

Hochwasserschutz Scheffzental



Hochwasserschutz Scheffzental

Genehmigungsunterlagen

Erläuterungsbericht

Erstellt im Auftrag von
Herzog+Partner GmbH
Beratende Ingenieure VBI
Gotenstraße 15, 68259
Mannheim

Auftraggeber:

**Zweckverband
Hochwasserschutz
Scheffzental**

Am Laien 1
71252 Ditzingen

Auftragnehmer:
INROS LACKNER SE

Im Bögel 7, 76744
Wörth-Maximiliansau

Datum:
17.02.2023

DOKUMENTKONTROLLBLATT

Projektdaten

Auftraggeber: Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzental

Projektbezeichnung: Hochwasserschutz Scheffzental

Dokument: 2023-02-17_Erläuterungsbericht_Genehmigungsplanung
Scheffzental_rev01.docx

Leistungsphase: Genehmigungsplanung

Projekt – Nr.: 2020-0449

Dokumentdaten

Verzeichnis:
"P:\2020\2020-0449\Projekt\05\08\02_Objektplanung\400_Genehmigungsplanung

Erstell-Datum: 17.02.2023

Revisions-Nr.: 01

Bearbeitung und Dokumentprüfung

Aufgestellt:

Dipl.-Ing. Michael Haug
Leiter des Standortes Wörth

Geprüft:

Dipl.-Ing. Veronika Knöller
Projektingenieurin

INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS	2
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	4
TABELLENVERZEICHNIS	5
1 VERANLASSUNG UND AUFGABENSTELLUNG	6
2 GRUNDLAGEN	8
3 HOCHWASSERSCHUTZKONZEPTION SCHEFFZENTAL	9
3.1 Ausgangszustand	9
3.2 Planungsvarianten	10
3.2.1 Nullvariante	10
3.2.2 Rückhalt im Einzugsgebiet	13
3.3 Hochwasserschutzkonzept	13
3.3.1 Umgestaltungsmaßnahmen im Oberen Scheffzental	13
3.3.2 Retentionsraum Oberes Scheffzental	13
3.3.3 Retentionsraum Unteres Scheffzental	14
4 PLANUNGSGRUNDLAGEN	20
4.1 Hydrologie	20
4.1.1 Datengrundlage	20
4.1.1.1 Grundlagen der Flussmodellierung	20
4.1.1.2 Niederschlag	21
4.1.1.3 Modellierung	21
4.1.2 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Hydrologische Hauptwerte	24
4.1.3 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Lastfall Klimaänderung	26
4.1.4 Flussgebietsmodell – Simulation Planungszustand – Hochwasserschutzkonzept	29
4.2 Bemessung hinsichtlich Hochwasserschutz und Anlagensicherheit	30
4.2.1 Hochwasserschutzgrad	30
4.2.2 Hochwasserrückhalteraum (Hochwasserbemessungsfall 3)	30
4.2.2.1 Oberes Scheffzental	30
4.2.2.2 Unteres Scheffzental	34
4.2.3 Nachweis der Anlagensicherheit	45
4.2.3.1 Klassifizierung der Anlage nach DIN 19700	45
4.2.3.2 Zulaufwellen	46
4.2.3.3 Hochwasserbemessungsfall 1	48
4.2.3.4 Hochwasserbemessungsfall 2	52
4.3 Freibordbemessung	56

4.4	Geologische Verhältnisse	56
4.5	Wasserfassungen	57
5	BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN ANLAGE	57
5.1	Wasserbauliche Maßnahmen im Oberen Scheffzental	57
5.1.1	Wasserteiler	57
5.1.2	Scheffzengraben	59
5.1.3	Streichwehre, Flutmulde	60
5.2	Retentionsraum Oberes Scheffzental	60
5.2.1	Grundablass	60
5.2.2	Hochwasserentlastungsanlage	62
5.3	Retentionsraum Unteres Scheffzental	65
5.3.1	Dammbauwerk	65
5.3.2	Kontrollbauwerk	65
5.3.3	Hochwasserentlastungsanlage	68
6	GRUNDERWERB	69
7	BAUAUSFÜHRUNG	70
8	KOSTENZUSAMMENSTELLUNG	70
9	AUSWIRKUNG DER GEPLANTEN ANLAGE	70
9.1	Auswirkung im Scheffzental	70
9.2	Auswirkungen am Verdolungsauslauf im Stadtgebiet Ditzingen	72
10	ZUSAMMENFASSUNG	72
11	UNTERSCHRIFTEN	73

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1:	Übersichtsplan Scheffzental.....	7
Abbildung 2:	Auswirkungen der Nullvariante	11
Abbildung 3:	Überflutungen am 04.07.2010, Weilimdorfer Straße	12
Abbildung 4:	Überflutungen am 04.07.2010, Beutenbachverdolung im Stadtpark	12
Abbildung 5:	Lageplan mit den untersuchten Planungsvarianten Unteres Scheffzental	15
Abbildung 6:	Auszug aus Systemskizze Flussgebietsmodell Glems (Wald + Corbe, 2011)	22
Abbildung 7:	Systemskizze Flussgebietsmodell Scheffzental.....	23
Abbildung 8:	Einzugsgebiet Scheffzengraben, Auszug aus FGM Glems (Wald + Corbe, 2011)	24
Abbildung 9:	100-jährliche HW-Ganglinien am Verdolungseinlauf des Beutenbachs in Ditzingen (FGM-Kn. 723, FGM-Berechnungsvariante „I2“; Wald + Corbe, 2011)	25
Abbildung 10:	Übersicht Retentionsräume Beutenbach (Wald + Corbe, 2011)	26
Abbildung 11:	Regionen mit unterschiedlichen Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005)	27
Abbildung 12:	Speicherinhaltslinie Oberes Scheffzental.....	31
Abbildung 13:	Speicher kennlinien Oberes Scheffzental	31
Abbildung 14:	Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien $HQ_{100, \text{Klima}}$	32
Abbildung 15:	Abflussganglinien am Knoten 2, Zulauf zum Oberen Scheffzental	33
Abbildung 16:	Abflussganglinien am Knoten 3, Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental, nach Abschlag in den Beutenbach	33
Abbildung 17:	Abflussganglinien am Knoten 4 unterhalb des HRB Oberes Scheffzental.....	34
Abbildung 18:	Speicherinhaltslinie Unteres Scheffzental.....	35
Abbildung 19:	Speicher kennlinien Unteres Scheffzental.....	36
Abbildung 20:	Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzental, $HQ_{100, \text{Klima}}$	37
Abbildung 21:	Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzental, HQ_{1000}	37
Abbildung 22:	Abflussganglinien $HQ_{100, \text{Klima}}$ am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach	38
Abbildung 23:	Abflussganglinien $HQ_{100, \text{Klima}}$ am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung	38
Abbildung 24:	Abflussganglinien $HQ_{100, \text{Klima}}$ am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung.....	39
Abbildung 25:	Abflussganglinien $HQ_{100, \text{Klima}}$ am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung.....	39
Abbildung 26:	Abflussganglinien HQ_{1000} am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach	40
Abbildung 27:	Abflussganglinien HQ_{1000} am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung	40
Abbildung 28:	Abflussganglinien HQ_{1000} am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung	41
Abbildung 29:	Abflussganglinien HQ_{1000} am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung.....	41
Abbildung 30:	Klassifizierung von HRB in Anlehnung an DIN 19700-12 (aus Arbeitshilfen zur DIN 19700, LUBW, 2007).....	45
Abbildung 31:	Zuflusskurven $HQ_{200, \text{Klima}}$ zum Scheffzental	47
Abbildung 32:	Zuflusskurven HQ_{1000} zum Scheffzental.....	47
Abbildung 33:	Zuflusskurven HQ_T zum Unteren Scheffzental	48
Abbildung 34:	Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien $HQ_{200, \text{Klima}}$	49
Abbildung 35:	Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental Planungszustand $HQ_{200, \text{Klima}}$	49
Abbildung 36:	Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ_{1000}	52
Abbildung 37:	Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental Planungszustand HQ_{1000}	53
Abbildung 38:	Retentionsraum Unteres Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ_{5000}	54
Abbildung 39:	Steinanordnung am oberwasserseitigen Einlaufbereich eines Verbindungsgewässers (LUBW, 2006)	59

Abbildung 40:	Längsschnitt durch das HRB Oberes Scheffzental	61
Abbildung 41:	Kennlinie Kontrollbauwerk Oberes Scheffzental	62
Abbildung 42:	Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental	63
Abbildung 43:	Längsschnitt durch das Untere Scheffzental	67
Abbildung 44:	Kennlinie Kontrollbauwerk Unteres Scheffzental	68
Abbildung 45:	Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental	69

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1:	Scheitelabflusswerte im Scheffzental, Bestand	9
Tabelle 2:	Variantevergleich begleitende Maßnahmen	18
Tabelle 3:	Variantevergleich, gesamt	19
Tabelle 4:	FGM-Berechnungsergebnisse mit dem überarbeiteten FGM (Wald + Corbe, 2011) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723)	24
Tabelle 5:	Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005)	27
Tabelle 6:	Hochwasserabflüsse des Lastfalles Klimaänderung (Bezugsjahr 2050) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723, Berechnungsvariante I2), Wald + Corbe, 2011	28
Tabelle 7:	Ausführungsvorschlag Hochwasserschutz Scheffzental	29
Tabelle 8:	Charakteristische Höhen des Dammbauwerkes Oberes Scheffzental	30
Tabelle 9:	Abflussspitzen $HQ_{100; \text{Klima}}$ – Oberes Scheffzental	32
Tabelle 10:	Zufluss zum Becken Unteres Scheffzental	34
Tabelle 11:	Charakteristische Höhen Dammbauwerk Unteres Scheffzental	35
Tabelle 12:	Abflussspitzen Unteres Scheffzental	38
Tabelle 13:	Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für $T = 100\text{J}$, Klima, Planung	43
Tabelle 14:	Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für $T = 1000\text{J}$; Planung	44
Tabelle 15:	Bemessungsabflüsse Oberes Scheffzental am Knoten 2 des FGM	46
Tabelle 16:	Bemessungsabflüsse Unteres Scheffzental am Knoten 5 des FGM	46
Tabelle 17:	Maximale Abflüsse $BHQ_1 - HQ_{200, \text{Klima}}$ Oberes Scheffzental	48
Tabelle 18:	Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für BHQ_1 , $T = 200\text{J}$; Klima Planung	51
Tabelle 19:	Maximale Abflüsse $BHQ_2 - HQ_{1000}$, Oberes Scheffzental	52
Tabelle 20:	Maximale Abflüsse $BHQ_2 - HQ_{5000}$; Unteres Scheffzental	54
Tabelle 21:	Abfluss Becken Unteres Scheffzental bei BHQ_2 , $T = 5000\text{J}$ Planung	55
Tabelle 22:	Umrechnung Strickler Beiwerte in Manning'sche Reibungsbeiwerte	61
Tabelle 23:	Grundablasskurve Oberes Scheffzental	62
Tabelle 24:	Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental	63
Tabelle 25:	Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental	64
Tabelle 26:	Grundablasskurve Unteres Scheffzental	67
Tabelle 27:	Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental	69
Tabelle 28:	Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental	69
Tabelle 29:	Ergebniszusammenstellung	72

1 VERANLASSUNG UND AUFGABENSTELLUNG

Der Scheffzengraben war der ursprüngliche Zusammenfluss des Aischbachs aus Gerlingen und des Schnatzgrabens aus Stuttgart. Der Zusammenfluss von Aischbach und Schnatzgraben findet heute auf Stuttgarter Gemarkung schon im Verlauf eines ehemaligen Mühlkanals, des Beutenbachs, statt. Der frühere Mühlkanal besteht nur noch im oberen Abschnitt. Nach etwa 900 m fließt der Beutenbach in den Taltiefpunkt und mündet wieder in das Bachbett des Scheffzengrabens. Im oberen Abschnitt ist heute nur noch der Beutenbach vorhanden.

Der Scheffzengraben unterquert weiterhin die Autobahn A 81, die auf einem Viadukt das Scheffzental überquert, und fließt 750 m unterhalb in einen geschlossenen Querschnitt ein. Dieser verdolte Abschnitt unter der Ditzinger Innenstadt ist 665 m lang.

Durch zunehmende Bebauung und Versiegelung im Einzugsgebiet des Scheffzengrabens, Aischbachs und Schnatzgrabens wurde bereits in den 1990er Jahren eine Überprüfung der Hochwasserabflusssituation für die Gemarkung Ditzingen erforderlich. Die Stadt Stuttgart wurde vom damaligen Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz gebeten, die Untersuchung der Hochwassersituation durchzuführen. Konkreter Anlass war die Bebauung Hausen II auf der Gemarkung Stuttgart und die wasserrechtliche Genehmigung für die Einleitung von zusätzlichem Niederschlagswasser aus dem Neubaugebiet in den Scheffzengraben.

Als Folge des Hochwasserereignisses vom 04. Juli 2010 wurde eine Abflussuntersuchung für das gesamte Einzugsgebiet der Glems durch das Ingenieurbüro Wald + Corbe erstellt. Diese Ergebnisse wurden mit der bisher vorliegenden hydrologischen Untersuchung des Scheffzentals abgeglichen (Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011).

Als Ergebnis der hydrologischen Untersuchungen wurde ein gravierendes Leistungsdefizit der bestehenden Verdolung in Ditzingen festgestellt. Die Abflusskapazität der Verdolung von 15 m³/s ist für die Ableitung des Hochwasserabflusses nicht ausreichend. Aus dieser Untersuchung wurden die Bemessungswerte für die vorliegende Planung abgeleitet. Anschließend wurde ein gemarkungsübergreifendes Hochwasserschutzkonzept von Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen mit dem Ziel entwickelt, für Ditzingen einen Schutzgrad von HQ 100 zu erreichen. Zur Umsetzung des Konzeptes wurde der Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzental gegründet.

Der Antrag auf Planfeststellung erfolgte am 30.09.2013. Der Erörterungstermin fand am 06.05.2014 statt. In der Folgezeit hatte sich herausgestellt, dass die innerstädtische Verdolung von Ditzingen dem erhöhten Druck bei einem Hochwasserereignis auf Dauer nicht standhält. Eine Ertüchtigung der Verdolung hat sich auch wirtschaftlich als nicht realisierbar herausgestellt. Daher wurde eine Neuplanung des gesamten Projektes erforderlich. Mit Veröffentlichung und Unterrichtung aller Beteiligten in der 14. KW 2016 wurde das Planfeststellungsverfahren eingestellt.

Die Neuplanung des vom Zweckverband beauftragten Büros Herzog und Partner sieht als Ergebnis des Variantenvergleichs vom Oktober 2018 im Unterschied zur bisherigen Planung als technisch und wirtschaftlich sinnvollste Lösung ein talaufwärts von der Siemensstraße abgesetztes Becken im unteren Scheffzental vor. Dabei wurde Variante 1 (Schachtbauwerk am Straßendamm) als Vorzugsvariante festgelegt.

Außerdem wurde die Anpassung des Schutzgrades für Ditzingen von HQ 1000 vorgeschlagen, da nur dadurch ein vollständiger Schutz des Stadtgebietes und der bisher betroffenen Anlieger zu erzielen ist.

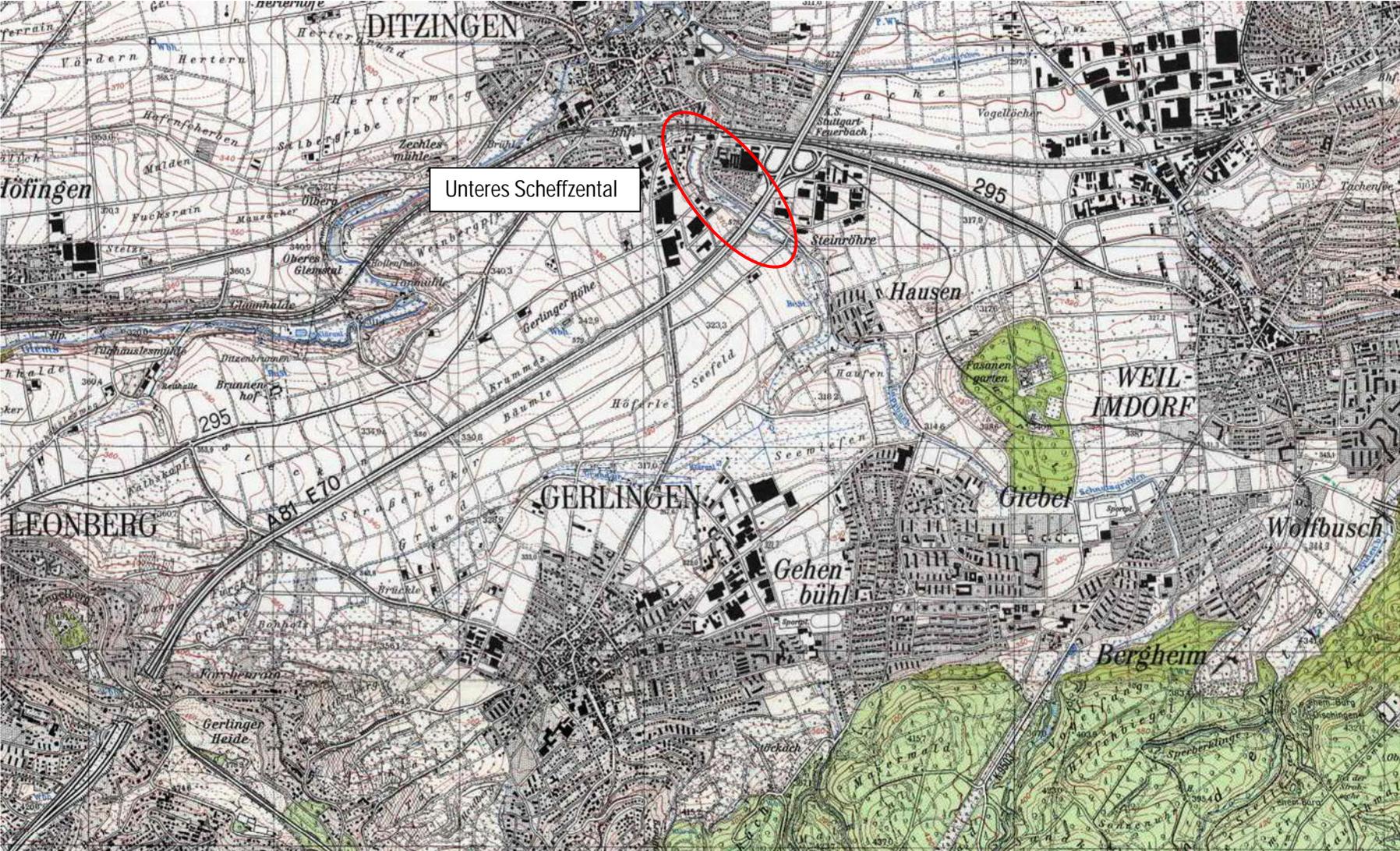


Abbildung 1: Übersichtsplan Scheffzental

2 GRUNDLAGEN

CDM Consult GmbH, 2009: Hochwasserschutzkonzept Scheffzental, Erhebungen und Bewertung von Wasserfassungen im Hinblick auf den Grundwasserschutz, Bericht im Auftrag der Stadt Stuttgart.

CDM Consult GmbH 2020: Hochwasserschutzkonzept Scheffzental, Geotechnisches Gutachten - Standsicherheitsnachweise, Bericht im Auftrag des Zweckverbandes Hochwasserschutz Scheffzental.

Deutscher Wetterdienst (DWD), 2009: Software KOSTRA-DWD 2000, V 2.2 CD.

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), 2004: DIN 19700-10 Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen.

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), 2004: DIN 19700-12 Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken.

Geotechnik Südwest, 1997: Hydrogeologische Erkundung im Oberen Scheffzental auf den Gemarkungen Ditzingen und Stuttgart, Gutachten im Auftrag der Stadt Stuttgart.

Geotechnik Südwest, 2002: Hydrogeologische Erkundung im Unteren Scheffzental auf der Gemarkung Ditzingen, Gutachten im Auftrag der Stadt Ditzingen.

Ihringer, J. 2005: Softwarepaket für Hydrologie und Wasserwirtschaft; Anwenderhandbuch, Band 1 Hochwasseranalyse, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) der Universität Karlsruhe.

Intermetric, 2016: Aufnahme Scheffzental, Vermessung von Gewässerprofilen und Geländepunkten im Auftrag des Zweckverbandes Hochwasserschutz Scheffzental.

Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK), 2003: Softwarepaket für Hochwasseranalyse und -berechnung, Version 5.01; Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz (LFU) Baden-Württemberg, 2004: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 90: Überströmbare Dämme und Dammscharten, Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz (LfU) Baden-Württemberg, 2005: Abflusskennwerte in Baden-Württemberg (CD ROM).

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), 2005: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 92: Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes, Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LUBW), 2006: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 101: Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern – Teil 2 – Umgehungsgewässer und fischpassierbare Querbauwerke, Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LUBW), 2007: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 106: Arbeitshilfen zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, Karlsruhe.

Landesvermessungsamt Baden-Württemberg, 2007: Digitales Geländemodell aus bereinigten Laserscann-Punkten (last pulse).

Lutz, W., 1984: Berechnung von Hochwasserabflüssen unter Anwendung von Gebietskenngrößen. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, Mitteilungen Heft 24.

Ministerium für Umwelt Baden-Württemberg (UM), 1993: Handbuch Wasserbau, Naturgemäße Bauweisen, Heft 5, Ufer- und Böschungssicherungen, Stuttgart.

Regierungspräsidium Stuttgart, 2005: Vermessung von Gewässerprofilen und Bauwerken des Beutenbachs im Rahmen der Erstellung von Hochwassergefahrenkarten im TBG 450-2.

Wald + Corbe, 2011: Hochwassergefahrenkarten für das Glemstal, ergänzende hydrologische Berechnungen im Auftrag des Regierungspräsidiums Stuttgart.

Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011: Vergleich der neuen Berechnungsergebnisse (FGM-Glems) mit den Ergebnissen früherer Untersuchungen (FGM-Scheffzental), Bericht im Auftrag der Stadt Stuttgart.

Winkler+Partner, 2011: Maßgebende Abflüsse am Lachengraben für HQ_2 bis HQ_{extrem} , HWGK Glems/Strudelbach (TBG 450-2), Bericht im Auftrag des Regierungspräsidiums Stuttgart.

3 HOCHWASSERSCHUTZKONZEPTION SCHEFFZENTAL

3.1 Ausgangszustand

Das Scheffzental stellt einen natürlichen Retentionsraum dar, der im Oberen Scheffzental durch die Querung des Feldweges Flst. 2356 gebildet wird.

Der Retentionsraum Unteres Scheffzental wird flussabwärts in Richtung Norden durch das Stadtgebiet von Ditzingen abgegrenzt. Die Geländeanhebung von ca. 6 m zieht sich auf einer Breite von etwa 200 m durch das Scheffzental. Das Scheffzental wird über eine Verdolung entwässert. Die Verdolung durchquert das Stadtgebiet mit verschiedenen Querschnitten am Fuß der Geländeanhebung.

Die Scheitelabflusswerte im Scheffzental im Ausgangszustand betragen (Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011):

	HQ ₁₀₀	HQ _{100, Klima}
Zulauf aus Aischbach		16,8 m ³ /s
Zulauf aus Schnatzgraben		10,2 ¹ m ³ /s
Zulauf zur Verdolung	18,3 m ³ /s	21,0 m ³ /s

Tabelle 1: Scheitelabflusswerte im Scheffzental, Bestand

Der Abfluss aus dem Unteren Scheffzental wird durch den sehr leistungsfähigen Durchlass durch Siemensstraße und Bahndamm vorgegeben. Unterhalb des Bahndammes kommt es

¹ Inkl. 1 m³/s aus Hausen II

zu Überflutungen. Die unmittelbar anschließende Verdolung unterhalb des Stadtgebietes leitet lediglich 15 m³/s schadlos ab.

3.2 Planungsvarianten

3.2.1 Nullvariante

Die Nullvariante bedeutet einen Verzicht auf alle Ausbaumaßnahmen und behält die derzeitige Situation bei. Dadurch wird das vorhandene Retentionspotential des Scheffzentals nicht genutzt. Die Hochwassersituation wird nicht verbessert.

Aufgrund der zu geringen Leistungsfähigkeit kommt es bei Abflüssen, welche die Leistungsfähigkeit der Verdolung überschreiten, zu Ausuferungen im Stadtgebiet Ditzingen (Abbildung 2). Dieses Abflussszenario ist bei dem Hochwasserereignis am 04. Juli 2010 in Ditzingen aufgetreten (Abbildung 3 und Abbildung 4).

Ein Verzicht auf Hochwasserschutzmaßnahmen ist aufgrund des zu geringen vorhandenen Schutzgrades und des immensen Schadenspotentials nicht zu verantworten.

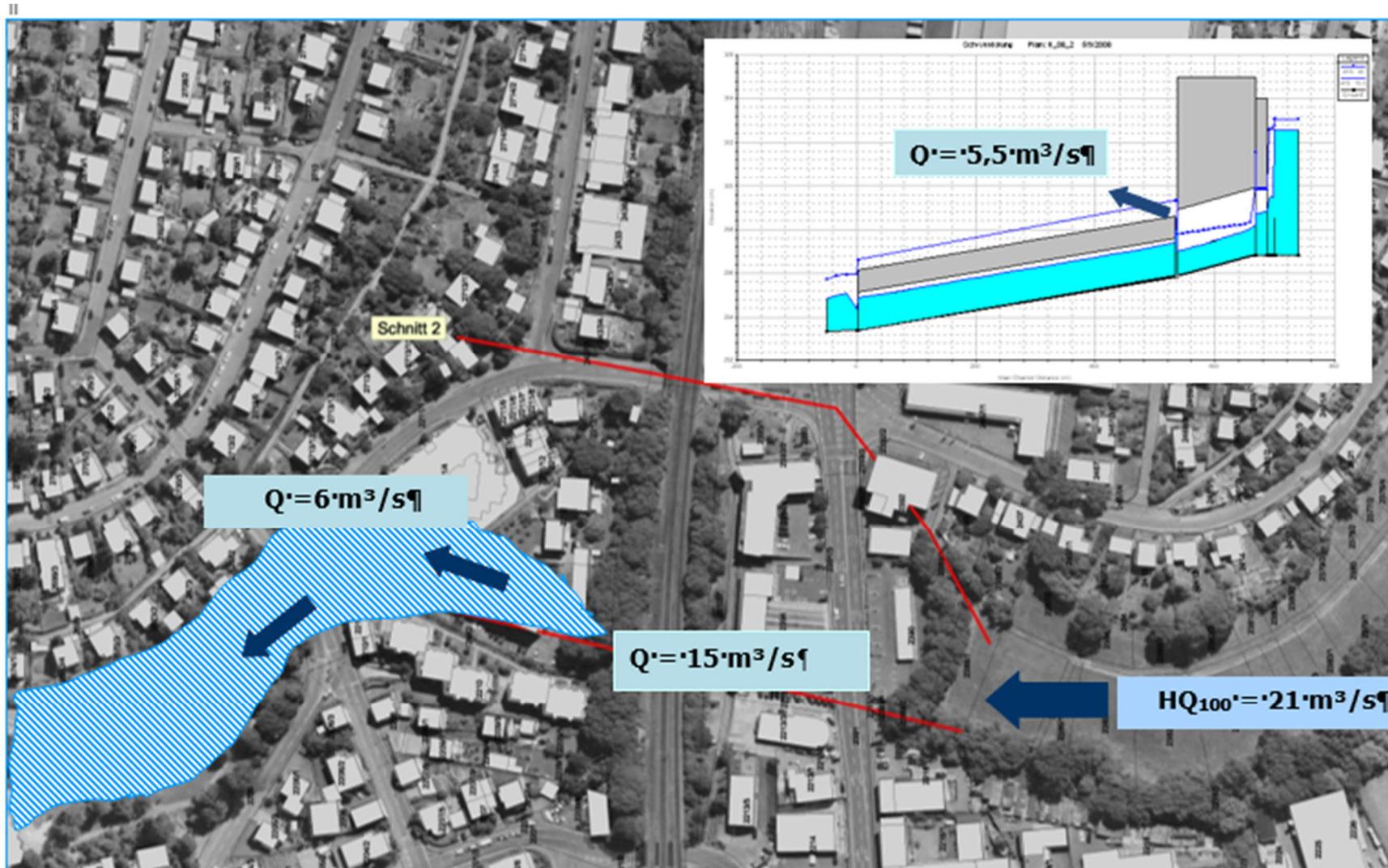


Abbildung 2: Auswirkungen der Nullvariante



Abbildung 3: Überflutungen am 04.07.2010, Weilimdorfer Straße



Abbildung 4: Überflutungen am 04.07.2010, Beutenbachverdolung im Stadtpark

3.2.2 Rückhalt im Einzugsgebiet

Das Einzugsgebiet des Scheffzental hat eine Gesamtfläche von $AE = 14,2 \text{ km}^2$ und ist zu 43 % bebaut. Diese Flächen werden über die Kanalisation entwässert. Auf diesen Flächen entsteht der Hauptanteil des Abflusses. Somit sind Retentionsräume in den Hanglagen oberstrom der besiedelten Flächen ungeeignet zum Schutz von Ditzingen. Die vorhandenen Rückhaltekapazitäten im Kanalisationsbereich sind in der vorliegenden Modellierung des Ausgangszustandes erfasst.

Eine wirkungsvolle Abminderung der Hochwasserwelle muss deshalb unterstrom der bebauten Ortslagen von Stuttgart-Hausen und Gerlingen liegen. Die Flächen entlang des Grundgrabens/Aischbach in Gerlingen sowie des Schnatzgrabens/Rappbach in Stuttgart sind bei dem 100-jährlichen Hochwasserabfluss weiträumig überflutet und tragen mit über 100.000 m^3 Retentionsvolumen zur Abflachung der Hochwasserwelle bei (Kapitel 4.1.2). Der Rückhalt im Einzugsgebiet ist bei den maßgebenden Abflusswerten nach Tabelle 1 bereits berücksichtigt. Die Reduzierung der Abflussspitze ist nicht ausreichend.

Zudem war der Auslöser für die Erstellung des Hochwasserschutzkonzepts die Erteilung der wasserrechtlichen Genehmigung für die Einleitung von Regenwasser aus den Neubaugebieten Hausen I und II in Stuttgart-Hausen in den Scheffzengraben. Diese münden im Oberen Scheffzental ein. Etwaige Abflussverschärfungen aus diesen Zuleitungen können nur direkt im Scheffzental zurückgehalten werden.

3.3 Hochwasserschutzkonzept

In der vorhandenen Ausgangssituation fallen in den natürlich vorhandenen Retentionsräumen bei HQ100, Klima = $21 \text{ m}^3/\text{s}$ als maximaler Scheitelabfluss an (Kapitel 4.1.3), während die Leistungsfähigkeit der Verdolung $15 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Nach Ausschluss der oben genannten Varianten stellt die Reaktivierung des vorhandenen Retentionsraumes im Scheffzental die zielführende Lösung dar:

- Optimierung der Retentionsräume auf Leistungsfähigkeit der Verdolung
- Umgestaltungsmaßnahmen im Oberen Scheffzental
- Bereitstellung des Retentionsraums Oberes Scheffzental
- Bereitstellung des Retentionsraums Unteres Scheffzental

3.3.1 Umgestaltungsmaßnahmen im Oberen Scheffzental

Die Umgestaltung im Scheffzental beinhaltet im Wesentlichen die Reaktivierung des Scheffzengrabens im Taltiefpunkt. Dabei wird der am Herdweg verlaufende Beutenbach als Hauptgewässer beibehalten. Es ist vorgesehen, bis zu einer Abflussmenge von 100 l/s im Aischbach (Gemarkung Gerlingen) den Abfluss wie bisher in den Beutenbach weiterzuleiten. Bei höheren Abflüssen wird eine Teilwassermenge in den neu zu gestaltenden Scheffzengraben im Taltiefpunkt abgegeben. Der neue Scheffzengraben wird unter Schonung der Vegetation in einer Breite von 2 m und einer Tiefe von 60 cm variierend hergestellt. Zur Hochwasserüberleitung wird nach dem Zusammenschluss von Schnatzgraben und Aischbach ein Streichwehr zur Überleitung des Hochwasserabflusses in den Taltiefpunkt vorgesehen. Des Weiteren werden unter Berücksichtigung der Gehölze verschiedene Böschungssabsenkungen am Beutenbach zu seiner Entlastung hergestellt. Dies ist erforderlich, um künftig Erosionsschäden am Herdweg entlang des Beutenbachs zu vermeiden.

3.3.2 Retentionsraum Oberes Scheffzental

Der Retentionsraum Oberes Scheffzental entsteht durch einen Rückhalt an dem bestehenden Feldweg Flurstück 2356.

Hierzu wird der bestehende Durchlass im Scheffzengraben vergrößert. Der Feldwegdamm wird um 20 cm erhöht und als überströmbarer Damm mit einer Breite von 30 m und einer Höhe von 1,95 m ausgebildet. Dazu ist die luftseitige Böschung mit einem Steinsatz zu sichern. Der Steinsatz wird mit Oberboden angedeckt und begrünt.

3.3.3 Retentionsraum Unteres Scheffzental

In der Variantenuntersuchung vom Oktober 2018 wurden 4 alternative Dammstandorte untersucht. Die Standorte befinden sich direkt am Straßendamm bzw. 100, 200 m und 300 m oberhalb des Straßendamms der Siemensstraße.

- Variante 1: Schachtbauwerk am Damm der Siemensstraße
- Variante 2: Standort 100 m oberhalb Siemensstraße
- Variante 3: Standort 200 m oberhalb Siemensstraße
- Variante 4: Standort 300 m oberhalb Siemensstraße

Das Bauwerk muss von der bestehenden Verdolung entkoppelt werden, um Druckabfluss in der Verdolung zu vermeiden. Darüber hinaus bleibt die Verdolungsöffnung nördlich des Bahn-dammes offen. Der Abfluss durch die Verdolung wird durch die Maßnahme nicht erhöht, sondern soweit reduziert, dass bis HQ_{1000} in der Verdolung kein Druckabfluss auftritt.

Als Grundlage zur Variantenentscheidung wurde eine Betrachtung der Varianten 1-4 mit Gegenüberstellung von Vor- und Nachteilen auf Grundlage der nachfolgenden Kriterien durchgeführt. Die untersuchten Retentionsräume werden in der folgenden Abbildung 5 dargestellt.

- Hochwassersicherheit
- Flächenbedarf
- Einstaufläche
- begleitende Maßnahmen
- Restflächen
- Kosten

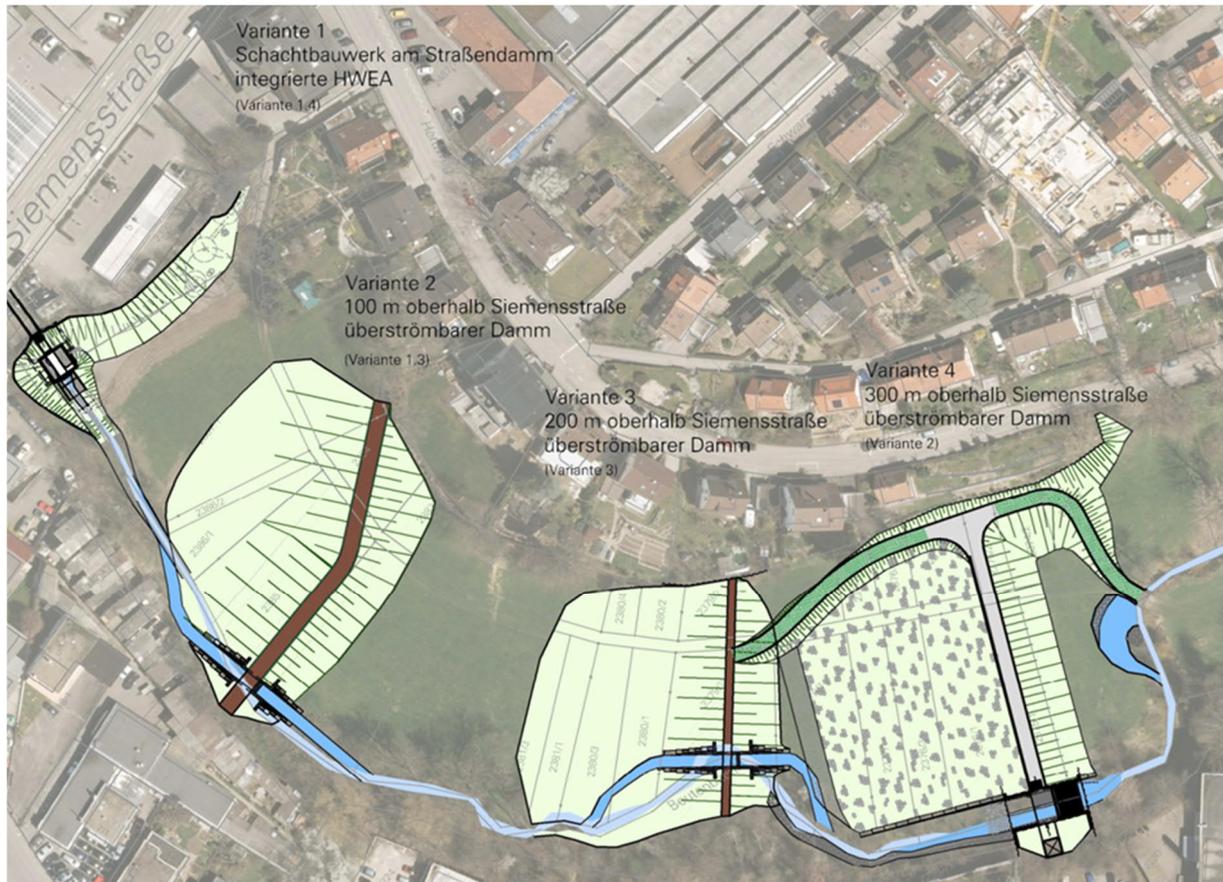


Abbildung 5: Lageplan mit den untersuchten Planungsvarianten Unteres Scheffzental

Hochwassersicherheit

Alle Varianten stellen die Hochwassersicherheit bis zum HQ_{1000} her. Bis zu diesem Abfluss tritt kein Wasser aus der Verdolungsöffnung nördlich des Bahndammes aus.

Flächenbedarf

Die Variante 1 optimiert den Retentionsraum durch den Bau eines Schachtbauwerkes. Der Rückhalt erfolgt durch den bestehenden Straßendamm. Dazu muss die Böschung standsicher hergestellt werden. Durch die Maßnahme wird eine Fläche von ca. 900 m² beansprucht. Bei den Varianten 2-4 ist der Bau eines Hochwasserschutzdammes erforderlich. Die Dammbauwerke werden zur Hochwasserentlastung mit einem überströmbareren Dammrücken ausgebildet. Deshalb weisen diese Varianten eine größere Dammaufstandsfläche auf. Der Flächenbedarf liegt bei den Varianten 2 und 3 bei ca. 4.000 m² bzw. ca. 3.500 m². Für die Umsetzung der Variante 4 werden ca. 4.800 m² Fläche benötigt. Im Hinblick auf den Flächenbedarf stellt sich die Variante 1 klar als die günstigste Variante heraus. Wohingegen die Varianten 2-4 aufgrund des überströmbareren Dammrückens deutlich mehr Fläche benötigen. Dabei stellt die Variante 4 die ungünstigste Lösung dar, da sie aufgrund der größten Dammhöhe etwas mehr Fläche beansprucht als die Varianten 2 und 3.

Einstaufläche

Die Gesamteinstauflächen für das HQ_{1000} betragen bei allen Varianten zwischen 25.000 m² und 29.000 m². In Bezug auf die Einstauflächen ist demnach keine Variante zu bevorzugen oder auszuschließen.

Begleitende Maßnahmen

Die Dammstandstandorte der Varianten liegen innerhalb des bebauten Bereiches im Unteren Scheffzental. Damit liegen einige Gebäude, je nach Variante, im Stauraum des Hochwasserrückhaltebeckens. Somit sind begleitende Maßnahmen zum Schutz der Privatgrundstücke bis zum Bemessungshochwasser HQ_{1000} vorzusehen. Die jeweiligen Maßnahmen unterscheiden sich nach Aufwand, Schutzhöhe und Länge der Schutzmaßnahmen und sind im Einzelfall zu prüfen. Im Rahmen dieses Variantenvergleichs wurden diese Maßnahmen noch nicht konzipiert. Um eine Vergleichbarkeit herzustellen, wurde von dem Einbau einer Spundwand als Hochwasserschutzelement ausgegangen. Zur Bewertung der einzelnen Varianten wurde deshalb die erforderliche Schutzlinie als Kriterium eingeführt. Dabei stellt sich bei den Varianten 1 und 2 die Situation mit 40 bzw. 45 m als vergleichsweise günstig dar. Die Variante 3 stellt mit einer notwendigen Schutzlänge von 150 m die deutlich schlechteste Lösung dar. Eine Zusammenstellung der Auswirkungen ist in Tabelle 2 aufgeführt.

Restflächen

Die Varianten 2-4 üben durch das Dammbauwerk eine trennende Wirkung auf das Untere Scheffzental aus. Die Varianten 3 und 4 teilen das Tal in etwa hälftig auf. Durch das Dammbauwerk wird daher die Bewirtschaftung der Flächen erschwert, ist aber aufgrund der Überfahrbarkeit des Dammes weiterhin möglich. Die Variante 2 liegt relativ nahe bei dem Straßendamm. Eine Bewirtschaftung dieser Fläche ist schwer möglich. Außerdem entsteht ein „Unort“, der aufgrund seiner Abgeschiedenheit eine Vermüllung der Fläche nach sich ziehen könnte. Die Variante 2 stellt hier die ungünstigste Lösung dar.

Bei Variante 1 entstehen keine Restflächen. Diesbezüglich ist sie deshalb die beste Lösung.

Kosten

Die Kostenangaben beziehen sich auf die Gesamtbaukosten inkl. der Kosten für die begleitenden Schutzmaßnahmen (Spundwand) und der gesetzlichen Mehrwertsteuer. Nicht enthalten sind Grunderwerbskosten und Planungskosten sowie sonstige Baunebenkosten.

Die Varianten 2-4 erfordern den Bau eines Erddammes mit Kontrollbauwerk und überströmbarem Dammrücken. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Standorte. Die Bauweise ist die gleiche. Es werden demnach keine gravierenden Unterschiede hinsichtlich der Kosten erwartet. Für die Umsetzung wird ein Betrag von ca. 1.800.000 EUR erforderlich. Bei der Variante 1 entfällt der Bau eines Erddammes und des überströmbaren Dammrückens. Dies führt zu deutlich geringeren Kosten, die mit ca. 1.000.000 EUR abgeschätzt werden. Dabei können die begleitenden Maßnahmen zur Minderung der o.g. Auswirkungen, noch zu Abweichungen führen.

Vorzugsvariante aus technischer Sicht

Alle Varianten stellen die Hochwassersicherheit her und sind deshalb grundsätzlich zur Ausführung geeignet. Sie erfordern zur Abminderung der Hochwasserwelle eine ähnliche Staufläche und sind auch dahingehend als gleichwertig einzustufen.

Bei den weiteren Kriterien entsteht ein unterschiedliches Bild. Hinsichtlich des Flächenbedarfs ist die Variante 4 die ungünstigste Lösung. Die Variante 3 erfordert den größten Aufwand an begleitenden Maßnahmen. Bei der Nutzung der verbleibenden Restflächen ist die Variante 2 die deutlich schlechteste Variante.

Variante 1 ist bei allen Entscheidungskriterien die günstigste Lösung. Darüber hinaus verursacht sie nur 50-60 % der Kosten, die für den Bau der Varianten 2-4 erforderlich wären.

Aus geotechnischer Sicht eignen sich alle 3 Standorte gleichermaßen zur Umsetzung (CDM Smith, 2016).

In der Gesamtbetrachtung aus technischer Sicht ist deshalb die Variante 1 (Schachtbauwerk am Straßendamm) umzusetzen.

Eine Übersicht und Bewertung der genannten Kriterien findet sich in Tabelle 3.

Varianten		Sohle [m+NN]	HQ1000			Situation bei HQ1000
			H [m+NN]	h [m]	S [m³]	
1	Schachtbauwerk am Straßendamm, integrierte HWEA	296,95	301,73	4,78	52.351	Die Anwesen Herdweg 2 und 4 befinden sich im Überflutungsbereich (Flst. Nr. 2389/3, 2388/2). Dies erfordert Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von ca. 40 m. Die Flurstücke Nr. 2371/2 und 2370/3 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen.
2	Standort 100 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm	297,91	302,86	4,95	50.060	Die Hochwasseranschlagslinie tangiert die Anwesen der Häuser Herdweg Nr. 8 und 10. Das Flurstück Nr. 2404 ist von Überflutung betroffen (Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von 45 m). Die Flurstücke Nr. 2371/2, 2370/3, 2370/2, 2370/4 und 2370/1 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen.
3	Standort 200 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm	298,81	304,01	5,20	52.113	Die Hochwasseranschlagslinie tangiert die Anwesen der Häuser Herdweg Nr. 16, 18 und 22. Die Flurstücke-Nr. 2417, 2420, 2421 und 2423 sind von Überflutung betroffen (Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von 120 m). Darüber hinaus erfordern die Flurstücke Nr. 2370/6 und 2369 Schutzmaßnahmen auf weiteren 30 m. Die Flurstücke-Nr. 2371/2, 2370/3, 2370/2 und 2370/4 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen.
4	Standort 300 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm	299,61	304,64	5,03	52.543	Die Hochwasseranschlagslinie tangiert das Anwesen Herdweg Nr. 22. Die Flurstücke-Nr. 2421 und 2423 sind von Überflutung betroffen (Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von 70 m). Darüber hinaus erfordern die Flurstücke Nr. 2370/6 und 2369 Schutzmaßnahmen auf weiteren 30 m. Die Flurstücke Nr. 2371/2, 2370/3, 2370/2, 2370/4 und 2370/1 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen.

Tabelle 2: Variantenvergleich begleitende Maßnahmen

Legende:	
	positiv
	neutral
	negativ

Varianten Unteres Scheffzental		Hochwasserschutz Sicherheit HQ ₁₀₀₀	Flächenbedarf	Einstaufläche HQ ₁₀₀₀	Begleitende Maßnahmen	Restflächen	Kosten
1	Schachtbauwerk am Straßendamm, integrierte HWEA	erreicht	900 m ²	25.000 m ²	40 m	keine	1.000.000 EUR
2	Standort 100 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm	erreicht	4.000 m ²	26.000 m ²	45 m	nicht nutzbar	1.800.000 EUR
3	Standort 200 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm	erreicht	3.500 m ²	27.000 m ²	150 m	eingeschränkt nutzbar	1.800.000 EUR
4	Standort 300 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm	erreicht	4.800 m ²	29.000 m ²	100 m	eingeschränkt nutzbar	1.800.000 EUR

Tabelle 3: Variantenvergleich, gesamt

Legende:	
	positiv
	neutral
	negativ

4 PLANUNGSGRUNDLAGEN

4.1 Hydrologie

4.1.1 Datengrundlage

Im Zuge der Ausweisung von Hochwassergefahrenkarten für das Einzugsgebiet der Glems wurde zur Ermittlung der hydrologischen Grundlagen im Auftrag des Regierungspräsidiums Stuttgart eine Flussgebietsuntersuchung durch das Ingenieurbüro Wald + Corbe erstellt (Wald + Corbe, 2011). Dabei wurden auch die Erkenntnisse aus dem Hochwasserereignis vom 04.07.2010 verwendet. Aufgrund des damit vorliegenden, großräumigen Modells mit einer Gesamteinzugsgebietsfläche von $AE = 196 \text{ km}^2$, war zur Modellanpassung eine Nachbildung von 4 Glemspegeln (Büsnau, Leonberg, Ditzingen, Talhausen) und somit die Auswertung von 216 Hochwasserereignissen möglich.

Bei der Besprechung der drei beteiligten Kommunen und dem Landratsamt Ludwigsburg am 09.06.2011 im Rathaus Ditzingen wurde festgelegt, die Daten des oben genannten FGM Glems der Planung der Hochwasserschutzmaßnahmen zugrunde zu legen.

4.1.1.1 Grundlagen der Flussmodellierung

Die Berechnung des gesamten Flussgebietes erfolgte mit dem FGM Glems durch Wald + Corbe (Wald + Corbe, 2011). Für die Simulation des Planungszustandes wurde ein auf das Scheffzental beschränktes Niederschlags-Abfluss-Modell durch Herzog+Partner erstellt. Die Zuflüsse zu diesem Modell wurden von Wald + Corbe übergeben.

Die Berechnungen im Scheffzental wurden mit dem Programmpaket „Hochwasseranalyse“ des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung des Karlsruher Instituts für Technik (KIT ehemals Universität Karlsruhe (TH)) geführt. Eine Beschreibung des in der vorliegenden Untersuchung verwendeten Flussgebietsmodells FGM und der eingesetzten Verfahren erfolgt z.B. in Ihringer (2005). Eine ausführliche Beschreibung der theoretischen Grundlagen der eingesetzten Verfahren (Abflussbildung, Abflusskonzentration, Flood-Routing, Speicherbetrieb) kann Lutz (1984) entnommen werden.

Um eine flächendetaillierte Niederschlags-Abfluss-Simulation durchzuführen, muss zunächst die Gliederung des betrachteten Gesamtsystems mit Hilfe von Gewässerknoten in Teileinzugsgebiete und Gewässerabschnitte erfolgen. Mittels mathematischer Modelle wird für die Einzugsgebiete, die an den Knoten angeschlossen sind, der Niederschlags-Abfluss-Prozess nachgebildet. Aufgrund des unterschiedlichen Abflussverhaltens von versiegelten Stadtf lächen (Kanalnetz) und Landflächen werden unterschiedliche Ansätze zur Prozessbeschreibung verwendet. Stadtknoten und Landknoten können dabei unterschiedliche Verknüpfungen (Folge-knoten) aufweisen.

Gewässerknoten werden im Wesentlichen an naturräumlichen Gegebenheiten wie Gewässer-zusammenflüssen, Engstellen, Bereichen potentieller Ausbaumaßnahmen, Beckenstandorten oder städtischen Einleitungen (Regenentlastungen, Kläranlagen) orientiert. Es sind jedoch auch Komponenten wie eine spätere Verknüpfung mit dem hydraulischen Fließgewässermodell, Bodennutzungsaspekte, topographische oder geologische Besonderheiten zu berücksichtigen. Die Gewässerknoten, an denen die Zuflüsse aus dem angeschlossenen ländlichen Teileinzugsgebiet berechnet werden, erhalten nachfolgend die Bezeichnung „Landknoten“. Entsprechend handelt es sich bei den „Stadtknoten“ um Knoten mit Zuflüssen aus dem kommunalen Kanalnetz. Bei der Aufstellung eines Flussgebietsmodells

sind als dritte Knotengruppe „Hilfsknoten“ ohne direkt angeschlossene Einzugsgebiete, beispielsweise zur Darstellung der Überlagerung von Teilganglinien bei Zusammenflüssen, einzuführen.

Der Abfluss an einem Knoten ergibt sich in den Modellrechnungen durch Überlagerung der Zuflussganglinie des am Knoten angeschlossenen Einzugsgebietes mit den Zuflussganglinien eventuell oberstromiger Knoten. Zwischen zwei Gewässerknoten kann die Verformung der Abflussganglinie entlang der Gewässerstrecke (Flood-Routing) und der Einfluss eines Hochwasserrückhaltebeckens modelliert werden.

4.1.1.2 Niederschlag

Die Bemessungsniederschläge fließen in das FGM Glems von Wald + Corbe ein. Diese wurden aus der KOSTRA-2000-Untersuchung des Deutschen Wetterdienstes (DWD, 2009) abgeleitet. Diese Werte wurden auf Plausibilität geprüft und ggf. korrigiert (Wald + Corbe, 2011).

4.1.1.3 Modellierung

Das Einzugsgebiet des Scheffzental bis zur Verdolung unter dem Stadtgebiet Ditzingen umfasst eine Einzugsgebietsfläche vom AE = 14,2 km². Es zeichnet sich durch einen hohen Versiegelungsgrad aus. 43 % des gesamten Gebietes sind bebaut und werden über die Kanalisation entwässert. Das heißt, es treten im Starkregenfall schnell sehr hohe Abflussspitzen auf. Diese kommen durch eine Reihe von Entlastungen aus Regenüberläufen des Kanalisationsnetzes zustande. Das Gesamteinzugsgebiet lässt sich im Wesentlichen in drei Teileinzugsgebiete aufteilen:

- Einzugsgebiet Aischbach/Grundgraben
- Einzugsgebiet Rappbach/Schnatzgraben
- Einzugsgebiet Scheffzengraben/Beutenbach

Das detaillierte Modell des Scheffzental wird in das Modell der Glems integriert. Das FGM Glems ist in Abbildung 6 im Auszug dargestellt. Die Zuflüsse zum FGM Scheffzental werden aus den Knoten 711 bis 730 des FGM Glems übernommen.

Die aktuelle Systemskizze des Modells Scheffzental mit Kennzeichnung der Zuflüsse des FGM Glems ist in Abbildung 7 dargestellt.

Das Einzugsgebiet ist in Abbildung 8 dargestellt.

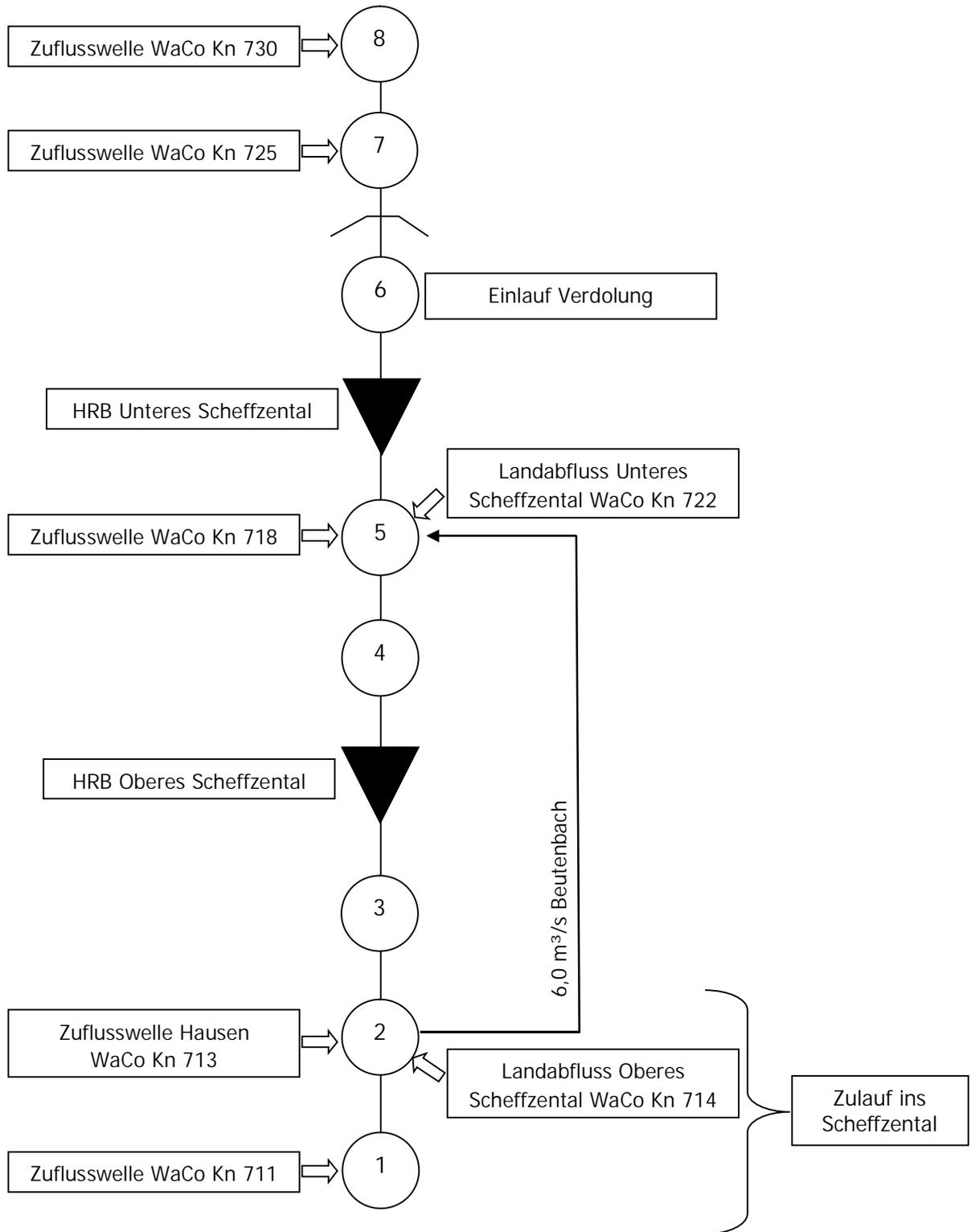


Abbildung 7: Systemskizze Flussgebietsmodell Scheffzental

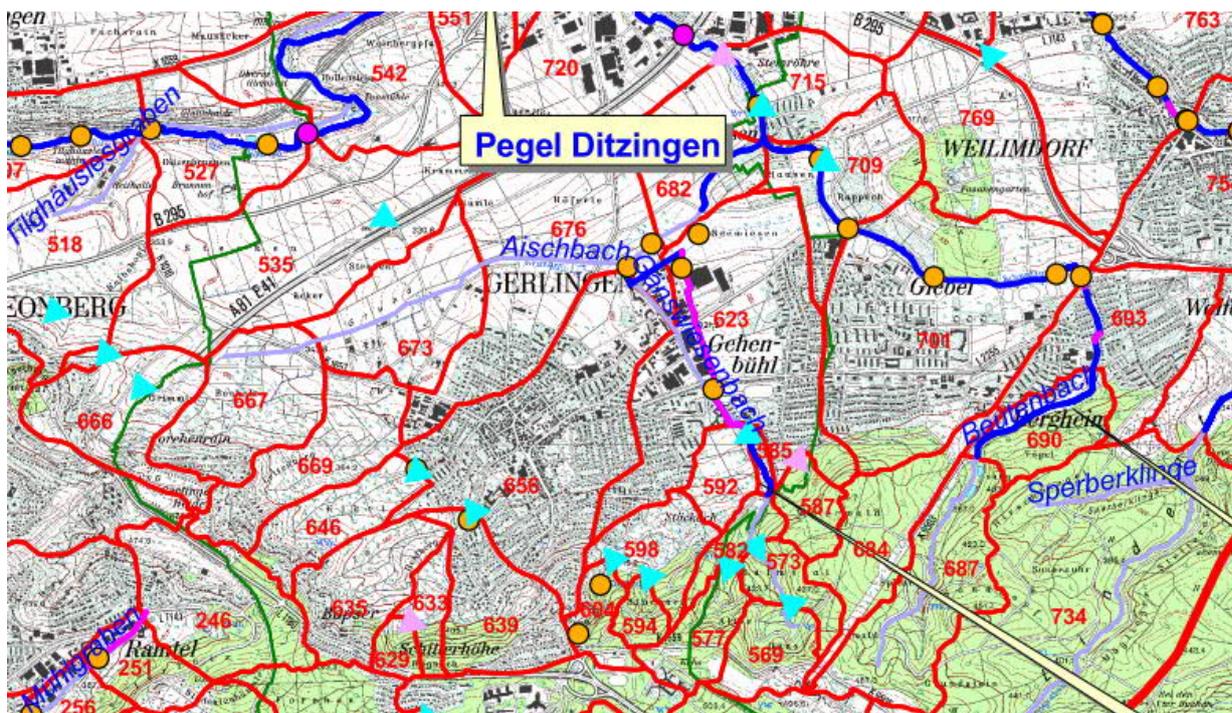


Abbildung 8: Einzugsgebiet Scheffzengraben, Auszug aus FGM Glems (Wald + Corbe, 2011)

4.1.2 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Hydrologische Hauptwerte

Bei Abflüssen von ca. 6 m³/s bis 8 m³/s ist die Leistungsfähigkeit des Beutenbachs überschritten. Das ausgebordete Wasser strömt dann den Gefälleverhältnissen folgend entlang der Taltiefenlinie ab. In Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Neuberechnungen mit dem FGM Glemstal für den Verdolungseinlauf in Ditzingen zusammengestellt.

FGM-Kn. WaCo 4/2011	HQ _{10,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011	HQ _{20,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011	HQ _{50,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011	HQ _{100,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011
723	8,9	10,8	14,7	18,3

Tabelle 4: FGM-Berechnungsergebnisse mit dem überarbeiteten FGM (Wald + Corbe, 2011) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723)

In der nachfolgenden Abbildung sind exemplarisch am Verdolungseinlauf des Beutenbachs in Ditzingen (FGM-Kn. 723) die 100-jährlichen Abflussganglinien verschiedener Regendauern dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass in diesem Abschnitt Regendauern von 1 bis 2 Stunden (s. HW 2009 und 2010) zu den höchsten Abflüssen führen, weiter oberhalb an Aischbach und Beutenbach, also direkt unterhalb der Ortslagen, sogar bei noch kürzeren Dauerstufen.

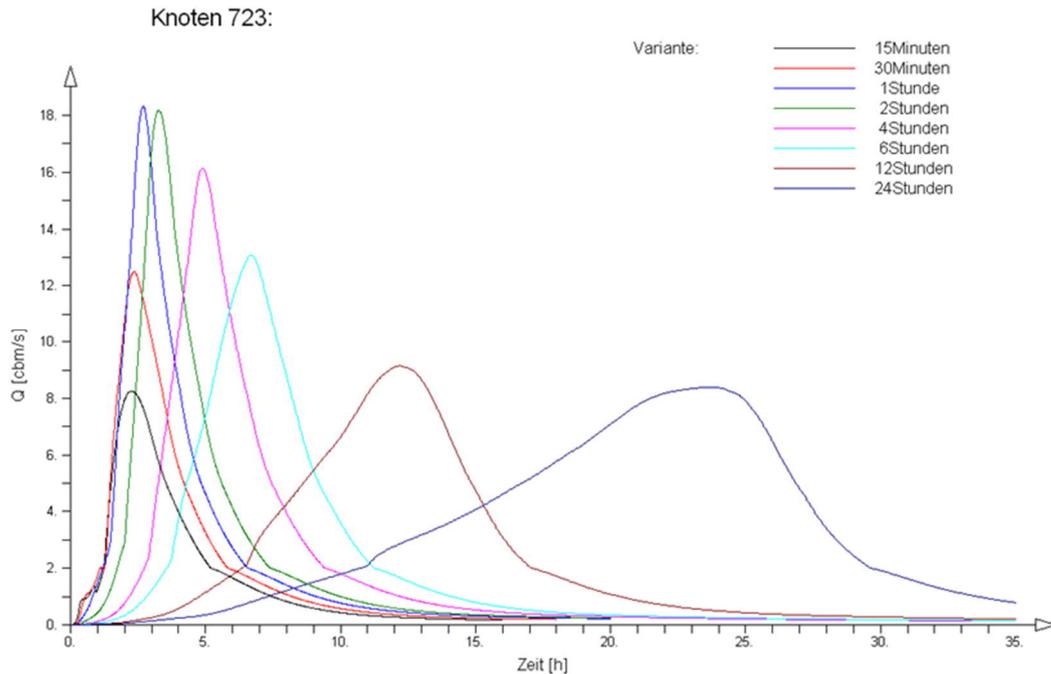


Abbildung 9: 100-jährliche HW-Ganglinien am Verdolungseinlauf des Beutenbachs in Ditzingen (FGM-Kn. 723, FGM-Berechnungsvariante „I2“; Wald + Corbe, 2011)

Grundlage der dargestellten Simulation des Ausgangszustandes ist die Variante I2 der hydrologischen Untersuchungen zu den Hochwassergefahrenkarten (Wald + Corbe, 2011). Diese Variante beinhaltet sämtliche Rückhaltungen und setzt Retentionsräume zur Abflachung der Hochwasserspitze an.

Demnach sind die genannten Zuflüsse zum Scheffzental nur gültig, wenn die Retentionsräume im Einzugsgebiet unverändert Bestand haben. Dies gilt im Wesentlichen für den Rückhalt im Gewinn „Seewiesen“ auf Gemarkung Gerlingen. Bei der Festlegung der Bemessungsabflüsse wurden die Retentionsräume 682a bzw. 682b mit insgesamt 106.000 m³ angesetzt (Abbildung 10). Diese Retentionsräume sind deshalb als Bestandteil des Hochwasserschutzkonzeptes dauerhaft zu sichern.

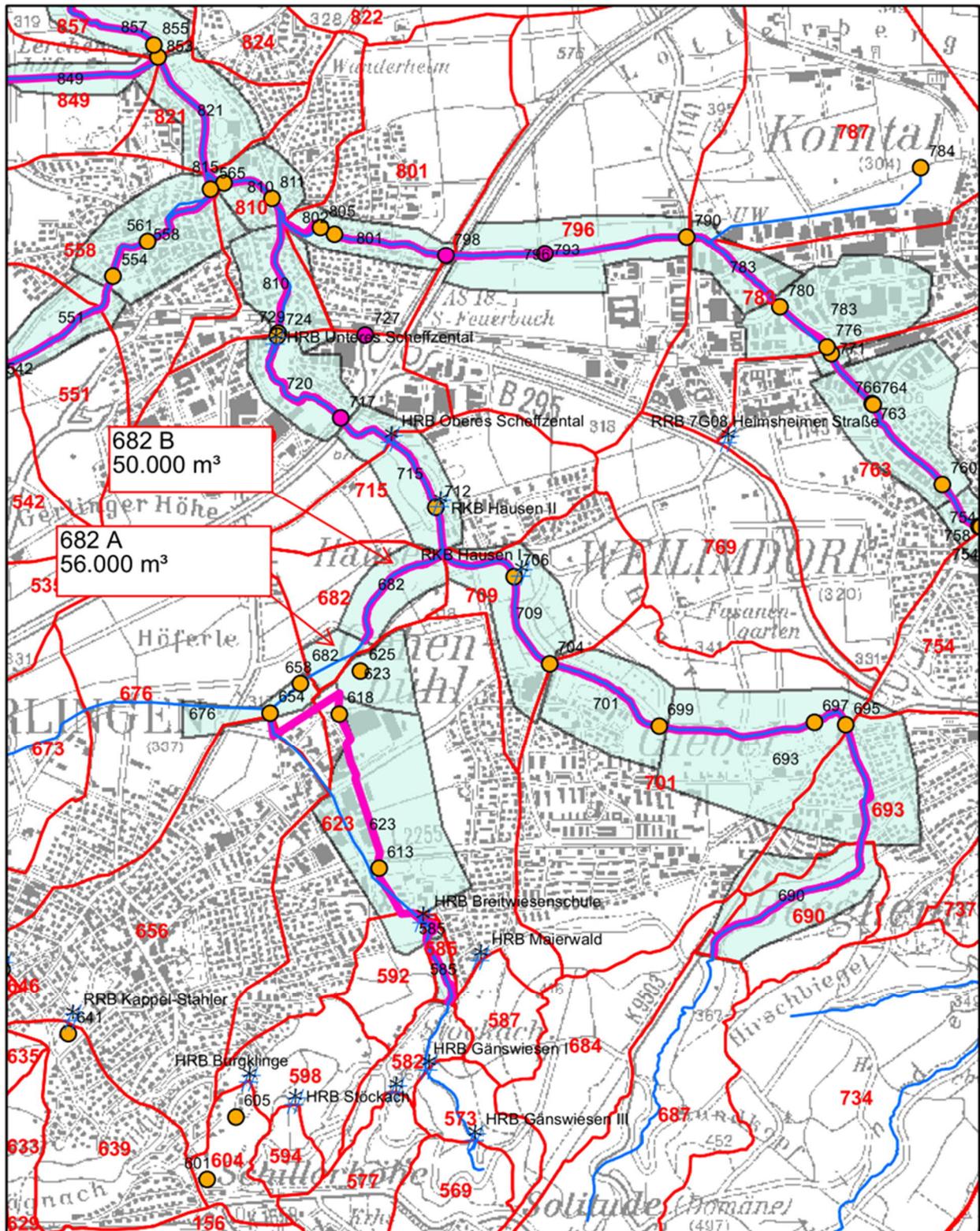


Abbildung 10: Übersicht Retentionsräume Beutenbach (Wald + Corbe, 2011)

4.1.3 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Lastfall Klimaänderung

Die hydraulischen Berechnungen zeigen, dass etwa ab einem Abfluss von $Q_{\max} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ die Leistungsfähigkeit der Beutenbachverdolung überschritten wird und in Ditzingen innerörtliche Überflutungen auftreten. Eingeordnet in die FGM-Berechnungsergebnisse (Tabelle 4) entspricht dies einem derzeit unter 50-jährlichen Hochwasserschutzgrad. Da

der Beutenbach in der Verdolung weitere Zuflüsse aus der Ortsentwässerung erhält, ist der Schutzgrad sogar noch geringer.

Untersuchungen des Landes ergaben (LUBW, 2005), dass durch die Folgen der Klimaänderung zukünftig mit einer Zunahme an Starkniederschlägen zu rechnen ist. Man geht derzeit davon aus, dass sich die Hochwasserabflüsse in der Region Glemstal bis zum Jahre 2050 um den Faktor 1,40 beim HQ₁₀, den Faktor 1,33 beim HQ₂₀, den Faktor 1,23 beim HQ₅₀ bzw. den Faktor 1,15 beim HQ₁₀₀ erhöhen werden.

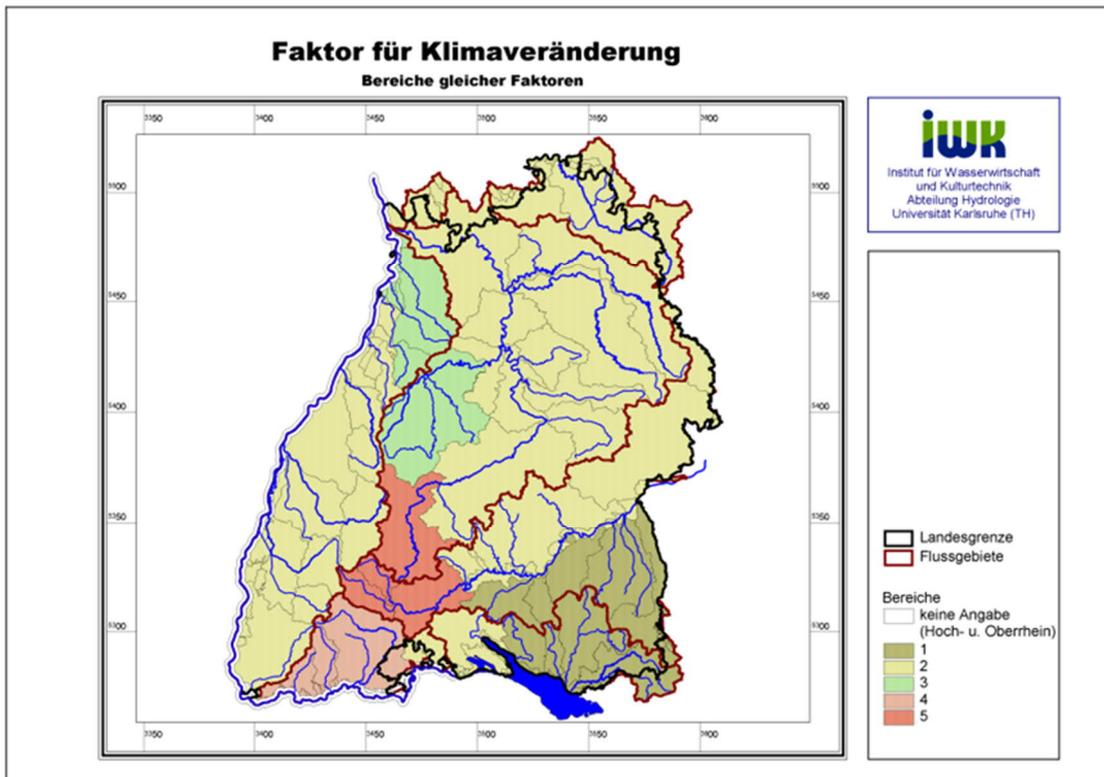


Abbildung 11: Regionen mit unterschiedlichen Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005)

T [Jahre]	Klimaänderungsfaktoren $f_{T,K}$				
	1	2	3	4	5
2	1,25	1,50	1,75	1,50	1,75
5	1,24	1,45	1,65	1,45	1,67
10	1,23	1,40	1,55	1,43	1,60
20	1,21	1,33	1,42	1,40	1,50
50	1,18	1,23	1,25	1,31	1,35
100	1,15	1,15	1,15	1,25	1,25
200	1,12	1,08	1,07	1,18	1,15
500	1,06	1,03	1,00	1,08	1,05
1000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Bemerkung: für Jährlichkeiten $T > 1000$ a ist der Faktor gleich 1,0

Tabelle 5: Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005)

Daraus ergeben sich die in der Tabelle 6 zusammengestellten Hochwasserabflüsse des Lastfalls Klimaänderung. Bei einer Leistungsfähigkeit der Beutenbachverdolung von $Q_{\max} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ist damit zu rechnen, dass zukünftig (2050) der Schutzgrad bereits ab ca. 20-jährlichen Hochwassern überschritten wird, durch die Ortsentwässerungszuflüsse in der Dole sogar noch früher.

FGM-Kn. WaCo 4/2011	HQ ₁₀ , Klima [m ³ /s] WaCo 4/2011	HQ ₂₀ , Klima [m ³ /s] WaCo 4/2011	HQ ₅₀ , Klima [m ³ /s] WaCo 4/2011	HQ ₁₀₀ , Klima [m ³ /s] WaCo 4/2011
723	12,5	14,4	18,1	21,0

Tabelle 6: Hochwasserabflüsse des Lastfalles Klimaänderung (Bezugsjahr 2050) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723, Berechnungsvariante I2), Wald + Corbe, 2011

Wie die beiden Hochwasser vom 04.07.2010 und 03.07.2009 gezeigt haben, besteht in Ditzingen eine Gefährdung von Überflutung. Bei beiden Hochwasserereignissen kam es in Ditzingen durch Überlastung der Beutenbachverdolung zu innerörtlichen Überflutungen. Kann das Hochwasser vom 04.07.2010 als ein außergewöhnliches Extremereignis eingestuft werden, so zeigt das im Vorjahr aufgetretene Hochwasser vom 03.07.2009, dass eine grundsätzliche Gefährdung besteht. Aufgrund einer Häufung an Schadensfällen und der Tatsache, dass bereits bei mittleren Hochwasserabflüssen (z.B. T = 20a) die Leistungsfähigkeit der Verdolung erreicht wird, muss eine Verbesserung des Hochwasserschutzes angestrebt werden.

In dem Vergleich der neuen Berechnungsergebnisse (FGM-Glems) mit den Ergebnissen früherer Untersuchungen (FGM-Scheffzental) werden hinsichtlich der Festlegung des Bemessungshochwassers folgende Hinweise gegeben (Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011):

Im betrachteten Gewässerabschnitt der Beutenbachverdolung (Bahndurchlass) führen Gewitterereignisse von 1 bis 2 Stunden Regendauer zu den höchsten Abflüssen. Die in der jüngsten Vergangenheit aufgetretenen Starkregenereignisse deuten darauf hin, dass die KOSTRA-2000-Regen kurzer Dauerstufen die tatsächlich fallenden Regenmengen unterschätzen (Klimaänderung). Es ist davon auszugehen, dass die Folgen der Klimaänderung zukünftig zu einer weiteren Erhöhung der Niederschläge und damit der Abflüsse führen werden. So wird für die Region Glemstal damit gerechnet (LfU, 2005), dass z.B. die 100-jährlichen Hochwasserabflüsse bis zum Jahre 2050 um ca. 15 % zunehmen werden.

An der Beutenbachverdolung sind die Zuflüsse aus den Ortsentwässerungen maßgebend für den auftretenden Hochwasserabfluss. In hydrologischen Modellen können die Zuflüsse aus dem Kanalnetz nur vereinfacht nachgebildet werden.

Die Beutenbachverdolung weist aus hydraulischer Sicht extrem komplexe Abflussverhältnisse auf (stark wechselnde Geometrie mit zweitem Auslass). Es liegen dadurch Unsicherheiten in der Ermittlung der Leistungsfähigkeit vor. In den hydraulischen Berechnungen wurde von der vollen Leistungsfähigkeit des Durchlasses ausgegangen. Bei großen Hochwassern können insbesondere an Ortseingängen Verlegungen von Einläufen zu einer Reduzierung der Leistungsfähigkeit führen.

Deshalb wurde die Auslegung auf einen 100-jährlichen Hochwasserschutz unter Berücksichtigung des Lastfalls Klimaänderung empfohlen.

4.1.4 Flussgebietsmodell – Simulation Planungszustand – Hochwasserschutz-konzept

Im Oberen Scheffzental kann sowohl der Brückenquerschnitt des Beutenbaches als auch der Rohrquerschnitt des Scheffzengrabens den gesamten ankommenden Abfluss nicht abführen, so dass es hier zu Ausuferungen und zum Aufstau kommt. Der Beutenbach ufert im heutigen Zustand bei großen Ereignissen bereits weiter oberhalb schon aus. Das Wasser läuft über den seitlichen Damm in das tieferliegende Scheffzental.

Für den Hochwasserfall wird eine Entlastung direkt bis in den Taltiefpunkt zum neuen Scheffzengraben weitergeführt. Das $HQ_{100, \text{Klima}}$ im Rappbach/Schnatzgraben beträgt inkl. Hausen II $10,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Die erforderliche Abschlagsmenge in den neuen Scheffzengraben beträgt etwa $Q = 4 - 5 \text{ m}^3/\text{s}$. Im Beutenbach werden im Hochwasserfall $Q = \text{ca. } 6 \text{ m}^3/\text{s}$ weitergeleitet. Die Abflussaufteilung stellt sich über die Querschnittsflächen ein. Im Bereich der Zuleitung in den neuen Scheffzengraben wird eine Schwelle eingebaut. Mit der Weiterleitung eines Teilabflusses im Oberen Scheffzental wird die vollständige Abflusskapazität des Tales ausgenutzt. Dieser Abfluss entspricht in etwa der Leistungsfähigkeit des Beutenbaches und wird durch das Untere Scheffzental und die Verdolung in Ditzingen ohne Rückstau abgeleitet. Dadurch wird der vorhandene Retentionsraum im Oberen Scheffzental zur Abminderung der Abflussspitze freigehalten.

Zum jetzigen Zeitpunkt entsteht aufgrund des großen Abflussquerschnitts und der großen Leistungsfähigkeit des Durchlasses unter Siemensstraße und Bahndamm kein Aufstau im Scheffzental. Somit kann das Hochwasser nicht in dem erforderlichen Maß zurückgehalten werden.

Unterhalb des Bahndammes kommt es bereits beim HQ_{50} zu Überflutungen. Die unmittelbar anschließende Verdolung unterhalb des Stadtgebietes leitet maximal $15 \text{ m}^3/\text{s}$ schadlos ab.

Durch das Kontrollbauwerk des Beckens Unteres Scheffzental wird die bereits abgeflachte Hochwasserwelle auf die Leistungsfähigkeit der Verdolung reduziert. In dem FGM-Glems (Wald + Corbe, 2011) werden in der Verdolung die Zuflüsse aus den RÜs 80 und 144 sowie Anteile der Entwässerung der BAB zugeführt. Auf diese Abflüsse haben die Rückhaltebecken im Scheffzental keine reduzierende Wirkung. Wie die hydrologischen Berechnungen zeigen, ist eine Berücksichtigung dieser Abflüsse bei der Festlegung des Bemessungsabflusses nicht sinnvoll, da die Abflusswelle der Beckenwelle komplett vorangeht.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen zum Planungsstand sind in Kapitel 4.2 erläutert.

Die nachfolgende Ausführung ist Grundlage der Berechnung:

	Grundablass	Hochwasserentlastung
Oberes Scheffzental	Vario-Sec MP 200 $A = 4,49 \text{ m}^2$	$H = 305,75 \text{ m} + \text{NN}$ $B = 30 \text{ m}$
Unteres Scheffzental	Rechteck $A = 7,50 \text{ m}^2$	$H = 301,73 \text{ m} + \text{NN}$ $B = 15 \text{ m}$

Tabelle 7: Berechnungsgrundlage Hochwasserschutz Scheffzental

4.2 Bemessung hinsichtlich Hochwasserschutz und Anlagensicherheit

4.2.1 Hochwasserschutzgrad

In der Regel wird der Hochwasserschutzgrad eines Hochwasserrückhaltebeckens auf das HQ_{100} ausgelegt. In Kapitel 4.1.3 wurde ausgeführt, dass die Berücksichtigung eines Klimazuschlages bei der Dimensionierung der Hochwasserschutzmaßnahme zu empfehlen ist. Demnach wird das **Becken Oberes Scheffzentel auf das $HQ_{100, \text{Klima}}$** ausgelegt.

Die Festlegung des Hochwasserschutzgrades für das Becken Unteres Scheffzentel erfolgt unter Einbeziehung der Erkenntnisse aus dem Hochwasserereignis vom 04.07.2010. Neben den großen Hochwasserschäden bestand bei diesem Ereignis auch eine große Gefahr für Leib und Leben.

Hochwasserereignisse, welche die Abflusskapazität des im Stadtgebiet verdolten Beutenbachs übersteigen, üfern bei der Verdolungsöffnung nördlich des Bahndamms aus und überfluten von dort ausgehend die Ditzinger Innenstadt. Die direkt an die Verdolungsöffnung angrenzenden Gebäude weisen zum Teil Souterrainwohnungen auf, so dass hier eine besondere Gefährdungslage vorliegt. Ein Wasseraustritt an dieser Stelle muss ausgeschlossen werden. Die Schließung der Verdolungsöffnung ist aufgrund der baulichen Gegebenheiten der Verdolung nicht möglich.

Um das Risiko größerer Schäden, vor allem von Personengefährdungen zu minimieren, wird der Hochwasserschutzgrad des **Beckens Unteres Scheffzentel auf HQ_{1000}** vorgeschlagen. Zur Vermeidung von zu großen Stauhöhen wird das Becken gesteuert betrieben.

4.2.2 Hochwasserrückhalteraum (Hochwasserbemessungsfall 3)

4.2.2.1 Oberes Scheffzentel

Das obere Becken wird ungesteuert betrieben. Der bestehende Feldwegdamm wird um 20 cm auf 305,75 m+NN erhöht. Das Dammbauwerk wird demnach durch die folgenden Höhen charakterisiert:

	Höhe [m+NN]	Höhe über Flusssohle [m]	Höhe über Gelände [m]
Flusssohle	303,80	-----	-----
Dammfuß (tiefster Punkt Gelände)	304,10	0,30	-----
Staulinie $HQ_{100, \text{Klima}}$	305,73	1,93	1,63
Kronenhöhe / HWEA	305,75	1,95	1,65

Tabelle 8: Charakteristische Höhen des Dammbauwerkes Oberes Scheffzentel

Bei der Ermittlung der Speicherinhaltslinie des Rückhalteraaumes des Oberen Scheffzentels wurde die in Planung befindliche Stadtbahnlinie U13 der Stuttgarter Straßenbahn AG bereits berücksichtigt. Die vorgesehene Trasse quert das Obere Scheffzentel auf Höhe der Gemarkungsgrenze zwischen Stuttgart und Ditzingen. Damit verläuft die Stadtbahntrasse durch das Überschwemmungsgebiet im Scheffzentel. Bei der Ermittlung des Rückhaltevolumens wurde der geplante Bahndamm bereits in Abzug gebracht.

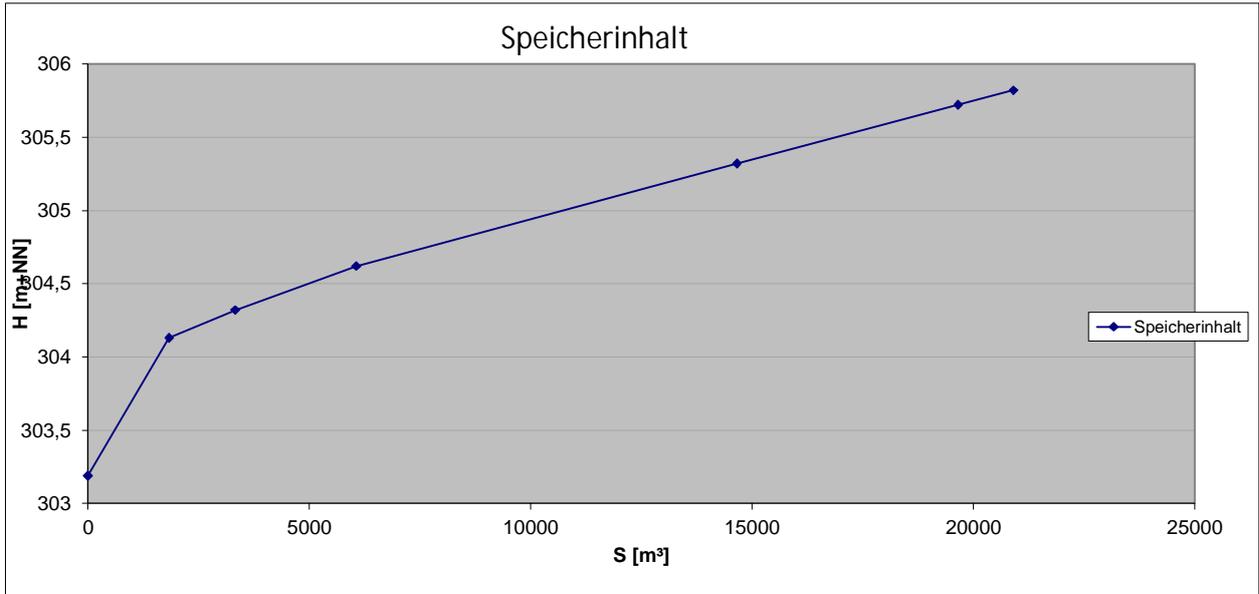


Abbildung 12: Speicherinhaltslinie Oberes Scheffzentral

Speicherkenlinien:

Oberes Scheffzentral / U13 Trasse 3B D1-3

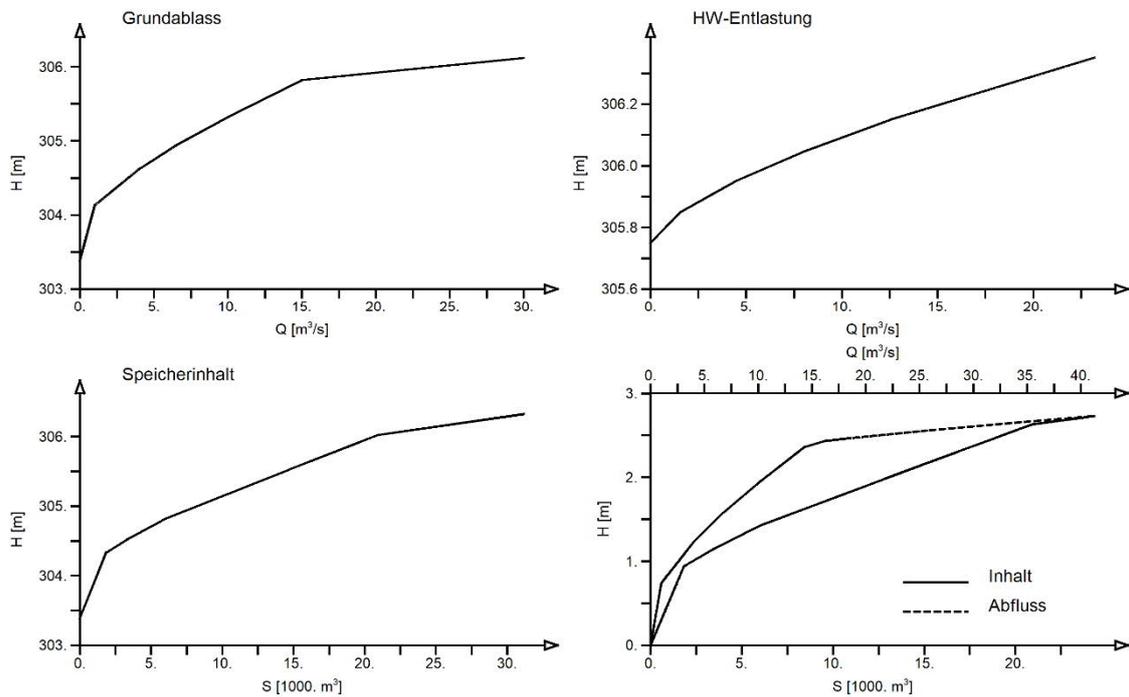


Abbildung 13: Speicherkenlinien Oberes Scheffzentral

Oberes Scheffzental / U13 Trasse 3B D1-3

Ereignis: Scheffzental 100a - 2Stun

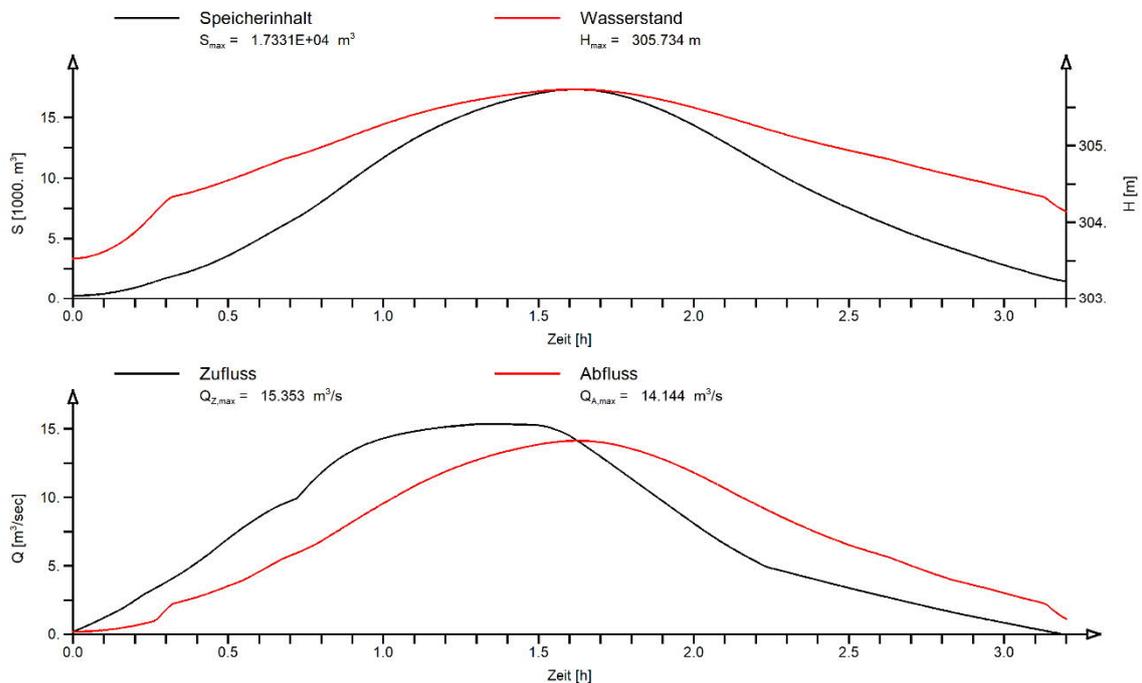


Abbildung 14: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ_{100, Klima}

Der maximale Wasserstand bei HQ_{100, Klima} wird im Hochwasserrückhaltebecken Oberes Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss mit 305,73 m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 17.331 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.2 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 3 Stunden.

In Tabelle 9 sowie in Abbildung 15 bis Abbildung 17 sind die Abflussspitzen bzw. die Abflussganglinien für ausgewählte Gewässerknoten dargestellt.

	Knoten	HQ _{100, Klima}
Zulauf zum Oberen Scheffzental	2	21,39 m ³ /s
Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental, nach Abschlag in den Beutenbach	3	15,39 m ³ /s
Abfluss HRB Oberes Scheffzental	4	14,14 m ³ /s

Tabelle 9: Abflussspitzen HQ_{100, Klima} – Oberes Scheffzental

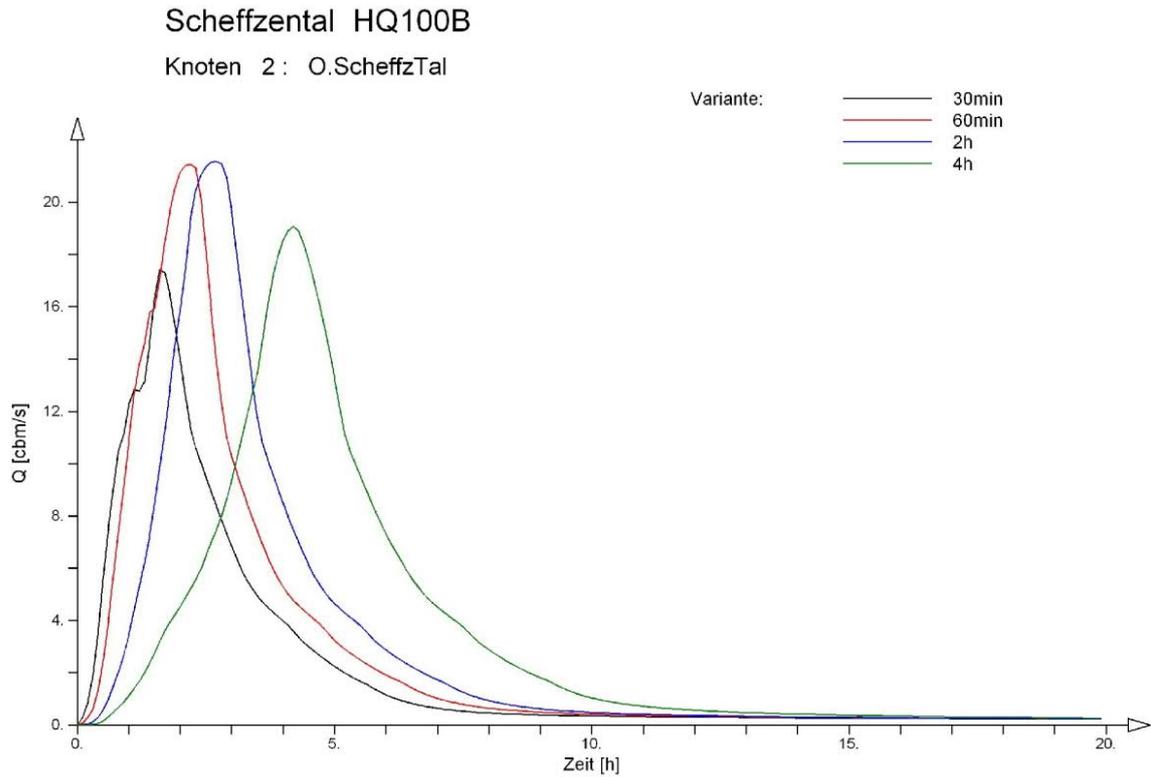


Abbildung 15: Abflussganglinien am Knoten 2, Zulauf zum Oberen Scheffzental

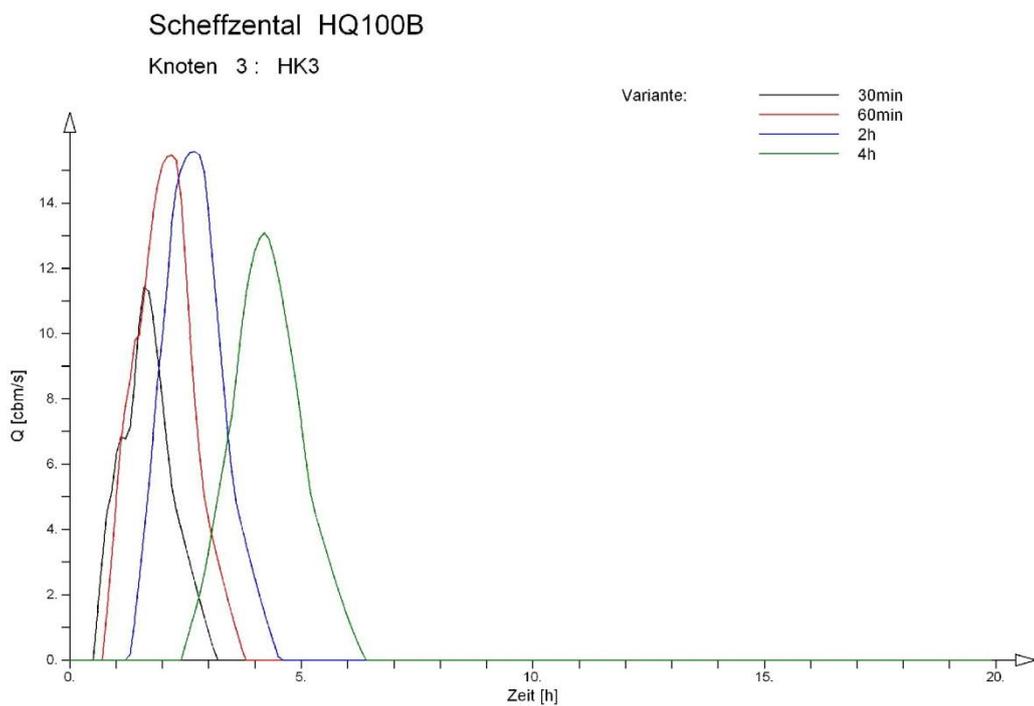


Abbildung 16: Abflussganglinien am Knoten 3, Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental, nach Abschlag in den Beutenbach

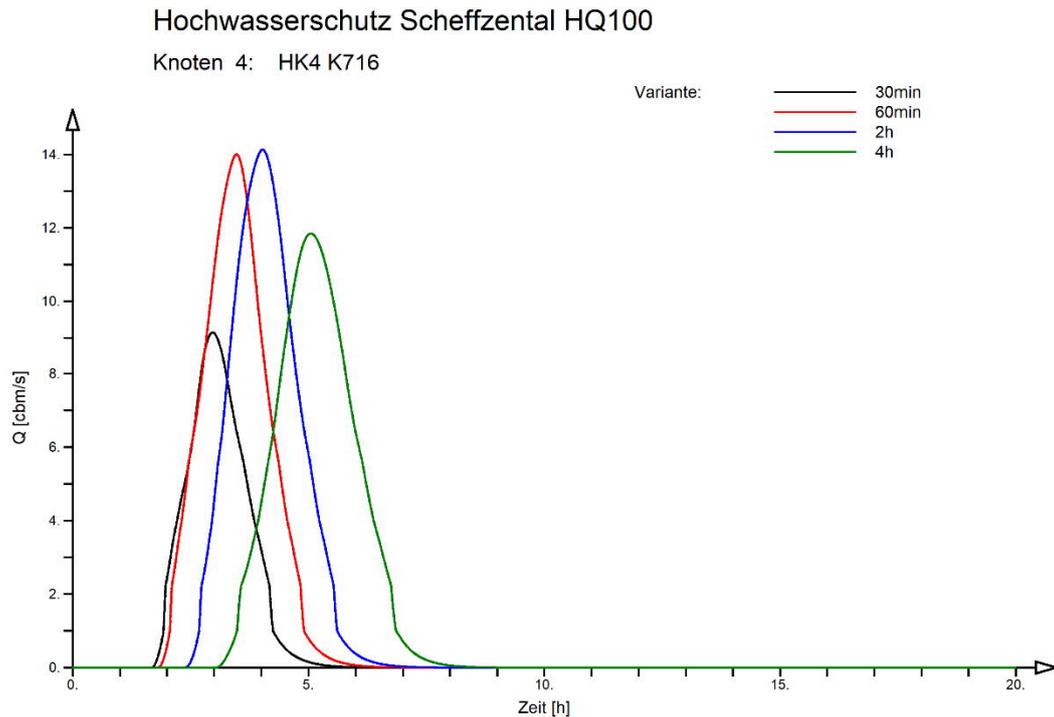


Abbildung 17: Abflussganglinien am Knoten 4 unterhalb des HRB Oberes Scheffzental

4.2.2.2 Unteres Scheffzental

Wie in Tabelle 13 und Tabelle 14 ermittelt, sind die Abflüsse gemäß Tabelle 10 für die Dimensionierung des Beckens Unteres Scheffzental maßgebend. Die Hochwasserschutzgrade wurden in Kapitel 4.2.1 festgelegt.

Jährlichkeit	Abfluss [m ³ /s]
HQ _{100, Klima}	20,13
HQ ₁₀₀₀	25,37
HQ ₅₀₀₀	38,45

Tabelle 10: Zufluss zum Becken Unteres Scheffzental

Zur Ermittlung des Zuflusses von HQ₅₀₀₀ in das Becken Unteres Scheffzental wurde der entsprechende Faktor (F=2,20) aus der Regionalisierung angewendet. Der Faktor 2,2 bezieht sich auf das HQ₁₀₀. Die hydrologischen Berechnungen wurden mit HQ_{100, Klima} geführt, so dass der maßgebende Zuflusswert für HQ₁₀₀ mit dem Faktor 1,15 (Tabelle 5) ermittelt werden muss.

$$HQ_{5000} = F \cdot HQ_{100}$$

$$F = \frac{2,20}{1,15} = 1,91$$

$$HQ_{5000} = 1,91 \cdot 20,13 = 38,45 \frac{m^3}{s}$$

Der Abfluss aus dem Scheffzental wird durch ein Kontrollbauwerk geregelt. Das Hochwasserrückhaltebecken wird gesteuert betrieben. Das Dammbauwerk wird demnach durch die folgenden Höhen charakterisiert:

	Höhe [m+NN]	Höhe über Flusssohle [m]	Höhe über Gelände [m]	Speichervolumen [m ³]
Flusssohle	296,95	-----	-----	----
Dammfuß (tiefster Punkt Gelände)	298,10	1,15	-----	----
Staulinie HQ _{100, Klima}	300,19	3,24	2,09	18.315
Staulinie HQ ₁₀₀₀	301,73	4,78	3,63	52.351
Staulinie HQ ₅₀₀₀	302,45	5,50	4,35	74.690
HWEA	301,73	4,78	3,63	52.351
Kronenhöhe ²	302,64- 304,29	-----	-----	-----

Tabelle 11: Charakteristische Höhen Dammbauwerk Unteres Scheffzental

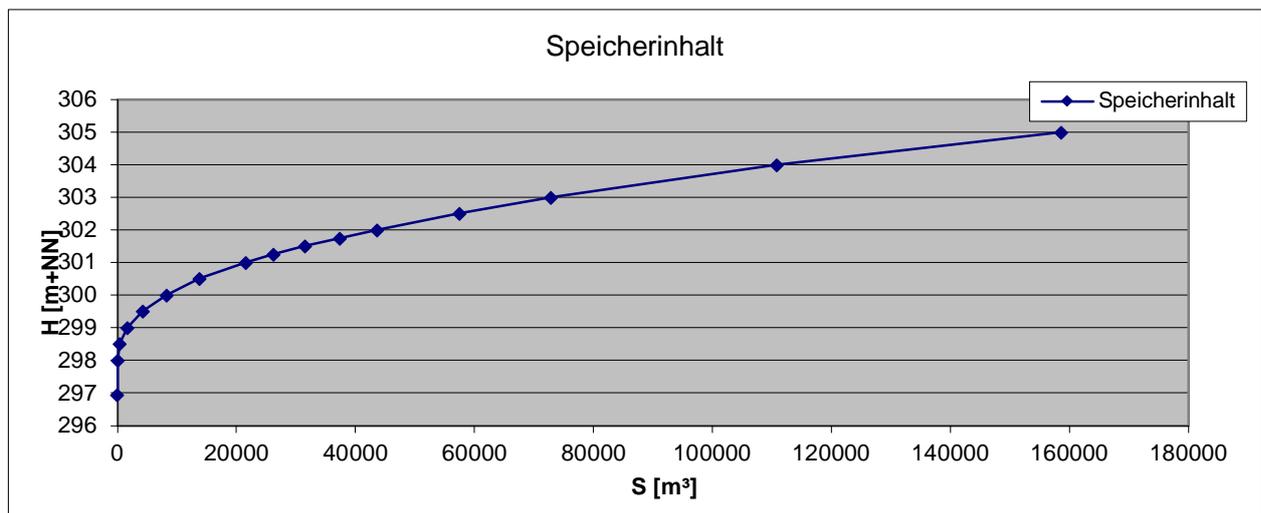


Abbildung 18: Speicherinhaltslinie Unteres Scheffzental

Der maximale Wasserstand bei HQ₁₀₀₀ wird im Hochwasserrückhaltebecken Unteres Scheffzental bei einem 2-stündigen Niederschlagsereignis mit einem Bemessungshochwasserzufluss von 25,37 m³/s mit 301,73 m+NN erreicht. Dabei fließt ein Abfluss von Q = 15,00 m³/s der Verdolung zu. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 52.351 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.1 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 6 Stunden.

Die maximale Abflussspitze entsteht bei einem 1-stündigen Niederschlagsereignis. Sie beträgt HQ₁₀₀₀ = 25,37 m³/s.

Die Auswirkung der RÜ-Zuläufe ist in den Gewässerknoten 7 und 8 modelliert. In Abbildung 28 ist die vorauslaufende Abflussspitze aus dem RÜ 144 zu erkennen. Ihr Maximum beträgt etwa 10,5 m³/s. Der Spitzenabfluss am Knoten beträgt bei HQ₁₀₀₀ 15,00 m³/s und entspricht dem Abfluss aus dem Kontrollbauwerk.

² Höhe des Straßendamms Siemensstraße

Der maximale Zulauf vom RÜ 80 beträgt bei HQ_{1000} ca. $15,24 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tabelle 14).

und resultiert aus dem Niederschlag von 60 min, 2 h bzw. 4 h Dauer. Dieser Abfluss ist mittels eines Rückhaltes im Scheffzentral nicht zu reduzieren. Die zweite Spitze der Abflusswelle am Knoten 8 (Abbildung 29) wird durch den Abfluss der Rückhaltebecken im Scheffzentral verursacht und liegt bei $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Für einen Zeitraum von ca. 15 min erhöht sich die Abflussspitze auf $15,24 \text{ m}^3/\text{s}$. Dies entsteht durch eine Überlagerung der ablaufenden Welle aus dem RÜ und dem Zufluss aus dem Scheffzentral. Wir schätzen die kurzzeitige Überschreitung als unkritisch ein. Die Abflüsse aus den RÜ-Zuläufen können durch die Hochwasserrückhaltemaßnahme im Scheffzentral nicht beeinflusst werden.

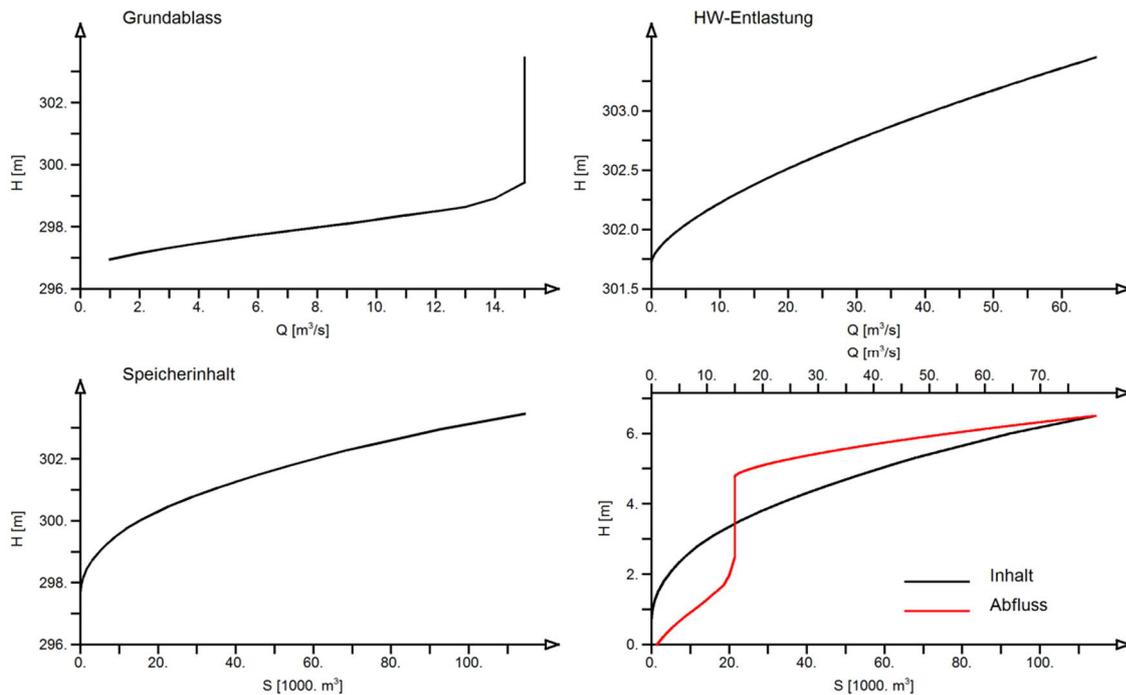


Abbildung 19: Speicherkennlinien Unteres Scheffzentral

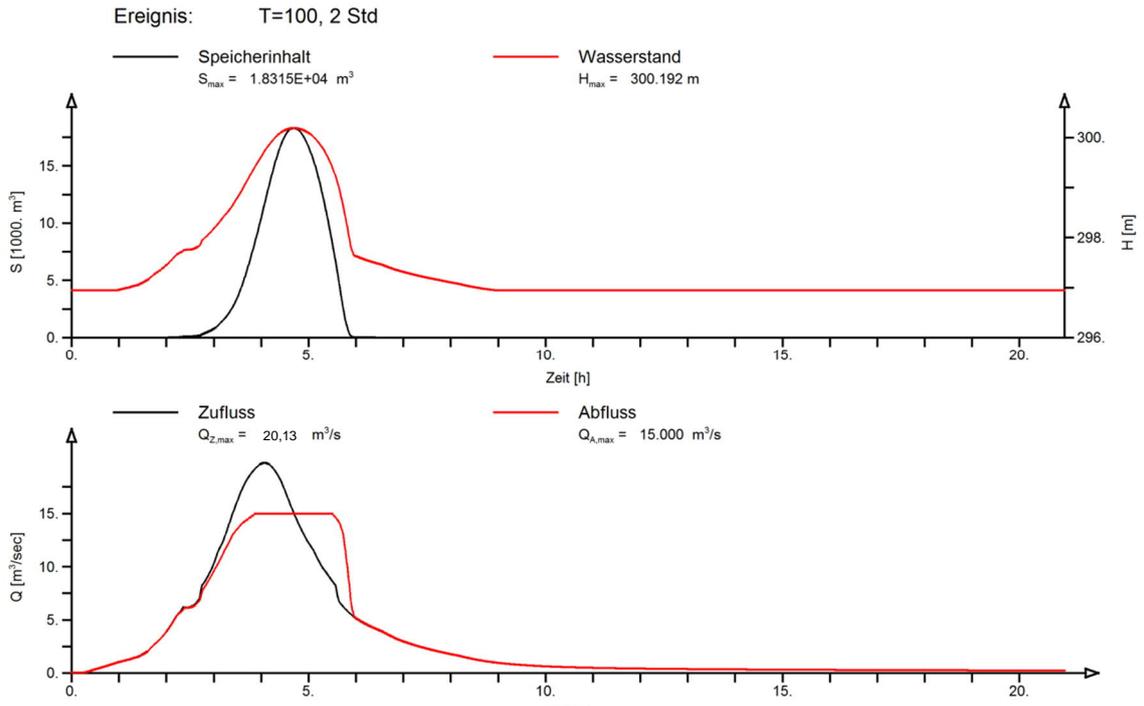


Abbildung 20: Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzentral, HQ₁₀₀, Klima

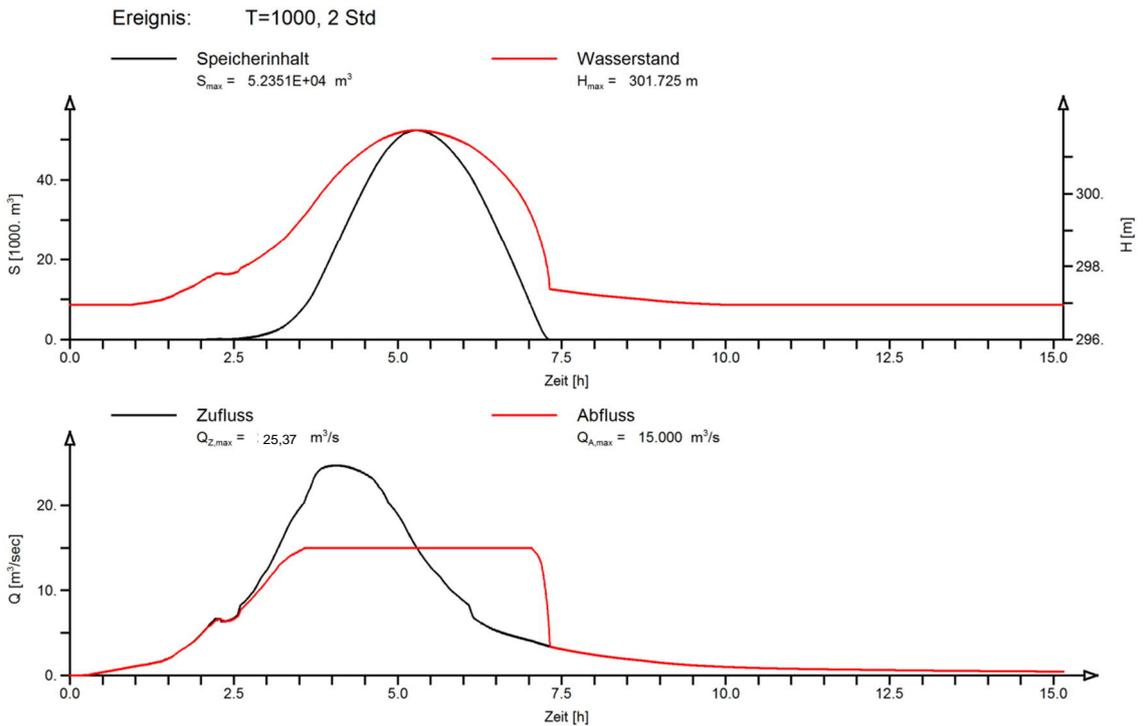


Abbildung 21: Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzentral, HQ₁₀₀₀

In Tabelle 12 sowie in Abbildung 22 bis Abbildung 29 sind die Abflussspitzen bzw. die Abflussganglinien für ausgewählte Gewässerknoten dargestellt.

	Knoten	HQ ₁₀₀ , Klima [m ³ /s]	HQ ₁₀₀₀ [m ³ /s]
Zulauf zum HRB Unteres Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach	5	20,13	25,37
Zulauf zur Verdolung	6	15,00	15,00

Tabelle 12: Abflussspitzen Unteres Scheffzental

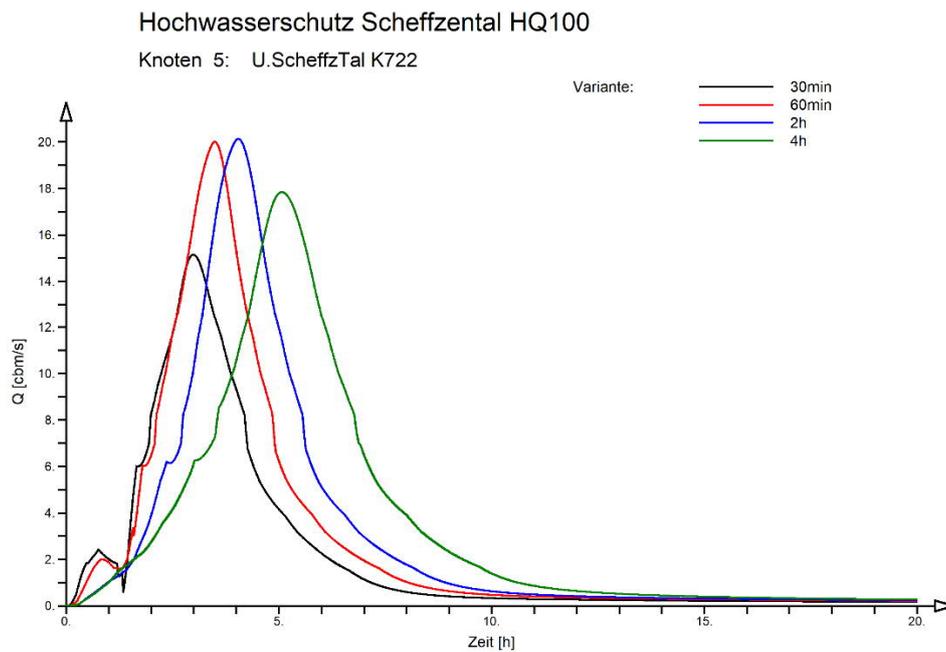


Abbildung 22: Abflussganglinien HQ₁₀₀, Klima am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach

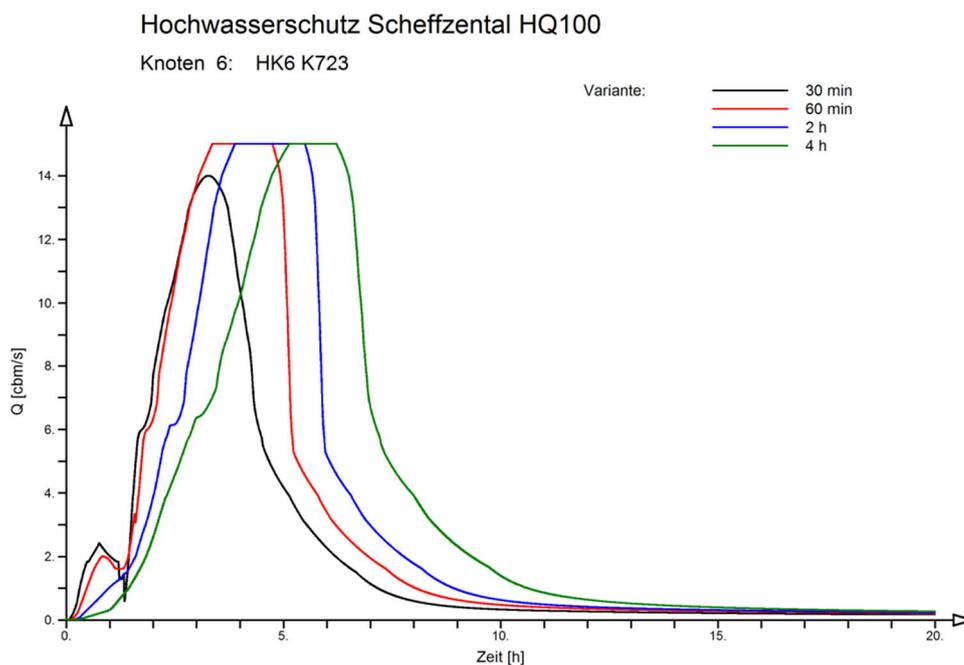


Abbildung 23: Abflussganglinien HQ₁₀₀, Klima am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung

Hochwasserschutz Scheffzental HQ100

Knoten 7: HK7 K726/RÜ144

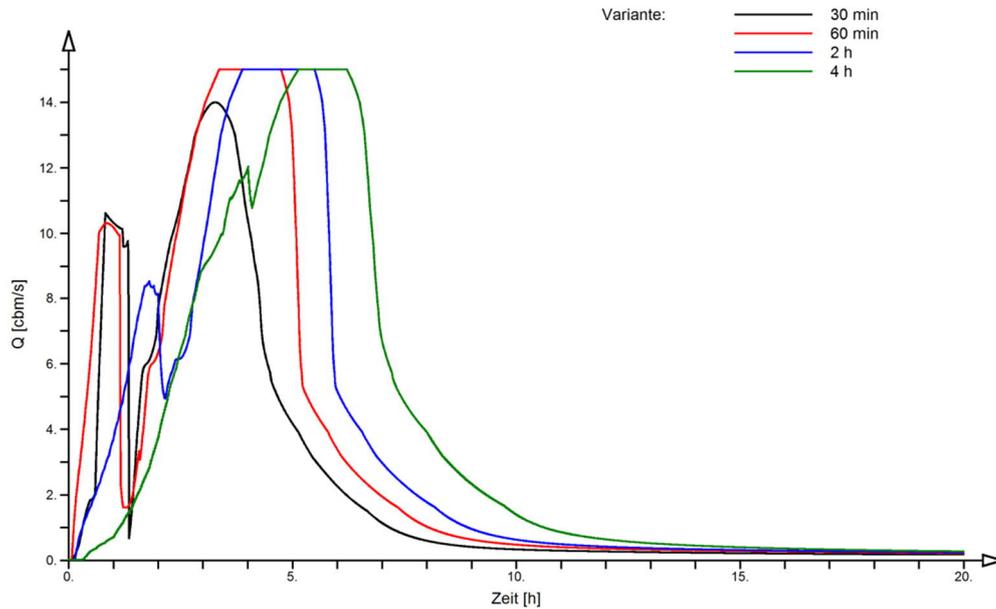


Abbildung 24: Abflussganglinien HQ₁₀₀, Klima am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung

Hochwasserschutz Scheffzental HQ100

Knoten 8: HK8 K731/RÜ80

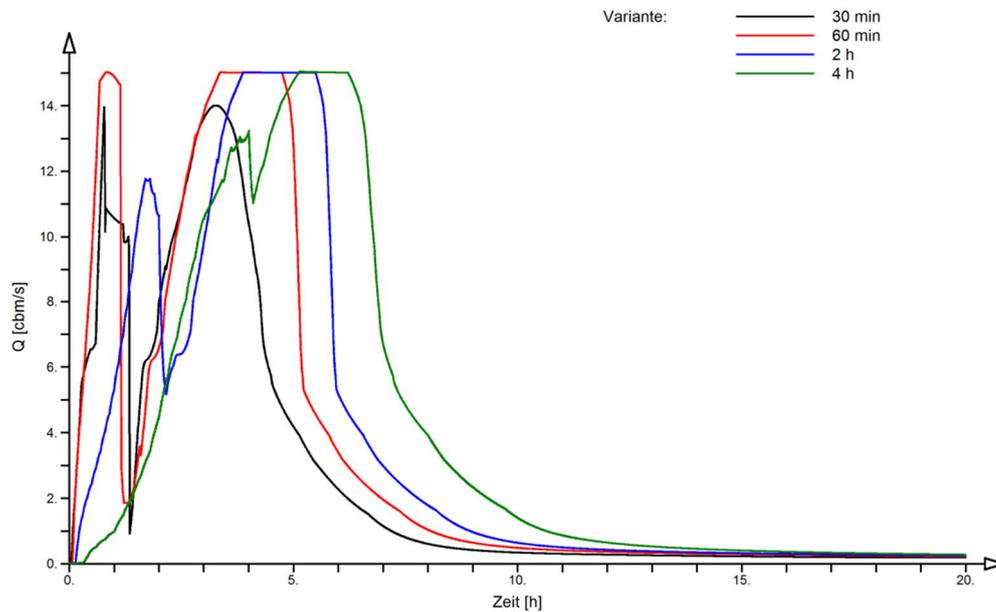


Abbildung 25: Abflussganglinien HQ₁₀₀, Klima am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung

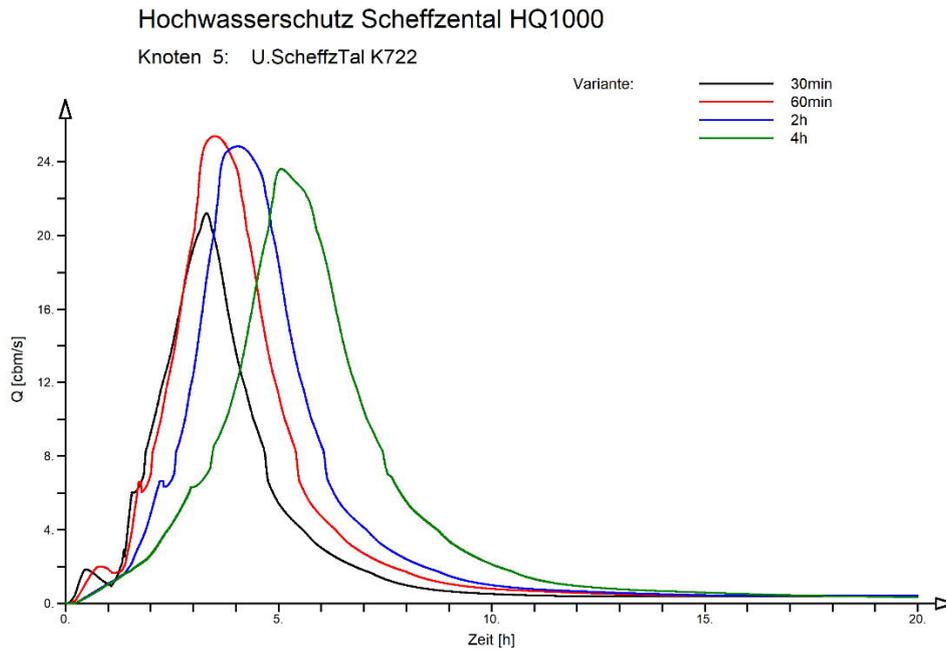


Abbildung 26: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach

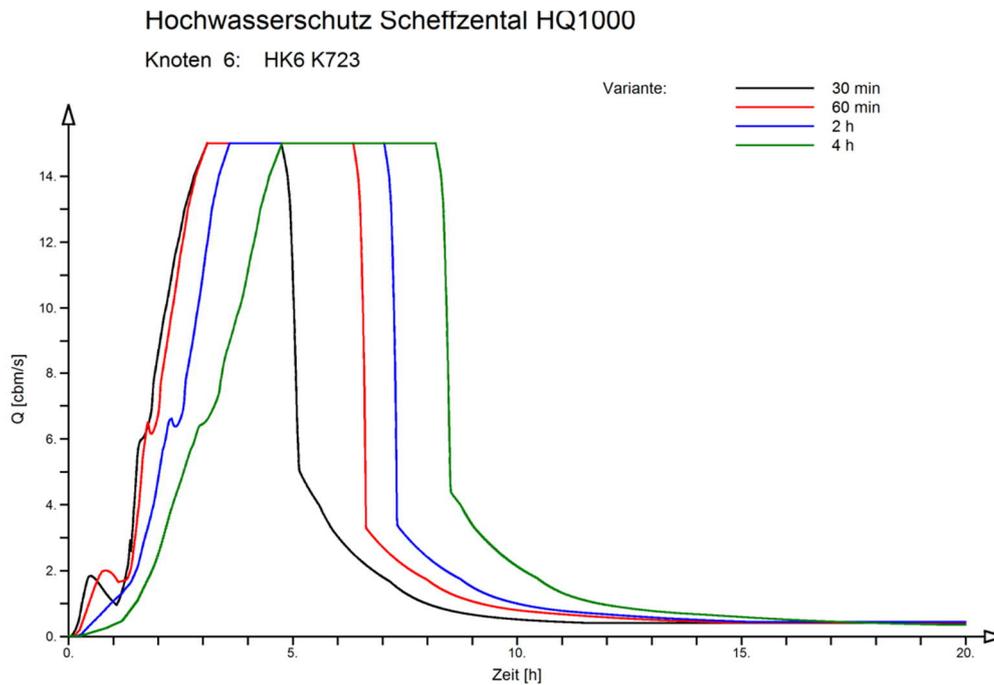


Abbildung 27: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung

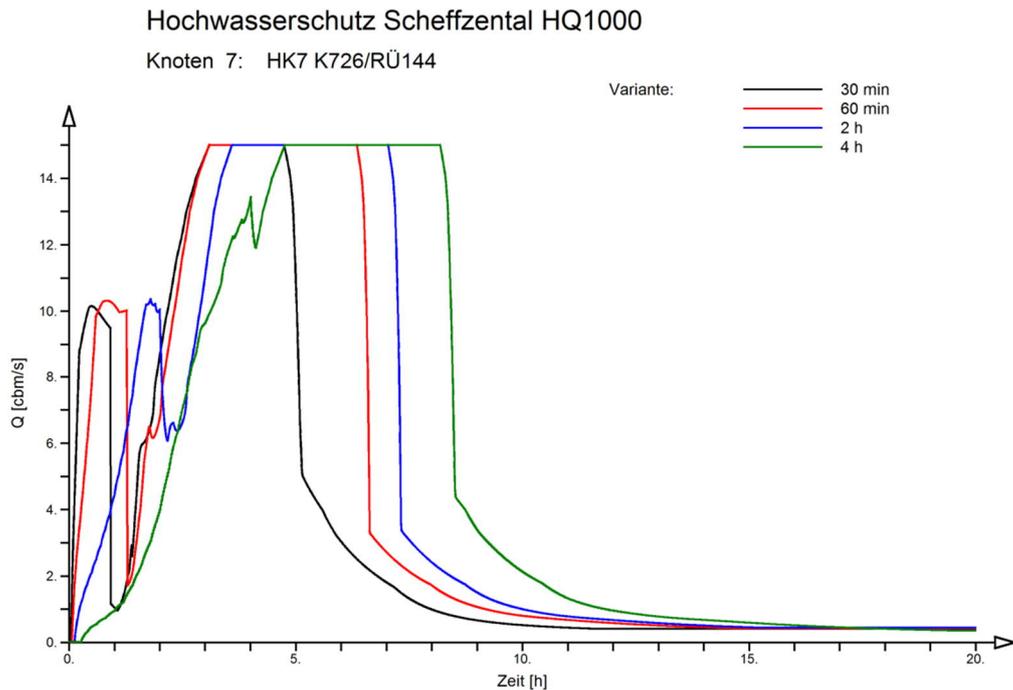


Abbildung 28: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung

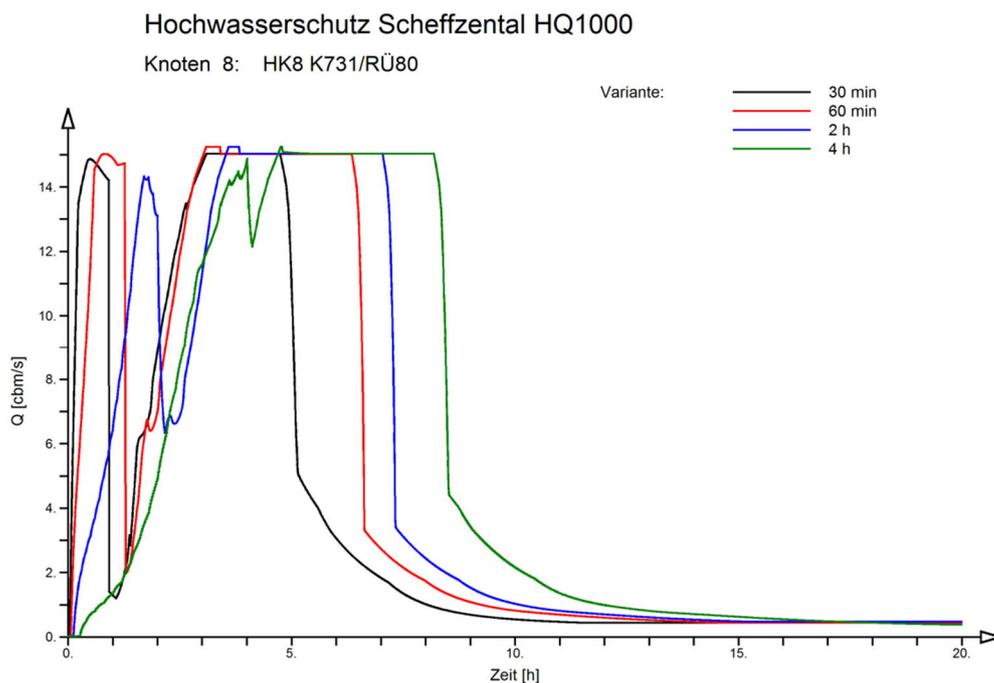


Abbildung 29: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen für das HQ_{100, Klima} sind in Tabelle 13 und für das HQ₁₀₀₀ in Tabelle 14 im Gesamtüberblick für verschiedene Niederschlagsdauern zusammengestellt.

Der Einlauf in die Verdolung wird am Knoten 6 modelliert und beträgt aufgrund der Steuerung $15,00 \text{ m}^3/\text{s}$. Der Zulauf zum Becken wird am Knoten 5 modelliert. Beim $HQ_{100, \text{Klima}}$ beträgt der maximale Zufluss $20,13 \text{ m}^3/\text{s}$ als Ergebnis des 2-stündigen Niederschlagsereignisses. Die maximale Zuflussspitze aus dem HQ_{1000} resultiert aus dem 1-stündigen Niederschlagsereignis und beträgt $25,37 \text{ m}^3/\text{s}$. Der maximale Beckenwasserstand wird aber bei dem 2-stündigen Niederschlagsereignis erreicht.

Das Programm "FGM" wurde mit folgenden Datenfiles gestartet:

Variante	:	1	2	3	4
Daten fuer Gewaessernetz	:	sch11.gew	sch11.gew	sch11.gew	sch11.gew
Niederschlagsdaten	:	sc100_30.reg	sc100_60.reg	sc100_2.reg	sc100_4.reg
Daten fuer Landabfluss	:	sch11_30.lnd	sch11_60.lnd	sch11_2h.lnd	sch11_4h.lnd
Daten fuer Stadtabfluss	:				
Daten fuer Flood-Routing	:	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1

Scheitelwerte [cbm/sec]: Gewaesserknoten

I Knoten- I Nr. Name	I Berechnungsvariante				I Maximal- I werte
	I 1	I 2	I 3	I 4	
I 1 Knoten 711	I 17.44	I 21.39	I 21.35	I 19.09	I 21.39
I 2 O.ScheffzTal K714	I 17.44	I 21.39	I 21.35	I 19.09	I 21.39
I 3 HK3 K715	I 11.44	I 15.39	I 15.35	I 13.09	I 15.39
I 4 HK4 K716	I 9.14	I 14.00	I 14.13	I 11.84	I 14.13
I 5 U.ScheffzTal K722	I 15.15	I 20.01	I 20.13	I 17.84	I 20.13
I 6 HK6 K723	I 14.05	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.00
I 7 HK7 K726/RÜ144	I 14.05	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.00
I 8 HK8 K731/RÜ80	I 14.06	I 15.02	I 15.03	I 15.05	I 15.05

Tabelle 13: Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für T = 1000J, Klima, Planung

Das Programm "FGM" wurde mit folgenden Datenfiles gestartet:

Variante	:	1	2	3	4
Daten fuer Gewaessernetz	:	sch11.gew	sch11.gew	sch11.gew	sch11.gew
Niederschlagsdaten	:	sc100_30.reg	sc100_60.reg	sc100_2.reg	sc100_4.reg
Daten fuer Landabfluss	:	sch11_1000-30.lnd	sch11_1000-60.lnd	sch11_1000-2h.lnd	sch11_1000-4h.lnd
Daten fuer Stadtabfluss	:				
Daten fuer Flood-Routing	:	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1

Scheitelwerte [cbm/sec]: Gewaesserknoten

I Knoten- I Nr. Name	I Berechnungsvariante				I Maximal- I werte
	I 1	I 2	I 3	I 4	
I 1 Knoten 711	I 22.02	I 25.37	I 24.81	I 23.67	I 25.37
I 2 O.ScheffzTal K714	I 22.02	I 25.37	I 24.81	I 23.67	I 25.37
I 3 HK3 K715	I 16.02	I 19.37	I 18.81	I 17.67	I 19.37
I 4 HK4 K716	I 15.17	I 19.35	I 18.80	I 17.58	I 19.35
I 5 U.ScheffzTal K722	I 21.19	I 25.37	I 24.82	I 23.59	I 25.37
I 6 HK6 K723	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.15
I 7 HK7 K726/RÜ144	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.16
I 8 HK8 K731/RÜ80	I 15.03	I 15.24	I 15.24	I 15.24	I 15.24

Tabelle 14: Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für T = 1000J; Planung

4.2.3 Nachweis der Anlagensicherheit

4.2.3.1 Klassifizierung der Anlage nach DIN 19700

Die Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken dient der differenzierten Festlegung von Bemessungsanforderungen. Die Anforderungen an die Bemessung sollen die Hochwassersicherheit der Anlage gewährleisten. Den maßgebenden Hochwasserbemessungsfall 2 muss die Stauanlage ohne globales Versagen überstehen. Die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes darf nicht gefährdet werden.

Die Klassifizierung hat nach DIN 19700-12, Punkt 3.1 zu erfolgen. Abweichungen sind nach Durchführung einer Sicherheitsbetrachtung zulässig. Maßgebend für die Ermittlung der Stauhöhe als Grundlage der Klassifizierung ist die Gründungssohle des Absperrbauwerkes (Abbildung 30).

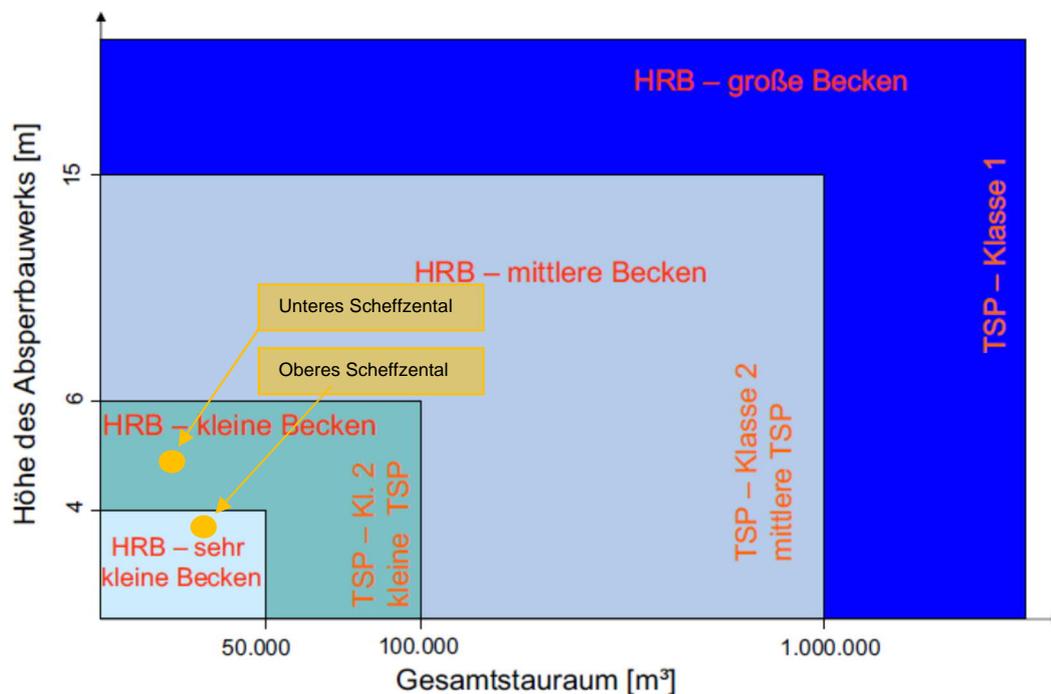


Abbildung 30: Klassifizierung von HRB in Anlehnung an DIN 19700-12 (aus Arbeitshilfen zur DIN 19700, LUBW, 2007)

Oberes Scheffzental

Gründungssohle:	303,80 m+NN, n.S.
Gewöhnlicher Stauraum / $HQ_{100, \text{Klima}}$:	Stauhöhe 1,93 m, 17.331 m ³
Gesamtstauraum HBF 1 ($HQ_{200, \text{Klima}}$):	Stauhöhe 1,97 m, 17.902 m ³
Gesamtstauraum HBF 2 (HQ_{1000}):	Stauhöhe 2,07 m, 18.982 m ³

Das Becken Oberes Scheffzental ist demnach als „sehr kleines HRB“ einzustufen, somit sind folgende Hochwasserjährliehkeiten für die Bemessung des Beckens anzusetzen:

$$\begin{aligned} BHQ_1 &= HQ_{200, \text{Klima}} \\ BHQ_2 &= HQ_{1000} \end{aligned}$$

Unteres Scheffzental

Maßgebend für die Ermittlung der Stauhöhe als Grundlage der Klassifizierung ist die Gründungssohle des Absperrbauwerkes. Das Untere Scheffzental wird durch eine vorhandene Geländeanhebung begrenzt. Dabei handelt es sich nicht um ein Dammbauwerk im herkömmlichen Sinn. Ein Absperrbauwerk im Sinne eines erstellten Rückhaltebauwerkes existiert nicht. Ein schlagartiges Versagen dieser ca. 200 m mächtigen Talabsperrung ist auszuschließen.

Im Sinne dieser Überlegungen liegt keine Dammhöhe vor, die schlagartig versagen kann. Die Klassifizierung wurde demnach anhand der vorhandenen Stauhöhen vorgenommen.

Gründungssohle: 296,95 m+NN
Gewöhnlicher Stauraum / HQ₁₀₀₀: Stauhöhe 4,78 m, 52.351 m³
Gesamtstauraum HBF 2 /HQ₅₀₀₀: Stauhöhe 5,50 m, 74.690 m³

Das Becken Unteres Scheffzental ist demnach gemäß Abbildung 30 als „kleines HRB“ einzustufen. Somit sind folgende Hochwasserjährlichkeiten für die Bemessung des Beckens anzusetzen:

BHQ₁ = HQ_{500, Klima}
BHQ₂ = HQ₅₀₀₀

Da das Becken bereits bei BHQ₃ auf HQ₁₀₀₀ ausgelegt wird (siehe Kapitel 4.2.2.2), kann der Nachweis von BHQ₁ = HQ_{500, Klima} entfallen.

4.2.3.2 Zulaufwellen

Die Zulaufwellen wurde mittels des FGM Glems (Wald + Corbe, 2011) ermittelt und übergeben. In Tabelle 15 sind die Abflussspitzen beim Zufluss in das Obere Scheffzental und in Tabelle 16 die Abflussspitzen beim Zufluss in das Untere Scheffzental dargestellt:

Jährlichkeit	HQ
HQ _{100, Klima}	21,39 m ³ /s
HQ _{200, Klima}	21,75 m ³ /s
HQ ₁₀₀₀	25,37 m ³ /s

Tabelle 15: Bemessungszuflüsse in das Obere Scheffzental am Knoten 2 des FGM

Jährlichkeit	HQ
HQ ₁₀₀₀	25,37 m ³ /s
HQ ₅₀₀₀	38,45 m ³ /s

Tabelle 16: Bemessungszuflüsse in das Untere Scheffzental am Knoten 5 des FGM

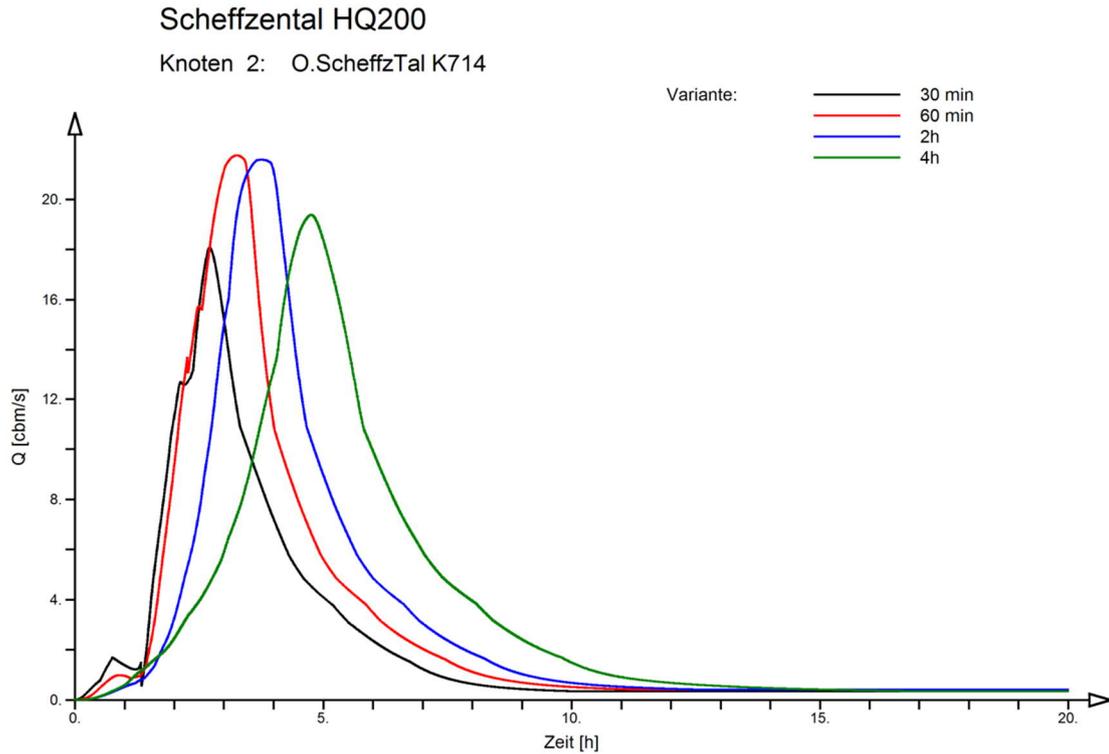


Abbildung 31: Zuflusskurven HQ₂₀₀, Klima zum Scheffzental

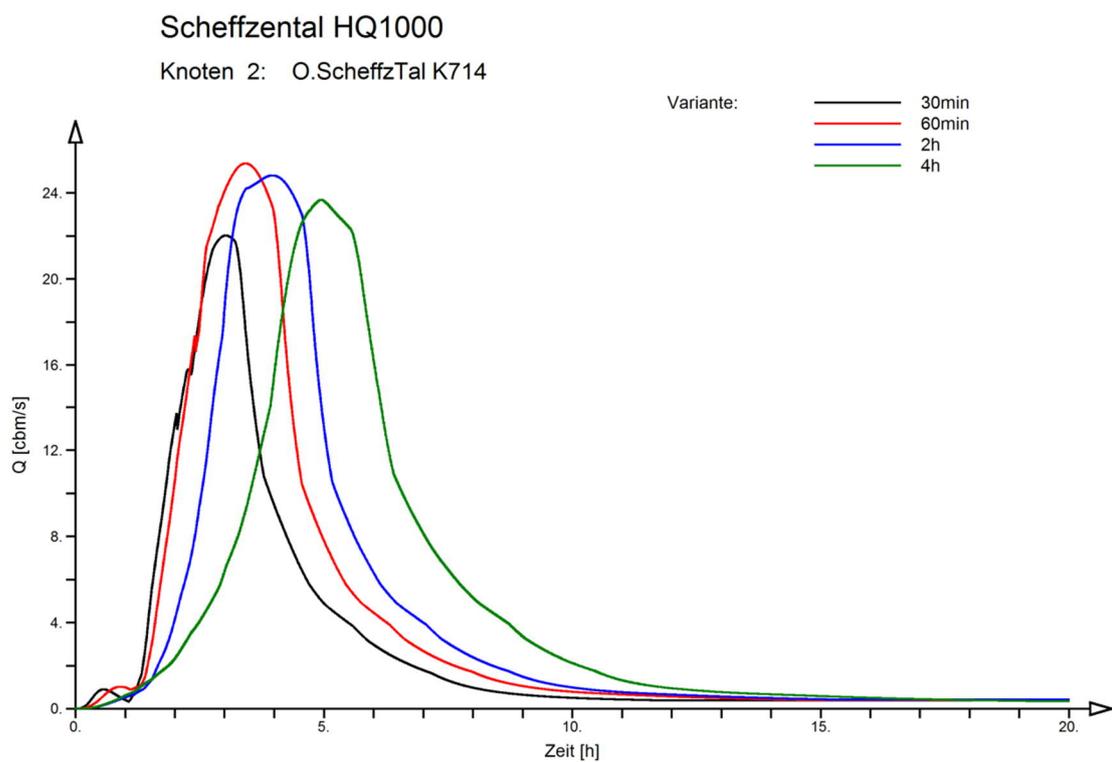


Abbildung 32: Zuflusskurven HQ₁₀₀₀ zum Scheffzental

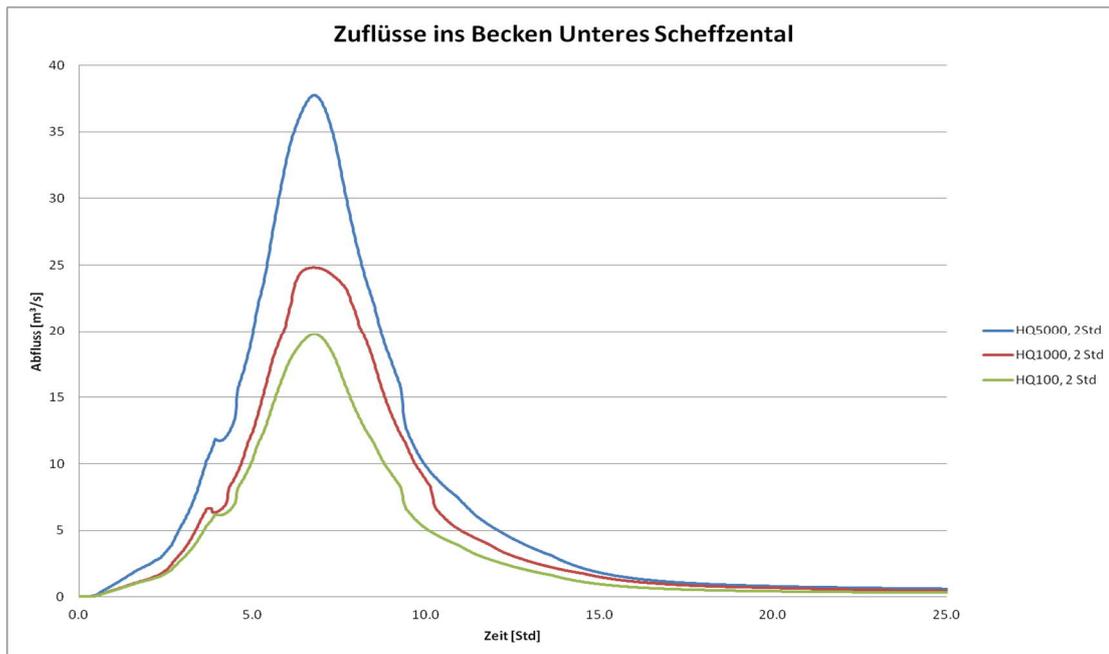


Abbildung 33: Zuflusskurven HQ_T zum Unteren Scheffzental

4.2.3.3 Hochwasserbemessungsfall 1

Oberes Scheffzental

Der Hochwasserbemessungsfall 1 wird mittels HQ_{200, Klima} nachgewiesen. Dabei kann gemäß DIN 19700 auf den Vollstau zum Ereignisbeginn verzichtet werden, da Abflussganglinien für den Bemessungsabfluss vorliegen (Abbildung 31). Außerdem kann deshalb die Retentionswirkung des außergewöhnlichen Stauraums angesetzt werden.

Der Abflusswelle im Gewässerknoten 3 nach Abschlag von 6 m³/s in den Beutenbach ist der maßgebende Bemessungshochwasserzufluss BHQ₁ zu entnehmen. Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „sehr kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis der Hochwasserentlastungsanlage beim Becken Oberes Scheffzental wird demnach der Grundablass in Ansatz gebracht.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung für das HQ_{200, Klima} = 14,98 m³/s sind in der nachfolgenden Tabelle 17 sowie in Abbildung 34 und in Abbildung 35 zusammengestellt.

	Knoten	HQ _{200, Klima}
Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental nach Abschlag in den Beutenbach	3	15,75 m ³ /s
Abfluss HRB Oberes Scheffzental	4	14,98 m ³ /s

Tabelle 17: Maximale Abflüsse BHQ₁ – HQ_{200, Klima} Oberes Scheffzental

Oberes Scheffzental / U13 Trasse 3B D1-3

Ereignis: Scheffzental 200a - 2Stun

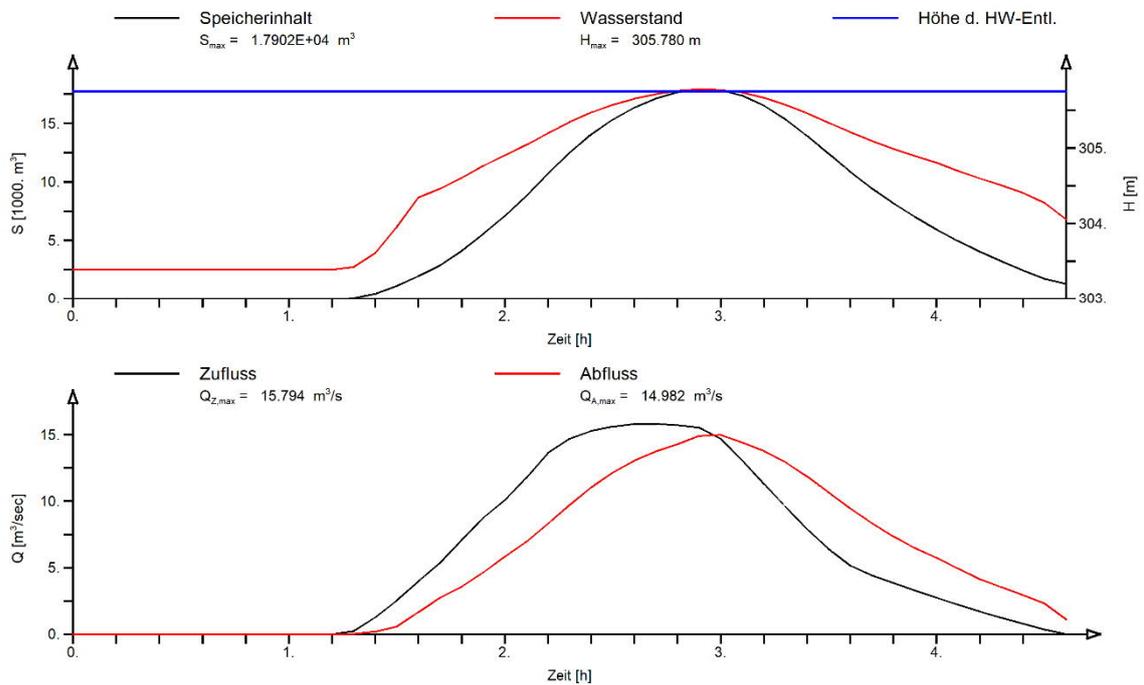


Abbildung 34: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ₂₀₀, Klima

Scheffzental HQ200

Knoten 3: HK3 K715

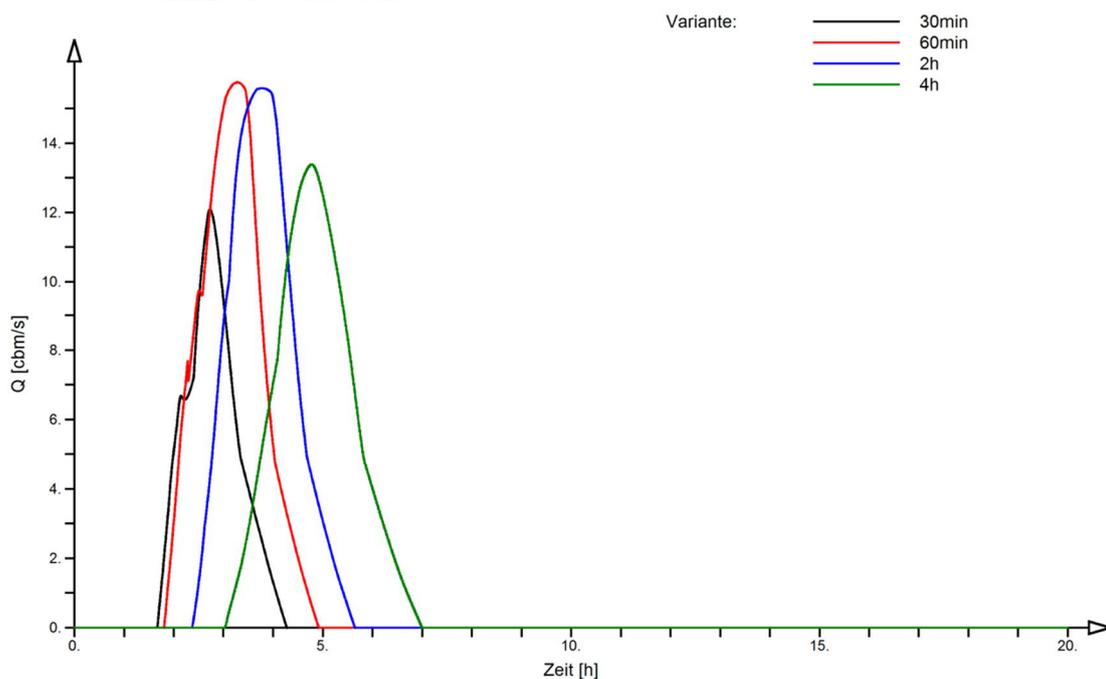


Abbildung 35: Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental Planungszustand HQ₂₀₀, Klima

Der maximale Wasserstand bei $HQ_{200, \text{Klima}}$ wird im Hochwasserrückhaltebecken Oberes Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss BHQ_1 mit 305,78 m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 17.902 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.2 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 4 Stunden.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen für das BHQ_1 sind in Tabelle 18 im Gesamtüberblick für verschiedene Niederschlagsdauern zusammengestellt.

Der Einlauf in die Verdolung wird am Knoten 6 modelliert. Die maximale Abflussspitze beträgt aufgrund der Steuerung des unteren Beckens 15,00 m³/s. Maßgebend im Zulauf ist das 2-stündigen Niederschlagsereignis.

Das Programm "FGM" wurde mit folgenden Datenfiles gestartet:

Variante	:	1	2	3	4
Daten fuer Gewaessernetz	:	sch11.gew	sch11.gew	sch11.gew	sch11.gew
Niederschlagsdaten	:	sc100_30.reg	sc100_60.reg	sc100_2.reg	sc100_4.reg
Daten fuer Landabfluss	:	sch11_200-30_2020.ln	sch11_200-60_2020.ln	sch11_200-2h_2020.ln	sch11_200-4h_2020.ln
Daten fuer Stadtabfluss	:				
Daten fuer Flood-Routing	:	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1	SCH11_U13_Trasse3b_1	
SCH11_U13_Trasse3b_1	:				
Scheitelwerte [cbm/sec]:		Gewaesserknoten			

I Knoten- I Nr.	Name	I Berechnungsvariante				I Maximal- I werte
		I 1	I 2	I 3	I 4	
I 1	Knoten 711	I 18.08	I 21.75	I 21.58	I 19.38	I 21.75
I 2	O.ScheffzTal K714	I 18.08	I 21.75	I 21.58	I 19.38	I 21.75
I 3	HK3 K715	I 12.08	I 15.75	I 15.58	I 13.38	I 15.75
I 4	HK4 K716	I 9.67	I 14.73	I 14.72	I 12.12	I 14.73
I 5	U.ScheffzTal K722	I 15.69	I 20.74	I 20.73	I 18.12	I 20.74
I 6	HK6 K723	I 14.28	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.00
I 7	HK7 K726/RÜ144	I 14.28	I 15.00	I 15.00	I 15.00	I 15.00
I 8	HK8 K731/RÜ80	I 14.86	I 15.03	I 15.05	I 15.05	I 15.05

Tabelle 18: Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für BHQ₁, T = 200J; Klima Planung

Unteres Scheffzental

Zum Nachweis des Bemessungshochwasserfalls 1 wäre beim Unteren Scheffzental das $BHQ_1 = HQ_{500, \text{Klima}}$ nachzuweisen. Da das Becken bereits bei BHQ_3 auf HQ_{1000} ausgelegt ist (siehe Kapitel 4.2.2.2), kann dieser Nachweis entfallen.

4.2.3.4 Hochwasserbemessungsfall 2

Oberes Scheffzental

Der Hochwasserbemessungsfall 2 wird mittels des HQ_{1000} nachgewiesen. Dabei kann gemäß DIN 19700 auf den Vollstau zum Ereignisbeginn verzichtet werden, da Abflussganglinien für den Bemessungsabfluss vorliegen (Abbildung 32). Außerdem kann deshalb die Retentionswirkung des außergewöhnlichen Stauraums angesetzt werden.

Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „sehr kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis der Stauanlagensicherheit beim Becken Oberes Scheffzental wird demnach der Grundablass in Ansatz gebracht.

Der Abflusswelle in Gewässerknoten 3 nach Abschlag von $6 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Beutenbach ist der maßgebenden Bemessungshochwasserzufluss BHQ_2 zu entnehmen.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung für das $HQ_{1000} = 19,37 \text{ m}^3/\text{s}$ sind in der nachfolgenden Tabelle 19 sowie in Abbildung 36 und in Abbildung 37 zusammengestellt.

	Knoten	HQ_{1000}
Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental nach Abschlag in den Beutenbach	3	$19,37 \text{ m}^3/\text{s}$
Abfluss HRB Oberes Scheffzental	4	$19,35 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabelle 19: Maximale Abflüsse $BHQ_2 - HQ_{1000}$, Oberes Scheffzental

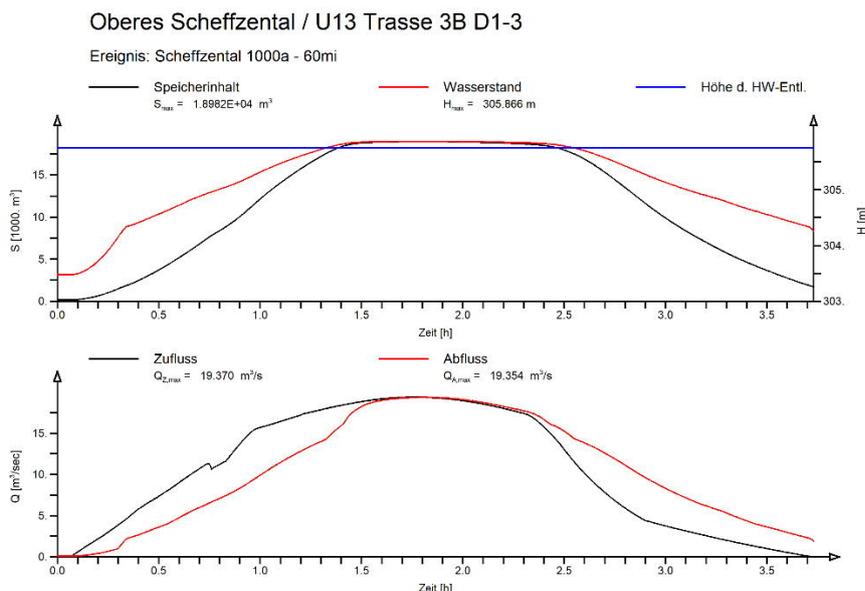


Abbildung 36: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ_{1000}

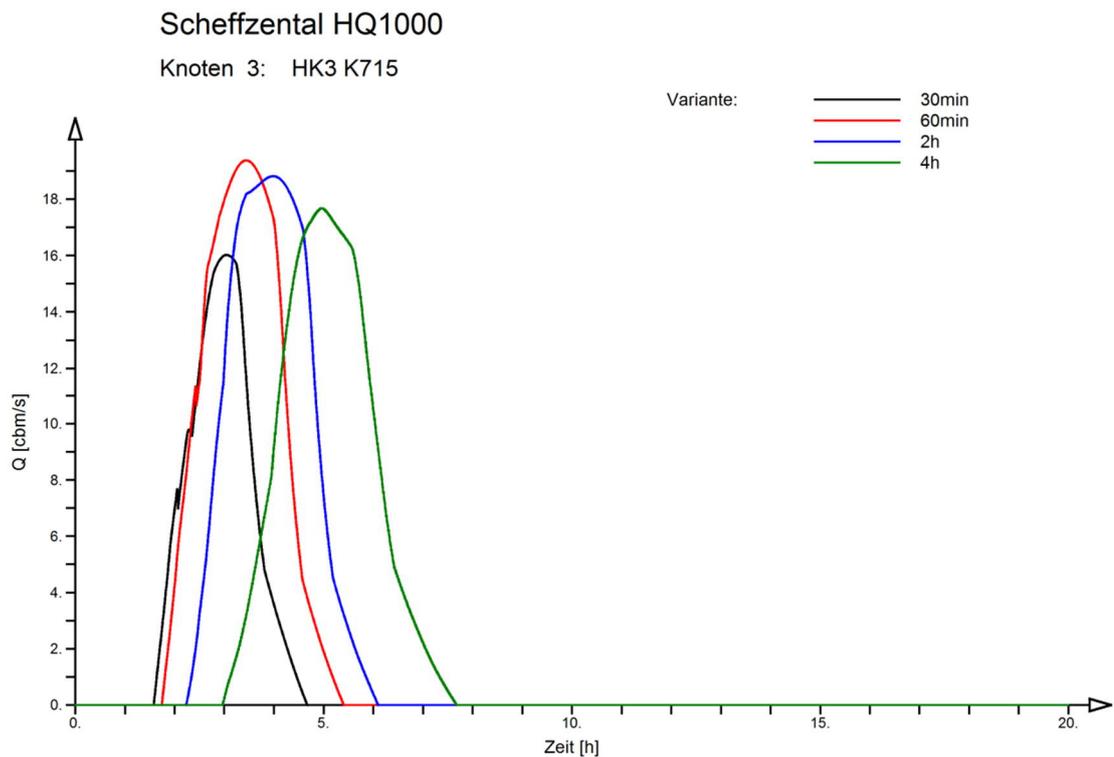


Abbildung 37: Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental Planungszustand HQ₁₀₀₀

Der maximale Wasserstand bei HQ₁₀₀₀ wird im Hochwasserrückhaltebecken Oberes Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss mit 305,87m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 18.982 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.2 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 4 Stunden. Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen für das BHQ₂ sind in Tabelle 14 im Gesamtüberblick für verschiedene Niederschlagsdauern zusammengestellt.

Unteres Scheffzental

Der Hochwasserbemessungsfall 2 wird mittels des HQ₅₀₀₀ nachgewiesen. Dabei kann gemäß DIN 19700 auf den Vollstau zum Ereignisbeginn verzichtet werden, da Abflussganglinien für den Bemessungsabfluss vorliegen (Abbildung 33). Außerdem kann deshalb die Retentionswirkung des außergewöhnlichen Stauraums angesetzt werden.

Für den Nachweis der Stauanlagensicherheit des Beckens Unteres Scheffzental dürfen beim BHQ₂ alle Becken angesetzt werden (LUBW, 2007). Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis der Stauanlagensicherheit beim Becken Unteres Scheffzental wird dennoch nur eine Grundablassöffnung in Ansatz gebracht. Bei gesteuerten Becken kann die volle Leistungsfähigkeit des Grundablasses angesetzt werden. Um die Sicherheit der Anlage zu erhöhen, wurde von dieser Möglichkeit beim Nachweis kein Gebrauch gemacht. Die Regelsteuerung wird beibehalten.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung für das HQ₅₀₀₀ = 38,45 m³/s sind in der nachfolgenden Tabelle 20 und in Abbildung 38 zusammengestellt.

	HQ ₅₀₀₀
Zulauf zum HRB Unteres Scheffzentral, nach Zufluss des Beutenbachs	38,45 m ³ /s
Abfluss HRB Unteres Scheffzentral	32,55 m ³ /s

Tabelle 20: Maximale Abflüsse BHQ₂ – HQ₅₀₀₀; Unteres Scheffzentral

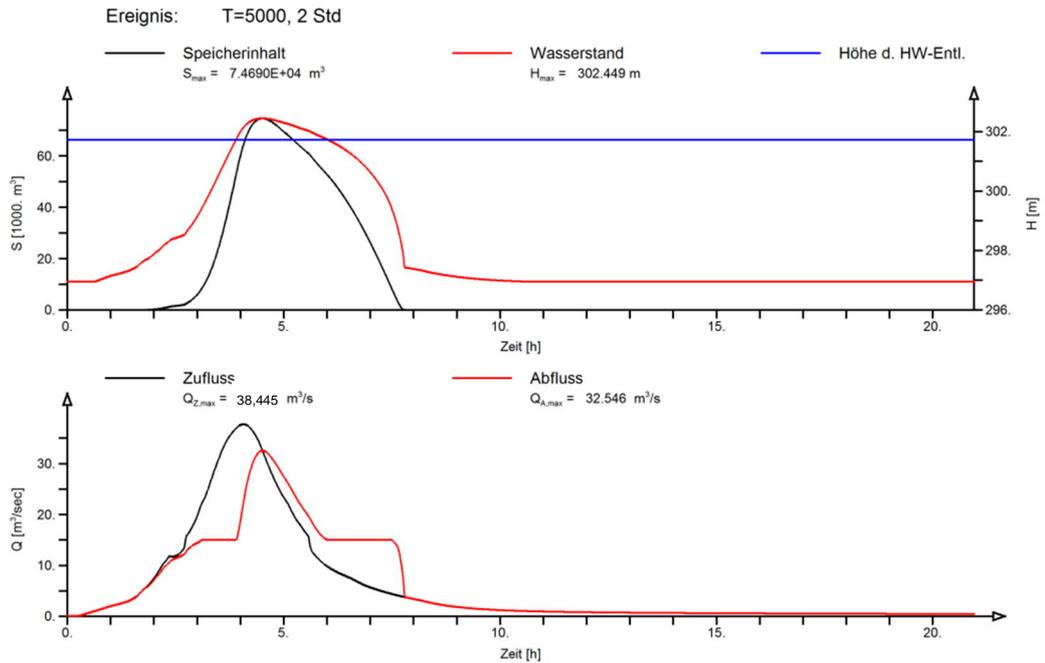


Abbildung 38: Retentionsraum Unteres Scheffzentral – Wasserstandsganglinien HQ₅₀₀₀

Der maximale Wasserstand bei HQ₅₀₀₀ wird im Hochwasserrückhaltebecken Unteres Scheffzentral beim Bemessungshochwasserzufluss BHQ₂ mit 302,45 m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 74.690 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.1 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 7 Stunden.

Die maximale Abflussspitze beträgt hier 32,55 m³/s und resultiert aus dem 2-stündigen Niederschlagsereignis.

Hochwasserschutz Scheffzental
Erläuterungsbericht zur Genehmigungsplanung

Hochwasseranalyse - Programm: S E E R E T Version:7.0 IWG - HM3_VAR1_4_B.SEE und
ZUFLUSS_T5000_US_VAR1_2H.WEL Berechnet am: 15. Jan 2020 um: 14:41:09 *

Zuflussganglinie: Gewaesser : Scheffzental
Gewaesserstelle : Knoten: 5
Ereignis : T=5000, 2 Std
Zeitschritt [h] : 0.010

Anfangs-Wasserstand [m] : 296.950

Zeit [h]	QZ [cbm/sec]	QA [cbm/sec]	QHW [cbm/sec]	H [m]	DS [cbm]	S [cbm]
4.41	34.603	32.071	17.109	302.44	92.09	7.4283E+04
4.42	34.435	32.161	17.195	302.44	82.79	7.4366E+04
4.43	34.248	32.247	17.270	302.44	72.98	7.4439E+04
4.44	34.042	32.307	17.341	302.44	63.46	7.4503E+04
4.45	33.838	32.377	17.400	302.44	53.55	7.4556E+04
4.46	33.629	32.430	17.448	302.45	44.10	7.4600E+04
4.47	33.419	32.472	17.487	302.45	34.98	7.4635E+04
4.48	33.207	32.505	17.516	302.45	26.16	7.4661E+04
4.49	32.991	32.528	17.535	302.45	17.53	7.4679E+04
4.50	32.776	32.541	17.545	302.45	9.266	7.4688E+04
4.51	32.560	32.546	17.547	302.45	1.281	7.4690E+04
4.52	32.340	32.542	17.539	302.45	-6.523	7.4683E+04
4.53	32.119	32.530	17.524	302.45	-14.07	7.4669E+04
4.54	31.897	32.510	17.501	302.45	-21.36	7.4648E+04
4.55	31.677	32.482	17.469	302.45	-28.30	7.4619E+04
4.56	31.454	32.446	17.431	302.45	-35.06	7.4584E+04
4.57	31.230	32.403	17.385	302.44	-41.61	7.4543E+04
4.58	31.007	32.354	17.333	302.44	-47.87	7.4495E+04
4.59	30.782	32.297	17.272	302.44	-53.96	7.4441E+04
4.60	30.560	32.235	17.210	302.44	-59.72	7.4381E+04
4.61	30.350	32.169	17.142	302.44	-64.98	7.4316E+04
4.62	30.142	32.099	17.070	302.44	-69.96	7.4246E+04
4.63	29.932	32.023	16.992	302.43	-74.80	7.4171E+04
4.64	29.725	31.943	16.909	302.43	-79.39	7.4092E+04
4.65	29.515	31.858	16.823	302.43	-83.89	7.4008E+04
4.66	29.309	31.769	16.733	302.43	-88.13	7.3920E+04

Zuflusssumme: SUMZ = 0.4273E+06 Wasserstand: HANF = 296.95
 Abflusssumme: SUMA = 0.4273E+06 HMAX = 302.45
 Anfangsfuellung: SANF = 0.000 HEND = 296.95
 Fuellung am Ende: SEND = 0.000 Volumen: SMAX = 7.4690E+04
 Differenz: SEND - SANF = 0.000

Tabelle 21: Abfluss Becken Unteres Scheffzental bei BHQ₂, T = 5000J Planung

4.3 Freibordbemessung

Oberes Scheffzental

Das Becken Oberes Scheffzental ist auf der gesamten Dammlänge als überströmbarer Damm ausgebildet. Die Festlegung eines Freibordes entfällt somit.

Bachsohle	303,80 m+NN
Gewöhnliches Stauziel, HQ _{100, Klima}	305,73 m+NN
Kronenhöhe	305,75 m+NN
ZH1 (HQ _{200, Klima})	305,78 m+NN
ZH2 (HQ ₁₀₀₀)	305,87 m+NN

Unteres Scheffzental

Da der Rückhalt durch die Talauffüllung sichergestellt wird und nicht durch einen klassischen Damm, erfolgt keine Dimensionierung eines Freibordes. Ein schlagartiges Versagen dieser ca. 200 m mächtigen Talabspernung ist auszuschließen (siehe Kapitel 4.2.3.1).

Bachsohle	296,95 m+NN
Gewöhnliches Stauziel, HQ _{100, Klima}	300,19 m+NN
Staulinie HQ ₁₀₀₀	301,73 m+NN
ZH2 (HQ ₅₀₀₀)	302,45 m+NN
Kronenhöhe	ca. 302,96 – 304,29 m+NN

4.4 Geologische Verhältnisse

Das Einzugsgebiet des Scheffzentials liegt geographisch/geologisch an einer typischen Schichtstufe des Landschaftsraums. Es umfasst Vorland, Hangstufe und Höhenlage des Glemswaldes. Dabei werden geologisch alle Keuperschichten vom Gipskeuper bis zum Stubensandstein durchschnitten. Die Bodenverhältnisse sind bestimmt durch geringe Lößauflagen über dem Keuper. In der breiten Zone am Hangfuss der Schichtstufe stehen tonreiche Mischböden aus Gipskeuper und bunten Mergeln an, die teils stark mit plattigen Feldsteinen des Kieselsandsteins durchsetzt sind. Zur Eignung der Talaue als Retentionsraum wurden hydro-geologische Erkundungen im Talraum vorgenommen.

Die nachfolgenden Ergebnisse sind diesen Untersuchungen (Geotechnik Südwest, 1997 und 2002) entnommen:

Das Scheffzental liegt in der Zone III A des Wasserschutzgebietes Nr. 148, „Tiefbrunnen Blauäcker und Tiefbrunnen Rauns“ der Stadt Ditzingen.

Im Hinblick auf eine Nutzung der Talaue als Retentionsraum sind die

- *Durchlässigkeit der Deckschichten und deren*
- *Rückhaltevermögen von im Wasser gelösten Stoffen*

von Bedeutung. Ein Eintrag von Schadstoffen aus möglicherweise verunreinigtem Oberflächenwasser in die tieferliegenden Aquifere sollte ausgeschlossen sein.

Im Oberen Scheffzental wurde die Mächtigkeit und Stratigraphie der quartären Deckschichten anhand von 15 linienhaft angeordneten Rammkernsondierungen bestimmt. Die Quartärmäch-

tigkeit liegt demnach bei 2,8 – 5,7 m, wobei sich nach ihrer Genese die Einteilung der Schichten in Lößlehmüberdeckung und unterlagernde Talauablagerungen ergab. Bei den Talauablagerungen können zwei Horizonte unterschieden werden: An der Basis ein grobklastischer Aufarbeitungshorizont mit Lettenkeupergeröllen und darüber feinkörnige Anmoorablagerungen. Die flächig ausgebildeten Lößlehm- und Anmoorablagerungen sind gemäß DIN 18130, Teil 1 als schwach bis sehr schwach durchlässig einzustufen. Der unterlagernde Aufarbeitungshorizont ist aufgrund seines Grobanteiles (Kies, Steine) durchlässig bis stark durchlässig.

Im Unteren Scheffzental wurden 14 linienhaft angeordnete Rammkernsondierungen durchgeführt. Die Quartärmächtigkeit liegt hier bei 3,0 – 4,7 m entlang der Talachse des Beutenbachs. Bei den Talauablagerungen können zwei Horizonte unterschieden werden: An der Basis ein grobklastischer Aufarbeitungshorizont und darüber feinkörnige Ablagerungen mit Anteilen an organischem Material. Die flächig ausgebildeten Talauablagerungen sind gemäß DIN 18130, Teil 1 als schwach bis sehr schwach durchlässig einzustufen. Der unterlagernde grobklastische Horizont ist als durchlässig bis schwach durchlässig zu bezeichnen.

Aus Sicht der Gutachten ist ein Eintrag von gelösten Schadstoffen in die tiefer gelegenen Aquifere bei einer Nutzung als Hochwasserrückhalteraum nicht zu erwarten.

4.5 Wasserfassungen

Im Bereich des Scheffzentials existieren Wasserfassungen, die aufgrund der geplanten Nutzung des Talraumes als Retentionsraum erhoben und im Hinblick auf den Grundwasserschutz bewertet wurden. Der Bericht der CDM Consult GmbH ist den Antragsunterlagen als Anlage 4 beigefügt.

Dabei wurde dem ehemaligen Glaserbrunnen und dem ehemaligen Beutenbachbrunnen ein höheres Gefährdungspotential für das Grundwasser zugeordnet. Es wird empfohlen, für beide die vertikale Infiltrationsmöglichkeit in den Untergrund zu untersuchen und ggf. durch Injektionen abzudichten.

5 BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN ANLAGE

5.1 Wasserbauliche Maßnahmen im Oberen Scheffzental

Zur Reaktivierung des Retentionsraumes im Oberen Scheffzental ist eine abgestimmte Regelung der Zuflüsse zum Beutenbach erforderlich. Die durchzuführenden wasserbaulichen Maßnahmen beinhalten im Wesentlichen die Reaktivierung des Scheffzengrabens. Ziel der geplanten Maßnahmen ist die schadensfreie Überleitung der Hochwasserabflüsse in den Rückhalteraum im Taltiefpunkt. Die vorgesehenen baulichen Eingriffe sind in Plan 7.1 zusammengestellt.

5.1.1 Wasserteiler

Aus naturschutzfachlichen Gründen wird der am Herdweg verlaufende Beutenbach als Hauptgewässer beibehalten. Bis zu einer Mindestwassermenge von 100 l/s im Aischbach (Gemarkung Gerlingen) wird der Abfluss wie bisher in den Beutenbach weitergeleitet. Sobald der Wasserstand von 30 cm im Aischbach bei der Ausleitungsstelle in das neue Scheffzengrabenbett überschritten wird, erfolgt eine dosierte Einleitung einer Teilwassermenge in den neu zu gestaltenden Scheffzengraben im Taltiefpunkt.

Der Wasserteiler zur Überleitung eines Teilabflusses in den neuen Scheffzengraben wird als Einlaufbauwerk in Anlehnung an den Vorschlag der LUBW bei Verbindungsgewässern (LUBW, 2006) gestaltet. Dabei wird der Einlaufbereich aufbauend auf Erfahrungen aus Modellversuchen der Universität Stuttgart ausgeführt (Abbildung 39). Über eine definierte

Steinanordnung wird der Übergang vom Aischbach in den Scheffzengraben unter Berücksichtigung ökologischer und hydraulischer Kriterien hergestellt. Die Überlaufhöhe wird zur Sicherstellung des Mindestabflusses im Aischbach / Beutenbach mit 30 cm über der Aischbachsohle angeordnet und liegt bei 307,59 m+NN. Die Böschungen werden mittels sauber gespaltenen Natursteinen ausgeführt (Plan 7.6).

Dimensionierung des Einlaufbereichs

Die hydraulische Bemessung des Einlaufbereiches basiert auf Modelluntersuchungen. Die hieraus entwickelten Bemessungsmethoden sind in Teil 2 des Leitfadens „Durchgängigkeit für Tier in Fließgewässern“ der LUBW zusammengefasst, welche hier als Grundlage dienen (LUBW, 2006).

Zunächst ist der Umrechnungsfaktor für die Abmessungen vom Modell in die Natur zu ermitteln. Die Modellparameter sind in Abbildung 39 zusammengestellt. Der betrachtete Modellabfluss beträgt $Q_M = 70$ l/s.

$$f_h = \left(\frac{Q_N}{Q_M} \right)^{2/5} = \left(\frac{100}{70} \right)^{2/5} = 1,15$$

Daraus ergibt sich für die Abmessungen:

$$\text{Gerinnebreite: } B_{\text{ges}} = f_h \cdot B_{\text{ges,M}} = 1,15 \cdot 1,76 = 2,03\text{m}$$

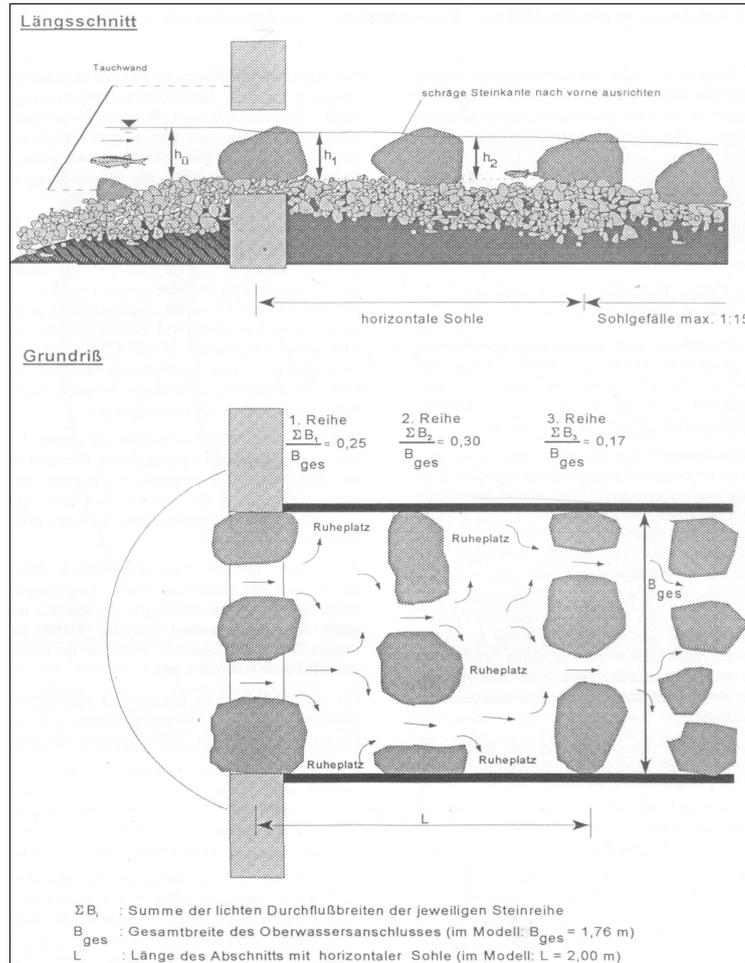


Abbildung 39: Steinanordnung am oberwasserseitigen Einlaufbereich eines Verbindungsgewässers (LUBW, 2006)

Länge des Abschnittes mit horizontaler Sohle: $L_N = f_h \cdot L_M = 1,15 \cdot 2 = 2,30$ m.

Die lichten Durchflussbreiten werden nach Abbildung 39 wie folgt ermittelt:

$$\sum B_1 = 0,25 B_{ges} = 0,25 \cdot 2,03 \approx 0,51 \text{ m}$$

$$\sum B_2 = 0,3 B_{ges} \approx 0,61 \text{ m}$$

$$\sum B_3 = 0,17 B_{ges} \approx 0,35 \text{ m}$$

Die Wassertiefen ergeben sich wie folgt:

$$h_{\bar{u}} = f_h \cdot h_{\bar{u},M} = 1,15 \cdot 0,27 = 0,31 \text{ m}$$

$$h_1 = f_h \cdot h_{1,M} = 1,15 \cdot 0,24 = 0,28 \text{ m}$$

$$h_2 = f_h \cdot h_{2,M} = 1,15 \cdot 0,21 = 0,24 \text{ m}$$

5.1.2 Scheffzengraben

Zusätzlich zu dem bestehenden Beutenbach soll der Scheffzengraben im Taltiefpunkt reaktiviert werden. Hierzu wird der neue Scheffzengraben unter Schonung der Vegetation auf dem vorhandenen Grabengrundstück in einer Breite von 1,3 bis 2 m und einer Tiefe von 60

cm variierend hergestellt (Pläne 7.2 und 7.3). Durch das in Kapitel 5.1.1 erläuterte Auslaufbauwerk wird die Abflussmenge im Scheffzental auf die Leistungsfähigkeit des neuen Grabens begrenzt. Im Normalfall beträgt die Zuleitungsmenge 100 l/s. Auf gesonderte Sohlsicherungsmaßnahmen wird deshalb verzichtet. Im Hochwasserfall ufert der Abfluss über die gesamte Talbreite aus, so dass keine erhöhten Schubspannungen im Grabenbett erwartet werden. Nach Abklingen der Hochwasserwelle wird der neue Scheffzengraben im Taltiefpunkt zur vollständigen Entleerung des Retentionsraumes Oberes Scheffzental benötigt.

5.1.3 Streichwehre, Flutmulde

Bei Hochwasserereignissen übersteigen die Zuflussmengen des Schnatzgrabens und des Aischbachs die Abflusskapazität des Beutenbachs bei Weitem. Damit die Hochwasserwelle kontrolliert dem Retentionsraum Oberes Scheffzental zugeführt wird und Überflutungen des Herdwegs vermieden werden, erfolgt die Hochwasserüberleitung in den Talraum durch abgesenkte, befestigte Böschungen an verschiedenen Stellen. Insgesamt ist die Ausbildung von 4 Streichwehren mit einer Gesamtlänge von 70 m vorgesehen. Die Lage der Überleitungen wurde unter Berücksichtigung der vorhandenen Gehölze festgelegt.

Die Überlaufschwelle werden aus kleinteiligen, gestellten Steinsätzen erstellt. Als Steinmaterial soll Muschelkalk zum Einsatz kommen. Ein Regelschnitt der Streichweherschwelle ist in Plan 7.4 dargestellt.

Um möglichst große Abflussanteile bereits beim Zulauf in das Scheffzental dem Taltiefpunkt zuführen zu können, ist im Bereich des Aischbachs eine Überlaufschwelle von 40 m vorgesehen. In diesem Bereich werden zudem auf einer Länge von ca. 80 m Sohlschalen aus Beton zurückgebaut. Die Sohlsicherung erfolgt künftig durch eine Schroppenlage (Plan 7.1).

Unmittelbar nach dem Zusammenfluss von Schnatzgraben und Aischbach wird zudem eine Flutmulde in Kombination mit einem Streichwehr zur kontrollierten Überleitung angeordnet (Plan 7.5). Zur Verhinderung von Erosionserscheinungen werden die Sohle und der untere Böschungsbereich der Flutmulde durch den Einbau von Schotterrassen gesichert.

5.2 Retentionsraum Oberes Scheffzental

5.2.1 Grundablass

Der Retentionsraum wird unregelmäßig betrieben. Als Grundablass wird ein Korbbogenprofil gewählt.

gewähltes Profil: Vario-sec MP 200
Durchlasslänge: 10,6 m

Aus statischen Gründen ist zur Gründung des Stahlfertigteildurchlasses eine durchgehende Bodenplatte erforderlich. Um im Grundablass eine durchlaufende Gewässersohle zu erhalten, die die Durchgängigkeit für substratgebundene Lebewesen gewährleistet, wird die Bodenplatte ca. 40 cm tief eingebunden. Der Sohlauflauf über der Betonplatte wird als Sohlsicherung mit drei Kornfraktionen ausgeführt (UM, 1993).

Die Fläche der Durchlassöffnung beträgt $A = \text{ca. } 4,49 \text{ m}^2$. Der bestehende Feldwegdamm wird um 20 cm auf 305,75 m+NN erhöht. (Pläne 3.2 und 5.1). Das ausreichende Höhenniveau wird mittels Betonsteinen fixiert. Diese werden in aufgefüllten Betonfundamenten versetzt. Über die Auffüllhöhe im Betonfundament kann die Überlaufschwelle auch nachträglich nivelliert werden (Plan 5.2).

Ermittlung der Abflusskurven

Die hydraulische Simulation des Abflussverhaltens erfolgt mit Hilfe des Programms HEC-RAS Version 4. Das Programm wurde vom Hydrologic Engineering Center des USACE entwickelt und ist ein anerkanntes Berechnungsprogramm, das auch im Rahmen der hydraulischen Berechnungen für die landesweite Erstellung von Hochwassergefahrenkarten in Baden-Württemberg eingesetzt wird. Es dient zur Wasserspiegellagenberechnung und zur Bestimmung von Schlüsselkurven von stationärem Abfluss in Gerinnen mit beliebigen Querschnitten, wobei sowohl strömende als auch schießende Fließzustände behandelt werden können. Hydraulisch wird dem Programm ein eindimensionaler Berechnungsansatz zu Grunde gelegt und ein numerisches Verfahren zur Lösung verwendet, welches auf der Sekantenmethode basiert.

Das Wasserspiegelberechnungsprogramm ermöglicht für jedes Querprofil eine Unterteilung in Teilquerschnitte mit unterschiedlicher Rauheit. Darüber hinaus können Brücken, Verdolungen und Wehranlagen modelliert werden. Die Überströmung oder der Einstau dieser Bauwerke wird mittels gesonderter hydraulischer Gleichungen als Druck- oder Wehrabfluss ermittelt.

Da das Wasserspiegelberechnungsprogramm HEC in den USA entwickelt wurde, greift es anstelle der Strickler Beiwerte auf die Manning'schen Reibungsbeiwerte zurück. Die Umrechnung der Werte ist in Tabelle 22 zusammengestellt.

Strickler Beiwert $k_{st} [m^{1/3}/s]$	Manning'scher Reibungsbeiwert $n=1/k_{st}$
5	0,20
10	0,10
15	0,06
20	0,05
25	0,04
30	0,03
40	0,025
50	0,02

Tabelle 22: Umrechnung Strickler Beiwerte in Manning'sche Reibungsbeiwerte

Zur Ermittlung der Abflusskurve am Kontrollbauwerk wurde die Wasserspiegellagenberechnung für verschiedene Abflüsse durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung am Kontrollbauwerk sind in Abbildung 40 und Tabelle 23 zusammengefasst. Dadurch werden die hydraulischen Verhältnisse am Kontrollbauwerk abgebildet. Diese Werte wurden gemäß den Erfordernissen des hydrologischen Berechnungsprogramms aufbereitet und als Eingangsdaten für die hydrologischen Berechnungen angesetzt.

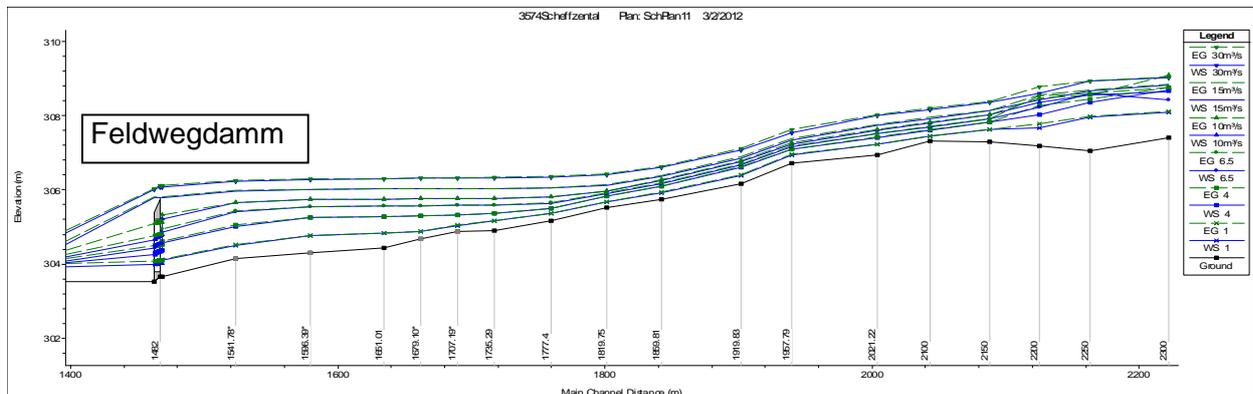


Abbildung 40: Längsschnitt durch das HRB Oberes Scheffzental

Fluss km	Wasserstand (m+NN)	Q Gesamt (m ³ /s)
1+487	303,80	0,0
1+487	304,13	1,0
1+487	304,62	4,0
1+487	304,95	6,5
1+487	305,32	10,0
1+487	305,82	15,0
1+487	306,12	30,0

Tabelle 23: Grundablasskurve Oberes Scheffzental

Daraus ergibt sich die in Abbildung 41 dargestellte Kennlinie für das Kontrollbauwerk. Der Grundablass ist in Plan 6.2 dargestellt.

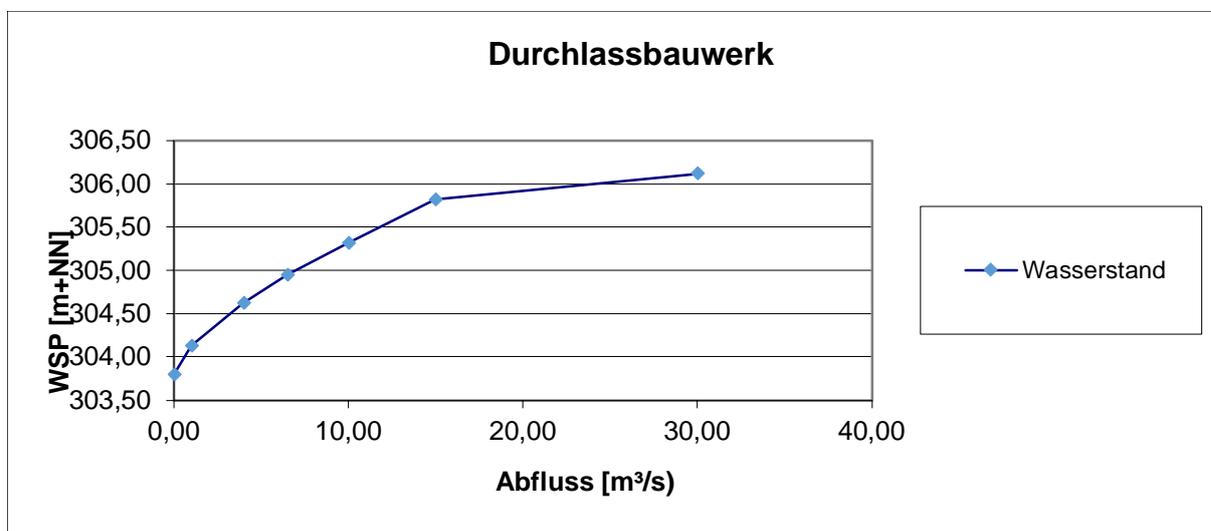


Abbildung 41: Kennlinie Kontrollbauwerk Oberes Scheffzental

5.2.2 Hochwasserentlastungsanlage

Die Hochwasserentlastung wird als überströmbarer Damm ausgebildet. Die Überströmbreite beträgt 30 m. Die Neigung der luftseitigen Dammböschung wird mit 1:10 angelegt. Das Deckwerk wird mit Steinen als Steinsatz ausgebildet. Es wird im überströmbareren Dammbereich mit Oberboden angegedeckt und begrünt.

Um Erosionen zwischen Damm und Deckwerk zu verhindern, muss die Hochwasserentlastungsanlage filterfest aufgebaut werden. Der Aufbau erfolgt in zwei Lagen, wobei als erste Schicht ein Filtervlies vorgeschlagen wird.

- anstehendes Gelände
- Filtervlies
- 20 cm Schottertragschicht 4/63
- Deckwerk 30 cm aus unregelmäßigen Steinen
- Humusierung und Begrünung

Die Hochwasserentlastungsanlage ist in Plan 5.2 dargestellt.

Ermittlung der Kennlinie der Hochwasserentlastungsanlage

Als hydraulischer Ansatz zur Berechnung der Leistungskurve der Hochwasserentlastungsanlage wurde die Wehrformel nach Poleni herangezogen.

Wehrformel nach Poleni

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot B \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$\mu = 0,57$$

Unter Berücksichtigung der Überfallbreite von 30 m lässt sich der Abfluss über die Hochwasserentlastungsanlage aus der Überströmhöhe ermitteln.

Beckenwasserstand [m+NN]	h [m]	Q _{HWEA} [m ³ /s]
305,75	0,00	0,00
305,85	0,10	1,60
306,00	0,25	6,33
306,10	0,35	10,48
306,20	0,45	15,28
306,28	0,53	19,53
306,30	0,55	20,64
306,40	0,65	26,52

Tabelle 24: Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental

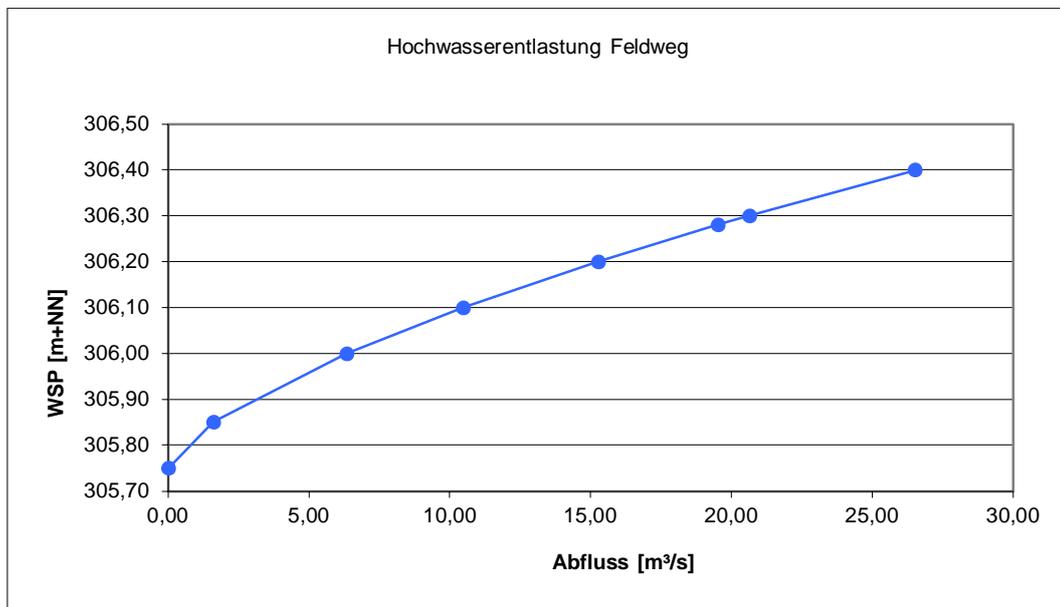


Abbildung 42: Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental

	Beckenwasserstand [m+NN]	Q _{zu,ges} [m ³ /s]	Q _{ab, ges} [m ³ /s]	Q _{ab, HWEA} [m ³ /s]
HQ _{100, Klima}	305,73	---	---	---
HQ _{200, Klima}	305,78	15,82	14,35	0,07
HQ ₁₀₀₀	305,87	19,56	19,29	2,03

Tabelle 25: Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental

Dimensionierung des Deckwerks

Die hydraulische Bemessung des überströmbaren Dammes wird nach den Bemessungsmethoden Band 90 „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der LUBW durchgeführt (LfU, 2004). Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „sehr kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis wird demnach der Grundablass in Ansatz gebracht. Als Bemessungsabfluss wird der Abflussanteil des BHQ₂ = HQ₁₀₀₀ über die Hochwasserentlastungsanlage angesetzt.

Eingangsdaten:

Bemessungsabfluss: 2,03 m³/s (aus Tabelle 25)
 Überströmbreite: 30 m
 Spezifischer Abfluss: 0,07 m³/sm
 Böschungsneigung: 1:10

Der Nachweis für die Rampe wurde mit folgenden gewählten Parametern durchgeführt:

Deckwerk: D_s = 0,30 m
 Hydraulische Rauheit: k ≈ 0,33d_s für unregelmäßige Steine

Die mittlere Fließgeschwindigkeit berechnet sich wie folgt:

$$v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{8 \cdot g \cdot R \cdot \tan \alpha}$$

Für unregelmäßige Steinformen gilt nach Scheuerlein:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3,2 \cdot \log \left(\frac{y}{(0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha) \cdot k} \right)$$

mittlere Fließgeschwindigkeit: 0,72 m³/s
 Abflusstiefe: 0,10

Der Nachweis der Auftriebssicherheit und der Gleitsicherheit wird gemäß den Formeln der Bemessungsvorgaben der LUBW ausgeführt (LfU, 2004).

Auftriebssicherheit: $\eta_A = 2,32 \geq 1,0$
 Gleitsicherheit: $\eta_G = 2,69 \geq 1,3$

5.3 Retentionsraum Unteres Scheffzental

5.3.1 Dammbauwerk

Die künstlich aufgefüllte Böschung der Siemensstraße soll künftig die Funktion eines Hochwasserschutzdammes übernehmen (Plan 3.1). Damit der bestehende Straßendamm die Funktion als Hochwasserschutzdamm übernehmen kann, ist der Auftrag einer Dichtungsschicht gemäß den Vorgaben der geotechnischen Untersuchung erforderlich. Hierzu wird ein Dichtungskörper aus bindigem und gemischtkörnigem Material in einer Stärke von 50 cm vorgeschüttet. Dabei ist der Einbau in Lagen von 30 cm vorzunehmen und zu verdichten. Zur Gründung ist ein Bodenaustausch erforderlich. Die 0,5 – 1,2 m mächtige, anstehende Auffüllung ist auszutauschen und durch grobkörniges Material zu ersetzen. Die Böschung wird mit einer Neigung von 1:2,5 angelegt. Der Wartungsweg wird auf einer Berme der Dammböschung als Schotterrasen ausgebildet.

Standsicherheitsberechnungen und detaillierte Einbauhinweise sind den geotechnischen Gutachten zu entnehmen.

Die Lage und die Gestaltung des Dammbauwerks sind den Plänen 2.1 und 3.1 zu entnehmen. Die Regelschnitte sind in den Plänen 4.1 und 4.2 dargestellt.

5.3.2 Kontrollbauwerk

Die Aktivierung des vorhandenen Retentionsvolumens erfolgt durch ein Kontrollbauwerk, das dem Verdolungseinlauf an der Siemensstraße vorgeschaltet wird. Das Bauwerk wird als Mönchsbauwerk in Stahlbeton ausgeführt und dient sowohl als Grundablass sowie als Hochwasserentlastungsanlage. Die Abmessungen im Grundriss betragen 9 x 4 m als liches Maß.

Die Grundablassöffnung beträgt $B = 3,0$ m und $H = 2,5$ m. Das Becken wird gesteuert betrieben. Aus Sicherheitsgründen erhält das Kontrollbauwerk seitlich eine zweite Öffnung $B = 3,0$ und $H = 2,5$ m (n-1-Regel). Beide Öffnungen sind mit einer Schütztafel zu versehen. Der Abfluss aus dem Becken kann durch die Anpassung der Grundablassöffnung mittels der Schütztafel nachjustiert werden. Der zweite Durchlass wird verschlossen. Er dient bei Ausfall des eigentlichen Grundablasses zur Entleerung des Beckens nach dem Abfluss der Hochwasserwelle.

Die Böschungen im Anschluss an das Bauwerk werden mit Gabionenwänden gesichert. Zur Energieumwandlung werden in die mit Blocksteinen gesicherte Sohle herausragende Störsteine eingebracht.

Zur Sicherung gegen eine Verklausung des Grundablasses wird direkt an der Grundablassöffnung ein Raumrechen vorgesehen und gemäß den Arbeitsempfehlungen der DIN 19700 konzipiert (LUBW, 2007). Optional kann noch ein Grobrechen in Form von Palisaden vorgeschaltet werden.

Das Rechenbauwerk ist als in Fließrichtung flachgeneigter Rechen konzipiert. Die Gitterstäbe werden mit einem Abstand von 12 cm vorgesehen. Der Rechen wird 1,0 m vor dem Kontrollbauwerk angebracht und mit horizontalen Rechenstäben nach oben abgeschlossen. Die gesamte Oberfläche des Raumrechens beträgt mit $30,85$ m² mindestens das 4-fache der vollständig geöffneten Grundablassöffnung ($A = 7,5$ m²). Somit ist ein ausreichender Abflussquerschnitt auch bei einer Teilverklausung sichergestellt. Der Rechen ist im Sohlenbereich nach unten offen. Die Öffnungshöhe des Schlupfs beträgt 20 cm. Die Öffnungsfläche erfüllt mit $0,72$ m² und einem Anteil von ca. 10 % der Grundablassöffnung die

Anforderungen des gültigen Regelwerks. Nach DIN 19700-12 sind max. 75 % zulässig (LUBW, 2007).

Eine Rechenreinigungsanlage wird nicht vorgesehen. Bei Wasserkraftanlagen mit einem Stababstand der Rechen zwischen 12 bis 20 mm ist eine automatische Rechenreinigungsanlage zwingend erforderlich und Stand der Technik. Als Beispiel für Hochwasserrückhaltebecken ist diese Technik ungeeignet, da die hydraulische Belastung (z.B. kompletter Einstau) ungleich höher ist. Gemäß der Arbeitshilfe zur DIN 19700 sind die Raumrechen, wie hier vorgesehen, Stand der Technik. Es gibt keinerlei Empfehlungen zum Einsatz von Rechenreinigungsanlagen bei Hochwasserrückhaltebecken. Auch die Frage der Entsorgung des Rechengutes ist nicht umsetzbar. Üblicherweise wird das Räumgut in das Gewässer zurückgeführt. Für diesen Fall wäre der Rechen entbehrlich. Im Einstaufall ist die Rechenreinigungsanlage komplett überstaut und wirkungslos. Lediglich in der hochwasserfreien Zeit und unter Vernachlässigung der Frage der Räumgutentsorgung wäre ein Einsatz denkbar. Aus den genannten Gründen und insbesondere aufgrund der fehlenden Wirtschaftlichkeit wurde dieser Vorschlag nach eingehender Prüfung verworfen.

Durch die genannten baulichen Vorkehrungen und einer Reinigung der Rechenbauwerke in regelmäßigen Abständen und nach dem Einstaufall soll einer möglichen Verklausung des Grundablasses begegnet werden.

Damit das oben offene Kontrollbauwerk nicht zu einer Tierfalle wird, ist es im Bereich der Einbindung in die Böschung mit einer Abgrenzungsvorkehrung zu versehen. Ebenso sind Wasserbausteine aus Muschelkalk auszuwählen, die im Sohlbereich ohne Lückensystem eingebracht werden sollen. Die Metallelemente des Kontrollbauwerkes werden in gedeckten Farben vorgesehen.

Besondere Vorkehrungen müssen zur Gründung des Kontrollbauwerkes eingeplant werden, da der anstehende Boden nicht geeignet ist. Unter der Gründungssohle ist der Austausch einer ca. 0,3 m dicken Schicht erforderlich. Die Aushubsohle liegt voraussichtlich unterhalb der Grundwasseroberfläche. Der Grundwasserspiegel ist während der Bauzeit um mindestens 50 cm unter die Aushubsohle abzusenken. Die Baugrube wird mit Spundwänden umschlossen, die z.T. als Unterströmschutz oder verlorene Schalung verbleiben oder teilweise nach Fertigstellung des Trogbauwerkes wieder gezogen werden.

Das Kontrollbauwerk ist Plan 6.1.1 und 6.1.2 zu entnehmen.

Ermittlung der Abflusskurven

Zur Ermittlung der Abflusskurve am Kontrollbauwerk wurde die Wasserspiegellagenberechnung für verschiedene Abflüsse durchgeführt. Die Programmbeschreibung ist dem Kapitel 5.2.1 zu entnehmen. Die Ergebnisse der Berechnung am Kontrollbauwerk sind in Abbildung 43 und Tabelle 26 zusammengefasst. Diese Werte wurden gemäß den Erfordernissen des hydrologischen Berechnungsprogramms aufbereitet und als Eingangsdaten für die hydrologischen Berechnungen angesetzt.

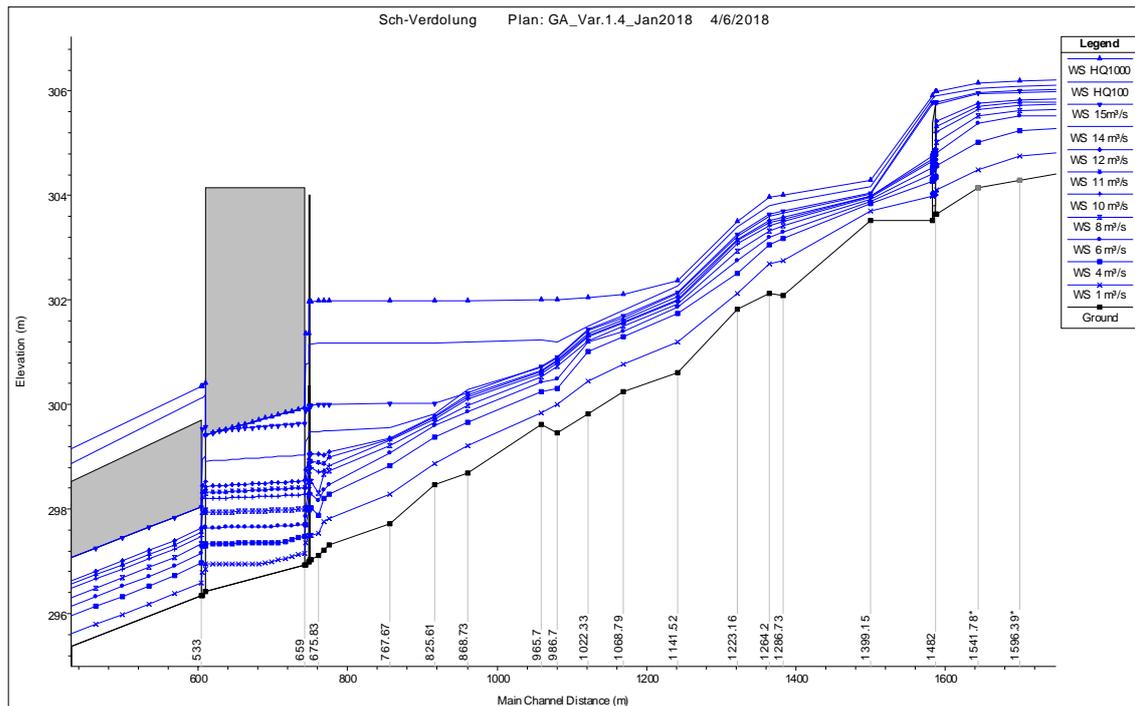


Abbildung 43: Längsschnitt durch das Untere Scheffzental

Fluss km	Sohlhöhe [m+NN]	Wasserstand [m+NN]	Q Gesamt [m³/s]
0+667	296,95	296,05	0,0
0+667	296,95	297,50	1,0
0+667	296,95	297,87	3,0
0+667	296,95	298,16	5,0
0+667	299.61	298,41	7,0
0+667	296,95	298,78	10,0
0+667	296,95	299,05	12,0
0+667	296,95	299,98	15,0
0+667	296,95	302,00	15,0

Tabelle 26: Grundablasskurve Unteres Scheffzental

Daraus ergibt sich die in Abbildung 44 dargestellte Kennlinie für das Kontrollbauwerk. Der Grundablass ist in Plan 6.1.1 dargestellt.

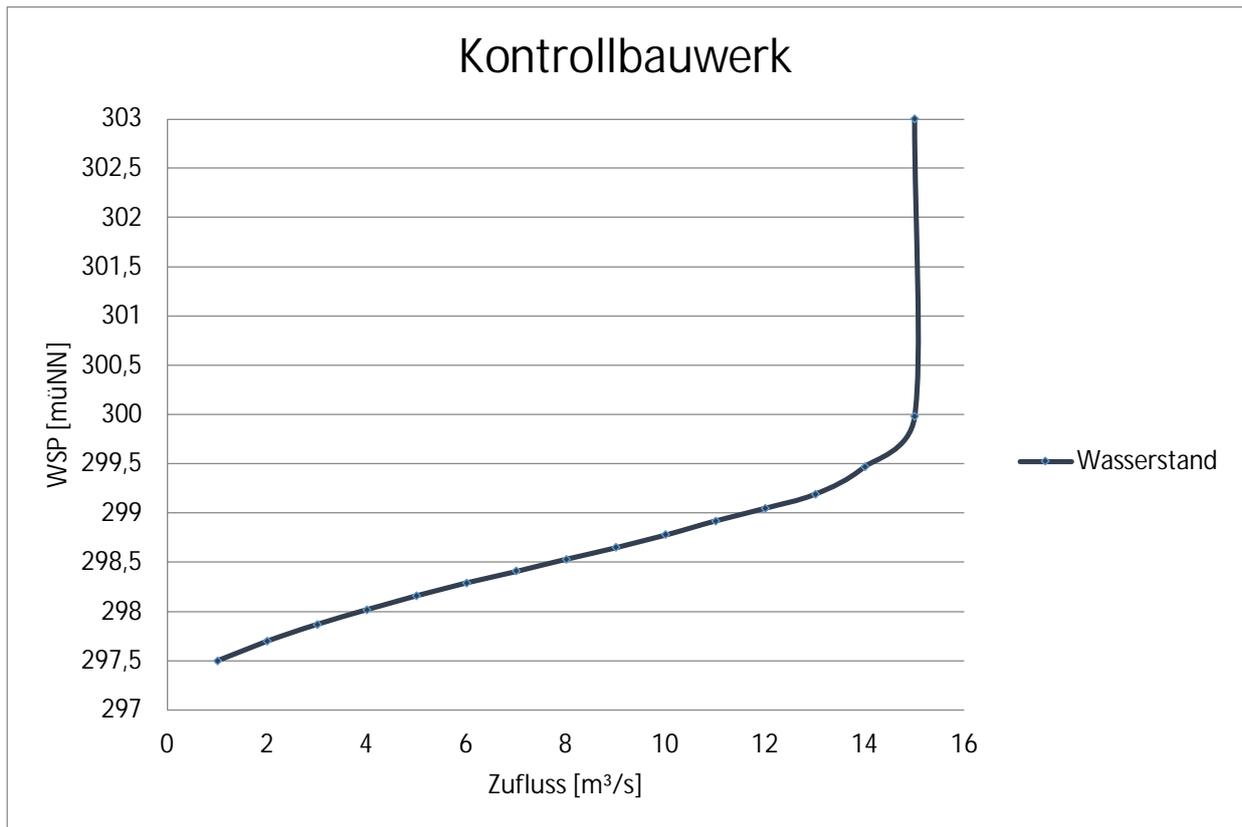


Abbildung 44: Kennlinie Kontrollbauwerk Unteres Scheffzental

5.3.3 Hochwasserentlastungsanlage

Die Hochwasserentlastungsanlage ist in dem Plan 6.1.1 dargestellt.

Ermittlung der Kennlinie der Hochwasserentlastungsanlage

Als hydraulischer Ansatz zur Berechnung der Leistungskurve der Hochwasserentlastungsanlage wurde die Wehrformel nach Poleni herangezogen.

Wehrformel nach Poleni

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot B \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$\mu = 0,65$$

Unter Berücksichtigung eines Abzuges an den Bauwerksecken wird die Überfallbreite des Kontrollbauwerkes mit 15 m angesetzt. Die Leistungskurve der Hochwasserentlastungsanlage wird aus der Überströmhöhe ermittelt.

Beckenwasserstand [m+NN]	h [m]	Q _{HWEA} [m ³ /s]
301,73	0,00	0,00
301,84	0,11	1,00
301,95	0,22	3,00
302,04	0,31	5,00
302,12	0,39	7,00
302,22	0,49	10,00
302,38	0,65	15,00
302,45	0,72	17,55

Tabelle 27: Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental

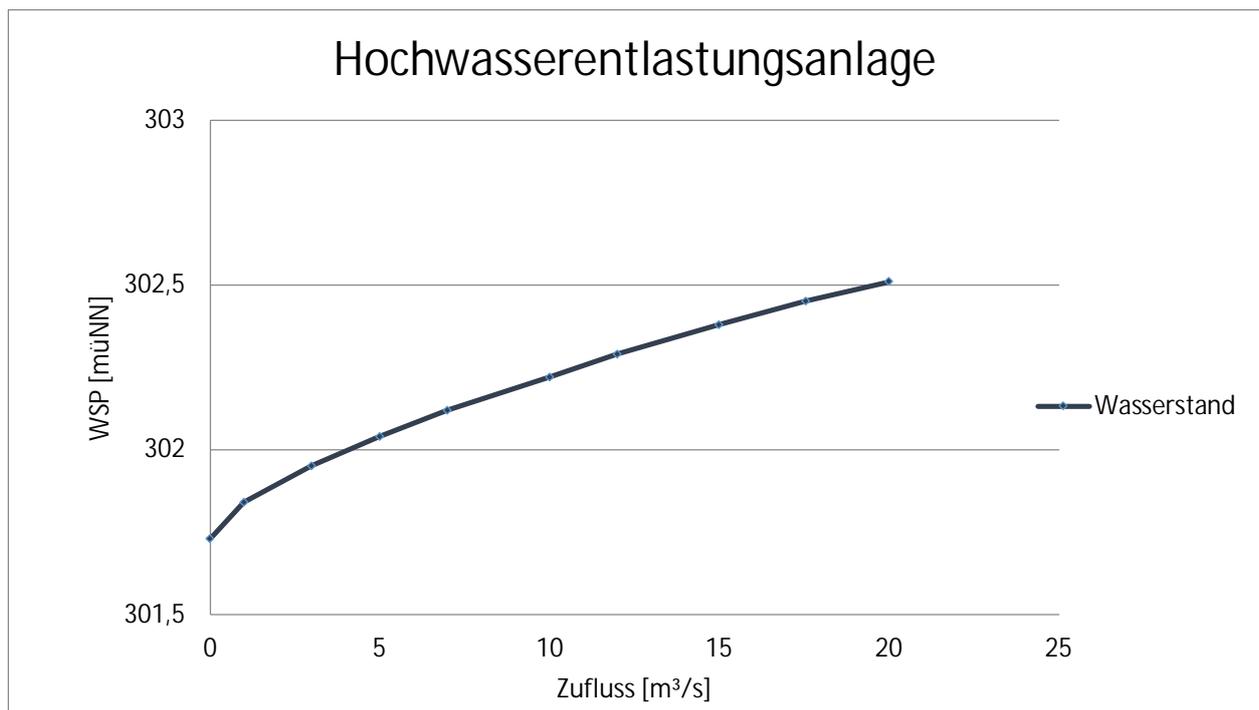


Abbildung 45: Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental

	Beckenwasserstand [m+NN]	Q _{zu,ges} [m ³ /s]	Q _{ab, ges} [m ³ /s]	Q _{ab, HWEA} [m ³ /s]
HQ _{100, Klima}	300,19	---	---	---
HQ ₁₀₀₀	301,73	---	---	---
HQ ₅₀₀₀	302,45	37,75	32,55	17,55

Tabelle 28: Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental

6 GRUNDERWERB

Der Bau der Retentionsräume erfordert die dauerhafte bzw. temporäre Inanspruchnahme von Grundstücken während der Baumaßnahme.

Die erforderlichen Grundstücke sind im Grundstücksplan und im Grundstücksverzeichnis in Anlage 2 dargestellt. Dabei wird unterschieden in:

- Grunderwerb mit vorrangig bautechnischem Aspekt
- Grunderwerb mit vorrangig landschaftsplanerischem Aspekt
- Flächeninanspruchnahme während der Bauzeit

7 BAUAUSFÜHRUNG

Regelungen zur Bauzeit und zur Bauausführung sind dem Landschaftspflegerischen Begleitplan zu entnehmen.

8 KOSTENZUSAMMENSTELLUNG

Die Ermittlung der Kosten wurde auf Grundlage einer Massenermittlung vorgenommen. Die Kosten beinhalten die Baukosten inkl. der gesetzlichen Mehrwertsteuer. Baunebenkosten wie z.B. Planungskosten, Grunderwerbskosten und Gebühren sind nicht enthalten.

Zusammengefasste Ergebnisse der Kostenberechnung:

Oberes Scheffzental

Baukosten netto	372.601,87 EUR
Baupreisindex 6,0 %	<u>22.356,11 EUR</u>
	394.957,98 EUR
19 % Mehrwertsteuer	<u>75.042,02 EUR</u>
Gesamtbaukosten brutto	470.000,00 EUR

Unteres Scheffzental

Baukosten netto	673.854,45 EUR
Baupreisindex 6,0 %	<u>40.431,27 EUR</u>
	714.285,71 EUR
19 % Mehrwertsteuer	<u>135.714,29 EUR</u>
Gesamtbaukosten brutto	850.000,00 EUR

Maßnahmen aus LBP (Anlage 5), Prof. Schmid | Treiber | Partner
Kosten nach Angabe des LBP.

Kosten aus LBP brutto	167.151,68 EUR	
Rundung		170.000,00 EUR

Gesamtbaukosten Hochwasserschutz Scheffzental **1.490.000,00 EUR**
(inkl. Mehrwertsteuer, zzgl. Baunebenkosten)

9 AUSWIRKUNG DER GEPLANTEN ANLAGE

9.1 Auswirkung im Scheffzental

Die zu erwartenden Auswirkungen der Hochwasserschutzmaßnahme werden qualitativ beschrieben. Dabei werden verschiedene Abflussszenarien in Abhängigkeit der vorhandenen

Wassermenge berücksichtigt. Die Auswirkungen der Maßnahme aus naturschutzfachlicher Sicht sind dem Umweltbericht in Anlage 5 zu entnehmen.

Niedrigwasserabfluss

Bei Abflüssen bis 100 l/s stellt sich gegenüber der heutigen Situation keinerlei Veränderung ein. Der Abfluss wird vollständig über den Beutenbach abgeleitet.

Mittlere Abflüsse

Bei Abflüssen von 100 l/s bis zu kleineren Hochwasserereignissen (noch keine Ausuferung aus dem Beutenbach) wird, gegenüber der heutigen Situation, der Scheffzengraben Wasser führen. Die Abgabemenge in den Scheffzengraben orientiert sich an der Leistungsfähigkeit des neu herzustellenden Scheffzengrabens. Weiträumige Ausuferungen im Taltiefpunkt sind nicht zu erwarten. Durch die Wasserführung entstehen im Bereich des Scheffzengrabens Verhältnisse zur Entwicklung standorttypischer und gewässerbezogener Biotopstrukturen.

Kleinere Hochwasserereignisse

Betrachtet wird der Abflussbereich zwischen und 5 und 7 m³/s. Diese Abflüsse sind bei Starkregenereignissen und Entlastung der Regenüberlaufbecken in Stuttgart und Gerlingen zu erwarten. Bei Auftreten dieser Abflüsse kommt es zu gezielten Ausuferungen in den Taltiefpunkt des Scheffzentals. Aufgrund der vorgesehenen Flutmulden und der Böschungsabsenkungen findet diese Entlastung in den Taltiefpunkt gegenüber der heutigen Situation früher statt. Auf der anderen Seite fließt das in das Obere Scheffzental ausufernde Hochwasser aufgrund der vergrößerten Leistungsfähigkeit des Feldweges deutlich schneller ab. Rückstaueffekte sind für diesen Abflusszustand nicht zu erwarten.

Im Unteren Scheffzental ist die Leistungsfähigkeit des Beutenbachs noch nicht überschritten. Die Situation ist gegenüber dem heutigen Zustand unverändert.

5-jährliches bis 100-jährliches Hochwasserereignis

Die Situation beim Auftreten des 5-jährlichen Hochwasserereignisses in Bestand und Planung bleibt nahezu unverändert. Im Oberen Scheffzental wird die Einstauhöhe aufgrund des vergrößerten Feldwegdurchlass tendenziell geringer sein. Ebenso wird die Einstauzeit oberhalb des Feldwegdamms kürzer als im heutigen Zustand sein.

Im Oberen Scheffzental kommt es zu einer breiträumigen Überströmung des Feldwegdamms, wobei diese aufgrund der Erhöhung des Weges etwas später eintritt. Aufgrund der vergrößerten Abflussmöglichkeiten werden auch in diesen Hochwasserfällen die Entleerung des Retentionsraums und der Abfluss des Wassers schneller als heute stattfinden.

Im Unteren Scheffzental beginnt der Einstau des Beckens. Es treten gegenüber der heutigen Situation höhere Wasserstände (Stauerhöhung bei $HQ_{1000} = 1,06$ m, $HQ_{100} = 0,22$ m) auf. Diese Erhöhung der Wasserspiegellage wirkt sich etwa auf eine Länge von 350 m bzw. 180 m aus. In diesem Abflussabschnitt greift die Optimierung der Retentionsvolumina.

Das Rückhaltebecken füllt sich bis zur Höhe des Kontrollablaufbauwerks auf ein Niveau von 301,73 m+NN. Die Stauhöhe im Unteren Scheffzental beträgt dann ca. 4,80 m. Im Ausgangszustand wären aber bei dem 50-jährlichen Hochwasserabfluss weiträumige Überflutungen im Stadtgebiet Ditzingen unterhalb des Bahndamms zu erwarten. Diese Flächen sind zukünftig bis zum 1000-jährlichen Hochwasserabfluss geschützt. Die Einstaudauer beträgt beim HQ_{1000} ca. 6 Stunden.

Hochwasserereignisse > HQ₁₀₀₀

Für diese Katastrophenereignisse ist die Sicherheit der Hochwasserschutzbauten zu gewährleisten. Im Oberen Scheffzental wird die Situation unverändert sein. Im Unteren Scheffzental staut der Wasserspiegel auf ein Niveau von 302,45 m+NN bei einem HQ₅₀₀₀. Die Einstaudauer des Beckens wird mit ca. 7 Stunden angegeben.

9.2 Auswirkungen am Verdolungsauslauf im Stadtgebiet Ditzingen

Durch die vorgesehene Planung wird die Überflutung des Stadtgebiets Ditzingen über den Stadtpark bis zum HQ₁₀₀₀ unterbunden. Dies bedeutet eine gravierende Verbesserung der Hochwassersituation für alle Unterlieger. Das Kontrollbauwerk ist vom Verdolungseinlauf abgerückt und hydraulisch entkoppelt. Die Verdolungsöffnung nördlich der Bahn wird nicht verschlossen.

Durch die Maßnahmen tritt bis HQ₁₀₀₀ kein Druckabfluss in der Verdolung auf. Das Hochwasser fließt deshalb unschädlich durch die Verdolung ab. Bei Abflüssen größer als HQ₁₀₀₀ ergeben sich die gleichen Abflussverhältnisse wie heute beim HQ₅₀.

10 ZUSAMMENFASSUNG

Die Städte Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen haben zur Umsetzung des gemarkungsübergreifende Hochwasserschutzkonzepts für das Scheffzental den „Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzental“ gegründet.

Ziel des Hochwasserschutzkonzepts ist der Schutz des Stadtgebietes Ditzingen bis zum 1000-jährlichen Hochwasserabfluss. HQ₁₀₀₀ = 25,37 m³/s wird dabei auf 15,0 m³/s gedrosselt.

Zur Optimierung der Retentionsräume wird im Oberen Scheffzental ein bestehender Feldweg erhöht und entsprechend gesichert. Im Unteren Scheffzental erfolgt der Neubau eines Kontrollbauwerkes.

	WSP [m+NN]	Q _(zu) [m ³ /s]	Q _(ab) [m ³ /s]	S [m ³]
Oberes Scheffzental				
HQ _{100, Klima}	305,73	15,35	14,14	17.331
HQ _{200, Klima}	305,78	15,79	14,98	17.902
HQ ₁₀₀₀	305,87	19,37	19,35	19.345
Unteres Scheffzental				
HQ _{100, Klima}	300,18	20,13	15,00	18.047
HQ ₁₀₀₀	301,73	25,37	15,00	52.428
HQ ₅₀₀₀	302,45	38,45	32,55	74.690

Tabelle 29: Ergebniszusammenstellung

11 **UNTERSCHRIFTEN**

Verfasser Unterlagen

i.V. Michael Haug
aufgestellt und geprüft

Wörth, 12.04.2023
INROS LACKNER SE

i.A. Veronika Knöller
geprüft

Wörth, 12.04.2023
INROS LACKNER SE

Vorhabensträger

Michael Makurath
Oberbürgermeister, Verbandsvorsitzender

Ditzingen, den
