



**MARBURG**  
**LAHNWEHR „GRÜNER WEHR“**

**Untersuchungen zur Standsicherheit**  
**Erläuterungsbericht**

fertiggestellt im September 2020

**Auftraggeber:**

Magistrat der Universitätsstadt Marburg  
Fachdienst Tiefbau  
Barfüßerstraße 11, 35037 Marburg

**Verfasser:**

Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“

Björnsen Beratende Ingenieure GmbH  
Maria Trost 3, 56070 Koblenz, Tel.: 0261 8851 0

Kayser+Böttges | Barthel+Maus Ingenieure und Architekten GmbH  
Infanteriestraße 11a, 80797 München | Fon +49 89 286860-0 | Fax -20  
Anni-Eisler-Lehmann-Str. 3, 55122 Mainz | Fon +49 6131 48020-92 | Fax -94  
info@kb-bm.de | [www.kb-bm.de](http://www.kb-bm.de)

Disclaimer

Der Inhalt dieses Dokuments ist ausschließlich für den Auftraggeber der Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“ und andere vertraglich vereinbarte Empfänger bestimmt. Die gutachterliche Stellungnahme darf nur mit Zustimmung des Auftraggebers ganz oder auszugsweise ohne Gewähr Dritten zugänglich gemacht werden.

Die in diesem Dokument enthaltenen Informationen werden Dritten nur unter der Bedingung zur Verfügung gestellt, dass die Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“ keine Haftung für die bereitgestellten Informationen, einschließlich aller Fehler oder Ungenauigkeiten und daraus folgende Schäden materieller oder ideeller Art, übernimmt.

Die Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“ haftet nicht für die Vollständigkeit und Richtigkeit der erhaltenen Informationen. Die gutachterliche Stellungnahme wurde ausschließlich auf Grundlage der erhaltenen Unterlagen und Informationen zum Zeitpunkt der Erstellung angefertigt.

Die Ergebnisse und Empfehlungen der gutachterlichen Stellungnahme unterliegen einem Ermessensspielraum. Dieser kann von Dritten so ausgelegt oder interpretiert werden, dass auch andere Ergebnisse und Empfehlungen daraus resultieren. Die durchgeführten Berechnungen und Bemessungen ersetzen keine statischen oder geotechnischen Berichte und Nachweise nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik. Dies gilt analog auch für im Gutachten enthaltene Zeichnungen, Skizzen, Pläne, etc.

Die gutachterliche Stellungnahme muss im Kontext seiner Erstellung verstanden werden, einschließlich der Einschränkungen bezüglich der Verfügbarkeit von Zeit und Informationen, der Qualität dieser Informationen und der mit dem Auftraggeber getroffenen Vereinbarungen und Annahmen. Informationen und Auffassungen können ohne vorherige Ankündigung geändert werden.

Haftungsansprüche gegen die Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“ bzw. Mitarbeiter der ArGe-Partner, welche sich auf Schäden materieller oder ideeller Art beziehen, die durch die Nutzung oder Nichtnutzung der dargebotenen Informationen bzw. durch die Nutzung fehlerhafter und unvollständiger Informationen verursacht wurden, sind grundsätzlich ausgeschlossen.



## Inhaltsverzeichnis

<b>Erläuterungsbericht</b>		<b>Seite</b>
1	Veranlassung, Vorgeschichte und Auftrag	1
2	Verwendete Unterlagen und Literatur	3
3	Bestand	5
3.1	Übersicht und Lage	5
3.2	Wasserwirtschaft	6
3.3	Baubeschreibung	7
3.4	Baugrund und Auffüllung	12
3.5	Bedeutung für die Stadt Marburg	14
4	Begutachtung Schäden	15
4.1	Bericht zur Aktenrecherche, Marburg, Wehr am Grün [2]	15
4.2	Gutachten Dr.-Ing. Ludwig Müller vom Mai 1965 [3]	15
4.3	Tauchuntersuchung der Fa. Hans Ribbert vom Mai 1967 [4]	16
4.4	Gutachten des Erdbaulaboratoriums Dr. Tropp – Dipl.-Ing. Neff vom April 1971 [5]	16
4.5	Gutachten zur Standsicherheit der Stützmauern am „Grüner Wehr“ von Dr.-Ing. Thomas Müller vom Juni 1984 [6]	17
4.6	Reparaturmaßnahme 1995 [7], [8]	17
4.7	Standsicherheitsbeurteilung durch die Prof. Dr.-Ing. W. Hartung + Partner Ingenieurgesellschaft mbH vom Dezember 2008 [11]	17
4.8	Begehung ARGE „Grüner Wehr“ 2019	18
5	Standsicherheitsuntersuchungen 2020	26
5.1	Vorbemerkungen	26
5.2	Äußere Standsicherheit	28
5.2.1	Aufschwimmen und Gleiten	28
5.2.2	Rückschreitende Erosion im Untergrund (Piping)	34
5.2.3	Beurteilung der äußeren Standsicherheit	36
5.3	Innere Standsicherheit	36
5.3.1	Abheben eines Deckwerksteins	37
5.3.2	Suffosion / Erosion	39
5.3.3	Beurteilung der inneren Standsicherheit	40
5.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	40
6	Instandsetzung und Instandhaltung der Wehranlage	42
7	Weiteres Vorgehen / Empfehlungen	44
8	Kostenrahmen	46

## Abbildungsverzeichnis

	Seite
Abbildung 1: Ablaufdiagramm der Vorgehensweise	2
Abbildung 2: Lageplan Wehranlage „Grüner Wehr“ [1]	5
Abbildung 3: Modell des Wehrs von 1965, aus [3]	7
Abbildung 4: Längsprofil Siebert, aus [2], vermutlich 1757-1772	9
Abbildung 5: Längsprofil, aus [2], vermutlich von Wasserbaumeister Bauer um 1828	10
Abbildung 6: Reparaturstelle 1995, aus [7]	11
Abbildung 7: Lage Kernbohrungen, aus [5]	12
Abbildung 8: Profile der Kernbohrungen, aus [5]	13
Abbildung 9: mittlere Bodenkennwerte, aus [5]	13
Abbildung 10: Wehr am linken Ufer	18
Abbildung 11: Wehrmitte	19
Abbildung 12: Wehr am rechten Ufer	19
Abbildung 13: Offene Fugen im Deckwerk, linksseitig in Fließrichtung	20
Abbildung 14: Sturzbettsicherung aus Wasserbausteinen	20
Abbildung 15: Geschwungener Verlauf der Wehrkrone	21
Abbildung 16: Ufer-/Stützmauer linkes Ufer	21
Abbildung 17: Ufer-/Stützmauer rechtes Ufer	22
Abbildung 18: Wehrkrone, offene Fugen im Deckwerk	22
Abbildung 19: Wehrkrone, offene Fugen im Deckwerk	23
Abbildung 20: Gesamtanlage, aus [14]	23
Abbildung 21: Mitte Wehranlage, Setzungen des Deckwerks im Oberwasser, aus [14]	24
Abbildung 22: rechtes Wehrfeld, Setzungen des Deckwerks, aus [14]	24
Abbildung 23: Wehrkrone, aus [14]	25
Abbildung 24: Offene Fugen im Deckwerk im Bereich der Wehrkrone, aus [14]	25
Abbildung 25: Lage der Längsprofile, aus [3]	27
Abbildung 26: Superposition Längsprofil 6, aus [3] und [13]	27
Abbildung 27: Superposition Längsprofil 8, aus [3] und [13]	27
Abbildung 28: schematische Darstellung Versagensmechanismus Aufschwimmen	29
Abbildung 29: Einwirkungen / Widerstände Nachweis beim Aufschwimmen	30
Abbildung 30: schematische Darstellung Versagensmechanismus Gleiten	31

Abbildung 31: Einwirkungen / Widerstände Nachweis gegen Gleiten	31
Abbildung 32: schematische Darstellung Versagensmechanismus Rückschreitende Erosion (Piping)	34
Abbildung 33: Kritische hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion (aus Brandl & Hofmann, 2006; nach verschiedenen Autoren)	35
Abbildung 34: schematische Darstellung Versagensmechanismus Abheben Deckwerk 37	
Abbildung 35: Historischer Längsschnitt, mit $HQ_{100}$ , maximale Höhenkote und Neigung des Wehrrückens	38
Abbildung 36: schematische Darstellung Versagensmechanismus Suffosion / Erosion 39	

### Tabellenverzeichnis

	Seite
Tabelle 1: Hauptwerte und Wasserstände für den Bereich des „Grüner Wehr“	6
Tabelle 2: Gleitnachweise unter Variation des Sohlreibungswinkels	33

### Anlagenverzeichnis zum Erläuterungsbericht, beigegeben

Anlage 1	Stand sicherheitsnachweis Auftrieb BS-A, Profil 6
Anlage 2	Stand sicherheitsnachweis Gleiten BS-A, Profil 6
Anlage 3	Stand sicherheitsnachweis Auftrieb BS-P, Profil 6
Anlage 4	Stand sicherheitsnachweis Gleiten BS-P, Profil 6
Anlage 5	Stand sicherheitsnachweis Auftrieb NQ, Profil 6
Anlage 6	Stand sicherheitsnachweis Gleiten NQ, Profil 6
Anlage 7	Stand sicherheitsnachweis Auftrieb $HQ_1$ , Profil 6
Anlage 8	Stand sicherheitsnachweis Gleiten für $HQ_1$ , Profil 6
Anlage 9	Stand sicherheitsnachweis Auftrieb MHQ, Profil 6
Anlage 10	Stand sicherheitsnachweis Gleiten MHQ, Profil 6
Anlage 11	Stand sicherheitsnachweis Auftrieb BS-P, Profil 8
Anlage 12	Stand sicherheitsnachweis Gleiten BS-P, Profil 8
Anlage 13	Erosionssicherheit Einzelstein des Deckwerks
Anlage 14	Superposition Längsprofile aus [3] mit 3D-Scan [13]: 8 Pläne

## 1 Veranlassung, Vorgeschichte und Auftrag

Die Wehranlage „Grüner Wehr“ in Marburg wurde vermutlich um 1200 errichtet und seitdem mehrfach saniert, umgebaut und instandgesetzt. Drei Gutachten aus den Jahren 1965, 1971 und 2008 kommen zu dem Schluss, dass die Wehranlage aufgrund der sichtbaren Schäden am Deckwerk nicht mehr standsicher und infolge dessen zu reparieren bzw. gleich ganz zu ersetzen ist.

Aufgrund des Gutachtens von 2008 hat die Stadt Marburg eine Genehmigungsplanung für einen Ersatzneubau der Wehranlage einschließlich einer Fischaufstiegsanlage am linken Lahnufer in Auftrag gegeben und erstellen lassen. Durch die Veröffentlichung dieser Planung ist in Marburg eine intensive Diskussion über die Notwendigkeit des Vorhabens entstanden. In diesem Zuge hat sich eine Bürgerinitiative zum Erhalt des Grüner Wehres gebildet. Im Rahmen eines Workshops am 26.05.2018 wurde den Anwesenden zugesagt, die Aussagen der bisherigen Planer durch ein unabhängiges neues Gutachten überprüfen zu lassen. Sofern möglich, sollen Alternativen zum Neubau entwickeln werden.

Die bisherigen Gutachter haben die Standsicherheit auf Grundlage von Schadensbildern eingeschätzt, jedoch keine Standsicherheitsberechnungen vorgenommen. Primäre Aufgabe dieses Gutachtens ist deshalb die rechnerische Überprüfung, ob ein Nachweis nach aktuell gültigen technischen Baubestimmungen möglich ist.

Die wesentliche Grundlage für ein „Standsicherheitsgutachten“ ist in der Regel eine systematische und tiefgreifende Schadens – und Bestandsuntersuchung am Objekt mit handnaher Aufnahme von Schäden und Untersuchungen zur Geometrie und zum inneren Aufbau des Bauwerks. Da das Grüner Wehr in seiner Geschichte mehrfach repariert, ausgebessert, und teilerneuert wurde, kann von einem heterogenen Baukörper ausgegangen werden. Diesen in seiner Heterogenität gründlich zu erfassen, führt zu einem hohen Untersuchungsaufwand, der in Anbetracht der hierfür temporär erforderlichen Wasserhaltungsarbeiten (Untersuchung am trockenen Objekt) von Seiten des Auftraggebers zum Zeitpunkt der Vertragsverhandlungen als unverhältnismäßig groß angesehen wurde. Vor diesem Hintergrund wurde gemeinsam ein schrittweises Vorgehen mit zwei Stufen beschlossen – siehe Abbildung 1.

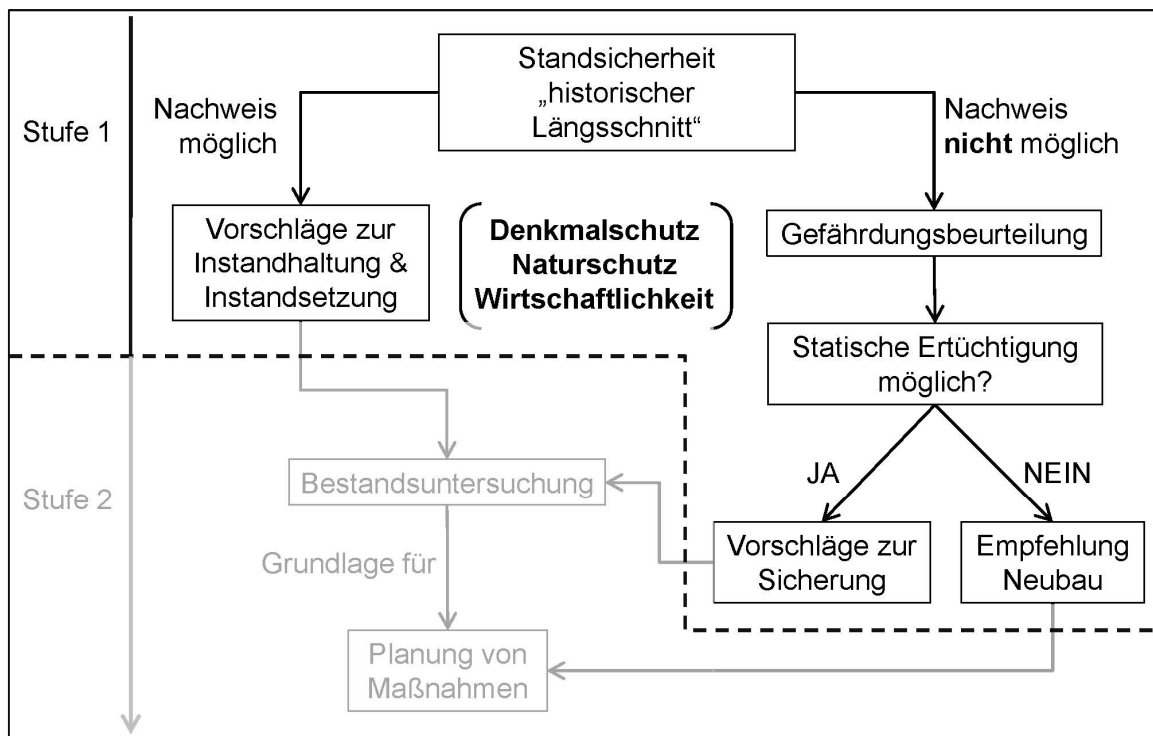
Stufe 1: Es wird ein „historischer Längsschnitt“ untersucht. Informationen zu dessen Aufbau werden aus Überlieferungen zu Reparaturen abgeleitet, welche im Rahmen einer Aktenrecherche zusammengetragen wurden. Eine Erkundung der tatsächlichen Bausubstanz des Wehres wird zunächst nicht durchgeführt. Das maßgebende Profil des Wehrkörpers wird anhand von Vermessungsdaten aus den 60er Jahren und einem 3D-Laserscans von 2018 ermittelt. Kann die Standsicherheit auf der Grundlage nachgewiesen werden, kommt als Sanierungsvorschlag die Wiederherstellung des historischen Zustandes infrage. Kann die Standsicherheit des „historischen Längsschnitts“ nicht nachgewiesen,



jedoch mit einem vertretbaren Umbau/Ergänzung gewährleistet werden, sollen Konzepte für entsprechende Sanierungsvorschläge erarbeitet werden.

Stufe 2: Sofern eine Sanierung unter Beachtung der technischen, finanziellen und denkmalrechtlichen Aspekte als zielführend erachtet wird, werden die Bestandsuntersuchungen durchgeführt. Mit diesen wird überprüft, in wieweit der tatsächliche Zustand des Wehres mit dem angenommenen „historischen Längsschnitt“ bzw. dem im Gutachten angenommenen Aufbau und Zustand übereinstimmen. Auf Grundlage dieser Untersuchungen kann das Konzept ggf. angepasst und eine Planung erstellt werden.

Mit Vertrag vom 15.10.2019 beauftragte der Magistrat der Universitätsstadt Marburg als Unterhaltungspflichtiger die erste Stufe. Auftragnehmer ist die eigens für das Projekt gegründete Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“, bestehend aus Björnsen Beratende Ingenieure GmbH, Koblenz, und dem Ingenieurbüro Barthel & Maus, Beratende Ingenieure GmbH, seit 2020 umfirmiert in Kayser+Böttges | Barthel+Maus Ingenieure und Architekten GmbH, München.



**Abbildung 1: Ablaufdiagramm der Vorgehensweise**

Die Erstellung des Gutachtens erfolgte ergebnisoffen und frei von den bisherigen Entwürfen, Planungen und Vorschlägen. Denkmalschutz, Naturschutz und Wirtschaftlichkeit wurden berücksichtigt. Die Durchgängigkeit der Wehranlage für Fische ist nicht Teil des Auftrags und bleibt in den Überlegungen unberücksichtigt. Die Bearbeitung des Gutachtens ist abgeschlossen, die Ergebnisse werden im Folgenden zusammengefasst.

## 2 **Verwendete Unterlagen und Literatur**

- [1] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
GIS-Auszug mit Orthofoto und Luftbildaufnahme, Juli 2020
- [2] Freies Institut für Bauforschung und Dokumentation e.V.  
Bericht zur Aktenrecherche Marburg, Wehr am Grün, Januar 2019
- [3] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Gutachten über das Grüner Wehr in Marburg a. d. Lahn, Mai 1965  
Verfasser: Dr.-Ing. Ludwig Müller, Beratender Ingenieur, Marburg
- [4] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Grüner Wehr, Ergebnisse einer Tauchuntersuchung, Mai 1967  
Verfasser: Fa. Hans Ribbert – Wasserbau, Bad Aibling
- [5] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Lahn-Stauanlage Grüner Wehr in Marburg, Baugrund und tiefbautechnische  
Beurteilung, April 1971  
Verfasser: Erdbaulaboratorium Dr. Tropp – Dipl.-Ing. Neff, Hungen/Oberh.
- [6] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Gutachten zur Standsicherheit der Stützmauern am Grüner Wehr, Juni 1984  
Verfasser: Dr.-Ing. Thomas Müller, Beratender Ingenieur, Marburg
- [7] Der Magistrat der Stadt Marburg  
Lageplan Schadstelle an der Wehranlage, 1995  
Fotos Reparatur Schadstelle an der Wehranlage, 1995
- [8] Der Magistrat der Stadt Marburg  
Reparatur des Grüner Wehres in 1995, Nachträglicher Bericht, Juli 2020  
Verfasser: Dipl.-Ing. Plaßmann, Marburg (ehemals Sachbearbeiter der damaligen  
Tiefbauabteilung der Stadt Marburg)
- [9] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Bestandsplan Wehranlage grüner Wehr, März 1999  
Verfasser: Ingenieurbüro Floecksmühle, Aachen
- [10] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Marburg, Grüner Wehr, Fischaufstiegshilfe, Grundbautechnische Untersuchungen,  
Juli 2008  
Verfasser: Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU), Braunschweig
- [11] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Sanierung Grüner Wehr, Anlage C, Standsicherheitsbeurteilung, Dezember 2008  
Verfasser: Prof. Hartung und Partner Ingenieurgesellschaft mbH, Braunschweig
- [12] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Sanierung Grüner Wehr, Anlage B, Wassertechnische Berechnungen, Entwurfs- und  
Genehmigungsplanung, August 2016

Verfasser: KLT Consult, Hannover

- [13] Der Magistrat der Stadt Marburg (Hrsg.)  
Grüner Wehr, Fotogrammetrisches 3D-Modell, September 2018  
Verfasser: Fa. 3Ds-Scan, Monschau
- [14] Herr Jannasch  
Grüner Wehr, Video Drohnenaufnahme, September 2018
- [15] Bürgerinitiative Grüner Wehr  
Papier zur Interessenbekundungsverfahren, November 2018
- [16] Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“  
Begutachtung der Lahn-Stauanlage „Grüner Wehr“, Vermerk Nr. 1, August 2019
- [17] Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“  
Fotos der Begehungen am August 2019 + November 2019

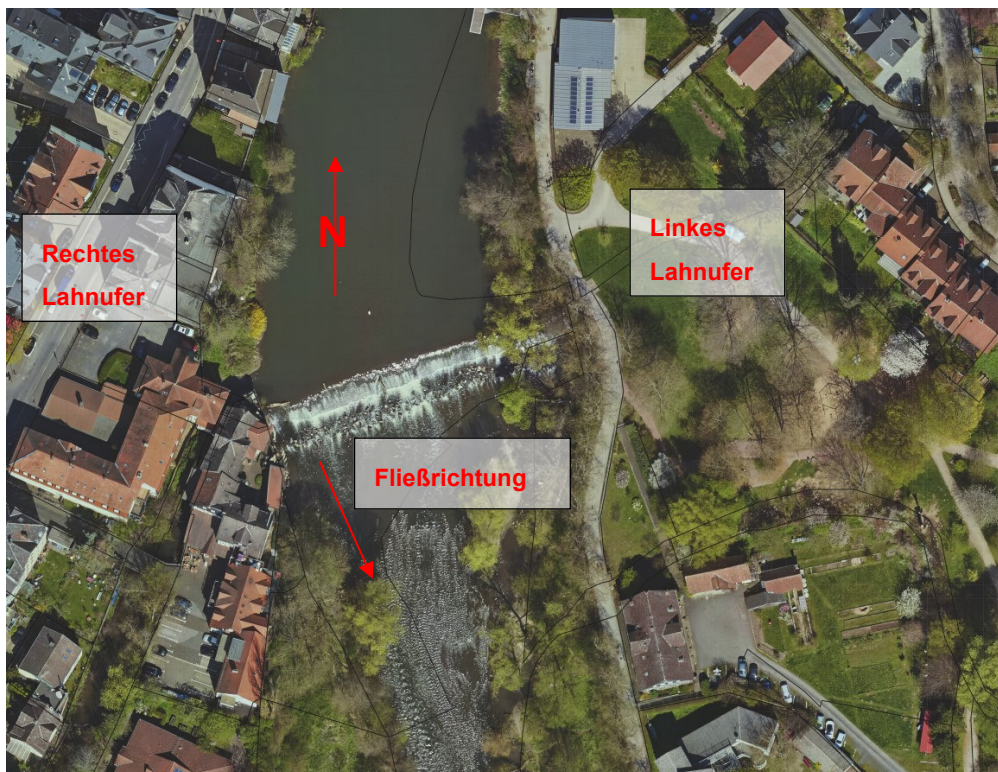
### **Literatur**

- Brandl, H.; Hofmann, R. (2006): Erosionsstabilität und Standsicherheit von Schutzdämmen gegen Wildbäche und Murengänge mit besonderer Berücksichtigung von Einbauten. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. II, Universität Siegen, Hermann und Jensen (Hrsg.), Siegen, 2006, S. 139-171.
- DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Deutsches Institut für Normung e. V.
- DIN EN 1997-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 19700: Stauanlagen Teil 10, gemeinsame Festlegungen, Deutsches Institut für Normung e. V.
- DIN 19700: Stauanlagen Teil 13, Staustufen, Deutsches Institut für Normung e. V.
- DWA-M 507-1/2011: Deiche an Fließgewässern – Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA) e.V., Hennef.
- Hartung & Scheuerlein: Design of Overflow Rockfill Dams, Dixième Congrès des Grands Barrages, Montréal 1970
- Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie 90, Karlsruhe
- Schneider Bautabellen, 20. Auflage, S. 11.49
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Merkblatt Materialtransport im Boden, Karlsruhe 2013

### 3 Bestand

#### 3.1 Übersicht und Lage

Die Wehranlage „Grüner Wehr“ befindet sich in der Lahn bei Fluss-km 176+965 m, rd. 300 m unterhalb der Weidenhäuser Brücke, in einem südlichen Stadtteil von Marburg. In Abbildung 2 ist die Wehranlage in einem Luftbildausschnitt mit Kennzeichnung von linken und rechten Lahnufer (in Fließrichtung) dargestellt.



**Abbildung 2: Lageplan Wehranlage „Grüner Wehr“ [1]**

Wenn nachfolgend nicht explizit anders beschrieben, gelten Angaben zur Länge parallel und Angaben zur Breite quer zur Fließrichtung der Lahn. In Analogie liegt der Längsschnitt durchs Wehr ebenso parallel zur Fließrichtung.

Laut „Bericht zur Aktenrecherche, Marburg, Wehr am Grün“ [2] wurde die Wehranlage vermutlich um 1200 im Zusammenhang mit dem Bau von Mühlen errichtet. Aus dem Jahr 1483 und 1520 sind Zahlungen für Arbeiten an dem Wehr belegt, ohne dass die Arbeiten näher spezifiziert sind. Hochwasserereignisse sind in den Jahren 1552, 1643 und 1673 erwähnt. Bei ersterem wurde die Weidenhäuser Brücke zerstört und es folgte eine Neuerrichtung. Der Autor bezeichnet es als „sehr unwahrscheinlich [...], dass das Wehr 1552/53 neu gebaut worden ist oder [...] in diesem Zeitraum überhaupt Bauarbeiten am Wehr stattgefunden haben.“ ([2], Seite 66). Im Zusammenhang mit dem Ereignis von 1673 sind schwere Schäden nachgewiesen. Im 17. Jahrhundert hatte das Wehr laut Angabe der Stadt

Marburg einen Leerschuss (Schütz) bei der Ölmühle. Dieser ist mittlerweile verschlossen. Aus dem 18. und 19. Jahrhundert sind umfangreiche Reparaturmaßnahmen in Folge von Eisgängen dokumentiert. 1953 endete der Mühlenstau. Im Rahmen der Lahnregulierung in den Jahren 1920/21 erfolgte die Eindeichung der Lahn im Bereich „Grüner Wehr“. Dabei wurde das Wehr gemäß [3] in Richtung linkes Lahnufer um etwa 15 m verbreitert. Zur Energieumwandlung wurde im Jahr 1973 im Unterwasser des Wehrkörpers eine Steinschüttung eingebracht (aus [2]. S.39). Die letzte bauliche Instandsetzungsmaßnahme erfolgte am unterwasserseitigen Wehrrücken nach einem Hochwasserereignisses im Januar 1995 (siehe Absatz 4.6).

### 3.2 Wasserwirtschaft

Die hydraulischen Bemessungsgrundlagen für die Wehranlage (Abfluss, Wasserspiegellagen im Ober- und Unterwasser) wurden den wassertechnischen Berechnungen der KLT Consult, Hannover [12] entnommen. Auf der Grundlage des „Gewässerkundlichen Jahrbuches“ (Statistik von 1956 bis 2003) und den hieraus gewonnenen Hauptwerten für die Abflüsse wurden in den wassertechnischen Berechnungen die jeweiligen Wasserstände im Ober- und Unterwasser der Wehranlage ermittelt. In der folgenden Tabelle 1 sind die Abflusswerte sowie die ober- und unterstromigen Wasserstände im Bereich der Wehranlage einiger Abflussereignisse zusammengefasst.

**Tabelle 1:** *Hauptwerte und Wasserstände für den Bereich des „Grüner Wehr“*

Ereignis	Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Oberwasserspiegel [mNN]	Unterwasserspiegel [mNN]
HQ <sub>100</sub> , ohne Retention	518,5	180,94	180,92
HQ <sub>100</sub> , mit Retention	327	180,27	179,66
HQ <sub>1</sub>	101	179,21	178,18
MHQ	167	179,59	178,89
MQ	16,7	178,60	176,59
NQ	1,5	178,33	176,04

Die in Tabelle 1 zusammengestellten Daten sind Grundlage für die Standsicherheitsuntersuchungen.

### 3.3 Baubeschreibung

Die Wehranlage besitzt eine feste Wehrschwelle, ohne Grundablass oder andere bewegliche Verschlüsse. Zur Energieumwandlung befindet sich im Unterwasser des Wehrkörpers eine ca. 6,0 m lange Steinschüttung aus Wasserbausteinen ( $d = 0,6 \text{ m bis } 1,0 \text{ m}$ ), die auch als Wehrfußsicherung dient.

Die geometrischen Eckdaten zum Wehr sind:

- Wehrbreite: ca. 73,0 m
- Kronenhöhe: 178,11-178,31 mNN (Staumarke: 178,23 mNN)
- Neigung: V:H = 1:1,5 (i. M.) Oberwasser sowie V:H = 1:2,5 (i. M.) Unterwasser
- Stauhöhe: ca. 2,0 m
- Sohlhöhe Unterwasser i. M. 175,95 mNN
- Sohlhöhe Oberwasser i. M. 177,50 mNN

Die Wehranlage wird nach DIN 19700-13 in die Klasse II eingestuft.

Bereits ins Absatz 3.1 wurden umfangreiche Reparaturmaßnahmen, sowie die Bauwerksverbreiterung im Rahmen der Eindeichung der Lahn um 1920 / 21 erwähnt. Die am Modell von Dr. Müller [3] erkennbare heterogene Außenkontur ist ein deutliches Zeugnis einer Vielzahl von Eingriffen. Damit einhergehend sind auch Unregelmäßigkeiten im inneren Aufbau zu erwarten.



**Abbildung 3:** Modell des Wehrs von 1965, aus [3]

Ab dem 18. Jahrhundert liegen mit der Aktenrecherche [2] detaillierte Informationen zu Material, Bauweise und Maßen vor. Sofern im Rahmen statisch-konstruktiver Fragestellungen relevant, werden diese nachfolgend aufgeführt. So ist zu einer Reparaturmaßnahme von 1756 der Materialeinsatz von Holz für Pfähle, Dammböhlen und jungen Buchenstämmen dokumentiert:

„1terns Einen Eichenstamling, oder Tanne / zum Voralcken, ein gantz neuem Stück Vorwehrs lang 36 fuß [10,37 m], 12 Zoll [28,8 cm] im Quadrat  
2tens Drey Klötze zu Pfählen unter diesen Balcken / und zu Dammböhlen vor denselben / jedes lang 12 fuß [3,45 m], 2 fuß [58 cm] im Quadrat  
3tens 16 Buchenheister [„16 junge Buchenstämme“, d.V.] zum Abdammen jeder / 36 fuß lang [10,37 m], 12 Zoll [28,8 cm] im Quadrat /  
Spezifiziert Berndshausen 17. Sept. 1756“ ([2], S.43)

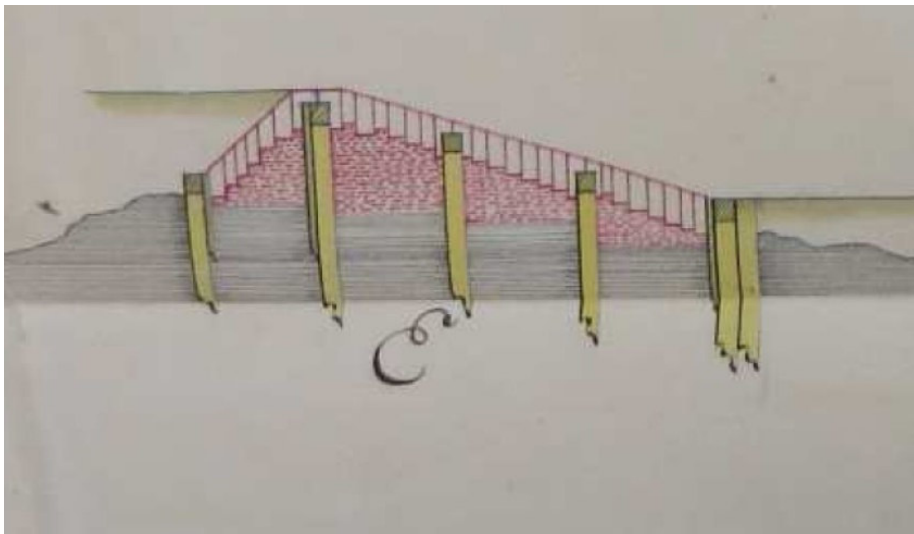
Ferner heißt es: „[...] Vermauren und Versetzen / an dem Vorwehr sambt der / Ausflickung und Verkeilung mit Moos an dem Hinterwehr [...]“ ([2], S.43). Vermutlich wird mit Vorwehr und Unterwehr das Deckwerk im Ober- und Unterwasser beschrieben. Bemerkenswert ist der Einsatz von Moos.

Zur Herstellung und zum Personaleinsatz steht in dem Zusammenhang geschrieben: “[...] Nota: Zum Rammen des Dammes und des Wehres und die Erde hineinzubringen wären 4 Wochen lang jeden Tag 40 Mann und zur übrigen Arbeit 3 Wochen lang jeden Tag 16 Mann erforderlich“ ([2], S.44).

Gemäß einer Aufstellung des Baumeisters Siebert zu benötigten Materialien, datiert auf den 10. April 1771, wurde auch Kalk verwendet: „Für Kalck: Wird aus dem herrschaftl. Vor- / raths-Magazin genommen und cesiert / der Ankauff“ ([2], S.45, Pkt 18). Der Ankauf von Kalk lässt vermuten, dass beim „Vermauern“ Mörtel zum Einsatz kam.

Von Baumeister Siebert ist ein Plan für Reparaturarbeiten überliefert. Gemäß Bericht zur Archivrecherche ist dieser datiert auf 1722-1780 (aus [2], S.51. 5. Abs. und S.6). Die ferner vielfache, textliche Erwähnung von Baumeister Siebert im Zusammenhang mit Ereignissen um 1757 - 1772 lässt vermuten, dass der Plan in eben jenen Jahren entstanden ist. Ein Ausschnitt mit dem Längsprofil ist in Abbildung 4 dargestellt. Der rot gezeichnete Mauerwerksverband zeigt oberseitig abgeschrägte Quadersteine mit lotrechten Stoßfugen. Das Bauwerksinneren ist als Auffüllung markiert. Informationen über die Beschaffenheit lassen sich nicht herleiten. In gelblicher Farbe sind fünf Holzpfähle mit aufliegenden Kanthölzern im Querschnitt dargestellt. Die Pfähle am Wehrfuß in Ober- und Unterwasser, sowie unterhalb der Wehrkrone sind mit quer zur Stromrichtung verlaufenden Böhlen beplankt. Unter anderem die Tauchuntersuchung 1967 von Ribbert [4] belegen mindestens den Einbau von Holzpfählen am Wehrfuß im Unterwasser. Für Holzbauteile unterhalb der Wehrkrone finden sich Indizien bei der 1971 abgeteufte Bohrung KB3 (vgl. Bericht von Erdbaulaboratorium Dr. Tropp – Dipl.-Ing. Neff [5])

bzw. Abbildung 7). Auch zeigt sich eine Übereinstimmung hinsichtlich der verwendeten Konstruktionsbauteile mit dem oben zitierten Materialeinsatz von 1756. Es ist davon auszugehen, dass die über die Wehrbreite in Reihenform eingerammten und oberseitig über Kanthölzer verbundenen Pfähle mindestens im Bauzustand, also während der Errichtung, den rot dargestellten Baukörper stabilisierten. Die mit Bohlen beplankten Pfähle entsprechen historischen Spundwänden, da sie der Durch- und Unterströmung des Bauwerks entgegengewirkten.



**Abbildung 4: Längsprofil Siebert, aus [2], vermutlich 1757-1772**

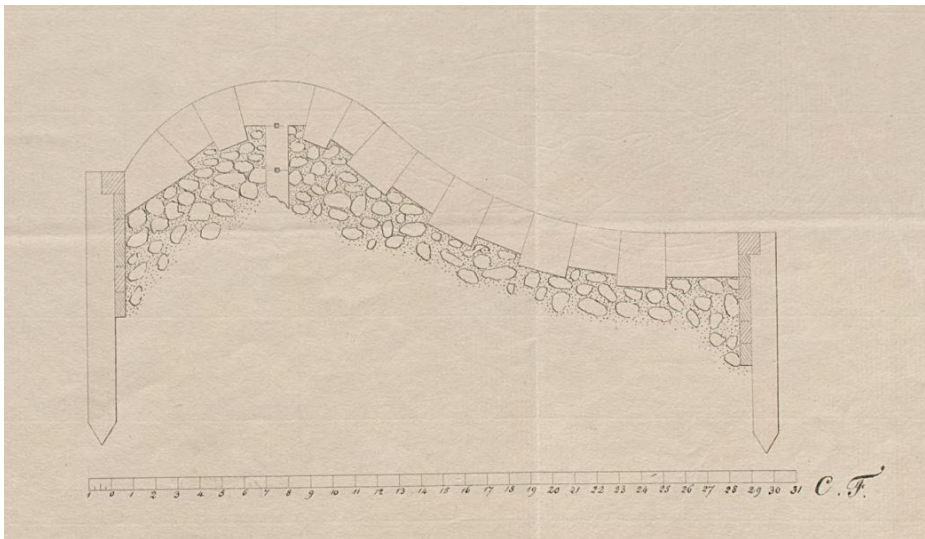
Baumeister Möller schreibt wegen einer Wehrreparatur und der dazu erforderlichen Steine am 24. März 1780: „[Es sind] 600 Kubik Quadersteine zu brechen, müssen 2 ½ fuß [72cm] hoch sein und werden im Steinbruch in Wehrda gebrochen; [...]“ ([2], S.52). Das Deckwerk sollte demnach mind. stellenweise eine Stärke von etwa 72cm haben. Indizien dafür liefern auch hier die Bohrprofile von 1971 mit Mauerwerksschichtstärken von 70 – 100 cm (vgl. [5] bzw. Abbildung 7).

Nach der Vielzahl zurückliegender Reparaturen wird am 14. Juli 1800 angemerkt, dass doch schon ein Großteil des Wehres neu hergestellt worden sei: „[...] Wehr, wovon mit einem Aufwand von / etlichen tausend Rtlr. vor 8 bis 9 Jahren ein / großes Stück neu gefertigt worden [...]“ ([2], S.54). Es heißt ferner als Anweisung für die Reparatur: „Die allererste Vorkehrung zur Herstellung / des schadhafte Wehrs bestehet aber in Anreis-, / Fäll- und Anfahrung der erforderlichen Gehölzes / damit Pfähle eingeschlagen werden, und ein Rost ge- / legt werden können. An Steinen fehlt es nicht...“ ([2], S.54). Der genannte „Rost“ wird als weiterer Hinweis für die erwähnten Kanthölzer am oberen Ende der Pfähle gewertet. Erwähnt wird dieser u.a. auch im Gutachten Tropp von 1971 ([5]).

Der Wasserbaumeister Bauer schrieb an die Kfl. Oberbau-Direktion am 5. Aug. 1828: „[...] überreiche ich unterthänigst ein Querprofil, im Falle die Oberfläche des Wehrs nach einer



krummen Fläche gebildet werden soll.“ (aus [2], S.60, Fol. 48r). Nach Einschätzung der Verfasser dieses Gutachtens könnte es sich der beschriebenen Form nach um das in Abbildung 5 gezeigte Profil handeln – plausibel auch gemäß Datierung auf 1821 – 1867 aus [2]. Der geplante gerundete Wehrkamm ist noch heute am Bestand ablesebar, nicht jedoch die konkaven Form des Wehrrückens im Unterwasser. Die Dicke der Decksteine kann mit mindestens zwei Casseler Fuß, also mindestens 50 cm, abgegriffen werden. Im Vergleich zum Längsprofil von Siebert sind die reduzierte Anzahl an Pfählen und die Verwendung von Keilsteinen mit Stoßfugen radialer Ausrichtung auffällig. Bei einer Befahrung wurden am oberwasserseitigen Wehrrücken schräg verlaufende Fugen sondiert (vgl. Absatz 4.8), was mindestens im Bereich der Wehrkrone für die Ausführung geplanter Radialfugen spricht. Nicht belegt ist dagegen die dargestellte Qualität als Pressfugen. Den bereits zitierten Untersuchungen des Erdbaulaboratoriums Dr. Tropp – Dipl.-Ing. Neff [5] zu Folge, ist die dargestellte kiesige Auffüllung plausibel (vgl. 3.4). Indizien für den aus scheinbar schubfest verbundenen Quadersteinen erstellten „Dorn“ unterhalb des Schlusssteins an der Wehrkrone gibt es hingegen nicht.



**Abbildung 5: Längsprofil, aus [2], vermutlich von Wasserbaumeister Bauer um 1828**

In beiden Planungen gezeigte Konturen des Überfallrückens sind als Ideallinien zu sehen, wie der Vergleich mit dem Modell von 1965 bzw. Abbildung 3 zeigt.

Im linksseitigen, im Zuge der Lahnregulierung entstandenen Abschnitt sind Betonbauteile Teile des Wehrrückens (siehe [5]).

Wegen festgestellter Kolkbildung im Jahre 1967 gibt es ein Schreiben des Stadtbauamtes an das Wasserwirtschaftsamt vom 16.7.1973 (aus [2], S.39): „Es wird daher in Erwägung gezogen zur Vermeidung von Kolkbildungen unterhalb des Wehres eine Steinschüttung von 5 bis 6 m Länge und 20 bis 30 cm Höhe über dem Niedrigwasserstand einzubringen. Es sollen

nach Möglichkeit Wasserbausteine mit einer Kantenlänge von mind. 40 cm verwendet werden, um ein Fortspülen der Steine zu vermeiden.“ Im selben Jahr wurden Wasserbausteine mit 0,60 bis 1,00 m Kantenlängen aus Grauwacke am Fuß des Wehres eingebracht.

Letzte Befunde zum Aufbau ergaben sich im Rahmen der Reparaturen nach dem Hochwasserereignisses im Januar 1995 ([7], Abbildung 8, siehe auch Absatz 4.6). Auf dem in Abbildung 6 gezeigten Foto ist der innere Aufbau im Bereich der damaligen Schadensstelle - ungefähr in Wehrmitte gelegen - zu sehen. Dem zugehörigen Bericht [8] zu Folge, steht unterhalb der Decksteine Kies mit unterschiedlichen Kornfraktionen an. Verlustig gegangene Steine wurden mit 30-40 cm hohen Weser-Sandsteinen ersetzt. Am Wehrfuß wurde ein additiver Stahlbetonbalken eingebracht.

Mit Hinblick auf die historischen Pläne ist der linear verlaufende Wehrrücken im Oberwasser auffällig.



**Abbildung 6: Reparaturstelle 1995, aus [7]**

Zusammenfassend wird für den „historischen Längsschnitt“ von einem ursprünglich dreiteiligen Konstruktionsaufbau ausgegangen:

1. Deckwerk, im Wesentlichen bestehend aus Quadersteinen, rezent um einzelne Betonelemente ergänzt. Die Stärke der Quadersteine variiert je nach Bauzeit und reicht von ca. 30 – 100 cm. Die Fugen wurden vermutlich mit Kalkmörtel, im 18. Jahrhundert teils auch mit Moos geschlossen.
2. innerer Auffüllung aus sandig-schluffig durchsetztem Kies, vgl. Absatz 3.4

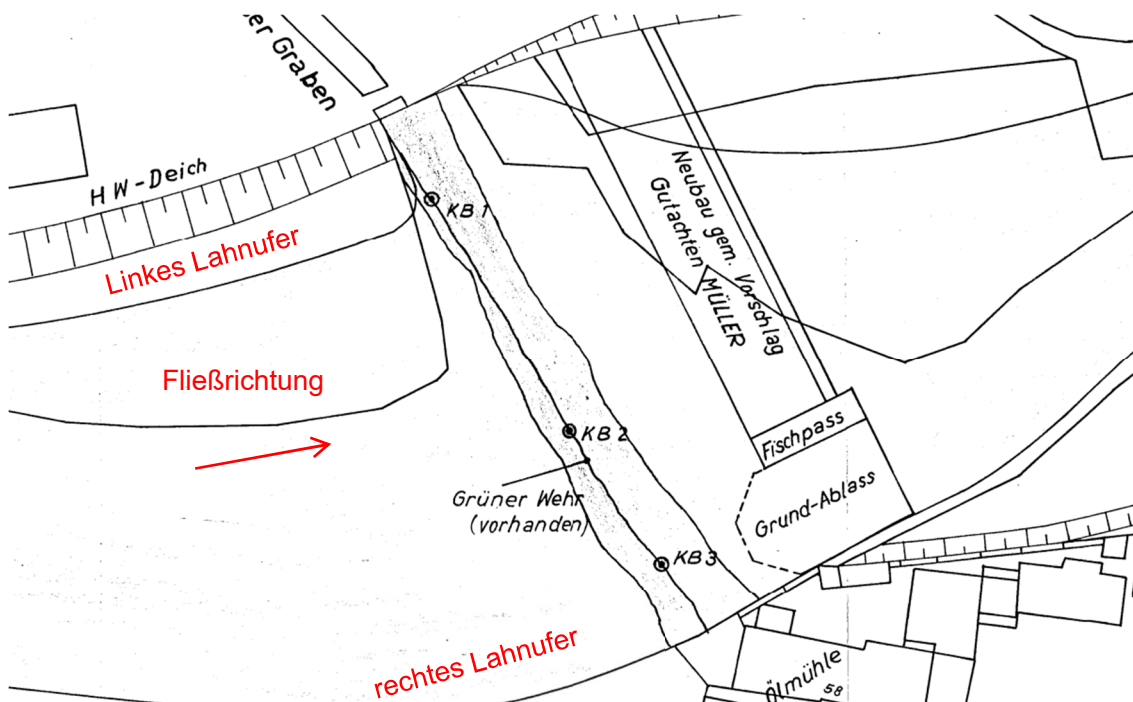
3. Pfahlrost bestehend aus ins Kiesbett eingerammten Holzpfählen mit aufliegendem Kanthölzern und mit Spundwandwirkung dank quer zur Stromrichtung verlaufender Dammböhlen

Die als Kolkschutz ergänzte Steinschüttung am unterwasserseitigen Wehrfuß stellt ein nachträgliches, viertes Element dar.

Zur Beschreibung von Schäden wird auf Kapitel 4 verwiesen. Weiterführende Informationen zur Auffüllung und dem Baugrund finden sich im nachfolgenden Kapitel.

### 3.4 Baugrund und Auffüllung

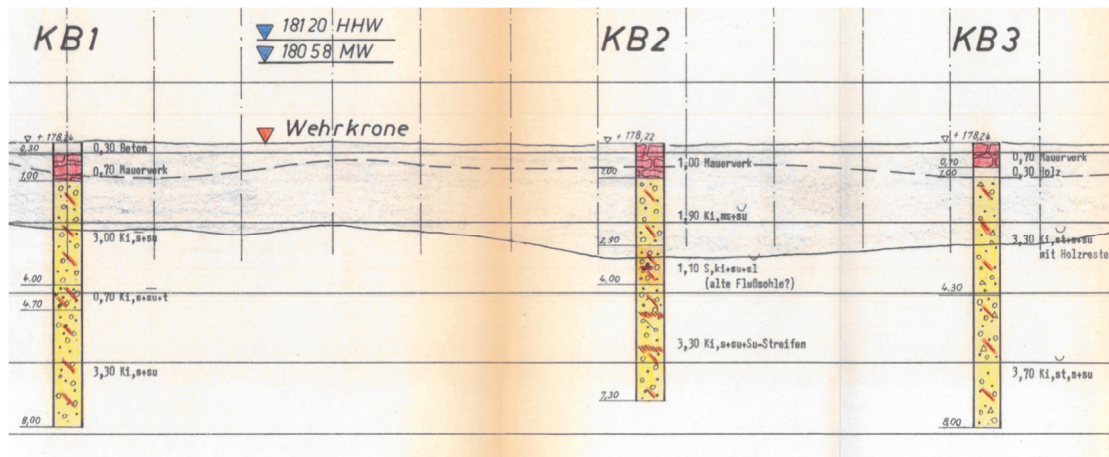
Das Auffüllmaterial in der Wehranlage und der anstehende Baugrund wurden 1971 durch das Erdbaulaboratorium Dr. Tropp – Dipl.-Ing. Neff beurteilt [5]. Hierzu wurden die Ergebnisse von drei Kernbohrungen ausgewertet, die 1967 durch die Fa. Schützeichel von der Wehrkrone aus bis rd. 8 m Tiefe unter Wehrkrone durchgeführt wurden. In Abbildung 7 ist die Lage der Kernbohrungen in einem Lageplanausschnitt dargestellt.



**Abbildung 7: Lage Kernbohrungen, aus [5]**

In Abbildung 8 sind die Ergebnisse der Kernbohrungen in Form von Profilen ersichtlich. Hiernach steht unter dem vorwiegend aus Mauerwerk, teilweise auch aus Beton bestehenden, massiven Wehrrücken ein sandig-schluffig durchsetzter Kies an. Entsprechend der Tiefenlagen der Lahnsohle im Ober- und Unterwasser des Wehres sei davon auszugehen,

dass es sich um im Zuge der Wehrrichtung aufgefülltes Material handelt. Die Kiesschichten setzen sich in der Tiefe fort und konnten von den Bohrungen auch in 8 m Tiefe noch nicht durchörtert werden. Laut vorhandenen benachbarten Aufschlüssen können die Kiesschichten bis in Tiefen von 12 m reichen [5]. Darunter folgt der tiefgründig anstehende Felsuntergrund in Form von Schichten der Buntsandsteinformation.



**Abbildung 8: Profile der Kernbohrungen, aus [5]**

Folgende mittlere Bodenkennwerte werden für Standsicherheitsuntersuchungen angegeben:

<u>Kies, sandig+schwach schluffig (Wehrrücken-Unterlage)</u>	
Raumgewicht	$\rho = 1,9 \text{ Mp/m}^3, \rho_a = 1,1 \text{ Mp/m}^3$
Reibungswinkel	$\varphi \geq 35^\circ$
Steifeziffer	$S \geq 500 \text{ kp/cm}^2$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k = 10^{-1} \text{ bis } 10^{-3} \text{ cm/sec. (d.h. großer bis mittlerer Durchlässigkeitsgrad)}$
<u>Kies, sandig+schluffig (gewachsene Talablagerung)</u>	
Raumgewicht	$\rho = 2,0 \text{ Mp/m}^3, \rho_a = 1,1 \text{ Mp/m}^3$
Reibungswinkel	$\varphi \geq 35^\circ$
Steifeziffer	$S \geq 1000 \text{ kp/cm}^2$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k = 10^{-1} \text{ bis } 10^{-4} \text{ cm/sec. (d.h. großer bis mittlerer Durchlässigkeitsgrad)}$
<u>Schluff, ±sandig (Sinkstoffablagerung im Stauraum)</u>	
Raumgewicht	$\rho = 1,6 \text{ Mp/m}^3, \rho_a = 0,6 \text{ Mp/m}^3$
Kohäsion	$c = 0$
Reibungswinkel	$\varphi \geq 20^\circ$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k = 10^{-3} \text{ bis } 10^{-5} \text{ (d.h. geringer Durchlässigkeitsgrad)}$

**Abbildung 9: mittlere Bodenkennwerte, aus [5]**

Mit den gegebenen Durchlässigkeitsbeiwerten besitzen sowohl die Auffüllung, als auch die gewachsenen Talablagerungen in der Lahn große bis mittlere Durchlässigkeitsgrade. Kenntnisse über die Korndurchmesser (Körnungslinien) der Kiesschichten liegen nicht vor.

Im Zuge einer Planung einer Fischaufstiegsanlage am linken Lahnufer im Bereich des „Grüner Wehr“ wurde der Baugrund für den Fischpass durch zwei Rammkernsondierungen erkundet [10]. Hierbei wurde unter der Oberbodenschicht Mittelsand über einer Wechsellagerung aus Schluff und Sand bzw. Kies ab Geländeoberkante angetroffen. Damit sind auch in Ufernähe ab Höhe der Flusssohle Kiesschichten festzustellen.

Im Gutachten [5] wurde ferner die Notwendigkeit der Wehrerhaltung unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse bewertet. Grundlage hierzu bilden o.g. Kernbohrungen durch die Wehrkrone sowie Bodenaufschlüsse, die von der Straßenbauverwaltung zur Verfügung gestellt werden konnten. Es wurde festgestellt, dass die Beseitigung der Wehranlage „Grüner Wehr“ eine Absenkung des Grundwasserspiegels im Uferbereich von bis zu 2,00 m zur Folge haben würde. Die Auswirkungen dieser Absenkung können sich bis in Entfernungen von 50 m bis 100 m erstrecken. Bodenschichten, die normalerweise im Grundwasser liegen, würden so durch den verringerten Auftrieb höher belastet, sodass mit Gebäudeschäden zu rechnen sei und die Standsicherheit der Bebauung insbesondere am Westufer (Am Grün, rechts in Fließrichtung) nicht mehr gewährleistet werden könne. Eine Gefährdung bestehe auch für die aus Holzpfählen bestehende Gründung der Weidenhäuser Brücke. Sinkt der Grundwasserspiegel unter die Pfahlköpfe ab, sei ein schneller Verfall des Holzes die Folge. Fazit des Gutachtens Tropp / Neff ist die unbedingte Aufrechterhaltung des Lahnstaus am Grünen Wehr.

### **3.5 Bedeutung für die Stadt Marburg**

Die Stadt Marburg entstand ab dem frühen Mittelalter unterhalb des Landgrafenschlosses. Die historische Altstadt zieht sich um den Schlossberg, im Tal fließt die Lahn. Auf beiden Lahnseiten gibt es historisch gewachsene Stadtteile: rechts der Lahn die Straße „Am Grün“ mit dem angrenzenden Südviertel und links der Lahn der Ortsteil „Weidenhausen“. Der Hirsefeldsteg – eine Fußgängerbrücke - verbindet die beiden Stadtteile. In unmittelbarer Nähe liegen sich die ehemaligen Mühlen (Hirse- und Ölmühle) gegenüber. Beide Mühlen wurden schon im frühen Mittelalter durch das vom Lahnwehr, dem heutigen „Grüner Wehr“, aufgestaute Wasser betrieben. Seit jeher ist der gesamte Bereich um das Wehr mit dem Blick auf die Altstadt und auf das Schloss ein stadtbildgestaltendes Motiv für Postkarten, Stiche und Malereien.

Nach den Bestimmungen des Hessischen Denkmalschutzgesetzes ist das „Grüner Wehr“ aufgrund seiner Bau- und Sozialgeschichte und hohen stadthistorischen Bedeutung ein Kulturdenkmal. Gemäß § 2 Absatz 1 des DSchG ist das „Grüner Wehr“ als ein Baudenkmal zu schützen und zu erhalten [15].

## **4 Begutachtung Schäden**

Aus vorliegenden Unterlagen werden nach Chronologie der Erhebung Schäden zusammengefasst.

### **4.1 Bericht zur Aktenrecherche, Marburg, Wehr am Grün [2]**

Ergänzend zu den in Absatz 3.3 beschriebenen Schäden, gelten folgende Auszüge als erwähnenswert.

Baumeister Arend teilt an die Oberrentkammer am 18. März 1800 mit, das Wehr habe durch „Eisgang sehr gelitten“ und in Mitte sei ein „sehr gefährliches Loch entstanden“ ([2], S.54).

Am 8. Nov. 1825 berichtet Landbaumeister Arend und Wasserbaumeister Bauer zum Zustand des Wehres: „II) der jetzige Zustand des Wehres, in Beziehung auf die Gebrechlichkeit, ist folgende: „[...] 3. Das Wehr ist alt; auf der Seite des Abschlusses sind die Quadersteine abgeschliffen und gesunken, manche zersprengt, so daß das Rückwehr wie eine Treppe aussieht; die Steine welche den Fachbaum bilden [„Wehrschwelle“, im Wasserbau der oberste Balken eines Wehres, d.V.], liegen zwar nicht völlig mehr richtig, aber doch noch erträglich; das Vorwehr hat sich theilweise gesenkt und von den Steinen, welche den Fachbaum bilden, losgelöst. Die Schwellen am Rückwehr sind gestückelt und wandelbar, und überall findet sich keine Spundwand. 4. der linke Wehrflügel ist unter der Schwelle hohl, und die Pfähle, welche die vordere Schwelle tragen, völlig abgezehrt. Die Schwelle, so wie die Quadermauer, welche den Flügel bildet, ist noch gut, auch hier findet sich keine Spundwand vor.“ ([2], S.58)

### **4.2 Gutachten Dr.-Ing. Ludwig Müller vom Mai 1965 [3]**

Folgende Mängel am Wehrkörper werden beschrieben:

- Senkungen des Wehrrückens bis zu 24 cm in Wehrmitte, ausgelöst durch Belastung und Ausspülungen
- starke Schädigungen am Wehrfuß fast auf der gesamten Breite durch die fehlende Befestigung des Wehrfußes
- starke Ausbuchtung des Wehrrückens im Bereich der Wehrverbreiterung zum Unterwasser hin
- der Wehrkörper ist an einigen Stellen bereits stark wasserdurchlässig
- seit der Stilllegung der Ölmühle wird das Wehr ständig überströmt, sodass keine Unterhaltungsarbeiten möglich sind.

Die Schlussfolgerung des Gutachters ist der sofortige Handlungsbedarf zur vollständigen Erneuerung des Bestandes oder aber der Neubau eines Wehres ca. 20 m unterhalb der bestehenden Anlage.

Es wird besonders darauf hingewiesen, den Lahnstau mit Rücksicht auf die Standsicherheit der Randbebauung des westlichen Lahnufers (Am Grün, rechts in Fließrichtung) aufrecht zu erhalten.

Die Beurteilung der Wehranlage erfolgte verbal-argumentativ. Standsicherheitsberechnungen wurden nicht durchgeführt.

Eine Umsetzung der Empfehlung folgte nicht.

#### **4.3 Tauchuntersuchung der Fa. Hans Ribbert vom Mai 1967 [4]**

Im Zuge der Untersuchung der Wehranlage durch Taucher wurden folgende Schäden dokumentiert:

- Erosionen und Auskolkungen am Wehrfuß im jeweils äußeren Drittel des Wehres
- Erosionen, sowie ein horizontaler Riss auf dem oberwasserseitigen Wehrrücken im linken Bereich
- lockeres Gestein auf dem rechten Wehrrücken an der Ölmühle
- durch Ausspülungen freiliegende Holzpfähle

Der Sanierungsvorschlag der Firma Ribbert sieht eine Injektionsverfestigung des Wehrkörpers und der darunter anstehenden Bodenschichten, sowie eine abschnittsweise Erneuerung des Wehrrückens vor.

Eine Umsetzung der Empfehlung folgte nicht.

#### **4.4 Gutachten des Erdbaulaboratoriums Dr. Tropp – Dipl.-Ing. Neff vom April 1971 [5]**

Im Rahmen des Gutachtens wird auf die zuvor zitierten Untersuchungen verwiesen. Spezifische Angaben zu Schäden finden sich nicht in den Unterlagen. Es erfolgte eine dringliche Empfehlung zur Sanierung der Wehranlage. Als minimale Maßnahme wird die Einrichtung eines Sturzbettes am Wehrfuß aus schweren Wasserbausteinen auf einer Länge von etwa 6 m und mit abschließender Spundwand vorgesehen.

Es erfolgte eine Teilumsetzung dieser Empfehlung. Wie bereits erwähnt wurde 1973 eine Steinschüttung mit Wasserbausteinen aus Grauwacke mit Kantenlängen von 0,60 m bis 1,00 m hergestellt. Der Einbau der Spundwand wurde nicht umgesetzt.

#### **4.5 Gutachten zur Standsicherheit der Stützmauern am „Grüner Wehr“ von Dr.-Ing. Thomas Müller vom Juni 1984 [6]**

Wenngleich nicht Untersuchungsgegenstand des aktuellen Gutachtens, so sind die Stützmauern doch Teil des Bauwerksensembles. Betreffende Untersuchungen von 1984 seien deshalb erwähnt. Als Mängel werden dort ausgewaschene Fugen und starke Verschiebungen der Sandsteinquader beschrieben. Die Standsicherheit wurde als augenblicklich gewährleistet beschrieben. Empfohlen wurde eine Erneuerung der östlichen Ufermauer, zumindest jedoch alle Fugen zu schließen, die Betonoberflächen zu sanieren und das Gelände zu erhöhen. Am westlichen Ufer sollten die Wurzeln entfernt und die Steine neu versetzt werden sowie alle Fugen und die Uferbefestigungen ausgebessert werden. Eine Umsetzung der empfohlenen Maßnahmen erfolgte bislang nicht.

#### **4.6 Reparaturmaßnahme 1995 [7], [8]**

Im Juli 1995 wurde ein Schaden am Wehrrücken entdeckt. Dazu liegen eine Fotodokumentation [7] und ein nachträglich erstellter Bericht mit Fotodokumentation [8] vor. Demzufolge hatten sich etwa in Mitte der Wehranlage auf einer Breite von rd. 10 m die unteren Decksteine im Unterwasser aus dem Verband gelöst – vgl. Abbildung 6. Infolge dessen sind weitere, oberhalb liegende Steine nachgerutscht. Als vermutete Schadensursache wird das Hochwasser vom Januar 1995 genannt.

An der Kiesoberfläche unterhalb des Deckwerks wurden kleinere Ausspülungen festgestellt.

Im Zuge der Reparaturmaßnahmen wurden die Deckwerksteine in einer Ausgleichsschicht aus Beton gebettet, die Fugen vermörtelt. Verlustig gegangene Steine wurden mit 30-40 cm hohen Weser-Sandsteinen ersetzt. Am unterwasserseitigen Wehrfuß wurde zur Fußsicherung ein Betonbalken auf der gesamten Schadensbreite in das Flussbett eingebracht.

#### **4.7 Standsicherheitsbeurteilung durch die Prof. Dr.-Ing. W. Hartung + Partner Ingenieurgesellschaft mbH vom Dezember 2008 [11]**

In der Standsicherheitsbeurteilung von 2008 wird die Sanierungsbedürftigkeit der Wehranlage „Grüner Wehr“ grundsätzlich bestätigt. Folgende Mängel wurden beschrieben:

- Ausgewaschene Deckwerksfugen und gegenseitige Verschiebungen der Deckwerksteine durch Erosion / Suffosion (Ausspülen von Feinkornanteilen) im Wehrkörper
- Ungleichmäßiger Höhenverlauf der Wehroberkante durch Suffosion im Wehrkörper
- Ausbuchtung der Wehrkrone durch Gleiten des Wehrkörpers infolge Wasserbelastung im Oberwasser



- Kolkbildung am Wehrfuß

Laut Schlussfolgerung der Standsicherheitsbeurteilung ist ein Neubau erforderlich.

Die Beurteilung der Wehranlage erfolgte verbal-argumentativ. Standsicherheitsberechnungen wurden nicht durchgeführt.

Der Empfehlung eines Neubaus wurde insofern gefolgt, als dass Planungen für einen Neubau der Wehranlage in Auftrag gegeben wurden. Aktuell liegt eine Genehmigungsplanung zur Umsetzung des Neubaus vor.

#### **4.8 Begehung ARGE „Grüner Wehr“ 2019**

Im Zuge einer ersten Ortsbegehung am 20.08.2019 wurden Fotos vom „Grüner Wehr“ aufgenommen. Das Deckwerk auf der Wehrkrone war wegen des relativ niedrigen Wasserstandes gut sichtbar, siehe Fotos in Abbildung 10 bis Abbildung 14.

Infolge der unterschiedlichen Höhe der Wehrkrone ist die Überströmung des Wehres uneinheitlich. Gut erkennbar ist die 1973 eingebrachte Sturzbettsicherung am Wehrfuß im Unterwasser.



**Abbildung 10: Wehr am linken Ufer**



**Abbildung 11: Wehrmitte**



**Abbildung 12: Wehr am rechten Ufer**

Im Bereich Anschluss des Wehres an das linke Ufer sind auf einer Breite von circa zwei Metern offene Fugen im Deckwerk zu verzeichnen, siehe auch Abbildung 13. Auch rechts in Fließrichtung (Abbildung 14) zeigen sich auf einem etwa zwei Meter breiten Streifen offene Fugen sowie Setzungen bzw. augenscheinlich sichtbare Verformungen im Deckwerk.



**Abbildung 13: Offene Fugen im Deckwerk, linksseitig in Fließrichtung**



**Abbildung 14: Sturzbettsicherung aus Wasserbausteinen**

Eine zweite Ortsbegehung fand am 27.11.2019 statt. An diesem Tag war eine erhöhte Wasserführung der Lahn zu verzeichnen, so dass der unterwasserseitige Wehrrücken nicht sichtbar war. Die Wehrkrone wurde von einem Boot aus in Augenschein genommen. Die Fotos der zweiten Ortsbegehung sind in Abbildung 15 bis Abbildung 17 dargestellt. In Abbildung 15 ist der leicht geschwungene Verlauf der Wehrkrone gut sichtbar.



**Abbildung 15: Geschwungener Verlauf der Wehrkrone**

An den Ufer-/Stützmauern sind die im Jahr 1984 von Dr.-Ing. Thomas Müller dokumentierten Mängel in Form von offenen Mauerwerksfugen erkennbar (vgl. [6]).



**Abbildung 16: Ufer-/Stützmauer linkes Ufer**



**Abbildung 17: Ufer-/Stützmauer rechtes Ufer**

In Abbildung 18 und Abbildung 19 sind schräg ins Bauwerkinnere reichende, offene Deckwerkfugen im Bereich der Wehrkrone sichtbar.



**Abbildung 18: Wehrkrone, offene Fugen im Deckwerk**



**Abbildung 19: Wehrkrone, offene Fugen im Deckwerk**

Weitere wertvolle Informationen über den Zustand der Wehranlage liefert ein privat erstelltes Video einer Drohnenbefliegung vom September 2018 von Herrn Jannasch [14]. Aus dem Video wurden Screenshots erzeugt, die nachfolgend dokumentiert sind.



**Abbildung 20: Gesamtanlage, aus [14]**

In Oberwasser der Wehranlage hat sich das Deckwerk zum Teil leicht abgesenkt, siehe Abbildung 21.



**Abbildung 21:** *Mitte Wehranlage, Setzungen des Deckwerks im Oberwasser, aus [14]*

Ebenfalls rechts in Fließrichtung sind leichte Setzungen des Deckwerkes im Oberwasser des Wehrrückens sowie an der Wehrkrone festzustellen, siehe nachfolgende Abbildung.



**Abbildung 22:** *rechtes Wehrfeld, Setzungen des Deckwerks, aus [14]*

Zudem sind auch partiell herausgebrochene Deckwerksteine sowie offene Fugen im Bereich der Wehrkrone dokumentiert, siehe Abbildung 23 und Abbildung 24.



**Abbildung 23:** Wehrkrone, aus [14]



**Abbildung 24:** Offene Fugen im Deckwerk im Bereich der Wehrkrone, aus [14]

Die 2019 vorgefundenen Mängel an der Wehranlage entsprechen im Wesentlichen den Mängeln, die in den verschiedenen Gutachten und Untersuchungen seit 1965 festgestellt wurden. Eine Verschlechterung des Zustandes bzw. Zunahme der Mängel kann augenscheinlich weder ausgeschlossen noch belegt werden.



## 5 Standsicherheitsuntersuchungen 2020

### 5.1 Vorbemerkungen

Es wird nachfolgend zwischen der äußeren und inneren Standsicherheit unterschieden. Bei ersterem wird das Wehr als „quasi-monolithischer“ Schwergewichtskörper idealisiert und auf ausreichenden Widerstand gegen Auftrieb und Gleiten überprüft. Da der Baukörper direkt auf der Flusssohle geründet ist, wird in dem Zusammenhang auch der Prozess der Erosion im Untergrund untersucht. Die Idealisierung als „quasi-monolithisches“ Wehr gilt unter Vorbehalt einer ausreichend gegebenen inneren Standsicherheit. In dem Zusammenhang werden die Stabilität des Deckwerks und Suffosion/Erosion der inneren Auffüllung betrachtet.

Wie eingangs aufgezeigt, handelt es sich beim Wehr um einen heterogenen Baukörper. Die Außenkontur ist entscheidend für die Nachweise der äußeren Standsicherheit. Für eine möglichst belastbare Grundlage wurden die Daten aus den Jahren 1965 und 2018 verglichen. Basis für eingangs erwähntes Standsicherheitsgutachten von Dr. Müller [3] bzw. für das in Abbildung 3 dargestellte Modell war eine tachymetrische Bauwerksvermessung in 15 Längsachsen. Die Positionen der Achsen sind in einem Grundrissplan von 1964 mit kleinem Maßstab und ohne Maßketten dokumentiert (siehe Planauszug in Abbildung 25). Sie waren Grundlage für die Auswertung des 3D-Laserscans von 2018 [13]. Geringfügige Abweichungen zwischen Lage der Profile von 1965 und 2018 können wegen gegebener Plangrundlage und Genauigkeit des Laserscans nicht ausgeschlossen werden. Für den Abgleich der beiden geometrischen Momentaufnahmen wurde für jede Achse eine Superposition erstellt. In Abbildung 26 und Abbildung 27 sind beispielhaft die Ergebnisse für die Längsprofile 6 und 8 dargestellt. Im Anhang finden sich die vollständigen und maßstabsgetreuen Unterlagen in Anlage 14. Erkennbare, eindeutige Abweichungen sind die im Unterwasser eingebrachte Steinschüttung aus dem Jahr 1973 und die Anlandungen vor der Wehrkrone im Oberwasser. Nachfolgend werden die im Gutachten von Dr.-Ing. Müller vom Mai 1965 [3] eingemessenen Profile, ergänzt um den nachträglich im Unterwasser eingebrachten Kolkchutz, verwendet.

Zum inneren Aufbau geben die vorliegenden Unterlagen hingegen kein umfassendes und eindeutiges Bild. Deshalb wird in Abstimmung mit der Stadt Marburg und in einem ersten Schritt eine Annahme getroffen. Der Nachweis der Standsicherheit erfolgt auf Grundlage eines „historischen Längsschnitts“. Dazu wird ein idealer, innerer Aufbau gemäß den Planungen zur Wehrreparatur nach Abbildung 5 (vermutlich von Wasserbaumeister Bauer um 1828) angenommen. Die Ausführung des Deckwerks mit Radialfugen und gerundeter Wehrkrone entsprechen eher dem heutigen Kenntnisstand, als die Darstellung des Längsprofils nach Siebert in Abbildung 4. Zudem ist der Ansatz von nur zwei hölzernen Spundwänden im weiteren Nachweis auf der sicheren Seite. Neben Bewertung des idealen „historischen Längsschnitts“ werden mit im IST-Zustand klaffenden Fugen und zurückgewitterten, hölzernen

Spundwänden zwei wesentliche, aktuelle Schadensbilder in den weiterführenden Betrachtungen der Standsicherheit berücksichtigt.

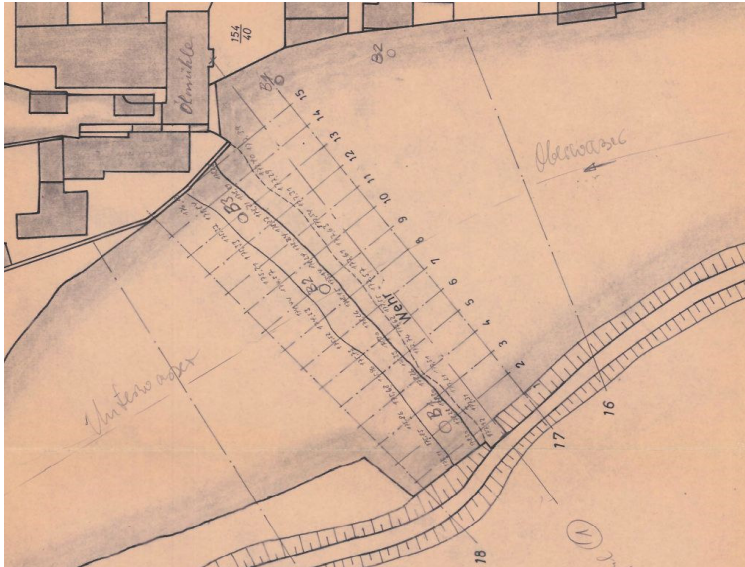


Abbildung 25: Lage der Längsprofile, aus [3]

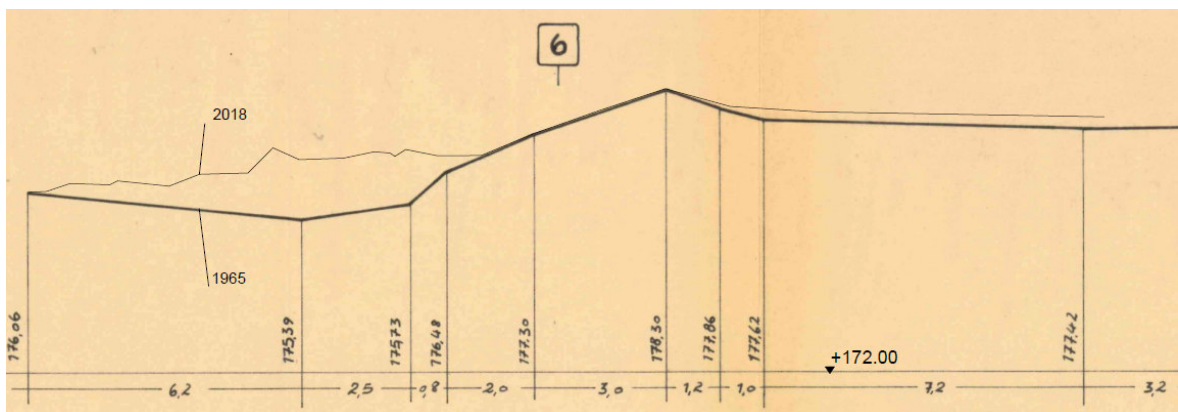


Abbildung 26: Superposition Längsprofil 6, aus [3] und [13]

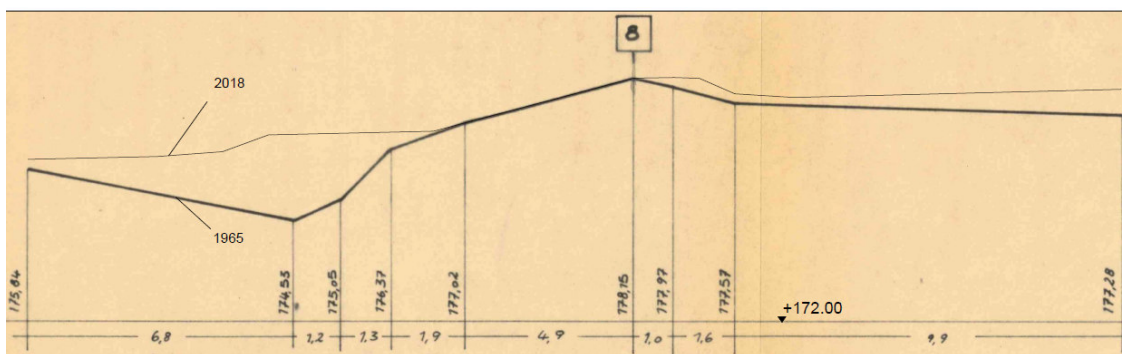


Abbildung 27: Superposition Längsprofil 8, aus [3] und [13]

## 5.2 Äußere Standsicherheit

### 5.2.1 Aufschwimmen und Gleiten

Die Nachweise der äußeren Standsicherheit (Aufschwimmen und Gleiten) werden unter Annahme eines monolithischen Aufbaus der Wehranlage geführt. Maßgebend ist das Längsprofil 6 in Abbildung 26, da dieses die schmalste Stelle des Wehrs darstellt. Die Wehrsohle wird dabei auf einer konstanten Höhe von 175,73 m NN angesetzt.

Als Datengrundlage der Abflusswerte und den dazugehörigen Wasserspiegellagen im Ober- sowie im Unterwasser des Wehrs dient die wassertechnische Berechnung der Entwurfs- und Genehmigungsplanung des Ingenieurbüros KLT-Consult GmbH von 2016 [12]. Für den Nachweis gegen Aufschwimmen und Gleiten werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessungssituation BS-P (dauerhafte Bemessungssituation) mit dem Bemessungshochwasser BHQ1 sowie für die Bemessungssituation BS-A (außergewöhnliche Bemessungssituation) mit dem Bemessungshochwasser BHQ2 gemäß DIN 1054 gewählt.

Für Wehranlagen der Klasse II sind nach DIN 19700-13 folgende Bemessungshochwasserzuflüsse anzusetzen:

- BHQ1 = 50 Jahre
- BHQ2 = 100 Jahre

In den vorhandenen wassertechnischen Berechnungen [12] sind keine Abflüsse für 50-jährliche Ereignisse enthalten, daher wird ersatzweise für die Bemessungssituation BS-P der 100-jährliche Hochwasserabfluss „mit Retention“ angesetzt.

Zur zusätzlichen Information werden die Nachweise hinsichtlich Auftriebes und Gleitens für die Abflüsse bzw. Wasserstände NQ, HQ<sub>1</sub>, MHQ mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-P geführt.

Aufgrund der Geometrie der Wehranlage (im Längsprofil ein relativ langes und flaches Dreieck) ist ein Kippen des Wehres nicht möglich bzw. nicht maßgebend. Auf einen Nachweis gegen Kippen wurde somit verzichtet.

Folgende Kenndaten werden für das Längsprofil 6 festgesetzt:

- Höhe Wehrkrone: 178,30 m NN
- Höhe Wehrsohle 175,73 m NN
- Höhe Wehroberkante OW 176,48 m NN
- Höhe Sedimentablagerungen OW 177,62 m NN

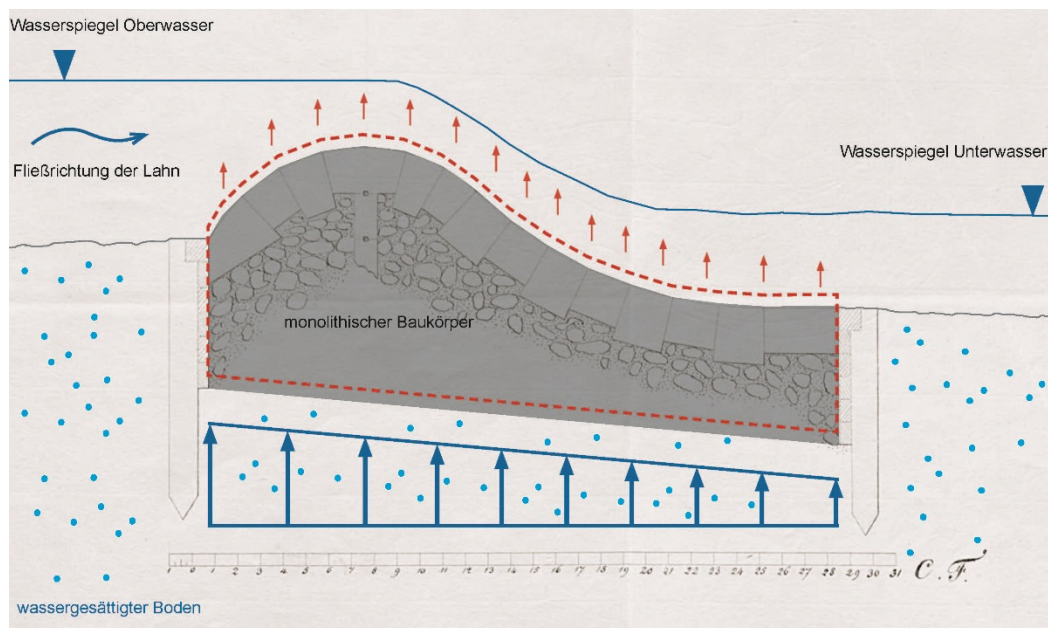
Für die Ermittlung des Eigengewichts des Wehrkörpers wird vereinfachend eine Dreiecksform zu Grunde gelegt. Entsprechend Abbildung 5 wird die Deckwerksschicht mit einer mittleren

Mächtigkeit von 0,5 m angesetzt. Für das Längsprofil 6 wird eine Höhe des Wehrkörpers von 2,57 m ermittelt und somit der Kieskern mit einer Mächtigkeit von 2,07 m angenommen.

Für den Kieskern wird eine Länge von sieben Metern und für den gesamten Wehrkörper eine Länge von acht Metern angesetzt. Sowohl für den Kieskern als auch die Deckwerksteine kommen aufgrund der Annahme eines monolithischen Baukörpers die vollen Wichten zum Ansatz. Da in der Realität mindestens von einer wassergesättigten Auffüllung ausgegangen werden muss, wird ersatzweise und konservativ der volle Porenwasserdruck unterhalb des Baukörpers berücksichtigt. Die Wichte des Decksteins wird mit  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$  angenommen. Für die Wichte der Auffüllung gilt gemäß [5]  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  (vgl. Abbildung 9).

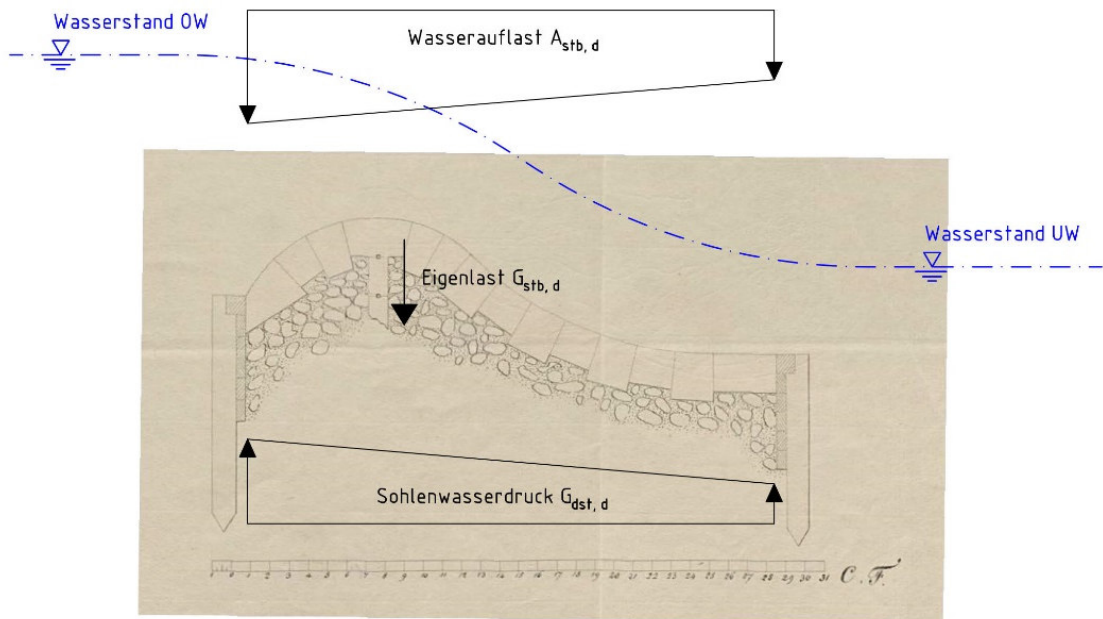
Als zusätzliche Widerstände gegen Aufschwimmen werden die Auflast des Wassers im Ober- und Unterwasser angesetzt, veränderlich je nach Wasserstand.

#### Nachweis gegen Aufschwimmen



**Abbildung 28: schematische Darstellung Versagensmechanismus Aufschwimmen**

Nach DIN EN 1997-1 tritt Aufschwimmen auf, wenn der Porenwasserdruck unter einem Bauwerk oder einer wenig durchlässigen Bodenschicht größer ist als der mittlere Auflastdruck durch das Bauwerk und/oder die darüber liegende Bodenschicht. Einwirkungen und Widerstände sind in der folgenden Abbildung dargestellt.



**Abbildung 29: Einwirkungen / Widerstände Nachweis beim Aufschwimmen**

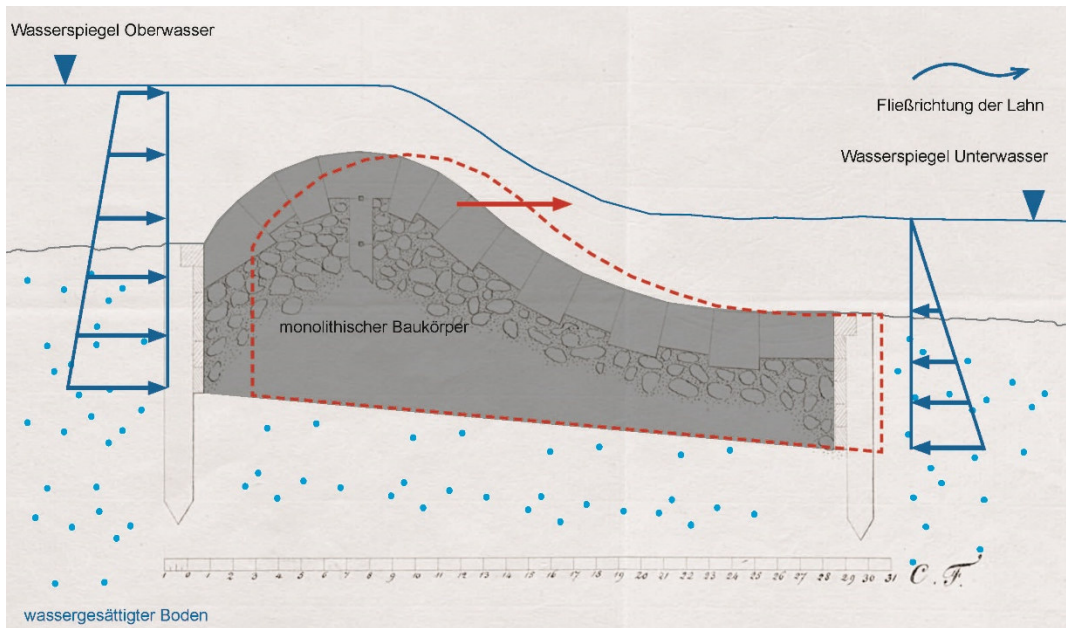
Der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen wird nach DIN EN 1997-1 ermittelt durch:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d.$$

Dabei beschreibt  $V_{dst,d}$  die destabilisierenden (ungünstigen) vertikalen Einwirkungen durch den Porenwasserdruck unterhalb des Bauwerks. Der Porenwasserdruck ist abhängig von den Wasserständen im Ober- und Unterwasser. Er wird als Trapezlast angenommen, wobei zwischen Ober- und Unterwasser mit einer linearen Abnahme zu rechnen ist.  $G_{stb,d}$  beschreibt die stabilisierenden (günstigen) ständigen Einwirkungen resultierend aus der Eigenlast des Bauwerks.  $R_d$  beschreibt die zusätzlichen Widerstände gegen Aufschwimmen, welche hier aus der Auflast des Wassers sowie der Sedimentablagerungen im Oberwasser resultieren.

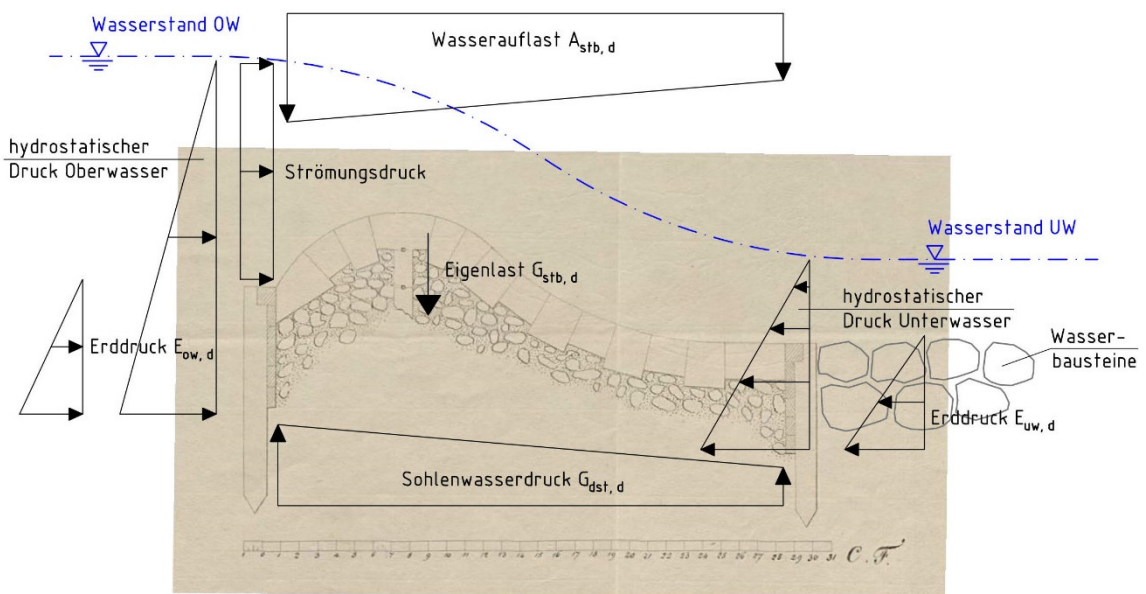
Die Nachweise gegen Aufschwimmen sind in den Anlagen 1, 3, 5, 7, 9 und 11 beigefügt. Die Nachweise gelten als geführt, wenn der Quotient aus destabilisierenden Einwirkungen und stabilisierenden Einheiten kleiner eins ist. Dies ist unter den getroffenen Annahmen durchweg gegeben.

Nachweis gegen Gleiten



**Abbildung 30: schematische Darstellung Versagensmechanismus Gleiten**

„Die Gefahr des Gleitens besteht entlang der Sohlfläche oder einer darunter befindlichen Schnittfläche im Baugrund, falls der Bemessungswert der parallel zu dieser Fläche angreifenden Kräfte  $T_d$  in Verschiebungsrichtung größer als der Bemessungswert der widerstehenden Kräfte ( $R_d$  und  $E_d$ ) ist.“ (Schneider Bautabellen, 20. Auflage, S. 11.49).  
 Einwirkungen und Widerstände sind in der folgenden Abbildung dargestellt.



**Abbildung 31: Einwirkungen / Widerstände Nachweis gegen Gleiten**

Für den Bemessungswert des Gleitwiderstands ist die Formel

$$R_d = V_k * \tan(\delta_{s,k}) / \gamma_{R,h}$$

anzuwenden.  $V_k$  beschreibt dabei die charakteristischen vertikalen Einwirkungen. Diese ergeben sich aus der Eigenlast des Wehrkörpers  $G_{stb}$  und der zusätzlichen Widerstände  $A_{stb}$  (Auflast aus Wasser) abzüglich des Porenwasserdrucks  $G_{dst}$ . Der Sohlreibungswinkel  $\delta$  ist laut den geotechnischen Untersuchungen von 1971 [5] und 2008 [10] mit  $\delta = 35^\circ$  anzusetzen.

Weitere widerstehende Kräfte ergeben sich durch den hydrostatischen Druck sowie dem Erddruck im Unterwasser aus der Steinschüttung. Der hydrostatische Druck ist abhängig vom Wasserstand und wird bis zur Wehrsohle (175,73 m NN) angesetzt. Der Erddruck wird als Erdruhedruck angenommen und der Erdruhedruckbeiwert nach DIN 4085 mit  $K_{ogh} = 1 - \sin(\varphi)$  ermittelt. Die Wichte der Wasserbausteine im Unterwasser wird unter Auftrieb ( $\gamma' = 16 \text{ kN/m}^3$ ) und die mittlere Dicke der Lage Wasserbausteine mit 100 cm angenommen. Eine günstig wirkende Rückstellkraft durch die Spundwände wird auf der sicheren Seite nicht berücksichtigt.

Für die parallel zur Schnittfläche angreifenden Kräfte  $T_d$  werden der hydrostatische Druck, der Erdruhedruck sowie der hydrodynamische Druck im Oberwasser angesetzt. Der hydrostatische Druck wird, wie im Unterwasser auch, abhängig vom Wasserstand berechnet. Der Druck ist dabei bis zur Wehrsohle (175,73 m NN) anzusetzen. Der Erdruhedruck aus dem Flusskies im Oberwasser wird nach demselben Prinzip wie im Unterwasser berechnet. Hier wird von einer Mächtigkeit von 1,89 m und einer Wichte unter Auftrieb von  $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$  ausgegangen.

Zusätzlich wird der hydrodynamische Druck als ungünstig wirkende Kraft einbezogen. Dieser resultiert aus der Strömungskraft und ist abhängig vom Durchfluss. Mit der Formel

$$W_{dy} = 0,5 * \rho * v^2 * h_{ws}$$

ist der hydrodynamische Druck zu berechnen. Die Fließgeschwindigkeit wird über die Formel

$$Q = v * A$$

errechnet, wobei sich die Schnittfläche  $A$  aus der Wehrbreite von 73 m und einer entsprechenden Wassertiefe  $h_{ws}$  ergibt.

Der Nachweis gegen Gleiten ist somit erfüllt, wenn die Summe der vertikalen Einwirkungen und der Einwirkungen im Unterwasser (Erdruhedruck und hydrostatischer Wasserdruck) größer als die Einwirkungen im Oberwasser (Erdruhedruck, hydrodynamischer und hydrostatischer Wasserdruck) sind.

Die Nachweise gegen Gleiten sind in den Anlagen 2, 4, 6, 8, 10 und 12 beigefügt. Die Sicherheit gegen Gleiten ist unter den getroffenen Annahmen gegeben.

#### Sensitivitätsanalyse für das Gleiten

Für die Bemessungssituation BHQ1 bei BS-P liefert eine Sensitivitätsanalyse des kritischen Sohlreibungswinkels für den Nachweis gegen Gleiten das Ergebnis, dass erst bei einem Sohlreibungswinkel von 25° der Nachweis gegen Gleiten nicht mehr eingehalten wird. Die Sohlreibungswinkel natürlicher Bodenstoffe liegen generell über 25°, sodass hier entsprechende Sicherheitsreserven vorliegen, falls der Sohlreibungswinkel abseits der im Rahmen der Baugrunduntersuchungen untersuchten Stellen unter 35° liegen sollte.

**Tabelle 2: Gleitnachweise unter Variation des Sohlreibungswinkels**

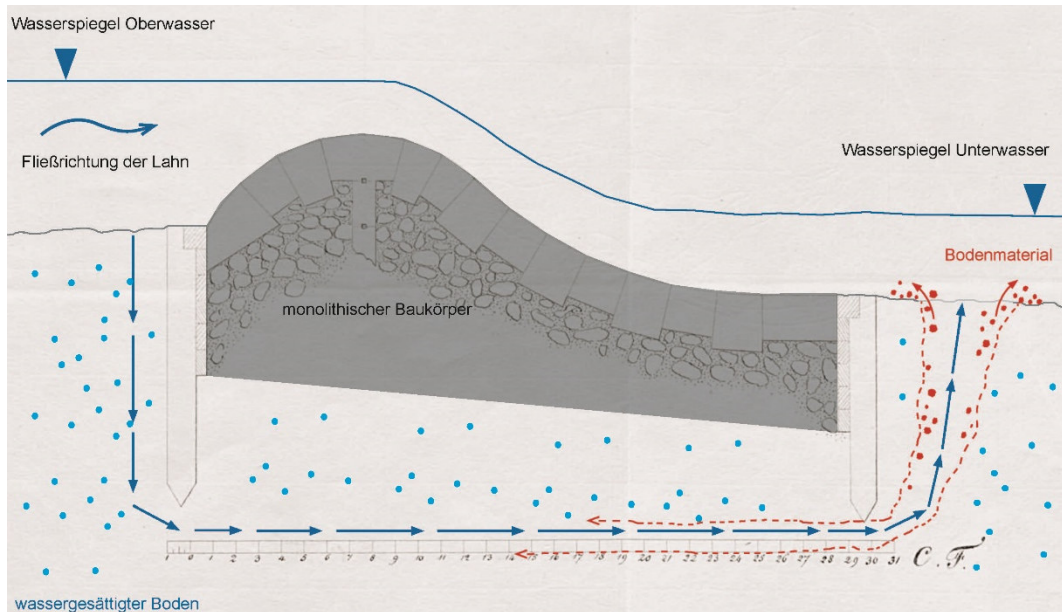
<b>Sohlreibungswinkel <math>\delta</math></b>	<b><math>T_d</math> [kN/m]</b>	<b><math>R_d+W_d+E_d</math> [kN/m]</b>	<b>Auslastungsgrad <math>\eta</math></b>
35°	159,4	191,3	0,67
30°	159,4	171,9	0,73
25°	159,4	154,3	0,80

#### Plausibilität der Ergebnisse

Alle Nachweise der Standsicherheit bezüglich Aufschwimmen und Gleiten werden für die Bemessungssituationen BS-P und BS-A sowie für weitere betrachtete Belastungsfälle für das Profil 6 eingehalten. Zum Vergleich wird neben dem Profil 6 auch die Standsicherheit des Profils 8 für die Bemessungssituation BS-P berechnet. Für das Profil 8 sind ebenfalls alle Nachweise eingehalten und die Sicherheiten hier aufgrund der größeren Länge größer. Der maximale Auslastungsgrad liegt für das Profil 8 und einem angenommenen Sohlreibungswinkel von 35° bei ca.  $\mu = 0,62$  und für das Profil 6 bei ca.  $\mu = 0,83$ .



## 5.2.2 Rückschreitende Erosion im Untergrund (Piping)

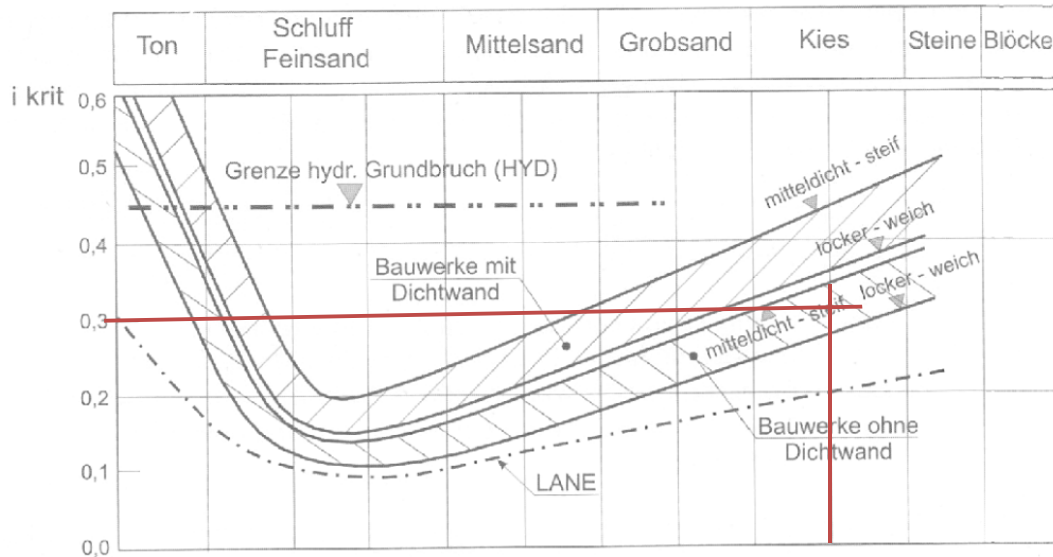


**Abbildung 32: schematische Darstellung Versagensmechanismus Rückschreitende Erosion (Piping)**

Die rückschreitende Erosion, das sog. Piping, kann im nichtbindigen Boden auftreten, z. B. bei unterströmten Wehranlagen, Deichen oder Dämmen. Auslöser einer rückschreitenden Erosion ist unterwasserseitig ein durch Wasserdruck entstandener örtlicher Aufbruch oder Riss mit Materialaustrag. Von dieser Austragsstelle ausgehend bilden sich dann entlang bevorzugter Fließwege dünne röhrenförmige Hohlräume mit mäandrierendem amorphem Verlauf, die sich mit anhaltendem Erosionsprozess in Richtung Oberwasser ausweiten und verzweigen. Spätestens mit dem Durchschlagen der Röhren bis zur Wasserseite führt dieser Vorgang zum Versagen des Bauwerkes.

Die Wehranlage wurde direkt auf der kiesigen Sohle der Lahn errichtet, gemäß Abbildung 5 gesichert durch hölzerne Spundwände aus senkrecht eingerammte Holzpfählen und quer dazu verlaufenden Bohlen. Die Wehranlage wird somit unterströmt, wobei planmäßig Holzpfähle und Bohlen den Sickerweg verlängern. Damit einhergehende Veränderung des Korngefüges verändert Reibungswinkel und Standsicherheit des Baugrunds unter dem Baukörper.

Maßgebender Parameter für die rückschreitende Erosion ist der hydraulische Gradient, der sich aus der Differenz der Wasserspiegellagen von Oberwasser zu Unterwasser, sowie dem Sickerweg ergibt. Die auftretenden hydraulischen Kriterien sind dann mit einem Grenzgradienten zu vergleichen. Kritische hydraulische Gradienten können z. B. aus dem in Abbildung 33 dargestellten Diagramm entnommen werden.



**Abbildung 33: Kritische hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion (aus Brandl & Hofmann, 2006; nach verschiedenen Autoren)**

Im Falle eines Hochwasserereignisses wird die Wehranlage vollständig überströmt und die Differenzen der Wasserspiegellagen im Ober- und Unterwasser sind relativ gering. Die größte Wasserspiegellagendifferenz und damit der maximale hydraulische Gradient treten bei Niedrigwasser auf. Gem. Tabelle 1 beträgt die Wasserspiegellagendifferenz bei NQ 178,33 m – 176,04 m = 2,29 m.

Entsprechend Abbildung 8 setzt sich die Gewässersohle der Lahn in Marburg aus Kies mit sandigen und schluffigen Anteilen zusammen. Nach Abbildung 33 ist dann von einem kritischen hydraulischen Gradienten von etwa 0,30 auszugehen. Der Sickerweg wird rechnerisch als Summe aus acht Meter Wehrlänge und einer ein Meter tief reichender hölzerner Spundwand angenommen. Die zweite Wand im Oberwasser und der Einfluss der Auffüllung im Wehrrinnen werden auf der sicheren Seite vernachlässigt. Unter Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Bemessungssituation BS-P (aus dauerhaften Einwirkungen) nach dem DWA-Merkblatt M 507-1/2011 von  $\gamma_H = 1,35$  ergibt sich der hydraulische Gradient  $i$  bei Niedrigwasser an der schmalsten Stelle der Wehranlage zu:

$$i_k = \Delta H / \Delta L = 2,29 \text{ m} / (8 + 2 \times 1) \text{ m} = 2,29 \text{ m} / 10 \text{ m} = 0,23$$

$$i_d = i_k * \gamma_{H,vorh} = 0,23 * 1,35 = 0,31 \sim 0,3 \rightarrow \text{Nachweis knapp erfüllt}$$

Der rechnerische Nachweis gegen rückschreitende Erosion ist für den „historischen Längsschnitt“ mit mindestens einer intakten Spundwand erbracht. Die hohe Auslastung ist der konservativen Vereinfachung bei der Ermittlung des Sickerweges geschuldet und gilt deshalb als unkritisch.

Wegen des bekannten Schadensbilds verwitterter Holzbauteile wird die Bemessungssituation mit der ungünstigeren Tragwerksbedingung geprüft, dass die Spundwände nicht wirksam sind. Damit verkürzt sich der rechnerisch ansetzbare Sickerweg auf die Länge der Sohle mit acht Meter.

$$i_k = \Delta H / \Delta L = 2,29 \text{ m} / 8,0 \text{ m} = 0,29$$

$$i_d = i_k * \gamma_{H,vorh} = 0,29 * 1,35 = 0,39 > 0,30 \rightarrow \text{Nachweis nicht erfüllt}$$

$$\eta = i_{krit.} / i_k = 0,30 / 0,29 \sim 1,0$$

Der Nachweis gegen rückschreitende Erosion wäre damit für das untersuchte Szenario nicht erfüllt. Ohne Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes ergibt sich eine Sicherheit von 1,0. Dies entspricht einem Grenzgleichgewicht ohne Sicherheiten hinsichtlich des Auftretens von rückschreitender Erosion und den weiter möglichen eintretenden Erosionsschritten bis hin zu einem Bauwerksversagen.

### 5.2.3 Beurteilung der äußeren Standsicherheit

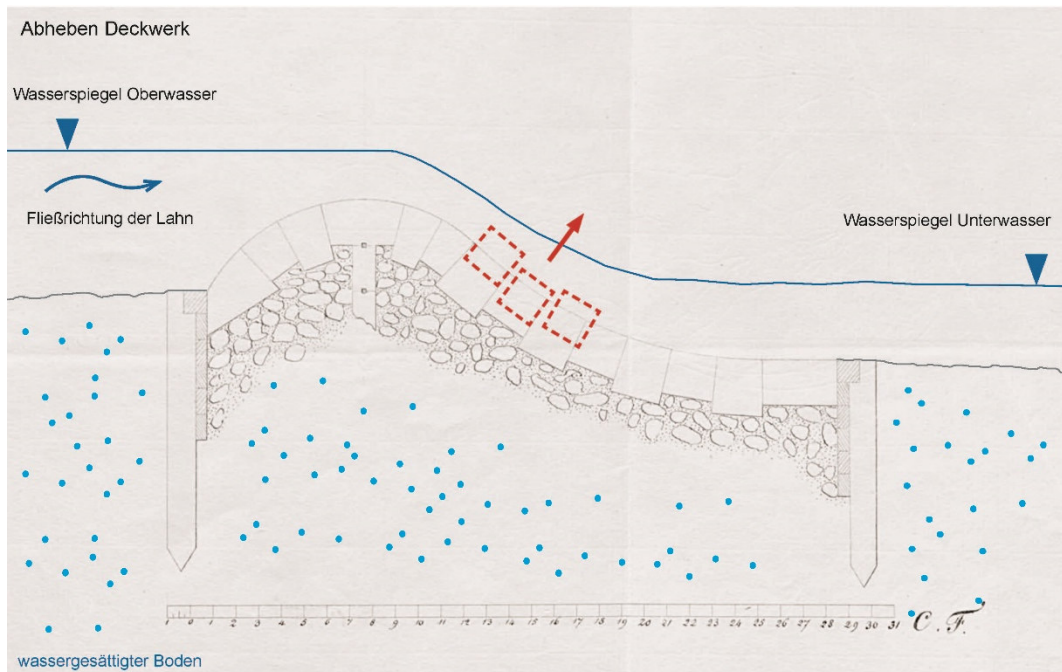
Für das „historische Längsprofil“ nach Abbildung 5 gilt die äußere Standsicherheit des „Grüner Wehr“ unter den in Absatz 5.1 und 5.2 genannten Randbedingungen und Annahmen gemäß den aktuellen, technischen Baubestimmungen als nachgewiesen.

In situ wurden jedoch im 19. Und 20. Jahrhundert starke Verwitterungserscheinungen an den Holzbauteilen bis zum kompletten Verlust der Spundwände festgestellt. Demnach würde sich das Wehr bei Niedrigwasser in einem Grenzgleichgewicht befinden. Zur Gewährleistung einer ausreichenden, äußeren Standsicherheit sind damit Maßnahmen erforderlich (siehe Kapitel 6).

### 5.3 Innere Standsicherheit

Betrachtet wird ein aufgelöster, nicht monolithischer Baukörper, bestehend aus Deckmauerwerk und loser Auffüllung. Damit sind prinzipiell die zwei nachfolgend betrachteten Schadensmechanismen denkbar.

### 5.3.1 Abheben eines Deckwerksteins



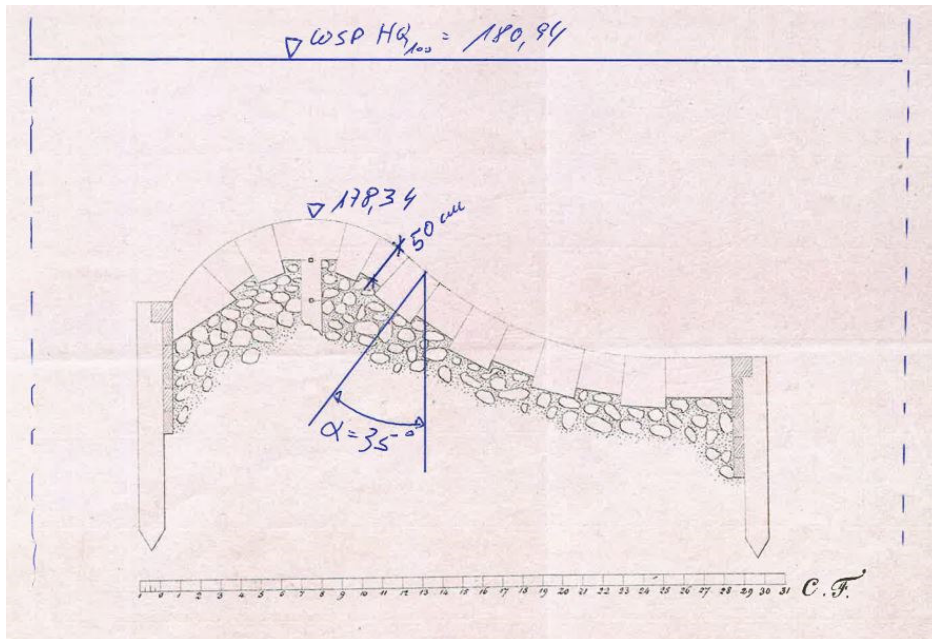
**Abbildung 34: schematische Darstellung Versagensmechanismus Abheben Deckwerk**

Mit „Abheben“ wird das lokale Herauslösen von Deckwerkssteinen unter Einwirkung des schießenden Wassers im Unterwasser beschrieben. Die „Außenhaut“ des Wehrs würde dann beschädigt werden.

Der „historische Längsschnitt“ zeigt steinmetzmäßig, aufwendig hergestellte Keilsteine, die fugenlos und ohne Fugenmaterial aneinandergesetzt worden sind. Ein Herauslösen einzelner Steine kann unter diesen Umständen als unwahrscheinlich gelten. Es wird auf der sicheren Seite ein Nachweis auf empirischer Grundlage unter der Annahme geführt, das Deckwerk bestünde aus Quadersteinen ohne jeglichen Kontakt bzw. Kraftschluss untereinander. Es wirken also nur das Eigengewicht der Steine unter Auftrieb auf der Widerstandsseite und die Abtriebskräfte auf der Einwirkungsseite.

Die für den Nachweis kritische Einflussgröße ist die Neigung des Wehrrückens im Unterwasser. Aus den Vermessungsdaten von 1965 und 2018 wurden grobmaschige Polygonzüge abgeleitet, welche die teils parabolische Bauwerkskontur nicht abbilden. Gemäß Profil 4 beträgt die maximale Neigung des Wehrrückens im Unterwasser 30°. Der „historische Längsschnitt“ zeigt eine maximale Neigung von 35°, nachfolgend verwendet als konservativer Rechenwert und in Abbildung 35 dargestellt - ergänzt um die Wasserspiegellage HQ<sub>100</sub> und um die maximale Höhenkote der Wehrkrone aus dem tachymetrischen Aufmaß von 1965.

Auf der Widerstandsseite ist die Flächenlast der Deckwerksteine entscheidend. Diese wird mit mindestens zwei Casseler Fuß abgegriffen, nach heutigen Maßeinheiten etwas mehr als 50 cm.



**Abbildung 35: Historischer Längsschnitt, mit HQ<sub>100</sub>, maximale Höhenkote und Neigung des Wehrrückens**

Der Nachweis gegen Abheben erfolgt analog der Bemessung von Rampendeckwerken in Setzsteinbauweise über den Vergleich der kritischen Fließgeschwindigkeit über der Rampe mit der tatsächlich vorhandenen Fließgeschwindigkeit. Die kritische Fließgeschwindigkeit ist der Grenzwert, bei der das Deckwerk gerade noch stabil ist und wird nach Hartung/Scheuerlein (Design of Overflow Rockfill Dams, Dixième Congrès des Grands Barrages, Montréal 1970) ermittelt. Die Beziehung lautet:

$$V_{crit} = 1,2 * \sqrt{2 * g * \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} * \cos(\alpha) * d_s}$$

mit

$v_{crit}$  = kritische Fließgeschwindigkeit über Wehranlage [m/s]

$g$  = Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

$\rho_s$  = Dichte Deckwerkssteine, hier 2.600 kg/m<sup>3</sup>

$\rho_w$  = Dichte von Wasser, hier 1.000 kg/m<sup>3</sup>

$\alpha$  = Rampenneigung, hier 35°

$d_s$  = äquivalenter Steindurchmesser, hier 0,5 m / 1,6 = 0,30 m

ergibt sich  $v_{\text{krit.}}$  zu 3,33 m/s.

Bei  $HQ_{100} = 518,5 \text{ m}^3/\text{s}$ , einer Wehrbreite von 73 m sowie einer Fließhöhe von 2,60 m (180,94 – 178,34) ergibt sich eine max. Fließgeschwindigkeit von

$$v_{\text{max}} = 2,7 \text{ m/s} < v_{\text{krit}}$$

Diese Fließgeschwindigkeit liegt unterhalb dem kritischen Grenzwert. Die Lagesicherheit der Steine ist nach dem empirischen Ansatz unter Annahme eines  $35^\circ$  geneigten Wehrrückens und eines 50 cm dicken Deckwerkes mit der Dichte von  $2.600 \text{ kg/m}^3$  gegeben.

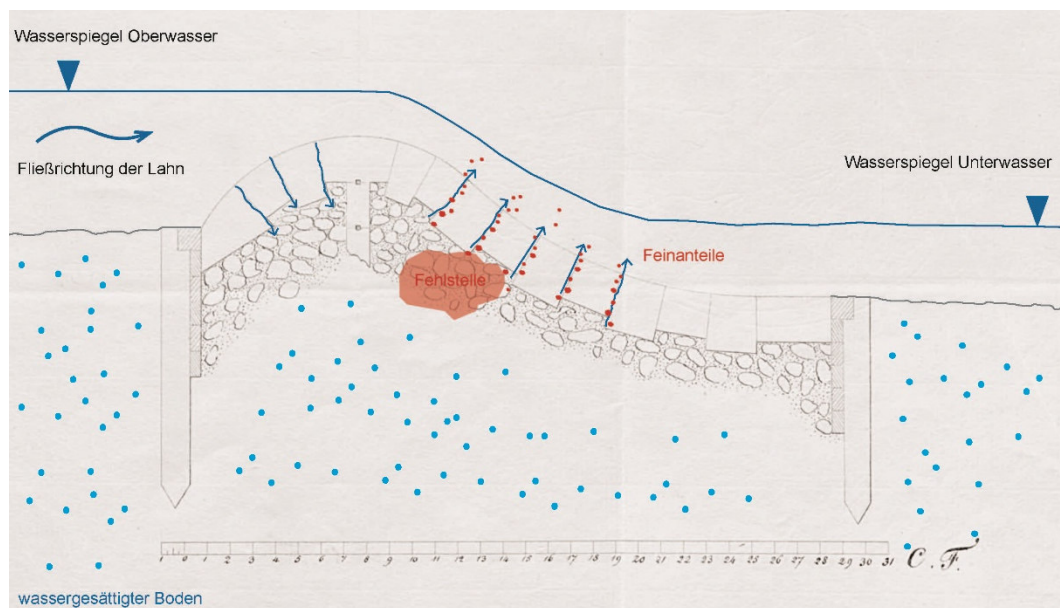
Als Grenzwerte werden für die o. a. Dichte ermittelt:

- Die maximale zulässige Neigung bei einem 50 cm starken Deckwerk:  $55^\circ$
- Die minimale Deckwerksstärke bei  $35^\circ$  Neigung: 0,35 m

Zur Absicherung des Ergebnisses wird der Nachweis der Erosionssicherheit des Einzelsteines zusätzlich nach der Beziehung von Rathgeb (2001) geführt. Für den vorliegenden Fall ist der Nachweis gemäß Anlage 13 mit einer Sicherheit von  $\eta = 1,39 > 1,0$  erfüllt.

Die Randbedingungen für die Gültigkeit der Nachweise setzen voraus, dass die innere Auffüllung als Auflager standsicher ist.

### 5.3.2 Suffosion / Erosion



**Abbildung 36: schematische Darstellung Versagensmechanismus Suffosion / Erosion**

Suffosion und Erosion sind mögliche Schadenmechanismen in der inneren Auffüllung. Gemäß BAW-Merkblatt zu Materialtransport im Boden beschreibt Suffusion die Umlagerung und den Transport von Feinanteilen im Porenraum eines Bodens – hier der Auffüllung. Das tragende Korngerüst bleibt zunächst erhalten, während Porenvolumen und Durchlässigkeit der Auffüllung zunehmen und die Dichte der Auffüllung abnimmt. In der Folge erhöht sich der Wasserdurchfluss. Durch stetigen Austrag des Feinmaterials kann die Stabilität des tragenden Korngerüsts vermindert werden. Die fortschreitende Suffosion kann dann in fließendem Übergang zu Erosionsvorgängen innerhalb des Wehrs, also zur Umlagerung und Transport aller Kornfraktionen führen.

Mit den im „historischen Längsschnitt“ dargestellten, fugenlos aneinander gesetzten Keilsteinen wäre ein solcher Prozess nicht möglich. Grund sind geschlossene Fugen, die eine effektive Durchströmung mit entsprechenden Fließgeschwindigkeiten verhindern. Dies gilt analog für ein geschlossenes Deckwerk mit vermörtelten Fugen.

Eine konservative Grenz Betrachtung analog des „Abhebens“ mit offenen Fugen großen Spaltmaßes ist nicht zielführend. Der resultierende hydraulische Gradient in der oberen Wehrkrone kann für dieses Szenario ohne rechnerischen Nachweis als kritisch bewertet werden. Die Folge kann ein aktiver Schadensmechanismus sein, welcher die Stabilität der inneren Auffüllung des Bauwerks, damit auch die des Deckwerks und schließlich die äußere Standsicherheit gefährdet.

### **5.3.3 Beurteilung der inneren Standsicherheit**

In der Annahme eines „historisch“ planmäßigen Aufbaus mit einem geschlossenen Deckwerk lassen sich sowohl das lokale Herauslösen von Steinen, als auch eine kritische Durchströmung des Bauwerksinneren ausschließen.

Unter Berücksichtigung des gegebenen Schadensbilds offener Fugen mit größeren Spaltmaßen wird jedoch der Prozess der Suffosion und Erosion ein kritischer Schadensmechanismus. Im Umkehrschluss ist ein intaktes Deckwerk mit geschlossenen Fugen Bedingung für die innere Standsicherheit. Mit Blick auf die unter Kapitel 4 beschriebenen Schadensbefunde sind folglich Instandsetzungsmaßnahmen am Deckwerk erforderlich und ggf. bereits vorhandene Hohlräume im Wehrkörper zu verfüllen.

## **5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse**

In Annahme des „historischen“ inneren Aufbaus nach Abbildung 5 mit geschlossenem Deckwerk, intakten Spundwänden und konservativen Annahmen für Material- und Bodenparameter ist die äußere Standsicherheit nach den aktuellen technischen

Baubestimmungen nachgewiesen, die innere Standsicherheit ist gegeben. Demnach ist nach aktuellem Kenntnisstand kein Neubau erforderlich.

Gleichzeitig sind mit Schäden an Deckwerk und Spundwänden relevante Abweichungen vom „historischen Aufbau“ gegeben.

Der Befund verlustig gegangener oder geschädigter Spundwände führt zum Zustand eines Grenzgleichgewichts bei Niedrigwasser. Damit bestehen keine Sicherheiten hinsichtlich des Auftretens von rückschreitender Erosion und den weiter möglichen eintretenden Erosionsschritten bis hin zu einem Bauwerksversagen. Zur Gewährleistung einer ausreichenden äußeren Standsicherheit sind damit Maßnahmen erforderlich (siehe Kapitel 6).

Wie bereits unabhängig von den geführten Standsicherheitsbetrachtungen festgestellt, gefährden die bauseits offenen Fugen die Standsicherheit der inneren Auffüllung des Wehrkörpers. Kritisch sind Erosionsprozesse, welche sich in Form von Sackungen unter dem vorhandenen Deckwerk ausprägen können, so dass sich Fugen öffnen und/oder Einzelsteine sich komplett aus dem Verbund lösen können. Sofern ein Deckwerksstein fehlt, sind bei größeren Überströmbelastungen der Austrag (Oberflächenerosion) des kiesigen Füllmaterials des Wehrs sowie von weiteren Deckwerkssteinen nicht auszuschließen. Diesbezüglich ermutigend sind die Erkenntnisse aus dem Schadensfall von 1995. Trotz weggebrochenem, schützendem Deckwerk kam es bis zur Reparatur zu keinen nennenswerten Folgeschäden an der inneren Auffüllung. Letzterer kann also mindestens lokal eine gewisse Festigkeit unterstellt werden.



## 6 Instandsetzung und Instandhaltung der Wehranlage

Wie in der Einleitung beschrieben, werden im Folgenden auf Grundlage des „historischen Längsschnitts“ und unter Berücksichtigung der bekannten Schäden konzipierte Instandsetzungsmaßnahmen genannt. Für eine Verfeinerung bzw. Vervollständigung sind ergänzende Bestandsuntersuchungen erforderlich.

Wie erläutert, ist ein geschlossenes Deckwerk für die Standsicherheit des Wehres zwingend notwendig. Deshalb ist für eine denkmalgerechte Instandsetzung erforderlich:

- Steinmetzmäßige Steinreparatur mit Vierungen / Steinaustausch, etc.
- Erneuerung und / oder Ergänzung des Fugenmörtels in den Bereichen mit klaffenden Fugen
- ggf. Vernadelung gerissener Steine

Erforderlich ist zudem eine Sicherung gegen rückschreitende Erosion, da die hölzerne Spundwand bekanntermaßen geschädigt oder verlustig gegangen ist und damit ihre Funktion mindestens lokal nicht mehr erfüllen kann. Eine mögliche und bestandsschonende Alternative der Sickerwegsverlängerung wäre eine „Tosbeckenplatte“ direkt am unterwasserseitigen Wehrfuß. Damit käme an Stelle des vorhandenen, ca. 6 m langen Kolkschutzes aus Wasserbausteinen, eine Betonplatte zur Anwendung, oberseitig mit einer rauen Pflasterung versehen. Tosbeckenbauwerke sind immer mit einem ausreichenden Kolkschutz im Unterwasser zu versehen. Hierzu sind aufgelöste Bohrpfahl- oder Leichtspundwände anwendbar.

Additiv kann die Vergütung des Korngerüsts der inneren Auffüllung (z. B. durch eine Injektion) für den Fall erforderlich werden, dass Feinanteile/Körner nachweislich im kritischen Maße fehlen bzw. ausgeschwemmt/erodiert sein sollten. Zwingend erforderliche Entscheidungsgrundlage sind Aufschlüsse/Untersuchungen zum Bauwerksinneren (siehe Absatz 7).

Bei Konzeptionierung aller Maßnahmen ist darauf zu achten, dass keine wasserschädlichen Stoffe eingetragen und Flora und Fauna geschützt werden.

Nach Abschluss der aufgezeigten Maßnahmen sind regelmäßige Begehungen und Wartungs- bzw. Instandhaltungsarbeiten Voraussetzung für einen nachhaltigen Bauwerkserhalt.

Für die Instandsetzung ist eine temporäre Wasserhaltung und Baugrube erforderlich. Sie ist im Ober- und Unterwasser in Abhängigkeit der Untergrundverhältnisse zu wählen und wird unter Berücksichtigung der Baumaßnahmen und der Bauzeit erfahrungsgemäß auf ein fünf- bis zehnjähriges Hochwasserereignis ausgelegt. Ein abschnittsweises Vorgehen bei der Sanierung des Bauwerks scheint notwendig.

Die Abschnittsbreite ist in Abhängigkeit vom Ergebnis der Befunde zum inneren Korngerüst zu wählen. Als vorbereitende Maßnahme werden Anlandungen im Oberwasser entfernt.

Die derzeitige Kronenhöhe der Wehranlage ist nicht einheitlich und schwankt zwischen 178,11 und 178,31 mNHN. Die Staumarke liegt bei 178,23 mNHN. Die Wehrkronenhöhe unterschreitet auf einer zusammenhängenden Breite von ca. 10 m geringfügig die Staumarke. Nach telefonischer Rücksprache am 10.08.2020 mit dem RP Gießen kann diese seit vielen Jahrzehnten existierende Fehlhöhe nach derzeitiger Sicht der Dinge weiterhin toleriert werden. Eine Beseitigung dieser Fehlhöhe im Zuge einer Wehrsanierung ist demzufolge nach demzeitigem Kenntnisstand nicht erforderlich.

Eine Instandsetzung der beiden Uferstützmauern wird ebenfalls empfohlen. Maßnahmen hierzu sind noch zu ermitteln und sind nicht Gegenstand des vorliegenden Gutachtens.

## 7 Weiteres Vorgehen / Empfehlungen

Eine systematische Schadens- und Bestandsaufnahme ist für eine detaillierte denkmalgerechte Planung, Kostenermittlung und Ausschreibung eine zwingend notwendige Grundlage. Sie liefert zudem Daten für weiterführende Bewertungen. Es sollten folgende Untersuchungen und Aufnahmen durchgeführt werden.

- Eine Kartierung des Deckwerks, nach Möglichkeit ergänzt durch handnahe Untersuchungen. Dies könnte auf der Unterwasserseite ggf. durch einen Bildplan – hergestellt auf Basis einer Drohnenbefliegung bei Niedrigwasser – relativ einfach vorgenommen werden. Für Untersuchungen im Oberwasser empfiehlt sich die Entfernung der dortigen Anlandungen.
- Klärung, ob die Stabilität des Korngerüsts der inneren Auffüllung gewährleistet ist. Dafür sind Aufschlüsse vom Bauwerksinneren notwendig. In einem ersten Schritt wird in einer Trockenperiode eine Erkundung mittels Kernbohrungen und / oder Öffnungen im Deckwerk im Abstand von ca. 5 Metern empfohlen. Zur Begutachtung sollten Mitarbeiter des planenden Büros vor Ort sein. Ergebnisabhängig ist dann über die Notwendigkeit evtl. zusätzlicher Untersuchungen zu entscheiden. Bisher getroffene Überlegungen zu begleitenden zerstörungsfreien Untersuchungen mit dem Ziel der Erkundung von Hohlräumen im Bauwerkskörper zeigten keinen aussagekräftigen Verfahrensweg auf.

Weiterhin sind die Baugrundverhältnisse im Bereich der ober- und unterwasserseitigen Gewässersohle sowie im Wehrkörper zu untersuchen. Ziel ist die Bestätigung der in den Standsicherheitsberechnungen angesetzten bodenmechanischen Parameter und Informationen zu weiteren planerischer Belange, wie z. B. der Wasserhaltung. Hierzu erfolgen unter anderem Rammkernsondierungen und labortechnische Untersuchungen zu Durchlässigkeitsbeiwerte, Körnungslinien und Reibungswinkel.

Zur weiteren Abstimmung über den Instandsetzungsvorschlag einer Tosbeckenplatte müsste diese in Plänen dargestellt und ggf. vor Ort bemustert werden.

Nach Abschluss der Instandsetzungsmaßnahmen sollte das Deckwerk mindestens einmal jährlich und zusätzlich nach jedem Hochwasser überprüft werden. Lokale Schäden an Stein und Fuge sind nach Erfordernis kurzfristig auszubessern. Nur damit kann ein nachhaltiger Bauwerkserhalt gewährleistet werden.

In dem Zusammenhang empfehlen wir die Erstellung eines Stauanlagenbuches nach DIN 19700-10 bzw. DIN 19700-13 Kapitel 10 „Stauanlagenbuch“, welches folgenden Angaben enthält:

a) allgemeine Angaben zum denkmalgeschützten Bauwerk;

- b) Genehmigungsdokumente;
- c) Beschreibung der Gesamtanlage;
- d) Beschreibung der Einzelbauwerke und Anlagenteile;
- e) zeichnerische Darstellungen;
- f) Unterlagen zu Betrieb und Überwachung

Ein Konzept zur temporären Wasserhaltung im Ober- und Unterwasser ist weiter auszuarbeiten, sobald eine Entscheidung für oder gegen den Erhalt des Wehres gefallen ist. Dies sollte mit Hinblick auf die Instandsetzungs- und nachfolgenden Instandhaltungsmaßnahmen erfolgen.

Bei den genannten Schritten ist eine möglichst frühzeitige und enge Abstimmung mit den Wasser-, Umwelt sowie der Denkmalbehörden zielführend und zeitsparend.

## 8 Kostenrahmen

Nachfolgend wird ein grober Kostenrahmen für eine Instandsetzung des Wehrs nach derzeitigem Kenntnisstand zusammengestellt. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Kostenansätze mangels eingehender Grundlagenermittlung - einschließlich Schadens- und Bestandsaufnahme - mit Unsicherheiten größer 40% belegt sein können<sup>1</sup>. Ausgleichsmaßnahmen, sowie Maßnahmen der Instandhaltung und Fischdurchgängigkeit sind nicht berücksichtigt.

### Kostenrahmen, Stand August 2020

#### 1. Vorbereitende Maßnahmen

Baustelleneinrichtung / ca. 20 % Baukosten	240.000,00 €
Räumen Anlandungen (nicht kontaminiert)	50.000,00 €
Räumen Sturzbett Bestand	50.000,00 €
Wasserhaltung Ober- und Unterwasser	1.000.000,00 €
	<b>1.340.000,00 €</b>

#### 2. Instandsetzungsmaßnahmen

Instandsetzung Deckwerk Wehr	400.000,00 €
Instandsetzung Wehrkörper - Auffüllung / Lockergesteinsinjektionen	400.000,00 €
Neubau Sturzbett/Tosbecken	100.000,00 €
Sanierung der Ufermauern	100.000,00 €
	<b>1.000.000,00 €</b>

#### 3. Baunebenkosten & Zuschläge

Nebenkosten / 25 % der Baukosten	360.000,00 €
Abschnittsweises Arbeiten / 20% der Baukosten	290.000,00 €
	<b>650.000,00 €</b>

---

<b>Herstellkosten, netto</b>	<b>2.990.000,00 €</b>
<b>zzgl. 19% MwSt.</b>	<b>568.100,00 €</b>
<b>Herstellkosten, brutto</b>	<b>3.558.000,00 €</b>

Die Baukosten belaufen sich entsprechend der Kostenannahme einschl. der vorbereitenden Maßnahmen auf ca. 2,99 Mio. €. Die Herstellkosten (brutto) betragen ca. 3,56 Mio. €.

---

<sup>1</sup> Die Kostenschätzung einer nach HOAI angefertigten Vorplanung ist mit einer Unsicherheit von +/- 30 % belegt und basiert im Vergleich zu Studien auf belastbareren Grundlagen.

Sachbearbeiter:

Dipl.-Ing. Th. Riemke (BCE)

Dipl.-Ing. Ludwig Wenzel (KB-BM)

Koblenz, im August 2020

Arbeitsgemeinschaft „Grüner Wehr“



i. V. Dipl.-Ing. Th. Riemke

Kayser+Böttges | Barthel+Maus  
Ingenieure und Architekten GmbH



i. A. Dipl.-Ing. L. Wenzel (KB-BM)

Björnsen Beratende Ingenieure GmbH  
ppa.



ppa. Dr.-Ing. R. Haselsteiner (BCE)

Kayser+Böttges | Barthel+Maus  
Ingenieure und Architekten GmbH



GF Dr.-Ing. H. Maus (KB-BM)