangenheit zu einer Reduzierung, indem die beiden Leitungen zu einer 450 PE100 SDR17 Leitung wieder zusammen geführt wurden. Nach nur 95 Metern kommt es erneut zu einer Teilung der Leitung auf zwei DN 400 Stahlleitungen.

Da es, wie in dem vorangegangenen Absatz beschrieben, permanent zu Nennweitenvariationen und Leitungstrennungen sowie Vereinigungen kommt, herrschen in diesem Abschnitt des Netzes differenzierte Fließverhalten des Mediums. Des Weiteren ist zu bemerken, dass, wie schon in anderen Teilen des Netzes festgestellt, niedrige Fließgeschwindigkeiten als primär vorherrschend zu betrachten sind. Durch die vorangegangenen Maßnahmen konnte die Geschwindigkeit in den Rohrleitungen schon über den Mindestwert angehoben werden. Diese Optimierung wird somit auch mit dem Ziel der Vereinheitlichung der Nennweiten durchgeführt.

Die beiden trassengleich verlegten Rohrleitungen sollen durch eine DN 400 GGG Leitung auf dem markierten Abschnitt (Zeichnung 8) ersetzt werden.

3.3.2 Auswirkungen der Optimierung 3

Durch die Maßnahme konnte auf dem betrachteten Rohrleitungsabschnitt zum ersten Mal eine kontinuierliche Flussstruktur des Mediums erzeugt werden. Da in diesem Bereich keine Verbraucher gespeist werden müssen, bewegt sich das Trinkwasser konstant mit einer Fließgeschwindigkeit von 0,03 m/s durch die optimierten Rohrleitungen.

Durch diese Maßnahme konnte auf weiten Teilen des Leitungsabschnitts eine Fließgeschwindigkeitserhöhung um den Faktor drei erreicht werden. Dennoch ist nach den Vorgaben der DVGW W 400-1 die Fließgeschwindigkeit als sehr niedrig zu klassifizieren. Aufgrund der allgemein zu groß dimensionierten Rohrleitungen und den dadurch resultierenden Wechselwirkungen konnte eine Erhöhung der Geschwindigkeit mit Hilfe noch kleinerer Rohrabmessungen nicht erreicht werden.

Auswirkungen auf andere Bereiche des Netzes, wie Fließrichtungsumkehr, Druckabfall oder Fließgeschwindigkeitsänderungen sind vernachlässigbar bzw. nicht vorhanden und werden somit nicht näher betrachtet.

Die Tabelle 10 zeigt den Vergleich zwischen dem Bestand und den Resultaten der Erneuerung (Optimierung 3). Die Bedeutung der einzelnen Spalten wurde schon im vorangegangenen Kapitel anhand der Tabelle 9 erläutert. Bei der Betrachtung der Tabelle ist auffällig, dass aus dieser Maßnahme ausnahmslos nur Geschwindigkeitszunahmen resultieren. Des Weiteren muss bemerkt werden, dass die Bestandsrohre teilweise nicht ausgetauscht werden müssen, da in der Vergangenheit schon Auswechslungen vorgenommen wurden. Diese Rohrleitungsabschnitte sind in der Tabelle 9 grün markiert.

Generell kann somit festgehalten werden, dass einer Optimierung der nördlichen Versorgungsleitung nichts im Wege steht.

Leitung	Rohrtyp vor der Optimierung	Geschwindigkeit vor der Optimierung [m/s]	Rohrtyp nach der Optimierung	Geschwindigkeit nach der Optimierung [m/s]	Geschwindigkeitszunahme [m/s]
1	DN 400 GG	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
2	DN 400 GGG	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
3	DN 400 GG	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
4	DN 450 PE100 SDR17	0,0061	DN 400 GGG	0,0294	0,0233
5	DN 400 GG	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
6	DN 450 PE100 SDR17	0,0061	DN 400 GGG	0,0294	0,0233
7	DN 450 PE100 SDR17	0,0063	DN 400 GGG	0,0293	0,023
8	DN 400 GGG	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
9	DN 400 St	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
10	DN 400 GG	0,003	DN 400 GGG	0,0295	0,0265
11	DN 400 GG	0,0031	DN 400 GGG	0,0295	0,0264
12	DN 350 GG	0,0039	DN 400 GGG	0,0295	0,0256
13	DN 400 St	0,0041	DN 400 GGG	0,0295	0,0254
14	DN 350 GG	0,003	DN 400 GGG	0,0295	0,0265
15	DN 400 GGG	0,0031	DN 400 GGG	0,0295	0,0264
16	DN 450 PE100 SDR17	0,0061	DN 400 GGG	0,0295	0,0234
17	DN 400 St	0,003	DN 400 GGG	0,0295	0,0265
18	DN 400 GGG	0,0031	DN 400 GGG	0,0295	0,0264
19	DN 400 GGG	0,003	DN 400 GGG	0,0295	0,0265
20	DN 350 GG	0,0039	DN 400 GGG	0,0295	0,0256
21	DN 400 GGG	0,006	DN 400 GGG	0,0295	0,0235
22	DN 350 GG	0,0078	DN 400 GGG	0,0295	0,0217

Tabelle 10: Auswirkungen der Optimierung 3 im Bezug zum Ausgangszustand
(Eigene Tabelle)

3.4 Optimierung 4

3.4.1 Beschreibung der Optimierung 4

Diese vierte Optimierung bezieht sich, wie in der Zeichnung 9 durch eine dickere Linienstärke ersichtlich, auf die nördliche Verbindungsleitung des HB19 mit dem Stadtkern.

Die Maßnahme wird aus verschiedenen Gründen durchgeführt. Zum einem ist auch hier das überwiegende Problem der niedrigen Fließgeschwindigkeiten vorherrschend, zum anderen ist der zu optimierende Leitungsabschnitt zu einem großen Teil in dem Jahre 1963 erbaut und weist somit ebenfalls ein Alter von über 50 Jahren auf.

Wie in der Zeichnung 9 zu sehen ist, bezieht sich die Maßnahme nicht nur auf eine Leitung, sondern umfasst, wie schon Optimierung 3, zwei parallel zueinander verlaufende Rohrleitungen. Die bestehenden Dimensionen sind variierend. Zu Beginn der Maßnahme teilt sich die Leitung in zwei DN 350 GG Leitungen auf. Anschließend werden die Leitungen durch eine aus dem Jahre 2009 stammende DN400 GGG Leitung ca. 185 m zusammen geführt. Daran anknüpfend erfolgt wiederum eine Teilung der Medienführung.

Im Zuge der Maßnahme wird nur noch eine Leitung den gesamten Abschnitt versorgen. Die südlich parallel verlaufende Rohrleitung soll stillgelegt und gegebenenfalls zurückgebaut werden. Des Weiteren wird mit einer Nennweitenreduzierung die Geschwindigkeitsanhebung über den Grenzwert angestrebt.

3.4.2 Auswirkungen der Optimierung 4

Mit Hilfe dieser Maßnahme konnte die Fließgeschwindigkeit erfolgreich angehoben werden. Wie in der Zeichnung 10 ersichtlich, kommt es auf dem gesamten Abschnitt zu keiner Unterschreitung der Mindestfließgeschwindigkeit von 0,005 m/s. Dennoch muss gesagt werden, dass die erreichten Geschwindigkeiten von 0,01 m/s bis 0,07 m/s immer noch als niedrig zu klassifizieren sind.

Um den Geschwindigkeitsgrenzwert auf diesem Abschnitt permanent erreichen zu können, mussten differenzierte Nennweiten, je nach vorherrschendem Durchfluss installiert werden. Zu Beginn der Maßnahme wurde somit ein DN 300 GGG Rohr realisiert, wodurch sich eine Geschwindigkeit von 0,01 m/s bis 0,04 m/s einstellt. Im Folgenden wurde untersucht, ob das im vorangegangenen Kapitel erwähnte DN 400 GGG aus dem Jahre 2009 ebenfalls ersetzt werden muss. Bei dieser Untersuchung stellte sich heraus, dass nur mit Hilfe einer DN 100 GGG Leitung die Mindestgeschwindigkeit erreicht werden kann. Nach diesem ca. 185 m langen Abschnitt muss wieder auf eine DN 300 GGG Leitung gesprungen werden, wodurch sich Fließgeschwindigkeiten von 0,04 m/s bis 0,07 m/s einstellen. Die Maßnahme hat keine weiteren, nennenswerten Auswirkungen auf die restliche Druckzone.

Die Tabelle 11 gibt Auskunft über die Veränderungen, welche bezüglich der Geschwindigkeit aufgetreten sind. Verglichen wird wiederum der Bestand mit dem Zustand nach der Optimierung. Auch hier ist festzustellen, dass durchaus Senkungen der Geschwindigkeit nicht verhindert werden konnten. Dennoch ist die Durchschnittsgeschwindigkeit von 0,017 m/s auf 0,041 m/s gestiegen.

Leitung	Rohrtyp vor der Optimierung	Geschwindigkeit vor der Optimierung [m/s]	Rohrtyp nach der Optimierung	Geschwindigkeit nach der Optimierung [m/s]	Geschwindigkeitszunahme [m/s]
1	DN 400 GG	0,0045	DN 300 GGG	0,043	0,0385
2	DN 400 GG	0,0084	DN 300 GGG	0,0397	0,0313
3	DN 400 GG	0,0958	DN 300 GGG	0,0999	0,0041
4	DN 350 GG	0,0132	DN 300 GGG	0,0331	0,0199
5	DN 400 GG	0,0075	DN 300 GGG	0,0416	0,0341
6	DN 350 GG	0,0121	DN 300 GGG	0,0353	0,0232
7	DN 350 GG	0,0312	DN 300 GGG	0,0695	0,0383
8	DN 400 GG	0,0094	DN 300 GGG	0,0489	0,0395
9	DN 400 GG	0,0076	DN 300 GGG	0,0486	0,041
10	DN 400 GG	0,0088	DN 300 GGG	0,0412	0,0324
11	DN 400 GG	0,0044	DN 300 GGG	0,0358	0,0314
12	DN 400 GG	0,0059	DN 300 GGG	0,0392	0,0333
13	DN 355 PE100 SDR17	0,0391	DN 300 GGG	0,0695	0,0304
14	DN 400 GG	0,008	DN 300 GGG	0,0403	0,0323
15	DN 350 GG	0,0177	DN 300 GGG	0,0247	0,007
16	DN 350 GG	0,0208	DN 300 GGG	0,0107	-0,0101
17	DN 400 GG	0,0074	DN 300 GGG	0,0417	0,0343
18	DN 400 GG	0,0169	DN 300 GGG	0,0086	-0,0083
19	DN 400 GG	0,0227	DN 300 GGG	0,0694	0,0467
20	DN 400 GG	0,0076	DN 300 GGG	0,0424	0,0348
21	DN 400 GG	0,0087	DN 300 GGG	0,0409	0,0322
22	DN 400 GGG	0,0313	DN 100 GGG	0,0096	-0,0217
23	DN 400 GG	0,0171	DN 300 GGG	0,0084	-0,0087
24	DN 400 GG	0,0086	DN 300 GGG	0,0478	0,0392

Tabelle 11: Auswirkungen der Optimierung 4 im Bezug zum Ausgangszustand
(Eigene Tabelle)

3.5 Optimierung 5

3.5.1 Beschreibung der Optimierung 5

Die Optimierung 5 bezieht sich, wie in der Zeichnung 11 ersichtlich, auf die Verbindungsleitung von Regler 2 zum Stadtkern.

Die 1582 m lange Leitung wird von dem Trinkwasser mit Geschwindigkeiten von 0,004 m/s bis 0,07 m/s durchströmt. Somit waren auch bei dieser Maßnahme die niedrigen Fließgeschwindigkeiten, besonders zu Optimierungsbeginn, ausschlaggebend für die Betrachtungen. Des Weiteren kommt hinzu, dass die Gussleitungen DN 350 GG aus dem Jahre 1910 stammen und somit zunehmend von Materialermüdungen gekennzeichnet sind.

3.5.2 Auswirkungen der Optimierung 5

Ähnlich wie in der Optimierung 4 war es auch bei der Optimierung 5 nur durch differenzierte Nennweiten möglich, höhere Fließgeschwindigkeiten zu erreichen. Wie schon erwähnt, wiesen die Rohrleitungen zu Beginn der Maßnahme die niedrigsten Fließgeschwindigkeiten auf. Somit muss dieser erste Abschnitt mit einer DN 200 GGG Leitung realisiert werden, um wenigstens den Grenzwert von 0,005 m/s zu erreichen. Der nachfolgende Bauabschnitt kann mit einer DN 300 GGG Leitung ersetzt werden. Durch diese Nennweitenreduzierungen kann eine Geschwindigkeit von maximal 0,09 m/s erreicht werden (Zeichnung 12). Eine weitere Verkleinerung der Nennweite konnte nicht in Betracht gezogen werden, da sich zum Ende der Maßnahme das schon in Optimierung 2 angesprochene, aufstrebende Industriegebiet befindet. Weitere Auswirkungen auf die Druckzone 1 in Bezug auf Fließrichtungsumkehr und Druckabfall sind hier ebenfalls vernachlässigbar bzw. nicht vorhanden und werden somit nicht näher betrachtet. Dennoch muss gesagt werden, dass durch die Optimierung 5 eine 185 m lange, in Optimierung 4 betrachtete 100 GGG Leitung, unter die in der DVGW W 400-1 festgesetzte Mindestfließgeschwindigkeit absinkt. Dennoch ist es sinnvoll, diese Maßnahme durchzuführen, da nun alle Leitungen der Optimierung 5 den Mindestwert erreichen.

Auch bei dieser Optimierung wurde eine Gegenüberstellung des Bestandes mit dem Optimierungszustand in Tabelle 12 dargestellt. Auffällig bei dieser Maßnahme ist, dass auf fast der Hälfte der Leitungsabschnitte geringe Geschwindigkeitssenkungen auftreten. Dennoch sollte diese Optimierung durchgeführt werden, da zum einen die Durchschnittsgeschwindigkeit geringfügig um 0,006 m/s erhöht werden konnte und zum anderen das Alter der Rohrleitungen eine Auswechslung dringend erforderlich machen.

Leitung	Rohrtyp vor der Optimierung	Geschwindigkeit vor der Optimierung [m/s]	Rohrtyp nach der Optimierung	Geschwindigkeit nach der Optimierung [m/s]	Geschwindigkeitszunahme [m/s]
1	DN 350 GG	0,0099	DN 300 GGG	0,0061	-0,0038
2	DN 450 PE100 SDR17	0,0056	DN 200 GGG	0,0056	0
3	DN 350 GG	0,0713	DN 300 GGG	0,0896	0,0183
4	DN 350 GG	0,0675	DN 300 GGG	0,0845	0,017
5	DN 350 GG	0,0655	DN 300 GGG	0,0818	0,0163
6	DN 350 GG	0,0261	DN 300 GGG	0,0282	0,0021
7	DN 450 PE100 SDR17	0,0056	DN 200 GGG	0,0056	0
8	DN 350 GG	0,0104	DN 300 GGG	0,0069	-0,0035
9	DN 350 GG	0,0099	DN 300 GGG	0,0061	-0,0038
10	DN 350 GG	0,0701	DN 300 GGG	0,088	0,0179
11	DN 350 GG	0,0712	DN 300 GGG	0,0895	0,0183
12	DN 350 GG	0,0705	DN 300 GGG	0,0886	0,0181
13	DN 350 GG	0,0674	DN 300 GGG	0,0843	0,0169
14	DN 350 GG	0,0114	DN 300 GGG	0,0082	-0,0032
15	DN 350 GG	0,0099	DN 300 GGG	0,0061	-0,0038
16	DN 350 GG	0,067	DN 300 GGG	0,0838	0,0168
17	DN 350 GG	0,0099	DN 200 GGG	0,0137	0,0038
18	DN 350 GG	0,0072	DN 200 GGG	0,0056	-0,0016
19	DN 350 GG	0,0262	DN 300 GGG	0,0283	0,0021
20	DN 350 GG	0,07	DN 300 GGG	0,0879	0,0179
21	DN 350 GG	0,0102	DN 300 GGG	0,0066	-0,0036
22	DN 350 GG	0,0199	DN 300 GGG	0,0197	-0,0002
23	DN 350 GG	0,0114	DN 300 GGG	0,0082	-0,0032
24	DN 350 GG	0,0101	DN 300 GGG	0,0064	-0,0037
25	DN 350 GG	0,0707	DN 300 GGG	0,0889	0,0182
26	DN 350 GG	0,0664	DN 300 GGG	0,083	0,0166
27	DN 350 GG	0,0191	DN 300 GGG	0,0187	-0,0004
28	DN 350 GG	0,0705	DN 300 GGG	0,0886	0,0181
29	DN 350 GG	0,0671	DN 300 GGG	0,0839	0,0168
30	DN 350 GG	0,0184	DN 300 GGG	0,0177	-0,0007
31	DN 350 GG	0,0101	DN 300 GGG	0,0064	-0,0037
32	DN 350 GG	0,0261	DN 300 GGG	0,0282	0,0021
33	DN 350 GG	0,0704	DN 300 GGG	0,0885	0,0181
34	DN 350 GG	0,0074	DN 200 GGG	0,006	-0,0014
35	DN 350 GG	0,0112	DN 300 GGG	0,0079	-0,0033
36	DN 350 GG	0,0701	DN 300 GGG	0,088	0,0179
37	DN 350 GG	0,0257	DN 300 GGG	0,0276	0,0019

Tabelle 12: Auswirkungen der Optimierung 5 im Bezug zum Ausgangszustand
(Eigene Tabelle)

4 Beschreibung Planzustand

4.1 Beschreibung der Druckverhältnisse

Ziel der Optimierung war es, die Fließgeschwindigkeit in dem Netz, unter Beachtung der verschiedenen Parameter bestmöglich an die in der DVGW W 400-1 formulierten Richtwerte anzugleichen. Bei dieser Anpassung musste jedoch darauf geachtet werden, dass der Mindestversorgungsdruck bei einer Optimierung in keinem Bereich des Netzes unter ein bestimmtes Minimum absinkt (wie in der Studienarbeit vom 11.05.2015 im Kapitel 2.4.3 "Aussagen zu Versorgungsdrücken in Wasserversorgungsnetzen" erläutert).

STANET bietet für diese Untersuchung bezüglich des geringsten Versorgungsdruckes keinen vorprogrammierten Befehl. Dennoch ist es möglich mit Hilfe der Funktion "Sortieren" nach "Berechneter Druck", jenen Knoten zu finden, welcher den niedrigsten Versorgungsdruck aufweist und einem Verbraucher zugeordnet ist. Über diesen Weg konnte herausgefunden werden, dass 1,64 bar als Minimum angesehen werden kann. Laut DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 ist bei Gebäuden ein Versorgungsdruck von 2 bar bei vorhandenen und Erweiterungen bestehender Netze einzuhalten. Hier liegt somit eine Unterschreitung dieses Druckes vor. Diese Unterschreitung ist als zulässig zu betrachten, wenn die Abnahmestelle an der höchstgelegenen Entnahmestelle liegt. Dies ist in diesem Fall gegeben. Weiterhin wird auf den bereits vorhandenen Druck von 1,6 bar verwiesen. Dieser wird im derzeitigen Versorgungsgebiet bereits unterschritten. Eine Anhebung des Druckes auf ≥ 2 bis 2,5 würde weit über die Maßnahmen erforderliche Veränderungen der einzelnen Druckzonen mit sich bringen und wird deshalb nicht weiter betrachtet.

Auch der maximale Ruhedruck von 6,81 bar liegt ebenfalls in dem Bereich, welcher in der DVGW W 400-1 empfohlen wird. Hierzu ist wiederum auf die Studienarbeit, Kapitel 2.4.3 vom 11.05.2015 zu verweisen.

4.2 Beschreibung der typischen Fließwege

Die nachfolgende Abbildung 15 zeigt die veränderten Fließwege des Trinkwassers nach den in Kapitel 3 beschriebenen Optimierungen. Bei dieser Abbildung wird der Zustand des Netzes um 14:00 Uhr und somit bei 102%igem Verbrauch dargestellt. Vergleichend könnte die Abbildung 10 betrachtet werden, welche den Ausgangszustand bei gleichem Verbrauch darstellt.

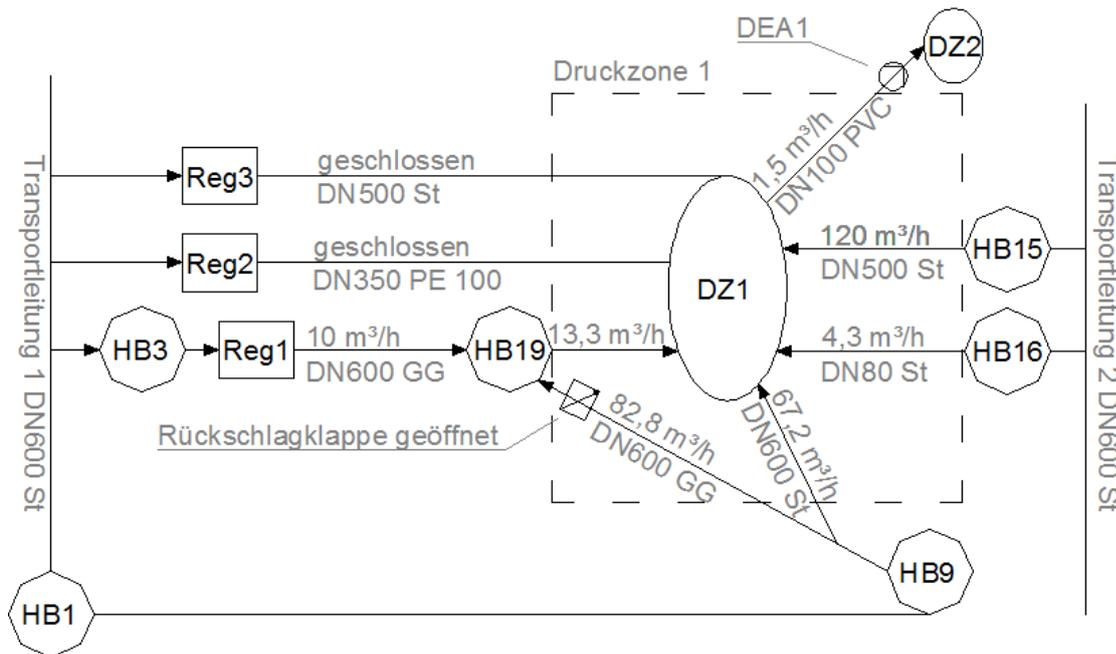


Abbildung 15: Schematische Fließwege 14.00 Uhr nach Optimierungen
 (Eigene Skizze)

Zunächst muss festgestellt werden, dass an den Einspeisestellen (in Tabelle 1 aufgelistet) keine Änderungen bezüglich der Einleitmengen vorgenommen wurden. Auch Regler 2 und Regler 3 zeigen keine Veränderungen und sind immer noch als geschlossen anzusehen. Des Weiteren speist der Regler 1 ebenso konstant $10 \text{ m}^3/\text{h}$ Trinkwasser in den HB19.

Betrachtet man nun aber die Einspeisestelle 1, d.h. die Wasserzufuhr über den HB9, so sind die Auswirkungen der Optimierungen in dieser Abbildung ein erstes Mal ersichtlich. Der HB9 speist den HB19 mit $82,8 \text{ m}^3/\text{h}$ und die DZ1 mit $67,2 \text{ m}^3/\text{h}$. Hier wechseln annähernd zum Bestand die Volumenströme. Somit wird bei diesem Zustand der Behälter 19 (über HB9 und Regler 1) insgesamt mit $92,8 \text{ m}^3/\text{h}$ gefüllt. Gleichzeitig wird jedoch $13,3 \text{ m}^3/\text{h}$ Trinkwasser aus dem Behälter in die DZ1 geleitet. Demgegenüber ist der Bestand zu betrachten, wo aus der DZ1 $2,7 \text{ m}^3/\text{h}$ in den HB19 eingespeist wurden. Im Gliederungspunkt

3.2.3 wurde nachgewiesen, dass trotz Fließrichtungsumkehr der HB19 mit einer höheren Wassermenge gespeist als entnommen wird.

Nahezu unverändert bleiben die Einspeisestellen 5 und 6. Der HB16 fördert 4,3 m³/h und der HB15 120 m³/h in die betrachtete Druckzone.

4.3 Auswertung der auftretenden Fließgeschwindigkeiten

Die Zeichnung 13 zeigt die gesamte Druckzone 1. Dabei wurden die Leitungen in schon bekannter Weise, je nach vorherrschender Fließgeschwindigkeit eingefärbt. Auffällig bei dieser Betrachtung ist, dass trotz der Optimierungsmaßnahmen ein großer Teil der Rohrleitungen mit pink markiert wurde. Dies bedeutet, dass immer noch sehr viele Leitungen unter dem in der DVGW W 400-1 festgesetzten Grenzwert von 0,005 m/s liegen.

Des Weiteren ist zu bemerken, dass die Zuleitung zu dem Regler 3 mit rot dargestellt wurde. Dies bedeutet, dass dem Wasser eine Geschwindigkeit von 0 m/s zugeordnet werden kann. Somit ist diese Rohrleitung definitiv Stillstandszeiten unterworfen.

Rohrleitungen mit Geschwindigkeiten über 1 m/s (nach DVGW-Richtlinie empfohlenen), bilden auch nach der Optimierung die Ausnahme. Diese Fließgeschwindigkeiten werden nur in Rohren erreicht, welche zu der Transportleitung 1 zählen.

Richtet man den Fokus auf die Leitungen, welche einer Optimierungsmaßnahme unterlagen (in Zeichnung 12 mit dickerer Linienstärke markiert), so ist festzustellen, dass fast alle die Mindestfließgeschwindigkeit von 0,005 m/s erreichen. Nur ein schon erwähnter 185 m langer Abschnitt in der Optimierung 4 unterschreitet immer noch die Mindestanforderungen.

Trotz der durchgeführten Optimierungen ist der Gesamtzustand der Druckzone 1, bezogen auf die vorherrschenden Fließgeschwindigkeiten, als hygienisch bedenklich einzustufen. Das Netz genügt nicht den Betriebsansprüchen, welche laut DVGW-Richtlinien eingehalten werden müssen. Das Trinkwassernetz der Stadt X ist historisch gewachsen. Neben dem anfänglichen kleinen Netzstrukturen wurde über die Jahrzehnte erweitert und den zu bestimmten Zeiten aufgetretenen höheren Verbräuchen angepasst. Mittlerweile sind die Verbräuche stark rückläufig und reduziert. Die demografische Entwicklung zieht bis heute städtische Rückbaumaßnahmen nach sich. Leider kann jedoch aufgrund der ursprünglichen Versorgungssituation und des Netzaufbaus keine komplette Überarbeitung und Neugestaltung eines bestehenden Versorgungsnetzes erfolgen. Unter diesem Aspekt sind die in dieser Arbeit vorgestellten Optimierungsmaßnahmen zu betrachten.

Im Kapitel 5 sollen weitere mögliche Lösungsansätze aufgezeigt und vorgeschlagen werden.

4.4 Beurteilung der verfügbaren Löschwassermengen

Die Tabelle 13 gibt Auskunft über die Anzahl der Hydranten, welche eine definierte Wassermenge nach der Optimierung bei 102%igen Verbrauch zur Verfügung stellen können.

Berechnete Löschmenge m³/h	Anzahl	Anteil [%]
0	29	2,6
24	47	4,2
48	111	9,9
96	905	80,6
192	30	2,7
Summe	1122	100

**Tabelle 13: Anzahl der Hydranten in Bezug zur berechneten Löschmenge nach der Optimierung (14:00 Uhr)
(Eigene Tabelle)**

Werden diese Zahlen mit denen aus der Tabelle 7 verglichen, welche denselben Sachverhalt vor der Optimierung darstellt, so ist auffällig, dass kaum eine Veränderung wahrnehmbar ist. Die Summe der verfügbaren Hydranten ist von 1136 auf 1122 gesunken, da durch die geänderte Trasse in der ersten Maßnahme keine Aussagen zu Hydranten getroffen wurden. Die Abstimmung über die genaue Position der neuen Wasserzapfstellen bei einem Brandfall ist mit der örtlichen Feuerwehr abzuklären und nicht Bestandteil dieser Arbeit. Dennoch sind die Werte der Tabelle repräsentativ. Mit dieser Aussage muss darauf hingewiesen werden, dass ca. 29 Hydranten (2,6%) kein Wasser unter Einhaltung der DVGW W 405 Bestimmungen abgeben können. Da diese Tabelle nur den 102%igen Verbrauch darstellt, dramatisiert sich die Situation mit steigenden Verbrauch in der Druckzone zunehmend. Deswegen sollte auch hier seitens der Stadt X über Maßnahmen der Löschwassermengenbereitstellung nachgedacht werden. Eine Möglichkeit wäre z.B. das Anlegen von Feuerlöschteichen an geeigneten Stellen.

4.5 Zusammenfassung der Optimierungsmaße/Maßnahmenplan

Bei den beschriebenen Optimierungsmaßnahmen wurde der Fokus auf die Hauptleitungen im Netz gerichtet. Insgesamt wurden somit fast 10.000 m Rohrleitung betrachtet. Diese Leitungslänge teilt sich folgendermaßen auf die einzelnen Optimierungen auf:

Optimierung 1:	2.459,1 m
Optimierung 2:	1.775,0 m
Optimierung 3:	1.592,4 m
Optimierung 4:	2.369,0 m
Optimierung 5:	1.582,7 m

Mit Hilfe dieser definierten Längen wird im Kapitel 6.4 eine Kostenprognose für die einzelnen Optimierungsmaßnahmen erstellt. Es wird vorgeschlagen, diese Optimierungsmaßnahmen nacheinander in Abhängigkeit der zur Verfügung stehenden finanziellen Mitteln auszuführen.

5 Weitere Optimierungsvorschläge

Wie in der Beschreibung des Planzustandes deutlich wurde, haben die fünf beschriebenen Optimierungsmaßnahmen zu einem verbesserten Trinkwassernetz geführt. Dennoch konnten teilweise die DVGW- Forderungen noch nicht erfüllt werden. Die Hauptproblematik ist das Vorhandensein von niedrigen Fließgeschwindigkeiten im gesamten Netz. Nur durch die Reduzierung der großen Nennweiten, d.h. DN 300 und größer, ist es nicht möglich, anstrebenswerte Resultate zu erreichen. Aus diesem Grund werden im Folgenden differenzierte Vorschläge zur Verbesserung des Zustandes gegeben.

Als erstes sind die Stillstandszeiten der Rohrleitung messtechnisch zu untersuchen, insbesondere dem Bereich um Regler 3. Die Gefahr von Stagnation kann durch periodisches Öffnen des Reglers 3 verringert werden. Dabei ist darauf zu achten, dass die Öffnungsintervalle ausreichend lang bemessen sind, damit ein Wasseraustausch der Rohrleitung sichergestellt werden kann.

Eine weitere, vorstellbare Maßnahme ist die zwingende Auswechslung bzw. Sanierung einer Rohrleitung bei Straßenerneuerungen. Dies bedeutet, dass immer bei einer anstehenden Straßenfahrbahnsanierung, der Fokus ebenso auf die im Boden verlegten Rohrleitungen gerichtet wird. Mit Hilfe des modellierten Netzes in STANET kann anschließend eine geeignete Dimension gewählt werden und die Erneuerung der Trinkwasserleitung in einem Zug mit der Erneuerung der Fahrbahn geschehen. Dies ist natürlich eine sehr kostenintensive Methode. Dennoch sollte diese Verfahrensweise als Vorzugsvariante angesehen werden, da die Altersstruktur des Netzes verbessert werden kann und somit Rohrbrüche und Leckraten verringert werden können.

Gezielte Feuerwehrrübungen können als ein weiterer Schritt zur Verbesserung der Trinkwasserqualität angesehen werden. Dies bedeutet, dass der örtliche Versorger in Kooperation mit den örtlichen Feuerwehren treten müsste, um mit ihnen geeignete Stellen für Feuerlöschübungen zu suchen. Mit Hilfe des modellierten Netzes in STANET können Hydranten gefunden werden, welche an Leitungen mit geringen Durchflüssen und Fließgeschwindigkeiten an Stichleitungen liegen. Sollten die örtlichen Gegebenheiten für eine Feuerwehrrübung geeignet sein, könnten die Feuerwehrlaute an solchen kritischen Stellen ihre regelmäßigen Trainingseinheiten absolvieren. Somit sind Wasserabnahmen gewährleistet und

Stagnationen werden vermieden. Im Konkreten darf jedoch der Kostenfaktor (Trinkwasserabgabe) nicht vernachlässigt werden.

Ein weiterer Vorschlag ist die kontinuierliche Sanierung aller Rohrleitungen über einem Zeitraum ≥ 50 Jahre. Auch diese Verbesserungsvariante spiegelt sich in hohen Investitionskosten wieder. Dennoch muss auch hier gesagt werden, dass durch eine solche Maßnahme die Altersstruktur verbessert und Rohrbrüche und Leckraten gesenkt werden können. Des Weiteren soll an dieser Stelle ein Verweis auf das Kapitel 6 erfolgen, in dem etablierte Rohrsanierungsmethoden vorgestellt werden. Mit Hilfe dieser grabenlosen Sanierungsmöglichkeiten ist es möglich, die kostenintensive Auswechslung in herkömmlicher Weise zu umgehen und sowohl Kosten als auch Verkehrsbeeinträchtigungen auf ein Minimum zu reduzieren. Es muss jedoch der einzelne Einsatzfall geprüft werden, da im eng bebauten Stadtgebiet eine Sanierung (grabenlos) aufgrund des Vorhandenseins von Fremdmedien und Hausanschlussleitungen unter Umständen nicht ausführbar ist.

Die folgende Maßnahme ist für die derzeitige Situation praktisch zwingend notwendig. An allen Stellen, in denen das Wasser zu einem permanenten Stillstand gekommen ist, (Stichleitungen) sind automatische und periodische Spülarmaturen vorzusehen oder der Rückbau durchzuführen. Die gleiche Maßnahme sollte in Leitungen eingesetzt werden, die als Endleitungen nur wenige Verbraucher versorgen, und somit einen sehr geringen Durchfluss und niedrige Fließgeschwindigkeiten aufweisen. Bei diesem Punkt kann ein Bezug zu der Abwasserproblematik gezogen werden. Auch das Abwassersystem ist, aus den gleichen Gründen wie das Trinkwassersystem als zu groß dimensioniert anzusehen. Dies hat zur Folge, dass Fäkalien in den Abwasserkanälen liegen bleiben können, weil zu wenig Wasser durch diese Systeme fließt. Mit Hilfe der automatischen Spülpunkte kann dieser Ablagerungsproblematik, zusätzlich zu der Verbesserung der Trinkwassergüte, entgegen gewirkt werden.

6 Umsetzung der beschriebenen Optimierungen

Für die Umsetzung der beschriebenen Optimierungen ist ein Wechsel oder eine Sanierung der Rohrleitungen nötig. Dieser Austausch kann jedoch mit Hilfe von unterschiedlichen Verfahren durchgeführt werden. Man unterscheidet zwischen der Auswechslung der Rohrleitungen im offenen Graben und der grabenlosen Rohrsanierung bzw. -erneuerung. Im Folgenden werden unterschiedliche Verfahren vorgestellt, sowie deren Vor und Nachteile genannt.

6.1 Austausch der Rohrleitungen im offenen Graben

Die so genannte Verlegung im offenen Graben ist die herkömmliche Art, eine Rohrleitung neu zu verlegen oder eine Bestandsleitung auszutauschen. Bei diesem Verfahren wird mittels eines Baggers und anderen Räumungsfahrzeugen bis zu der Tiefe, in welcher sich die Rohrleitung befindet, ein Graben geschaffen. Dieser Graben hat unterschiedliche Neigungswinkel, je nach vorherrschender Bodenart und Verlegetiefe (maßgebend für die Ausführung der Gräben ist die DIN 4124 in der neusten Fassung). Aus diesem Grund geht die Verlegung einer Rohrleitung im offenen Graben, mit einem großen Platzbedarf einher. In Städten wird desweiteren häufig mit einem Grabenverbau gearbeitet, um die Böschung abzustützen und Neigungswinkel von 90° zu erreichen. Sollte die auszutauschende Rohrleitung in einer Straße liegen, so ist eine Behinderung bzw. Einschränkung des Verkehrs trotzdem unumgänglich (Siehe Abbildung 16).



Abbildung 16: Großer Platzbedarf bei dem Austausch einer Bestandsleitung
(Quelle: <http://www.mra.info/details/rohrleitungsbau/Wasserrohrleitungsbau/>)

Nimmt man Bezug auf die Optimierungsmaßnahme 1, so ist deren praktische Umsetzung, nur mittels Rohrverlegung im offenen Graben möglich, da die neue Leitung in einer anderen Trasse verläuft. Für die Optimierungen 2 bis 5 kommen auch Sanierungsverfahren in Betracht, da diese trassengleich durchzuführen sind. Auf vorhandene Fremdmedien oder umzubindende Hausanschlüsse wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen. Dies muss vor Beginn der einzelnen Maßnahmen abgeklärt werden. Aus diesem Grund werden differenzierte Möglichkeiten der grabenlosen Rohrsanierung im folgenden Kapitel erläutert.

6.2 Technische Möglichkeiten der Rohrsanierung

Die Sanierung von Rohrleitungen rückte in den letzten Jahren immer mehr in den Fokus vieler Versorgungsunternehmen und stellt eine ansprechende Alternative zu einer kompletten Auswechslung dar. Dennoch sind die verschiedenen grabenlosen Sanierungsmöglichkeiten keine Erfindungen der letzten 20 Jahre. Seit den 1950er Jahren versuchten deutsche Ingenieure Verfahren zu entwickeln, mit dem es möglich sein sollte, alte und schadhafte Rohrleitungen ohne einen offenen Graben zu erneuern bzw. zu reparieren. Resultat dieser Überlegungen war z.B. die Sanierung einer Trinkwasserleitung in Wilhelmsburg (1956), welche auch heute noch in Betrieb ist. Nach diesem Durchbruch in Deutschland haben vor allem die Briten weiter geforscht und neue Technologien bzw. Verfahren entwickelt. Mittlerweile gibt es auf dem Markt eine Vielzahl an Sanierungserfahren, welche von den verschiedensten Unternehmen angeboten werden. Alleine die Firma DIRINGER & SCHEIDEL bieten fast 20 differenzierte Sanierungsmöglichkeiten an^[6]. In diesem Kapitel sollten jene Methoden der grabenlosen Rohrsanierung vorgestellt werden, die sich bereits erfolgreich am Markt etablieren konnten. Dazu soll die Abbildung 17 einen Überblick geben.

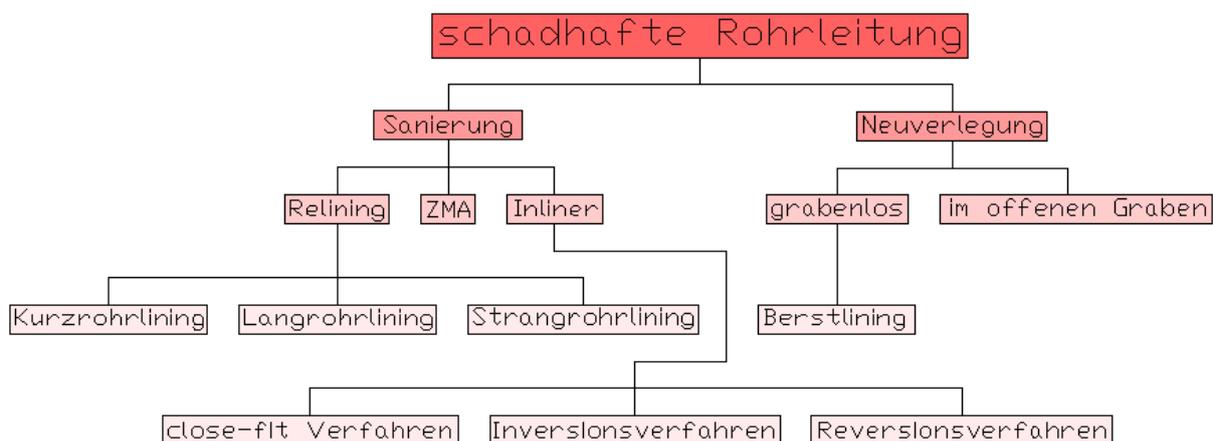


Abbildung 17: Schema über die Einteilung der verschiedenen Sanierungsverfahren
(Eigene Abbildung)

^[6]https://de.wikipedia.org/wiki/Grabenlose_Rohrsanierung

6.2.1 Relining

Das Relining ist der Überbegriff für drei verschiedene Rohrreparaturverfahren und unterliegt den Richtlinien der DVGW GW 320 "Rehabilitation von Gas- und Wasserrohrleitungen durch PE-Reliningverfahren mit *Ringraum*; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung". Rohrrelining ist sowohl für Gas-, Wasser- als auch Abwasserleitungen konzipiert worden.

Bei dem Rohrrelining unterscheidet man:

- Kurzrohrrelining
- Langrohrrelining
- Strangrohrrelining

Das Kurzrohrrelining wurde entwickelt, um eine Rohrreparatur in kurzen Baugruben zu ermöglichen. Dabei werden vorgefertigte Kurzrohrmodule eingesetzt, welche durch Schub- oder Zugkräfte in die zu sanierende Rohrleitung eingebracht werden. Die einzelnen Rohrmodule werden durch Steck- oder Schweißverbindungen in der Baugrube zusammengefügt. Bei diesem Verfahren ist darauf zu achten, dass es ausschließlich im drucklosen Bereich zum Einsatz kommt (deshalb nicht geeignet für druckbeaufschlagte Systeme wie z.B. Trinkwasserleitungen).

Bei dem Langrohrrelining werden längere Rohre als beim Kurzrohrrelining verwendet, wodurch die Abmessungen der Baugrube größer werden, da die einzelnen Rohre vor Ort in der Baugrube miteinander verschweißt werden. Diese Methode der grabenlosen Rohrreparatur kann sowohl bei Gas-, Wasser-, als auch Abwasserleitungen eingesetzt werden.

Im Gegensatz zu den beiden vorangegangenen Verfahren ist beim Rohrstrangrelining das einzubringende Rohr, länger als das zu sanierende. Die einzelnen Rohre werden im Vorfeld zu einem Strang zusammengeschweißt und anschließend komplett eingezogen.

Bei allen drei Verfahren ist es essentiell, dass das zu sanierende Altrohr im Vorfeld gründlich gereinigt wird. Diese Reinigung kann z.B. mittels Kratzern oder *Molchen* (mechanisches, trockenes Reinigungsverfahren) oder Wasserhöchstdruckreinigung erfolgen.

Der Vorteil dieser Reliningverfahren ist es, dass Nennweitenreduzierungen möglich sind. Ist dies der Fall entsteht ein so genannter Ringraum, welcher mit einem speziellen Dämmstoff verfüllt werden muss. Durch diese Ringraumverfüllung kommt es zu einer Fixierung des Inliners, einer gleichmäßigen Übertragung von äußeren Lasten sowie der Vermeidung von eventuell auftretenden gefährlichen Gasblasen.

Die beschriebenen Verfahren unterliegen keiner Nennweitenbestimmung, d.h., dass es fast in jeder Situation Anwendung finden kann. Üblicherweise erfolgt die Sanierung durch PE-, GFK-, PVC- oder Stahlrohr. Dennoch sind durchaus auch andere Rohrmaterialien, wie Guss vorstellbar.

Durch dieses Verfahren kann davon ausgegangen werden, dass die sanierte Rohrleitung statisch selbsttragend ist.

6.2.2 Zementmörtelauskleidung (ZMA)

Die Zementmörtelauskleidung erfolgt nach der DVGW W 343 und den darin formulierten Bestimmungen zur “Sanierung von erdverlegten Guss- und Stahlrohrleitungen durch Zementmörtelauskleidung“

Dieses Verfahren wurde konzipiert, um einen Korrosionsschutz zu schaffen, der die Rohrwandung vor äußeren mechanischen Beanspruchungen schützt. Auch bei diesem Verfahren ist es enorm wichtig, schon im Vorfeld gewisse Vorarbeiten zu leisten. Ähnlich dem Reliningverfahren muss zuerst eine gründliche Reinigung, z.B. durch Reinigungsmolche oder aber auch händig erfolgen. Als nächsten Schritt müssen die jeweiligen Streckenlängen der Sanierung bestimmt werden. Diese Bestimmung erfolgt immer an Hand von Zwangspunkten. Dies bedeutet, ein Abschnitt endet bei Nennweitenänderung, Richtungsänderung, bei Abzweigen, Anschlüssen und Armaturen sowie bei dem Erreichen einer maximalen Sanierungslänge.

Nach der Reinigung erfolgt die Auskleidung des Rohres mit Zementmörtel. Dabei werden in Rohrleitungen mit einer Nennweite größer DN500 häufig von elektrisch angetriebenen, luftbereiften und selbstfahrenden Anschleudermaschinen ausgekleidet. Bei kleineren Dimensionen, von DN80 bis DN600 kommen druckluftbetriebene Motoren zum Einsatz, die mit einer konstanten Zuggeschwindigkeit durch das Rohr geführt werden und über einen Schleuderkopf Zementmörtel an die Rohrwandung bringen. Die gleichmäßige Geschwindigkeit spielt dabei eine zentrale Rolle, um eine gleichmäßige und optimale Schichtstärke zu erreichen.

Nach der Auskleidung der Rohrwand muss eine gewisse Erhärtungszeit, die abhängig von dem verwendeten Mörtel ist, eingehalten werden. Hat der Mörtel abgebunden, so wird die Leitung gefüllt und 12 Stunden im Stillstand belassen. Nach diesem Vorgang muss die Rohrleitung gründlich gespült und kann anschließend in Betrieb genommen werden.

Die Zementmörtelauskleidung findet häufig Einsatz in der Abwassertechnik. Trotzdem ist die Verwendung des Verfahrens auch im Trinkwasserbereich zugelassen, wenn der Zementmörtel bestimmte Kriterien erfüllen kann (Trinkwasserzulassung).

6.2.3 Inliner

Die Sanierung mittels Inliner stellt die dritte Möglichkeit dar, eine Rohrleitung zu sanieren. Auch diese Sanierungsvariante teilt sich in differenzierte einzelne Verfahren auf. Man unterscheidet zwischen dem close-fit-, *Inversions*- und *Reversions*verfahren.

6.2.3.1 close-fit Verfahren

Beim close-fit Verfahren werden PE-Rohre vorübergehend und gleichmäßig in ihrem Durchmesser reduziert. Diese Reduzierung wird bei der Herstellung durch eine warme Verformung des PE- Rohres im C-Profil erreicht (siehe Abbildung 18). Durch diesen Vorgang kann die Querschnittsfläche um ca. 30% verringert werden.



Abbildung 18: close-fit Verfahren

(Quelle: http://gs-press.com.au/images/news_articles/cache/Compact_Pipe111-600x0.jpg)

Wie bei den vorangegangenen Sanierungsverfahren ist es auch hier von essentieller Bedeutung, die Rohrleitung im Vorfeld entsprechend gründlich zu reinigen. Ist dieser Arbeitsschritt absolviert, wird ein Zugkopf an den PE-Strang befestigt. Nach dem Einzug der Rohrleitung müssen beide Enden verschlossen werden. Dieser Verschluss muss druckfest angebracht werden, da das Rohr im Folgenden mit heißen Dampf befüllt wird. Nun wird der Memoryeffekt ausgenutzt, wodurch die verformte Rohrleitung wieder in ihren ursprünglichen Zustand, d.h. in ein Kreisprofil zurückkehrt.

Bei diesem Verfahren ist die große Querschnittsreduktion der Rohrleitung zu beachten. Dennoch verbleibt kein Ringraum. Dieses Verfahren kann als statisch selbsttragend angesehen werden und wird in Gas-, Trinkwasser-, und Abwassersystemen eingesetzt.

6.2.3.2 Inversionsverfahren

Für das Inversionsverfahren wurde von den Herstellern ein besonderer, flexibler Schlauch aus einem Glas-, Filzverbundmaterial entwickelt. Aus diesem Grund wird dieser Inliner besonders für den Einsatz bei Trinkwasserleitungen empfohlen.

Vor dem Einbringen des Schlauches erfolgt wiederum eine gründliche Reinigung der Altleitung. Nach dieser im Vorfeld zu erbringenden Leistung, wird der Inliner in einen speziellen Zweikomponenten-Epoxidhart getaucht. Ist die Imprägnierung erfolgt, beginnt der Einzug in die Bestandsleitung mit Hilfe einer Winde.

Befindet sich der Schlauch im Altrohr, so geben sich wiederum zwei Varianten, den Schlauch in ein Kreisprofil zu bringen. Die erste Möglichkeit ähnelt dem close-fit Verfahren und beinhaltet das Einbringen von Druckluft oder Wasser. Die Realisierung der zweiten Variante erfolgt durch die Einführung eines Kalibrierschlauches.

Nach der Aushärtung des Inliners ist eine statisch selbsttragende Leitung entstanden, welche die inneren und äußeren Belastungen ohne unterstützende Wirkung des Altrohres aufnehmen kann.

Auch bei diesem Sanierungsverfahren entsteht kein Ringraum. Durch die Eigenschaften des Filz-, Glasschlauches ist es möglich, mit geringen Wandstärken von 5 bis 21 mm zu arbeiten, was lediglich eine niedrige Querschnittsreduzierung mit sich bringt.

6.2.3.3 Reversionsverfahren

Auch beim Reversionsverfahren kommt, ähnlich wie bei dem Inversionsverfahren, ein spezieller Schlauch zum Einsatz, welcher vor dem Einbringen in das Bestandsrohr mit einem Zweikomponenten-*Epoxidharz* gefüllt und imprägniert wird.

Nach der Befüllung des Schlauches wird dieser über Walzen auf eine Trommel gewickelt. Die Walzen sorgen für eine gleichmäßige Verteilung des Klebstoffes. Beim Einbringen des Schlauches in das Altrrohr wird der Schlauch umgestülpt, von der Trommel wieder abgerollt und mit Hilfe von Druckluft eingebracht. Durch diesen Vorgang gelangt die mit Kleber imprägnierte Seite des Schlauches an die Rohrwand des Bestandrohres. Die Abbildung 19 zeigt beispielhaft den Vorgang des Einbringens des Schlauchinliners mittels Reversionsverfahren.



Abbildung 19: Einbringen des Schlauchinliners mittels Reversionsverfahren
(Quelle: http://www.dus-bau.de/bilder_db/sanflex_1.jpg)

Die Aushärtung des Inliners kann bis zu einer Dimension bis DN 250 durch Lufttrocknen erreicht werden. Bei Dimensionen größer DN 250 ist es jedoch üblich, eine thermische Aushärtung mit Hilfe von Heißdampf durchzuführen. Der ausgehärtete Inliner ist nun als semi statisch belastbar anzusehen. D.h., dass die auftretenden inneren und äußeren Lasten nur in Kombination mit dem Bestandsrohr aufzunehmen sind. Auch bei diesem Verfahren ist im Vorfeld eine Reinigung des Bestandrohres erforderlich.

6.2.4 Sonderform: Berstlining

Das so genannte Berstliningverfahren wird häufig im Zuge von Rohr-sanierungsmöglichkeiten genannt. Dennoch ist diese Methode keine Sanierung im eigentlichen Sinne, da das Altrrohr beim Einzug total zerstört wird. Trassengleich wird ein völlig neues Rohr eingezogen. Aus diesem Grund ist bei diesem Verfahren eher von einer Rohrerneuerung zu sprechen als von einer Rohr-sanierung. Trotzdem soll das Verfahren an dieser Stelle vorgestellt werden.

Das Berstliningverfahren wird in zwei differenzierte Ausführungsvarianten eingeteilt. Die erste Möglichkeit ist das dynamische Berstlining. Es erfolgt der Einsatz einer druckluftbetriebenen Erdrakete. Diese wird mit Windenunterstützung von einer Startgrube aus, durch das Altrrohr gezogen. Durch diesen Vorgang wird in einem Arbeitsschritt das bestehende Rohr zerstört und die neue Rohrleitung eingezogen.

Bei dem statischen Berstliningverfahren wird das Berstgestänge hydraulisch von einer Startbaugrube aus in das zu erneuernde Rohr geschoben, bis die Zielgrube erreicht ist. In der Zielgrube werden danach Berstwerkzeuge und neu einzuziehende Rohre montiert. Ist dieser Arbeitsschritt abgeschlossen, wird das neue Rohr von der Zielgrube beginnend, rückwärts bis in die Startgrube gezogen.

Das Berstlining ist ein variables Verfahren und kann somit vielseitig eingesetzt werden. So können Altleitungen aus Grauguss, Stahl, Duktulguss (außer Flanschverbindungen), FZ, PVC sowie PE-HD, Beton und *Steinzeug* geberstet werden. Als neu einzuziehende Rohrmaterialien kommen unter anderem Rohre aus PE-HD, Guss, Stahl und Steinzeugrohre in Betracht.

Ein großer Vorteil dieser Rohrerneuerungsmethode ist, dass gewisse Querschnittsvergrößerungen, je nach örtlichen Gegebenheiten, möglich sind. Des Weiteren muss angeführt werden, dass die neu verlegten Rohrleitungen als statisch selbsttragend anzusehen sind.

Die Verringerung der Lärmbelastung ist ebenso ein nicht zu unterschätzendes Argument für eine Sanierung mit Hilfe der beschriebenen Verfahren. So sind, z.B. bei wichtigen Versorgungsabschnitten, auch Nachtschichten aufgrund des reduzierten Lärmes denkbar.

Trotz der vielen Vorteile von grabenlosen Rohrsanierungen bringen auch diese Verfahren negative Punkte mit sich. Die Hausanschlussleitungen stellen immer wieder das Hauptproblem dar und sind oftmals die Hauptursache für eine Entscheidung gegen eine Sanierung. Mit dem Einziehen eines Inliners bzw. Rohres werden die Hausanschlussleitungen verschlossen. Folglich müssen Hightech Roboter eingesetzt werden, um diese Abgänge wieder einzeln zu öffnen, oder es sind Kopflöcher wiederherzustellen. Dieser Arbeitsschritt ist jedoch als äußerst zeitaufwendig und somit als teuer zu klassifizieren.

Somit ist projektabhängig eine zwingende Prüfung der örtlichen Gegebenheiten erforderlich, bevor die Wahl zur Erneuerung der Rohrleitung getroffen wird.

6.4 Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen

In diesem Kapitel wird eine Prognose erstellt, welche Kosten die einzelnen Optimierungsmaßnahmen verursachen. Bei dieser Übersicht muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass nur Pauschalpreise angenommen werden konnten, da eine explizite Grundlagenuntersuchung, die für eine genaue Kostenschätzung nötig wäre, nicht Bestandteil dieser Arbeit ist (es wird angenommen, dass die Verlegung in einer Straße durchgeführt wird.) Des Weiteren muss darauf hingewiesen werden, dass keine Hausanschlüsse in diese Prognose einbezogen wurden, da die betrachteten Hauptleitungen weitestgehend frei von diesen Netzelementen sind. Die nachfolgenden Tabellen 14 bis 19 zeigen die Kosten der einzelnen Optimierungen, in Abhängigkeit von den verwendeten Verfahren der Netzoptimierung. Die Preise pro Meter wurden aufgrund der langjährigen Erfahrung mit den jeweiligen Verfahren des Ingenieurbüros bks GmbH definiert.

Offener Graben:

Maßnahme	Länge [m]	Preis pro Meter [€/m]	Gesamtpreis [€]
Optimierung 1	2.459,1	600,00	1.475.460,00
Optimierung 2	1.775,0	600,00	1.065.000,00
Optimierung 3	1.592,4	600,00	955.440,00
Optimierung 4	2.369,0	600,00	1.421.400,00
Optimierung 5	1.582,7	600,00	949.620,00
Summe:			<u>5.866.920,00</u>

Tabelle 14: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen
 (Eigene Tabelle)

Relining:

Maßnahme	Länge [m]	Preis pro Meter [€/m]	Gesamtpreis [€]
Optimierung 1	2.459,1	400,00	983.640,00
Optimierung 2	1.775,0	400,00	710.000,00
Optimierung 3	1.592,4	400,00	636.960,00
Optimierung 4	2.369,0	400,00	947.600,00
Optimierung 5	1.582,7	400,00	633.080,00
Summe:			<u>3.911.280,00</u>

Tabelle 15: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (Relining)
(Eigene Tabelle)

ZMA:

Maßnahme	Länge [m]	Preis pro Meter [€/m]	Gesamtpreis [€]
Optimierung 1	2.459,1	100,00	245.910,00
Optimierung 2	1.775,0	100,00	177.500,00
Optimierung 3	1.592,4	100,00	159.240,00
Optimierung 4	2.369,0	100,00	236.900,00
Optimierung 5	1.582,7	100,00	158.270,00
Summe:			<u>977.820,00</u>

Tabelle 16: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (ZMA)
(Eigene Tabelle)

close-fit Verfahren:

Maßnahme	Länge [m]	Preis pro Meter [€/m]	Gesamtpreis [€]
Optimierung 1	2.459,1	300,00	737.730,00
Optimierung 2	1.775,0	300,00	532.500,00
Optimierung 3	1.592,4	300,00	477.720,00
Optimierung 4	2.369,0	300,00	710.700,00
Optimierung 5	1.582,7	300,00	474.810,00
Summe:			<u>2.933.460,00</u>

Tabelle 17: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (close-fit Verfahren)
(Eigene Tabelle)

Inversions- bzw. Reversionsverfahren:

Maßnahme	Länge [m]	Preis pro Meter [€/m]	Gesamtpreis [€]
Optimierung 1	2.459,1	350,00	860.685,00
Optimierung 2	1.775,0	350,00	621.250,00
Optimierung 3	1.592,4	350,00	557.340,00
Optimierung 4	2.369,0	350,00	829.150,00
Optimierung 5	1.582,7	350,00	553.945,00
Summe:			<u>3.422.370,00</u>

Tabelle 18: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (Inversions- bzw. Reversionsverfahren)
(Eigene Tabelle)

Berstlining:

Maßnahme	Länge [m]	Preis pro Meter [€/m]	Gesamtpreis [€]
Optimierung 1	2.459,1	250,00	614.775,00
Optimierung 2	1.775,0	250,00	443.750,00
Optimierung 3	1.592,4	250,00	398.100,00
Optimierung 4	2.369,0	250,00	592.250,00
Optimierung 5	1.582,7	250,00	395.675,00
Summe:			<u>2.444.550,00</u>

Tabelle 19: Kostenprognose für die Umsetzung der Optimierungen (Berstlining)
(Eigene Tabelle)

Wird lediglich die Summe des jeweiligen Sanierungsverfahrens betrachtet, so ist die ZMA die mit Abstand günstigste Variante. Dennoch muss hier beachtet werden, dass bei diesem Verfahren die Altleitung weitestgehend intakt sein muss. Die ZMA hat primär nur eine Schutzfunktion. Auch eine Nennweitenreduzierung kann hiermit nicht erreicht werden. Die anderen grabenlosen Sanierungsverfahren bewegen sich alle in einem Bereich von 150 €/m Toleranz. Somit ist festzustellen, dass bei jeder Sanierungsmaßnahme explizit untersucht werden muss, welches Verfahren das geeignetste ist. Die Rohrerneuerung im offenen Graben stellt sich als besonders kostenintensiv dar. Hierfür ist unter anderem der Mehraufwand in Bezug zur Baufeldfreimacheung zu nennen.

Dennoch muss festgehalten werden, dass jedes Verfahren differenzierten Anforderungen in seine Weise genügt und somit Einsatzmöglichkeiten findet. Aufgrund der Tatsache, dass sich die Inversions- und Reversionsverfahren weitestgehend ähneln, wurden diese beiden Möglichkeiten der grabenlosen Rohrsanierung in der Tabelle 18 zusammen projiziert. Bei der Durchführung einer konkreten Planung sind die aufgestellten Optimierungsmaßnahmen differenziert zu betrachten. Dabei muss entschieden werden, ob eine Neuverlegung oder Sanierung des jeweiligen Teilabschnittes erfolgen soll.

7 Fazit und Ausblick

Die Arbeit hat aufgezeigt, dass das Trinkwassernetz der Stadt X aufgrund von zu niedrigen Fließgeschwindigkeiten viele Risikoabschnitte aufweist und somit teilweise die Grenzwerte nach DVGW W 400-1 nicht erreicht. Die Gründe für diese Überdimensionierung sind unter anderem die sinkende Einwohnerzahl und die geringen Verbräuche der einzelnen Bürger.

Die 5 erläuterten Optimierungsmaßnahmen konnten die Strömungsverhältnisse in einigen Bereichen des Netzes verbessern, wobei die nach DVGW W 400-1 vorgegebenen Richtwerte dennoch nicht erreicht werden konnten. Um eine deutliche Verbesserung der Gesamtsituation realisieren zu können, sind nur kontinuierliche und umfassende Maßnahmen im Sinne von Dimensionsreduzierungen wirkungsvoll.

Die vorgeschlagene Nennweitenreduzierung kann mit Hilfe von verschiedenen Verfahren durchgeführt werden. Neben der herkömmlichen Art der Rohrverlegung im offenen Rohrgraben sollte bei der Sanierung auch über grabenlose Systeme nachgedacht werden, da diese unter bestimmten Voraussetzungen, differenzierte Vorteile aufweisen.

Der örtliche Wasserversorger ist angehalten, aufgrund der beschriebenen Risikoabschnitte besondere Vorsicht bezüglich der Wasserqualität walten zu lassen. Regelmäßige Kontrollen der Wasserqualität sind notwendig und werden bereits ausgeführt.

EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG

"Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich",

1. dass ich meine Diplomarbeit mit dem Thema:

“Optimierung von Netzen der Wasserversorgung am Beispiel einer deutschen Stadt
(aktuell ca. 90.000 Einwohner)“

ohne fremde Hilfe angefertigt habe,

2. dass ich die Übernahme wörtlicher Zitate aus der Literatur sowie die Verwendung der Gedanken anderer Autoren an den entsprechenden Stellen innerhalb der Arbeit gekennzeichnet habe und
3. dass ich meine Diplomarbeit bei keiner anderen Prüfung vorgelegt habe.

Ich bin mir bewusst, dass eine falsche Erklärung rechtliche Folgen haben wird.

Ort, Datum

Unterschrift

GLOSSAR

Fachbegriff	Bedeutung
Asbestzement (AZ)	Als Asbest wird eine bestimmte Gruppe von Silikatfasern bezeichnet. Diese Fasern sind "nichtbrennbar, resistent gegen nahezu alle Chemikalien und besitzen hohe Elastizität und Zugfestigkeit" ^[7] . In Kombination mit Zement hat dieser Werkstoff viele mögliche Anwendungsgebiete. Dennoch wird Asbestzement heute fast nichtmehr produziert, da bei unsachgemäßer Bearbeitung ein krebserregender Feinstaub freigesetzt wird.
demografischer Wandel	Der Begriff des demografischen Wandels wird als die "Veränderung der Zusammensetzung der Altersstruktur einer Gesellschaft" ^[8] definiert. Dabei spielen verschiedene Faktoren wie Sterbe- und Geburtenrate, Lebenserwartung sowie Bevölkerungswanderungen eine Rolle.
Digitales Geländemodell (DGM)	Die Abkürzung DGM steht für den Begriff des Digitalen Geländemodells. Nach der AdV 2004 wird dieser Begriff wie folgt definiert: "Datenbestand zur höhenmäßigen Beschreibung des Geländes. Es besteht aus regelmäßig oder unregelmäßig verteilten Geländepunkten, die die Höhenstruktur des Geländes hinreichend repräsentieren – optional ergänzt durch morphologische Strukturelemente (z.B. Geländekanten, markante Höhenpunkte)." ^[9]
Druckerhöhungsanlage (DEA)	Die Abkürzung DEA steht für den Begriff der Druckerhöhungsanlage. Eine DEA bezeichnet eine oder mehrere Pumpen, welche die Aufgabe haben, den Versorgungsdruck zu erhöhen.
Druckregler	Ein Regler, welcher die Aufgabe hat, den Druck einer Anlage bzw. eines Systems zu regeln.
Druckzone	Eine Druckzone umfasst alle Leitungselemente eines Versorgungsnetzes, die denselben druckbestimmenden Punkten (Hochbehälter, Druckerhöhungsanlagen etc.) unterliegen. Oftmals werden Schieber eingesetzt um unterschiedliche Druckzonen voneinander abzugrenzen.

^[7] <http://dachexpert.de/infothek/asbestzement/>

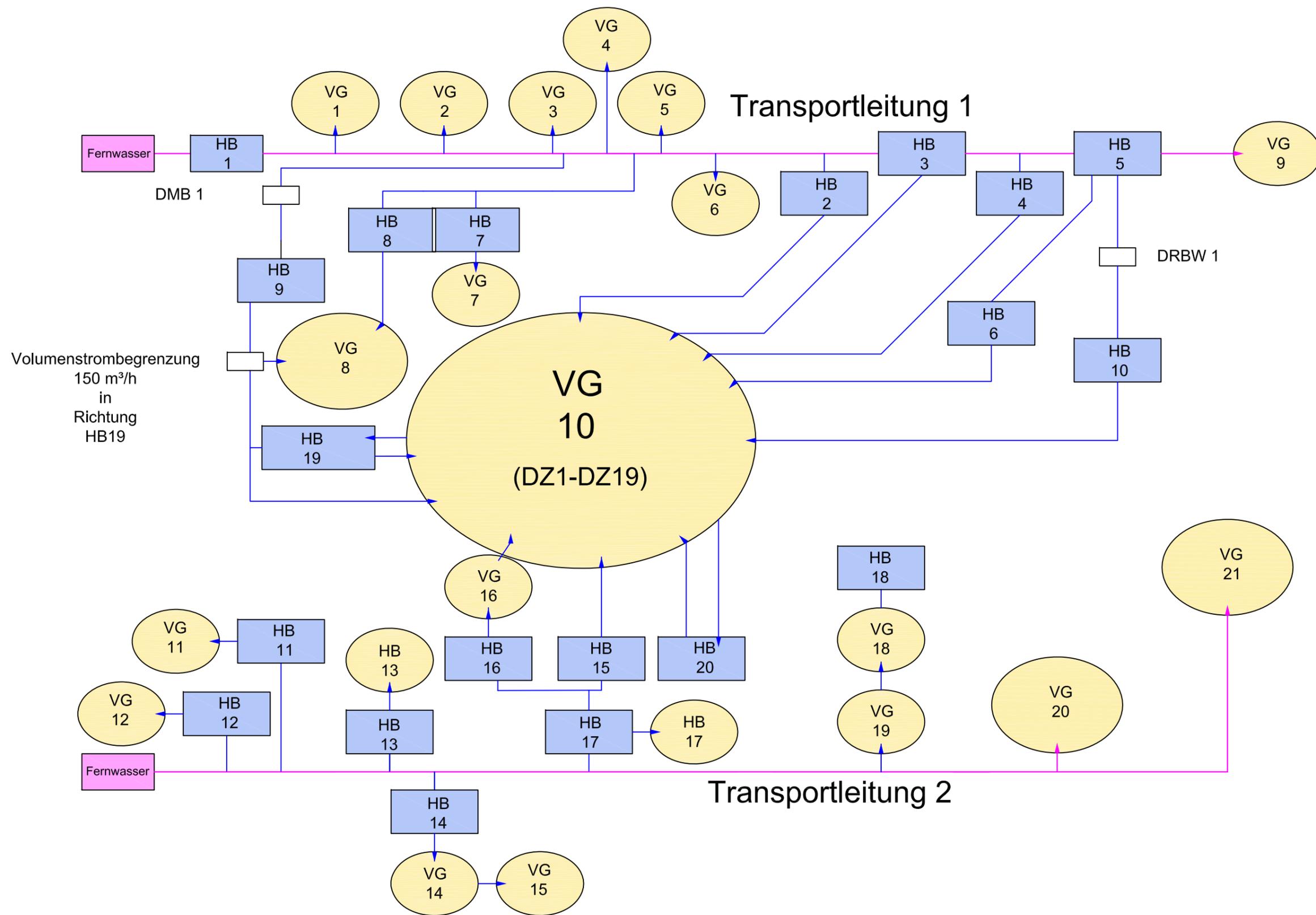
^[8] <http://www.foerderland.de/itoffice/personal/talent-management/demographischer-wandel/>

^[9] Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland (AdV) 2004

duktiles Gusseisen (GGG)	Das Gusseisen weist unter dem Mikroskop betrachtet einen Kugelgrafit auf. Durch diesen Materialaufbau besitzt duktiles Gusseisen eine höhere Dehnbarkeit und Eigenfestigkeit als Grauguss.
Epoxidharz	Epoxidharze zählen zu den duroplastischen Kunstharzen (Kunststoff, nach Aushärtung nicht mehr verformbar). Zusammen mit einem Härter reagiert die Harzkomponente durch eine chemische Verbindung zu einem Formstoff bzw. Klebstoff.
Faserzement (FZ)	Faserzement ist ein Verbundwerkstoff aus Zement und zugfesten Fasern.
Gegenbehälter	Von einem Gegenbehälter spricht man, wenn "das Versorgungsnetz zwischen der Wassergewinnungsanlage und dem Wasserspeicher liegt" ^[10] Ein Gegenbehälter nimmt Wasser in verbrauchsarmen Zeiten auf und gibt dieses, bei starken Abnahmen wieder in das Trinkwassernetz ab.
Grauguss (GG)	Das Gusseisen weist unter dem Mikroskop betrachtet einen Lamellengrafit auf. Durch diesen Materialaufbau ist Grauguss sehr spröde und besitzt eine geringere Eigenfestigkeit als duktiles Gusseisen.
Hochbehälter	Ein Hochbehälter ist ein Wasserspeicher, der oftmals höhenmäßig über dem Versorgungsgebiet errichtet wurde. Aufgrund des geodätischen Höhenunterschiedes drückt der Hochbehälter mit einem definierten Druck in das Versorgungsgebiet und baut somit einen Druck im Netz auf. Dies geschieht ohne Aufwendung von elektrischer Energie. Sollte z.B. aufgrund der örtlichen Gegebenheiten die Erbauung eines solchen Bauwerkes nicht auf einen höher gelegenen Ort durchführbar sein, so kann ein Hochbehälter in Form eines Wasserturmes errichtet werden.
Inversion	Umdrehung
Polyethylen (PE)	Polyethylen ist ein thermoplastischer (warm verformbarer) Kunststoff.
Polyvinylchlorid (PVC)	Polyvinylchlorid ist ein amorpher (Atome haben keine geordneten Strukturen) thermoplastischer (warm verformbarer) Kunststoff. PVC zeichnet sich durch eine extreme Sprödigkeit aus und wird fast ausschließlich nach der Zugabe von Weichmachern verwendet.
Reversion	Umkehrung

^[10] http://www.lfu.bayern.de/wasser/trinkwasser_quelle_verbraucher/trinkwasserspeicherung/speicherarten/index.htm

Ringraum	Der Ringraum ist jener Zwischenraum, der zwischen den Bestandsrohr und dem eingebrachten Inliner bzw. Rohr unter bestimmten Umständen entsteht.
Standard Dimension Ratio (SDR)	Die Standard Dimension Ratio ist eine Kennzahl zu Klassifizierung von Kunststoffrohren. Die SDR ermittelt sich aus dem Quotient des Außerdurchmesser des Rohres und dessen Wandstärke.
Steinzeug	Steinzeug ist ein Rohrwerkstoff, welcher in die Gruppe der keramischen Materialien eingeordnet werden kann.
Versorgungsgebiet	Räumliche Systemabschnitt, welcher von den örtlichen Wasserwerken definiert wurde. Ein Versorgungsgebiet kann eine oder mehrere Druckzonen aufweisen.
Volumenstromregler	Ein Regler, welcher die Aufgabe hat, den Volumenstrom in einer Rohrleitung auch bei veränderlichen Parametern (z.B. Druckschwankungen) konstant zu halten oder einzuregeln.
Molche	Molche sind Reinigungs- oder Inspektionsgeräte für Rohrleitungen.



Zeichnung 1

Aufbau des übergeordneten Versorgungsnetzes

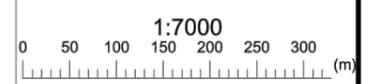
Ende
Optimierungsmaßnahme 1

südliche Hauptver-
sorgungsleitung des HB19

Beginn
Optimierungsmaßnahme 1

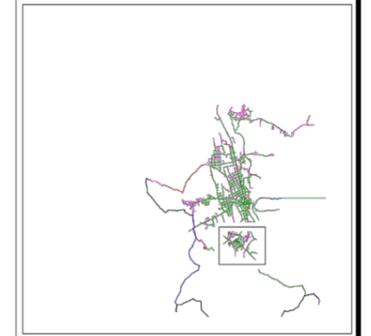
DN 600 St

Netzbezeichnung:
Netzmedium: W
Netzlänge: 0,00 km
Netzvolumen Anfang: 13.063,6 Nm3
Netzvolumen (Ende): 13.063,6 Nm3
Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
Netzvol.Diff Rel.: 0,0 %
Name des Bearbeiters:
STANET Version: 9.1.28



Druckhöhe(m)
Ber. Druck(bar)
Höhe(mNN)

Geschw.(m/s)
Rohrtyp



Leitungen:
Geschw.(m/s)

- >1.5 m/s
- >0.5 m/s
- >0.005 m/s
- >0 m/s
- 0 m/s

Sanierung(J/N)

- J
- N

Zeichnung 3

Ausgangszustand vor
Optimierung 1

Seite: iii

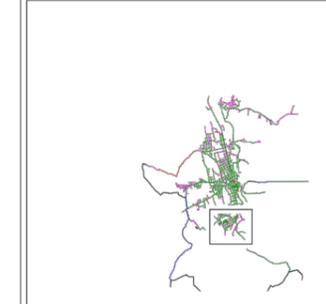


Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 12.661,7 Nm³
 Netzvolumen (Ende): 12.661,7 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,00 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Druckhöhe(m)
 Ber Druck(hPa)
 Höhe(mNN)

Innendurchm.(mm)



Leitungen:
 Geschw.(m/s)

- >1.5 m/s
- >0.5 m/s
- >0.005 m/s
- >0 m/s
- 0 m/s

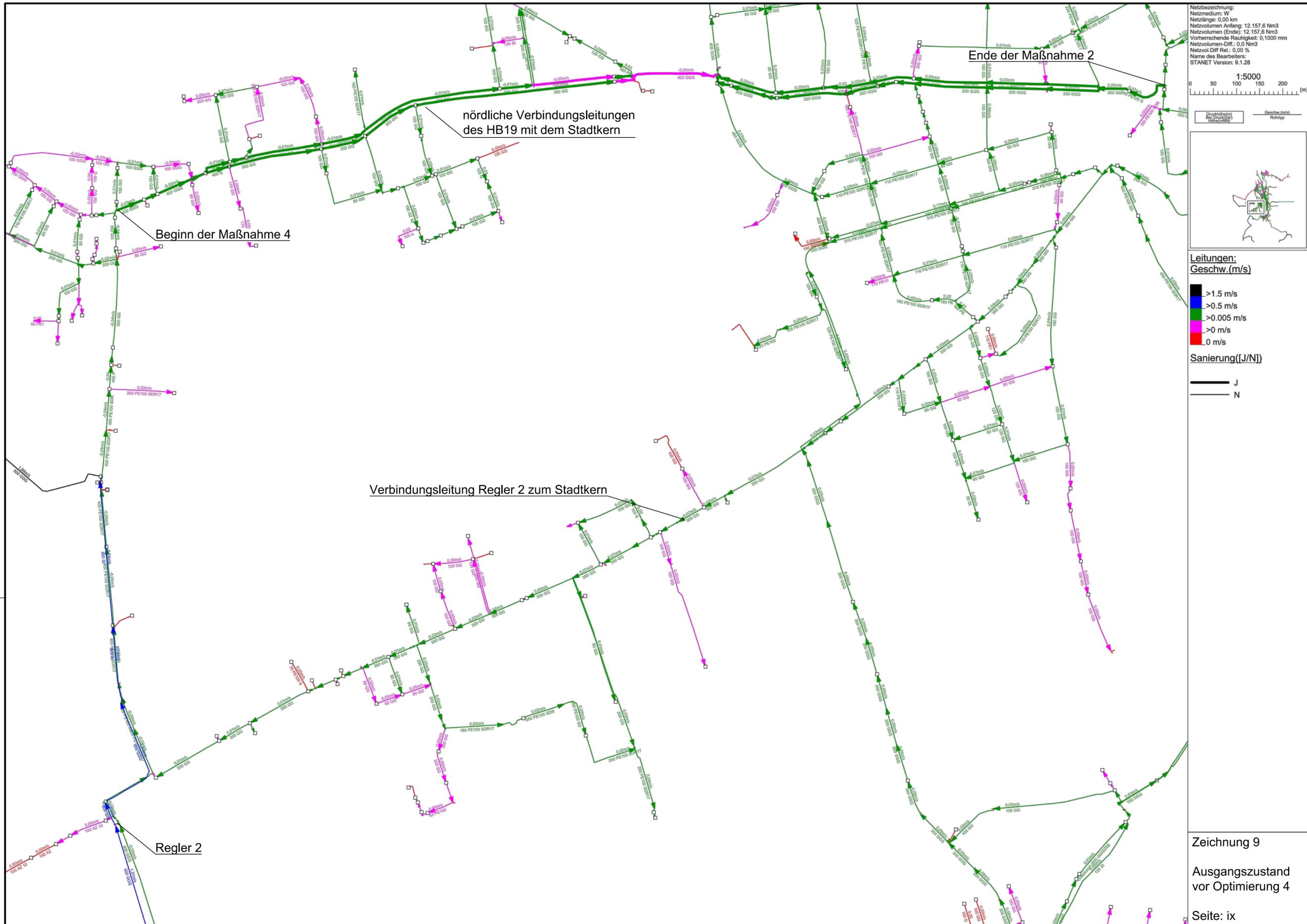
Sanierung((J/N))

- J
- N

Zeichnung 4

Zustand nach
 Optimierung 1

Seite: iv



Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 12.157,6 Nm³
 Netzvolumen Ende: 12.157,6 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,0 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



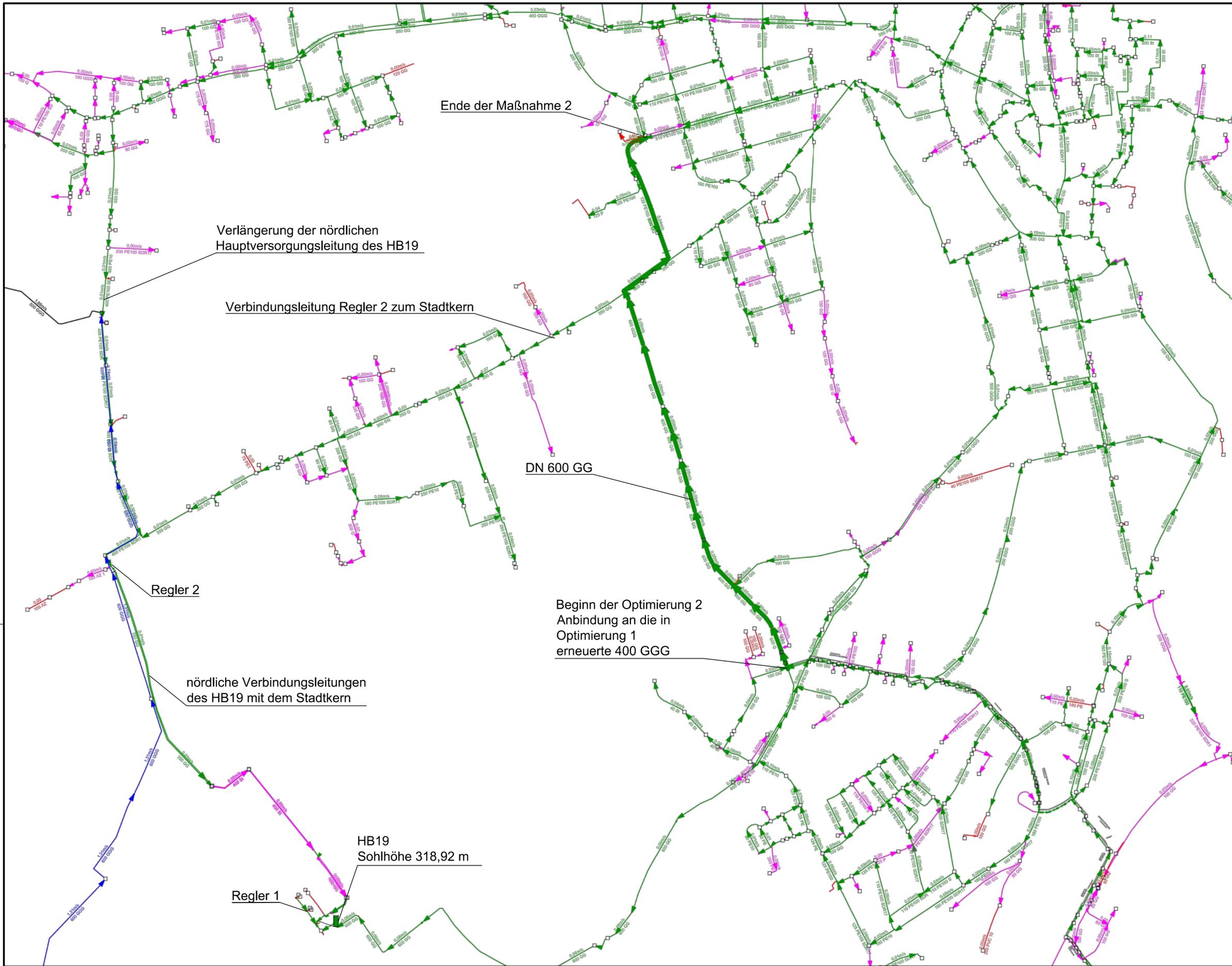
Druck(höhe) in
 Bar (m/s)
 Rohrtyp



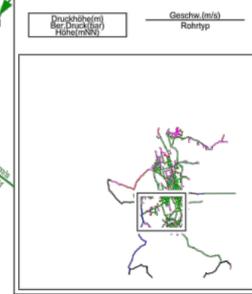
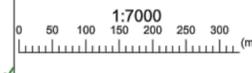
Leitungen:
Geschw.(m/s)
 >1.5 m/s
 >0.5 m/s
 >0.005 m/s
 >0 m/s
 0 m/s

Sanierung(J/N)
 J
 N

Zeichnung 9
 Ausgangszustand
 vor Optimierung 4
 Seite: ix



Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 12.661,7 Nm³
 Netzvolumen (Ende): 12.661,7 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,00 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Leitungen:
Geschw.(m/s)
 >1.5 m/s
 >0.5 m/s
 >0.005 m/s
 >0 m/s
 0 m/s

Sanierung(J/N)
 J
 N

Ende der Maßnahme 2

Verlängerung der nördlichen Hauptversorgungsleitung des HB19

Verbindungsleitung Regler 2 zum Stadtkern

DN 600 GG

Regler 2

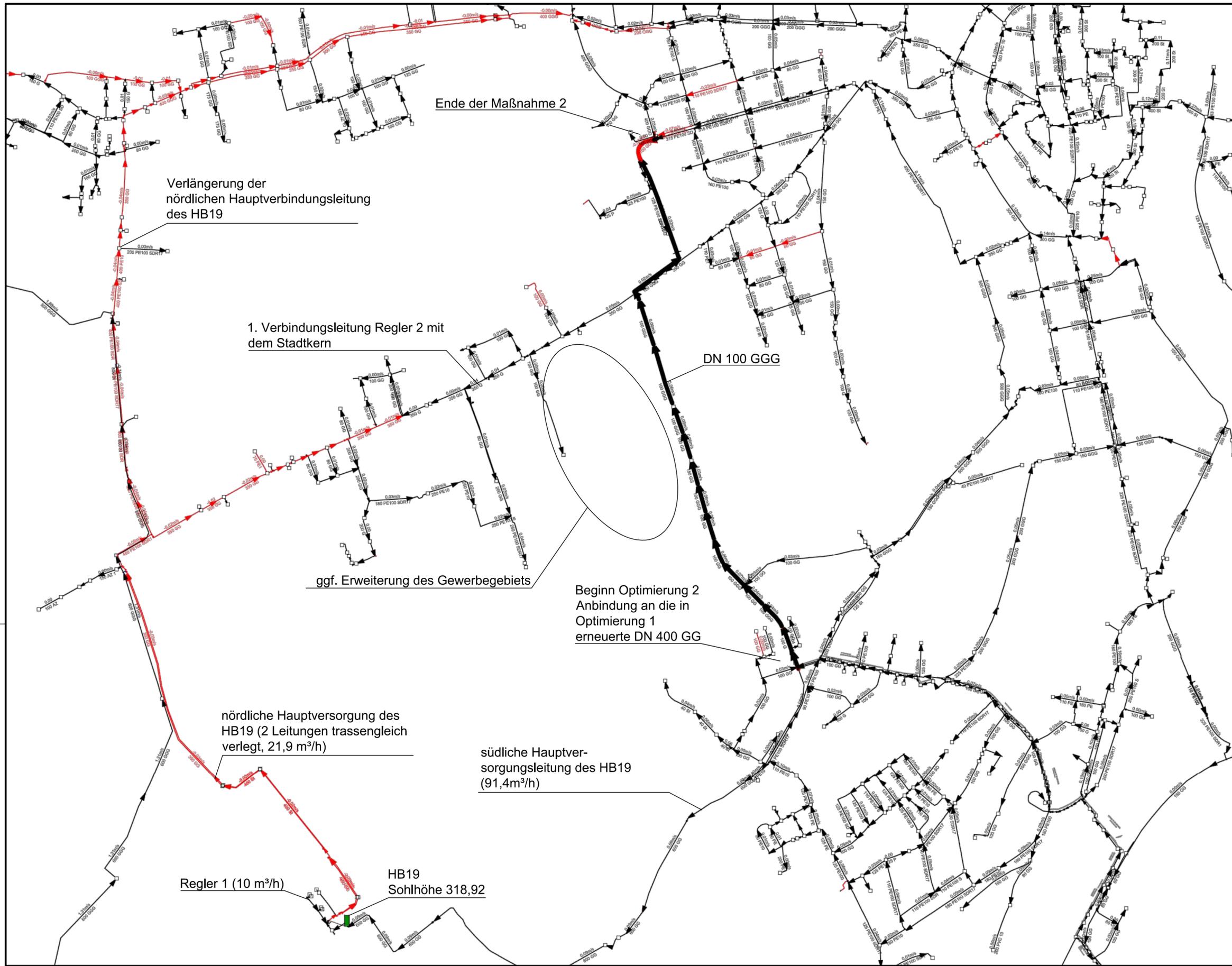
Beginn der Optimierung 2
Anbindung an die in
Optimierung 1
erneuerte 400 GGG

nördliche Verbindungsleitungen
des HB19 mit dem Stadtkern

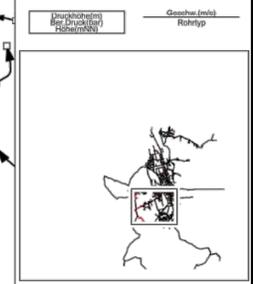
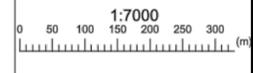
HB19
Sohlhöhe 318,92 m

Regler 1

Zeichnung 5
 Ausgangszustand
vor Optimierung 2
 Seite: v



Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 12.170,1 Nm³
 Netzvolumen Ende: 12.170,1 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,0 Nm³
 Netzvol Diff Rel.: 0,00 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Verlängerung der
nördlichen Hauptverbindungsleitung
des HB19

1. Verbindungsleitung Regler 2 mit
dem Stadtkern

ggf. Erweiterung des Gewerbegebiets

Beginn Optimierung 2
Anbindung an die in
Optimierung 1
erneuerte DN 400 GG

DN 100 GGG

nördliche Hauptversorgung des
HB19 (2 Leitungen trassengleich
verlegt, 21,9 m³/h)

südliche Hauptver-
sorgungsleitung des HB19
(91,4m³/h)

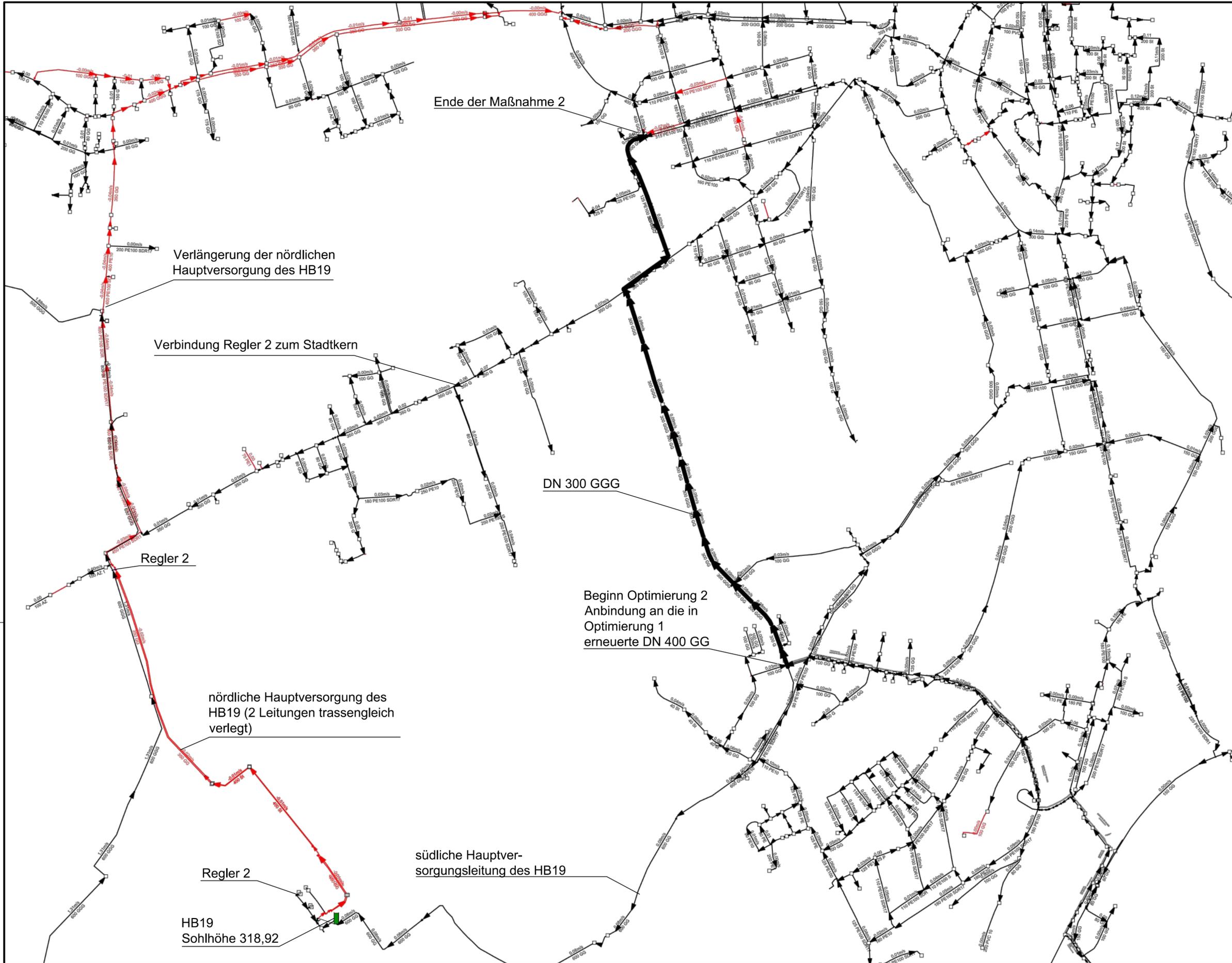
Regler 1 (10 m³/h)

HB19
Sohlhöhe 318,92

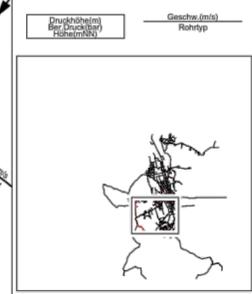
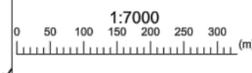
Zeichnung 6

Zustand
nach STANET
Optimierung 2

Seite: vi

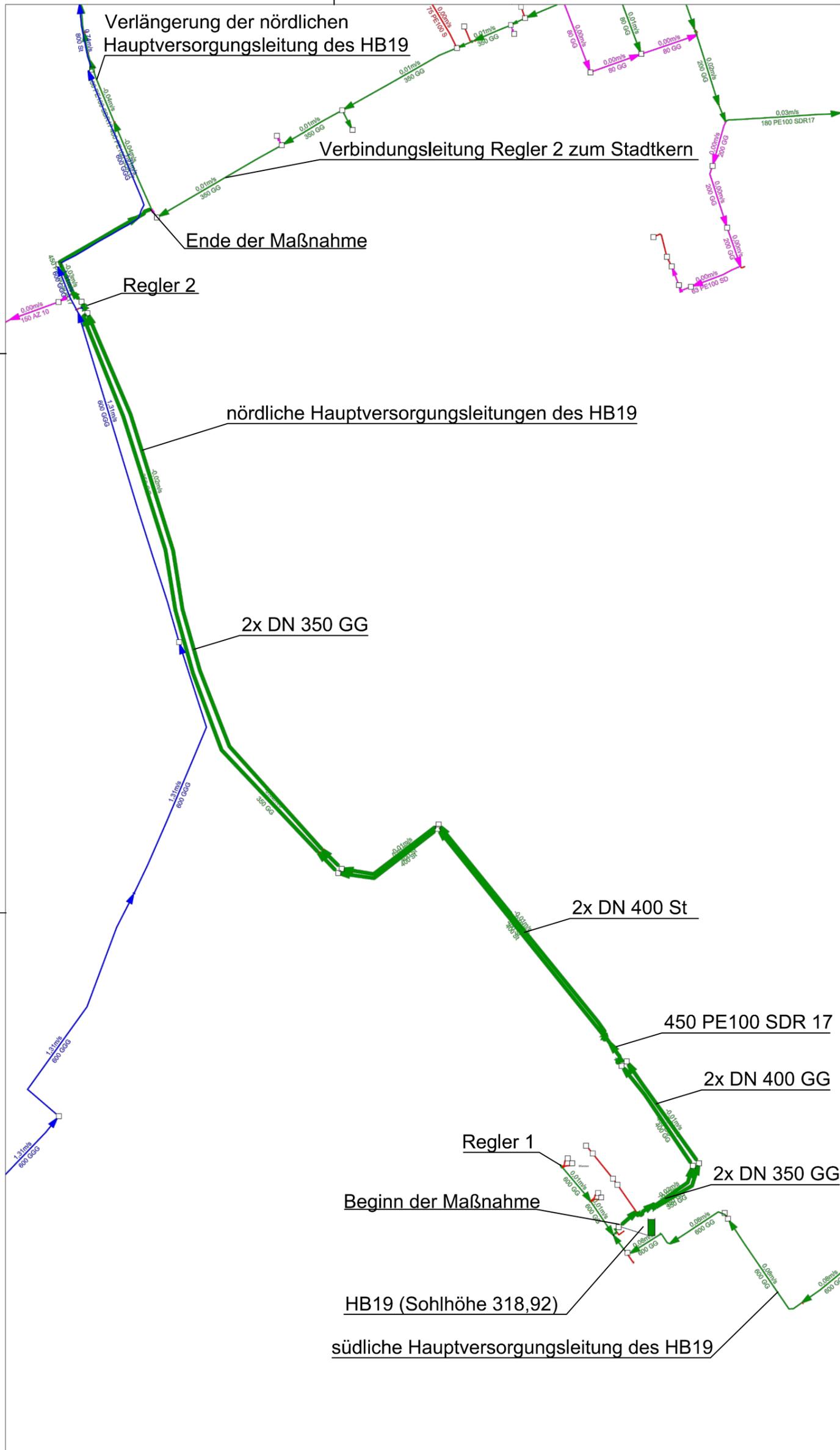


Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 12.280,1 Nm³
 Netzvolumen (Ende): 12.280,1 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,00 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Leitungen:
 Quotient
 — ohne Richtungswechsel
 — mit Richtungswechsel
 Sanierung(J/N)
 — J
 — N

Zeichnung 7
 Zustand nach
 Optimierung 2
 (300 GGG)
 Seite: vii



Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 12.280,1 Nm3
 Netzvolumen Ende: 12.280,1 Nm3
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,00 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Leitungen:
 Geschw.(m/s)

- >1.5 m/s
- >0.5 m/s
- >0.005 m/s
- >0 m/s
- 0 m/s

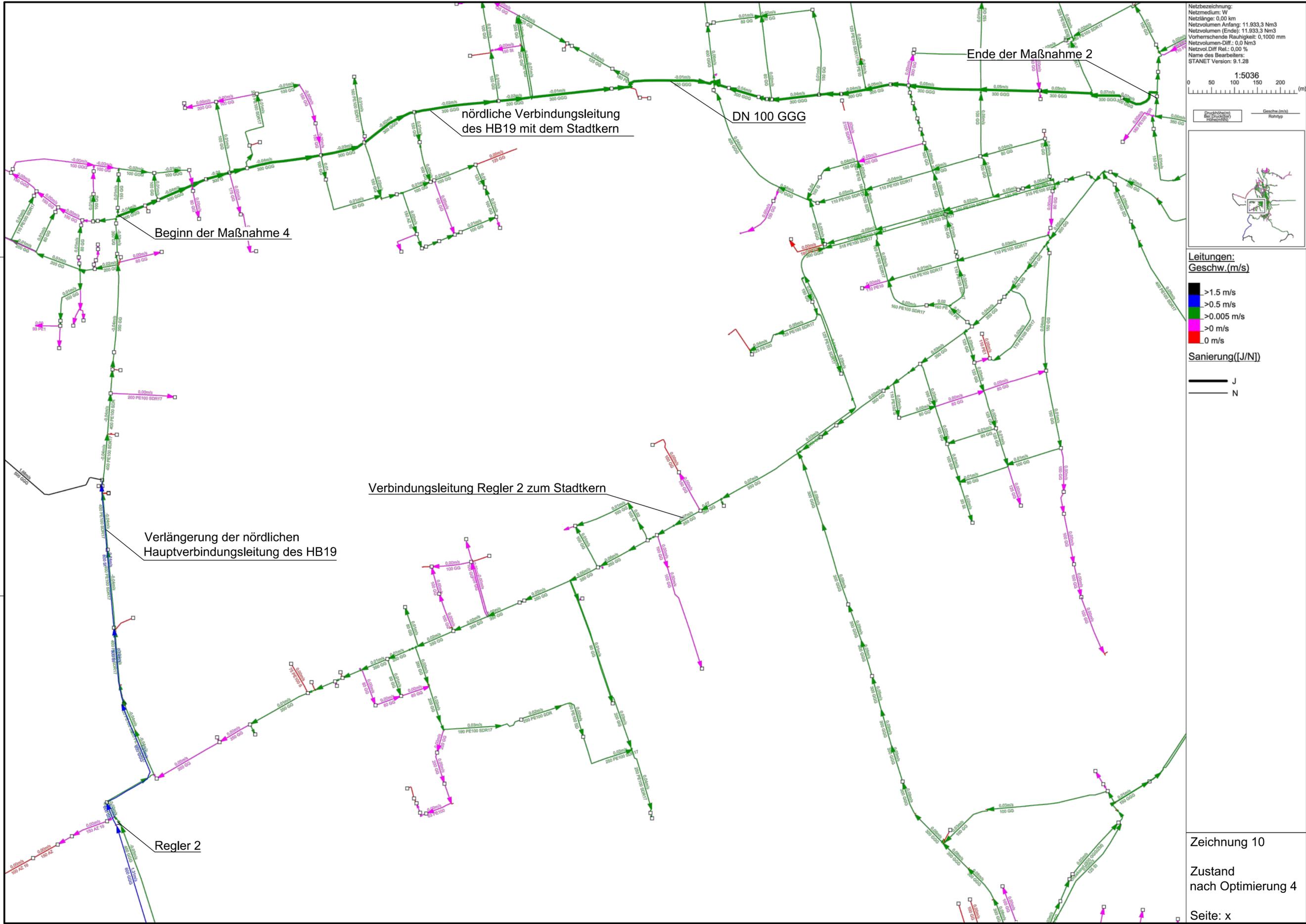
Sanierung([J/N])

- J
- N

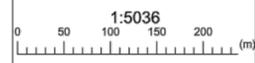
Zeichnung 8

Ausgangszustand
 vor Optimierung 3

Seite: viii



Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 11.933,3 Nm³
 Netzvolumen (Ende): 11.933,3 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,0 Nm³
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28

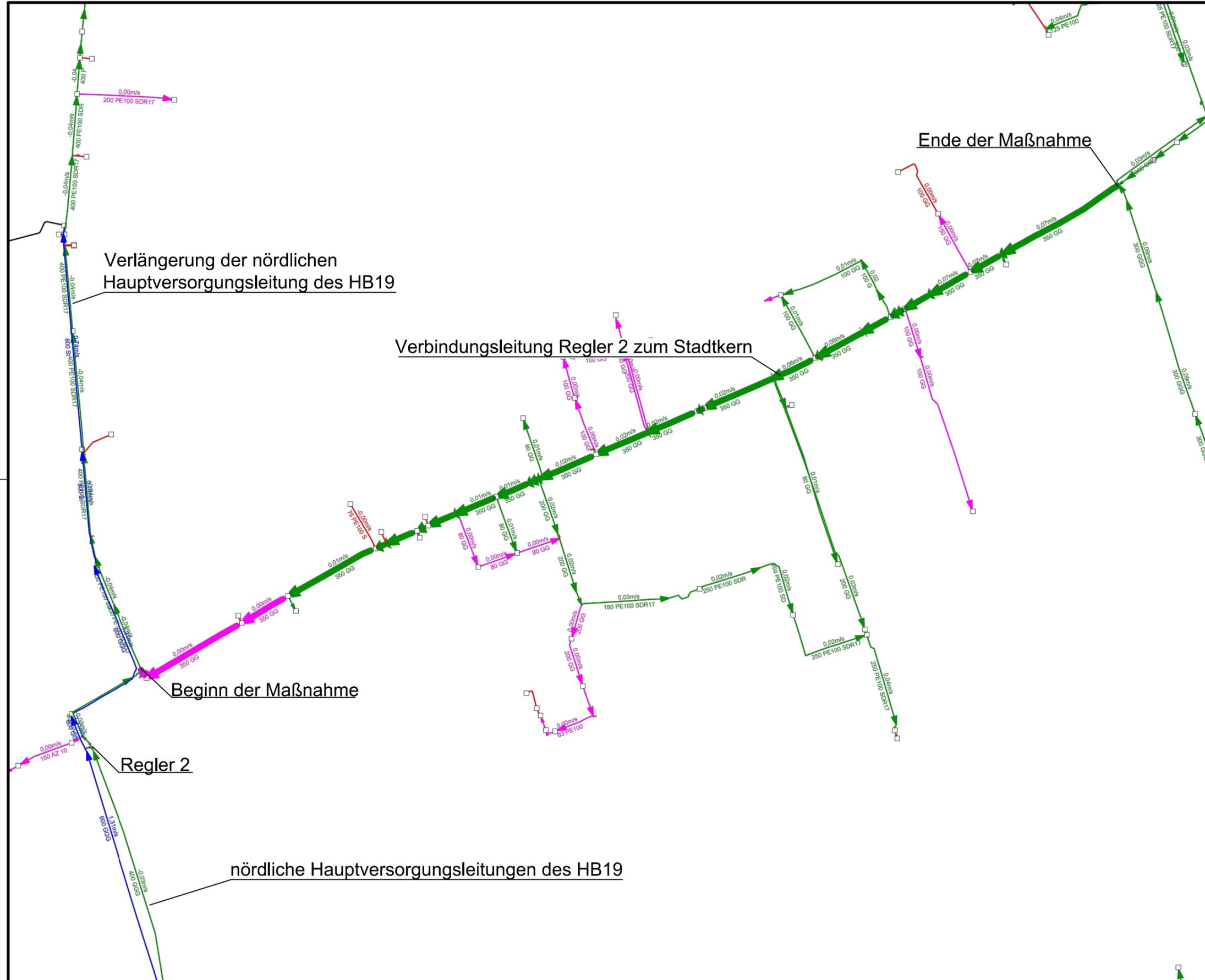


Drückhöhe(m)
 (per Durchfluss)
 Rohrtyp

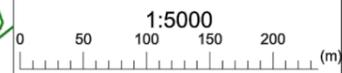


Leitungen:
Geschw. (m/s)
 >1.5 m/s
 >0.5 m/s
 >0.005 m/s
 >0 m/s
 0 m/s
Sanierung (J/N)
 J
 N

Zeichnung 10
 Zustand
 nach Optimierung 4
 Seite: x



Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 11.933,3 Nm³
 Netzvolumen (Ende): 11.933,3 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,0 Nm³
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Druckhöhe(m)
 Bar, Druck(bar)
 Höhe(mNN)

Geschw. (m/s)
 Rohrtyp



Leitungen:
Geschw. (m/s)

- >1.5 m/s
- >0.5 m/s
- >0.005 m/s
- >0 m/s
- 0 m/s

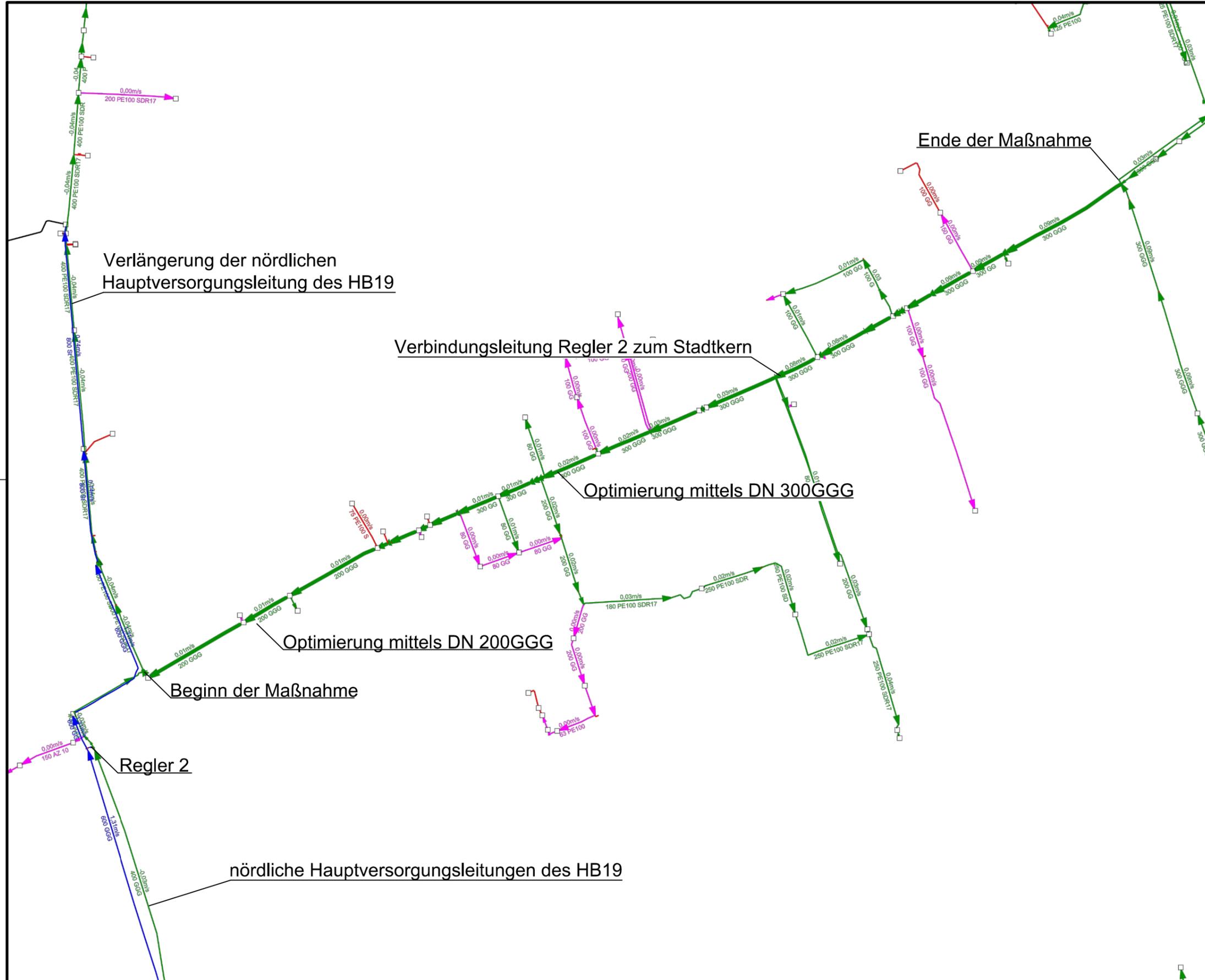
Sanierung (J/N)

- J
- N

Zeichnung 11

Ausgangszustand
 vor Optimierung 5

Seite: xi

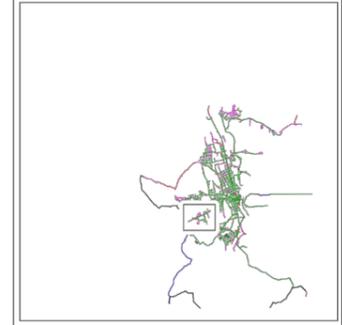


Netzbezeichnung:
 Netzmedium: W
 Netzlänge: 0,00 km
 Netzvolumen Anfang: 11.877,2 Nm³
 Netzvolumen (Ende): 11.877,2 Nm³
 Vorherrschende Rauigkeit: 0,1000 mm
 Netzvol.Diff Rel.: 0,0 %
 Name des Bearbeiters:
 STANET Version: 9.1.28



Druckhöhe(m)
 Bei Druck(bar)
 Höhe(mNN)

Geschw.(m/s)
 Rohrtyp



Leitungen:
 Geschw.(m/s)

- >1.5 m/s
- >0.5 m/s
- >0.005 m/s
- >0 m/s
- 0 m/s

Sanierung(J/N)

- J
- N

Verlängerung der nördlichen Hauptversorgungsleitung des HB19

Verbindungsleitung Regler 2 zum Stadtkern

Ende der Maßnahme

Optimierung mittels DN 300GGG

Optimierung mittels DN 200GGG

Beginn der Maßnahme

Regler 2

nördliche Hauptversorgungsleitungen des HB19

Zeichnung 12

Zustand nach Optimierung 5

Seite xii

