

MASTER´S THESIS

Stone Arch Bridges

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Natursteinbogenbrücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Eduardo Maldonado B.Sc.

Matr.Nr.: 1429996

Ottakringerstr. 162, 1160 Wien

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**

und als verantwortlicher mitwirkender Assistent

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Michael Höflinger**

Institut für Hochbau und Technologie

Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

Technische Universität Wien,

Karlsplatz 13 – 206/4, A-1040 Wien

EID (EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG)

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin oder einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Wien, Oktober 2017

.....

DANKSAGUNG

Mein besonderer Dank gilt *Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch* für die Möglichkeit, mich mit diesem interessanten Thema auseinandersetzen zu dürfen. Weiters gilt dieser Dank dem Mitbetreuer *Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Höflinger* für das stets offene Ohr, seine Anregungen, konstruktive Kritik und vor allem die Freiheit in der Gestaltung, die mir bei der Erstellung dieser Diplomarbeit gewährt wurde.

Ganz besonders danken möchte ich *Herrn Dipl.-Ing. Dr. Josef Guggenberger* für seine wertvollen Ratschläge im Laufe meines Masterstudiums und vor allem für seine Unterstützung und Hilfsbereitschaft bei dieser Arbeit.

Ein großer Dank gebührt meinen Eltern, *Edward* und *Tania*, die mir den Besuch einer Universität im Ausland ermöglichten und mir stets ein großer Rückhalt waren. Nie zweifelten sie daran, dass ich mein Studium erfolgreich abschließen würde.

Meiner Freundin *Isabel* gehört ein ganz großer Dank ausgesprochen, die mich stets sehr liebevoll unterstützte. Ihren Eltern möchte ich auch für ihre Unterstützung außerhalb des universitären Alltags danken.

*„Wenn ein Gewölbe sich dem Schlußstein anvertraut,
dann ist's mit Sicherheit für ew'ge Zeit erbaut.“*

– Johann Wolfgang von Goethe –

KURZFASSUNG

Gewölbte Konstruktionen waren in Europa bis ins 19. Jahrhundert weit verbreitet; dank seiner Druckfestigkeit eignete sich Naturstein hervorragend als Baustoff zur Errichtung dieser Bauwerke. Im Laufe der Geschichte wurde daher eine große Anzahl an Natursteinbogenbrücken gebaut, die heutzutage einen wichtigen Bestandteil des Straßen- und Schienenverkehrs ausmachen. Allerdings haben sich seit ihrer Entstehung die Normen und Nutzungsarten mehrfach geändert, wodurch höhere Lasten und neue Lastfälle berücksichtigt werden müssen. Durch immer schneller werdende Züge gewann außerdem die Untersuchung der Auswirkung auf das Tragwerk infolge dynamischer Einwirkung an Bedeutung. Umweltbedingte und langzeitige Einwirkungen rücken speziell im Falle von steinernen Brückentragwerken in den Vordergrund.

Aufgrund ihres hohen Alters sind historische Brücken durch Verfall stark gefährdet. Im Laufe ihrer Lebensdauer haben viele davon extremen Umwelteinwirkungen erfolgreich standgehalten, welche jedoch auch Spuren hinterlassen haben. Eine umfangreiche Bestandsaufnahme zur Ermittlung des Erhaltungszustandes ist daher stets erforderlich. Diese Diplomarbeit thematisiert die Auswirkungen verschiedener Lastfälle und Umwelteinflüsse auf die Tragfähigkeit von Natursteinbogenbrücken. Dabei werden verschiedene auch historische Modellierungsansätze zur Berechnung zugrunde gelegt. Ein weiterer Fokus liegt auf der Darstellung verschiedener Erhaltungskonzepte, von der Bauwerksprüfung und -untersuchung über die Instandsetzung bis hin zu deren Ertüchtigung. Anhand der Ergebnisse dieser Untersuchung können Maßnahmen ergriffen werden, um weiterhin eine uneingeschränkte Nutzung gewährleisten zu können.

Autor: Eduardo Maldonado, B.Sc.

Titel: Natursteinbogenbrücken

Schlagwörter: Gewölbe, Bogen, Naturstein, historische Brücke, Erhaltung

ABSTRACT

Arched constructions were among the most common type of bridges in Europe up until the 19th century. Due to its compressive strength, stone was perfectly suited as a construction material for these structures. Thus, multiple stone arch bridges were constructed throughout history, which nowadays constitute a considerable component of the road and rail transport network. However, the construction standards and the types of use have changed several times since their creation, so that higher loads and new load cases must be considered. Due to the increasing train speed, the impact on the structure as a result of dynamic actions also gained importance. Environmental and long-term actions are particularly important in the case of stone bridges.

Due to their old age, historical bridges are endangered by decay. Over the course of their lifespan many of them have withstood extreme environmental actions, which have left their mark on them. Therefore, an extensive structural state recording is always required to determine the bridges' state of preservation. This Master's Thesis focuses on the impact of different load cases and environmental actions on the load bearing capacity of stone arch bridges. Various, including historical, modeling approaches will be used as a basis for the calculation. A further scope describes different maintenance concepts, going from the inspection and examination of structures through their repair up to their rehabilitation. Based on the results of this study, measures can be taken to continue to ensure unrestricted use.

Author: Eduardo Maldonado, B.Sc.

Title: Stone Arch Bridges

Keywords: arch, stone bridge, historical bridge, maintenance

INHALTSVERZEICHNIS

EID (EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG)	III
DANKSAGUNG	V
KURZFASSUNG	IX
ABSTRACT	XI
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	XVII
TABELLENVERZEICHNIS	XXI
FORMEL- UND ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	XXIII
1 EINLEITUNG	25
1.1 PROBLEMSTELLUNG	26
1.2 ZIELSETZUNG	27
1.3 KAPITELGLIEDERUNG	28
1.4 ALLGEMEINES ZUR ZITIERUNG	28
2 GRUNDLAGEN ZU STEINBOGENBRÜCKEN	31
2.1 HISTORIE UND ENTWICKLUNG	31
2.1.1 5. Jh. v. Chr. bis 1. Jh. n. Chr.	31
2.1.2 2. Jh n. Chr. bis 19. Jh. n. Chr.	34
2.1.3 20. Jh. n. Chr. und 21. Jh. n. Chr.	48
2.2 DAS GEWÖLBE	51
2.3 BOGENARTEN	53
2.4 AKTUELLE SITUATION IM BRÜCKENBAU	55
3 MODELLBILDUNG VON BOGENBRÜCKEN	63
3.1 STATIK DER GEWÖLBE	63

3.2	BERECHNUNGSVERFAHREN	65
3.2.1	Empirische Methoden	66
3.2.2	Stabwerksbasierte Methoden	78
3.2.3	Kontinuumsmechanische Methoden	87
3.2.4	Methode der Diskreten Elemente	88
3.2.5	Vergleich	90
3.3	NICHTLINEARITÄT	91
4	GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG	93
4.1	BEMESSUNGSSITUATION	93
4.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	93
4.1.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	94
4.2	NACHWEISFÜHRUNG	96
4.3	EINWIRKUNGEN	97
4.3.1	Ständige Einwirkungen	97
4.3.2	Veränderliche Einwirkungen	98
4.3.3	Umweltbedingte Einwirkungen	107
4.3.4	Langzeitige Einwirkungen	109
4.3.5	Dynamische Einwirkungen	110
4.3.6	Setzungen	114
4.4	NUTZUNGSÄNDERUNGEN	114
4.5	BAUSTOFFE	115
5	GRUNDLAGEN DER ERHALTUNG	123
5.1	GESETZE	124
5.2	SICHERHEITSKONZEPT	128
5.3	BAUWERKSERHALTUNGSBEZOGENE BEGRIFFLICHKEITEN	129
5.4	SCHÄDEN AN BOGENBRÜCKEN	130
5.5	BAUWERKSPRÜFUNG	133
5.5.1	Laufende Überwachung	135
5.5.2	Kontrolle	135
5.5.3	Prüfung	136
5.5.4	Bewertung	137
5.6	BAUWERKSUNTERSUCHUNG	138
5.6.1	Zerstörende Prüfverfahren	140
5.6.2	Zerstörungsarme Prüfverfahren	140
5.6.3	Zerstörungsfreie Prüfverfahren	141
5.7	INSTANDHALTUNGSKONZEPT	143
5.8	INSTANDSETZUNGSKONZEPT	144
5.8.1	Baugrund	144
5.8.2	Mauerwerk	149
5.8.3	Verankerungen	151
5.8.4	Wartungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen	152

5.8.5	Abdichtungsmaßnahmen	156
5.8.6	Archtec-Verfahren	158
5.8.7	Vorspannung	159
5.9	DENKMALSCHUTZ	161
6	SCHLUSSFOLGERUNGEN	163
7	ZUSAMMENFASSUNG	167
	VERWENDETE EDV-PROGRAMME	171
	LITERATURVERZEICHNIS	173
	ANHANG A FACHAUSDRÜCKE	181
	ANHANG B BRÜCKENVERZEICHNIS	183
	ANHANG C MUSTER FÜR PRÜFUNGSBERICHT	187

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

ABB. 1: GRUNDLAGEN ZUR BERECHNUNG UND ERHALTUNG VON BAUWERKEN	26
ABB. 2: ANSICHTSSKIZZE UND QUERSCHNITT DES PONT DU GARD IN FRANKREICH, ÜBERWIEGEND NACH [LEGER; 1875]. NICHT MAßSTABSGETREU. MAßE IN [M]	33
ABB. 3: AUSDEHNUNG DES RÖMISCHEN REICHES BIS 117 N. CHR.	34
ABB. 4: BAODAI-(„JUWELENGÜRTEL“-)BRÜCKE BEI SUZHOU AUS WÖLFEL [1999A, S. 345]	37
ABB. 5: ZHAOZHOU-(ODER ANJI-)BRÜCKE BEI ZHAO XIAN AUS [BROWN; 2005, S. 27]	38
ABB. 6: HAUPTHANDELSSTÄDTE UND -WEGE MITTELEUROPAS IM 14. JH. N. CHR. IN ANLEHNUNG AN [O'BRIEN; 2007, S. 91]	39
ABB. 7: AMMANTIS AUS SECHS MITTELPUNKTEN KONSTRUIERTER KORBBOGEN AUS HEINRICH [1983, S. 117]	42
ABB. 8: ENTWURF VON DA PONTE FÜR DIE RIALTOBRÜCKE (FERTIGGESTELLT 1591) AUS [RONDELET; 1837 S. 44]	43
ABB. 9: PONT DE NEUILLY ÜBER DIE SEINE AUS [PERRONET; 1782, S. 2]	44
ABB. 10: ANSICHT DER GÖLTZSCHTALBRÜCKE AUS DEM JAHR 1929 AUS [FEHLHAUER; 2011, S. 21]	47
ABB. 11: DIE SALGINATOBELBRÜCKE IN DER SCHWEIZ AUS [KESSLER; 2011, S. 272]	50
ABB. 12: BEZEICHNUNG DER BESTANDTEILE EINER BOGENBRÜCKE, GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [KRAWTSCHUK; 2014]	52
ABB. 13: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES UNECHTEN UND EINES ECHTEN GEWÖLBES	54
ABB. 14: BOGENARTEN NACH PROSKE [2006]	54
ABB. 15: EINTEILUNG VON STEINBOGENBRÜCKEN NACH [BIEN UND KAMINSKI; 2004]	55
ABB. 16: BETREUTER BRÜCKENBESTAND DURCH DIE ASFINAG ZUM STICHTAG 5.7.2017 [ASFINAG; 2017]	56
ABB. 17: MAXIMALE ACHSLASTEN DER EISENBAHNBRÜCKEN IM BEREICH DER ÖBB AUS [SIMANDL; 2011, S. 32]	56
ABB. 18: BRÜCKENBESTAND EUROPÄISCHER EISENBAHNGESELLSCHAFTEN. DATEN AUS TABELLE 2	58
ABB. 19: LINKS: ZEITLICHER VERLAUF DER VERSCHIEDENEN ERRICHTETEN BRÜCKENTRAGWERKE DER ÖBB NACH [SIMANDL; 2011]. RECHTS: ZEITLICHER VERLAUF DER VERSCHIEDENEN ERRICHTETEN BRÜCKENTRAGWERKE DER DB AUS [WEBER; 1999, S. 14]	59
ABB. 20: ENTWICKLUNG IM BRÜCKENBAU	60
ABB. 21: BRÜCKENTYPEN AUS [PROSKE, ET AL.; 2006, S. 38]	61
ABB. 22: SPANNUNGSOPTISCHE UNTERSUCHUNG EINES MODELLBOGENS UND EINES MODELLGEWÖLBES UNTER EINZELLAST; ISOCHROMATEN A) DES MODELLBOGENS UND B) DES MODELLGEWÖLBES AUS [KURRER; 2016, S. 200]	64
ABB. 23: LASTABTRAGUNG GEWÖLBTER TRAGWERKE	64
ABB. 24: A) GEKRÜMMTER BALKEN; B) ZWEIFELENKBOGEN; C) DREIFELENKBOGEN; D) BOGENTRÄGER MIT ZUGBAND; E) EINGESPANNTER BOGEN; F) EINGESPANNTER EINGELENKBOGEN	65
ABB. 25: GEOMETRISCHE VERHÄLTNISSSE EINER HALBKREISFÖRMIGEN BOGENBRÜCKE NACH ALBERTI, ENTNOMMEN AUS [KURRER; 2016, S. 141]	66

ABB. 26: PFEILVERHÄLTNIS ÜBER DIE STÜTZWEITE FÜR BOGENBRÜCKEN AUS [PURTAK, ET AL.; 2007, S. 527]	78
ABB. 27: VERHÄLTNIS BOGENDICKE ZU STÜTZWEITE FÜR BOGENBRÜCKEN AUS [PURTAK, ET AL.; 2007, S. 527]	70
ABB. 28: GEWÖLBEGEOMETRIE - GRUNDLAGEN	78
ABB. 29: LINKS: DEFINITION DER LAGE DES KOORDINATENSYSTEMURSPRUNGS; MITTE: ANSTIEG DES BOGENS; RECHTS: ZUSAMMENHANG ZWISCHEN DEN INFINITESIMALEN LÄNGEN DS UND DX	78
ABB. 30: INFINITESIMALER BOGENAUSSCHNITT UNTER EINWIRKUNG EINER VERTIKALEN GLEICHLAST PRO HORIZONTALLÄNGE	79
ABB. 31: INFINITESIMALER BOGENAUSSCHNITT UNTER EINWIRKUNG EINER VERTIKALEN GLEICHLAST PRO BOGENLÄNGE	82
ABB. 32: SCHNITTGRÖßENERMITTLUNG, IN ANLEHNUNG AN [MELAN; 1948] UND [PICHLER; 2015]	84
ABB. 33: STABMODELLE ZUR BERÜCKSICHTIGUNG DER HINTERFÜLLUNG, ENTNOMMEN AUS [PROSKE, ET AL.; 2006, S. 106]	86
ABB. 34: GELENKBILDUNG IM MAUERWERK NACH [JAGFELD UND BARTHEL; 2004], ENTNOMMEN AUS [PROSKE, ET AL.; 2006, S. 109]	87
ABB. 35: MODELLIERUNGSARTEN FÜR MAUERWERK AUS GUNKLER, ET AL. [2011, S. 367]	88
ABB. 36: PRINZIP DES „ENTKOPPELTEN DISKONTINUUMSMODELLS“, AUS PURTAK, GEIBLER & LIEBERWIRTH [2007, S. 530]	89
ABB. 37: NUMMERIERUNG DER FAHRSTREIFEN GEMÄß ÖN EN 1991-2 4.2.4 [2012]	98
ABB. 38: LASTMODELL 1 GEMÄß ÖN EN 1991-2 4.3.2 [2012]; GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [PURTAK, ET AL.; 2007]	100
ABB. 39: LASTMODELL 2 GEMÄß ÖN EN 1991-2 4.3.3 [2012]; GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [PURTAK, ET AL.; 2007]	101
ABB. 40: LASTMODELL 3 GEMÄß ÖN EN 1991-2 4.3.4 (MAßSTABSFREI) [2012]; GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [PURTAK, ET AL.; 2007]	102
ABB. 41: LASTMODELL 71 GEMÄß ÖN EN 1991-2 6.3.2 [ÖN EN 1991-2; 2012]; GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [PURTAK, ET AL.; 2007]	104
ABB. 42: LASTMODELL SW/0 GEMÄß ÖN EN 1991-2 6.3.3 [ÖN EN 1991-2; 2012]; GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [PURTAK, ET AL.; 2007]	105
ABB. 43: LASTMODELL SW/2 GEMÄß ÖN EN 1991-2 6.3.3 [ÖN EN 1991-2; 2012]; GRAFIK IN ANLEHNUNG AN [PURTAK, ET AL.; 2007]	105
ABB. 44: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER FROSTWIRKUNG AUS [STAHR; 2016, S. 42]	108
ABB. 45: KRAFTEINLEITUNG AUF DAS MAUERWERK VON BRÜCKENPFEILERN UND -RÜSTUNGEN AUS NATURSTEIN (SILOWIRKUNG) AUS [NODOUSHANI; 1997, S. 30]	110
ABB. 46: FLUSSDIAGRAMM ZUR ENTSCHEIDUNG, OB EINE DYNAMISCHE BERECHNUNG ERFORDERLICH IST, AUS ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012, S. 73]	111
ABB. 47: STUFEN DER TRAGFÄHIGKEITSBEWERTUNG NACH ONR 24008 [2014, S. 14]	125
ABB. 48: ABLAUFDIAGRAMM FÜR BRÜCKENVERWALTUNG NACH [CBI CONCRETE INSTITUTE; 2004]	127
ABB. 49: ÜBERSICHT DER EUROCODE-REGELWERKE	128
ABB. 50: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER HÄUFIGSTEN SCHÄDEN AN STEINERNEN BOGENBRÜCKEN NACH [ANGELES YÁÑEZ UND ALONSO; 1996] AUS [PROSKE, ET AL.; 2006, S. 164]	133
ABB. 51: BOHRKERNE AUS PROSKE [2006, S. 158]	140
ABB. 52: INSTANDHALTUNGSARTEN AUS ÖN EN 13306 [ÖN EN 13306; 2016, S. 48]	143
ABB. 53: HOCHDRUCKDÜSE AUS [BUJA; 1998]	144
ABB. 54: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER ARBEITSSCHRITTE BEI DER HERSTELLUNG VON DÜSENSTRAHLSÄULEN UND DÜSENSTRAHLLAMELLEN IN ANLEHNUNG AN [NODOUSHANI; 1997]	145
ABB. 55: TYPISCHE EINZELTEILE EINES KLEINBOHRPFAHLS NACH ÖN EN 14199 [ÖN EN 14199; 2016]	147
ABB. 56: MIKROPFAHLAUSFÜHRUNGEN IN ANLEHNUNG AN ÖN EN 14199 [2016]	149

ABB. 57: ABLAUF DES TROCKENSPRITZVERFAHRENS NACH [BARTUSCHKA; 1995], ENTNOMMEN AUS [PROSKE, ET AL.; 2006, S. 183]	151
ABB. 58: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINER INSTANDSETZUNGSMAßNAHME MITTELS VERANKERUNG AM BRÜCKENOBEBAU	152
ABB. 59: STÜTZLINIE EINES DREIGELENKBOGENS IN ANLEHNUNG AN [HEYMAN; 1995] A) DREIGELENKBOGEN UNTER EINWIRKUNG DES EIGENGEWICHTS UND EINER VERTIKALEN EINZELLAST P; B) SICH EINSTELLENDEN STÜTZLINIE UND RISSBILDUNG INFOLGE DER TANGENTIALEN ANNÄHERUNG DER STÜTZLINIE AN DIE QUERSCHNITTSRÄNDER; C) AUSBILDUNG PLASTISCHER GELENKE BEI WEITERER LASTSTEIGERUNG. EINE DYNAMISCHE KETTE STELLT SICH NACH DER AUSBILDUNG DES VIERTEN GELENKES EIN.	153
ABB. 60: ENTLASTUNG DES GEWÖLBEMAUERWERKS DURCH NACHTRÄGLICH EINGEBAUTE STAHLBETONDECKE IN ANLEHNUNG AN NODOUSHANI [1997]	155
ABB. 61: ABDICHTUNG MITTELS GELINJEKTION IN ANLEHNUNG AN [NODOUSHANI; 1997]	157
ABB. 62: ABDICHTUNG MITTELS GELINJEKTION VON DER STIRNSEITE DES GEWÖLBES IN ANLEHNUNG AN NODOUSHANI [1997]	157
ABB. 63: ABDICHTUNG VON GEWÖLBEAUFPLATZGEWÄNDEN DURCH VERPRESSBOHRUNGEN IN ANLEHNUNG AN NODOUSHANI [1997]	158
ABB. 64: LAGE DER BEWEHRUNGSSTÄBE IN EINER BOGENBRÜCKE IN ANLEHNUNG AN [BROOKES UND MULLETT; 2004]	159
ABB. 65: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINER ERTÜCHTIGUNGSMAßNAHME MITTELS VORSPANNUNG IN ANLEHNUNG AN JURINA [2016]. OBEN: VORSPANNGLIED AN DER GEWÖLBELAIBUNG BEFESTIGT. UNTEN: VORSPANNGLIED AM GEWÖLBERÜCKEN BEFESTIGT.	160
ABB. 66: GRUNDLAGEN ZUR BERECHNUNG UND ERHALTUNG VON BAUWERKEN	168

TABELLENVERZEICHNIS

TABELLE 1: VERANSCHAULICHUNG DER ENTWICKLUNG IM BRÜCKENBAU ANHAND DER TRISANNABRÜCKE IN ÖSTERREICH	49
TABELLE 2: ANZAHL DER STEINBOGENBRÜCKEN IN VERSCHIEDENEN EISENBAHNGESELLSCHAFTEN AUS WEBER [1999]	57
TABELLE 3: GRENZEN DER VERSAGENSMECHANISMEN VON KREISFÖRMIGEN BÖGEN AUS [CORRADI UND FILEMINO; 2004, S. 3]	67
TABELLE 4: KONSTRUKTIONSREGELN FÜR KORBBÖGEN NACH CORRADI [1998] – ANZAHL DER KREISSEGMENTE IN ABHÄNGIGKEIT VON DER SPANNWEITE UND DEM PFEILVERHÄLTNIS	69
TABELLE 5: EMPIRISCHE REGELN FÜR DIE ERMITTLUNG DER BOGENDICKE AM SCHEITEL	71
TABELLE 6: GEOMETRISCHE REGELN FÜR DIE ERMITTLUNG DER DICKE DES SCHLUSSTEINS (FORTGESETZT)	72
TABELLE 7: EMPIRISCHE REGELN FÜR DIE ERMITTLUNG DER FUNDAMENTDICKE (FORTGESETZT)	75
TABELLE 8: EMPIRISCHE REGELN FÜR DIE ERMITTLUNG DER PFEILERDICKE	77
TABELLE 9: VOR- UND NACHTEILE UNTERSCHIEDLICHER BERECHNUNGSVERFAHREN VON BOGENBRÜCKEN, ÜBERWIEGEND NACH PURTAK, GEIBLER & LIEBERWIRTH [2007] (FORTGESETZT)	90
TABELLE 10: TEILSICHERHEITSBEIWERTE FÜR EINWIRKUNGEN	95
TABELLE 11: TEILSICHERHEITSBEIWERTE FÜR DAS MATERIAL	96
TABELLE 12: KOMBINATIONSBEIWERTE	96
TABELLE 13: ANZAHL UND BREITE DER RECHNERISCHEN FAHRSTREIFEN AUS ÖN EN 1991-2 [2012]	99
TABELLE 14: CHARAKTERISTISCHE WERTE FÜR DAS LASTMODELL 1 AUS ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012]	100
TABELLE 15: EINFLÜSSE AUF DIE MAUERWERKSFESTIGKEIT NACH [WENZEL; 1997], ENTNOMMEN AUS [PROSKE, ET AL.; 2006, S. 131]	116
TABELLE 16: NATURSTEIN UND ZIEGEL AUS ONR 24008 [ONR 24008; 2014, S. 61-62] (FORTGESETZT)	118
TABELLE 17: MÖRTELKLASSEN NACH DIN EN 998-2 [DIN EN 998-2; 2017]	120
TABELLE 18: EIGENSCHAFTEN VON MÖRTELN AUS [KOLBITSCH; 1989, S. 54]	120
TABELLE 19: ANFANGSSCHERFESTIGKEIT (HAFTSCHERFESTIGKEIT) VON MAUERWERK AUS ÖN EN 1996-1-1	121
TABELLE 20: BEGRIFFE DER BAUWERKSERHALTUNG	129
TABELLE 21: HÄUFIG VORKOMMENDE SCHÄDEN GEWÖLBTER TRAGWERKE NACH BIEN UND KAMINSKI [2004]	131
TABELLE 22: PRÜFUNG VON BRÜCKENTRAGWERKEN IN ÖSTERREICH NACH RVS 13.03.11 [RVS 13.03.11; 2011]	134
TABELLE 23: BAUWERKSBEWERTUNG GEMÄß RVS 13.03.11 [2011]	138
TABELLE 24: UNTERSUCHUNGSMETHODEN IN ANLEHNUNG AN [2004]	139
TABELLE 25: DENKMALPFLEGERISCHE KONZEPTE NACH [MAIER; 2012A]	161
TABELLE 26: EDV-PROGRAMME	171
TABELLE B - 1: LISTE AUSGEWÄHLTER NATURSTEINBOGENBRÜCKEN (FORTGESETZT)	183

FORMEL- UND ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

ABKÜRZUNGEN

Abb.	Abbildung
bzgl.	bezüglich
bzw.	beziehungsweise
ca.	circa
DGL	Differentialgleichung
dt.	deutsch
d.h.	das heißt
EN	Europäische Norm
engl.	englisch
et al.	et alri. Dt.: „und andere“
frz.	französisch
ggf.	gegebenenfalls
Gl.	Gleichung
Hrsg.	Herausgeber
i.d.R.	in der Regel
ital.	italienisch
Jh.	Jahrhundert
Jt.	Jahrtausend
LF	Lastfall
n. Chr.	nach Christus
ÖN	ÖNORM
s.	siehe
S.	Seite(n)
s. u.	siehe unten
usw.	und so weiter
v. Chr.	vor Christus
vgl.	vergleiche
z.B.	zum Beispiel

GRIECHISCHE KLEINBUCHSTABEN

α	Neigung der Tangente an einer beliebigen Bogenstelle
α	kapitelbezogene Konstante
β	kapitelbezogene Konstante
γ	Teilsicherheitsbeiwert
μ	Reibungskoeffizient
ξ	Ordinate
φ	Öffnungswinkel des Bogens
σ	Normalspannung

GRIECHISCHE GROBBUCHSTABEN

Σ	Summe
ϕ	dynamischer Beiwert
Δ	Differenz
Ψ	Kombinationsbeiwert

INDIZES

d	Bemessungswert
g,G	ständig
k	charakteristischer Wert
M	Mauerwerk
m	Mörtel
q,Q	Verkehrslast

LATEINISCHE GROBBUCHSTABEN

E	Einwirkung
E	Pfeilerdicke
F	Kraft
G	Schubmodul
G	ständige Einwirkung
H	Horizontalkomponente der Normalkraft
I	Flächenmoment 2. Grades
M	Biegemoment
N	Normalkraftkraft
Q	Veränderliche Einwirkung
R	Tragfähigkeit
R	Vertikalkomponente der Normalkraft
R	Radius Gewölberücken
S	Dicke des Widerlagers
V	Querkraft

LATEINISCHE KLEINBUCHSTABEN

<i>d</i>	Bogendicke
<i>e</i>	Exzentrizität
<i>e</i>	Schlusssteindicke
<i>f</i>	Festigkeit eines Materials
<i>f</i>	Bogenstich
<i>g</i>	verteilte ständige Last
<i>h</i>	Querschnittshöhe
<i>h</i>	Bauwerkshöhe
<i>l</i>	Spannweite
<i>q</i>	verteilte veränderliche Last
<i>r</i>	Radius Gewölbelaubung
<i>s</i>	Pfeilverhältnis
<i>w</i>	Fahrbahnbreite

GRIECHISCHE BUCHSTABEN MIT INDIZES

γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Last
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Last
σ_d	Bemessungsnormalspannung

LATEINISCHE KLEINBUCHSTABEN MIT INDIZES

f_b	normierte Druckfestigkeit des Steins
f_k	charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit
f_d	Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit
f_m	mittlere Mörteldruckfestigkeit
f_{vd}	Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk
f_{vk}	charakteristischer Wert der Schubfestigkeit von Mauerwerk
f_{vk0}	Anfangsscherfestigkeit von Mauerwerk

LATEINISCHE GROBBUCHSTABEN MIT INDIZES

A_d	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung
C_d	Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums
E_d	Bemessungswert der Beanspruchung
G_k	charakteristischer Wert einer ständigen Last
Q_k	charakteristischer Wert einer Verkehrslast
M_{Ed}	einwirkendes Bemessungsmoment
M_{Eds}	einwirkendes, auf die Zugbewehrung "versetztes" Bemessungsmoment
N_{Ed}	einwirkende Bemessungslängskraft
R_d	Bemessungswert des Tragwiderstands
V_{Ed}	einwirkende Bemessungsquerkraft
V_{Rd}	aufnehmbare Querkraft

1 EINLEITUNG

Brücken sind ein Symbol für Begegnung und Verbundenheit. Sie sind ein wesentliches Verbindungsglied von Städten, wie die *Salzachbrücke* zwischen der bayerischen Stadt Laufen und der österreichischen Stadt Oberndorf, von Ländern, wie die *Dreiländerbrücke* an der deutsch-französischen Staatsgrenze, von Kontinenten, wie die drei Brücken über den Bosphorus in Istanbul, oder sogar von Kulturen, wie die *Brücke Stari Most* in Mostar.

Gewölbte Tragwerke begleiten seit Jahrhunderten die Geschichte der Menschheit und erweisen sich hinsichtlich ihrer Standsicherheit als treue Wegbegleiter. Historische Bauten bereichern einerseits die Kultur und andererseits das Gesamtbild einer Stadt bzw. eines Landes, weshalb die Kenntnis über die Sicherheit, die Erhaltung und die Ertüchtigung dieser Konstruktionen von wesentlicher Bedeutung sowohl für den Staat, als auch im Berufsleben eines Bauingenieurs sind und einen wesentlichen Aufgabenbereich von Ingenieurbüros ausmachen.

Die Einwirkungen auf diese Bauwerke bis hin zum altersbedingten Zerfall erfordern nicht nur ausreichende Kenntnisse und einen großen Sachverstand im Fachgebiet der Wartung, Ertüchtigung, Instandhaltung und -setzung gewölbter Tragwerke, sondern vor allem die Fähigkeit, sich in die Lage der Baumeister und Ingenieure vergangener Generationen zu versetzen. Der Erfolg des Instandsetzungskonzeptes und durchzuführender Instandsetzungsmaßnahmen ist vom ausreichenden Verständnis über die jeweiligen Bauwerke stark abhängig.

In Österreich machen Bogenbrücken ungefähr ein Viertel des Brückenbestandes der ÖBB (vgl. Abschnitt 2.4, Abb. 18) aus. Angesichts der Tatsache, dass meistens keine Unterlagen über die Berechnungsannahmen, Bodenverhältnisse, oder auch verwendeten Materialien vorliegen, kann die Nachrechnung solcher Tragwerke oft Schwierigkeiten mit sich bringen. In solchen Fällen ist eine umfangreiche Bestandsaufnahme (s. dazu Kapitel 5) unumgänglich. Beim gegenwärtigen Zeitdruck betreffend Dokumentation, Beurteilung und Sanierung müssen Entscheidungen bezüglich der statischen Untersuchung rasch getroffen werden, um dem Auftraggeber eine möglichst wirtschaftliche Lösung anbieten zu können.

Für die Berechnung stehen diverse Modellbildungen und Berechnungsmethoden zur Verfügung, die in ihrer Genauigkeit und ihrem Arbeitsaufwand variieren. In manchen Fällen ist eine Berechnung nach dem Stützlinienverfahren sinnvoll, welches übersichtliche und schnelle Ergebnisse liefert. In komplexeren Fällen ist es jedoch notwendig auf EDV-gestützte Methoden zurückzugreifen. Eine Übersicht über die Grundlagen zur Berechnung und Erhaltung von Bauwerken ist in der folgenden Abbildung gegeben.

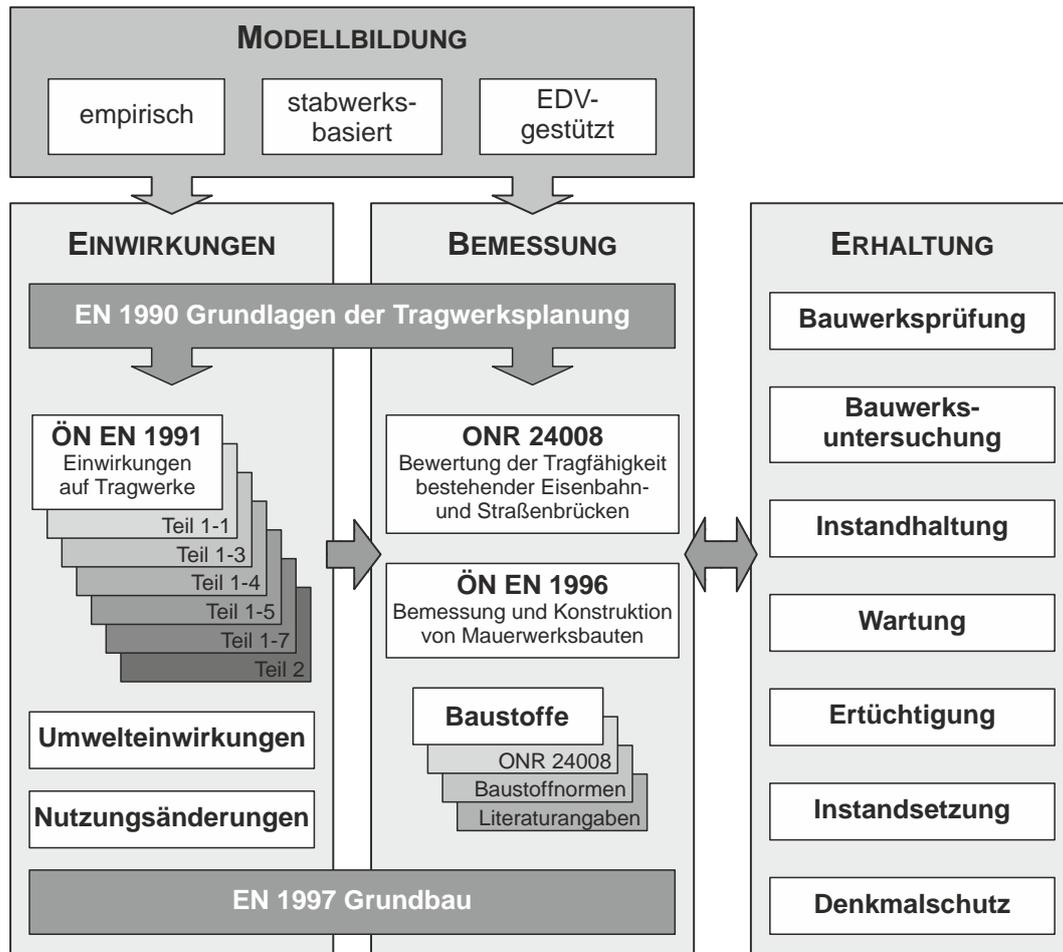


Abb. 1: Grundlagen zur Berechnung und Erhaltung von Bauwerken

1.1 PROBLEMSTELLUNG

Der Tätigkeitsbereich im Bauingenieurwesen umfasst neben der Planung und Herstellung von Bauwerken zum Großteil die Erhaltung und Ertüchtigung derselben. Eigentümer und Betreiber von Infrastruktureinrichtungen legen großen Wert auf wirtschaftliche und ressourcenschonende Bauwerkserhaltungsmethoden, um eine kostspielige Neuerrichtung zufolge eines irreversiblen Sicherheitsverlustes zu vermeiden. Denkmalgeschützte Bauwerke stehen dabei im Mittelpunkt der sachgemäßen Erhaltung, da sie einen hohen kulturellen Wert besitzen und ein Abtrag nicht in Frage kommen darf.

Die Durchführung von Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen ist nicht immer leicht realisierbar. Natursteinbogenbrücken werden seit Jahrhunderten errichtet; viele davon befinden sich gegenwärtig noch immer in Betrieb. Die vorhandene Substanz bei den europäischen Eisenbahngesellschaften weist ein Lebensalter von über 150 Jahren auf (s. Abschnitt 2.4). Im Laufe ihrer Lebensdauer wurden diese Bauwerke einer Mehrzahl an Einwirkungen verschiedener Arten ausgesetzt, die Veränderungen und Bauschäden zur Folge haben. Die Kenntnis über auftretende Einwirkungen und entstehende Schäden am Bauwerk ist wesentlich für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen.

Forschungsprojekte zur Ermittlung der Tragfähigkeit, Erhaltungsanforderungen, der noch vorhandenen Lebensdauer, ihrer Stabilität und geeigneter Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen werden immer wieder durchgeführt. Doch diese Analysen erweisen sich nur dann als wirkungsvoll, wenn geeignete Bestandserhebungen und Zustandserfassungen am Bauwerk regelmäßig durchgeführt werden, die demnach für die Erhaltung des planmäßigen Soll-Zustandes sorgen.

Die anisotropen und inhomogenen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe stellen Schwierigkeiten bei der Nachberechnung von Natursteinbogenbrücken dar. Der Zustand des Mörtels zwischen den Fugen weist im Regelfall eine alters- oder verwitterungsbedingte Unregelmäßigkeit auf, weshalb eine genauere Untersuchung in-situ oder im Labor durchgeführt werden muss. Die Interaktion zwischen Naturstein und Mörtel muss im Rechenmodell berücksichtigt werden.

1.2 ZIELSETZUNG

Der Erfolg einer sachgemäßen Bauwerkserhaltung ist von der Kenntnis vierer wesentlicher Faktoren abhängig:

- Schadensursachen – Einwirkungen auf das Tragwerk und Materialzerfall,
- auftretende Schäden,
- Erhaltungsanforderungen – Prüfung und Untersuchung,
- Berechnungsannahmen und -verfahren.

Im Rahmen dieser Ausarbeitung wird auf alle vier Einflussfaktoren näher eingegangen. Als Ziel wird die ausführliche Grundlagenerfassung einer sachgemäßen Bauwerkserhaltung gesetzt, die eine Lebenszeitverlängerung historischer Bauwerke ermöglichen soll.

1.3 KAPITELGLIEDERUNG

Die vorliegende Diplomarbeit ist in insgesamt fünf Kapitel gegliedert. Das erste Kapitel beinhaltet die Einführung zum Hauptteil der Ausarbeitung. Die Darlegung der Problemstellung und der Zielsetzung sind ebenfalls in diesem Kapitel enthalten. Schließlich werden Angaben zur Zitierung gemacht; die gewählte Form der Zitierung wird genauer erläutert.

Das zweite Kapitel widmet sich den Grundlagen und der Entwicklung des Brückenbaus mit dem Schwerpunkt Natursteinbogenbrücken. Es wird ein wesentlicher Überblick anhand gebauter Beispiele geschaffen, die im Laufe der Geschichte dokumentiert wurden. Weiterhin erfolgen eine Beschreibung der tragenden Struktur gewölbter Konstruktionen und eine Analyse ihrer Vor- und Nachteile. Schließlich werden Angaben zum europäischen Bogenbrückenbestand gemacht, um darauf aufbauend die Wichtigkeit der Bauwerkserhaltung zu verdeutlichen.

Im darauffolgenden Kapitel werden die Modellbildungsverfahren gewölbter Tragwerke erläutert. Der Fokus liegt dabei auf den historischen Berechnungsverfahren. Moderne EDV-gestützte Berechnungsverfahren werden erwähnt, um die verschiedenen zur Verfügung stehenden Möglichkeiten für eine Nachrechnung darzustellen.

Im vierten Kapitel werden die Grundsätze der Bemessung nach den aktuell gültigen Normen erläutert. Insgesamt werden sowohl die üblichen Einwirkungen auf Brücken, als auch die speziell für Steinbogenbrücken relevanten Einwirkungen behandelt.

Abschließend werden im letzten Kapitel die Grundlagen für die Bauwerkserhaltung dargestellt. Neben den gesetzlichen Regelungen zur Prüfung und der dafür notwendigen Tragwerksuntersuchung werden die Maßnahmen zur sachgemäßen Instandhaltung und -setzung von Natursteinbogenbrücken behandelt. Die wichtigsten Punkte der Arbeit werden zum Schluss knapp zusammengefasst.

1.4 ALLGEMEINES ZUR ZITIERUNG

Für die Zitierung werden zwischen eckigen Klammern gesetzte Kurzverweise im Fließtext verwendet und ausführliche Literaturverweise im Literaturverzeichnis angegeben. Die Kurzverweise enthalten Informationen über den Autor und das Erscheinungsjahr der Publikation, wodurch ein angenehmer Lesefluss gewährleistet und dem Leser ein besserer Überblick über die verwendete Literatur verschafft wird. Bei Beteiligung mehrerer Autoren am zitierten Werk wird der Name des ersten Autors erwähnt, gefolgt von der Abkürzung „et al.“. Zur Vermeidung von Wiederholungen eines Kurzverweises wird innerhalb eines Kapitels (abgesehen von Abbildungs- und Tabellenbeschriftungen) nach dem ersten Eintrag lediglich das Erscheinungsjahr der Publikation im Verweis angegeben.

Die gewählte Form wird durch das folgende Beispiel verdeutlicht:

Die Erde ist kugelförmig mit abgeflachten Polen. Die durch ihre Pole verlaufende Rotationsachse ist um etwa 23° gegen die senkrecht verlaufende Erdumlaufbahn geneigt [MusterautorIn; JJJJ]. Ein vollständiger Rotationsvorgang um die eigene Achse dauert knapp 24 Stunden. Für einen vollständigen Erdumlauf wird ein Jahr, um genauer zu sein 365 Tage und etwas über sechs Stunden benötigt. Mehr als zwei Drittel der Erdoberfläche bestehen aus Wasser und werden in drei Ozeane (einschließlich der Nebenmeere) gegliedert. Die restliche Landfläche wird in sieben Kontinente unterteilt. [JJJJ]

Wird die Grundaussage eines Satzes aus einer Quelle entnommen und ist diese in der vorliegenden Ausarbeitung mit einer anderen Wortwahl oder in einer umformulierten Weise verwendet worden, so erfolgt der Kurzverweiseintrag im selben Satz und zwar vor dem Satzzeichen. Stammt der Leitgedanke eines dieser Ausarbeitung zugehörigen Absatzes aus verschiedenen Ideen aus einer oder mehreren Quellen, werden die entsprechenden Kurzverweise am Ende des Absatzes nach dem Satzzeichen angegeben.

Im Falle eines wortwörtlichen Zitates wird der Text durch Anführungszeichen sichtbar gemacht und durch eine Kursivschrift gekennzeichnet. Im Kurzverweis wird zusätzlich die Seite des Werkes, in der das Zitat zu finden ist, angegeben. Sofern Worte oder Passagen des Originalzitats ausgelassen werden, wird dies durch in eckigen Klammern enthaltene Auslassungspunkte gekennzeichnet.

Der Quellennachweis ist unmittelbar unter der jeweiligen Abbildung in der Abbildungsbeschriftung zu finden. Werden Abbildungen aus der Literatur unverändert übernommen, erfolgt der Quellennachweis in folgender Form: *aus [Musterfrau; JJJJ, S. XY]*. Aus der Literatur entnommene Abbildungen, die durch den Autor verändert, angepasst oder wesentlich bearbeitet wurden, werden wie folgt gekennzeichnet: *nach/in Anlehnung an [Mustermann; JJJJ]*. Alle Abbildungen, denen kein Quellennachweis folgt, wurden vom Autor selbst erstellt oder sind Teil seiner eigenen Bildsammlung.

Ist ein wortwörtliches Zitat oder eine Abbildung in einer dritten Quelle enthalten und aus dieser auch entnommen worden, so wird zunächst jene des Autors angegeben, von dem die Aussage oder die Abbildung stammt, gefolgt von der Literaturquelle und Seitenangabe, aus welchen die Daten hervorgehen. Das Prinzip ist im Folgenden exemplarisch dargestellt:

Abb. N: *Darstellung der Erdumlaufbahn aus/nach/in Anlehnung an [Musterautorin; JJJJ], entnommen aus [Musterautor; JJJJ, S. YZ].*

2 GRUNDLAGEN ZU STEINBOGENBRÜCKEN

2.1 HISTORIE UND ENTWICKLUNG

Die Überwindung von Hindernissen, sowohl natürlicher, wie z.B. Täler, tiefe Schluchten oder Flüsse, als auch künstlicher Art, wie beispielsweise Straßen, ist eine Herausforderung, der sich der Mensch bereits zumindest seit ca. 2500 Jahren immer wieder stellen musste. Die Geschichte des Brückenbaus (engl. *bridge construction*) findet ihren Ursprung mit dem ersten, über einen Bach gelegten Baumstamm, der, bezogen auf seine Tragwirkung, in der heutigen Baustatik als Balken oder Träger (engl. *beam*) betrachtet wird. Jahrtausend alte Bauwerke, wie Stonehenge, der Parthenon oder auch die Tarr Steps, deren Entstehung nach wie vor ein Rätsel unter Historikern aufwirft, deuten darauf hin, dass den Baumeistern der damaligen Zeit die Eigenschaften dieser Bauweise gut vertraut gewesen sein dürfte, deren Ausführungsgrenze von der zu überquerenden Spannweite und der Baustoffdruckfestigkeit (engl. *compressive strength*) bzw. -zugfestigkeit (engl. *tensile strength*) bestimmt wird.

Die folgenden Kapitel widmen sich einem historischen Exkurs von den ersten rustikalen Versuchen im Brückenbau in den ersten Jahrhunderten vor Christus, bis hin zu den modernen Tragwerken des 21. Jahrhunderts. Die Kenntnis dieser erscheint indispensable, um den Scharfsinn unserer Vorgänger zu erläutern und die Entwicklung des Fachgebietes nachzuvollziehen. Eine Übersicht der im Folgenden behandelten Brücken, einschließlich Errichtungsort und -jahr, ist im Anhang auf Tabelle B - 1 zu finden.

2.1.1 5. Jh. v. Chr. bis 1. Jh. n. Chr.

Der Wunsch große Spannweiten zu überwinden, um sogar Kontinente miteinander zu verbinden, reicht in die Zeit der Perserkriege in der Ägäis zurück. So berichtet HERODOTUS, der Vater der griechischen Geschichtsschreibung, in seinem Werk „Historien“ [HERODOTUS; 1971], in der übersetzten Fassung von HORNEFFER, über Schiffsbrücken, die der persische KÖNIG XERXES I. im Jahre 480 v. Chr. errichten ließ, um die Spartaner und Athener zu bekriegen. Ähnlich wie bei anderen Brücken jener Zeit erfuhren die Schiffsbrücken jedoch dasselbe Schicksal und wurden kurz nach ihrer Fertigstellung durch einen gewaltigen Sturm

zerstört. Diese und ähnliche Geschehnisse verdeutlichten die Wichtigkeit einer guten Brückenlagerung, um das jeweilige Bauwerk vor – zur damaligen Zeit vermutlich noch – unerwarteten Ereignissen (z.B. einer seitlichen Einwirkung infolge starker Strömungen) zu schützen und folglich auch zu verstärken.

In einer Machtdemonstration ließ GAIUS JULIUS CÄSAR im Rahmen seiner Feldzüge zur Eroberung Galliens (heute: Belgien, Frankreich und Nordwest-Italien) im Jahre 55 v. Chr. innerhalb von zehn Tagen eine Brücke über den Rhein errichten, um nahe dem heutigen Koblenz, die Sueben zu bekämpfen. Die Konstruktion sah schräg zu einander angeordnete Rammfahlpaae (engl. *driven pile*) zur Übertragung der Vertikallasten aus der darauf liegenden Fahrbahn (engl. *bridge deck*) in die Flusssohle vor und zusätzliche Rammfahlpaae weiter flussaufwärts, um die Brückenpfeiler (engl. *pier*) vor einer starken Flusströmung, aber auch vor feindlichen Schiffen, zu schützen. Nach seiner Rückkehr aus Germania ließ Cäsar die Brücke schließlich abreißen. Ein Bauwerk (engl. *structure work*) dieser Art hat den Vorteil der kurzen Errichtungs- und Abbruchdauer, ist jedoch kein für längere Zeit ausgelegtes Bauwerk.

Der über seine Grenzen hinauswachsende Handelsverkehr in den ersten Jahrhunderten v. Chr. veranlasste zudem Handwerker und Landwirte ihre Ortschaften zu verlassen, um Verbrauchern ihre Dienste oder Produkte außerhalb ihrer Dorfgemeinschaften anzubieten. Die Entfaltung des Fernhandels erforderte neue (feste) Verkehrswege, die sich im Laufe der Zeit ständig weiterentwickelten. Gewässer, die diese Wege kreuzten, stellten jedoch Hindernisse dar, die nicht immer leicht, oder gar unmöglich zu überwinden waren. Die bis dahin erbauten Balkenbrücken waren in ihrer Spannweite begrenzt und daher bei breiteren Flüssen oder tieferliegendem Gelände ungeeignet. Dieser Umstand könnte den Menschen dazu bewegt haben, sich mit Lösungsansätzen zur Bewältigung dieser natürlichen Barrieren zu beschäftigen. [ERLER, et al.; 1988]

Es ist ungewiss, wer für die Errichtung des ersten gewölbten Tragwerkes (engl. *structure*) verantwortlich ist, dennoch kann es den Etruskern noch am ehesten zugeordnet werden. Sie gelten als die Erfinder des Keilsteingewölbes, wodurch Konstruktionen ohne Bindemittel zwischen den Steinfugen möglich waren. Die von den im nördlichen Mittelitalien (heute: Toskana, Umbrien und Latium) lebenden Etruskern erbauten Gewölbebrücken waren kleine, breite Bauwerke mit geringen Spannweiten [JURECKA; 1986]. Nach der endgültigen Eroberung des etruskischen Volkes durch die Römer nutzten diese die bereits vorhandenen Kenntnisse ihrer Vorfahren und entwickelten die Gewölbekonstruktionen weiter, welche die Errichtung größerer, breiterer und längerer Tragwerke (bis zu 36 m) ermöglichten [PROSKE, et al.; 2006]. Die Geschicklichkeit der römischen Baumeister bei der Errichtung gewölbter Brückenkonstruktionen spiegelt sich im Verbindungsglied zwischen dem linken Flussufer

des Tibers und der Tiberinsel wider – dem *Ponte Fabricio*, der als die älteste, vollständig erhaltene Brücke Roms gilt [KOCI MONTANARI; 2006]. Zusätzlich profitierten die Römer durch den Einsatz von Mörtel (engl. *mortar*) als Bindemittel zwischen Steinen, wie es im wunderschönen unterirdischen Neapel (ital. *Napoli Sotterranea*) zu sehen ist. Dieser übernahm schon damals, sowie auch heute noch, die Rolle einer ausgleichenden Schicht und erwies sich außerdem als festigkeits- und stabilitätserhöhend [MAIER; 2012c] und trug somit zu den infrastrukturellen Errungenschaften des Römischen Reiches entscheidend bei. Dadurch ermöglichten sie ihrem Volk einen leichteren Handelsaustausch auch zwischen jenen Städten, welche durch Wasserwege getrennt waren. Dem Erfindungsreichtum dieser zielstrebigen Kultur schienen keine Grenzen gesetzt zu sein und schon bald entwickelten sie ein ingenieures Wasserversorgungssystem (engl. *water supply system*): das Aquädukt. Kurz gesagt, handelt es sich bei diesem Bauwerk um eine wasserführende Brücke. Zur Überbrückung tiefer Schluchten setzten die kühnen Baumeister der Antike mehrere Reihen von Gewölbebrücken übereinander – wie beispielsweise bei dem *Pont du Gard* in Vers-Pont-du-Gard, Frankreich –, was die sehr gute Tragfähigkeit dieser Konstruktion widerspiegelt. Diese Bauweise (engl. *type of construction*) wird in Abb. 2 veranschaulicht, welche der Ausgangspunkt für weitere, heute noch sehr bekannte und für diese Kultur charakteristische Konstruktionen war, sowohl im Brücken- als auch im Hochbau (engl. *building construction*) – wie z.B. das wohl berühmteste Amphitheater der Welt: das Kolosseum. Abb. 3 bietet eine Übersicht über die Expansion des Römischen Reiches bis zu dem Zeitpunkt seiner größten Ausdehnung und die Standorte der bedeutendsten Bauten.

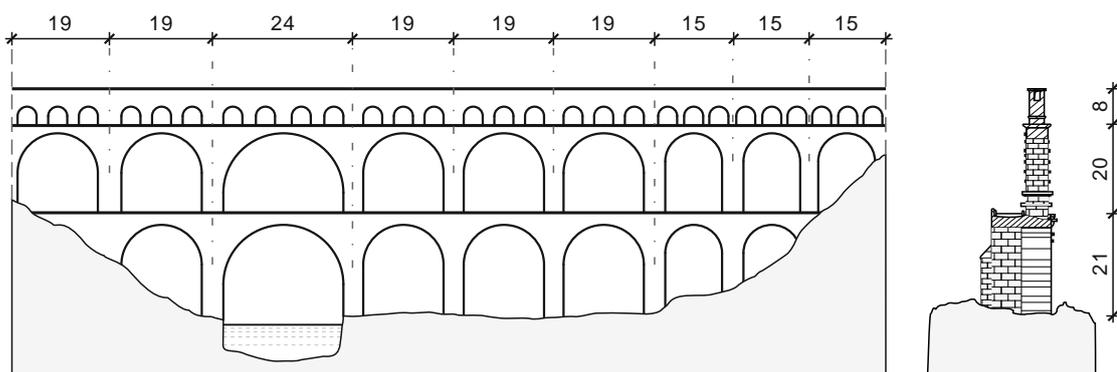


Abb. 2: Ansichtsskizze und Querschnitt des *Pont du Gard* in Frankreich, überwiegend nach [LEGER; 1875]. Nicht maßstabsgetreu. Maße in [m]

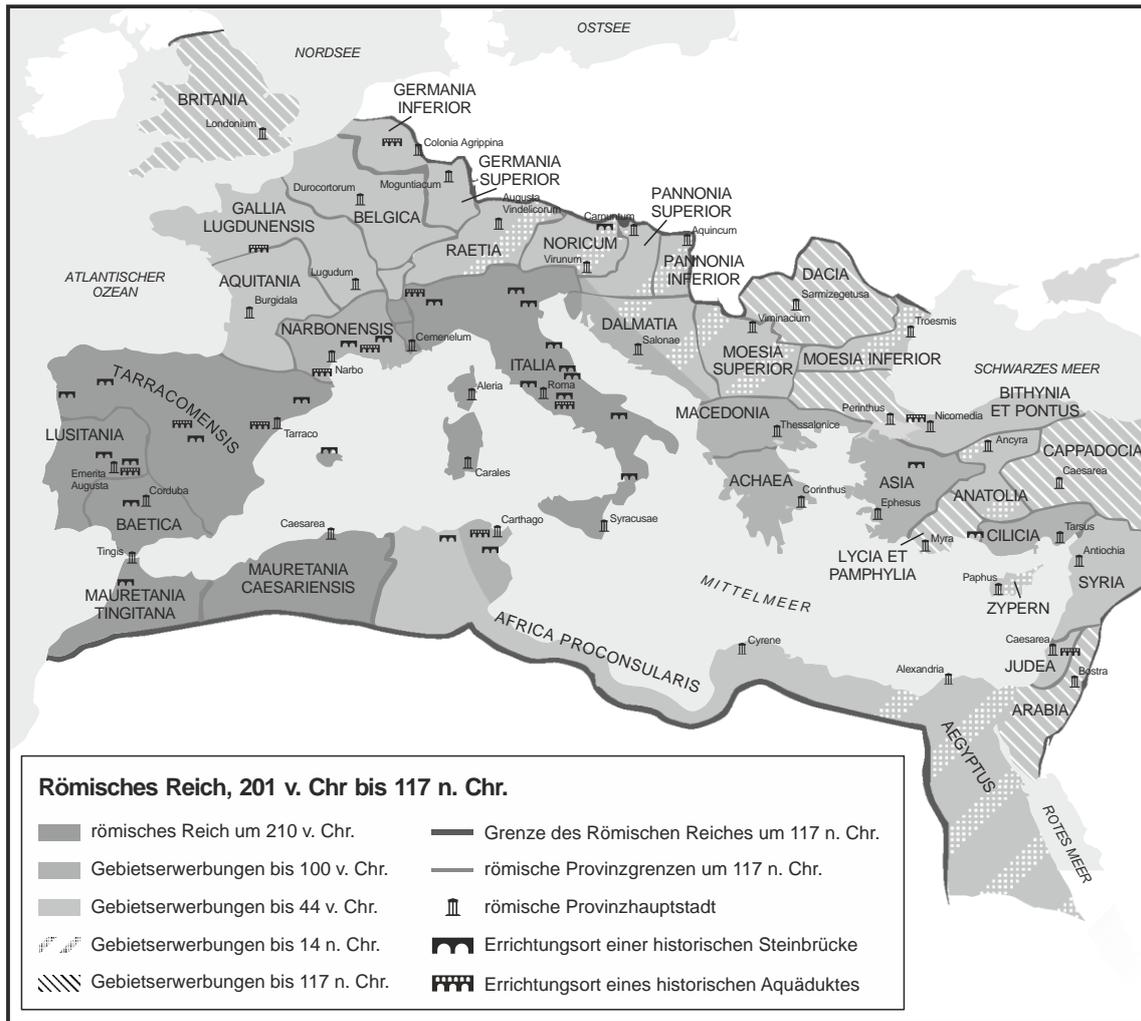


Abb. 3: Ausdehnung des Römischen Reiches bis 117 n. Chr.

2.1.2 2. Jh n. Chr. bis 19. Jh n. Chr.

Mit dem Wachstum des Römischen Reiches war eine entsprechende Straßeninfrastruktur zur Mobilisierung der römischen Legionen erforderlich, um die Grenzen des sich über drei Kontinente erstreckenden Imperiums vor rebellischen Angriffen zu schützen. Während an den *Limites* aus kriegstaktischen Gründen hauptsächlich Holzbrücken, welche einen schnellen Rückbau bzw. Abriss ermöglichten, errichtet wurden, wurden die Brücken in und um die römische Reichshauptstadt aus Naturstein gebaut. In den frühen Jahren des 1. Jt. (ca. bis 150 n. Chr.) wurden die meisten der römischen Steinbogenbrücken (engl. *stone arch bridge*) errichtet. [GAAL; 2004]

Mit der Zunahme der Bevölkerung in den Provinzhauptstädten während der Blütezeit des Imperiums stieg auch der Wasserbedarf in und um dieselben, besonders natürlich in Rom. Diese Tatsache führte zum Ausbau des Wasserversorgungssystems, wozu neue Aquäduktbrücken erforderlich waren – wie z.B. das aufgrund der über Jahrhunderte stetig durchgeführten Instandhaltungsmaßnahmen heute noch sehr gut erhaltene *Aquädukt von Segovia*,

welches von [ALFÖLDY; 1992] als das eindrucksvollste römische Monument auf der Iberischen Halbinsel bezeichnet wird und von der *American Society of Civil Engineers* (ASCE) zum *Historical Civil Engineering Landmark* (dt.: geschichtliche Meilensteine der Ingenieurbaukunst) ernannt wurde [AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING; 2016a]. Die Entwicklung des Aquäduktsystems führte teilweise zu einer Kreuzung verschiedener Leitungen auf unterschiedlichen Ebenen – z.B. die Kreuzung der *Aqua Marcia/Tepula* mit der darüber geführten *Aqua Claudia/Anio Novus* südlich von Rom, wie in einem Gemälde von ZENO DIEMER aus [GARBRUCHT; 1995] dargestellt–, die auf die gegenwärtigen Straßenführungen mit Kreuzungen auf verschiedenen Ebenen hindeuten.

Nach dem Zerfall des Römischen Reiches in der Mitte des 1. Jt. stagnierte die Entwicklung des Brückenbaus. Es implizierte auch den Zerfall des bis dahin gut entwickelten römischen Straßensystems, einschließlich sämtlicher Brücken, und somit auch das Ende einer bemerkenswerten Ingenieurkunsttradition. Erst nach einigen Jahrhunderten nahmen die Europäer die Errichtung von Überquerungsmöglichkeiten erneut auf.

Nicht weit von der östlichen Grenze des Römischen Reiches entfernt erkannten die Perser die Vorteile der gut entwickelten römischen Brückenbautechniken und übernahmen diese – mit minimalen Änderungen – für die Errichtung der aus der Epoche und der persischen Kultur bekannten Staudammbrücken. Sie ließen den Halbkreisbogen am Scheitel in einer flachen Spitze enden und verliehen ihren Konstruktionen somit einen charakteristischen Ausdruck persischer Kultur. Während der Sassanidenzeit (226-651 n. Chr.) erfuhr der Brückenbau unter SCHAPUR I. – dem eifrigsten Brückenbauer des Neupersischen Reiches – einen besonderen Aufschwung [WÖLFEL; 1999b]. Zahlreiche Steinbrücken wurden errichtet, allerdings erlitten die meisten davon vermutlich dasselbe unglückliche Schicksal wie viele antike Brücken und die wertvollen Steine wurden durch Räuber während Krisenzeiten geplündert und für andere Zwecke verwendet; ihre Existenz ist jedoch laut WÖLFEL durch Aufzeichnungen nachgewiesen. Die persischen Brückenbaufähigkeiten können am Beispiel der Ruine der *Staudammbrücke bei Schushtar* über den Karun verdeutlicht werden. Die aus 40 Gewölben bestehende Konstruktion ähnelt stark den römischen Steinbogenbrücken, sie verfügt jedoch über deutlich stärkere Mittelpfeiler und einen massiven Wehrkörper, um dem großen hydrostatischen Druck entgegenzuwirken. Diesem großartigen historischen Bauwerk fehlt heutzutage der Mittelbogen, der Wehrkörper ist jedoch intakt und wird im Zuge des Bewässerungssystems der Stadt Schushtar weiterhin verwendet [1999b].

Besonders erwähnenswert ist der Entwicklungsfortschritt im weit entfernten Ostasien. Obwohl umstritten ist, ob ein Kulturaustausch zwischen den Römern und den asiatischen Kulturen an der Pazifikküste stattgefunden hat, sind ähnliche Merkmale zwischen den römischen und chinesischen Bogenbrücken erkennbar; ihre Unterschiede sind jedoch beachtlich.

Charakteristisch für den chinesischen Steinbogen war seine Schlankheit (engl. *slenderness*), die in dieser Form sonst nirgendwo auf der Welt zu beobachten war. Durch diese Bauweise machten die chinesischen Brückenbauer den Kraftfluss im Bauwerk auf elegante Weise erkennbar. Während die Dicke der Bogensteine ein Dreißigstel bis ein Vierzigstel der Spannweite betrug, war in Europa ein Verhältnis der Mindestbogendicke zu Spannweite von einem Zehntel gefordert. Darüber hinaus ordneten die chinesischen Baumeister zwei lotrechte Wände aus Steinplatten an beiden Seiten des Bogens an, welche den Bogen vom Rampenbereich trennten. Diese an der Fassade in Form eines senkrechten Streifens sichtbaren Wände erfüllten nicht nur eine ästhetische Rolle, sondern übernahmen auch eine statische Tragwirkung, indem sie den Horizontalschub (engl. *horizontal thrust*) aus den vertikalen Lasten anteilig aufnahmen und in den Baugrund ableiteten. [WÖLFEL; 1999a]

VON WÖLFEL [1999a] berichtet außerdem über ein drittes Charakteristikum der chinesischen Brückenbauweise: kräftige, kompakte Brückenrampen mit steinernen Ansichtsflächen, welche die bereits erwähnten Zwischenwände stützen und somit in einer gemeinsamen Tragwirkung das seitliche Ausweichen des Bogens verhindern. Für den Fußgängerverkehr wurden i.d.R. Einbogenbrücken mit steilen Rampen gebaut, während für den Fahrverkehr flache Rampen errichtet wurden. Von einer chinesischen Brücke mit den zuvor beschriebenen Merkmalen wird in der Literatur erstmals aus dem Jahr 282 n. Chr. berichtet, nämlich über die *Luren Brücke* in Luoyang.

Während in Europa über Jahrhunderte keine Steinbrücken mehr gebaut wurden, entstanden in China in der zweiten Hälfte des 1. Jt. Meisterwerke des Brückenbaus, nicht nur im Sinne der Konstruktion und handwerklichen Ausführung, sondern auch in ihrem künstlerischen Ausdruck.

Ein Beispiel der Pracht und Langlebigkeit dieser Bauwerke ist die heute nur noch für den Fußgängerverkehr freigegebene *Baodai-Brücke* (s. Abb. 4) bei Suzhou. Errichtet im Jahr 806 n. Chr., überspannt sie mit einer Gesamtlänge von 317 m und 53 Halbkreisbögen den Dai-Dai Fluss im Osten des Landes und wurde 2001 in die Liste der Denkmäler der Volksrepublik China eingetragen [CHINA INTERNET INFORMATION CENTER; 2006a]. Um den Schiffsverkehr nicht zu beeinträchtigen, wurden drei Bögen mit größerem Bogendurchmesser in der Mitte des Flusses vorgesehen. Bei dieser Vielbogenbrücke springt ein weiterer Unterschied zu den römischen Brücken ins Auge: die sehr schmal ausgeführten Mittelpfeiler. Sie

verdankt ihren Namen ihrem sehr eleganten Erscheinungsbild und den im Einklang dazu entstehenden Spiegelbildern im Flusswasser, die sie wie ein prachtvoller Juwelengürtel aussehen lassen. Eine derartige Perfektion deutet auf eine über Jahre gesammelte Erfahrung im Gebiet des Brückenbaus hin, weshalb die Behauptung, dass es schon viele Vorgängerbrücken dieses Typus gab, von denen heutzutage keine Beweise mehr vorliegen, ihre Rechtfertigung findet. [WÖLFEL; 1999a]

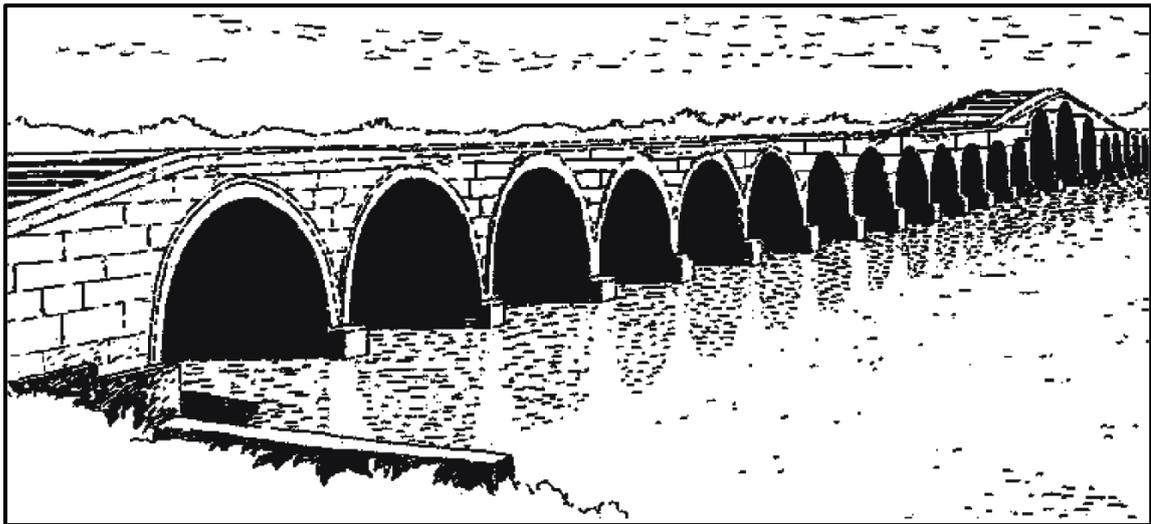


Abb. 4: Baodai- („Juwelengürtel“-)brücke bei Suzhou aus WÖLFEL [1999a, S. 345]

Mit der Vielbogenbrücke stellten die Chinesen ihr Erfindungsreichtum erfolgreich unter Beweis, doch die ingenieurstechnischen Errungenschaften der Ostasiaten werden an einer anderen Brücke gemessen. Im frühen 7. Jh. n. Chr. – weniger als 150 Jahre nach dem Zerfall des Römischen Reiches – wurde die erste und bis heute erhaltene segmentförmige Brücke der Welt errichtet [DAJUN; 1993]. Die *Zhaozhou*-(oder *Anji*-)brücke bei Zhao Xian überquert den Fluss Xiache in der Provinz Hebei und wurde ein Beispiel für viele weitere in den folgenden Jahrhunderten erbaute Brücken. Trotz des großen Bogendurchmessers von ca. 55 m beträgt die Scheitelhöhe der *Zhaozhoubrücke* lediglich 7 m. Mit einem Pfeilverhältnis (engl. *rise-span ratio*) von etwa 1:5 erreicht die Steigung der Brückenfahrbahn ein Maximum von 6,5% und ist somit deutlich flacher als ihre halbkreisförmigen Vorgänger. Durch die Öffnung an den Stirnwänden (engl. *spandrel wall*) an beiden Seiten der Öffnung wurde der Brücke ein Hauch von Leichtigkeit und Eleganz verliehen und der Horizontalschub auf die Widerlager (engl. *abutment*) gemindert. Es dauerte mehr als sieben Jahrhunderte bis in Europa ein derartiges Bauwerk ein Äquivalent fand. Das monumentale Bauwerk ist nicht nur in der Liste der Denkmäler der Volksrepublik China [CHINA INTERNET INFORMATION CENTER; 2006b] vertreten, sondern auch seit 1989 von der ASCE zum *Historical Civil Engineering Landmark* [AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING; 2016c] ernannt worden. [BROWN; 2005; WÖLFEL; 1999a]

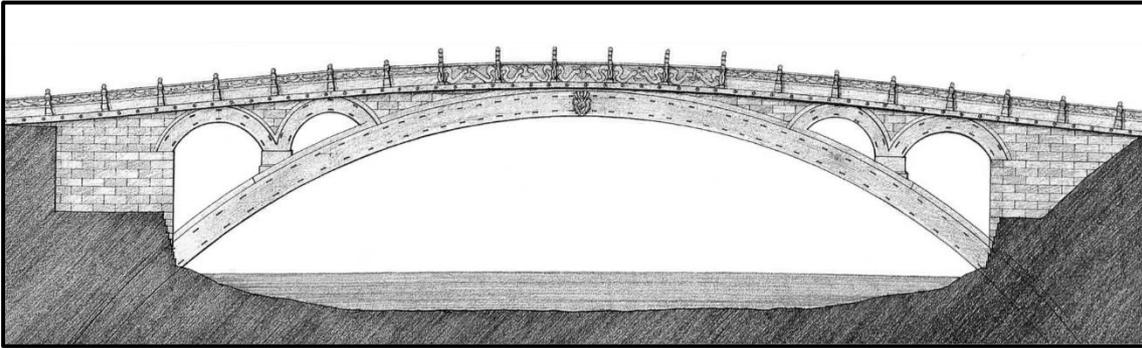


Abb. 5: Zhaozhou-(oder Anji-)brücke bei Zhao Xian aus [BROWN; 2005, S. 27]

Im 11. und 12. Jh. gewann der Brückenbau in Europa nach Hunderten Jahren der Verwahrlosung wieder an Bedeutung. HEINRICH zieht Schlüsse aus diesem Phänomenon und erwähnt neben den erforderlichen bautechnischen Voraussetzungen andere wesentliche Gründe kultureller, sozialer, wirtschaftlicher und politischer Art. Dazu gehören:

- eine entwickelte Wirtschaft,
- ein entwickeltes Militärwesen,
- eine politische Macht.

Das Zusammenkommen dieser drei Bedingungen eröffnete erneut den Weg zur Errichtung monumentaler Steinbogenbrücken, welches auch von einem tiefgreifenden Wandel in Europa, sowohl in der Landwirtschaft, als auch in der Entstehung des freien Zusammenschlusses der Bürger, veranlasst wurde. Zu den erwähnenswerten Brücken dieser Zeit gehören die *Mainbrücke* in Würzburg (1133-1146), die *Donaubrücke* in Regensburg (1135-1146), die *Moldaubrücke* in Prag (1158-1172), die *Themsebrücke* in London (1176-1209), die *Rhônebrücke* zu Avignon (1178-1188) und die *Elbebrücke* in Dresden (1179-1260). [Heinrich; 1983]

Das Avancement der Stadt Regensburg war jahrelang mit dem Übergang über die Donau eng verbunden und trug folglich zum Aufschwung des Brückenbaus bei. Als eine der volkreichsten Städte des Heiligen Römischen Reiches im Mittelalter fungierte Regensburg als einer der Haupthandelsknoten neben Köln. Aufgrund der zentralen Lage (vgl. Abb. 6) kreuzten sich hier einige der bedeutendsten Fernhandelsstraßen Mitteleuropas, die die wichtigsten modernen Metropolen knüpften, wie z.B. Wien, Venedig, Paris, Köln und Prag.

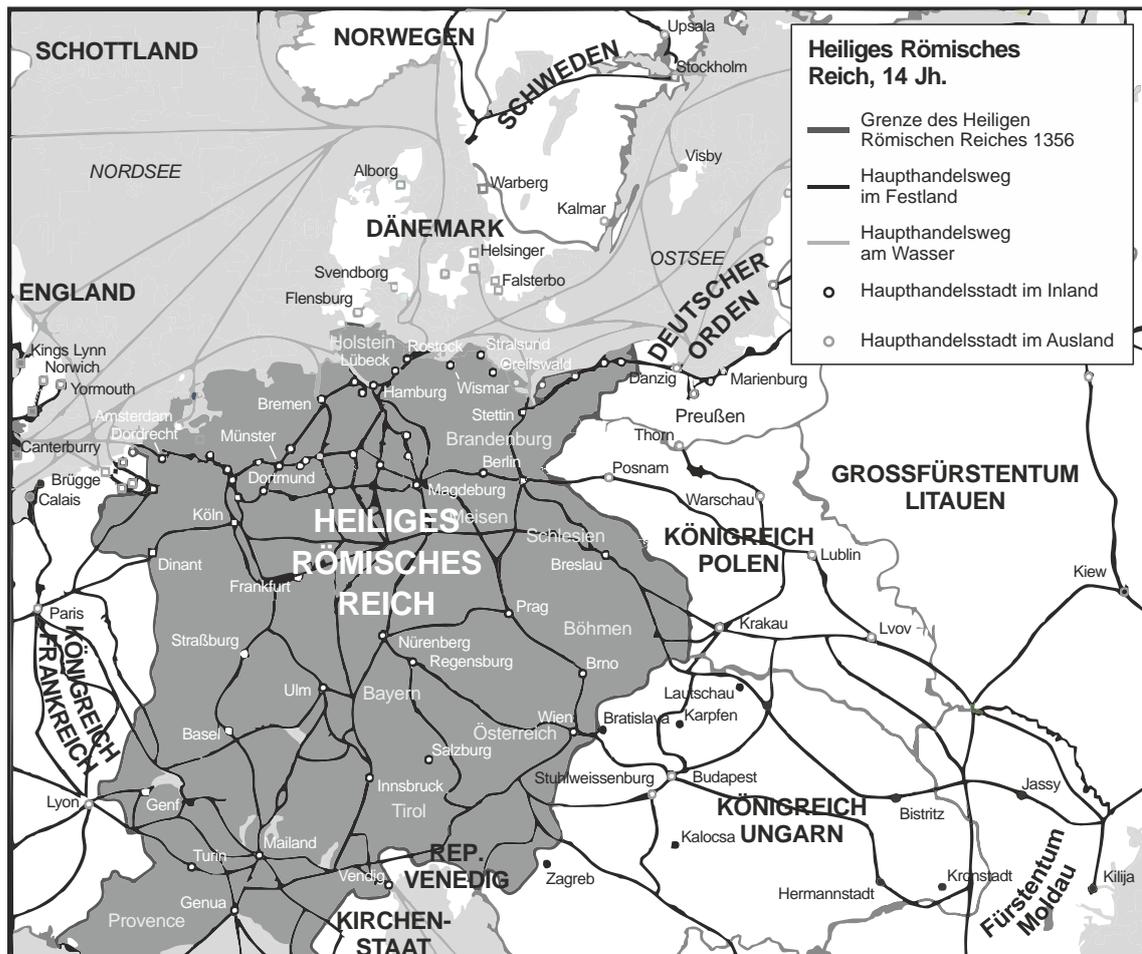


Abb. 6: Haupthandelsstädte und -wege Mitteleuropas im 14. Jh. n. Chr.
in Anlehnung an [O'BRIEN; 2007, S. 91]

Der Aufstieg Regensburgs war durch den zur damaligen Zeit sehr lukrativen Eisenhandel und das dort ansässige Eisengewerbe erheblich beeinflusst. Als im Jahre 1135 eine ungewöhnliche Trockenheit herrschte, bat sich eine Möglichkeit eine feste Donaubrücke zu errichten, um die im Jahre 792 n. Chr. unter Karl dem Großen errichtete, dem gestiegenen Verkehr nicht mehr gewachsene Schiffsbrücke zu entlasten. So kam rasch der Entschluss mit dem Bau der *Steinernen Brücke* zu beginnen. Sie spiegelt das Vermächtnis des römischen Brückenbaus fast vollständig wider, da sie bis auf die Pfeilerfundamente (engl. *pier foundation*) dieselben Konstruktionsmerkmale aufweist. Mit 16 Bögen überspannt sie in einem nicht geradlinigen Verlauf den Strom. Die Gründung (engl. *foundation*) der Brücke ließ jedoch zu wünschen übrig. Sie erfolgte in Form einer eichenen Rostgründung auf einer am Flussbett vorbereiteten Kiessohle. Die römische Pfahlgründung dürfte im Laufe der Jahre wohl in Vergessenheit geraten sein. Zum Schutz der flachen Pfeilergründung wurden massive Inseln um sie errichtet, welche jedoch den Durchflussquerschnitt erheblich verringerten. Nichtsdestotrotz hält die Brücke noch bis heute stand, ist (neben dem Dom) zum bedeutendsten Wahrzeichen der Stadt geworden und diente damals als Schule für die

zukünftigen Brücken, die in den umliegenden Städten – wie z.B. in Prag und Dresden – errichtet wurden. Diese überdimensionierte Bauweise lässt sich sogar in der Jahrhunderte später errichteten *Alten London Bridge* in England wiedererkennen, die durch massive und sich in ihrem Erscheinungsbild unterscheidenden Pfeiler, ungleiche Spannweiten, sowie breite Wellenbrecher gekennzeichnet war. [HEINRICH; 1983; SCHÖNSTEINER; 1988]

Den nächsten Meilenstein im Brückenbau legte Ende des 12. Jh. der sog. ORDEN DER BRÜCKENBRÜDER (frz. *Fratres Pontifices*) in Frankreich, dessen Mitglieder Mönche waren. Obwohl seine Existenz bis dato nicht nachgewiesen wurde, werden dem Orden die Errichtung vieler Brücken, Brückenkapellen, Straßen und Pilgerherbergen in Südfrankreich zugeschrieben [HEINRICH; 1983]. Schenkt man dem französischen Architekten VIOLLET-LE-DUC Glaube – berühmt durch seine Restaurierungsarbeiten, z.B. an der Notre Dame Kirche in Paris, und bekannt als großer Architekturhistoriker des 19. Jh. –, wurde die *Brücke über die Rhône* bei Avignon unter der Leitung BRUDER BÉNOITS von den *Fratres Pontifices* errichtet [BROWN; 2005]. Anderen Berichten – vielleicht eher Legenden – zufolge wird ein Schafhirte Namens BÉNÉZET als Gründer der Brücke betrachtet, der einen Befehl göttlicher Art erhalten haben soll, die Brücke an genau jener Stelle zu bauen, wo ihre Reste heute noch stehen [2005]. Unabhängig davon, wie ihr Ursprung sein mag, diese majestätische Brücke setzte neue Maßstäbe, die sie von der nur 40 Jahre zuvor errichteten *Steinernen Brücke* abhoben. Nicht nur die Verwendung von elliptischen statt rundförmigen Bögen, sondern auch die deutlich schlankere Bauweise unterscheidet sie deutlich von jeder ihrer Vorgänger. Darüber hinaus beeindruckt sie mit ihren für damalige Verhältnisse erstaunlichen Spannweiten zwischen 20 und 35 m.

Mehr als sieben Jahrhunderte nach der in Europa noch unbekanntem *Zhaozhoubrücke* im Nordosten Chinas gelangte eine weitere innovative Bauweise in den Okzident. Die mittelitalienische Toskana war im Mittelalter eine wichtige Finanz- und Handelsregion, durch die mehrere Handelsstraßen trotz ihrer Landschaftsformationen führten. Von dieser Blüte profitierte besonders die Stadt Florenz, für die der Fluss Arno eine wertvolle Rolle hatte, welcher einerseits am wachsenden Reichtum der Stadt maßgeblich beteiligt war, andererseits jedoch für Verwüstung und Zerstörung durch Hochwasserkatastrophen sorgte. Zwei Vorgänger – beide in Holzbauweise – des aktuellen *Ponte Vecchio* in Florenz waren in den Jahren 1177 und 1333 dieser Kalamität zum Opfer gefallen, weshalb die Entscheidung für eine feste Steinbrücke getroffen wurde. [2005]

Der gewagte Entwurf von TADDEO GADDI sorgte für Aufsehen: es handelte sich um die erste Segmentbogenbrücke (engl. *segmental arch bridge*) in der Alten Welt. Sie ist selbst für heutige Verhältnisse eine kühne Konstruktion; ihre Schlankheit findet bei ihren europäi-

schen halbkreisförmigen Vorgängern keinen Vergleich. Auch wenn die fast zwei Jahrhunderte zuvor errichtete *Brücke über die Rhône* etwas längere Spannweiten aufweist, ist der *Ponte Vecchio* mit einem Pfeilverhältnis von etwa 1:6,5 [HEINRICH; 1983] (unwissentlich) sogar flacher als die *Zhaozhoubrücke*.

Die in Italien im 15. Jh. blühende Renaissance (aus dem frz.: Wiedergeburt) beschreibt eine Epoche, in der die Kunst und Architektur der klassischen Antike – griechische und römische – wieder neu belebt wurde. Ein weiteres Meisterwerk in Florenz veranschaulicht bestens eine bemerkenswerte, während der Renaissance neu entstandene Wölbform, die sich in der Folge rasch durchgesetzt hat: der *Ponte Santa Trinita*.

Die reißenden Hochwasser des Flusses Arno ließen nicht nach und sorgten weiterhin für Schäden und Zerstörung in der Stadt. Dieses Schicksal erlebte auch der vom *Ponte Vecchio* nur einige Meter entfernte *Ponte Santa Trinita*. Daraufhin wurde beschlossen auch hier eine Steinbrücke zu errichten, dessen Auftrag der Architekt BARTOLOMMEO AMMANATI erhielt [BROWN; 2005]. Aus seinen bisherigen Erfahrungen wurde ihm schnell klar, dass ein ungehinderter Ablauf der Schlüssel für den Erfolg des Bauvorhabens war. Des Weiteren musste sich der neue Entwurf am inzwischen 200 Jahre alt gewordenen *Ponte Vecchio* messen, der ohnehin bereits eine einzigartige bautechnische Leistung darstellte und nicht viele weitere Alternativen zuließ, außer den Strom mit einem einzigen oder höchstens zwei Bögen zu überspannen. Bautechnisch wäre das damals noch undenkbar gewesen und hätte außerdem dem Epochenstil nicht entsprochen. Es blieb zunächst bei einem Entwurf mit drei Bögen mit ca. 30 m Spannweite und zwei Flusspfeilern. Jedoch war es die Scharfsinnigkeit AMMANATIS, die den *Ponte Santa Trinita* nach seinem Nachbarn zum nächsten Meilenstein im Brückenbau machte. Er entwarf eine Brücke mit ungleichmäßigen Spannweiten: der mittlere Bogen sollte eine Spannweite von 32 m aufweisen, während die flankierenden Bögen auf eine Spannweite von je 29 m reduziert wurden. Auf den ersten Blick scheint darin keine wirkliche Herausforderung zu bestehen, was grundsätzlich vertretbar ist, jedoch bei einer tieferen Betrachtung deutlich wird. Für alle drei Bögen wurde ein Pfeilverhältnis von 1:7 gewählt [HEINRICH; 1983]. Diese Vorgabe setzte voraus, dass nach der bislang gut angeeigneten Bauweise, die an beiden Seiten der Pfeiler und auf gleicher Höhe angesetzten Segmentbögen unterschiedliche Krümmungen (engl. *curvature*) aufweisen würden. Um dem zu entgehen, wick der Architekt vom Segmentbogen ab und griff zu einer Lösung mit mehreren Krümmungsradien (s. Abb. 7). Die kühne Formgebung ermöglichte einen sanften Übergang vom Pfeiler aus zum immer flacher verlaufenden Bogen bis hin zum Scheitel. Das Ergebnis war beachtlich, wahrlich ein künstlerisches Meisterwerk und stilgetreuer Vertreter der Epoche, und wurde unter der Bezeichnung Korbbogen (engl. *basket-handle arch*) bekannt. [1983]

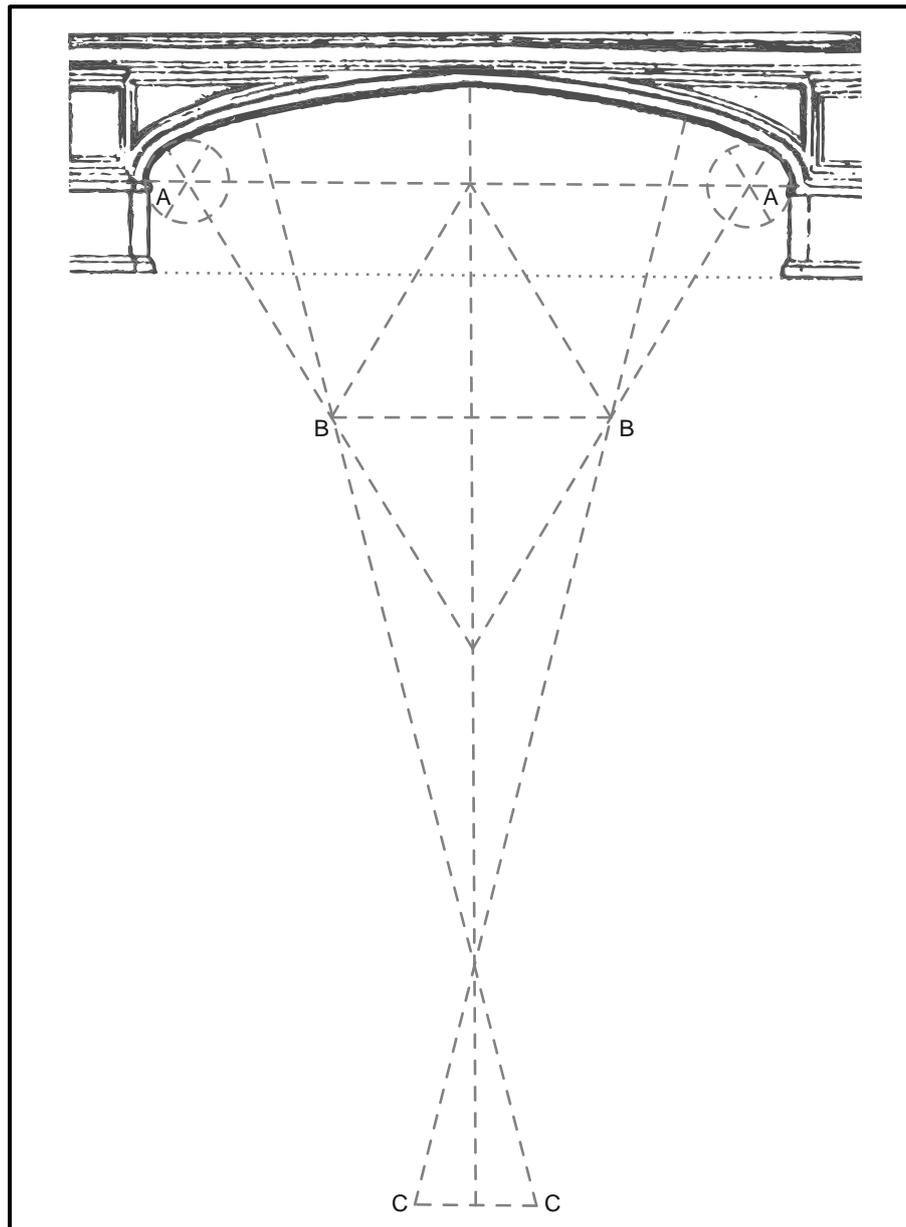


Abb. 7: AMMANTIS aus sechs Mittelpunkten konstruierter Korbgebälk aus HEINRICH [1983, S. 117]

Weiter nördlich von Florenz entstand Ende desselben Jahrhunderts die weltbekannte *Rialto-Brücke* in Venedig, die mit einem einzigen Segmentbogen von 27 m [BROWN; 2005] den Canal Grande überspannt und seitdem ihr Aussehen unverändert behielt. Der Entwurf stammt vom Ingenieur ANTONIO DA PONTE (s. Abb. 8), dessen Fähigkeiten durch den Wiederaufbau des Dogenpalastes nach einem Brand unter Beweis gestellt wurden. DA PONTE legte aufgrund der örtlich gegebenen Bodenverhältnisse – Schwemmsand – besonders viel Wert auf die Lagesicherheit (engl. *position stability*) der Brücke, woraufhin er die Brücke auf 6000 eng beieinander gerammten, treppenförmig abgestuften Erlenstämmen an jedem Ufer gründete. Darüber hinaus sind die darauf liegenden Ziegelsteine senkrecht zum Verlauf der Stützlinie (engl. *line of thrust*) des Bogens angeordnet. [2005]

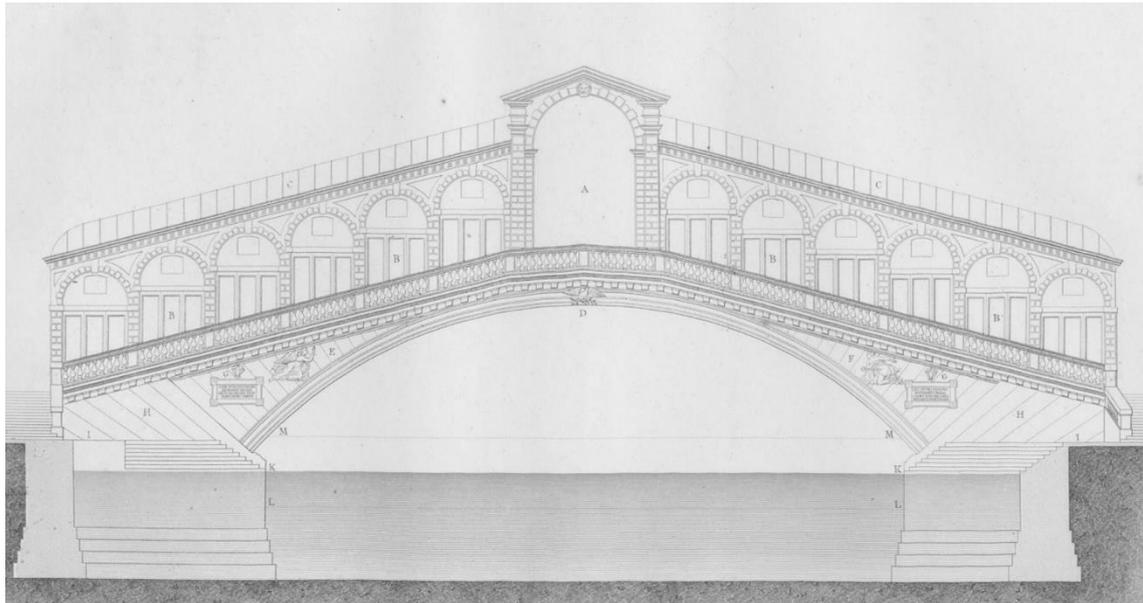


Abb. 8: Entwurf von DA PONTE für die *Rialto*brücke (fertiggestellt 1591)
aus [RONDELET; 1837, S. 44]

Zeitgleich begeisterten die Perser mit einer prachtvollen Konstruktion, der *Allahverdi Khan-Brücke*. Sie führt über den Zayandeh-Fluss in der Stadt Isfahan, die damals die Hauptstadt der Safavid-Dynastie war. Während der Herrschaft Schahs Abbas I. wurde die Stadt weitgehend ausgebaut und das Persische Reich insgesamt zu einer mächtigen Herrschaft vorangetrieben. Schah Abbas I. gab die Errichtung einer Steinbogenbrücke in Auftrag, die unter der Aufsicht von GENERAL ALLAHVERDI KHAN errichtet wurde. Das elegante Bauwerk aus 33 Spitzbögen wurde zur Hauptverkehrsverbindung der Stadt. [GRAF; 2002]

In Übersee wagten Ende des 17. Jh. die US-Amerikaner ihre ersten Schritte im Brückenbau. Die in der damaligen Provinz Pennsylvania (heute US-Bundesstaat Pennsylvania) gelegene Stadt Philadelphia wuchs, bedingt durch den vorbildlichen Umgang der britischen Kolonialisten mit den Ureinwohnern Amerikas, rasch und wurde wenige Jahre später zur wichtigsten Stadt der Vereinigten Staaten von Amerika – unter anderem durch den hier gefassten Beschluss und die anschließende Verkündung der Unabhängigkeitserklärung [AVERY; 1999]. Der Gründer und Gouverneur der Stadt gab die Errichtung einer Verkehrsanbindung zu den nördlichen Städten in Auftrag. Beim Bauvorhaben sollte sich jeder männliche Bewohner der Stadt entweder handwerklich oder finanziell beteiligen. Im nordöstlichen Teil Philadelphias entstand somit 1697 als Bestandteil einer der ersten Highways des Landes die älteste Steinbogenbrücke der Vereinigten Staaten, die *Frankford Avenue Bridge*. Sie besteht aus drei Bögen mit einer Gesamtlänge von 22 m und ihre Robustheit erinnert an die antiken Konstruktionen der Römer. [AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING; 2016b]

In Frankreich bahnte sich währenddessen ein Novum an: die Gründung der ersten Ingenieurvereinigung wurde Anfang des 18. Jh. in die Wege geleitet. Das so genannte *Corps des Ingénieurs des Ponts et Chaussées* ergab sich als Folge des Einflusses KÖNIG LUDWIGS XIV., ein ausgebautetes Straßennetz zu schaffen, welches den Bedürfnissen der staatswirtschaftlichen Politik gerecht wird. Dazu gehört die Errichtung von Wegen, Straßen, Brücken und Kanälen. Im Jahre 1747 entstand infolgedessen in Paris unter der Leitung von JEAN-RODOLPHE PERRONET die Schule für Brücken- und Straßenbau (frz. *École des Ponts et Chaussées*), eine Stätte für fachgerechte Ausbildung. [BROWN; 2005; HEINRICH; 1983]

Die Lehrtätigkeit PERRONETS verlieh dem Brückenbau nun einen wissenschaftlichen anstelle des bisherigen empirischen Charakters. Seine Studien über andere Brücken verhalfen ihm ein Verständnis für den Kraftfluss in Bogenbrücken zu erlangen. Er begriff das Konzept der Weiterleitung des Horizontalschubes eines Bogens in die Richtung des nächststehenden Bogens und so weiterführend bis die Schubkraft am Widerlager angelangt ist, dort aufgefangen und ins Erdreich geleitet wird. Seine Auffassung diesbezüglich wurde von Englands zweitwichtigsten Brückenkonstrukteur JOHN SMEATON bekräftigt, der ebenfalls der Ansicht war, ein höheres Pfeilverhältnis könne erreicht werden, sofern die Widerlager stark und der Stein und Zement von fester Struktur sind [BROWN; 2005]. Beide Aussagen betonen die Relevanz einer guten Lagerung an beiden Uferseiten, die das seitliche Ausweichen der Struktur verhindert und der starken horizontalen Beanspruchung standhalten kann.

PERRONET widersprach darüber hinaus dem sich über viele Jahre durchgesetzten Glauben, die Sicherheit einer Brücke werde durch große Pfeilstärken gewährleistet und belegte seine These, indem er die Auswirkungen von Auskolkungen aufgrund der erhöhten Wassergeschwindigkeit infolge der größeren Einengung des Durchflussquerschnittes erörterte, die in der Vergangenheit bereits Brückeneinstürze zur Folge hatten [HEINRICH; 1983]. Des Weiteren setzte er sich dafür ein, andere Ingenieure von einer wissenschaftlichen Betrachtungsweise zu überzeugen. Die Bautechnik sollte auf den Ergebnissen der Forschung und der Materialprüfung aufbauen.



Abb. 9: Pont de Neuilly über die Seine aus [PERRONET; 1782, S. 2]

Zum Vermächtnis PERRONETS ist der *Pont de Neuilly* besonders bemerkenswert. Die Einweihung dieser Brücke war sogar der Anlass für einen königlichen Besuch, wofür sich PERRONET einen eindrucksvollen Abriss der Lehrgerüste zur Begeisterung des KÖNIG LUDWIGS XV. und der versammelten Menschenmenge einfallen ließ. Für seinen Entwurf nutzte er die während seiner Tätigkeit in der *École des Ponts* erlangten Erkenntnisse und errichtete ein Meisterwerk aus bautechnischer Sicht. Sein ehrgeiziges Bauvorhaben sah eine weitgespannte fünfbojige Konstruktion vor, die auf überaus schlanken Pfeilern ruhte. Die Gestaltung der Brücke bestand aus einer Mischung der Konzepte GADDIS und AMMANTIS und zog daraus die Vorteile beider Entwürfe. In der Frontansicht (s. Abb. 9) sind sehr dünne Segmentbögen zu erkennen, die auf den Pfeilerköpfen ruhten, wogegen der Ansatz der Bögen im Inneren der Wölbung 5 m darunter lag. Sie verliehen der Konstruktion dadurch den erwarteten harmonischen Übergang des Überbaus (engl. *superstructure*) zu den Pfeilern. Diese sorgten selbst mit einer Breite von lediglich 4 m für eine Neuheit. Die Brücke beeindruckte mit einem bislang unbekanntem Pfeilverhältnis von 1:9,3 [BROWN; 2005] und zeichnete sich somit durch ihre schwerelose Eleganz aus.

Für die Bewerkstelligung dieses Bauvorhabens mussten zwei Voraussetzungen erfüllt werden. Zum einen, die robust ausgebauten Widerlager zur Aufnahme des Horizontal-schubs und zum anderen, ein Lehrgerüst über die gesamte Länge der Brücke, da diese neue Bauweise eine gleichzeitige Herstellung aller Bögen erforderte.

Mit seiner nächsten Brücke, der *Brücke in Sainte-Maxence*, ging er einen Schritt weiter und bestach mit einem Pfeilverhältnis von 1:11 [2005]. Sein letztes Meisterwerk war der im Jahr 1791 fertiggestellte, aus fünf Segmentbögen bestehende *Pont de la Concorde* in Paris, dessen Errichtung sich durch die infolge der Französischen Revolutionen entstandenen Schwierigkeiten durchkämpfte und sogar das Mauerwerk der am 14. Juli 1789 abgerissenen *Bastille* wieder verwand.

Die in der zweiten Hälfte des 18. Jh. in England aufkommende industrielle Revolution hatte auch auf den Brückenbau einen erheblichen Einfluss. Obwohl der Bogen als Form der Konstruktion seine Beliebtheit weiterhin behielt, entstanden neue Anregungen für die Verwendung eines anderen Baustoffes (engl. *construction material*), dessen Eigengewicht viel geringer als das vom Naturstein war. Die Errichtung der *Severbrücke* in Coalbrookdale 1779, die erste Brücke aus Gusseisen, entsprach dem industriellen Zeitalter und setzte durch ihre filigrane Konstruktion und sehr kurze Bauzeit von nur drei Monaten [2005] neue Maßstäbe in der Bautechnik. Zahlreiche neue Brückenentwürfe aus Eisen entstanden in den darauffolgenden Jahren und schöpften die Möglichkeiten des neuen Materials vollkommen aus.

Trotz des neu entdeckten Materials setzte sich der Naturstein als gut bekanntes Baumaterial weiterhin durch. Ein gutes Beispiel hierfür ist der 1831 fertiggestellte Neubau der *London Bridge* in England. THOMAS TELFORD sah in seinem Entwurf für die Ersatzbrücke einen einzigen großen Bogen aus Eisen mit einer Spannweite von 183 m vor, welcher jedoch nicht verwirklicht wurde. Stattdessen zog man den Entwurf JOHN RENNIES mit fünf halbeliptischen Bögen und Spannweiten zwischen 39,6 m und 46,3 m vor. Als sie das Ende ihrer Nutzungsdauer erreichte, wurde sie sorgfältig abgetragen und nach Lake Havasu City, Arizona, USA, transportiert, wo die Rekonstruktion der London Bridge heutzutage noch zu sehen ist.

Der Aufschwung der industriellen Revolution trieb auch die Entwicklung der Eisenbahn voran. Für die neuen Eisenbahnstrecken waren glatte und harte Schienen notwendig, die einen möglichst ebenen und geradlinigen Verlauf erforderten [HEINRICH; 1983]. Dadurch entstand auch der Bedarf Verkehrsverbindungen nicht nur über Gewässer, sondern auch, ähnlich wie bei den römischen Aquädukten, über Täler oder tiefe Schluchten herzustellen. Diese sollten in der Lage sein, schwere Lasten von schnell fahrenden Lokomotiven und Eisenbahnwagen zu tragen. HEINRICH [1983] berichtet über einen Anstieg des Gewichtes und der erreichbaren Geschwindigkeit einer Lokomotive auf über 100 Tonnen und über 100 km/h im Laufe des 19. Jh., die Beanspruchungen bislang unbekanntes Ausmaßes zur Folge hatten. Der rasche Anstieg der Verkehrsgeschwindigkeiten erhöhte außerdem die bis dahin unberücksichtigten Belastungen aus der dynamischen Wirkung der Verkehrslasten. Zur Gewährleistung von Sicherheit im schnell wachsenden Eisenbahnverkehr wurde die so genannte kritische Geschwindigkeit eingeführt, welche jene Geschwindigkeit beschreibt, „[...] bei der die Zeit einer Umdrehung der Triebräder der Lokomotive der Periode einer freien Schwingung der Brücke entspricht“ [1983, S. 179].

Infolge dessen bahnte sich eine Wende im Brückenbau an. Die architektonische Gestaltung hatte nicht mehr den bestimmenden Charakter der vergangenen Jahrhunderte. Vielmehr wurde die Entwicklung von Methoden, die das Verhalten der Konstruktion im Voraus berechenbar machten, zum Zentralpunkt des Fachgebietes, um Auftraggebern und Nutzern eine ausreichende Sicherheit gewährleisten zu können. Die bis dahin wenigen an der Errichtung einer Brücke beteiligten Baumeister und Gelehrten wurden durch ein Netzwerk von Ingenieuren und Wissenschaftlern ersetzt, was PERRONET während seiner Tätigkeit in der Ingenieurschule zu erarbeiten und zu verbreiten versuchte, um der Komplexität der neu entstandenen Aufgabe gerecht zu werden. Im Vordergrund standen nun bei der Projektvergabe Aspekte wie die technische Machbarkeit, Materialauswahl und -verbrauch, Sicherheit, sowie auch Wirtschaftlichkeit.

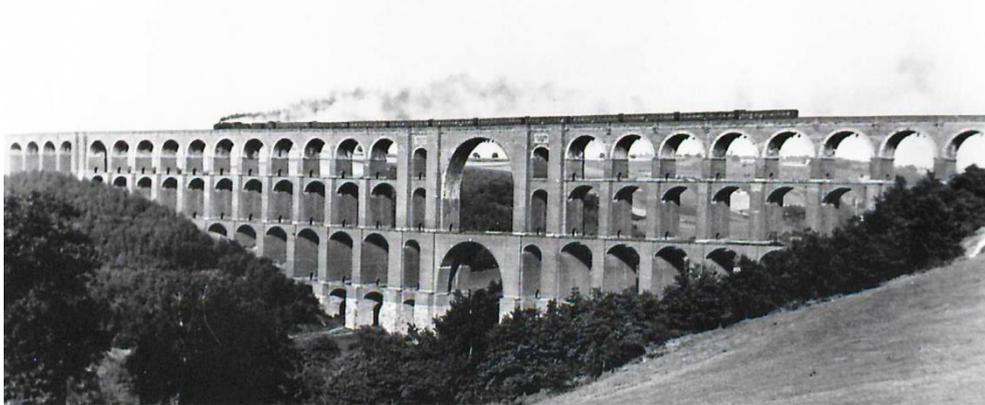


Abb. 10: Ansicht der *Göltzschtalbrücke* aus dem Jahr 1929 aus [FEHLHAUER; 2011, S. 21]

Bis anfangs der Jahrhundertwende entstand im Rahmen des Ausbaus des Eisenbahnnetzes europaweit eine große Anzahl an kühnen Bauwerken, die den starken Belastungen durch moderne Lokomotiven standhalten konnten. Dazu zählen unter anderem der *Negrelli-Viadukt* (Tschechien), die *Royal-Border-Bridge* (UK) der *Kalte-Rinne-Viadukt* (Österreich), die *Wiener Stadtbahnbögen* (Österreich), der *Soliser-Viadukt* (Schweiz) und die *Salcano-Brücke* (Slowenien). Letztere galt damals als die größte steinerne Eisenbahn-Bogenbrücke der Welt [BOZNER NACHRICHTEN; 22.08.1905]. Des Weiteren wurden Mitte des 19. Jh. zwei Giganten des Brückenbaus zur Überbrückung des Göltzsch- und Elstertals errichtet – die *Göltzschtal-* und die *Elstertalbrücke*. Die *Göltzschtalbrücke* (s. Abb. 10) gilt heutzutage als Wahrzeichen des Vogtlands in Sachsen und zudem als die größte Ziegelsteinbrücke (engl. *masonry arch bridge*) der Welt [HEINRICH; 1983]. An diesen beiden Brücken sind sowohl an der Form und als auch in der Bogenspannweite (s. Tabelle B - 1) große Ähnlichkeiten mit dem fast zwei Jahrtausende zuvor erbauten *Pont du Gard* erkennbar.

In den USA entstand einige Jahre später eine der wichtigsten heutzutage sich noch im Betrieb befindlichen Steinbrücken im Straßenverkehr. Die *Union Arch Bridge* in Maryland wies zum Zeitpunkt der Fertigstellung die größte Spannweite weltweit auf und ist gegenwärtig die größte Steinbogenbrücke der Vereinigten Staaten [GASPARINI UND SIMMONS; 2010].

Zum Ende des 19. Jh. wurden moderne Städte, wie z.B. Hamburg und Berlin, mit für sie charakteristischen Steinbrücken geziert. Bauwerke wie die *Lombardsbrücke* (1868) oder die *Moltkebrücke* (1891) bringen eine neue Bedeutung von Steinbogenbrücken zum Ausdruck. Sie eignen sich hervorragend als eindrucksvolle Wahrzeichen einer Stadt. Die Beliebtheit des hierfür eingesetzten Baustoffes Naturstein geriet durch die Entdeckung neuer Materialien für den Brückenbau etwas in den Hintergrund.

Darüber hinaus entstanden ebenso bis zur Jahrhundertwende vermehrt Bauwerke aus Kombinationen aus Stein und Eisen bzw. in weiterer Folge Stahl, die aufgrund ihrer Eigenschaften bei der Überbrückung großer Spannweiten zum Einsatz kamen. Erwähnenswert sind hierzu beispielsweise die *Trisannabrücke* in Österreich oder die *Brücke über die Meinaistrasse* – eine beeindruckende Kettenbrücke in Wales. Die nach der Fertigstellung dieser Brücke errungenen Erkenntnisse waren für die Errichtung von späteren Hängebrücken, wie die *Brooklyn Bridge* in New York City, unumgänglich.

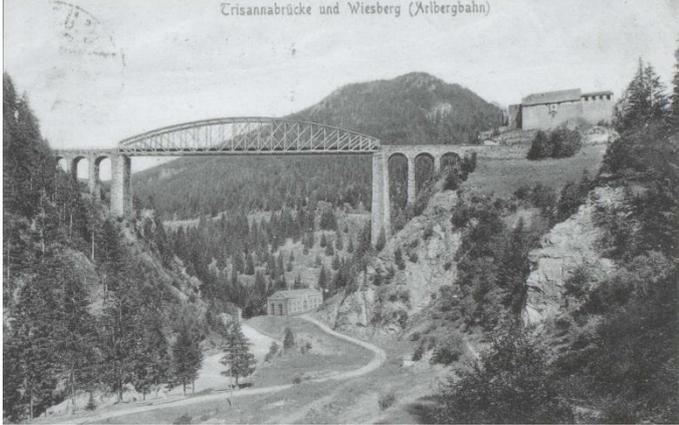
2.1.3 20. Jh. n. Chr. und 21. Jh. n. Chr.

Die Errichtung neuer Strecken für den Eisenbahn- und Straßenverkehr, sowie auch die Forschung bzgl. neuer Baumaterialien, die über bessere Eigenschaften als Naturstein und Eisen verfügen und sich in der Baubranche als wirtschaftlicher erweisen, eröffneten neue Möglichkeiten im Stahl-, Stahlbeton-, und in weiterer Folge auch im Spannbetonbau.

Neben der Überbrückung von bislang utopisch erscheinenden Spannweiten entstanden durch die Verwendung von Stahl neue heute noch gängige Bauweisen, wie der Hohlkasten- (engl. *box girder*) oder der Fischbauchträger. Ende des 19. Jh. beeindruckte HEINRICH GERBER mit seinem neu erfundenen System, bei dem Teile des Tragwerks als Kragträger (engl. *cantilever*) ausgeführt sind und von den Pfeilern aus vorgebaut werden. Bogentragwerke, die als Fachwerk ausgeführt wurden, begeisterten durch ihre filigrane und gleichzeitig sehr starke Konstruktion.

Nicht nur die Entstehung der vielerlei neuen Ideen, sondern die Weiterentwicklung derselben innerhalb kürzester Zeit war hoch beeindruckend und ein Zeichen für die bedeutende Rolle der Forschung im Brückenbau. Ein gutes Beispiel dieses raschen Fortschrittes ist bei der im vorigen Abschnitt erwähnten *Trisannabrücke* gut erkennbar (s. Tabelle 1). Beachtlich dabei ist die Nachhaltigkeit der aus Naturstein erbauten Vorlandbrücken (engl. *approach bridge*), die heutzutage den hohen Lasten der stark befahrenen Arlbergstrecke im Westen Österreichs nach wie vor standhalten. Der Bogen setzte sich in diesem Fall – von dessen Einsatz als Haupttrag- oder als Verstärkungsglied unabhängig – als zuverlässiges Tragelement zur Überbrückung großer Spannweiten durch. Diese und viele weitere Neuheiten verdeutlichen die Tendenzen der bevorzugten Bauweise in der hundertjährigen Zeitspanne zwischen 1850 und 1950: dem Stahlbrückenbau.

Tabelle 1: Veranschaulichung der Entwicklung im Brückenbau anhand der *Trisannabrücke* in Österreich

BESCHREIBUNG	ZEITPUNKT	DARSTELLUNG
Errichtung der Überbrückung des Paznauntales durch eine Fachwerkbrücke aus Stahl.	1884	
Verstärkung durch Zugband, ausgeführt als Fischbauchträger.	1930	
Neubau des Hauptträgers, ausgeführt als LANGERScher Balken (engl. <i>tied-arch bridge</i>). Aufnahme nach dem Querverschub in der Nacht vom 15. November.	1964	

Bilder entnommen aus [THÖNY; 2009, S. 29, 48, 89]



Abb. 11: Die *Salginatobelbrücke* in der Schweiz aus [KESSLER; 2011, S. 272]

Ein weiterer revolutionärer Baustoff des 20. Jh. ist der Beton. Er verfügt über die soliden Druckfestigkeitseigenschaften vom Naturstein und durch die Bewehrung mittels Stahlstäbe ist er in der Lage Zugspannungen aufzunehmen. Mit ihm kristallisiert sich somit ein wesentlicher Unterschied zwischen einer gewölbten Konstruktion aus Naturstein und einem Bogen aus Stahlbeton (engl. *reinforced concrete*) heraus. Während beim Bogen die Lastabtragung über Biegung, sprich über Druck- und Zugspannungen, erfolgt, reagiert ein Gewölbe sehr empfindlich auf Zugbeanspruchungen. Auf diese Begrifflichkeit wird im Abschnitt 2.2 näher eingegangen.

Im Jahre 1930 verdeutlichte ROBERT MAILLART die Vorteile des Betons bei einer Meisterleistung der Ingenieurkunst auf 90 m Höhe über dem Salginatobel. Er verlieh seiner Brücke mit einem beträchtlichen Pfeilverhältnis von 1:34 [BROWN; 2005] eine sehr geringe Schlankheit. Die Bauweise mit offenen Stirnwänden sorgt nicht nur für eine Verringerung des Eigengewichtes der Struktur, sondern trägt wesentlich zu ihrer beachtenswerten architektonischen Gestaltung bei. Die kühne Konstruktion steht allgemein im guten Einklang mit der umgebenden schönen Landschaft der Schweizer Alpen. Mit der Gestaltungsart der *Salginatobelbrücke* warf MAILLART ein weiteres Kriterium bei der Errichtung von Brücken auf, auf das bei Entwürfen späterer Konstruktionen, wie etwa der *Ganterbrücke* oder der *Sunnibergbrücke*, ein großes Augenmerk gerichtet wurde: der Ästhetik des Bauwerks. Die Erfüllung kultureller Anforderungen, zu denen die Ästhetik zählt, wurde somit zu einer gleichwertigen Ingenieuraufgabe wie die Erfüllung der funktionellen Anforderungen.

Das 20. Jh. war geprägt von zahlreichen politischen Ereignissen, wodurch viele bedeutende Bauwerke, mehrere Brücken eingeschlossen, zerstört wurden. Der Brückenbau mit Naturstein als Baustoff widmete sich im vergangenen Jahrhundert weniger dem Neubau, sondern dem Wiederaufbau. Es mussten Methoden entwickelt werden, um die noch vorhandenen und nutzbaren Steine wieder zu verwenden. Die fehlenden Steine mussten durch möglichst genaue Nachbildungen ersetzt werden. Es war von großer Bedeutung die Brücken stilgetreu wieder zu errichten. Dazu zählen unter anderem die *Brücke Santa Trinita* in Florenz sowie auch die *Brücke Stari Most* in Mostar, welche sich neben ihrer architektonischen und verkehrstechnischen Relevanz auch durch ihren hohen kulturellen Wert auszeichnete. Heutzutage gilt sie laut der UNESCO als Weltkulturerbe und Symbol für das Zusammenleben zwischen Kulturen und Religionen [UNESCO; 2005].

Mit dem Einsatz von Stahl- und später auch Spannbeton (engl. *prestressed concrete*) neigte sich die Ära der Steinbogenbrücken dem Ende zu. Die Überwindung größerer Spannweiten, die einfachere Bauweise und die geringeren Baukosten sprachen eindeutig für die Verwendung von Beton statt Naturstein. Dennoch wurden noch einige bedeutende steinerne Bauwerke im vergangenen Jahrhundert errichtet. Dazu zählt die längste Steinbrücke der Welt in Pennsylvania, die *Rockville Bridge* (1902) [HISTORIC AMERICAN ENGINEERING RECORD; 2001]. Erwähnenswert sind auch der *Pont Sidi Rached* in Algerien, und die *Elstertalbrücke Pirk* in Deutschland, die politisch bedingt erst über 50 Jahre nach Baubeginn im Jahr 1938 fertiggestellt werden konnte und als eine der letzten in Europa erbauten Steinbogenbrücken gilt. Gegenwärtig ist China das einzige Land, das noch Naturstein für die Errichtung von Brücken verwendet. Die *Danhe Brücke* ist die weltweit größte Steinbogenbrücke mit einer beeindruckenden Spannweite von 146 m [DUAN; 2014].

2.2 DAS GEWÖLBE

„Gewölbe, Steindecken, aus einzelnen natürlichen oder künstlichen Steinen so zusammengefügt, dass sie vermöge der Gestalt und Lage dieser Steine durch die Umfassungsmauern des zu überbrückenden Raumes oder durch Stützen (Säulen) schwebend im Gleichgewicht erhalten werden und außerdem imstande sind, entsprechende Lasten zu tragen [...]“ [LUEGER; 1904, S. 498-499].

„Eine Gewölbebrücke erscheint als Tragwerk zur Überführung von Wegen über Hindernisse. Dieses Tragwerk ist gekennzeichnet durch eine gekrümmte Systemfläche [...], sowie durch eine Lichtweite von mindestens 2,0 m. Sein Material ist druckfest mit vernachlässigbarer kleiner Zugfestigkeit.“ [WEBER; 1999, S. 34].

„Bögen leiten ihre hohe strukturelle Effizienz von der Ausnutzbarkeit des Querschnittes auf Druck ab. Ein Bogen [...] ist ein gekrümmter Druckstab mit Querkraft.“ [PAUSER; 2004] (entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 200])

„Ein konkav gekrümmtes Tragwerk ist dann ein Gewölbe, wenn die Sicherung der Tragfunktion allein durch druckfeste Baustoffe mit vernachlässigbarer Zugfestigkeit fugend verwirklicht wird.“ [KURRER; 2016, S. 34].

Aus dieser Auswahl verschiedener Definitionsversuche wird klar, dass nicht nur in der Alltags- sondern auch in der Fachsprache die Begriffe *Gewölbe*, *Bogen* und *Gewölbebrücken* nach wie vor nicht exakt voneinander unterschieden werden; trotz mehrerer Versuche gelingt es nicht, die Definitionen so zu formulieren, dass diese sich nicht überschneiden.

Im Rahmen dieser Ausarbeitung wird aus den aufgelisteten Definitionen die Erkenntnis festgehalten, dass es sich bei einem Gewölbe um ein konkav gekrümmtes Tragwerk handelt, bei dem die Lastabtragung im Wesentlichen über Druckkräfte erfolgt. Es eignet sich hervorragend zur Überbrückung von Hindernissen, die eine Breite von mind. 2,0 m aufweisen. Zudem ist erwähnenswert, dass die Fundamente bzw. Widerlager der Konstruktion essenziell für die Standsicherheit sind, da sie große Horizontalkräfte abfangen und ins Erdreich weiterleiten müssen. Ist in weiterer Folge von einem Bogen oder einem Gewölbe die Rede, ist jedenfalls ein Tragwerk mit den erwähnten Eigenschaften gemeint. Eine Darstellung der Bestandteile einer Gewölbebrücke ist in Abb. 12 gegeben.

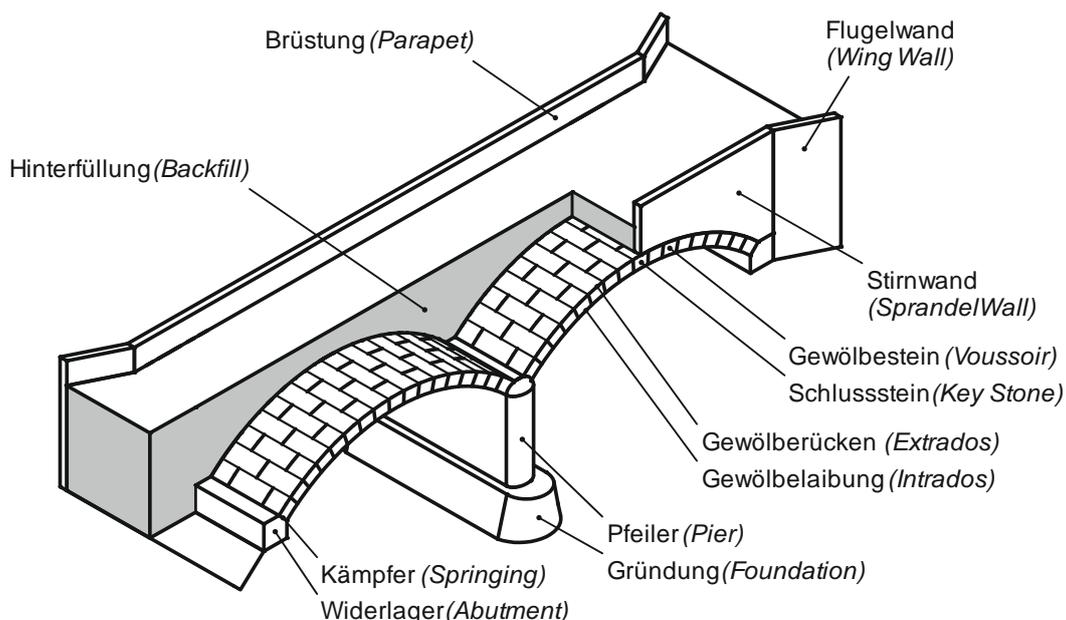


Abb. 12: Bezeichnung der Bestandteile einer Bogenbrücke,
Grafik in Anlehnung an [KRAWTSCHUK; 2014]

In seiner Dissertation [WEBER; 1999] fasste WEBER die Vor- und Nachteile der Bogenbrücken zusammen (entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 22-23]):

- Vorteile:
 - *Geringe Verformungen unter Verkehrslast – bei Eisenbahnbrücken wenige Zehntel Millimeter,*
 - *Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung sind irrelevant – die Gesamtbeanspruchungen liegen oft im Druckschwellenbereich,*
 - *Verwendung von lückenlosen Gleisen auf Grund der geringen Verformungen – keine Schienenauszüge notwendig,*
 - *Hohe Ausfallsicherheit und Robustheit – Unempfindlichkeit gegen unplanmäßige Einwirkungen,*
 - *Hohe Schadenstoleranz,*
 - *Frühzeitiges Anzeigen von Versagen,*
 - *Hohes Lebens- und Nutzungsalter,*
 - *Gewölbebrücken gewährleisten den Reisenden eine ungestörte Sicht,*
 - *Die Baumaterialien können umweltgerecht entsorgt bzw. wiederverwendet werden,*
 - *Hervorragende Einfügung in die Landschaft.*
- Nachteile:
 - *Deutliche Verringerung der Tragfähigkeit durch große Auflagerverschiebungen,*
 - *Der Lichtraum unter der Brücke ist nicht konstant,*
 - *Komplizierter Rückbau.*

2.3 BOGENARTEN

Grundsätzlich kann zwischen zwei Hauptbogenarten unterschieden werden: dem unechten und dem echten Bogen (s. Abb. 13). Der unechte Bogen, auch Kraggewölbe genannt, entsteht durch eine horizontale Anordnung flacher Steine zu Kragarmen, die jeweils durch das Eigengewicht der oberen Steinlage fest eingespannt werden. Diese Bogenform war für antike Hochbaukonstruktionen üblich, wie z.B. bei den prächtigen Tempeln der Mayas in Mexiko und den mittelamerikanischen Ländern, aber auch den kleinen sehenswerten *Trulli* in

Südtalien. Der echte Bogen ist durch eine radiale Anordnung der Steine gekennzeichnet, welcher zur Übertragung schwerer Lasten, wie bei Brückenkonstruktionen, geeignet ist.

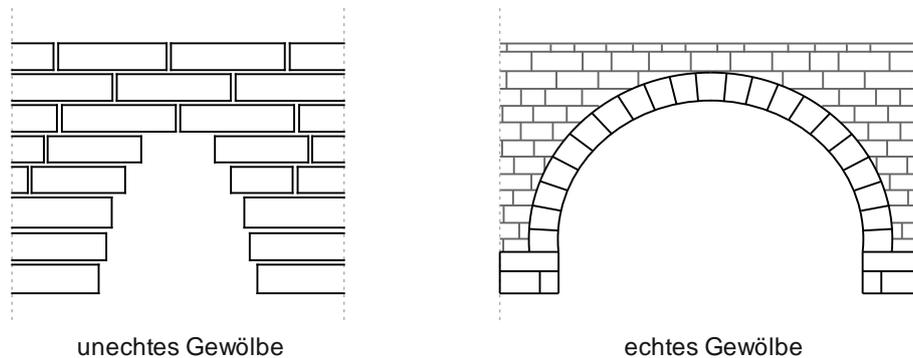


Abb. 13: Schematische Darstellung eines unechten und eines echten Gewölbes

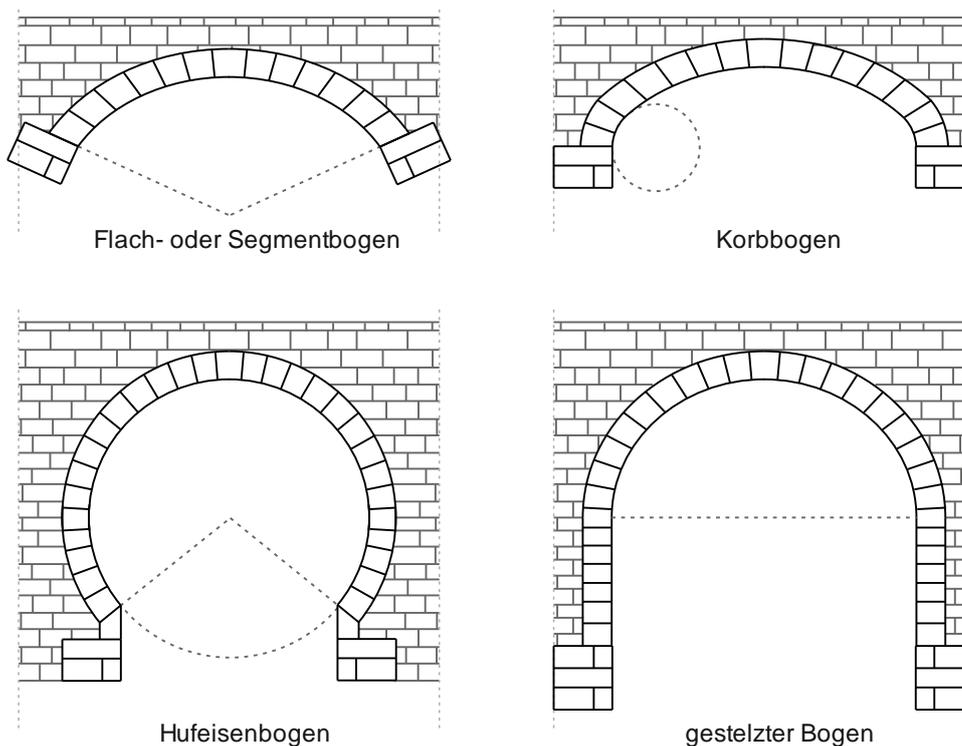


Abb. 14: Bogenarten nach PROSKE [2006]

Bögen lassen sich außerdem nach ihrer Form, wie in Abb. 14 gezeigt, unterscheiden. Eine weitere Unterteilung des echten Bogens erfolgt nach BIEN UND KAMINKSI je nach Material, Geometrie, Bogendicke, Anzahl der Felder und auch nach der Überkonstruktion. Letztere diente auch zur Gewichtseinsparung mittels Hohlräume in den Hinterfüllungen, welche sowohl eine statische als auch eine konstruktive Rolle übernehmen können.

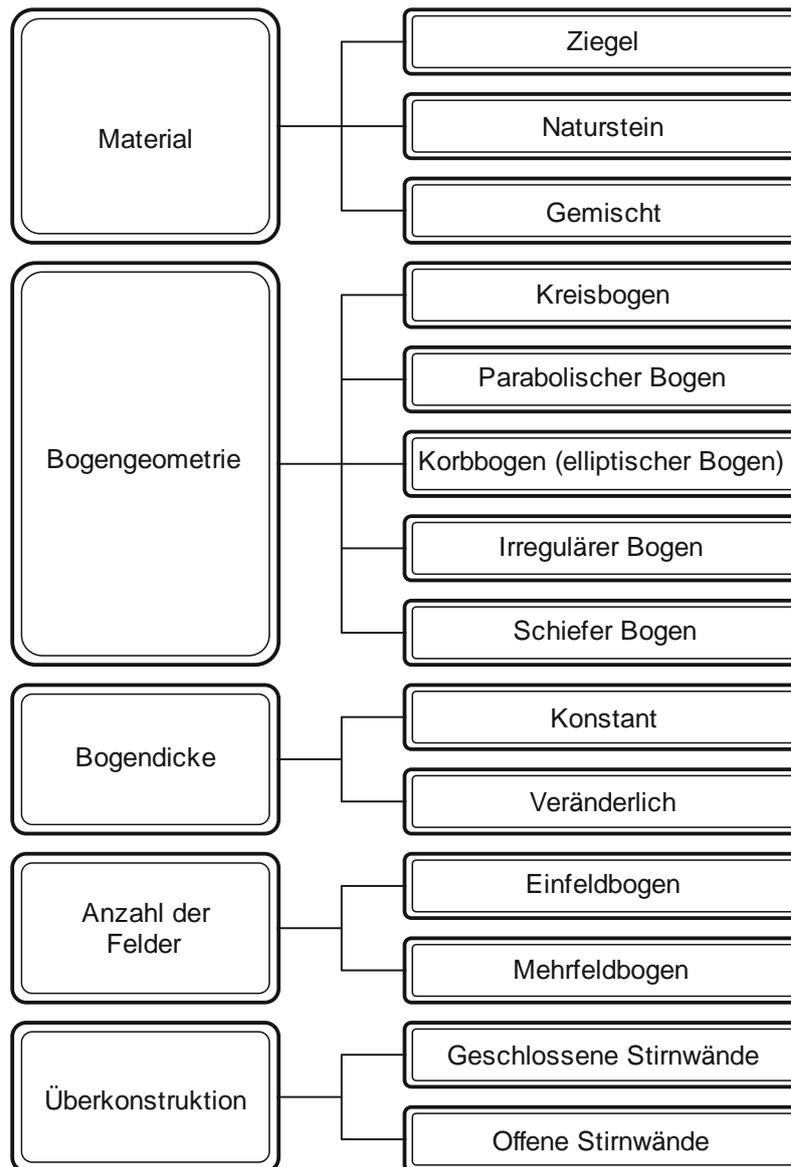


Abb. 15: Einteilung von Steinbogenbrücken nach [BIEN UND KAMINSKI; 2004]

2.4 AKTUELLE SITUATION IM BRÜCKENBAU

Gewölbte Konstruktionen werden gegenwärtig kaum mehr aus Naturstein hergestellt. Moderne Baustoffe, wie Beton und Stahl, finden überwiegend Anwendung, da sie andere und wirtschaftlichere Eigenschaften aufweisen und größere Spannweiten ermöglichen. Straßenbrücken auf österreichischen Autobahnen bestehen fast ausschließlich aus Stahl- oder Spannbeton, während sich im Eisenbahnverkehr noch viele steinerne Brücken im Betrieb befinden. Dies wird in Abb. 16 und Abb. 19 veranschaulicht. Dennoch ist es von großer Bedeutung, die vorhandene Substanz an gewölbten Steinkonstruktionen zu erhalten (vgl. Abb. 18), um das historische architektonische Erbe sachgemäß zu schützen.

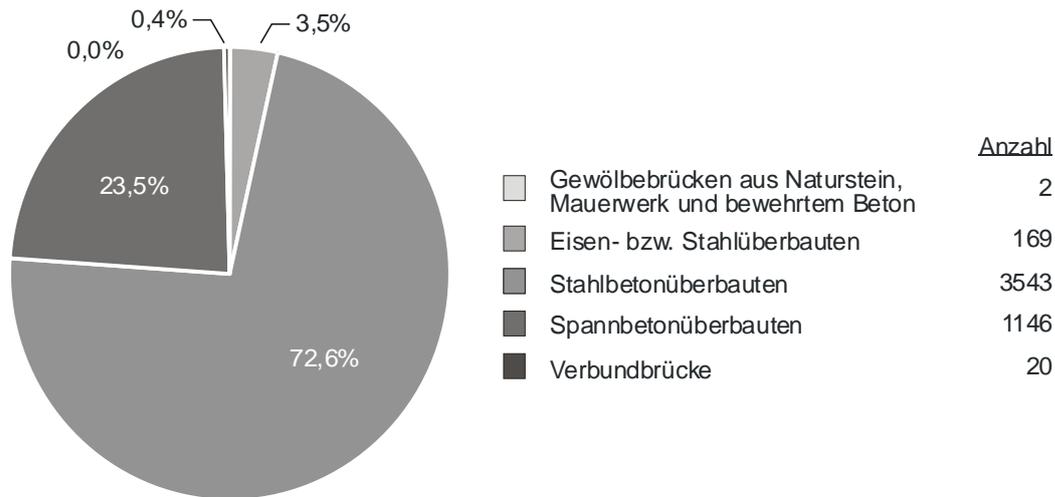


Abb. 16: Betreuter Brückenbestand durch die ASFINAG zum Stichtag 5.7.2017 [ASFINAG; 2017]

Eine große Herausforderung stellt die seit der Mitte des 19. Jh. steigende Belastung (erhöhte Massen und Geschwindigkeiten) infolge des Schienenverkehrs dar (s. dazu Abschnitt 2.1.2). Ein Überblick über die zulässigen Achslasten von 1870 – herausgegeben vom österreichischen Handelsministerium – bis zum aktuell gültigen Eurocode ist in Abb. 17 dargestellt. Die derzeitigen Brückenklassen und dazugehörigen Lastmodelle gemäß ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012], sowohl für den Straßen-, als auch für den Eisenbahnverkehr, werden im Abschnitt 4.3.2 näher erläutert.

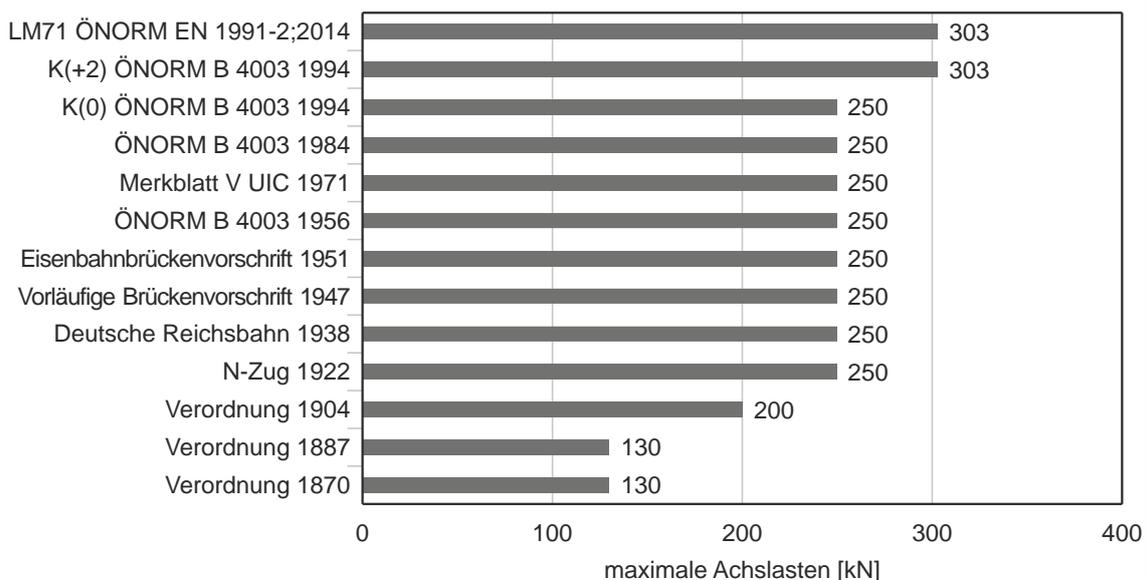


Abb. 17: Maximale Achslasten der Eisenbahnbrücken im Bereich der ÖBB aus [SIMANDL; 2011, S. 32]

Die Durchführung von Forschungsprojekten zur Ermittlung der Tragfähigkeit, der Erhaltungsanforderungen, der noch vorhandenen Lebensdauer, der Stabilität und der besten Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen von Gewölben ist heutzutage sehr gängig. Diese Tatsache ist darauf zurückzuführen, dass tausende Steinbogenbrücken in Europa und auf der Welt sich derzeit noch in Betrieb befinden und ein Ersatz all dieser Brücken wirtschaftlich nicht möglich wäre. Bei Bauwerken mit einem hohen historischen Wert wäre das gar undenkbar.

WEBER führte in seiner Dissertation [WEBER; 1999] eine Bestandserhebung von gewölbten Eisenbahnbrücken europäischer Eisenbahngesellschaften durch, deren Ergebnisse Tabelle 2 entnommen werden können. Eine graphische Illustration dieser Untersuchung ist in Abb. 18 dargestellt, welche neben der Anzahl der Eisenbahnbrücken auch den prozentuellen Anteil an Gewölbebrücken aus dem Gesamtbestand enthält.

Tabelle 2: Anzahl der Steinbogenbrücken in verschiedenen Eisenbahngesellschaften
nach WEBER [1999]

EISENBAHN- GESELLSCHAFTEN	BETRIEBS- LÄNGE [KM]	ANZAHL EBS	BRÜCKEN -DICHTE	ANZAHL GB	% GB	ÄLTESTE GB
Belgische (SNCB/NMBS)	3.432	3.400	10	600	18	1845
Britische (BR)	16.528	26.240	16	13.000	50	1825
Bulgarische (BDŽ)	4.299	982	2	62	6	1867
Dänische (DSB)	2.344	1.500	6	135	9	1853
Deutsche (DB)	4.087	32.017	8	9.146	29	1837
Finnische (VR)	5.874	1.905	3	60	3	1861
Französische (SNCF)	32.731	28.259	9	13.167	47	1840
Griechische (CH, OSE)	2.484	21.000	8	710	34	1883
Italienische (FS)	16.112	59.473	37	37.400	63	1850
Irische (CIE)	1.944	2.752	14	1.484	54	1839
Luxemburgische (CFL)	275	282	10	149	53	1859
Niederländische (NL)	2.753	2.790	10	50	3	1842
Norwegische (NSB)	4.027	2.700	7	311	12	1888
Österreichische (ÖBB)	5.605	5.048	9	1.200	24	1838
Polnische (PKP)	25.254	8.500	3	1.020	12	1842
Portugiesische (CP)	3.054	1.928	6	883	46	1875
Schwedische (SJ)	9.846	3.500	4	100	3	1857
Schweizerische (SBB)	2.985	5.267	18	914	17	1847
Spanische (RENFE)	13.041	6.371	5	3.205	50	1860
Tschechoslowakische (ČSD)	13.100	9.411	7	3.213	34	1845

GB – Gewölbebrücke
EBS – Eisenbahnbrücken, die von Schienenfahrzeugen befahren werden
Betriebslänge – Gesamtlänge der von einer Bahn betriebenen Strecken
Brückendichte – Anzahl EBS pro 10km Betriebslänge

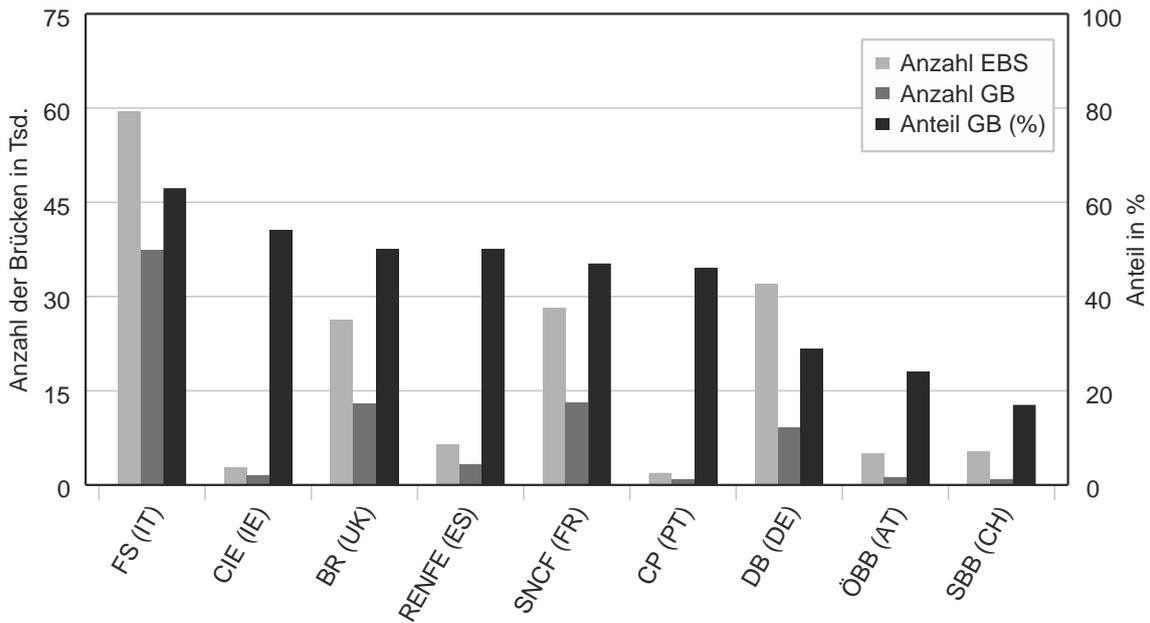


Abb. 18: Brückenbestand europäischer Eisenbahngesellschaften. Daten aus Tabelle 2

Eine Statistik aus der technischen Datenbank der ÖBB, entnommen aus der Dissertation von SIMANDL [SIMANDL; 2011], zeigt die historische Entwicklung der verschiedenen errichteten Eisenbahnbrückentragwerke in Österreich. Eine ähnliche Analyse wurde in Deutschland von WEBER [WEBER; 1999] durchgeführt. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse beider Untersuchungen ist in Abb. 19 zu sehen. Daraus ist ersichtlich, dass bis ca. 1860 in beiden Ländern fast ausschließlich Gewölbeeisenbahnbrücken (zu dieser Zeit betragen die zulässigen Achslasten etwa ein Drittel des aktuellen Lastansatzes) gebaut wurden, während zur Jahrtausendwende keine Natursteinbrücken mehr errichtet wurden. In Anbetracht der Tatsache, dass die Ablöserichtlinie der ÖBB [ÖBB ASFINAG; 2002] eine Nutzungsdauer von 130 Jahren für Gewölbebrücken vorsieht, weist ein Großteil der vorhandenen Substanz in Österreich Instandsetzungs- und Instandhaltungsbedarf auf, um ihre Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. Denkmalgeschützte Strecken, wie die Strecke der Semmeringbahn, stellen eine besondere Herausforderung bei der Durchführung dieser Maßnahmen dar.

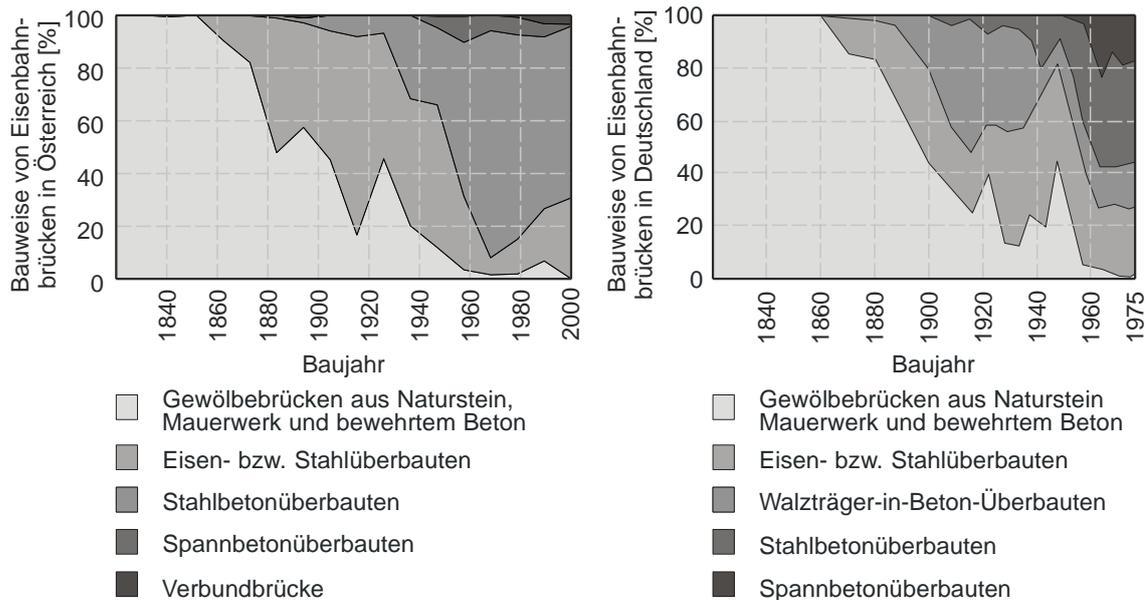


Abb. 19: Links: Zeitlicher Verlauf der verschiedenen errichteten Brückentragwerke der ÖBB nach [SIMANDL; 2011].

Rechts: Zeitlicher Verlauf der verschiedenen errichteten Brückentragwerke der DB aus [WEBER; 1999, S. 14]

Stein als Baustoff weist eine sehr hohe Lebensdauer auf. Die zahlreichen Steinbogenbrücken, die vor Jahrhunderten errichtet wurden und gegenwärtigen Belastungen nach wie vor standhalten können, belegen diese Aussage. Wesentliche Erhaltungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen, welche nunmehr unumgänglich sind, werden erst seit dem vergangenen Jahrhundert durchgeführt. Davor fanden hauptsächlich Restaurierungs- und Reparaturarbeiten bei groben Schäden statt. Die Ursache der gegenwärtig gefundenen Mängel bei Gewölbebrücken ist häufig auf ihr hohes Alter zurückzuführen. Die Tatsache, dass über ihre sehr lange Lebensdauer wenig Wert auf die Erhaltung dieser Konstruktionen gelegt wurde und viele von ihnen trotzdem noch den derzeitigen Anforderungen genügen, deutet auf die sehr geringen Erhaltungskosten dieser Bauwerke hin. Dies könnte ein Grund sein, warum China beschlossen hat, Naturstein als Baustoff für Bogenbrücken weiterhin zu verwenden.

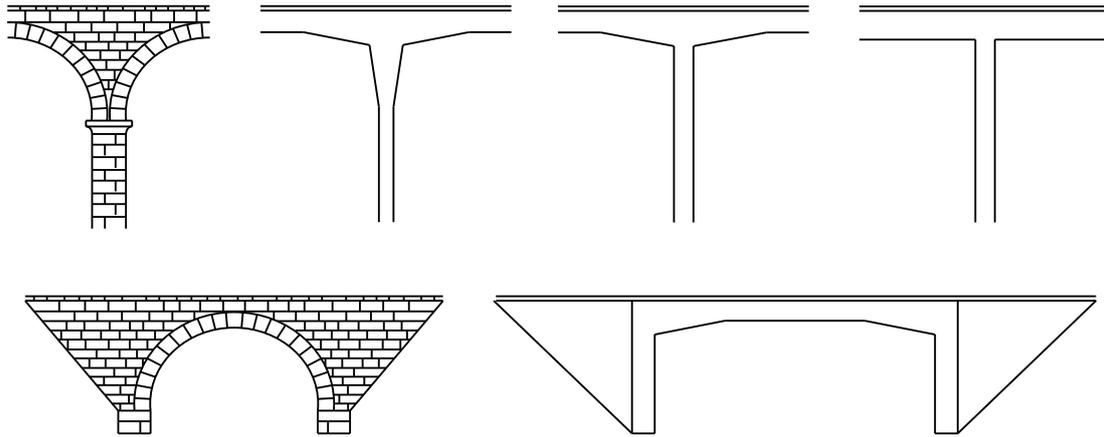


Abb. 20: Entwicklung im Brückenbau

Die Entwicklung moderner Brücken kann anhand der Abb. 20 erläutert werden. Im Laufe der Zeit sind die Brückenpfeiler immer dünner geworden und ihre Gesamtform hat eine deutliche Umwandlung erfahren. Zunächst wurden sowohl Über- und Unterbau gevoutet (engl. *haunched*) ausgeführt, bis schließlich auf gevoutete Pfeiler verzichtet wurde. Das Ergebnis ist die heutzutage gut bekannte Balkenbrücke (engl. *beam bridge*). Ähnliches ist auch bei den Rahmenbrücken erkennbar, bei denen die gewölbte Öffnung durch einen Rahmen mit gevouteten Ecken ersetzt wurde.

Wie im Abschnitt 2.1.3 bereits erwähnt, erlebte der Brückenbau durch den Einsatz der neuen Baustoffe Stahl und Beton eine Revolution. Das veränderte auch die statischen Systeme für Brücken und erweiterte die Möglichkeiten bei der Ausführung dieser Tragwerke. Von den überschaubaren einfach oder zweifach statisch unbestimmten Systemen für historische Gewölbekonstruktionen entstand eine Vielzahl neuer erschienenen Brückentypen. PROSKE hat die meisten Brückentypen für Bogenbrücken übersichtlich dargestellt (s. Abb. 21). Heute wird zwischen Bögen mit aufgeständerter und abgehängter Fahrbahn und dem Langerscher Balken unterschieden. Ähnlich wie der druckbeanspruchte Bogen stellt die zugbeanspruchte Hängebrücke eine Art optimaler Konstruktion dar. Sofern ihre Hauptbestandteile dem Verlauf der Stütz- bzw. der Kettenlinie möglichst übereinstimmen und die Materialauswahl der Art der Einwirkung entsprechend getroffen wird, kann ein Maximum an Tragfähigkeit erreicht werden.

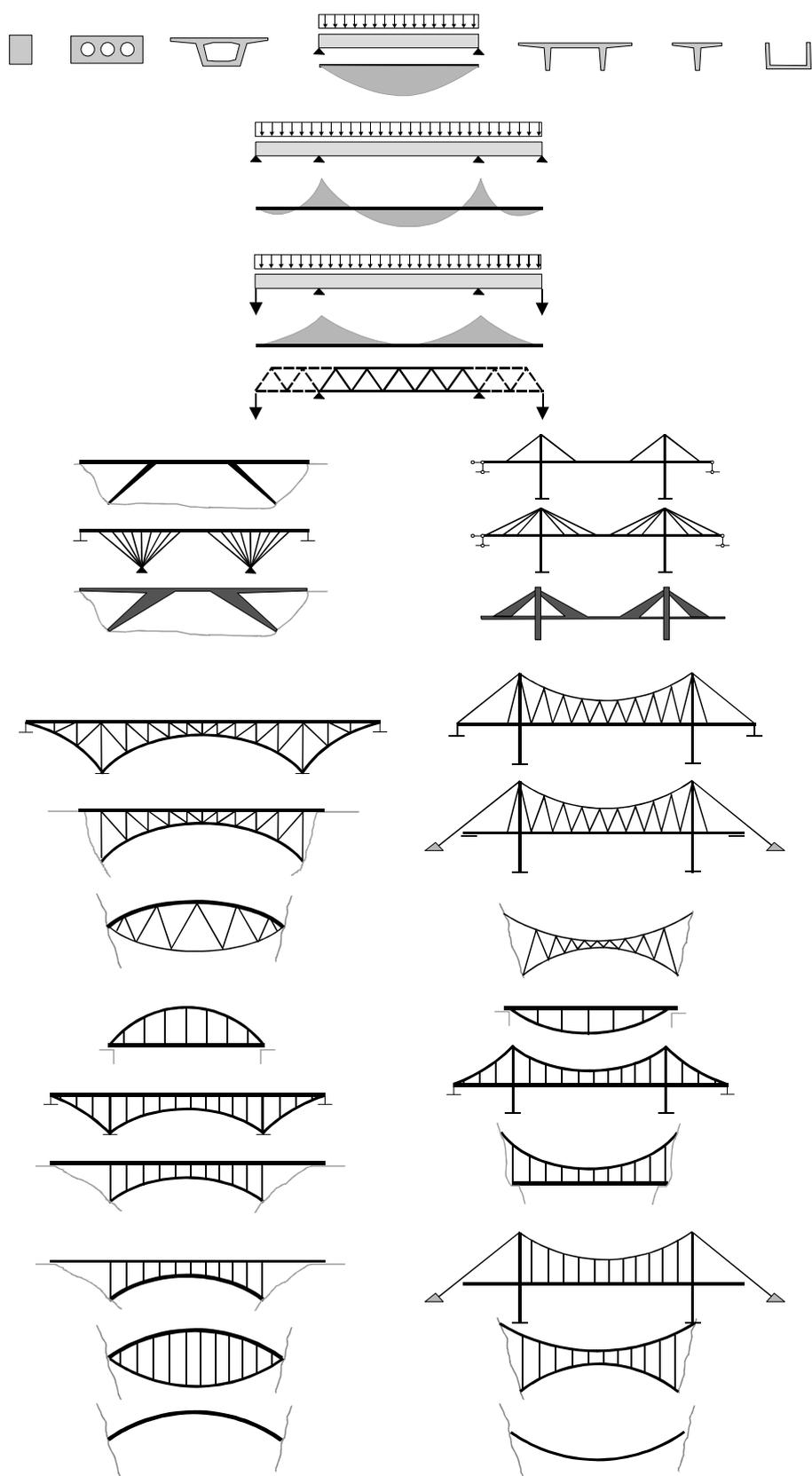


Abb. 21: Brückentypen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 38]

3 MODELLBILDUNG VON BOGENBRÜCKEN

3.1 STATIK DER GEWÖLBE

Optisch sind Bögen und gewölbte Tragwerke schwer zu unterscheiden. In ihrer statischen Tragwirkung gibt es jedoch ein wesentliches Merkmal, das jedes der beiden Tragwerke kennzeichnet. Die Lastabtragung erfolgt beim Bogen im Wesentlichen über Biegung, während die Lasten beim Gewölbe fast ausschließlich über Druckkräfte abgeleitet werden. Dieses Verhalten beider Tragwerke wird mit den Untersuchungen BERT HEINRICHS (s. Abb. 22) belegt.

Der Mensch beschäftigt sich seit mindestens 270 Jahren – d.h. seit der Gründung der *École des Ponts et Chaussées* – mit einer fachgerechten Analyse des Tragverhaltens eines Gewölbes. Mittlerweile existiert eine Mehrzahl an baustatischen Modellierungsverfahren für Gewölbebrücken, wobei jedes Verfahren nur bedingt realistische Ergebnisse ergibt.

Die analytische Beschreibung des Tragverhaltens eines idealen Gewölbes kann anhand des Konzeptes der Stützlinie erläutert werden. Für eine gegebene Belastung ist die Stützlinie die Spur der resultierenden Schnittkraft in einem System. Stimmt die Stützlinie mit der Gewölbeachse überein, so entstehen im Tragwerk ausschließlich Normalkräfte [STAROSSEK; 2010]. Abweichungen zwischen Stützlinie und Gewölbeachse spielen jedoch nicht nur in statischer, sondern auch in ästhetischer Hinsicht eine wichtige Rolle, denn diese „[...] machen dem Betrachter auch jeden Verstoß gegen das immanente Tragverhalten sofort bewusst“ [PAUSER; 2002, S. 114]. Auf dieses übersichtliche Berechnungsverfahren wird in Abschnitt 3.2.2 näher eingegangen. Beim Modellgewölbe auf Abb. 22 ist die Druckbeanspruchung in Richtung der Stützlinie deutlich erkennbar, während die Isochromaten des Modellbogens auf eine hohe Biegebeanspruchung hindeuten.

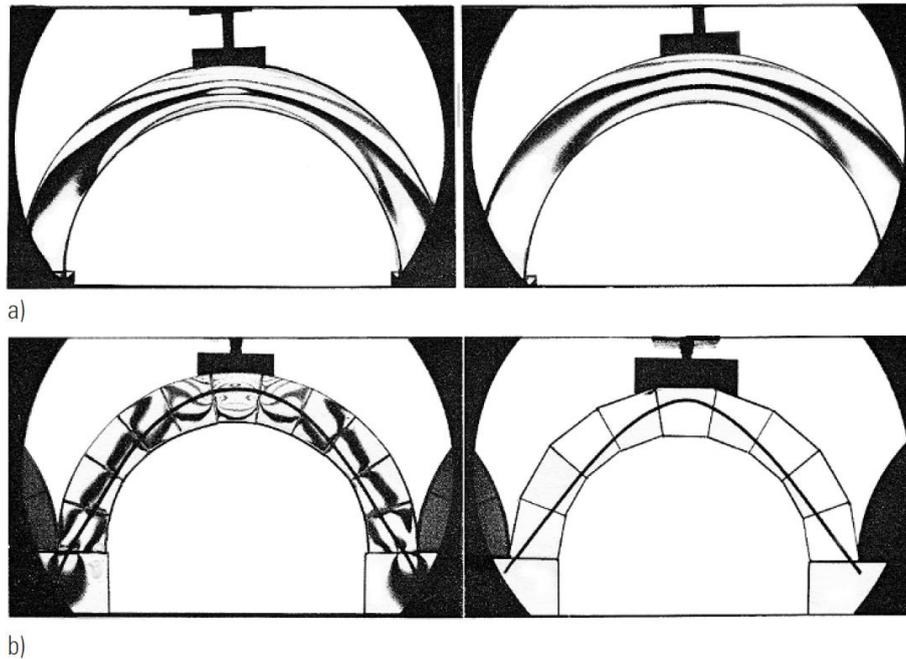


Abb. 22: Spannungsoptische Untersuchung eines Modellbogens und eines Modellgewölbes unter Einzellast; Isochromaten a) des Modellbogens und b) des Modellgewölbes aus [KURRER; 2016, S. 200]

Die geometrische Gestaltung des Gewölbes spielt eine maßgebliche Rolle bei der Lasteinleitung im Auflagerbereich. Die vertikale Komponente der inneren Kräfte aus einer vertikalen Belastung wird über Druck in das Auflager eingeleitet. Die horizontale Komponente (Horizontalschub) muss von den Widerlagern aufgenommen werden, was aufgrund der hohen Belastung zu Widerlagerverschiebungen führen kann und eine der häufigsten Schadensursachen darstellt. Ein flaches Gewölbe verursacht einen höheren Horizontalschub als ein stärker gekrümmtes Gewölbe.

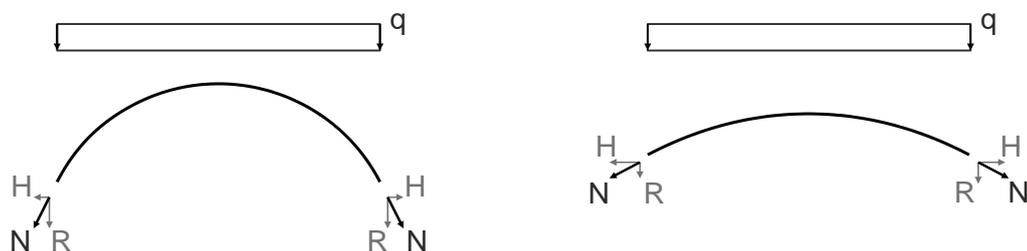


Abb. 23: Lastabtragung gewölbter Tragwerke

Hinsichtlich des statischen Systems können sechs Stabwerkmodelle unterschieden werden. Aufgrund der zuvor erwähnten Verschiebungen infolge Horizontalschub ist der statisch bestimmte Zweigelenkbogen (=gekrümmter Balken) wenig gebräuchlich. Die Verwendung eines Zugbandes zur Verhinderung der Verformungen ist bei Gewölbebrücken ebenfalls

wenig sinnvoll, da die Unterquerungsmöglichkeit durch einen anderen Verkehrsweg eingeschränkt oder gar verhindert wird. Das einfachste statische System zur Berechnung von Gewölbebrücken ist der statisch bestimmte Dreigelenkbogen, bei dem die Horizontalbeanspruchung von beiden Widerlagern aufgenommen wird. Statisch unbestimmte Systeme, wie der eingespannte Bogen, der Zweigelenk- und der eingespannte Eingelenkbogen, stellen weitere Varianten zur Berechnung dar.

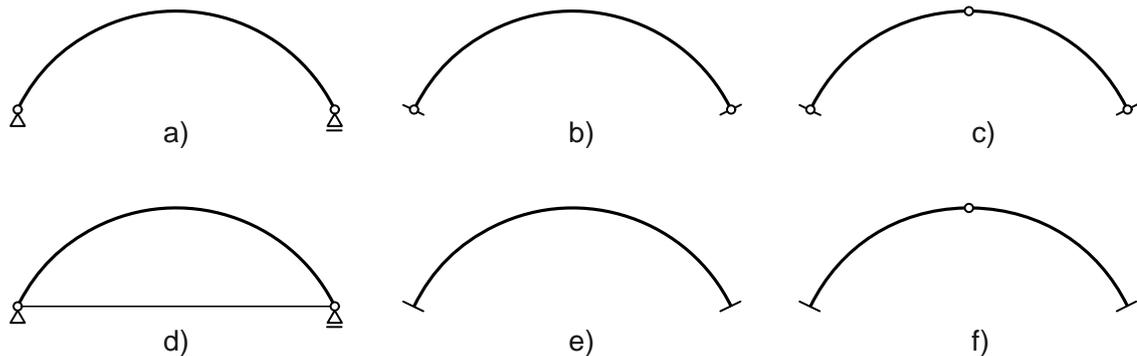


Abb. 24: a) gekrümmter Balken; b) Zweigelenkbogen; c) Dreigelenkbogen;
d) Bogenträger mit Zugband; e) eingespannter Bogen; f) eingespannter Eingelenkbogen

3.2 BERECHNUNGSVERFAHREN

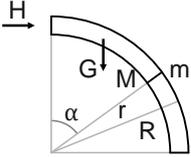
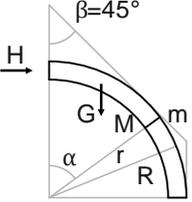
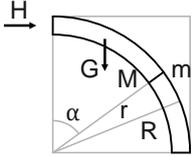
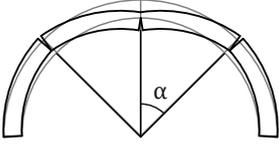
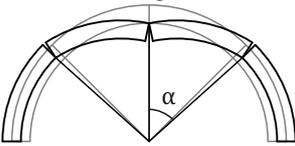
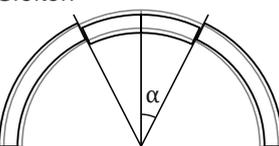
Die Berechnung eines Gewölbes stellt aufgrund von mehreren, schwer abschätzbaren Einflussfaktoren eine nicht immer leicht zu lösende Aufgabe dar. Dazu zählen die richtige Annahme der Eigenmasse, der Bodenkennwerte, der Schüttung und des Hinterfüllmaterials. Des Weiteren hängt die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken von verschiedenen Faktoren ab; einige von ihnen sind meistens nur durch komplexe Berechnungen mittels Finite Elementen Programmen berücksichtigbar. Die Wahl eines geeigneten Berechnungsverfahrens ist von der Fragestellung und den für die Untersuchung zur Verfügung stehenden Ressourcen abhängig. Nachfolgend sind die von der ONR 24008 [ONR 24008; 2014] angegebenen Verfahren und Hilfsmittel zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Gewölben.

- empirische Methoden,
- stabwerksbasierte Methoden,
- kontinuumsmechanische Methoden,
- Methode der Diskreten Elemente,
- Unterstützung des Tragsicherheitsnachweises durch Messergebnisse.

Weitere Berechnungsmethoden sind unter anderem die Berechnung mittels Verbundquerschnitte [PROSKE, et al.; 2006] oder des Fließgelenkdrehwinkels [HERZOG; 2010].

Obwohl die erste Segmentbogenbrücke Anfang des 7. Jh. n. Chr. in China errichtet wurde, wurden in Europa bis 1345 ausschließlich halbkreisförmige Bogenbrücken hergestellt. Die Geometrieverhältnisse dieser Bauten wurden von ALBERTI [HEINRICH] zusammengefasst und sind in Abb. 25 dargestellt. Darüber hinaus gelang es CORRADI UND FILEMINO die Grenzen der Versagensmechanismen von kreisförmigen Bögen mit konstanter Dicke zu ermitteln. Die Ergebnisse seiner Untersuchung sind in untenstehender Tabelle angegeben.

Tabelle 3: Grenzen der Versagensmechanismen von kreisförmigen Bögen
aus [CORRADI UND FILEMINO; 2004, S. 3]

VERSAGENS-MECHANISMUS	OHNE HINTERFÜLLUNG	FALLENDE HINTERFÜLLUNG	HORIZONTALE HINTERFÜLLUNG
			
Gelenkbildung 	$\mu \geq 0,395$ $K_{krit} = 1,1136$ $\alpha = 54^\circ$	$\mu \geq 0,511$ $K_{krit} = 1,184$ $\alpha = 50^\circ$	$\mu \geq 0,258$ $K_{krit} = 1,044$ $\alpha = 68^\circ$
Gelenkbildung und Gleiten 	$0,309 \leq \mu < 0,395$ $1,2205 \leq K_{krit} < 1,1136$ $29^\circ \leq \alpha < 54^\circ$	$0,406 \leq \mu < 0,511$ $1,264 \leq K_{krit} < 1,184$ $20^\circ \leq \alpha < 50^\circ$	$0,236 \leq \mu < 0,258$ $1,1138 \leq K_{krit} < 1,044$ $44^\circ \leq \alpha < 68^\circ$
Gleiten 	$\mu < 0,309$ $K_{krit} = 1,2205$ $\alpha = 29^\circ$	$\mu < 0,406$ $K_{krit} = 1,264$ $\alpha = 20^\circ$	$\mu < 0,236$ $K_{krit} = 1,1138$ $\alpha = 44^\circ$
R = Radius Gewölberücken R = Radius Gewölbelaubung $K_{krit} = \frac{R}{r}$		$\mu =$ Reibungskoeffizient $\alpha =$ Winkel Versagenspunkt H = Normalkraft im Scheitel G = Eigengewicht	

I. Formfindung

Die Form des Bogens ist im Wesentlichen durch die Stützweite und den Bogenstich bestimmt. Das Verhältnis dieser zwei Parameter, sog. Pfeilverhältnis, dient als Maß für die Formfindung:

$$s = \frac{f}{l} \quad (3-1)$$

Mit:

f Bogenstich

l Stützweite

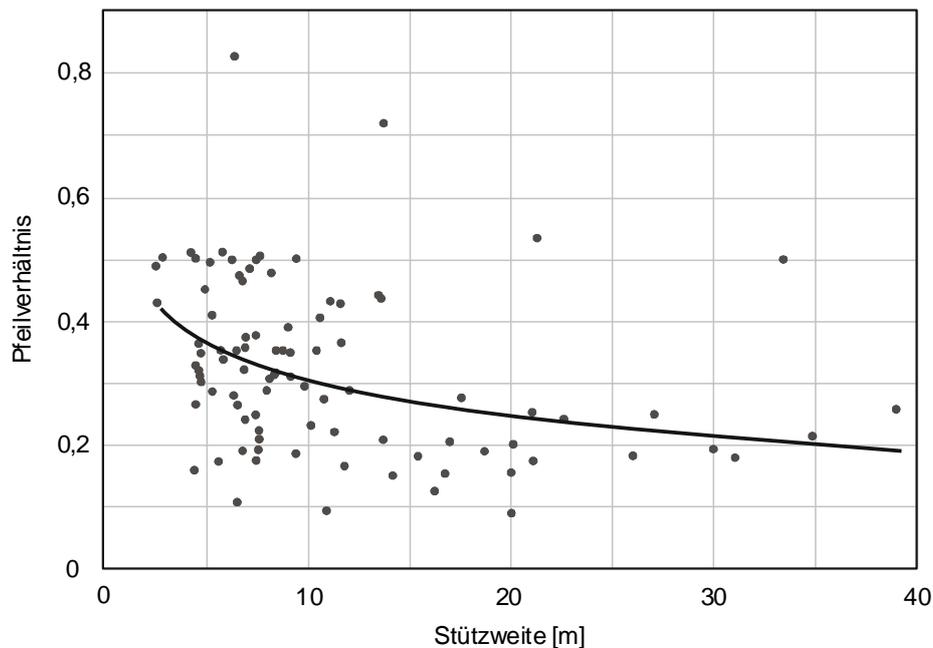


Abb. 26: Pfeilverhältnis über die Stützweite für Bogenbrücken
aus [PURTAČ, et al.; 2007, S. 527]

Aus der bestehenden Substanz kann für Bogenbrücken von einem Pfeilverhältnis zwischen $1/10 < s < 1/2$ ausgegangen werden (s. Abb. 26) [2007]. Das Verhältnis für die flacheren Segmentbogenbrücken liegt im unteren Bereich bei $1/9 < s < 1/6$ [CORRADI; 1998]. Bei Korbbögen waren etwas höhere Verhältniswerte üblich, wie z.B. bei dem *Ponte Santa Trinita* von BARTOLOMMEO AMMANATI mit einem Pfeilverhältnis von $1/7$ (s. Abschnitt 2.1.2). Für Kreis- und Korbbogen wurde das optimale Pfeilverhältnis von $1/5$ empfohlen. Die Anzahl der Kreissegmente bei Korbbögen wurde gemäß Tabelle 4 festgelegt.

Tabelle 4: Konstruktionsregeln für Korbbögen nach CORRADI [1998] –
Anzahl der Kreissegmente in Abhängigkeit von der Spannweite und dem Pfeilverhältnis

SPANNWEITEN	PFEILVERHÄLTNIS $s = 1/3$	PFEILVERHÄLTNIS $s = 1/4$	PFEILVERHÄLTNIS $s > 1/4$
$l < 10$	3	5	1 Kreisbogen mit Radius r: $r = \frac{l^2 + 4 \cdot f}{8 \cdot f}$
$10 \text{ m} < l < 40 \text{ m}$	5	7	
$l > 40 \text{ m}$	7	9	

Es wurden auch Ansätze zur Formfindung in Abhängigkeit von der Belastung verwendet. TOLKMITT [1998] schlug dazu folgende Funktion zweiten Grades vor:

$$p = \sum_{k=0}^n a_k \cdot z^{2 \cdot k} \quad (3-2)$$

Mit:

a_k Konstante

z Koordinate in Bogenlängsrichtung ab der Bogensymmetrieachse

Die Bogenform ergibt sich aus der Differentialgleichung in Gleichung (3-3). Auflösen und Einsetzen in Gleichung (3-1) ergibt die Funktion für die Bogenform in Gleichung (3-4). I.d.R. war es empfohlen die Reihe nach dem zweiten Term abzurechnen.

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{p}{H} \quad (3-3)$$

$$y = \frac{1}{H} \cdot \sum_{k=0}^n \frac{a_k}{(2 \cdot k + 1) \cdot (2 \cdot k + 2)} \cdot z^{2 \cdot k + 2} \quad (3-4)$$

CORRADI [1998] erwähnt weitere Berechnungsansätze zur Bestimmung der Bogenform:

$$y = \log(\cos(a \cdot z)) / a \quad (3-5)$$

$$y = k \cdot \log(\cos(a \cdot z)) \quad (3-6)$$

$$y = m \cdot \log(\cosh(a^2 \cdot z)) \quad (3-7)$$

II. Bogendicke im Scheitelbereich

Die Regeln für die Ermittlung der Bogendicke ergaben sich aus Beobachtungen und Erfahrungswerten. Eine Zusammenfassung dieser empirischen Regeln ist in Tabelle 5 gegeben. Inwieweit diese Regeln tatsächlich umgesetzt wurden, wird anhand der Datenerhebung von PURTAK, et al. auf Abb. 27 veranschaulicht. Darüber hinaus wurden zum Beginn des 18. Jh. geometrische Empfehlungen für die Dicke des Schlusssteins gegeben, welche in Tabelle 6 angegeben sind.

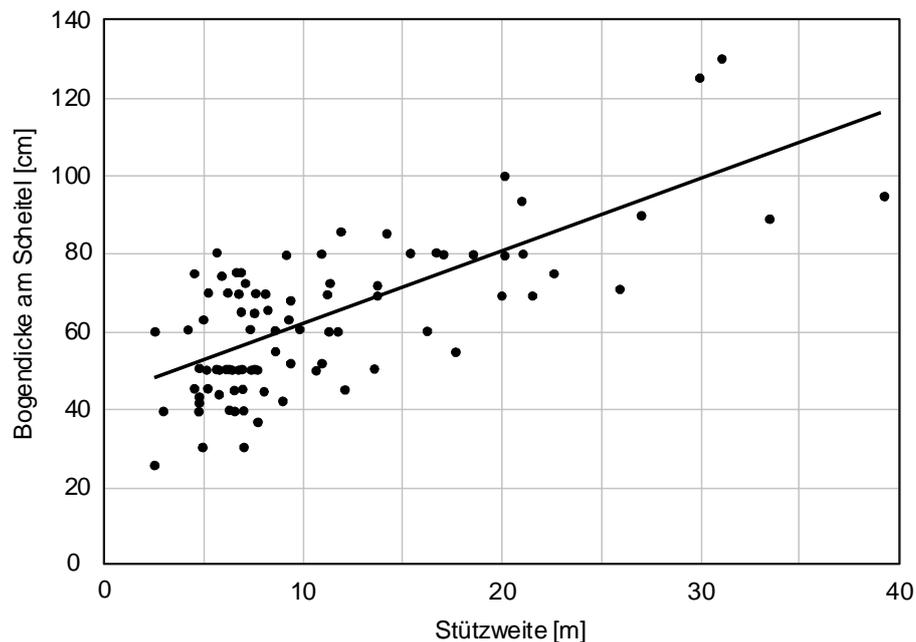


Abb. 27: Verhältnis Bogendicke zu Stützweite für Bogenbrücken
aus [PURTAK, et al.; 2007, S. 527]

Tabelle 5: Empirische Regeln für die Ermittlung der Bogendicke am Scheitel

VERFAHREN NACH	BOGENDICKE	KOMMENTAR	
FABRI [KURRER; 2016]	$d = 2 \cdot (3 - 2 \cdot \sqrt{2}) \cdot R$ $r = (4 \cdot \sqrt{2} - 5) \cdot R$	Bei Einhaltung dieser Dicke sind Gewölbe immer stabil. Bei geringeren Dicken kann das Gewölbe stabil oder instabil sein. (Bruchwinkel 45°)	
COUPLET [2016]	$d = 0,096 \cdot R$	Gewölbe mit größeren Dicken können stabil sein. Bei geringeren Dicken ist das Gewölbe immer labil. (Bruchwinkel 45°)	
ALBERTI [2016]	$d = \frac{2 \cdot r}{10} = 0,131 \cdot R$	Minimale Dicke bei einem Bruchwinkel von 58,8°	
HEYMAN [2016]	$d = 0,101 \cdot R$	Minimale Dicke bei einem Bruchwinkel von 58,8°	
CROIZETTE-DESNOYER [PROSKE, et al.; 2006]	$d = a + b \cdot \sqrt{2 \cdot r}$	Parameter <i>a</i> und <i>b</i> in Abhängigkeit davon, ob es sich um eine Eisenbahn- oder Straßenbrücke handelt.	
GENIO CIVILE [2006]	$d = 0,05 \cdot h + 0,40 \cdot l +$ $+ 2 \cdot (10 + l) \cdot \frac{l}{100 \cdot f}$	Bogendicke in Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe, der Spannweite und dem Bogenstich.	
Zusammenstellung von BUSCH UND ZUMPE [BUSCH UND ZUMPE; 1995]	$d = 0,37 + 0,028 \cdot l > 0,5 \text{ m}$ $h = 0,50 + 0,015 \cdot l > 0,7 \text{ m}$	Bogendicke in Abhängigkeit von der Spannweite. Die Bogendicke kann in Abhängigkeit von der Mauerwerksgüte, Überschüttung und Belastung mit den Faktoren 0,3 bis 1,9 multipliziert werden.	
d =	Gewölbedicke am Scheitel	l =	Spannweite
R =	Radius Gewölberücken	h =	Überschüttungshöhe
r =	Radius Gewölbelaubung	f =	Bogenstich

Neben diesen empirischen Regeln können auch Näherungsformeln zur Ermittlung der Scheitelstärke eines Bogens verwendet werden. Mit Hilfe der Formel in Gleichung (3-8) kann der Horizontalschub im Bogenscheitel ermittelt werden. Die Herleitung dieser Formel wird im Abschnitt 3.2.2 explizit gezeigt.

$$N = H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad (3-8)$$

Tabelle 6: Geometrische Regeln für die Ermittlung der Dicke des Schlusssteins (fortgesetzt)

VERFAHREN NACH	SCHLUSSTEINDICKE	KOMMENTAR
GAUTIER [CORRADI; 1998]	$e = \frac{l^2}{18}$	Für Bögen aus harten Steinen mit einer Spannweite $l > 10 \text{ m}$
	$e_{min} = 0,32 \text{ m}$	Für Bögen aus weichen Steinen
DUPUIT [1998]	$e = k \cdot l^{0,5}$	$k = 0,15$ für Segmentbogenbrücken $k = 0,20$ für Halbkreisbogenbrücken
RANKINE [1998]	$e = k \cdot \bar{R}^{0,5}$	$k = 0,191$
GAUTIER [1998]	$e = k_1 + k_2 \cdot l$	$k_1 = 0,32 \text{ m}$ $k_2 = 1/15$ Für Halbkreisbogenbrücken
PERRONET [1998]	$e = k_1 + k_2 \cdot l$	$k_1 = 0,325 \text{ m}$ $k_2 = 1/24 \div 1/144$ Für Halbkreisbogenbrücken
LESGUILLIER [1998]	$e = k_1 + k_2 \cdot l$	$k_1 = 0,10 \text{ m}$ $k_2 = 1/5$ Für Halbkreisbogenbrücken
DEJARDIN [1998]	$e = k_1 + k_2 \cdot l$	$k_1 = 0,30 \text{ m}$ $k_2 = 0,045$ Für Halbkreisbogenbrücken
	$e = k_1 + k_2 \cdot l$	$k_1 = 0,30 \text{ m}$ $k_2 = 0,025$ Für Kreisbögen mit Öffnungswinkel von 120°
	$e = k_1 + k_2 \cdot l$	$k_1 = 0,30 \text{ m}$ $k_2 = 0,014$ Für semielliptische Bögen
PERRONET [1998]	$e = 0,325 + 0,0694 \cdot \rho$	$\rho = l/2$ Für Segmentbogenbrücken
LESGUILLIER [1998]	$e = 0,10 + 0,20 \cdot \sqrt{l}$	Für Segmentbogenbrücken
L'ÉVEILLÉ [1998]	$e = 0,33 + 0,033 \cdot l$	Für Segmentbogenbrücken

VERFAHREN NACH	SCHLUSSTEINDICKE	KOMMENTAR
Deutsche und russische Ingenieure [1998]	$e = 0,43 + 0,10 \cdot \rho$	$\rho = l/2$ Für Segmentbogenbrücken
DUPUIT [1998]	$e = 0,15 \cdot \sqrt{\rho}$	$\rho = l/2$ Für Segmentbogenbrücken
Deutsche und russische Ingenieure [1998]	$e = 0,43 + 0,10 \cdot \rho$	$\rho = l^2/4 \cdot f$ Für Korbbogenbrücken
DUPUIT [1998]	$e = 0,20 \cdot \sqrt{\rho}$	$\rho = l^2/4 \cdot f$ Für Korbbogenbrücken
GAUTHEY [1998]	$e = 0,33 \text{ m}$	$l < 2 \text{ m}$ Für Halbkreisbogenbrücken
	$e = 0,33 \text{ m} + l/48$	$2 \text{ m} < l < 16 \text{ m}$ Für Halbkreisbogenbrücken
	$e = l/24$	$16 \text{ m} < l < 32 \text{ m}$ Für Halbkreisbogenbrücken
	$e = 1,33 \text{ m} + \frac{l - 32 \text{ m}}{48}$	$l > 32 \text{ m}$ Für Halbkreisbogenbrücken
GAUTHEY [1998]	$e = \alpha \cdot \sqrt{\rho}$	$\alpha = 0,165$ Für Halbkreisbogenbrücken aus hartem Steinmaterial
		$\alpha = 0,220$ Für Halbkreisbogenbrücken aus Ziegelsteinen
		$\alpha = 0,247$ Für Halbkreisbogenbrücken aus hartem Steinmaterial
Italienische Ingenieure [1998]	$e = 0,20 \text{ m} + \frac{l}{40} + \frac{20 + l}{1000} + \frac{l}{f}$	
RÉSAL [1998]	$e = 0,15 \text{ m} + 0,20 \cdot \frac{l}{2 \cdot \sqrt{f}}$	
$e =$	Dicke des Schlusssteines	$l =$ Spannweite
$f =$	Bogenstich	$\bar{R} =$ Radius der Gewölbeachse

III. Bogendicke im Kämpferbereich

Bei Bogenbrücken mit veränderlicher Bogendicke wurde von DEJARDIN folgende Formel zur Ermittlung der Dicke am Bogenkämpfer vorgeschlagen [1998]:

$$e_1 = \frac{e}{\cos \varphi} \quad (3-9)$$

Mit:

- e_1 Bogendicke im Kämpferbereich
- e Bogendicke im Scheitelbereich
- φ Öffnungswinkel, gemessen vom Bogenscheitel

Bei halbkreisförmigen Bögen ist nach dieser Formel die Bogendicke jedoch unendlich groß, weshalb die Dicke ab dem typischen Versagenspunkt (bei $\varphi = 60^\circ$) vereinfacht nicht mehr verändert wurde. Unter Berücksichtigung dieser Vereinfachung schlägt TAVERNIER jedoch folgende Formel für den Bereich zwischen $0^\circ < \varphi < 60^\circ$ vor [1998]:

$$e_1 = \frac{e}{\sqrt{\cos \varphi}} \quad (3-10)$$

IV. Dicke der Fundamente und Pfeiler

Für die Ermittlung der Fundamentdicke gibt es zahlreiche empirische Berechnungsmethoden, die im Folgenden (Tabelle 7) zusammengefasst sind. Für die Pfeiler galt, dass sie mindestens die Breite der Widerlager und die doppelte Breite des Bogens im Scheitelbereich aufweisen mussten. Unter der Annahme, dass bei Pfeilern, die zwei Bögen tragen, die Horizontalkraft gleich groß und entgegengesetzt ist, kann die Formel in Gleichung (3-11) zur Ermittlung der Pfeilerdicke aufgestellt werden [1998]. Weitere Regeln für die Pfeilergeometrie sind in Tabelle 8 gegeben.

$$E = \frac{\sqrt{\frac{h}{H}}}{\sqrt{\frac{f+e}{l}}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\omega}} \cdot k \quad (3-11)$$

Mit:

- E Pfeilerdicke
- l Spannweite
- h Höhe zwischen Kämpfer und Bruchpunkten
- e Dicke des Schlusssteines
- f Höhe zwischen der Oberseite des Scheitels und den Bruchpunkten
- H Horizontaler Abstand zwischen Bruchpunkten

Tabelle 7: Empirische Regeln für die Ermittlung der Fundamentdicke (fortgesetzt)

VERFAHREN NACH	FUNDAMENTDICKE	KOMMENTAR
LESGUILLIER [1998]	$S_s = (0,60 + 0,04 \cdot h) \cdot \sqrt{l}$	Für Halbkreisbogenbrücken
L'ÉVEILLÉ [1998]	$S_s = (0,60 + 0,162 \cdot l) \cdot \sqrt{\frac{0,865 \cdot l \cdot (h + 0,25 \cdot l)}{H \cdot (0,25 \cdot l + e)}}$	Für Halbkreisbogenbrücken
Deutsche und russische Ingenieure [1998]	$S_s = 0,305 + \frac{5 \cdot l}{24} + \frac{h}{6}$	Für Halbkreisbogenbrücken
HÜTTE [1998]	$S_s = \frac{5 \cdot l}{24} + 1,00 + \frac{h}{6}$	Für Halbkreisbogenbrücken
LESGUILLIER [1998]	$S_s = \left(0,60 + 1,10 \cdot \left(\frac{l}{f} - 2\right) + 0,04 \cdot h\right) \cdot \sqrt{l}$	Für Segmentbogenbrücken

VERFAHREN NACH	FUNDAMENTDICKE	KOMMENTAR
L'ÉVEILLÉ [1998]	$S_s = (0,33 + 0,212 \cdot l) \cdot \sqrt{\frac{l \cdot h}{H \cdot (f + e)}}$	Für Segmentbogenbrücken
Deutsche Ingenieure [1998]	$S_s = 0,305 + 0,125 \cdot l \cdot \left(\frac{3 \cdot l - f}{l + f}\right) + \frac{2 \cdot h + h_1}{12}$	Für Segmentbogenbrücken
Italienische Ingenieure [1998]	$S_s = 0,05 \cdot h + 0,20 \cdot l \cdot \left(\frac{10 + 0,5 \cdot l}{100}\right) \cdot \left(\frac{l}{f}\right)$	Für Segmentbogenbrücken
LESGUILLIER [1998]	$S_s = \left(0,60 + 1,05 \cdot \left(\frac{l}{f} - 2\right) + 0,04 \cdot h\right) \cdot \sqrt{l}$	Für Korbbogenbrücken
L'ÉVEILLÉ [1998]	$S_s = (0,43 + 0,154 \cdot l) \cdot \sqrt{\left(\frac{h + 0,54 \cdot f}{H}\right) \cdot \left(\frac{0,84 \cdot l}{0,65 \cdot f + e}\right)}$	Für Korbbogenbrücken
Deutsche Ingenieure [1998]	$S_s = 0,05 \cdot h + 0,20 \cdot l \cdot \left(\frac{10 + 0,5 \cdot l}{100}\right) \cdot \left(\frac{l}{f}\right)$	Für Korbbogenbrücken
HÜTTE [1998]	$S_s = \frac{l}{8} \cdot \left(\frac{3 \cdot l - f}{l + f}\right) + 1,00 + \frac{h}{6}$	Für Korbbogenbrücken
CROIZETTE-DESNOYER [1998]	$S_s = 0,33 + 0,212 \cdot l \cdot \left(\frac{l \cdot h}{H \cdot (f + e)}\right)$	Für Korbbogenbrücken
Deutsche Ingenieure [1998]	$S_s = 0,20 + 0,03 \cdot (\rho + 2 \cdot e) + 0,10 \cdot h$	Für Korbbogenbrücken
$S_s =$	Dicke des Widerlagers	$h_1 =$ Höhe der Hinterfüllung
$f =$	Bogenstich	$e =$ Dicke des Schlusssteines
$l =$	Spannweite	$\rho =$ Krümmungsradius des Bogens
$h =$	Höhe zwischen Kämpfer und Unterkante Fundament	$H :$ $H = h + f + e + 0,60$ $h_1 < 0,60 \text{ m}$ $H = h + f + e + h_1$ $h_1 > 0,60 \text{ m}$

Tabelle 8: Empirische Regeln für die Ermittlung der Pfeilerdicke

VERFAHREN NACH	PFEILERDICKE	KOMMENTAR
L'ÉVEILLÉ [1998]	$E = (0,33 + 0,212 \cdot l) \cdot \frac{\sqrt{\frac{h}{H}}}{\sqrt{\frac{f+e}{l}}}$	Für Kreisbogen
	$E = (0,60 + 0,212 \cdot l) \cdot \frac{\sqrt{\frac{h + 0,25 \cdot l}{H}}}{\sqrt{\frac{0,25 \cdot l + e}{0,865 \cdot l}}}$	Für Halbkreisbogenbrücken
	$E = (0,42 + 0,154 \cdot l) \cdot \frac{\sqrt{\frac{h + 0,54 \cdot l}{H}}}{\sqrt{\frac{0,465 \cdot l + e}{0,84 \cdot l}}}$	Für Korbbogenbrücken
SÉJOURNE [1998]	$E > \frac{l}{5}$	Für Straßenbogenbrücken aller Art
	$E = 0,4 + 0,15 \cdot l$	Für Straßenbogenbrücken aller Art
	$E = 0,8 + 0,10 \cdot l$	Für Straßenbogenbrücken aller Art
PERRONET [1998]	$E = 2,25 \cdot e$	Für Bogenbrücken aller Art
CASTIGLIANO [1998]	$E = 0,5 \cdot S_s$	Für Bogenbrücken aller Art
COLOMBO [1998]	$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \cdot h' + 0,6 \\ \frac{l}{6} \\ \frac{l}{10} \end{array} \right.$	Für Bogenbrücken aller Art. h' ist die Pfeilerhöhe vom Fundament zum Kämpfer
$E =$	Pfeilerdicke	$l =$ Spannweite
$h =$	Höhe zwischen Kämpfer und Bruchpunkten	$e =$ Dicke des Schlusssteines
$f =$	Höhe zwischen der Oberseite des Scheitels und den Bruchpunkten	$H =$ Horizontaler Abstand zwischen Bruchpunkten

3.2.2 Stabwerksbasierte Methoden

In diesem Abschnitt wird explizit auf das Stützlinienverfahren eingegangen, welches zu den stabwerksbasierten Methoden zählt. Die Grundlagen der Berechnung werden im Folgenden erläutert.

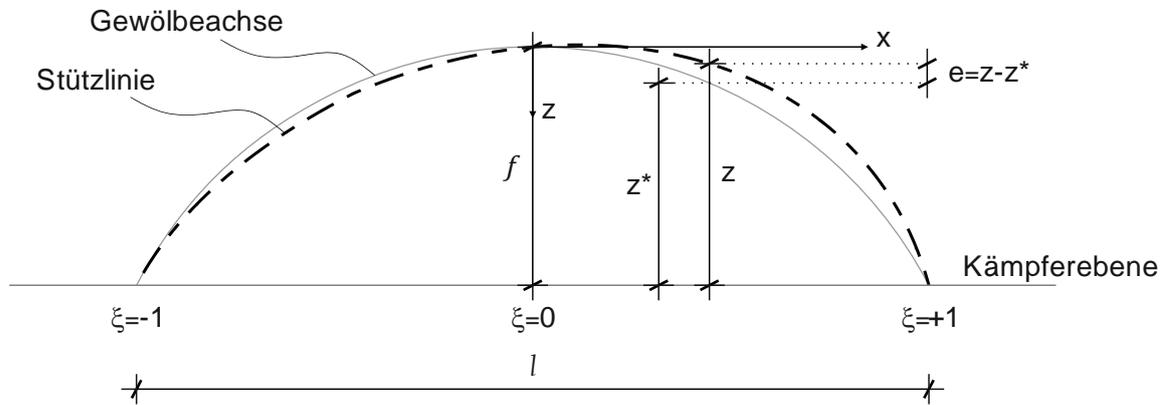


Abb. 28: Gewölbegeometrie - Grundlagen

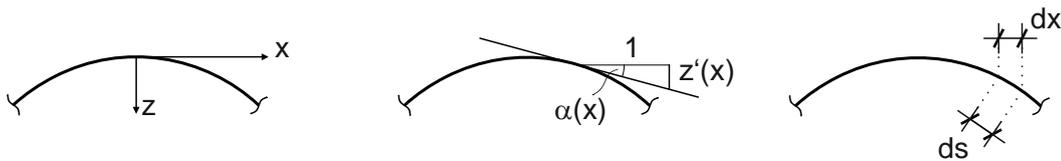


Abb. 29: Links: Definition der Lage des Koordinatensystemursprungs; Mitte: Anstieg des Bogens; rechts: Zusammenhang zwischen den infinitesimalen Längen ds und dx

Zur Beschreibung eines Stützlinienbogens [PICHLER; 2015] wird der Ursprung des Koordinatensystems im Bogenscheitel gesetzt. Die Neigung der Tangente an einer beliebigen Stelle des Bogens lässt sich über die erste Ableitung der (zunächst noch unbekannt) Stützlinienfunktion ermitteln. Die Verknüpfung zwischen der Ableitungsfunktion und dem zwischen der Tangentengeraden und der Horizontalen entstehenden Winkel wird über folgendes Theorem für trigonometrische Funktionen ausgedrückt.

$$\tan \alpha(x) = z'(x) \quad (3-12)$$

$$\cos \alpha(x) = \frac{1}{\sqrt{1 + (z'(x))^2}} \quad (3-13)$$

Der Zusammenhang zwischen ds und dx ermöglicht in weiterer Folge die Integration entlang der Horizontalachse anstatt der Bogenlänge bei der Formulierung von Gleichgewichtsbedingungen.

$$\begin{aligned}
 dx &= ds \cdot \cos \alpha(x) \\
 \Leftrightarrow ds &= \frac{dx}{\cos \alpha(x)} \\
 \Leftrightarrow ds &= dx \cdot \sqrt{1 + (z'(x))^2} \qquad (3-14)
 \end{aligned}$$

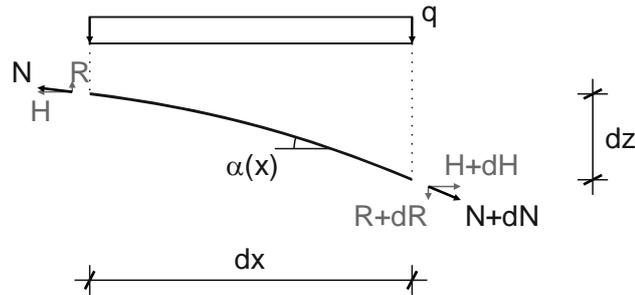


Abb. 30: Infinitesimaler Bogenausschnitt unter Einwirkung einer vertikalen Gleichlast pro Horizontallänge

Betrachtet man nun einen infinitesimalen Bogenausschnitt der Länge dx unter der Annahme einer Stützlinientragwirkung, welcher von einer vertikal wirkenden Gleichlast belastet wird, lassen sich folgende Gleichgewichtsbedingungen aufstellen.

Für die Stützlinientragwirkung gelten folgende Annahmen:

$$M \equiv 0$$

$$V \equiv 0$$

$$\begin{aligned}
 \sum F_H = 0: \qquad H &= H + dH \\
 &\Rightarrow dH = 0 \\
 &\Leftrightarrow H = \text{const.} \qquad (3-15)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum F_V = 0: \qquad R &= qdx + R + dR \\
 &\Rightarrow qdx = -dR \\
 &\Leftrightarrow \frac{dR}{dx} = -q \qquad (3-16)
 \end{aligned}$$

Aus diesen Erkenntnissen lassen sich die Zusammenhänge zwischen Horizontalkomponente und Normalkraft sowie auch zwischen Horizontal- und Vertikalkomponenten aufstellen.

$$\begin{aligned}\cos \alpha(x) &= \frac{H}{N(x)} \Leftrightarrow N(x) = \frac{H}{\cos \alpha(x)} \\ \Rightarrow N(x) &= H \cdot \sqrt{1 + (z'(x))^2}\end{aligned}\quad (3-17)$$

$$\begin{aligned}\tan \alpha(x) &= \frac{R(x)}{H} \Leftrightarrow R(x) = H \cdot \tan \alpha(x) \\ \Rightarrow R(x) &= H \cdot z'(x)\end{aligned}\quad (3-18)$$

Mit:

$$\begin{aligned}\frac{dR}{dx} &= -q \\ \Rightarrow -q &= H \cdot z''(x) \\ \Leftrightarrow z''(x) &= -\frac{q}{H}\end{aligned}\quad (3-19)$$

Die gesuchte Stützlinienfunktion lässt sich nun durch zweifache Integration der Gleichung (3-19) ermitteln. Da der Koordinatenursprung im Bogenscheitelpunkt festgelegt wurde, sind die Konstanten c_1 und c_2 bekannt und gleich 0.

$$\begin{aligned}z'(0) = 0: \quad z'(x) &= -\frac{q}{H}x + c_1 \Rightarrow c_1 = 0 \\ \Rightarrow z'(x) &= -\frac{q}{H}x\end{aligned}\quad (3-20)$$

$$\begin{aligned}z(0) = 0: \quad z(x) &= -\frac{q}{H}x^2 + c_1 \cdot x + c_2 \Rightarrow c_2 = 0 \\ \Rightarrow z(x) &= -\frac{q}{2 \cdot H}x^2\end{aligned}\quad (3-21)$$

Des Weiteren muss die Stützlinienfunktion durch die Lagerknoten verlaufen. Aus dieser Bedingung folgt unmittelbar:

$$z(l/2) = f \quad f = -\frac{q}{2 \cdot H} \left(\frac{l}{2}\right)^2$$

$$\Leftrightarrow H(x) = -\frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad (3-22)$$

$$\Rightarrow N(x) = \sqrt{H^2 + (q \cdot x)^2}$$

$$\Leftrightarrow N(x) = \frac{q}{8 \cdot f} \cdot \sqrt{l^4 + (8 \cdot f \cdot x)^2} \quad (3-23)$$

$$\Rightarrow R(x) = -q \cdot x \quad (3-24)$$

$$\Rightarrow z(x) = 4 \cdot f \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad (3-25)$$

Betrachtet man nun den in Abb. 32 dargestellten, durch die Bogenfunktion $\bar{z}(x)$ beschriebenen Bogen, der hier jedoch von einer vertikalen Last pro Horizontallänge statt des Eigengewichts belastet sein soll, lassen sich die Schnittgrößen folgendermaßen ausdrücken.

$$N(x) = R(x) \cdot \sin \alpha(x) + H \cdot \cos \alpha(x)$$

$$\Leftrightarrow N(x) = -q \cdot x \cdot \sin \alpha(x) - \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \cos \alpha(x) \quad (3-26)$$

$$V(x) = R(x) \cdot \cos \alpha(x) - H \cdot \sin \alpha(x)$$

$$\Leftrightarrow V(x) = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \sin \alpha(x) - q \cdot x \cdot \cos \alpha(x) \quad (3-27)$$

$$\sum M_y^S = 0: \quad \bar{z}(\bar{\xi}) \cdot H + \frac{1}{2} \cdot q \cdot \bar{\xi}^2 + M(x) = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = \bar{z}(\bar{\xi}) \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \bar{\xi}^2 \quad (3-28)$$

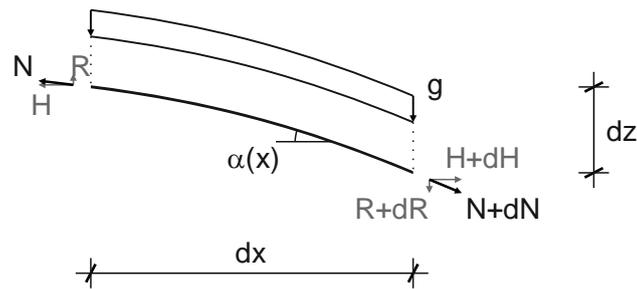


Abb. 31: Infinitesimaler Bogenausschnitt unter Einwirkung einer vertikalen Gleichlast pro Bogenlänge

Die Stützlinienfunktion eines Bogens unter der Einwirkung des Eigengewichts lässt sich auf dieselbe Art und Weise ermitteln. Die Gleichgewichtsbedingungen lauten:

$$\begin{aligned} \sum F_H = 0: \quad & H = H + dH \\ & \Rightarrow dH = 0 \\ & \Leftrightarrow H = \text{const.} \end{aligned} \quad (3-29)$$

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0: \quad & R = gds + R + dR \\ & \Rightarrow -g \cdot dx \cdot \sqrt{1 + (z'(x))^2} = dR \\ & \Leftrightarrow \frac{dR}{dx} = -g \cdot \sqrt{1 + (z'(x))^2} \end{aligned} \quad (3-30)$$

Ableiten von Gleichung (3-18) und Gleichsetzen mit Gleichung (3-30) liefert folgende Differentialgleichung (DGL) 2. Ordnung:

$$H \cdot z''(x) = -g \cdot \sqrt{1 + (z'(x))^2} \quad (3-31)$$

Mittels Substitution und Trennung der Veränderlichen ergibt sich folgende Lösung der DGL:

$$\begin{aligned}
 \zeta(x) &:= z'(x) \\
 \Rightarrow \zeta'(x) &= -\frac{g}{H} \cdot \sqrt{1 + \zeta^2(x)} \\
 \Rightarrow \int \frac{d\zeta}{\sqrt{1 + \zeta^2(x)}} &= -\frac{g}{H} \cdot \int dx \\
 \Rightarrow \zeta(x) &= \sinh\left(-\frac{g}{H} \cdot x + c_1\right) \\
 \Leftrightarrow z'(x) &= \sinh\left(-\frac{g}{H} \cdot x + c_1\right) \\
 \Rightarrow z(x) &= -\frac{H}{g} \cosh\left(-\frac{g}{H} \cdot x + c_1\right) + c_2 \tag{3-32}
 \end{aligned}$$

Unter Zugrundelegung des gewählten Koordinatensystems lassen sich nun die Konstanten c_1 und c_2 leicht bestimmen.

$$\begin{aligned}
 z'(0) = 0: \quad z'(x) &= \sinh\left(-\frac{g}{H} \cdot x + c_1\right) = 0 \Rightarrow c_1 = 0 \\
 \Rightarrow z'(x) &= \sinh\left(-\frac{g}{H} \cdot x\right) \tag{3-33}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z(0) = 0: \quad z(x) &= -\frac{H}{g} \cosh\left(-\frac{g}{H} \cdot x + c_1\right) + c_2 \Rightarrow c_2 = \frac{H}{g} \\
 \Rightarrow z(x) &= \frac{H}{g} \cdot \left(1 - \cosh\left(-\frac{g}{H} \cdot x\right)\right) \tag{3-34}
 \end{aligned}$$

Einsetzen von Gleichung (3-33) in Gleichungen (3-17) und (3-18) liefert:

$$\Rightarrow N(x) = H \cdot \cosh\left(-\frac{g}{H} \cdot x\right) \tag{3-35}$$

$$\Rightarrow R(x) = H \cdot \sinh\left(-\frac{g}{H} \cdot x\right) \tag{3-36}$$

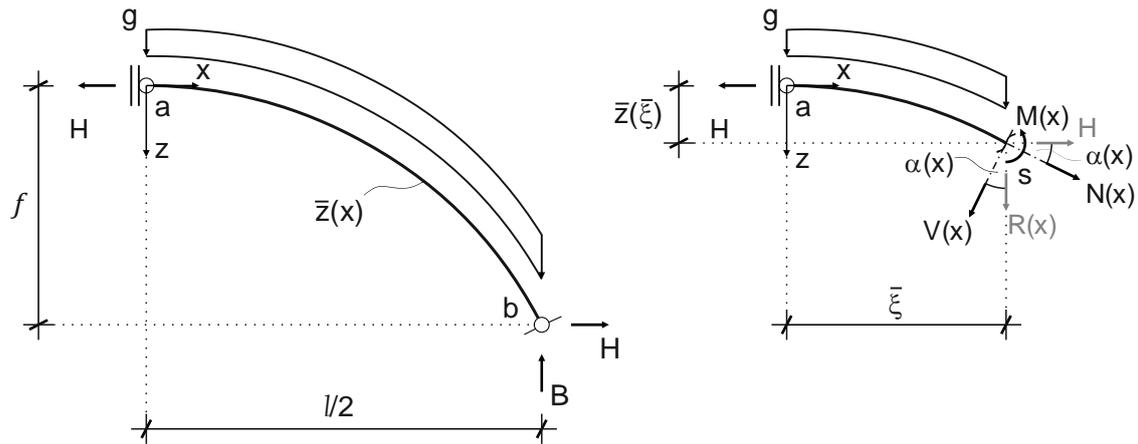


Abb. 32: Schnittgrößenermittlung,
in Anlehnung an [MELAN; 1948] und [PICHLER; 2015]

Die Ermittlung der Auflagerkräfte und der Horizontal- und Vertikalkomponenten der Normalkraft für einen symmetrischen Bogen unter Eigengewicht erfolgt, wie unten erläutert, aus den Gleichgewichtsbedingungen. Der Bogen sei durch die Funktion $\bar{z}(x)$ beschrieben.

$$S_{ab} = \int_a^b ds = \int_0^{l/2} \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx$$

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0: \quad & g \cdot S_{ab} - B = 0 \\ & \Rightarrow B = g \cdot S_{ab} \end{aligned} \quad (3-37)$$

$$\begin{aligned} \sum M_y^a = 0: \quad & f \cdot H + g \cdot \int_a^b x \cdot ds = 0 \\ & \Rightarrow H = -\frac{g}{f} \cdot \int_0^{l/2} x \cdot \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \end{aligned} \quad (3-38)$$

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0: \quad & g \cdot S_{as} + R(x) = g \cdot \int_a^s ds + R(x) = 0 \\ & \Rightarrow R(x) = -g \cdot \int_0^{\bar{\xi}} \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \end{aligned} \quad (3-39)$$

Nun lässt sich aus den ermittelten Normalkraftkomponenten und weiterer Gleichgewichtsbetrachtung der Schnittgrößenverlauf bestimmen. Der Winkel $\alpha(x)$ ergibt sich für die Bogenfunktion $\bar{z}(x)$ analog zu Gleichung (3-12).

$$N(x) = R(x) \cdot \sin \alpha(x) + H(x) \cdot \cos \alpha(x)$$

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow N(x) = & - \left(g \cdot \int_0^{\bar{\xi}} \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \right) \cdot \sin \alpha(x) \\ & - \left(\frac{g}{f} \cdot \int_0^{l/2} x \cdot \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \right) \cdot \cos \alpha(x) \end{aligned} \quad (3-40)$$

$$V(x) = R(x) \cdot \cos \alpha(x) - H(x) \cdot \sin \alpha(x)$$

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow V(x) = & \left(\frac{g}{f} \cdot \int_0^{l/2} x \cdot \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \right) \cdot \sin \alpha(x) \\ & - \left(g \cdot \int_0^{\bar{\xi}} \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \right) \cdot \cos \alpha(x) \end{aligned} \quad (3-41)$$

$$\sum M_y^S = 0: \quad \bar{z}(\bar{\xi}) \cdot H + g \cdot \int_a^s x \cdot ds + M(x) = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M(x) = & -\bar{z}(\bar{\xi}) \cdot \frac{g}{f} \cdot \int_0^{l/2} x \cdot \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \\ & - g \cdot \int_0^{\bar{\xi}} x \cdot \sqrt{1 + (\bar{z}'(x))^2} \cdot dx \end{aligned} \quad (3-42)$$

Dem Stützlinienverfahren liegt ein Dreigelenkbogensystem ohne Hinterfüllung zugrunde, weshalb die Ergebnisse nur als gute Näherung angesehen werden sollten, welche zur schnellen überschlägigen (Vor-)Bemessung dienen. Genauere Ergebnisse können anhand von im Laufe der Zeit neu entwickelten Modellen erhalten werden, die die statische Unbestimmtheit und die Wirkung der Hinterfüllung berücksichtigen. Letztere besitzt einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit [PROSKE, et al.; 2006]. Für die Berechnung können sowohl elastische, als auch plastische Verfahren angewendet werden. Abb. 33 ergänzt die in Abb. 24 dargestellten Stabwerkmodelle mit Ansätzen zur Berücksichtigung der Hinterfüllung. Neben einer elastischen Lagerung können dadurch auch Fahrbahnaufbauten im Modell erfasst werden. Weitere Angaben finden sich in einer umfangreichen Literaturrecherche zur Berücksichtigung der Hinterfüllung nach GOCHT [GOCHT; 1978].

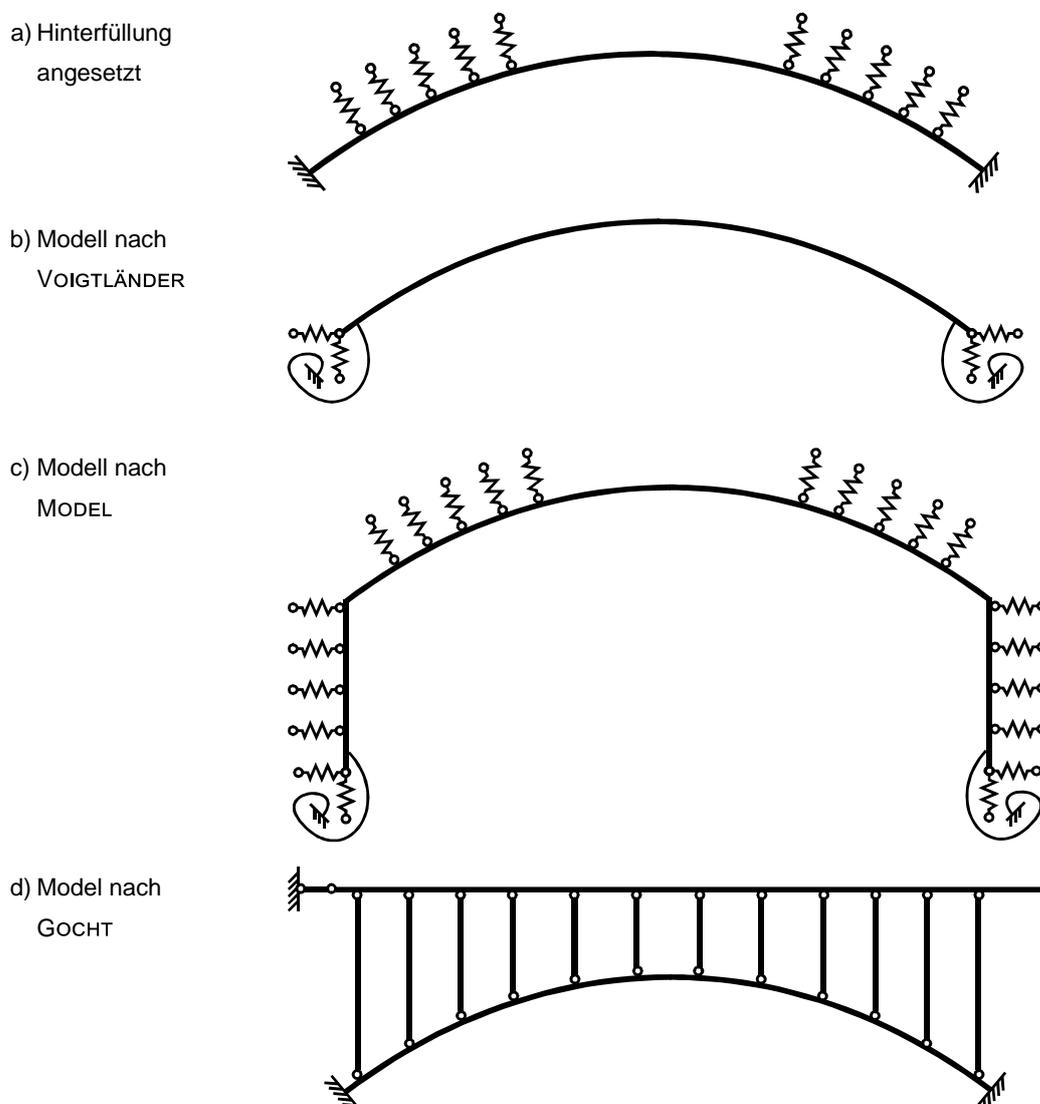


Abb. 33: Stabmodelle zur Berücksichtigung der Hinterfüllung, entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 106]

3.2.3 Kontinuumsmechanische Methoden

Eine noch wirklichkeitsnähere Approximation der Bauwerksgeometrie und seiner Verformungs- und Spannungszustände erfolgt mit der Methode der Finiten Elemente. Auf diese Weise kann das Zusammenwirken der verschiedenen Bauwerksteile in den Berechnungen berücksichtigt werden. Die Nachgiebigkeit des Bodens kann ebenfalls gut nachgebildet werden. Für die numerische Simulation des Mauerwerks besteht eine Vielzahl marktüblicher und von Wissenschaftlern eigens entwickelter Software bzw. Software-Erweiterungen. PROSKE [2006] bietet eine ausführliche Übersicht der dafür zur Verfügung stehenden Programme und Zusätze. Dazu gehören unter anderem das von diesem Autor erstellte Programm *Ansys* und kommerzielle Programme wie *Sofistik*, *Atena* und weitere Ähnliche.

Die Wahl eines geeigneten Materialmodells spielt für die Berechnung eine wesentliche Rolle. In der Praxis weisen historische Bogenbrücken im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht längere gerissene Bereiche auf, sondern nur einen großen Riss im Bereich der maximalen Beanspruchung („klaffende Fuge“, s. Abb. 34) [PROSKE, et al.; 2006; PURTAK, et al.; 2007]. In diesem Bereich treten größere Rotationen auf, die von einer linear-elastischen Berechnung nicht erfasst werden können. Das nichtlineare Materialverhalten findet in Finite Elemente Modellen Berücksichtigung. Nachteilig hierbei ist die höher erforderliche Modellbildungsqualität zur Erfassung der Querschnittsplastifizierungen, d.h. Fließgelenke [PURTAK, et al.; 2007].

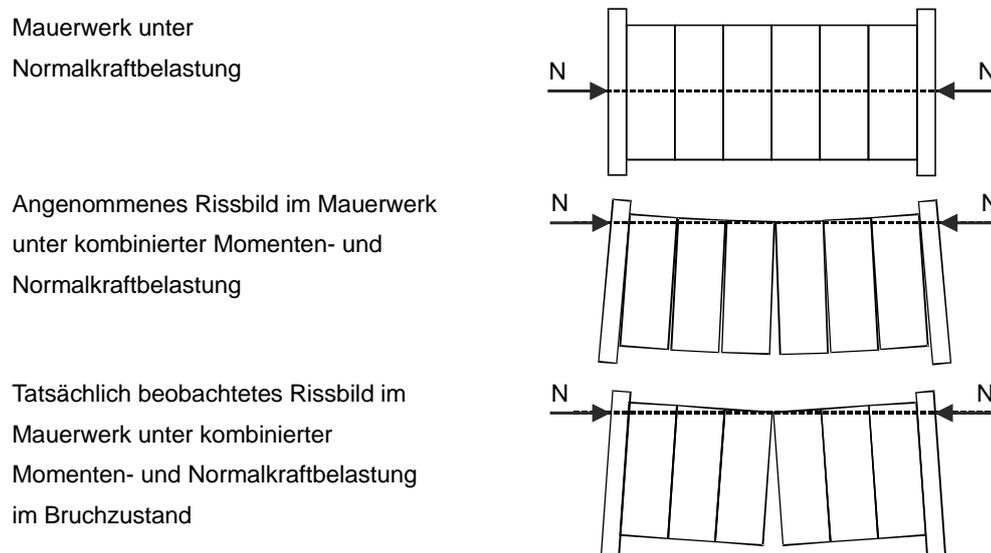


Abb. 34: Gelenkbildung im Mauerwerk nach [JAGFELD UND BARTHEL; 2004],
entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 109]

Einige Literaturquellen [CHIOSTRINI, et al.; 1989; DIALER; 2002] weisen darauf hin, dass Finite Elemente Modelle für die numerische Nachbildung vom Mauerwerk – insbesondere bei den bereits angesprochenen großen Rissen im Mauerwerk – aufgrund von Iterationsproblemen [PROSKE, et al.; 2006] ungeeignet sind, und empfehlen daher die Verwendung der Diskreten Elemente.

Während bei einer homogenen Modellierung Steine und Fugen als Kontinuum mit fest miteinander verbundenen Elementen abgebildet werden, werden bei einer diskreten Modellierung Geometrie und Materialeigenschaften von Steinen und Fugen getrennt erfasst [GUNKLER, et al.; 2011]. Der wesentliche Unterschied zwischen diesen beiden Methoden ist in Abb. 35 dargestellt. Auf die diskrete Modellierung wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen. Wie der Name bereits verrät, wird bei der homogenen Modellierung das Mauerwerk als homogener Werkstoff idealisiert, wodurch die vorhandenen Diskontinuitäten im Bauteil vernachlässigt werden. Die Berechnung erfolgt mit mittleren, homogenen Spannungen und Dehnungen. [2011]

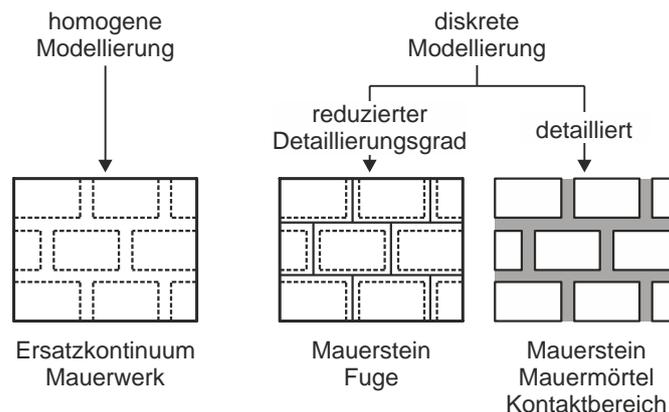


Abb. 35: Modellierungsarten für Mauerwerk aus GUNKLER, et al. [2011, S. 367]

3.2.4 Methode der Diskreten Elemente

Die Methode der Diskreten Elemente ermöglicht die „*Simulation von Bewegungsprozessen von endlich vielen, beliebig geformten Elementen unter Berücksichtigung deren Wechselwirkungen*“ [PROSKE, et al.; 2006, S. 118]. Dieses Verfahren unterscheidet sich mit der Methode der Finiten Elemente im Wesentlichen dadurch, dass kein zusammenhängendes Kontinuum, sondern Elemente mit freier Raumbewegungsmöglichkeit unter Berücksichtigung deren gemeinsamen Kontaktflächen abgebildet werden können (s. Abb. 35 und Abb. 36). Abhängig von der erforderlichen Genauigkeit kann die diskrete Modellierung weiter differenziert werden. Bei einer Modellierung mit reduziertem Detaillierungsgrad werden die Steinabmessungen und die Fugendicke erweitert. Diese Elemente werden dann über

sog. „Interface-Elemente“ miteinander gekoppelt, welche das Fugenverhalten simulieren [GUNKLER, et al.; 2011].

Die Methode der Diskreten Elemente erlaubt demzufolge die Zuordnung unterschiedlicher Werkstoffgesetze und ermöglicht eine gute realitätsnahe Nachbildung des Mauerwerks. In Abb. 36 ist als Beispiel eine mit der Methode der Diskreten Elemente nachgebildete Natursteinbogenbrücke gegeben, bei der ein linear-elastisches Materialverhalten für die Steine und ein nicht lineares Materialverhalten für den Mörtel gewählt wurde. Hier wurde die Lagerfuge aufgrund ausreichend nötiger Dichte an Integrationspunkten für plastisch verformte Bereiche feiner vernetzt. Durch federartige Kontaktelemente und die Verwendung eines Reibungsbeiwertes können Druck- und COULOMBSche Reibungskräfte simuliert werden. Zugspannungen können in der Kontaktfläche nicht übertragen werden, wodurch sich eine klaffende Fuge automatisch einstellen kann [PURTAK UND HIRSCH; 2011].

PURTAK, GEIßLER & LIEBERWIRTH [PURTAK, et al.; 2007] führten anhand des nachfolgend dargestellten Modells ausführliche numerische Untersuchungen zur Ermittlung der rechnerischen Bruchlast und experimentelle Versuche zur Überprüfung des ermittelten Wertes durch und erhielten übereinstimmende Ergebnisse. Die Finite Elemente Berechnung erfolgte nach dem sog. „entkoppelten Diskontinuumsmodell“ in zwei Schritten: die Ermittlung der Beanspruchung und die Ermittlung der Beanspruchbarkeit. Die Grundlage für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit bildeten dabei die Stützlinie und die Größen der in ihr wirkenden Normalkräfte.

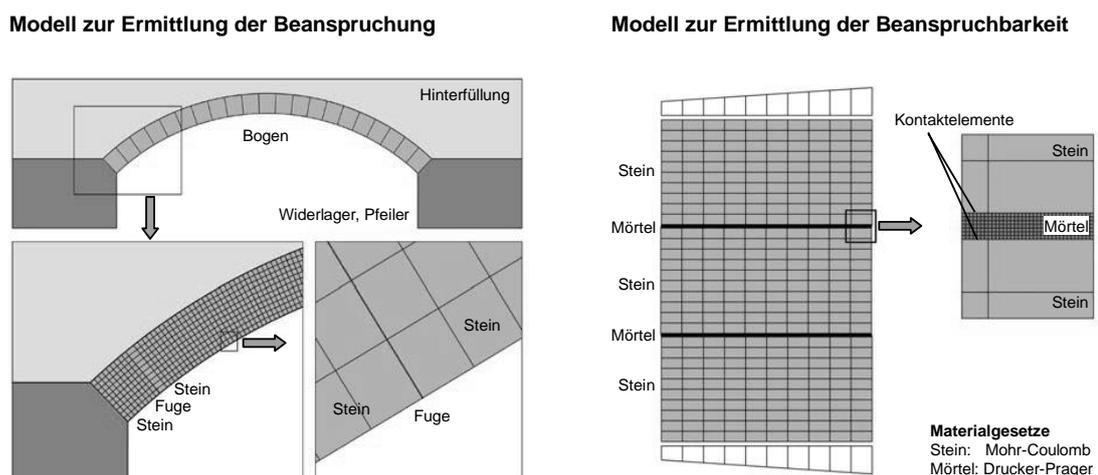


Abb. 36: Prinzip des „Entkoppelten Diskontinuumsmodells“,
 aus PURTAK, GEIßLER & LIEBERWIRTH [2007, S. 530]

3.2.5 Vergleich

Tabelle 9: Vor- und Nachteile unterschiedlicher Berechnungsverfahren von Bogenbrücken, überwiegend nach PURTAK, GEISLER & LIEBERWIRTH [2007] (fortgesetzt)

VORTEIL	NACHTEIL
Empirische Methoden	
<ul style="list-style-type: none"> + einfache, übersichtliche Modellbildung 	<ul style="list-style-type: none"> - keine tatsächliche Berechnung - vorgegebene Geometrie - Modellbildung basierend auf Erfahrungswerten
Stabwerksmodell (Stützlinienvorahren)	
<ul style="list-style-type: none"> + min./max. Stützlilienlage anschaulich darstellbar + beliebige Geometrie + einfache Modellbildung 	<ul style="list-style-type: none"> - Dreigelenkbogen für vereinfachtes statisch bestimmtes System mit gesetzten Gelenken bilden Zwangspunkte für Stützlilienlage - LF Temperatur nicht berücksichtigbar
Stabwerksmodell (mit Ansatz der Hinterfüllung und Fahrbahnaufbauten)	
<ul style="list-style-type: none"> + verschiedene statische Systeme möglich (eingespannt/gelenkig) + Nutzung üblicher Stabwerkprogramme mit einfacher Modellbildung + Fließgelenktheorie möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - Keine echte „klaffende Fuge“ möglich - Spannungsverteilung vorgegeben - LF Temperatur nicht berücksichtigbar
Kontinuumsmechanische Methoden	
<ul style="list-style-type: none"> + einfache Modellbildung + Fließgelenktheorie möglich + „Gelenke“ bilden sich automatisch 	<ul style="list-style-type: none"> - Keine echte „klaffende Fuge“ möglich - LF Temperatur nicht berücksichtigbar

VORTEIL	NACHTEIL
	<ul style="list-style-type: none"> - Annahme von homogenem Materialverhalten für Mauerwerk, obwohl die Fugen ein Diskontinuum bewirken
Methode der Diskreten Elemente	
<ul style="list-style-type: none"> + Eigenlasten automatisch + Verhalten mit realen Stein- und Mörtel­eigenschaften + „klaffende Fugen“ bilden sich automatisch 	<ul style="list-style-type: none"> - hoher Modellierungsaufwand wegen Kontaktproblemen

3.3 NICHTLINEARITÄT

Die Stabilität des Systems spielt bei der Berechnung von Tragwerken, die großen Druckspannungen ausgesetzt sind, eine wesentliche Rolle, welche durch die geometrische Nichtlinearität berücksichtigt werden kann. Das impliziert die Betrachtung endlicher bzw. großer Verformungen, des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Dehnungen bzw. Verzerrungen und Verschiebungen und dem Gleichgewicht am verformten System. Eine weitere Herausforderung stellt das nicht lineare Materialverhalten des Tragwerks dar. Die Auseinandersetzung dieser Problematik würde den Rahmen dieser Diplomarbeit sprengen, weshalb an dieser Stelle darauf hingewiesen wird, dass die Auswirkungen der Nichtlinearität hier vernachlässigt werden, ihre Berücksichtigung jedoch für eine genauere Berechnung erforderlich ist.

4 GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG

4.1 BEMESSUNGSSITUATION

4.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT; engl.: *Ultimate Limit State, ULS*) wird durch jenen Zustand eines Tragwerkes gekennzeichnet, bei dem eine ausreichende Standsicherheit nicht mehr gewährleistet ist. Das Versagen kann durch den Verlust des Gleichgewichtes, infolge Ermüdung, eines Bruchs- oder eines Stabilitätsversagen ausgelöst werden. Zur Erfüllung des Nachweises muss gemäß ÖN EN 1990 6.4.2(3) Gl. 6.8 [ÖN EN 1990; 2013] folgende Bedingung erfüllt sein:

$$E_d \leq R_d \quad (4-1)$$

Mit:

E_d Bemessungswert der Beanspruchung

R_d Bemessungswert des Tragwiderstands

\oplus Bedeutet in den folgenden Formeln „in Kombination mit“

γ Teilsicherheitsbeiwert

ψ Kombinationsbeiwert

Für die Bemessungssituation für ständige und vorübergehende Beanspruchungen E_d ist die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖN EN 1990 6.4.3.2 Gl. 6.10 [2013] folgendermaßen zu ermitteln:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-2)$$

Für die Bemessungssituation für außergewöhnliche Beanspruchungen E_{dA} ist die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖN EN 1990 6.4.3.3 Gl. 6.11b [2013] folgendermaßen zu ermitteln:

$$E_{dA} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus A_d \oplus \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-3)$$

Für die Bemessungssituation infolge Erdbeben E_A ist die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖN EN 1990 6.4.3.4 Gl. 6.12b [2013] folgendermaßen zu ermitteln:

$$E_A = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-4)$$

4.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Wird der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG; engl.: *Serviceability Limit State, SLS*) überschritten, ist die uneingeschränkte, vorgesehene Nutzung oder Funktion des Tragwerkes (oder eines seiner Teile) nicht mehr gewährleistet. In erster Linie geht es bei der Erfüllung des Nachweises um das Wohlbefinden der Nutzer und das äußere Erscheinungsbild des Bauwerks. Es wird zwischen umkehrbaren und nicht mehr umkehrbaren Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Die Eintrittswahrscheinlichkeit hängt dabei von den reversiblen bzw. irreversiblen Auswirkungen, die dem Grenzzustand zugeordnet sind, ab. Diese können durch Verformungen, Verschiebungen, störende Schwingungserscheinungen, sowie auch durch Überschreiten zulässiger Rissbreiten und Spannungen hervorgerufen werden. Gemäß ÖN EN 1990 6.5.3 Gl. 6.13 [2013] ist nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_d \leq C_d \quad (4-5)$$

Mit:

E_d Bemessungswert der Beanspruchung

C_d Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums

Für die Bemessungssituation für eine seltene Kombination der Einwirkungen $E_{d,rare}$ ist die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemäß ÖN EN 1990 6.5.3(2) Gl. 6.14b [2013] folgendermaßen zu ermitteln:

$$E_{d,rare} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \tag{4-6}$$

Für die Bemessungssituation für eine häufige Kombination der Einwirkungen $E_{d,frequ}$ ist die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemäß ÖN EN 1990 6.5.3(2) Gl. 6.15b [2013] folgendermaßen zu ermitteln:

$$E_{d,frequ} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{4-7}$$

Für die Bemessungssituation für eine quasi-ständige Kombination der Einwirkungen $E_{d,perm}$ ist die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemäß ÖN EN 1990 6.5.3(2) Gl. 6.16b [2013] folgendermaßen zu ermitteln:

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{4-8}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den rechnerischen Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Einwirkungen (ÖN EN 1990 Tabelle A.2.4(B) [2013]) und das Material (ÖN B 1996-3 Tabelle 1 [ÖN EN 1996-3; 2009]), sowie auch die Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen aus Verkehrslasten (ÖN EN 1990 A1 Tabelle A.2.1 [ÖN EN 1990/A1; 2013]) sind den folgenden Tabellen zu entnehmen:

Tabelle 10: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

ART DER EINWIRKUNG		AUSWIRKUNG	
		UNGÜNSTIG	GÜNSTIG
ständig		1,35	1,15
veränderlich	Straßen- oder Fußgängerverkehr	1,35	0,00
	andere Einwirkungen aus Verkehr und andere veränderliche Einwirkungen ¹⁾	1,50	0,00

¹⁾ Dieser Wert gilt für veränderlich horizontale Erddrücke, Einwirkung aus Wind und Temperatur, etc.

Tabelle 11: Teilsicherheitsbeiwerte für das Material

MATERIAL	γ_M
Mauerwerk aus:	
Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung	2,00
Steinen der Kategorie I und Rezeptmörtel	2,20
Steinen der Kategorie II	2,50
<p>Mauersteine der Kategorie I: Mauersteine mit einer deklarierten Druckfestigkeit. f_b darf über den mittleren Wert oder den charakteristischen Wert ermittelt werden.</p> <p>Mauersteine der Kategorie II: Mauersteine, die das Vertrauensniveau für Mauersteine der Kategorie I nicht erreichen.</p> <p>Für Nachrechnungen nach der Nachweisstufe 2 von Bestandsbauten $\gamma_M = 2,25$ (ONR 24008).</p>	

Tabelle 12: Kombinationsbeiwerte

ART DER EINWIRKUNG	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Doppelachse	0,75	0,75	0
Gleichmäßig verteilte Last	0,4	0,4	0
Horizontalkraft	0	0	0

4.2 NACHWEISFÜHRUNG

Für die Durchführung des Tragfähigkeitsnachweises gemäß ÖN EN 1996-1-1 6.1.2.1 und 6.2 [ÖN B 1996-1-1; 2009] sind unten angeführte Bedingungen einzuhalten. Dadurch wird gewährleistet, dass die maximal aufnehmbare Druckspannung des Mauerwerks und Schubspannung in der Mörtelfuge nicht überschritten werden.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (4-9)$$

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d \quad (4-10)$$

$$\phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (4-11)$$

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} \geq 0,05 \cdot t \quad (4-12)$$

Mit:

- ϕ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte
- t Dicke der Wand
- e_i Lastexzentrizität
- f_d Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit nach Gleichung (4-20)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (4-13)$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

Mit:

- l_c Länge des überdruckten Teiles des Bauteils
- f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk nach Gleichung (4-20)

4.3 EINWIRKUNGEN

Im Folgenden werden die für das ebene System relevanten Belastungen behandelt, die eine Auswirkung auf das Brückentragwerk hervorrufen. Einwirkungen zufolge Erddruck (sowohl passiv, als auch aktiv, sowie aus Verkehrslasten) und Temperaturänderungen, sowie auch Kräfte quer zur Ebene (z.B. Wind, Fliehkräfte etc.) werden nicht berücksichtigt. Ermüdungsberechnungen sind nicht Bestandteil der Ausarbeitung. Der Lastfall Erdbeben wird nicht untersucht.

4.3.1 Ständige Einwirkungen

Zu den ständigen Einwirkungen gehören jene Lasten, die dauerhaft vorhanden sind und auf das Bauteil wirken. Neben dem Eigengewicht des tragenden Bauteils sind alle weiteren auf ihm ständig aufliegenden Lasten zu berücksichtigen, welche zu der Gesamtheit der Konstruktion gehören.

4.3.2 Veränderliche Einwirkungen

Die anzusetzenden Einwirkungen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Straßen-, Fußgänger-, und Eisenbahnbrücken sind in ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012] geregelt und durch verschiedene Modelle dargestellt. Im Folgenden werden die Lastmodelle für den Straßen- und Schienenverkehr erläutert.

4.3.2.1 Straßenverkehrslasten

Für Straßenbrücken werden die Belastungen in Lastmodelle unterteilt, mit deren Hilfe alle normalerweise absehbaren Verkehrssituationen (z.B. Verkehr in jeder Richtung auf jedem Fahrstreifen) bei Entwurf, Berechnung und Bemessung erfasst werden. Die Lasten auf Straßenbrücken werden anhand verschiedener Fahrzeugarten ermittelt. Die Unterschiede in der Zusammensetzung (z.B. LKW-Anteil), Dichte (z.B. mittlere Anzahl von PKWs pro Jahr), den Verkehrsbedingungen und der Wahrscheinlichkeit des Auftretens von maximalen Fahrzeuggewichten und der zugehörigen Achslast des Fahrzeugverkehrs werden von den besagten Lastmodellen berücksichtigt.

Lastmodell 1 (LM 1)

Das Lastmodell 1 umfasst die meisten Einwirkungen aus dem LKW- und PKW-Verkehr. Die Fahrbahnbreite entspricht dem Abstand zwischen den Schrammborden oder den inneren Grenzen der Rückhaltesysteme für Fahrzeuge. Die Norm reguliert die Breite der rechnerischen Fahrstreifen laut Tabelle 13. Der am ungünstigsten wirkende Streifen soll die Nummer 1, der als zweitungünstigst wirkende Streifen die 2 tragen, usw. (s. Abb. 37) erhalten. Für die Nachweisführung sind die Anzahl der zu berücksichtigenden, belastenden Laststreifen, ihre Lage auf der Fahrbahn und ihre Nummerierung für jeden Einzelnachweis so zu wählen, dass die ungünstigsten Beanspruchungen erfasst werden. Für eine aus zwei Richtungsfahrbahnen bestehende Fahrbahn ist nur eine Nummerierung vorzunehmen.

Legende

- w Breite der Fahrbahn
- w_i Breite des rechnerischen Fahrstreifens
- 1 rechnerischer Streifen Nr. 1
- 2 rechnerischer Streifen Nr. 2
- 3 rechnerischer Streifen Nr. 3
- 4 verbleibende Restfläche

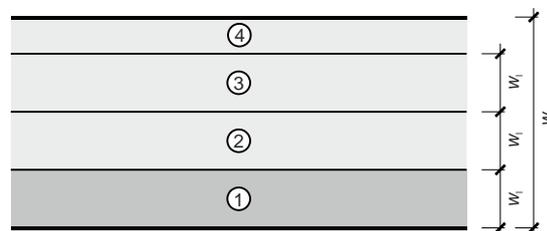


Abb. 37: Nummerierung der Fahrstreifen gemäß ÖN EN 1991-2 4.2.4 [2012]

Tabelle 13: Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen gemäß ÖN EN 1991-2 [2012]

FAHRBAHNBREITE w	ANZAHL DER RECHNERISCHEN FAHRSTREIFEN	BREITE EINES RECHNERISCHEN FAHRSTREIFENS w_l	BREITE DER VERBLEIBENDEN RESTFLÄCHE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \cdot n_1$

Zur Durchführung der Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit werden zwei charakteristische Lasten in Form von Einzellasten und gleichmäßig verteilten Lasten angesetzt, welche die meisten Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr abdecken. Die Einzellast besteht aus einer Belastung aus einer Doppelachse (Tandem-System TS) und der gleichmäßig verteilten Belastung (UDL-System), die für jeden Fahrstreifen entsprechend der Tabelle 14 zu berücksichtigen sind. Unter einer Doppelachse ist eine Anordnung von zwei hintereinanderliegenden Achsen zu verstehen, die als gleichzeitig belastet angesehen werden. Abb. 38 veranschaulicht die Lastansetzung gemäß LM 1 anhand einer Gewölbebrücke mit einer Fahrbahnbreite von $6 \text{ m} < w < 9 \text{ m}$.

Doppelachse (TS):

$$\alpha_Q \cdot Q_k \quad (4-14)$$

Gleichmäßig verteilte Belastung (UDL):

$$\alpha_q \cdot q_k \quad (4-15)$$

Mit:

$$\alpha_Q = 1,0 \text{ (ÖN B 1991-2 7.3.2 [ÖN B 1991-2; 2011])}$$

$$\alpha_q = 1,0 \text{ (ÖN B 1991-2 7.3.2 [2011])}$$

Tabelle 14: Charakteristische Werte für das Lastmodell 1
gemäß ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012]

STELLUNG	DOPPELACHSEN (TS)	GLEICHMÄßIG VERTEILTE LAST (UDL)
	ACHSLAST $Q_{i,k}$ [kN]	$q_{i,k}$ (ODER $q_{r,k}$) [kN/m ²]
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

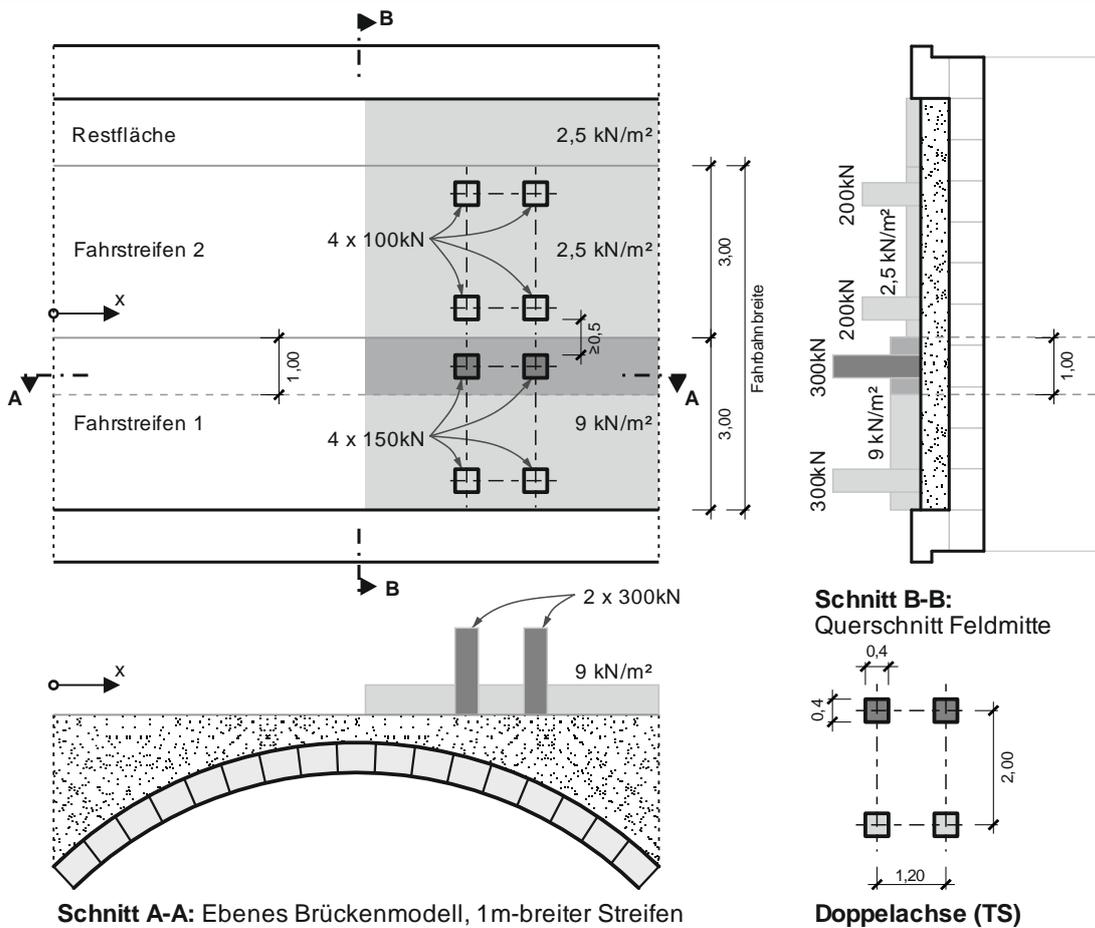


Abb. 38: Lastmodell 1 gemäß ÖN EN 1991-2 4.3.2 [2012];
Grafik in Anlehnung an [PURTAČ, et al.; 2007]

Lastmodell 2 (LM 2)

Das Lastmodell 2 dient zur Berücksichtigung der dynamischen Einwirkungen üblichen Verkehrs bei Bauteilen mit kurzen Stützweiten und besteht aus einer Einzelachse mit typischer Reifenaufstandsfläche, welche einem Zwillingsreifen entspricht. Die Achslast wird landspezifisch durch einen dynamischen Vergrößerungsfaktor β_Q angepasst, um das jeweilige Verkehrsaufkommen zu berücksichtigen. In Österreich ist dieser Faktor gemäß ÖN B 1991-2 7.3.4 [ÖN B 1991-2; 2011] mit 1,0 anzusetzen. Die charakteristische Einwirkungsgröße Q_{ak} infolge der Einzelachse, einschließlich dynamischem Vergrößerungsfaktor, beträgt 400 kN und kann überall auf der Fahrbahn angeordnet werden. In Österreich darf vereinfachend die gleiche quadratische Radaufstandsfläche wie für das LM 1 angenommen werden. Zur Ermittlung der ungünstigsten Auswirkung kann ggf. nur ein Rad von 200 kN berücksichtigt werden. Bei einem Lastansatz mit einem Abstand kleiner als 6 m zu den Fahrbahnübergängen ist ein zusätzlicher dynamischer Vergrößerungsfaktor gemäß ÖN EN 1991-2 4.6.1(6) [ÖN EN 1991-2; 2012] zu berücksichtigen.

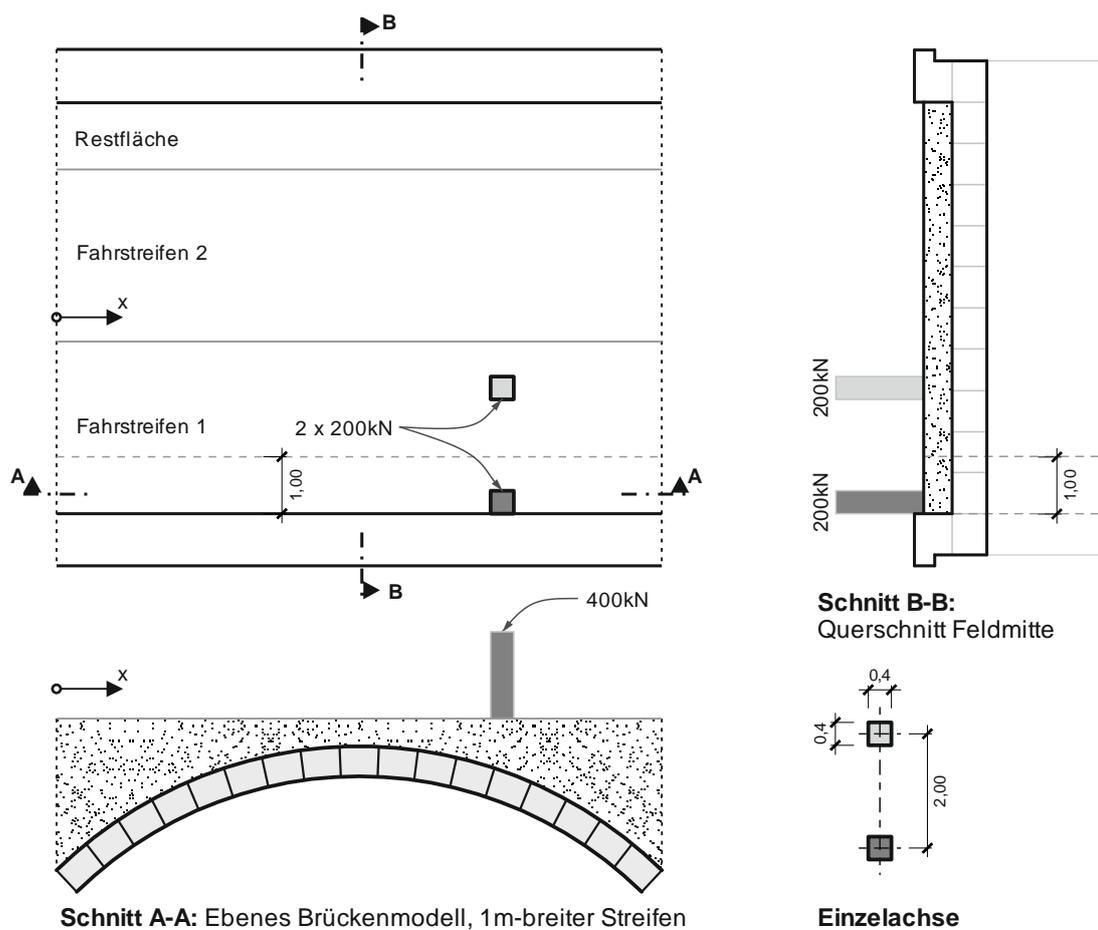


Abb. 39: Lastmodell 2 gemäß ÖN EN 1991-2 4.3.3 [2012];

Grafik in Anlehnung an [PURTAk, et al.; 2007]

Lastmodell 3 (LM 3)

Das Lastmodell 3 berücksichtigt den Verkehr eines Schwertransporters und wird zur Durchführung von globalen und lokalen Nachweisen angewandt. Hierzu werden normierte Basismodelle für Sonderfahrzeuge verwendet, die unterschiedlichen Arten von ungewöhnlichen Lasten entsprechen. In Österreich ist das LM 3 gemäß ÖN B 1991-2 7.3.6 [ÖN B 1991-2; 2011] für Autobahnen, Schnellstraßen und ähnlich ausgebaute Straßen sowie für Straßenzüge zu berücksichtigen. Als maßgebendes Sonderfahrzeug ist das in ÖN EN 1991-2 Anhang A [ÖN EN 1991-2; 2012] festgelegte Basismodell mit der Bezeichnung 3000/200 mit einer Gesamtmasse von 3000 kN zu verwenden. Des Weiteren sind die restlichen Fahrstreifen mit den häufigen Werten des LM 1 zu belasten, wobei auf dem maßgebenden Fahrstreifen ein Mindestabstand von 25 m zwischen der LM 1-Belastung aus TS und UDL und dem Sonderfahrzeug eingehalten werden muss.

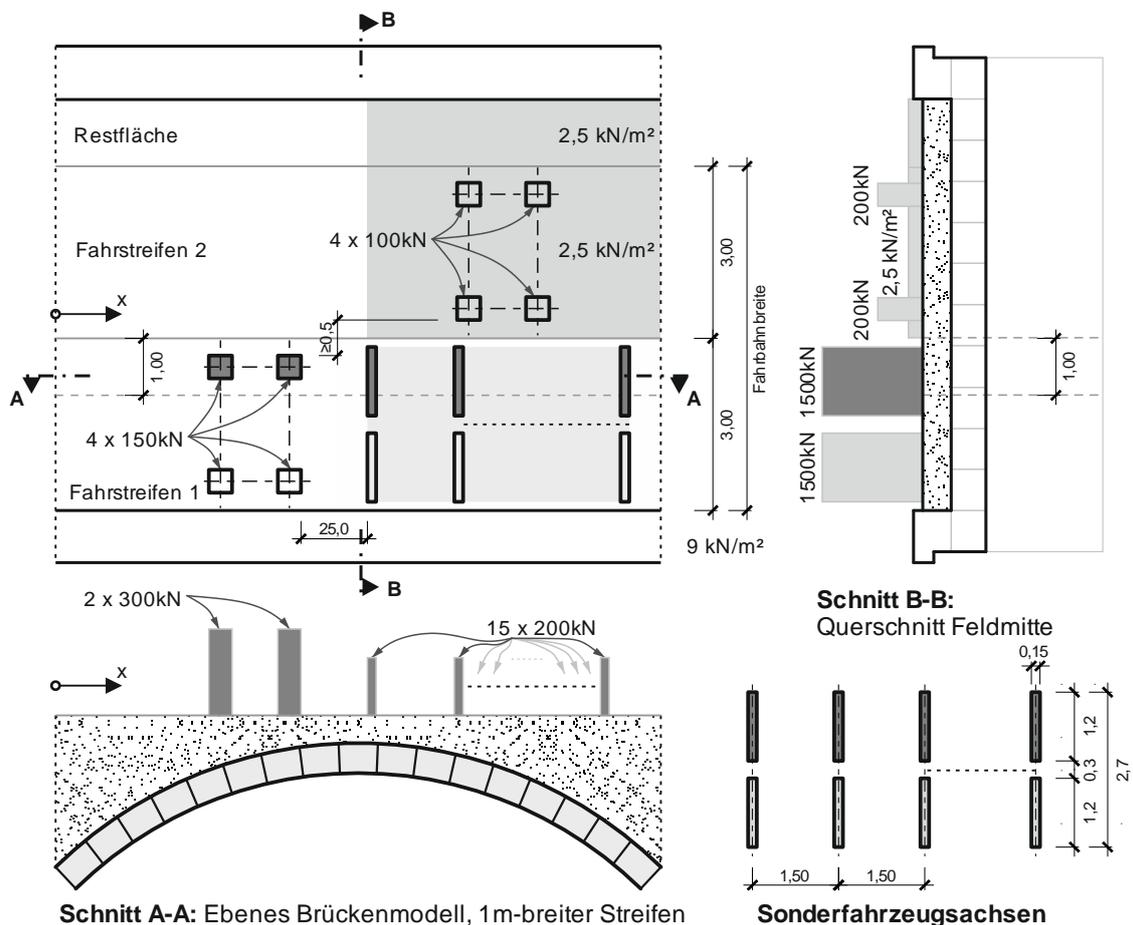


Abb. 40: Lastmodell 3 gemäß ÖN EN 1991-2 4.3.4 (maßstabsfrei) [2012];

Grafik in Anlehnung an [PURTAk, et al.; 2007]

Lastmodell 4 (LM 4)

In Sonderfällen kann das Lastmodell 4 angewendet werden, um die Belastung einer Menschenansammlung durch eine gleichmäßig verteilte Last von 5 kN/m² zu berücksichtigen. Diese Lastanordnung wird nur für globale Nachweise verwendet.

Brems- und Anfahrlasten

Aus dem Anfahr- und Bremsvorgang eines Fahrzeuges entstehen Horizontalkräfte in Längsrichtung der Brücke. Die Wirkung dieser Kräfte ist auf der Höhe der Oberkante des fertigen Belags anzunehmen. Die charakteristische Belastung darf laut Norm einen Wert von 900 kN für die gesamte Brücke nicht überschreiten und ist anteilig zu den maximalen, vertikalen Lasten des in Fahrstreifen 1 vorgesehenen Lastmodells wie folgt festgelegt:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1,k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1,k} \cdot w_l \cdot L \quad (4-16a)$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN} \quad (4-16b)$$

Mit:

$Q_{1,k}$ schwerstes Fahrzeug

$q_{1,k}$ Verkehrsgleichlast

4.3.2.2 Eisenbahnverkehrslasten

Die nach der ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012] zu berücksichtigenden Lastmodelle für Vertikallasten werden im Folgenden näher erläutert. Sie erfassen eine Reihe von Lasteinwirkungen infolge des Schienenverkehrs. Für weitere Einwirkungen, wie z.B. dynamische Einwirkungen, Fliehkräfte, Seitenstoß, Anfahr- und Bremskräfte, sowie Druck- und Sogwirkungen, sei auf die ÖN EN 1991-2 Abschnitte 6.4 bis 6.7 [2012] verwiesen. Verkehrslasten aus dem Eisenbahnverkehr sind in Höhe der Schienenoberkante anzusetzen, welche über den Schienenunterbau in das Tragwerk gelangen.

Lastmodell 71

Das Lastmodell 71 erfasst den Regelverkehr für Hauptstrecken. Es stellt den statistischen Anteil der Einwirkungen aus dem Regelverkehr dar und wirkt als Vertikallast auf das Gleis. Es besteht aus vier Einzellasten $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$ in einem Abstand von 1,6 m zueinander und zwei unbegrenzt lange Streckenlasten von $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$ vor und nach den Einzellasten in einem Abstand von jeweils 0,8 m. Diese Lastanordnung ist in Abb. 41 dargestellt. Das Lastmodell 71 basiert auf dem Lastbild Klasse (0) der ÖN B 4003 aus der Fassung von

1994 [ÖN B 4003; 1994]. Aufgrund der erhöhten Lasten des tatsächlich zu erwartenden Verkehrs wurde ein Lastklassenbeiwert α eingeführt. In Österreich ist dieser Wert mit 1,21 anzunehmen. Für Ermüdungsnachweise ist er mit 1,00 anzunehmen.

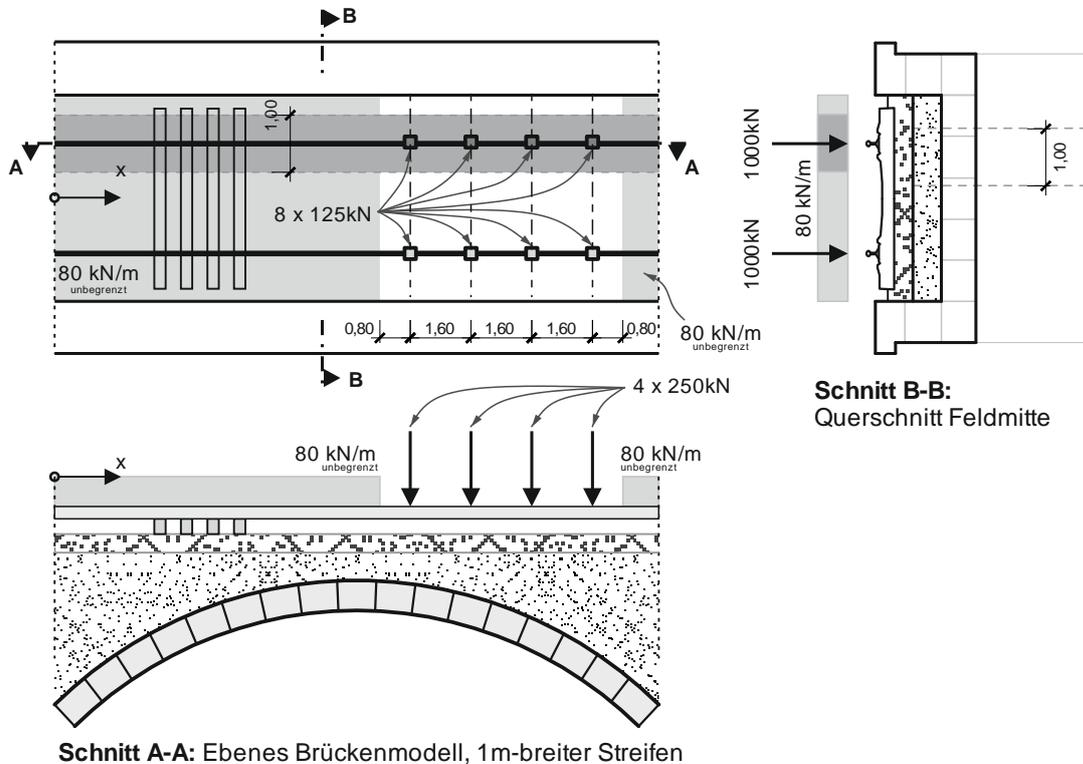


Abb. 41: Lastmodell 71 gemäß ÖN EN 1991-2 6.3.2 [ÖN EN 1991-2; 2012];

Grafik in Anlehnung an [PURTAČ, et al.; 2007]

Lastmodell SW/0 und SW/2

Das Lastmodell SW/0 erfasst den Regelverkehr für Hauptstrecken auf Durchlaufträgerbrücken. Es stellt den statistischen Anteil der Vertikallast aus dem Regelverkehr dar und wirkt als Vertikallast auf das Gleis. Es besteht aus zwei 15 m lange Streckenlasten von $q_{vk} = 133 \text{ kN/m}$ in einem Abstand von $5,3 \text{ m}$ zueinander. Diese Lastanordnung ist in Abb. 42 dargestellt.

Das Lastmodell SW/2 besteht hingegen aus zwei 25 m langen Streckenlasten von $q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$ in einem Abstand von $7,0 \text{ m}$ zueinander und erfasst den Schwerverkehr für Hauptstrecken. Es stellt den statistischen Anteil der Vertikallast aus dem Regelverkehr dar und wirkt als Vertikallast auf das Gleis. Die Lastanordnung ist in Abb. 43 dargestellt.

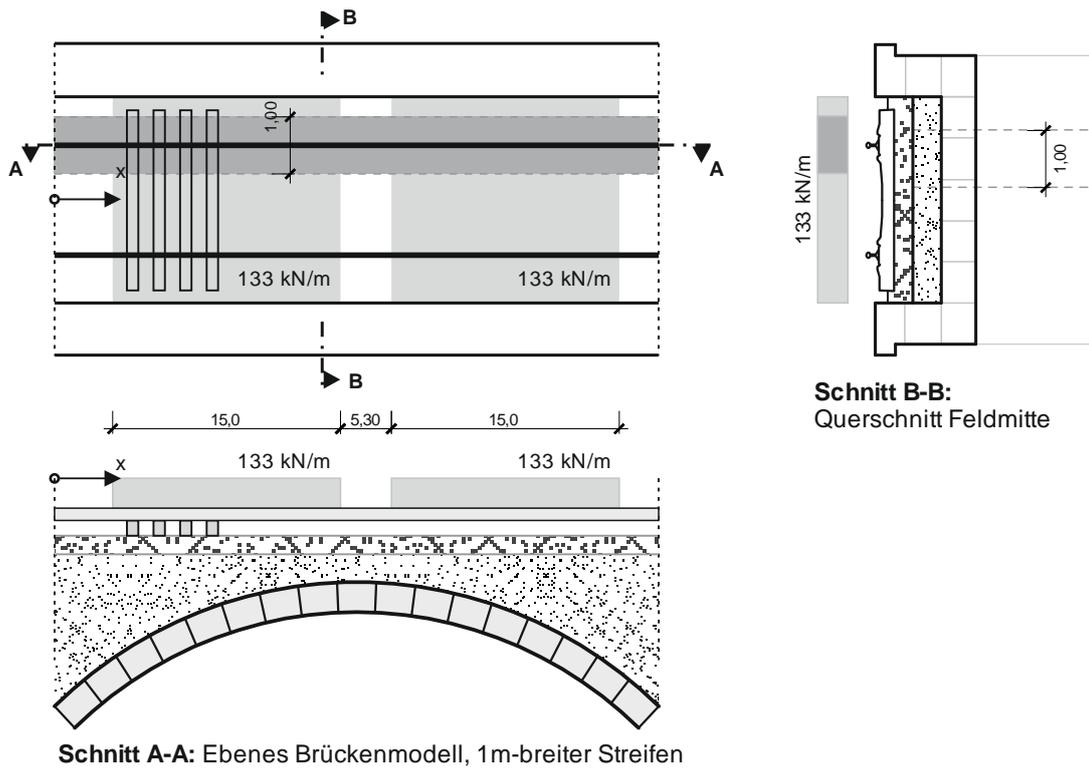


Abb. 42: Lastmodell SW/0 gemäß ÖN EN 1991-2 6.3.3 [ÖN EN 1991-2; 2012];
 Grafik in Anlehnung an [PURTAk, et al.; 2007]

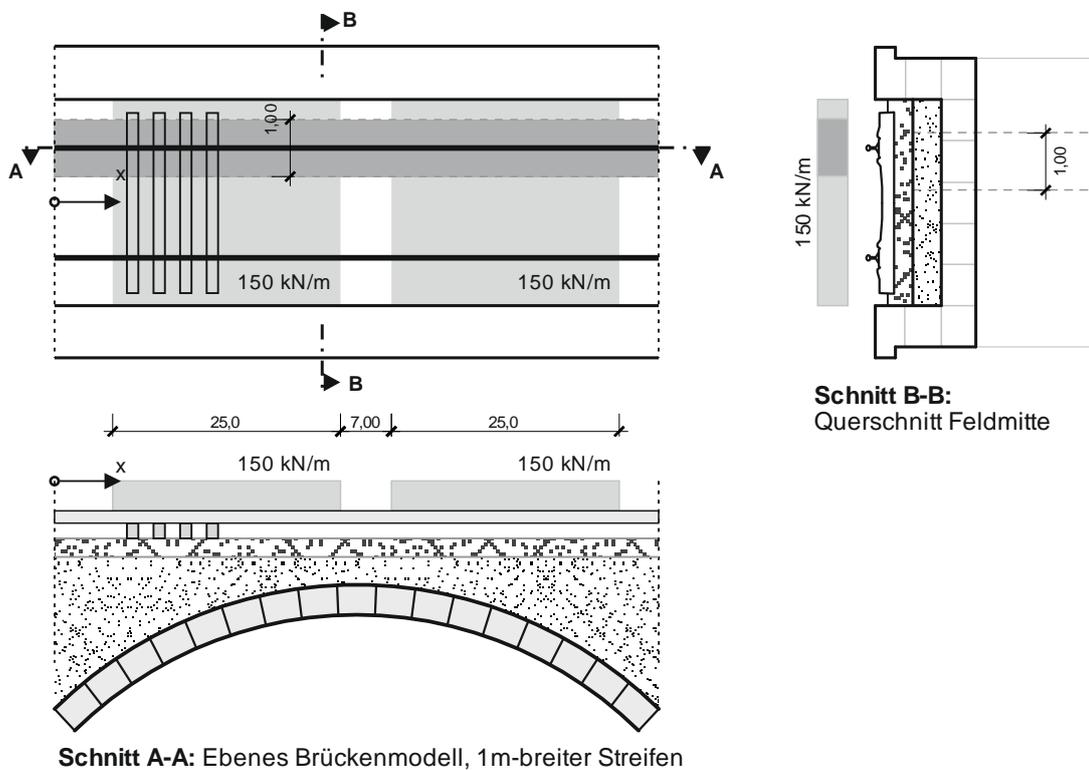


Abb. 43: Lastmodell SW/2 gemäß ÖN EN 1991-2 6.3.3 [ÖN EN 1991-2; 2012];
 Grafik in Anlehnung an [PURTAk, et al.; 2007]

Lastmodell „unbeladener Zug“

Sofern Verkehrslasten günstig wirken, ist das Lastmodell „unbeladener Zug“ anzusetzen. Es entspricht einer vertikalen, gleichmäßig verteilten Streckenlast mit einem charakteristischen Wert von 10 kN/m.

Lastmodell HSLM

Auf Eisenbahnstrecken mit hohen Betriebsgeschwindigkeiten (über 200 km/h) ist das Lastmodell HSLM anzusetzen, um Resonanz oder übermäßige Schwingungen zu vermeiden, welche zu Instabilitäten des Schotterbettes, erhöhten Durchbiegungen oder verhältnismäßig großen Spannungen führen könnten.

Brems- und Anfahrlasten

Aus dem Anfahr- und Bremsvorgang eines Schienenfahrzeuges entstehen an den Antriebsrädern bzw. den bremsenden Rädern Kräfte in Fahrtrichtung (Brückenlängsrichtung). Die Wirkung dieser Kräfte ist auf der Höhe der Schienenoberkante anzusetzen. Die Lasten sind als gleichmäßig verteilt über die zugehörige Einfluslänge $L_{a,b}$ der Anfahr- und Bremswirkung für das jeweilige Bauteil anzunehmen. Die Anfahr- und Bremskräfte sind mit den entsprechenden Vertikallasten zu kombinieren und mit dem für das Lastmodell 71 angegebenen Lastklassenbeiwert zu multiplizieren.

Die charakteristischen Anfahrkräfte je Gleis für die Lastmodelle 71, SW/0, SW/2 und HSLM betragen:

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad (4-17)$$

Die charakteristischen Bremskräfte je Gleis für die Lastmodelle 71, SW/0 und HSLM betragen:

$$Q_{lak} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN} \quad (4-18)$$

Für das Lastmodell SW/2 ist folgende charakteristische Bremskraft anzusetzen:

$$Q_{lak} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} \quad (4-19)$$

4.3.3 Umweltbedingte Einwirkungen

Die genormten klimatischen Einwirkungen umfassen die Lasten infolge von Schnee, Wind und Temperatur. Die dazugehörigen Einwirkungen und Berechnungsgrundlagen sind in der ÖN EN 1991-1-3 [ÖN EN 1991-1-3; 2010] für Schneeeinwirkungen, ÖN EN 1991-1-4 [ÖN EN 1991-1-4; 2010] für Windeinwirkungen und ÖN EN 1991-1-5 [ÖN EN 1991-1-5; 2010] für Temperatureinwirkungen zusammen mit den entsprechenden nationalen Anwendungsdokumenten geregelt.

Schneelasten sind bei Brücken von untergeordneter Bedeutung und dürfen vernachlässigt werden. Einwirkungen zufolge Windlasten haben eine große Auswirkung auf schlanke Bauteile, Natursteinbrücken sind hiervon hingegen aufgrund ihrer Robustheit wenig betroffen. Im Falle von historischen Bauten müssen weitere Einwirkungen berücksichtigt werden, die nicht zwingend normgeregt sind. Daher sind oft Sonderuntersuchungen erforderlich.

Starker Regen kann jedoch beachtliche Auswirkung auf das Bauwerk haben. Bei schlechter Abdichtung zwischen Fahrbahn und Hinterfüllung gelangt das Wasser in das Bauwerk hinein. Die dadurch entstehende Volumenzunahme führt zu einer Verformung, sowohl der Tragstruktur, als auch der Stirnwände. Dadurch entstehen Risse in Längs- und in Querrichtung, die die Konstruktion schwächen und die Tragfähigkeit gefährden können. Des Weiteren kann der Regen große Auswirkungen auf das Fugenmaterial mit sich bringen. Der Mörtel besitzt i.d.R. eine deutlich geringere Festigkeit und Lebensdauer als die umliegenden Natursteine und ist daher bzgl. Verwitterungen und Auswitterungen anfällig. Das Eindringen von Feuchtigkeit durch defekte und/oder ausgewitterte Fugen beschleunigt den Verwitterungsvorgang. Schlagregen kann langfristig zu Auswaschungen führen.

Extremer Regenfall kann außerdem einen Einfluss auf die Tragwerksfundierung haben. Außerordentliche Vorfälle wie z.B. die Überflutung der deutschen Hauptstadt im Sommer 2017, verursacht durch einen stundenlangen Starkregen, sind aus statischer Hinsicht nicht unwesentlich. Medien berichteten unter anderem über ein einsturzgefährdetes Haus, das evakuiert werden musste [N-TV.DE; 05.07.2017]. Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass durch den raschen Anstieg und darauffolgende Senkung des Grundwasserpegels auf die Regelhöhe Fundamentsenkungen hervorgerufen werden können.

Sommerliche Temperaturen können die Tragwerksoberfläche stark erhitzen. Je nach verwendetem Baustoff können die Natursteine eine Temperatur von bis zu 60°C erreichen. Die abrupte Abkühlung infolge eines Unwetters kann für das Tragwerk ungünstige Verformungen hervorrufen und Schäden verursachen.

Die Verwitterung eines Bauteils entsteht aus einer Kombination chemischer und physikalischer Einwirkungen, die im Folgenden erläutert werden.

4.3.3.1 Angriffe physikalischer Art

Zu den wesentlichen physikalischen Angriffen zählen jene, die durch extrem hohe Temperaturen oder auch Temperaturwechsel sowie auch die verschiedenen Phasen vom Wasser hervorgerufen werden. Schlagartige Erhitzungs- und Abkühlungsvorgänge mit großen Temperaturdifferenzen können die Ursache von Schäden an der Bauteiloberfläche sein.

Schroffer Frost-Tau-Wechsel hat eine ungünstige Wirkung auf Bauteile im Erdreich, die regelmäßig in Berührung mit Wasser stehen. Durch die Kristallbildung des Eises und die Volumenzunahme des Wassers beim Gefrieren entstehen unerwünschte Spannungen im Mörtelgefüge, die nach der Überschreitung der Materialfestigkeit Risse zur Folge haben. Die infolge der ständig sich wiederholender Erwärmung und Abkühlung größer werdende Risse können unter Umständen Platz für Wurzeln von Bäumen oder Pflanzen bieten und somit auch eine Einwirkung biologischer Art in Gang setzen. Die Auswirkungen der Frosteinwirkung sind in Abb. 44 dargestellt.

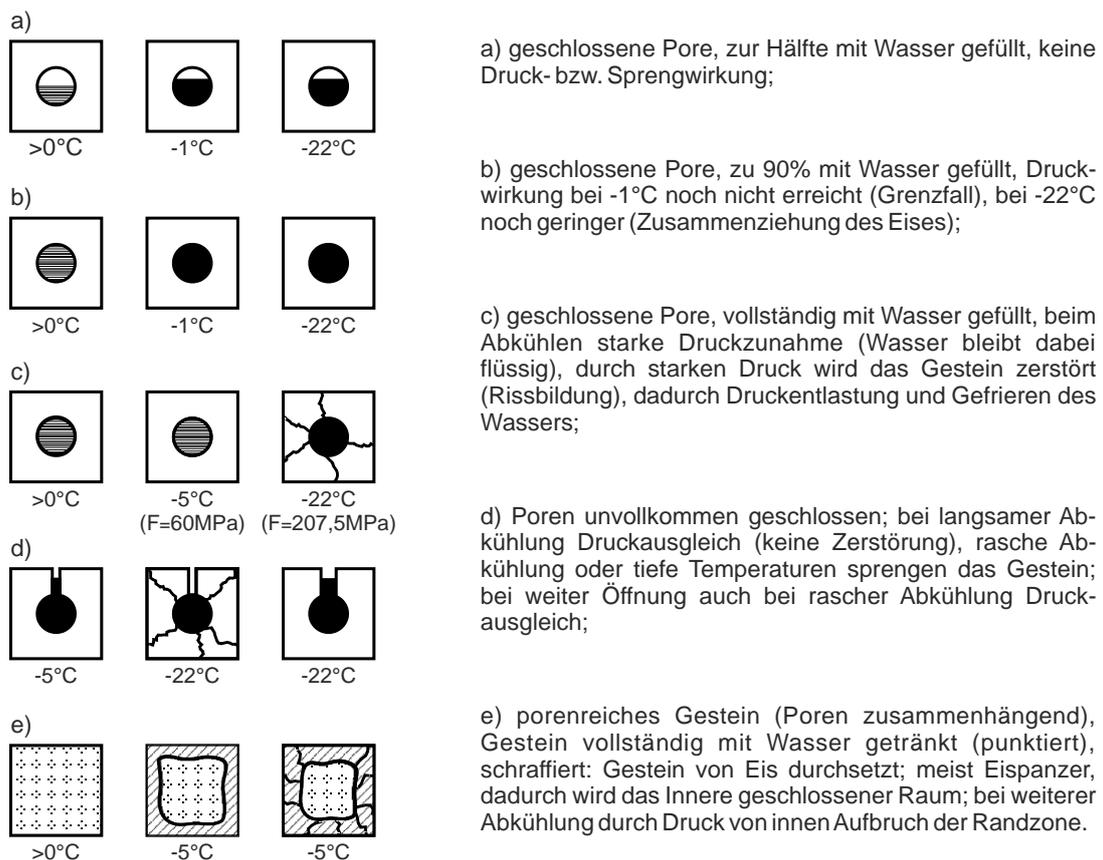


Abb. 44: Schematische Darstellung der Frostwirkung aus [STAHN; 2016, S. 42]

Durch die kapillare Wasseraufnahme gelangt anfallendes oder anstehendes Wasser in die Poren der Baustoffe. Dieser Vorgang variiert von Stein zu Stein aufgrund der unterschiedlichen Porendurchmesser. So findet bei Natursteinen, wie Z.B. Granit, Quarzit oder Basalt, kein bedeutsames Aufsaugen von Feuchtigkeit statt [MAIER; 2012e]. Der Eintritt von

Schlagregen in das Bauteil kann außerdem durch offene Poren oder Risse erfolgen. Besonders gefährlich ist die Aufnahme von Feuchtigkeit als Kondenswasser, da dieser Vorgang für den Menschen „unsichtbar“ ist.

Die Erosion der Natursteine durch Wasser- und Windeinwirkung könnten zudem die Tragwirkung der Struktur beeinträchtigen. Einwirkungen infolge UV-Strahlung sollten bei der Schadenursachenforschung ebenfalls berücksichtigt werden.

4.3.3.2 Angriffe chemischer Art

Häufig sind Angriffe chemischer Art auf das Vorhandensein von Feuchtigkeit zurückzuführen. Die chemische Reaktion von Luft und Feuchtigkeit mit Ölen, Fetten und/oder Abgasen führen zur Bildung von Säuren und Laugen. Diese wiederum sind verantwortlich für das Lösen von Bindemitteln aus den Natursteinen, was Schäden und Veränderungen wie Ausblühungen, Absanden, Abblättern oder Abbröckelungen zur Folge haben kann. [PROSKE, et al.; 2006]

4.3.3.3 Angriffe biologischer Art

Ein biologischer Angriff auf das Material darf nicht außer Betracht gelassen werden. Der Einfluss von pflanzlichen und tierischen Lebewesen kann eine wesentliche Ursache für Schäden an mineralischen Baustoffen sein. Die verkehrsbedingte Staubbildung zusammen mit der bindenden Feuchtigkeit an der Stein- oder Mörteloberfläche bieten gute Bedingungen für den Zuwachs von Mikroorganismen, aus denen in weiterer Folge Algen, Flechten, Moose, sowie auch Pilze entstehen können. Das von Wurzeln freigesetzte CO₂ kann die Steine zusätzlich beschädigen.

Hauptverantwortlich für einen Angriff biologischer Art sind folgende Aspekte [MAIER; 2012b, S. 311]:

- *„Bewuchs mit Algen, Flechten oder größeren Pflanzen,*
- *Bewuchs mit Schimmelpilzen,*
- *Mikrobieller Befall,*
- *Einfluss von Bakterien.“*

4.3.4 Langzeitige Einwirkungen

Langfristige Veränderungen infolge des Einflusses der Atmosphäre, dem alle im Freien befindlichen Baustoffe unterliegen, wird als Verwitterung, oft auch als Alterung, bezeichnet. Dieser natürliche Vorgang ist eine weitere Ursache für entstehende Schäden am Natursteinmauerwerk. [STEIN; 08.05.1996]

Langfristig können auch übermäßige Spannungen, die das Mauerwerk, z.B. aufgrund von Materialverschleiß, Überlastung oder Ermüdung, nicht mehr aufnehmen kann, zu Baustoffschäden führen. Eine ständige Schwankung des Grundwasserpegels kann auf Dauer Probleme mit der Bauwerksfundierung mit sich bringen.

Weitere Schwierigkeiten treten in den Brückenpfeilern aus Naturstein zufolge fehlender Querkzugfestigkeit auf [NODOUSHANI; 1997]. Durch die äußeren Einflüsse, wie z.B. Wasser, Erschütterungen und verschiedenartige Bewegungen, verdichtet sich die Innenfüllung im Laufe der Zeit nach unten [NODOUSHANI; 1996b]. Aufgrund der fehlenden Querkzugfestigkeit ist das Schalenmauerwerk langfristig nicht in der Lage, der Dauerbelastung standhalten zu können. Im Laufe der Jahrzehnte stellt sich somit, zufolge der nach unten abgesetzten Innenfüllung, ein nach außen drückender Kräfteverlauf ein, der sich als eine der Ursachen für die Rissbildung im Mauerwerk der Brückenpfeiler herausstellt. Die aus dieser Einwirkung entstehende „Silowirkung“ ist in Abb. 45 dargestellt.

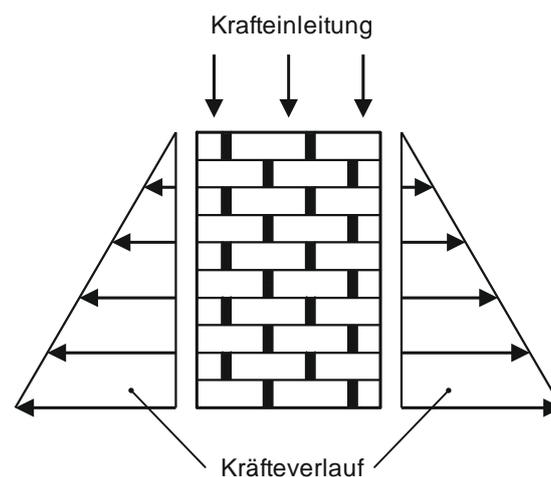


Abb. 45: Krafteinleitung auf das Mauerwerk von Brückenpfeilern und -rüstungen aus Naturstein (Silowirkung) aus [NODOUSHANI; 1997, S. 30]

Bei Instandhaltungskonzepten mit Beton (s. Abschnitt 5.8.4.5) kann das Schwind- und Kriechverhalten des Baustoffs von Bedeutung sein. Einzelheiten zu den Betoneigenschaften und seinem Tragverhalten finden sich mehrfach in der Literatur, z.B. in [ZILCH UND ZEHETMAIER; 2010] und den entsprechenden Normen, d.h. [ÖN EN 1992-2; 2010; ÖN EN 1992-1-1; 2011] in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument für Österreich.

4.3.5 Dynamische Einwirkungen

Nach zahlreichen Untersuchungen an Bauwerken mit einer zugelassenen Streckengeschwindigkeit unter 120 km/h konnte festgestellt werden, dass die aktuellen normengeregelten Erfordernisse in dynamischer Hinsicht als nachgewiesen betrachtet werden können. Gemäß der Richtlinie für die dynamische Berechnung der ÖBB [ÖBB Richtlinie; 2011] kann

für Objekte, die diese Randbedingung erfüllen, auf eine dynamische Berechnung verzichtet werden. Die Richtlinie enthält darüber hinaus weitere konstruktive Anforderungen, bei deren Einhaltung der dynamische Nachweis ebenfalls entfallen darf.

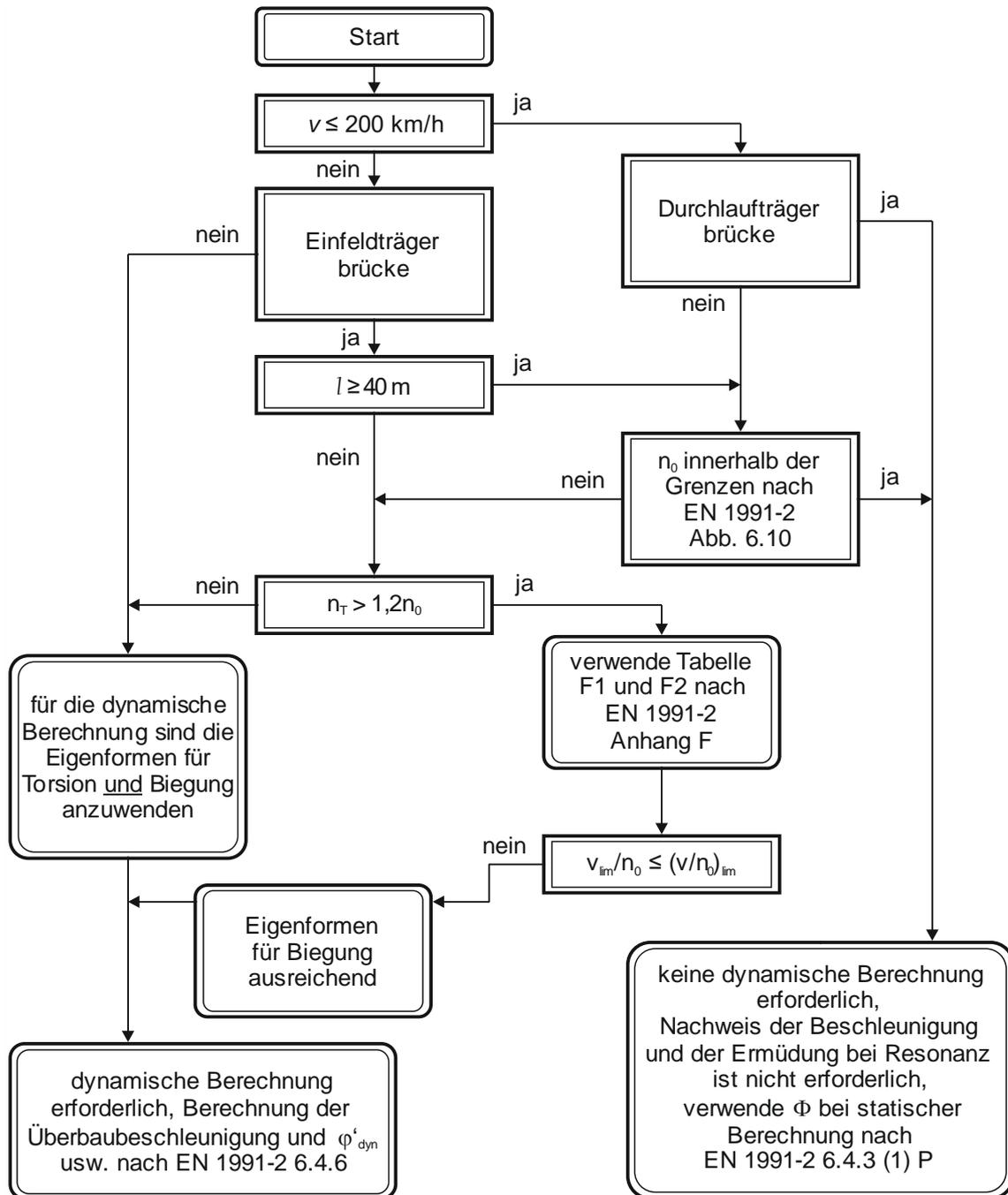


Abb. 46: Flussdiagramm zur Entscheidung, ob eine dynamische Berechnung erforderlich ist¹, aus ÖN EN 1991-2 [ÖN EN 1991-2; 2012, S. 73]

¹ Hinweise zu n_T , n_0 , v_{lim} , $n_T \phi'_{dyn}$ s. Anmerkungen zu ÖN EN 1991-2, Bild 6.9

Die ÖN EN 1991-2 [2012] gibt weitere konstruktive Regelungen vor, bei denen der dynamische Nachweis entfallen darf (s. Abb. 46), die im Falle einer Nachrechnung nach der Stufe 1 der ONR 24008 [ONR 24008; 2014] (s. Abschnitt 5.1) von Bedeutung sind. Für eine Berechnung unter Berücksichtigung der aufgrund von Schwingungen im Tragwerk vergrößerten Beanspruchung wird ein dynamischer Beiwert ϕ nach ÖN EN 1991-2 6.4.5 [ÖN EN 1991-2; 2012] verwendet.

Werden die Kriterien aus Abb. 46 nicht eingehalten, ist eine dynamische Berechnung erforderlich. Die Auswirkungen der Erregung und der Resonanz müssen in solchen Fällen gesondert ermittelt werden. Hinweise dazu finden sich auf der ÖN EN 1991-2 6.4.3 [2012]. Das dynamische Verhalten des Tragwerks ist durch folgende Hauptfaktoren beeinflusst:

- *„die Geschwindigkeit der Überfahrt,*
- *die Spannweite des Bauteils und die Einflusslänge für die Durchbiegung des betreffenden Bauteils,*
- *die Masse des Tragwerks,*
- *die Eigenfrequenz des gesamten Bauwerks und einzelner Bauteile des Bauwerks und die zugehörigen Eigenformen entlang der Gleisachse,*
- *die Anzahl der Achse, die Achslasten und die Achsabstände,*
- *die Dämpfung des Tragwerkes,*
- *vertikale Unregelmäßigkeiten im Gleis,*
- *die ungedehnten/abgedehnten Massen und Aufhängungseigenschaften der Fahrzeuge,*
- *regelmäßig angeordnete Auflager von Fahrbahnplatte bzw. Gleis (Querträger, Schwellen usw.),*
- *Fahrzeugunregelmäßigkeiten (Flachstellen, unrunde Räder, Aufhängungsschäden usw.),*
- *Die dynamische Eigenschaft des Gleises (Schotter, Schwellen, Gleisbestandteile usw.).“ [2012, S. 71-72]*

Für steinerne Bestandsbogenbrücken gibt die ONR 24008 [ONR 24008; 2014] folgende Regelungen für einen Entfall der dynamischen Beurteilung vor:

- *„bei überschütteten Bauwerken. Dies sind Konstruktionen, bei denen der Abstand von der Schwellenoberkante zur Konstruktionsoberkante über 1,5 m beträgt (unabhängig von Fahrzeugtyp und Geschwindigkeit), [...]*

- *bei Brücken bis 4 m Stützweite im Geschwindigkeitsbereich bis einschließlich 160 km/h,*
- *bei Brücken, die mindestens Streckenklasse D2 mit 160 km/h entsprechen, bei Verkehren bis maximal Streckenklasse D2 und mit einer Geschwindigkeit bis einschließlich 160 km/h (abhängig vom Fahrzeugtyp). Voraussetzung hierfür ist, dass die erste Eigenfrequenz der Biegeschwingung innerhalb oder oberhalb der Grenzen gemäß ÖN EN 1991-2, Bild 6.10 [ÖN EN 1991-2; 2012] liegt,*
- *bei Brücken, die mindestens Streckenklasse D4 mit 120 km/h entsprechen, bei Verkehren bis maximal Streckenklasse D4 und mit einer Geschwindigkeit bis einschließlich 120 km/h (unabhängig vom Fahrzeugtyp),*
- *bei Brücken, die mindestens Streckenklasse E4 oder E5 mit 90 km/h entsprechen, bei Güterzugverkehren bis maximal Streckenklasse E4 oder E5 und mit einer Geschwindigkeit bis einschließlich 90 km/h.“ [ONR 24008; 2014, S. 89]*

Laut dieser Norm gilt die dynamische Untersuchung bei Einhaltung folgender Voraussetzungen als erfüllt. Andernfalls ist auch hier eine gesonderte Ermittlung der Auswirkungen der Erregung und der Resonanz erforderlich.

- *„im Geschwindigkeitsbereich bis 200 km/h für Tragwerke als balkenartige Einfeldträger mit einer Stützweite von mindestens 40 m und wenn die erste Eigenfrequenz der Biegeschwingung innerhalb der Grenzen gemäß ÖN EN 1991-2, Bild 6.10 [ÖN EN 1991-2; 2012] liegt (Forderung nach Abb. 46),*
- *bei Brücken, die nach ÖN EN 1991-2 [2012] und ÖN B 1991-2 [ÖN B 1991-2; 2011] mit $\alpha = 1,21$ berechnet wurden,*
- *bei Vorliegen einer dynamischen Berechnung mit positivem Ergebnis für ein vergleichbares Objekt.“ [ONR 24008; 2014, S. 90]*

4.3.6 Setzungen

Setzungen entstehen infolge einer Verformung des Baugrundes oder eines Bodenentzugs im Untergrund. Das darüberstehende Bauwerk bzw. das darüberliegende Gelände erfahren demzufolge eine Bewegung in Richtung der Baugrundverformung. Bei den Setzungen wird nach [GRABE; 2004] zwischen drei verschiedenen Arten unterschieden:

- Sofortsetzungen, welche bereits während der Bauzeit stattfinden,
- Primärsetzungen (Konsolidierung), wodurch das Porenwasser ausgedrückt wird, bis der Porenwasserüberdruck abgebaut ist,
- Sekundärsetzungen (Kriechen), welche auch noch nach Ende der Konsolidierungsphase eintreten.

Geht man vom Vertrauensprinzip² aus, kann für historische Bauwerke angenommen werden, dass die Auswirkungen infolge der Sofort- und Primärsetzungen in Rechnung gestellt wurden und die Konsolidierungsphase bereits abgeschlossen ist. Problematisch dürften die Sekundärsetzung werden, die zum Errichtungszeitpunkt (vor über 150 Jahren, s. Abb. 19) eventuell nicht bekannt waren und daher unberücksichtigt blieben. Bei der Nachrechnung eines Bauwerkes sind die Einwirkungen infolge einer Sekundärsetzung stets zu überprüfen, da diese erst nach sehr langen Zeiträumen abklingen und unvermeidbar sind.

Darüber hinaus kann auch hier die Änderung des Grundwasserpegels infolge extremen Regensfalls die Ursache einer unerwarteten Einwirkung und folglich eines Schadens am Bauwerk darstellen. Bei bindigen und nicht bindigen Böden kann das möglich entstehende Schadensausmaß variieren.

Neben diesen möglichen Ursachen für Setzungen des Baugrundes existieren eine Vielzahl anderer Hintergründe, die zu einem solchen Baugrundverhalten führen könnten. Hierzu wird auf andere Literaturquellen verwiesen.

4.4 NUTZUNGSÄNDERUNGEN

Verständnishalber sei erwähnt, dass Nutzungsänderungen im Hochbau einen wesentlichen Einfluss auf das Tragwerk haben. So müssen im Falle einer Umnutzung eines Erdgeschosses beispielsweise zu einer Parkgarage die Einwirkungen auf das darunterliegende Kellergeschoss ermittelt werden und ggf. Verstärkungsmaßnahmen ergriffen werden. Im Brückenbau hingegen werden, um einen Abtrag zu vermeiden, Nutzungsänderungen bei

² Nach dem Vertrauensprinzip kann bei der Bewertung der Tragfähigkeit von Brücken grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass die Planung und Ausführung eines Bauwerkes nach den zum Zeitpunkt der Errichtung geltenden Regeln der Technik durchgeführt wurden.

Erreichen der Bauwerkslebensdauer vorgesehen, indem die Beanspruchung eingeschränkt wird. Ein Beispiel dafür ist die Strecke des Alpe Adria Radweges zwischen Tarvis und Venzone im norditalienischen Friaul. Die alte Pontebbana-Eisenbahnstrecke wurde hier samt Brücken- und Tunneleinrichtungen in eine ca. 60 km lange Fahrradstrecke durch die karnischen Alpen umgestaltet.

Im Laufe der letzten Jahrhunderte haben die meisten Natursteinbogenbrücken insofern eine Nutzungsänderung erfahren, da sie höheren Lasten ausgesetzt wurden (s. dazu Abschnitt 2.4). Ein weiteres Beispiel für eine Nutzungsänderung im Brückenbau ist die Verbreiterung des Tragwerks, um einem größeren Verkehrsaufkommen gerecht zu werden, demzufolge die einwirkenden Vertikallasten entsprechend erhöht werden. Die Lastenerhöhung könnte sich aber auch in der Fundierung in Form einer Setzung auswirken, weshalb diese Beanspruchung im Rahmen der Nachrechnung in jedem Fall berücksichtigt werden muss.

Mit den im Abschnitt 2.4 erwähnten Lasten- und Geschwindigkeitserhöhungen werden auch neue Schwingungen hervorgerufen. Es ist von großer Bedeutung, dass diese Schwingungen nicht mit den Eigenfrequenzen des Bauwerks übereinstimmen, um Resonanzen zu vermeiden.

4.5 BAUSTOFFE

Mauerwerk ist ein anisotropes und inhomogenes Mehrkomponentenbauteil. Im Falle von Natursteinbogenbrücken sind die zwei Hauptkomponenten das Gestein und der sich in den Fugen befindliche Mörtel. Während die Eigenschaften der Natursteine über ihre gesamte Lebensdauer überwiegend erhalten bleiben, verändern sich diese beim Mörtel mit zunehmendem Alter, was letztendlich die Mauerwerkeigenschaften beeinflusst. Eine Übersicht der Einflussfaktoren auf die Baustoffeigenschaften ist in folgender Tabelle angeführt. Die Kenntnis über den tatsächlichen Bauwerkszustand ist wesentlich für eine geeignete Modellierung.

Tabelle 15: Einflüsse auf die Mauerwerksfestigkeit
nach [WENZEL; 1997], entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 131]

STEINE	BINDEMittel	MAUERWERK	BAUTEIL
Druckfestigkeit	Druckfestigkeit	Fugendicke	Abmessungen
Biegezugfestigkeit	Haftverbund mit Stein	Fugenfüllung	Schlankheit
Verformungs- kennwerte		Hohlraumvolumen	Lagerungsbedingungen
Rauigkeit		Schichtdicke	Aussteifungen
Oberflächenbear- beitung		Verband in Wand- ebene	Verbindung zwischen Bauteilen
		Verband quer zur Wandebene	Richtung der Beanspruchung Exzentrizitäten

Die für die Errichtung von Brücken verwendeten Steine lassen sich nach ihrer Entstehungsart klassifizieren – magmatische Gesteine, Sedimentgesteine und metamorphische Gesteine. Die Verwendung einer Steinsorte in der damaligen Zeit war vom geologischen Aufkommen, der Gewinnung und der Bearbeitbarkeit abhängig. Für eine genauere Zuordnung der Baustoffe entsprechend ihren Festigkeitsmerkmalen erfolgt eine weitere Unterteilung je nach Farben, Gefüge oder technische Eigenschaften [2006]. In der Literatur kann eine Mehrzahl an Angaben betreffend Natursteinfestigkeit gefunden werden. Im Rahmen dieser Ausarbeitung werden jedoch die in der aktuell gültigen Norm für Bestandsobjekte angegebenen Festigkeitswerte festgehalten.

Die ONR 24008 [ONR 24008; 2014] enthält Angaben zu den Werkstoffkennwerten nach älteren Normen (s. Tabelle 16), welche unter der Voraussetzung, dass die Bestandsunterlagen Rückschlüsse auf die verwendeten Werkstoffe zulassen, verwendet werden dürfen. Ist dies nicht der Fall, muss die charakteristische Festigkeit des Mauerwerks entweder durch geeignete Prüfungen des Verbundbaustoffes Naturstein/Ziegel-Mörtel oder durch Prüfung der einzelnen Komponenten Naturstein/Ziegel und Mörtel in getrennter Form erfolgen.

Die Mauerfestigkeit kann gemäß ÖN EN 1996-1-1 [ÖN EN 1996-1-1; 2013] nach Gleichung (4-20) ermittelt werden. Die ONR 24008 [ONR 24008; 2014] enthält Hinweise und Verweise auf das entsprechende Regelwerk (ÖN EN 1926; ÖN EN 1052-1; ÖN EN 772-1; ÖN EN 1015-11) zur Ermittlung der Druckfestigkeitswerte von Naturstein und Mörtel. Die Verwendung von Gleichung (4-20) setzt voraus, dass folgende Anforderungen erfüllt werden:

- „das Mauerwerk wurde in Übereinstimmung mit ÖN EN 1996-1-1, Abschnitt 8 [ÖN EN 1996-1-1; 2013] ausgeführt,
- alle Fugen erfüllen die Anforderungen nach ÖN EN 1996-1-1 8.1.5 (1) und (3) [2013], sodass die Fugen als vollständig vermörtelt angesehen werden können,
- f_b darf bei der Verwendung von Normalmörtel einen Wert von 75 N/mm² nicht überschreiten,
- f_b darf bei der Verwendung von Dünnbettmörtel einen Wert von 50 N/mm² nicht überschreiten,
- f_m darf bei der Verwendung von Normalmörtel nicht größer als 20 N/mm² oder 2 · f_b sein,
- f_m darf bei der Verwendung von Normalmörtel nicht größer als 10 N/mm² sein,
- die Dicke des Mauerwerks entspricht der Breite oder Länge des Mauersteins, so dass keine Mörtelfuge parallel zur Wandebene existiert,
- der Variationskoeffizient der Mauersteinfestigkeit ist nicht größer als 25%.“ [2013, S. 34]

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (4-20)$$

Mit:

f_k die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk

f_b die normierte Druckfestigkeit des Steins/Ziegels

f_m Mittlere Mörteldruckfestigkeit

K = 0,5 nach ONR 24008, S. 11

α = 0,7 nach ONR 24008, S. 11

β = 0,3 nach ONR 24008, S. 11

Tabelle 16: Naturstein und Ziegel aus ONR 24008 [ONR 24008; 2014, S. 61-62] (fortgesetzt)

GESTEINSGRUPPE UND ZIEGEL	DICHTE		DRUCKFESTIGKEIT f_b		BIEGEZUGFESTIGKEIT	
	t/m^3		N/mm^2		N/mm^2	
	VON	BIS	VON	BIS	VON	BIS
Erstarrungsgesteine (magmatische Gesteine)						
Granit, Syenit	2,60	2,80	160	240	10	20
Diorit, Gabbro	2,80	3,00	170	300	10	22
Quarzporphyr, Porphyrit, Andesit	2,55	2,80	180	300	15	20
Basalt	2,95	3,00	250	400	15	25
Basaltava	2,20	2,35	80	150	8	12
Diabas	2,80	2,90	180	250	15	25
Schichtgesteine (Sedimentgesteine)						
Kieselige Gesteine						
Gangquarz, Quarzit, Grauwacke, quarzitisches Sandsteine	2,60	2,65	150	300	13	25
Sonstige Quarzsandsteine	2,60	2,65	120	200	12	20
Kalksteine						
Dichte Kalke und Dolomite	2,60	2,65	30	180	3	15
Marmore	2,65	2,85	180	80	6	15
Sonstige Kalksteine einschließlich Kalkkonglomerate	1,70	2,60	20	90	5	80
Travertin	2,40	2,50	20	60	4	10
Vulkanische Tuffgesteine	1,80	2,00	20	30	2	6

GESTEINSGRUPPE UND ZIEGEL	DICHTE		DRUCKFESTIGKEIT f_b		BIEGEZUGFESTIGKEIT	
	t/m^3		N/mm^2		N/mm^2	
	VON	BIS	VON	BIS	VON	BIS
Metamorphe Gesteine						
Gneise, Granulit	2,65	3,00	160	280	-	-
Amphibolit	2,70	3,10	170	280	-	-
Serpentin	2,60	2,75	140	250	-	-
Ziegel						
Mauerziegel	1,80	2,10	10	15	-	-
Hartbrandziegel	1,80	2,20	20	20	-	-
Mauerklinker	2,20	2,60	25	25	-	-

Obwohl viele historische Brücken (wie z.B. der *Pont du Gard*) in einer sog. Trockenbauweise (engl. *dry construction method*) errichtet wurden, wurde bei der überwiegenden Mehrzahl am aktuellen Bestand Mauerwerk mit Mörtel verwendet [PROSKE, et al.; 2006]. Der ausreichende Verbund in der Mauerwerksfuge ist im Wesentlichen vom verwendeten Mörtel abhängig. Die weitaus kompliziertere Aufgabe bei der Berechnung bestehender Mauerwerksbauten, aufgrund fehlender Unterlagen bzw. Kenntnisse über die verwendeten Baustoffe, ist die Ermittlung der Mörtelfestigkeit, welche sich meistens nur durch Werkstoffprüfungen bestimmen lässt, was sich sogar bei vorhandener Kenntnis über die verwendeten Baustoffe selten umgehen lässt, da der Mörtel nach längerer Bestandsdauer nicht mehr dieselben Eigenschaften aufweist. Mörtel werden entsprechend ihrer Druckfestigkeit klassifiziert (s. Tabelle 17). Sie werden mit dem Buchstaben M gefolgt von der Druckfestigkeit in N/mm^2 bezeichnet. Anschließend werden in Tabelle 18 häufig vorkommende Werte für Mörtel angegeben.

Tabelle 17: Mörtelklassen nach DIN EN 998-2 [DIN EN 998-2; 2017]

KLASSE	M 1	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Druckfestigkeit [N/mm ²]	1	2,5	5	10	15	20	d
d eine vom Hersteller angegebene Druckfestigkeit, die höher als 20 N/mm ² (in Stufen von 5 N/mm ²) ist.							

Tabelle 18: Eigenschaften von Mörteln aus [KOLBITSCH; 1989, S. 54]

BEZEICHNUNG	DICHTE		DRUCKFESTIGKEIT f_b		BIEGEZUGFESTIGKEIT	
	t/m^3		N/mm^2		N/mm^2	
	VON	BIS	VON	BIS	VON	BIS
Mörtel aus Weißkalk (Kalksandmörtel)	1,65	1,65	4,0	5,0	0,5	0,6
Mörtel aus hydraulischem Kalk	-	-	3,0	5,0	0,6	0,8
Romanzement (Zementkalk)	1,7	1,7	8,0	13,0	1,0	2,0
Romanzement – Mörtel	1,7	1,7	6,0	8,0	0,8	0,8
Portlandzement – Mörtel	1,7	1,7	12,0	16,0	0,8	1,6
Kalkzement – Mörtel	-	-	8,5	29,0	1,0	1,3

Die charakteristische Schubfestigkeit des Mauerwerks ist von der charakteristischen Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) und der Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft abhängig und gemäß ÖN EN 1996-1-1 3.6.2 [ÖN EN 1996-1-1; 2013], unter der Voraussetzung von Mauerwerk mit Normalmörtel oder Dünnbettmörtel mit einer Fugendicke von 0,5 mm bis 3,0 mm, wie folgt zu ermitteln:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (4-21)$$

Mit:

f_{vk0} charakteristische Haftscherfestigkeit

σ_d Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft

Tabelle 19: Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) von Mauerwerk aus ÖN EN 1996-1-1

MAUERSTEINART	f_{vk0} [N/mm ²]		
	NORMALMÖRTEL MIT EINER FESTIGKEITSKLASSE		DÜNNBETTMÖRTEL
Betonwerkstein und maßgerechter Naturstein	M 1 – M 2	0,10	0,30
Ziegel	M 10 – M 20	0,30	

5 GRUNDLAGEN DER ERHALTUNG

Dieses Kapitel widmet sich der Erhaltung und Ertüchtigung von Natursteinbogenbrücken. Neben dem aktuell geltenden Eurocode sind für Bestandsbauteile weitere Regelwerke zur Ermittlung der vorhandenen Tragfähigkeit wesentlich. Ohne eine umfangreiche Zustandsaufnahme und eine regelmäßige Bauwerksprüfung kann die Sicherheit der Nutzer nicht sachgemäß gewährleistet werden. Darüber hinaus bilden die einzelnen Komponenten einer Bauwerksprüfung, nämlich die Erhebung, die Dokumentation und die Bewertung des Erhaltungszustandes, die Basis für künftige Maßnahmen, wie beispielsweise Investitionsentscheidungen.

Beim Eintreten eines der folgenden Ereignisse ist eine Tragfähigkeitsbewertung erforderlich:

- Feststellung von Bauschäden (z.B. Risse oder Verformungen),
- Eingriffe in die Tragstruktur (bei Umbau oder Verstärkung),
- Verkehr von Schwertransportern,
- Erhöhte Belastung,
- Auftreten außergewöhnlicher Ereignisse.

Die Grundlagen für die Nachrechnung eines Bestandsobjekts werden im Rahmen dieser Diplomarbeit nur angerissen; der Fokus wird auf die Prüfung und Untersuchung vor Ort und die Instandsetzungsmöglichkeiten bestehender Substanz gelegt.

5.1 GESETZE

Für Bestandsobjekte sind in Österreich folgende Vorgaben zu beachten:

- Landesgesetze, wie beispielsweise die Bauordnung für Wien,
- ONR 24008 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Straßen- und Eisenbahnbrücken³,
- Eurocode 0, 6 und 8 unter Berücksichtigung des entsprechenden nationalen Anhangs.

Mit der Einführung der im europäischen Raum geltenden Normen (Eurocodes) unterliegen sämtliche Bauwerke, einschließlich der Bestandsobjekte, diesen Vorschriften. Für die Nachrechnung von Bestandsobjekten sind gemäß ONR 24008 [ONR 24008; 2014] wirklichkeitsnahe Modellierungen des Tragverhaltens, sowie die Kenntnisse der gültigen normativen Regelungen und der Materialeigenschaften zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerks erforderlich. Um diese Kenntnisse zu erlangen, ist eine Bestandserhebung erforderlich, was als dokumentierte Erhebung des „IST-Gebäudezustandes“, unter Berücksichtigung aller für die Sicherheit relevanten Bauteile zu verstehen ist.

Die ONR 24008 [2014] gibt drei Möglichkeiten zur Bewertung von Bestandsbauten an:

- Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit
 - Nachweis nach letztgültigem Normenstand
 - Nachweis nach altem Normenstand
- Qualitative Bewertungen der Tragfähigkeiten
- Experimentelle Tragfähigkeitsbewertung am Bauwerk

Die ONR 24008 [2014] bevorzugt einen Nachweis nach aktuellem Normenstand, versteht jedoch, dass die Bauweisen und Baustoffe der damaligen Zeit heute teilweise nicht gebraucht oder verwendet werden. Daher wird unter bestimmten Voraussetzungen ein Nachweis nach alter Norm akzeptiert. Mit „alter“ Norm ist jene Norm gemeint, die zum Errichtungszeitpunkt gültig war. Bei der Beurteilung der Brückentragfähigkeit nach aktuellem Normenstand schreibt die ONR 24008 [2014] eine Vorgehensweise nach dem folgenden Flussdiagramm vor. Anschließend wird eine kurze Beschreibung der einzelnen Nachrechnungsstufen angegeben. Alle Einzelheiten und genauen Angaben können der Norm entnommen werden.

³ Ersatz durch die ÖNORM B 4008-2 ab 2018 [ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSMITTEL; 2017]

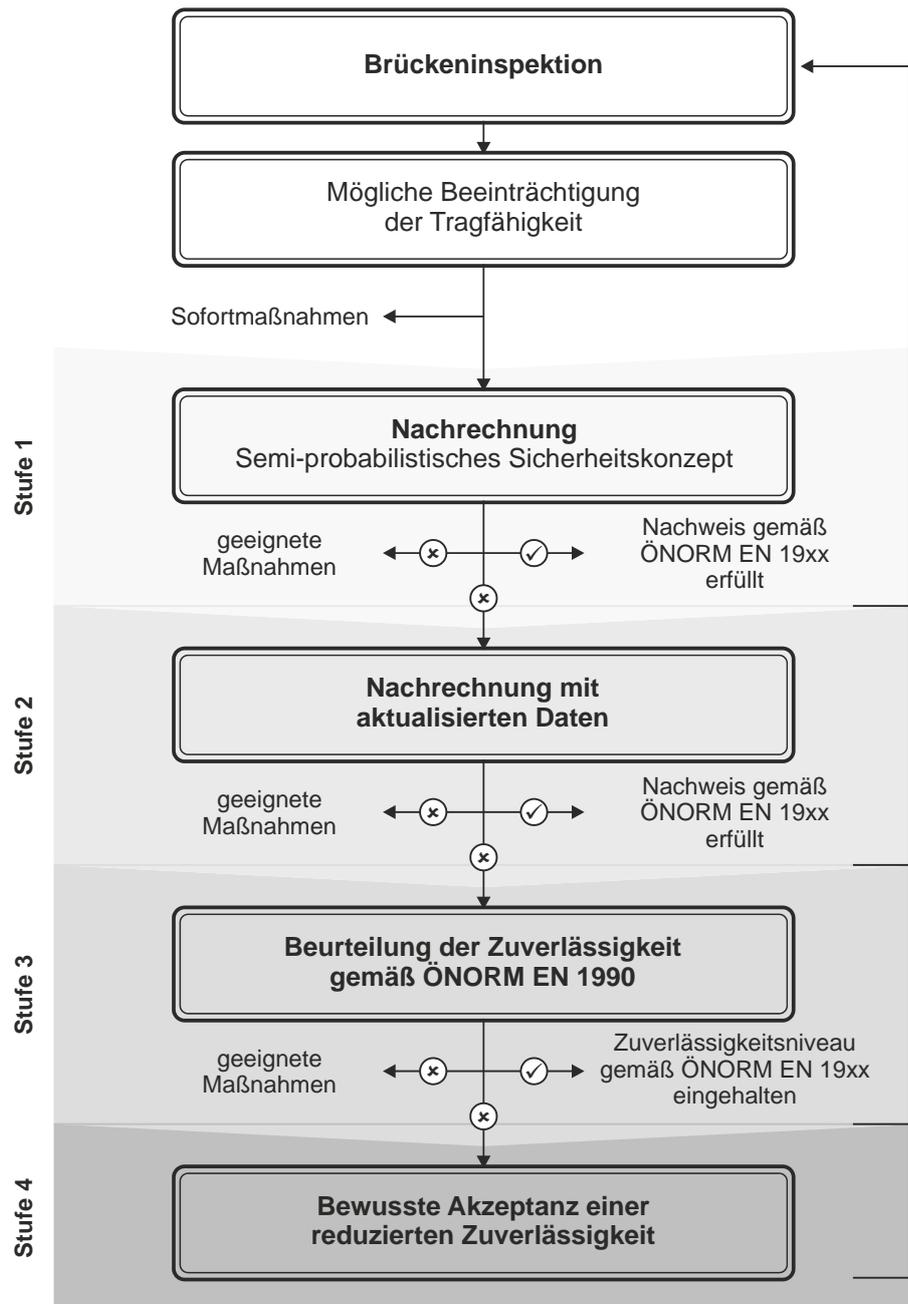


Abb. 47: Stufen der Tragfähigkeitsbewertung nach ONR 24008 [2014, S. 14]

- Stufe 1** Berechnung nach aktuellem Normenstand.
- Stufe 2** Die Berechnung erfolgt nach aktuellem Normenstand, anhand von angepassten Teilsicherheitsbeiwerten.
- Stufe 3** Die Berechnung erfolgt unter Anwendung einer probabilistischen Analyse.
- Stufe 4** Bewusste Akzeptanz einer reduzierten Zuverlässigkeit mit ausführlicher Begründung und entsprechenden Ersatzmaßnahmen.

Jede Tragwerksbewertung ist gemäß ONR 24008 [2014] zu dokumentieren. Die Dokumentation hat neben den allgemeinen Angaben (z.B.: Eigentümer/Auftraggeber, Adresse, Prüfer) mindestens folgendes zu umfassen:

- Prüfgegenstand und –umfang,
- gewählte Beurteilungsmethode,
- geometrische und konstruktive Grundlagen,
- Ergebnisse der Materialuntersuchungen,
- Verwendete Normen,
- Empfehlung von Maßnahmen.

Die Zustandsaufnahme muss bei einzelnen Bauteilen oder beim Gesamtbauwerk jedenfalls folgende Punkte umfassen:

- Geometrie der Bauteile,
- konstruktive Einzelheiten,
- Werkstoffgüte und Zustand der Baustoffe,
- Aufbauten und Nutzlasten.

Die systematische Durchführung der Bauwerksprüfung ist von großer Bedeutung. Ein Ablaufbeispiel zeigt folgende Abbildung.

5.2 SICHERHEITSKONZEPT

Nach der Schweizer Norm SIA 160 ist Sicherheit gegenüber einer Gefährdung als gewährleistet zu betrachten, wenn die Gefährdung durch geeignete Maßnahmen unter Kontrolle gehalten oder auf ein akzeptierbares Maß beschränkt wird. Ferner räumt sie ein, dass eine absolute Sicherheit nicht erreicht werden kann [SN 160; 1989]. Die Sicherheit bzw. die Zuverlässigkeit eines Bauwerks wird in einem großen Ausmaß durch Fehler bei der Planung, Ausführung und/oder Nutzung – sprich durch menschliches Fehlverhalten – beeinträchtigt, was jedoch unberechenbar und obendrein durch ein Sicherheitskonzept nicht zu erfassen ist. Im aktuell geltenden, semiprobabilistischen Sicherheitskonzept soll der Eintritt solcher Ereignisse eingeschränkt und die Versagenswahrscheinlichkeit unter $1 \cdot 10^{-6}$ gehalten werden, indem die charakteristischen Werte der Einwirkungen (E) und der Widerstände (R) – also der Baustoffeigenschaften – unter Berücksichtigung von sogenannten Teilsicherheitsbeiwerten zur Lösung der Ungleichung $E \leq R$ führen.

Das derzeit geltende Teilsicherheitskonzept ist im zehnteiligen Normenwerk Eurocode geregelt, dessen Struktur in der folgenden Abbildung dargestellt wird.

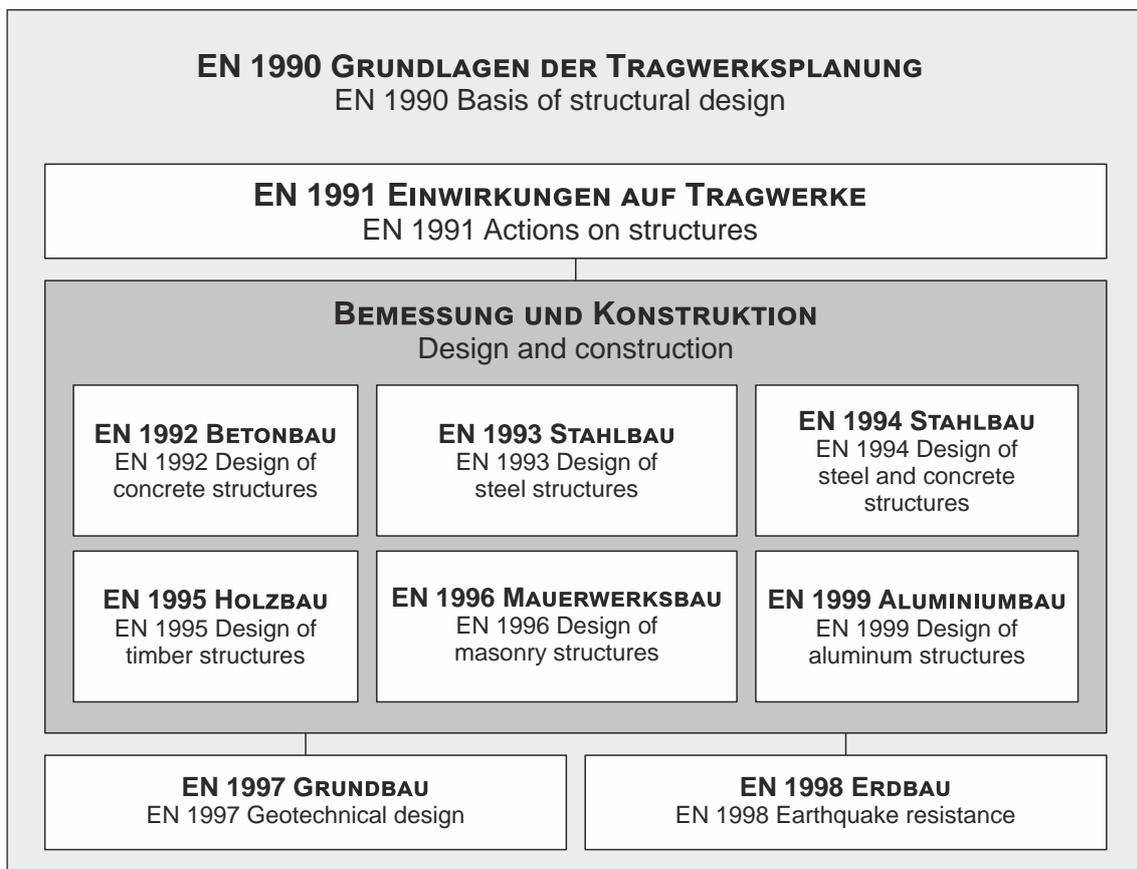


Abb. 49: Übersicht der Eurocode-Regelwerke

5.3 BAUWERKSERHALTUNGSBEZOGENE BEGRIFFLICHKEITEN

Tabelle 20: Begriffe der Bauwerkserhaltung

Bauwerksprüfung	<i>„Feststellung und Bewertung des Ist-Zustandes einer Konstruktion“ [RVS 13.03.11; 2011, S. 3]</i>
Ertüchtigung	<i>„alle baulichen Maßnahmen, die zu einer Tragfähigkeitsverbesserung über den ursprünglichen Sollzustand hinausgehen.“ [ONR 24008; 2014, S. 6]</i>
Instandhaltung	<i>„Kombination aller technischen und administrativen Maßnahmen sowie Maßnahmen des Managements während des Lebenszyklus einer Einheit, die dem Erhalt oder der Wiederherstellung ihres funktionsfähigen Zustandes dient, sodass sie die geforderte Funktion erfüllen kann.“ [ÖN EN 13306; 2016, S. 10]</i>
Instandsetzung	<i>„physische Maßnahme, die ausgeführt wird, um die Funktion einer fehlerhaften Einheit wiederherzustellen“ [2016, S. 33]</i>
Baumangel	<i>„Negative Abweichung zwischen angestrebtem und erreichtem Wert.“ [RVS 13.03.11; 2011, S. 4]</i>
Bauschaden	<i>„Veränderung an einem Bauwerk, durch welche Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit, Tragfähigkeit beeinträchtigt sind.“ [2011, S. 4]</i>
Soll-Zustand	<i>„planmäßiger Zustand zum Zeitpunkt der Errichtung einschließlich aller Erneuerungen, Ertüchtigungen und Instandsetzungen.“ [ONR 24008; 2014, S. 7]</i>
Wartung	<i>„alle baulichen Maßnahmen größeren Umfangs, die zur Wiederherstellung des Sollzustandes dienen.“ [2014, S. 8]</i>
Zuverlässigkeit	<i>„Fähigkeit einer Einheit, eine geforderte Funktion unter gegebenen Bedingungen für eine gegebene Zeitspanne zu erfüllen“ [ÖN EN 13306; 2016, S. 15]</i>

5.4 SCHÄDEN AN BOGENBRÜCKEN

Viele Schäden bei gewölbten Konstruktionen sind auf ihr hohes Alter zurückzuführen. Eine hohe Anzahl dieser Schäden entstehen durch die Materialverschlechterung im Laufe der Jahre sowie auch eine schlechte Wasserabdichtung. Unabhängig von seinem Aggregatzustand ruft Wasser häufig teils unumkehrbare Schäden hervor, weshalb eine regelmäßige Instandhaltung unbedingt notwendig ist.

Historische Fundamente, die in ständiger Berührung mit Grundwasser sind oder aber nicht über eine ausreichende frostsichere Tiefe verfügen, können infolge des Frost-Tau-Wechsels erhebliche Schäden erleiden. Besonders gefährdet ist dabei der in den Fugen der Fundamente befindliche Mörtel, in dem Risse entstehen und durch die Kristallbildung des Eises auseinandergetrieben wird. Dieser kann ebenfalls durch das Grundwasser ausgewaschen werden, wodurch er seine Bindekraft verliert und folglich die Tragfähigkeit der Fundierung nicht mehr gewährleistet wird. [MAIER; 2012d]

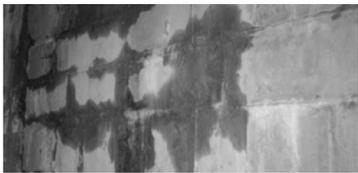
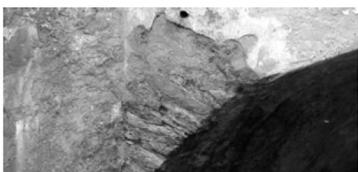
Bauwerke, wie die *Rialto*brücke in Venedig, ruhen auf Holzrostgründungen, deren Pfähle sich zumeist in wasserhaltigen Böden befinden. Die Wechselwirkung des steigenden und sinkenden Grundwasserpegels aufgrund außergewöhnlichen Regenfällen oder der Austrocknung von Flüssen führt zu Instabilitäten und Tragfähigkeitsverlust. Hierdurch können Baugrundsetzungen und damit verbundene Bauschäden entstehen.

Bei Objekten, bei denen eine Nutzung unterhalb des Gewölbes vorgesehen ist, kann der Feuchteunterschied eine wesentliche Rolle spielen. Anders als bei anstehendem Wasser an der Bauteiloberfläche oder Schlagregen ist dieser Vorgang besonders gefährlich und wird häufig unterschätzt, weil er für das menschliche Auge „unsichtbar“ ist.

Umweltbedingte Einwirkungen – physikalischer, chemischer oder biologischer Art – können eine erhebliche Auswirkung auf das Material haben. Je nach Gesteinsart reagieren diese unterschiedlich auf die Schadstoffe aus der umgebenden Luft. Die Verwitterung der Natursteine kann zu einem Tragfähigkeitsverlust führen, welcher z.B. je nach Eindringtiefe vom Niederschlag beschleunigt werden kann.

Tabelle 21 enthält eine bildliche Veranschaulichung der am häufigsten vorkommenden Schäden bei Naturstein- und Mauerwerkbauten, welche nach [BIEN UND KAMINSKI; 2004] in sieben Gruppen eingeteilt wurden.

Tabelle 21: Häufig vorkommende Schäden gewölbter Tragwerke
nach BIEN UND KAMINSKI [2004]

ART DES SCHADENS	BEISPIELE	
	NATURSTEIN	MAUERWERK
Verformungen		
Materialschäden		
Risse im Tragwerk		
Materialverlust		
Schäden an der Verkleidung		
Verschiebungen		
Verunreinigungen		

Bilder entnommen aus BIEN UND KAMINSKI [2004, S. 5]

Folgende Schäden gehören zu den am häufigsten vorkommenden Veränderungen und Mängeln bei Gewölben. Eine bildliche Darstellung dieser ist in Abb. 50 gegeben.

- Rissbildung,
- Feuchtstellen,
- Ausblühungen,
- Aussinterungen,
- Abwitterungen,
- Abplatzungen,
- Hohlstellen,
- lose oder fehlende Steine,
- Formänderungen,
- Zustand der Fugen,
- Verformungen und Versatz.

Des Weiteren kann die biologische Korrosion die Ursache für ein Schadensbild sein. Die Erfüllung der in Abschnitt 4.3.3.3 erwähnten Bedingungen können das Wachstum von Algen, Flechten und Moose fördern. Neben der Verunzierung des Erscheinungsbildes binden diese Pflanzen weitere Feuchte aus der Umgebung, wodurch die Baustoffe auf Angriffe durch Frostbildung anfälliger werden. Darüber hinaus können größer wachsende Pflanzen Risse verursachen, die einen größeren Schaden zur Folge haben können.

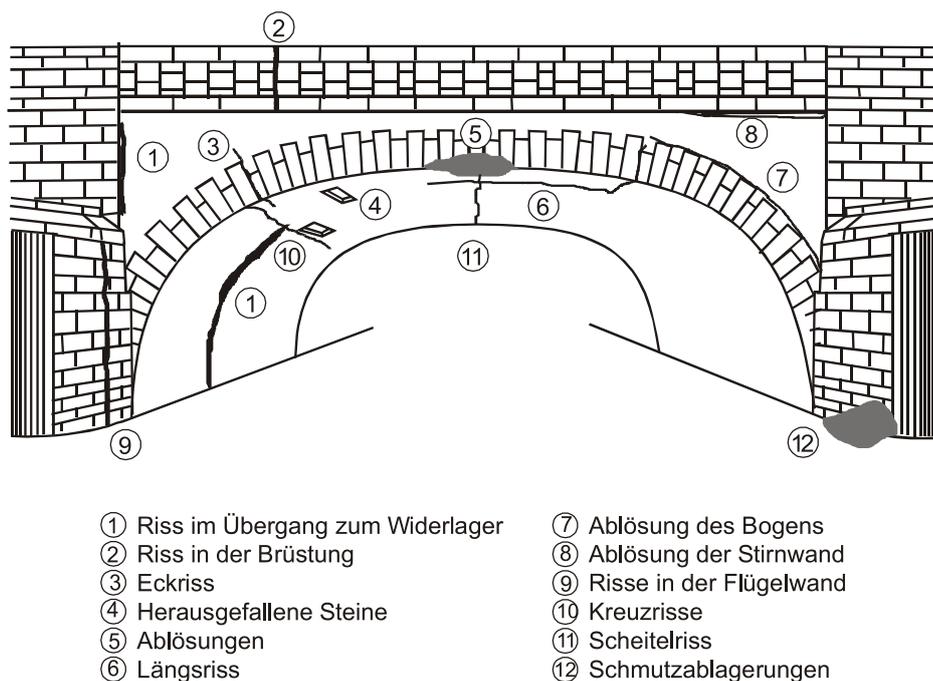


Abb. 50: Schematische Darstellung der häufigsten Schäden an steinernen Bogenbrücken nach [ANGELES YÁÑEZ UND ALONSO; 1996] aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 164]

5.5 BAUWERKSPRÜFUNG

Die Erhebung des Erhaltungszustandes, d.h. die Erkennung von Mängeln und Bauschäden, erfolgt durch eine regelmäßige Bauwerksprüfung. Je nach Prüfungsaufwand werden kürzere oder längere Zeitabstände der Untersuchungen festgelegt. Die Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (FSV) schreibt bei übersichtlichen Überwachungen eine Zustandserfassung in Zeitabständen von vier Monaten und bei aufwändigeren Prüfungen bis zu sechs Jahren gemäß Tabelle 22 [RVS 13.03.11; 2011]. Je nach Prüfungsart werden unterschiedliche Untersuchungsmethoden (s. Tabelle 24) angewandt, welche in ihrem Aufwand und der erforderlichen fachlichen Qualifikation variieren. In Anlehnung an diese Richtlinie werden in weiterer Folge die drei Prüfungsarten beschrieben. Für die einzelnen Prüfobjekte werden in Deutschland sog. Bauwerksbücher zur Erfassung von Inspektionsergebnissen, festgestellten Mängeln und Schäden, den durchgeführten Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen und dem Zeitpunkt der Ausführung am Bauwerk erstellt. Diese sind durch die DIN 1076 [DIN 1076; 1999] geregelt.

Tabelle 22: Prüfung von Brückentragwerken in Österreich
nach RVS 13.03.11 [RVS 13.03.11; 2011]

ART DER PRÜFUNG	HÄUFIGKEIT	DURCHFÜHRUNG DURCH	BESCHREIBUNG
Laufende Überwachung	4 Monate	Streckenwartdienst	Optische Feststellung der Funktionsfähigkeit der Brückenbauwerke und der Verkehrssicherheit der Fahrbahn und der Brückenausrüstung.
Kontrolle	2 Jahre	Sachkundigen Ingenieur oder geschultes Fachpersonal	Feststellung, Festhaltung und Bewertung der Erhaltungs- und Funktionsfähigkeit des Bauwerks. Die Kontrolle erfolgt optisch sofern keine Anweisungen zur genaueren Untersuchung vorliegen. Kontrolliert werden der Überbau, der Unterbau und die Brückenausrüstung.
Prüfung	6 Jahre;	Sachkundigen Ingenieur mit entsprechender Erfahrung in Brückenprüfung/ Brückenbau	Durchführung der ersten Prüfung vor Ablauf der Gewährleistungsfrist. Erhebung, Dokumentation und Bewertung des Erhaltungszustandes. Einflussabschätzung von Schäden auf die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerkes. Geprüft werden der Überbau, der Unterbau, die Deckschicht, die Lager, die Fahrbahnübergänge, die Abdichtung, die Entwässerung und die sonstige Brückenausrüstung. Die Lage und die Höhe der Brücke werden ebenfalls geprüft.
Sonderprüfung	bei Bedarf	s. Prüfung	Ist der vorgegebene Prüfungsumfang nicht ausreichend ist eine Sonderprüfung zu veranlassen.

5.5.1 Laufende Überwachung

Mit wenig Aufwand verbundene Untersuchungsaufgaben werden im Rahmen einer laufenden Überwachung durchgeführt. Sie umfassen im Wesentlichen Untersuchungen durch Augenschein von groben Schäden und auffälligen Veränderungen, die beim Befahren vom Fahrzeug aus sichtbar sind, und dienen der Feststellung der Funktionstüchtigkeit der Brückenbauwerke und der Verkehrssicherheit der Fahrbahn und der Brückenausrüstung.

Im Zuge der laufenden Überwachungen ist auf außergewöhnliche Veränderungen am Bauwerk, sowie Schäden an der Fahrbahndecke einschließlich Randbalken, Schäden an der Ausrüstung (z.B. Übergangskonstruktionen, Geländer, Leitschienen etc.), Schäden an Entwässerungseinrichtungen, Schäden an Böschungen und Schäden an Verkehrszeichen und Hinweisschildern zu achten. Ggf. ist auch auf Anprallschäden, Schäden an Decken- und Wandverkleidungen, herunterhängende Teile und Feuchtestellen an der Unterseite zu achten.

Das Ergebnis über die laufenden Überwachungen muss nicht schriftlich festgehalten werden. Werden jedoch Schäden oder auffällige Veränderungen gesichtet, müssen diese dem Erhaltungspflichtigen schriftlich mitgeteilt werden, der wiederum die erforderlichen Veranlassungen sofort zu treffen hat, sofern diese die Verkehrssicherheit nicht beeinträchtigen.

5.5.2 Kontrolle

Die Kontrolle des Erhaltungszustandes erfolgt in Form eines Vergleiches zum letzten Prüfergebnis (Kontrolle oder Prüfung). Hierzu werden die festgestellten Veränderungen dokumentiert und bewertet. Die Bewertung der Bauteile (und darauf aufbauend des Gesamtobjektes) erfolgt gemäß Abschnitt 5.5.4. Der sachkundige Ingenieur hat aufgrund der Kontrollergebnisse einen Befund zu erstellen, der folgendes beinhaltet:

- *„Zustand des Objektes verglichen mit dem letzten Befund,*
- *Benutzbarkeit des Verkehrsweges im bisherigen Umfang in Abhängigkeit vom Zustand des Objektes,*
- *neu festgestellte Mängel und/oder Schäden,*
- *Sofortmaßnahmen aufgrund der festgestellten Mängel und/oder Schäden,*
- *Veranlassung einer Prüfung gemäß Abschnitt 5.5.3, wenn Mängel und/oder Schäden im Zuge der Kontrolle nicht beurteilt werden können,*
- *besondere Hinweise für die nächste Kontrolle/Prüfung,*
- *Jahr der nächsten Kontrolle.“* [2011, S. 10]

Bei der Kontrolle handelt es sich ebenfalls um eine Untersuchung durch Augenschien zur Feststellung der Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes. Liegen besondere Prüfanweisungen bestimmter Bauteile vor, sind diese genauer zu untersuchen. Die besonderen Anweisungen und Hinweise der letzten Kontrolle/Prüfung sind zu beachten. Die Kontrolle erfolgt i.d.R. ohne Verwendung besonderer Rüstungen und Geräte.

Im Rahmen der Kontrolle eines Bauwerkes liegt das Augenmerk auf der Inspektion des Unterbaus, des Überbaus und der Brückenausrüstung. Hierzu sind alle Veränderungen, Mängel oder Schäden gemäß Abschnitt 5.4 festzustellen, zu dokumentieren und zu beurteilen. Für weitere Hinweise diesbezüglich wird auf die entsprechende Richtlinie des Objekteigentümers verwiesen. Die schriftliche Aufzeichnung der Ergebnisse beinhaltet Angaben zu den verwendeten Geräten (sofern erforderlich), dem Zeitraum, der Witterung, den verwendeten Unterlagen (Datenblatt, Übersichtsplan etc.), der Beschreibung der Durchführung der Inspektion, der Fotodokumentation und dem Befund.

5.5.3 Prüfung

Die Prüfung beinhaltet die Erhebung, Dokumentation und Bewertung des Erhaltungszustandes eines Bauwerks, wobei die Dokumentation in Abstimmung mit dem Erhaltungspflichtigen zu erfolgen hat. Die Bewertung der Bauteile (und darauf aufbauend des Gesamtobjektes) erfolgt gemäß Abschnitt 5.5.4. Im Zuge der Bauwerksprüfung hat der betraute sachkundige Ingenieur die Statik der Struktur zu beurteilen und die Beeinträchtigung der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerkes zufolge der gesichteten Schäden abzuschätzen. Für die Inspektion müssen je nach Größe des zu prüfenden Bauwerks Personal und geeignete Prüfhilfsgeräte (z.B. Geologenhammer, Messlupe, Bohrmaschine, Hubsteiger, Korbgeräte etc.) zur Verfügung stehen. Ist der vorgegebene Prüfungsumfang nicht ausreichend, ist eine Sonderprüfung (s. entsprechende Richtlinie des Objekteigentümers) zu veranlassen.

Im Rahmen der Kontrolle liegt das Augenmerk auf der Inspektion des Unterbaus, des Überbaus und der Brückenausrüstung eines Bauwerkes, sowie auch dessen Lager, Fahrbahnübergänge, Entwässerungseinrichtungen (einschl. Abdichtung), Randbalken und sonstige Ausrüstung. Hierzu sind alle Veränderungen, Mängel oder Schäden gemäß Abschnitt 5.4 festzustellen, zu dokumentieren und zu beurteilen. Für weitere Hinweise diesbezüglich wird auf die entsprechende Richtlinie des Objekteigentümers verwiesen. Darüber hinaus wird eine Lage- und Höhenkontrolle der Brücke durchgeführt, bei der lotrechte und waagerechte Verschiebungen sowie die Neigung gegenüber der Ursprungslage überprüft werden. Die schriftliche Aufzeichnung der Ergebnisse beinhaltet Angaben zu den verwendeten Geräten, dem Zeitraum, der Witterung, den verwendeten Unterlagen (Datenblatt,

Übersichtsplan etc.), der Beschreibung der Durchführung der Inspektion, der Fotodokumentation und dem Befund.

Aufgrund der Prüfungsergebnisse hat der sachkundige Ingenieur einen Befund zu erstellen, der folgendes beinhaltet:

- *„Zustand des Objektes einschließlich Zustandsnoten für Gesamtobjekt und Bauteile [...],*
- *Benutzbarkeit des Verkehrsweges im bisherigen Umfang in Abhängigkeit vom Zustand des Objektes,*
- *festgestellte Mängel und/oder Schäden und ggf. deren vermutete Ursachen,*
- *Veränderungen von Schäden gegenüber der letzten Kontrolle/Prüfung,*
- *Sofortmaßnahmen aufgrund der festgestellten Mängel und/oder Schäden,*
- *erforderliche Maßnahmen aus Gründen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit; Terminvorschlag für die Einleitung dieser Maßnahmen,*
- *erforderliche Maßnahmen aus Gründen der Dauerhaftigkeit; Terminvorschlag für die Einleitung dieser Maßnahmen,*
- *empfohlene Maßnahmen,*
- *besondere Hinweise für die zukünftigen Kontrollen und Prüfungen,*
- *durchzuführende Sonderprüfungen,*
- *durchzuführende statische Nachrechnung,*
- *Jahr der nächsten Prüfung.“ [2011, S. 19]*

5.5.4 Bewertung

Je nach Erhaltungszustand eines Bauwerks erhalten diese eine Benotung. Je nach Eigentümer des Objektes (z.B. Bundesland, ÖBB, Wiener Linien, Asfinag, etc.) bzw. landesspezifischen Bestimmungen können die Benotungskriterien variieren. Im Folgenden werden die Kriterien für eine Straßenbrücke in Österreich gemäß RVS 13.03.11 [2011] aufgelistet.

Tabelle 23: Bauwerksbenotung gemäß RVS 13.03.11 [2011]

NOTE	BEWERTUNG	FARBE	BESCHREIBUNG
1	sehr guter Zustand		Keine oder sehr geringe Schäden. Mängel aus der Bauzeit wie Abweichungen der Abmessungen, ästhetische Mängel. <u>Keine Einschränkung</u> der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. <u>Keine Instandsetzung</u> erforderlich.
2	guter Zustand		Geringe, leichte Schäden; Mängel aus der Bauherstellung, die noch keine Verschlechterung zeigen. <u>Keine Einschränkung</u> der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Bei Nichtbeheben kommt es langfristig zu einer Verminderung der Gebrauchstauglichkeit bzw. Dauerhaftigkeit. Behebung im Zuge von <u>Wartungs- oder Instandsetzungsarbeiten</u> empfohlen.
3	ausreichender Zustand		Mittelschwere Schäden, die <u>keine Einschränkung</u> der Tragfähigkeit zur Folge haben. Es sind <u>Anzeichen einer Verminderung</u> der Gebrauchstauglichkeit bzw. Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu erkennen. Eine <u>Instandsetzung</u> sollte <u>mittelfristig</u> in Angriff genommen werden, um die Gebrauchstauglichkeit bzw. die Dauerhaftigkeit auf das geplante Maß anzuheben.
4	mangelhafter Zustand		Schwere Schäden, die derzeit <u>noch keine Einschränkung</u> der Tragfähigkeit zur Folge haben. Es ist eine <u>Verminderung</u> der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit deutlich erkennbar. Eine <u>Instandsetzung</u> sollte <u>kurzfristig</u> in Angriff genommen werden, um die Gebrauchstauglichkeit bzw. die Dauerhaftigkeit auf das geplante Maß anzuheben. Eine Instandsetzung kann innerhalb der genannten Frist zugunsten einer neuerlichen Prüfung/Sonderprüfung ausgesetzt werden (Prüfintervall verkürzen).
5	schlechter Zustand		Sehr schwere Schäden, die eine Einschränkung der Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit bis zum Abschluss der Instandsetzung/Erneuerung zur Folge haben. <u>Instandsetzungs-/Erneuerungsarbeiten</u> sind unverzüglich einzuleiten.

5.6 BAUWERKSUNTERSUCHUNG

Im Rahmen der sachgemäßen Aufnahme des Erhaltungszustandes sind stets geometrische und, sofern möglich, statische oder dynamische Messungen vor Ort zur Ermittlung von Tragreserven durchzuführen. Werkstoffentnahmen, -untersuchungen und -prüfungen sind zur Kontrolle der Materialgüte gemäß Bestandsunterlagen erforderlich und im Falle von Nichtvorhandensein dieser zur Feststellung der Materialgüte durchzuführen (nähere Informationen s. Literaturangaben, z.B. [MAYDL; 1986]). Darüber hinaus muss eine Kontrolle nicht beseitigter oder zusätzlich festgestellter Schäden erfolgen. [DB Richtlinie 805; 2002]

Nachfolgend ist eine Übersicht der durchzuführenden Untersuchungsmaßnahmen im Zuge der unterschiedlichen Inspektionsphasen nach [BIEN UND KAMINSKI; 2004] gegeben.

Tabelle 24: Untersuchungsmethoden in Anlehnung an BIEN UND KAMINSKI [2004]

ART DES SCHADENS	ART DER UNTERSUCHUNG	LAUFENDE ÜBERWACHUNG	KONTROLLE	PRÜFUNG	SONDERPRÜFUNG
Verformungen	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Geodätische Untersuchungen			✓	✓
	Verformungs- und Spannungsmessung				✓
Materialschaden	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Aufdeckung und Messaufnahme		✓	✓	✓
	Bohrkernentnahme und -untersuchung			✓	✓
	Untersuchung mittels Rückprallhammer			✓	✓
	Chemische Untersuchung			✓	✓
	Sichtprüfung mittels Endoskopie				✓
	Flachpressen				✓
Risse im Tragwerk	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Direkte Messaufnahme		✓	✓	✓
	Georadaruntersuchung				✓
Materialverlust	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Direkte Messaufnahme		✓	✓	✓
	Sichtprüfung mittels Endoskopie			✓	✓
Schäden an der Verkleidung	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Direkte Messaufnahme		✓	✓	✓
	Aufdeckung und Messaufnahme		✓	✓	✓
	Untersuchung der mechanischen Eigenschaften			✓	✓
	Chemische Untersuchung			✓	✓
Verschiebungen	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Geodätische Untersuchungen			✓	✓
	Wegaufnehmer				✓
Verunreinigungen	Inaugenscheinnahme	✓	✓	✓	✓
	Direkte Messaufnahme		✓	✓	✓

5.6.1 Zerstörende Prüfverfahren

Liegen keine Materialkenngrößen in den Bestandsunterlagen eines Objektes vor, müssen materialtechnische Versuche durchgeführt werden. Dazu ist die Entnahme von Probekörpern am Bauwerk erforderlich.

Im Optimalfall sollen aus ästhetischen und Denkmalschutzgründen nicht benötigte Steine entnommen werden, was sich jedoch in der Realität ohne die Einschränkung der Funktionsfähigkeit eines Bauwerks als unwahrscheinlich erweist. Daher erfolgt die Materialgewinnung in den meisten Fällen durch Probekernentnahmen mit Hilfe eines Kernbohrgeräts. Das Entnahmeverfahren ist in der DIN EN 12504-1 [DIN EN 12504-1; 2009] und das Festigkeitsprüfverfahren in der DIN EN 12390-2 [DIN EN 12390-2; 2009] geregelt. Die visuelle Veränderung des Bauwerks wird gering gehalten, indem die Bohrungen vertikal von der Fahrbahn in das Bauwerk erfolgen. In der Praxis liegen die Bohrkerndurchmesser im Bereich von 100 bis 150 mm. Weitere Vorteile des Bohrvorgangs sind der mögliche Einblick (mittels Endoskopie) in das Bauwerk und die erlangten Rückschlüsse auf Mauerwerkseigenschaften. [PROSKE, et al.; 2006]



Abb. 51: Bohrkerne aus PROSKE [2006, S. 158]

5.6.2 Zerstörungsarme Prüfverfahren

Nach PROSKE [2006] gehören folgende drei Verfahren zu den zerstörungsarmen Prüfverfahren. Für nähere Informationen wird auf die Literatur verwiesen.

- Pull-out test
- Pull-off test
- Penetration test (Windsor-Probe, Schmidthammer)

5.6.3 Zerstörungsfreie Prüfverfahren

5.6.3.1 Ultraschall

Bei dieser klassischen zerstörungsfreien Prüfmethode wird die Umlaufzeit von Schallwellen vom ausgesandten bis zum empfangenen Signalpfad gemessen. Je höher die Materialdichte und je besser die Bindungsverhältnisse, umso besser breiten sich diese Wellen in einem Material aus [2006]. Anhand dieser Untersuchung können daher Rückschlüsse auf Fehlstellen und Diskontinuitätsbereiche im Bauteil gezogen werden. Störfaktoren, wie z.B. Feuchtigkeit, müssen bei der Messung berücksichtigt werden. Es werden drei Untersuchungsverfahren unterschieden: die direkte, die halbdirekte und die indirekte Untersuchung. [KRAWTSCHUK; 2014]

5.6.3.2 Impact-Echo-Verfahren

Ein ähnliches Prinzip wie beim Ultraschall wird beim Impact-Echo-Verfahren angewendet. Unter der Annahme, dass die Wellenausbreitung im ungestörten Material besser erfolgt, wird mit Hilfe eines Impaktors (z.B. Hammer, Stahlkugel) ein Impuls an das zu prüfende Mauerwerk weitergegeben. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit und Resonanzfrequenz des Materials werden gemessen, um Aufschluss über den Zustand und die Geometrie des untersuchten Baukörpers zu erhalten. Ein mögliches Anwendungsgebiet dieses Verfahrens im Brückenbau ist die Untersuchung des Aufbaus von Kämpfern und Widerlagern. [KRAWTSCHUK; 2014; PROSKE, et al.; 2006]

5.6.3.3 Radar

Radaruntersuchungen beruhen ebenfalls auf dem Prinzip der Reflexion der sich im Bauteil ausbreitenden Wellen. Mittels einer Sendeantenne werden Radarwellen in das Innere eines Bauteils eingebracht, welche beim Auftreffen auf Inhomogenitäten (wie z.B. Trennflächen, Sprünge, Änderungen des Feuchtegehaltes, Hohlräume oder Metallgegenstände) zurückgeworfen und von einer Empfangsantenne aufgezeichnet werden. Durch die schrittweise Bewegung der Sende- und Empfangsantenne können flächenartige statt rein punktueller Ergebnisse erhalten werden. Anhand mehrerer Messungen können dreidimensionale Ergebnisse zusammengestellt werden. Bei Mauerwerksbogenbrücken dient diese Untersuchung zur Erfassung von Rissen und Hohlräumen und zur Erfassung der Höhe des kapillaren Steigens des Wassergehaltes im Mauerwerk. [PROSKE, et al.; 2006]

5.6.3.4 Elektromagnetische Verfahren

Elektromagnetische Verfahren kommen überwiegend bei der Detektion von Bewehrungsstählen und -lagen zum Einsatz. Eine Unterscheidung dieser Verfahren erfolgt nach der angewendeten Messmethode und der Art des Magnetfeldes. Anhand der Anziehungskraft

des magnetisierbaren Bewehrungsstahls und einem Permanentmagneten können Rückschlüsse auf die vorhandene Betondeckung und Bewehrungslagen gezogen werden. Nach dem aktuellen Stand der Technik sind elektromagnetische Prüfgeräte in der Lage, den Durchmesser der vorhandenen Bewehrungsstäbe zu ermitteln. [KRAWTSCHUK; 2014]

5.6.3.5 Monitoringmesstechnik

Unter einem Monitoring-System versteht sich die periodische maschinenunterstützte Aufzeichnung von Messdaten. Es handelt sich hierbei nicht um eine direkte Analyse dieser Daten, sondern um die Erfassung von Informationen über das Tragwerkverhalten unter Betrieb. Seine Anwendung findet unter Rücksichtnahme der sog. Axiome des *Structural Health Monitoring* (SHM) nach [WORDEN, et al.; 2007] statt:

1. *„Alle Materialien sind imperfekt und besitzen mikroskopische Diskontinuitäten, Risse und Schäden.*
2. *Um einen Schaden beurteilen zu können, ist der Vergleich von mindestens zwei Systemzuständen notwendig.*
3. *Die Existenz und Lokalisierung eines Schadens kann durch automatisierte Methoden erfolgen; die Schadensart und die Schwere des Schadens hingegen nicht.*
4. *Messsensoren sind nicht für die Messung eines Schadens ausgelegt. Die Umwandlung von Messergebnissen in Schadensauskunft erfolgt durch die Signalverarbeitung und eine statistische Klassifizierung.*
5. *Ein Schaden erhöht die Komplexität und Dimension eines Systems.*
6. *Die Größe und die zeitliche Entstehung bzw. Entwicklung eines Schadens bestimmen die Anforderungen des SHM-Sensorsystems.*
7. *Es besteht ein Zusammenhang zwischen der Sensitivität eines Detektionsalgorithmus und der Rauschunterdrückung*
8. *Die Größe des detektierbaren Schadens durch die Änderung der Systemdynamik ist umgekehrt proportional zur Größe der Erregerfrequenzen.“ [2007, S. 1640]*

Die erhobenen Messdaten können sowohl die Einwirkungs- als auch die Widerstandsseite betreffen. Der Vorteil dieser umfassenden Aufzeichnung von Messdaten ist, dass sie unter gewissen Randbedingung eine Prognose des Verhaltens einer Struktur erlauben können [KRAWTSCHUK; 2014]. Das Monitoringkonzept wurde in den letzten Jahren ausführlich erforscht und entwickelt, sodass nach dem aktuellen Stand der Technik eine drahtlose Verlegung und Verbindung der Monitoringgeräte erfolgen kann [FARRAR UND WORDEN; 2013]. Das hat den Vorteil, dass die erfassten Messdaten über Funk oder Ethernet an das mit der Monitoring-Aufgabe beauftragte Ingenieurbüro übertragen werden können und somit für die

Weiterverarbeitung jederzeit auf diese zugegriffen werden kann. Das Monitoring ist daher zu einem wichtigen Werkzeug für den Ingenieur geworden, mit dessen Hilfe darüber hinaus die Über- oder Unterschreitung von Schwellenwerten einfach kontrolliert werden kann, um rechtzeitig gegenlenken zu können.

5.7 INSTANDHALTUNGSKONZEPT

Die Instandhaltung der bestehenden Substanz kann auf verschiedene Arten durchgeführt werden. Das Konzept zur Durchführung dieser Erhaltungsmaßnahmen richtet sich nach dem angestrebten Erhaltungsziel und den Untersuchungsmöglichkeiten. Die Dringlichkeit der Durchführung ist ebenfalls ein wichtiger Faktor bei der Entscheidung des Instandhaltungskonzeptes. Ein Überblick über die verschiedenen Instandhaltungsarten ist in Abb. 52 gegeben.

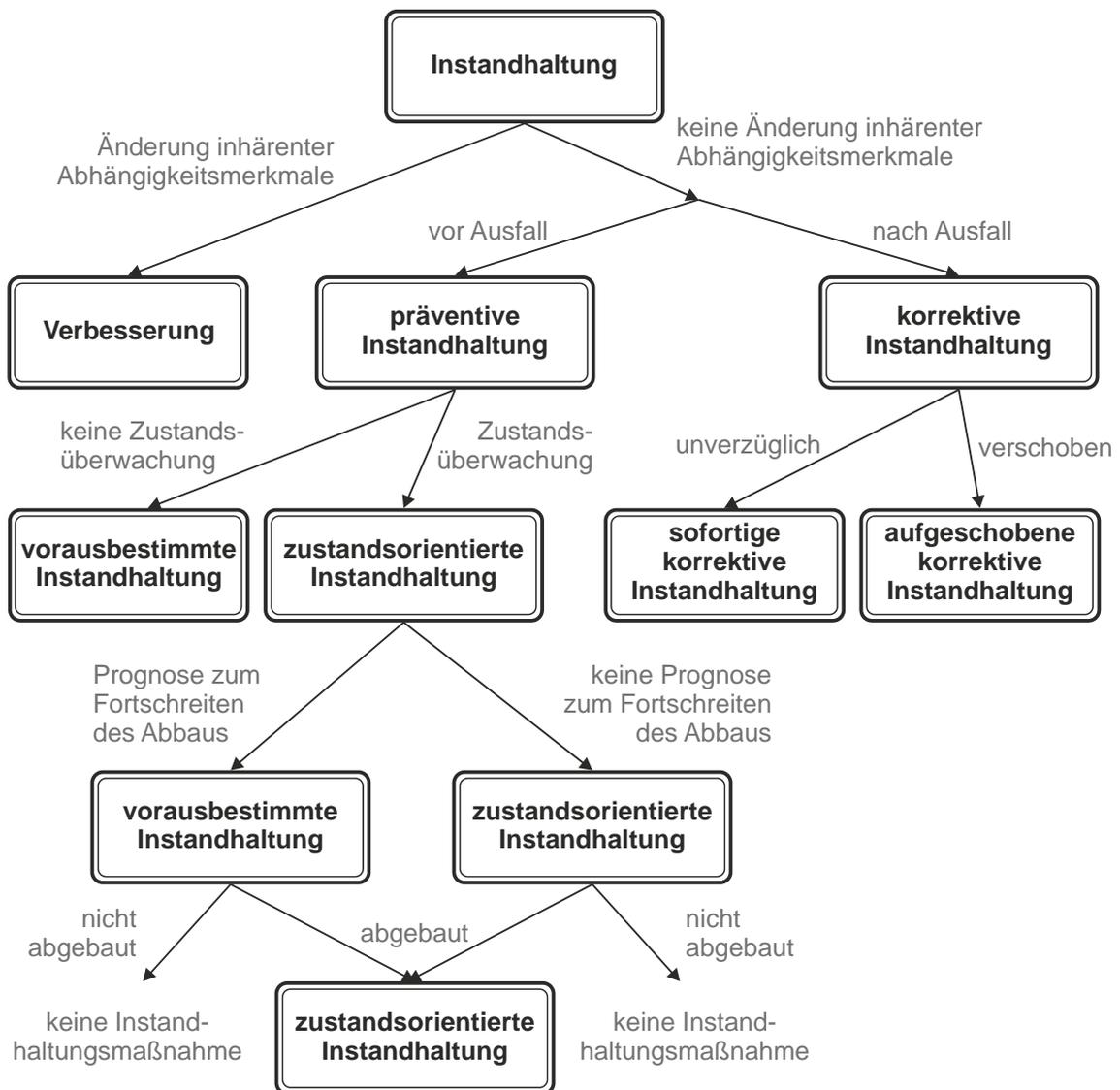


Abb. 52: Instandhaltungsarten aus ÖN EN 13306 [ÖN EN 13306; 2016, S. 48]

5.8 INSTANDSETZUNGSKONZEPT

Im Folgenden werden einige Instandsetzungsverfahren erläutert, die die häufigsten Mängel und Schäden an steinernen Bogenbrücken beheben und die Tragfähigkeit erhöhen können. Im Bauwesen besteht allerdings eine Vielzahl an Erhaltungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen, weshalb dieser Abschnitt, im Grunde genommen, nie vollständig sein kann. Er soll jedoch einen Einblick in die unterschiedlichen Herangehensweisen verschaffen und als Grundlage für die Vorbereitung und Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen dienen.

5.8.1 Baugrund

Zur Verstärkung von Fundamenten stehen verschiedene Methoden zur Auswahl. Diese sind in zwei Gruppen gegliedert: direkte und indirekte Methoden. Bei den direkten Methoden wird das Fundament saniert, während bei den indirekten Methoden der Baugrund behandelt wird [KEMPFERT UND RAITHEL; 2009].

5.8.1.1 Düsenstrahlverfahren

Unterfangungen dienen zur Weiterleitung von Fundamentlasten eines flach gegründeten Bauwerks in eine tiefer liegende Ebene. Dazu ist die Errichtung einer neuen, tieferliegenden Gründung notwendig. Eine Möglichkeit zur Ausführung dieser Sanierungsaufgabe stellt das Düsenstrahlverfahren (engl. *jet grouting*) dar. Die Ausführung, Planung und Überwachung von Düsenstrahlarbeiten ist in Österreich in der ÖN EN 12716 [ÖN EN 12716; 2002] geregelt. Laut dieser Norm wird beim Düsenstrahlverfahren „*der Boden oder mäßig festes Gestein in seine Bestandteile zerlegt und mit zementhaltiger Mischung versetzt bzw. teilweise durch Mischung ersetzt. Das Auflösen des Bodengefüges wird durch einen energiereichen Flüssigkeitsstrahl bewirkt, wobei die Flüssigkeit die Zementsuspension sein kann*“ [2002, S. 4].

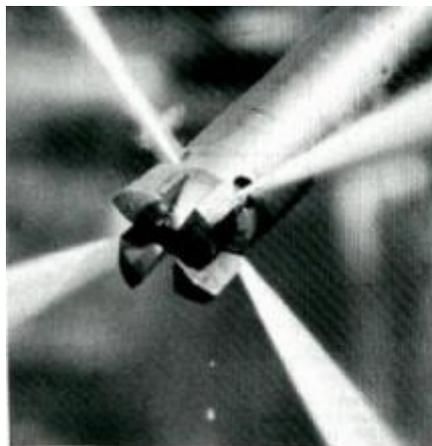


Abb. 53: Hochdruckdüse aus [Buja; 1998]

Zur Ausführung einer Unterfangungsmaßnahme sind Voruntersuchungen notwendig. Darunter versteht sich die Untersuchung des baulichen Zustands und der statischen Ausbildung. Sowohl Planunterlagen und eventuelle Denkmalschutzanforderungen als auch Informationen zu den verwendeten Baustoffen müssen vorliegen und, wenn nötig, festgestellt werden. Liegt kein geotechnisches Gutachten vor, muss der Baugrund unbedingt gründlich untersucht werden, wozu die Untersuchungen des Bodenschichtenverlaufs und der bodenmechanischen Eigenschaften gehören. Der Grundwasserspiegelstand muss gemessen werden und gegebenenfalls ist eine Grundwasserabsenkung oder eine Abschirmung durchzuführen. Bevor eine Unterfangungsmaßnahme vorgenommen wird, soll geprüft werden, ob alternativ ein Abriss und Neubau des Bauwerks wirtschaftlicher und möglich ist.

Die ÖN EN 12716 [ÖN EN 12716; 2002] enthält unter den Abschnitten 5 und 6 detaillierte Angaben zu den durchzuführenden Baugrunduntersuchungen und zu verwendenden Baustoffen und Bauprodukten. Die Beschreibung der Ausführung erfolgt in Anlehnung an den Abschnitt 8. Die Herstellung von Düsenstrahlsäulen und Düsenstrahllamellen erfolgt in drei Arbeitsschritten:

- *„Herstellen eines Bohrloches mit einer bestimmten Länge,*
- *Einführung des mit dem Düsengestänge verbundenen Düsenträgers bis zur Bohrlochsohle,*
- *Düsen der das Bodengefüge auflösenden und mit Zement verfestigenden Flüssigkeit(en) unter gleichzeitigem Ziehen und Drehen (bei Düsenstrahllamellen wird nur gezogen) des Gestänges mit vorher festgelegten Werten für Zieh- und Drehgeschwindigkeit, Pumpendruck und Durchflussrate für jede einzelne Flüssigkeit.“*
[2002, S. 18]

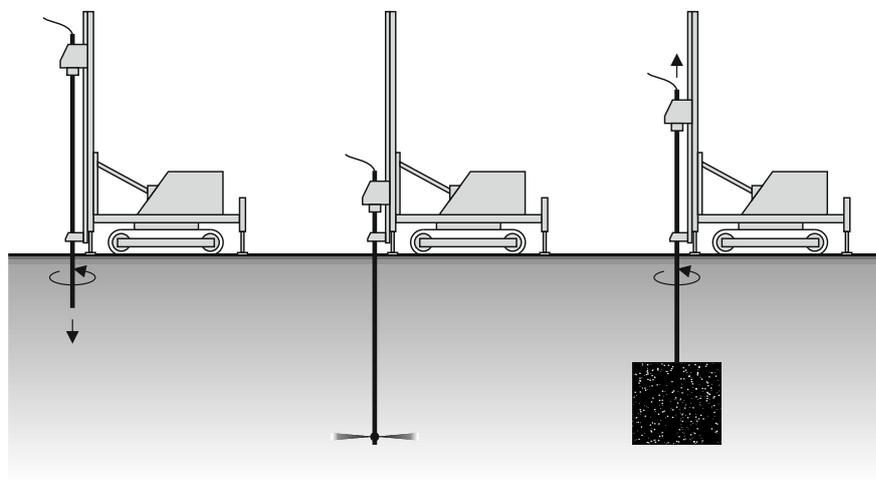


Abb. 54: Schematische Darstellung der Arbeitsschritte bei der Herstellung von Düsenstrahlsäulen und Düsenstrahllamellen in Anlehnung an [NODOUSHANI; 1997]

Darüber hinaus sind genaue Vorschriften zum Bauablauf angegeben, der sich in fünf Schritten einteilen lässt:

- Vorarbeiten: hier werden die Bohrlöcher eingemessen und gekennzeichnet. Für diese Arbeiten sind standfeste und trockene Arbeitsebenen notwendig und die Bedingungen zu den angrenzenden Bauwerken müssen überprüft werden.
- Bohren: in dieser Phase werden die Löcher für die Einführung der Düsengeräte gebohrt, wobei Abweichungen bezüglich des Bohransatzpunktes und der Bohrung möglichst klein zu halten sind. Die Grenzen sind der o.g. Norm, Abschnitt 8.4 zu entnehmen.
- Düsenstrahlarbeit: dieses Verfahren darf nur durch entsprechend ausgebildet und erfahrenes Personal ausgeführt und beaufsichtigt werden. Anheben des Bodens soll durch ausreichenden Abstand von der Geländeoberkante zur oberen Düse verhindert werden.
- Rückfluss: dieser Vorgang setzt ständige Überwachung und Kontrolle voraus.
- Einbringen der Bewehrung: schließlich kann eine Bewehrung in das frisch gedünte Material während oder unmittelbar nach der Beendigung des Düsens eingebracht werden.

5.8.1.2 Baugrundinjektionen

Ein Teil der Schadensursachen bei unvorhergesehenen Setzungen wurden im Abschnitt 4.3.6 und die Folgen der daraus entstehenden Zwangsverformungen und -rissbildungen im Abschnitt 5.4 erwähnt. Eine Möglichkeit zum Ausgleich solcher Baugrundsetzungen ist die Sanierung durch Baugrundinjektionen (engl. *grouting*).

Das Grundprinzip dieses Verfahrens ist, dass Injektionsmittel, wie z.B. Zementsuspensionen, in den Porenraum des Baugrunds injiziert werden, wodurch das Porenwasser verdrängt wird. Anstelle dessen nimmt das Injektionsmittel den freien Hohlraum ein und kann anschließend erhärten. In Österreich ist dieses Verfahren durch die ÖN EN 12715 [ÖN EN 12715; 2000] geregelt. Weitere Hinweise zur Planung und Ausführung dieses Sanierungsverfahrens können der DIN 4093 [DIN 4093; 2015] entnommen werden.

Für die Baugrundverbesserung mittels Bodeninjektionen werden zwei Verfahren angewendet: die Niedrigdruckinjektion und die Hochdruckinjektion [GRABE; 2004]. Sie unterscheiden sich im Injektionsdruck, wodurch bei niedrigem Druck keine Änderungen im Korngefüge eintritt und bei hohem Druck der Boden aufreißt. Je nach angestrebtem Ziel kommt die entsprechende Injektionstechnik zum Einsatz. Beispiele hierzu können die Verbesse-

rung der Festigkeit und Verformbarkeit des Bodens, die gezielte Volumenzunahme des Bodens zu Hebungszwecken und/oder die Verringerung der Durchlässigkeit zu Abdichtungszwecken sein. Das geplante Injektionsziel, sowie die Bodenaufschlüsse (Kornverteilungskurve) und die Umweltverträglichkeit beeinflussen die Wahl des Injektionsmittels. Bei historischen Natursteinbrücken kommt fast immer ein Gemisch von Zement und Wasser zum Einsatz. Sand als zusätzlicher Zuschlag wird selten verwendet [2004]. [NODOUSHANI; 1997]

5.8.1.3 Nachträgliche Pfahlgründungen

Bei dieser Instandsetzungsart unterscheidet man zwischen Großbohrpfählen und Mikro-pfählen. Sie unterscheiden sich nicht nur in der Größe, sondern auch in der Einbaulage. Während Großbohrpfähle i.d.R. neben den Fundamenten hergestellt werden, kann die Errichtung von Mikropfählen (engl. *micropile*) durch die bestehenden Fundamente hindurch erfolgen; auf diese wird in weiterer Folge näher eingegangen.

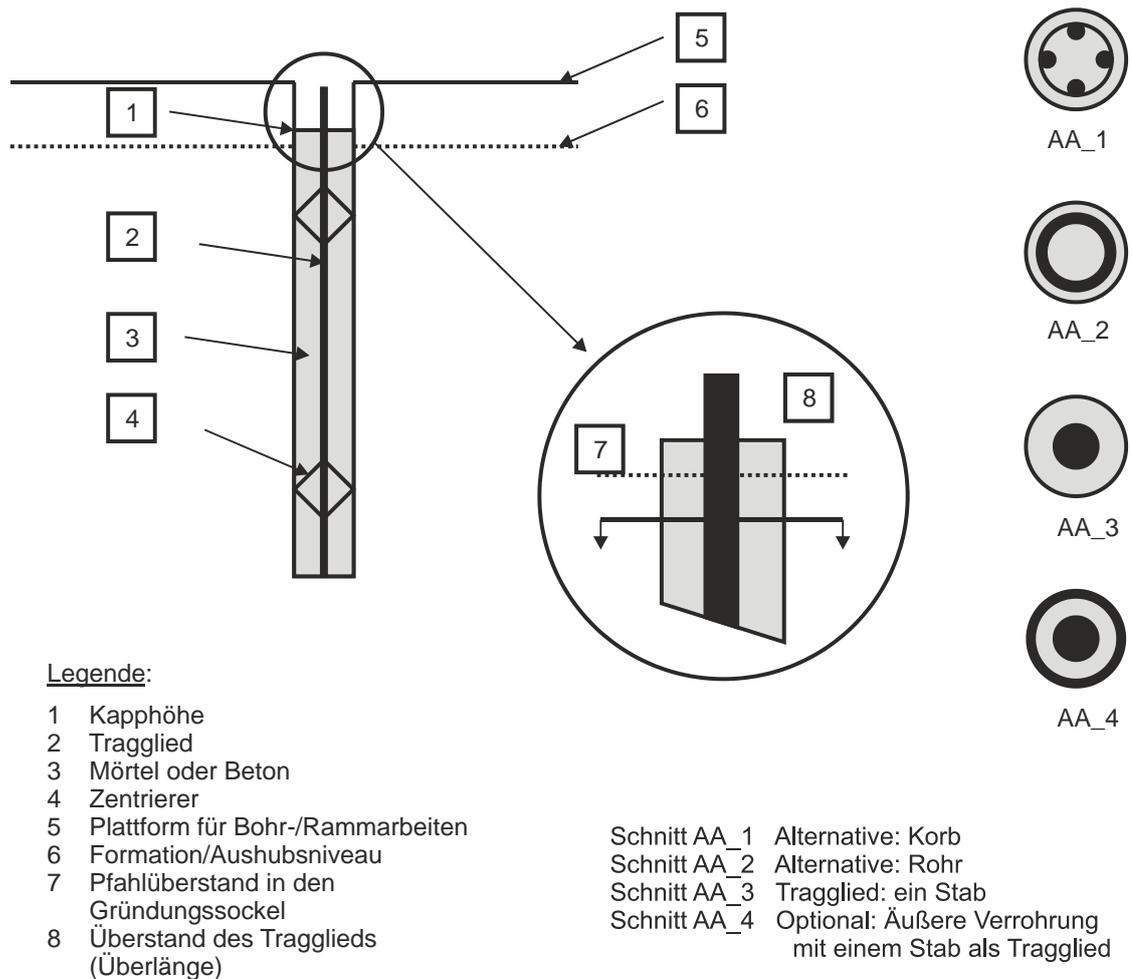


Abb. 55: Typische Einzelteile eines Kleinbohrpfahls nach ÖN EN 14199 [ÖN EN 14199; 2016]

Pfähle mit kleinem Durchmesser (max. 300 mm) kommen je nach Bedarf als Einzelpfähle, aber auch als Pfahlgruppen bzw. -wände zum Einsatz. Sie bestehen aus Stahl, sog. Verpressmörtel oder Beton oder aus einer Kombination dieser Materialien. Sie finden unter anderem sowohl bei Gründungen neuer Tragwerke als auch bei Fundamentverstärkungen Anwendung, um vertikale Lasten in den tiefer liegenden, tragfähigen Untergrund weiterzuleiten. Auf der sicheren Seite liegend wird bei dieser Art von Pfählen lediglich der Mantelreibungswiderstand berücksichtigt, da der Pfahlspitzendruck aufgrund des geringen Durchmessers klein ist.

Die Bemessung und die Herstellung von Mikropfählen ist in Österreich normativ durch die ÖN EN 14199 [2016] im Zusammenhang mit der ÖN EN 1997-1 [ÖN EN 1997-1; 2014] geregelt. Für die Herstellung von Mikropfählen muss eine Baugrunderkundung (s. ÖN EN 14199 Abschnitt 5 [ÖN EN 14199; 2016]) vorliegen. Darüber hinaus müssen laut geltender Norm folgende Auskünfte vorliegen:

- *„etwaige rechtliche oder gesetzliche Beschränkungen,*
- *die Lage der Hauptachsen zum Abstecken,*
- *den Zustand benachbarter Bauwerke, der Verkehrswege, der Leitungen usw. im Einflussbereich der Arbeiten, einschließlich der notwendigen Beweissicherungen,*
- *ein angemessenes Qualitätsmanagementprogramm, das die Beaufsichtigung, die messtechnische Überwachung und begleitende Versuche abdeckt.“* [2016, S. 12]

Der Ablauf von Sanierungsmaßnahmen bestehender Fundamente ist je nach Zugänglichkeit unterschiedlich. Bei beidseitig zugänglichen Fundamenten erfolgt die Ausführung klassisch durch Abteufen der Bohrungen ausgehend von Nischen im Fundamentkörper bzw. im Mauerwerk. Um die Bauteile so wenig wie möglich zu schwächen, sind lotrechte Bohrungen nicht immer möglich. Ein Winkel von 20° darf jedoch nicht überschritten werden. Bei bereits stark geschwächten Fundamentkörpern erfolgen die Bohrungen, je nach Bohrgerät, in einem Mindestabstand vom Fundament. Die Verbindung zwischen Fundament und Bohrpfahl erfolgt durch Streichbalken. Bei beschränkter Zugänglichkeit werden die Bohrpfähle einseitig angebracht. Dadurch entstehen ungewollte Kopfmomente, die durch geeignete Maßnahmen abgebaut werden müssen. In der nachstehenden Abbildung sind verschiedene Möglichkeiten zu Mikropfahlausführungen dargestellt.

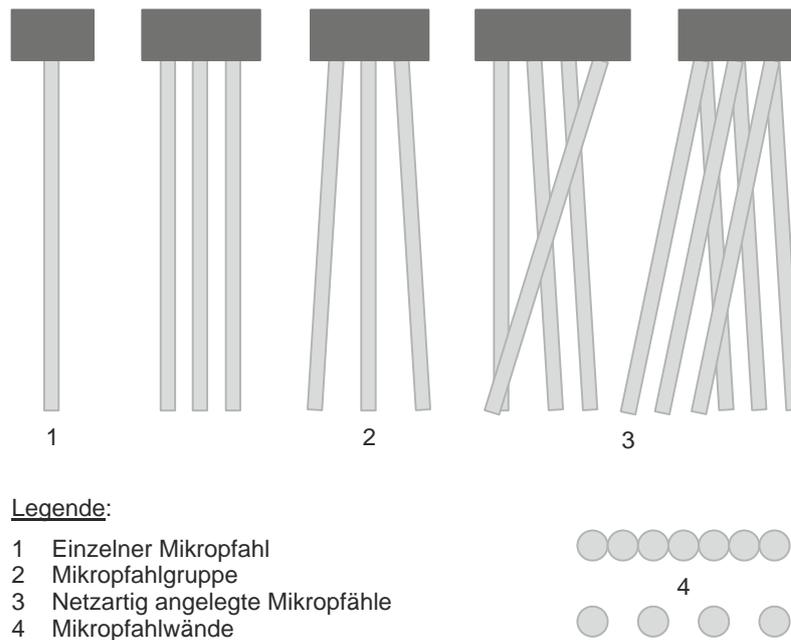


Abb. 56: Mikropfahlausführungen in Anlehnung an ÖN EN 14199 [2016]

5.8.2 Mauerwerk

Bei der Sanierung von Mauerwerk werden seine zwei Hauptbestandteile behandelt, auf deren Instandsetzung im Folgenden eingegangen wird.

5.8.2.1 Natursteinsanierung

Eine Instandsetzung der Natursteine ist erforderlich, wenn ihre Oberfläche infolge umweltbedingter Einwirkungen tief beschädigt wurde. Hierzu werden die defekten Steine flächig oder partiell ausgetauscht. Bei historischen Gewölbebrücken ist dieser Vorgang mit Beachtung auf die unregelmäßige Hinterfüllung durchzuführen, da diese nach Entfernen der äußeren Schale nach außen rutschen kann. Gegenwärtig wird die hinter der Vorderschale liegende Fläche mittels Spritzbeton abgesichert. Schließlich wird die Verbindung zwischen dem sanierten Mauerwerk und den ursprünglichen nicht entfernten Natursteinen mittels Mörtel oder auch zusätzlich durch Nadelanker als Rückverankerung hergestellt. [NODOUSHANI; 1997]

Ist die Schadensursache hingegen chemischer Natur, beispielsweise Salzeinwirkung, muss eine entsprechende Behandlung der Steine vorgenommen werden. Hierzu zählt unter anderem die chemische Umwandlung schädlicher Salze im Mauerwerk in unschädliche Salze.

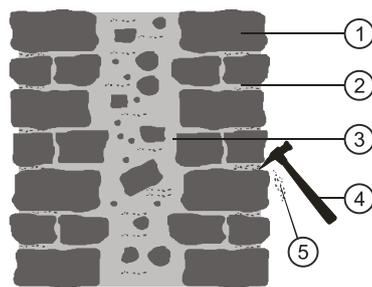
ROMBOCK [ROMBOCK; 1994] zählt weitere Instandsetzungsverfahren für Natursteine:

- *„Reinigung und Hydrophobierung von Naturstein,*
- *Behandlung von Salzschäden an Natursteinmauerwerk,*
- *Natursteinkonservierung,*
- *Chemische Steinreinigung,*
- *Trockenlegung von Mauerwerk,*
- *Mechanische Steinreinigung,*
- *Festigung von Naturstein,*
- *Ergänzung von Naturstein.“* (entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 177])

Da sich die Steine und das Fugenmaterial gegenseitig beeinflussen, sollte der Mörtel zusammen mit den Steinen saniert werden.

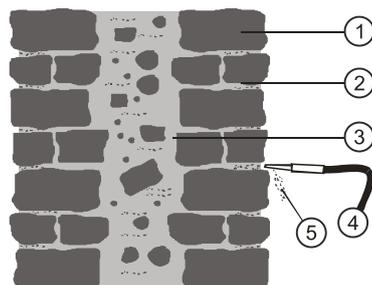
5.8.2.2 Mörtelsanierung

Die Instandsetzung der Mauerwerksfugen wurde traditionell von Hand ausgeführt. Da die erforderliche Verdichtungs- und Flankenhaftungsqualität aufgrund der im Laufe eines Arbeitstages zunehmenden Ermüdung des/der Ausführenden nicht aufrechterhalten werden kann, wird diese Maßnahme heutzutage durch Einpressen im Trockenspritzverfahren durchgeführt [NODOUSHANI; 1997]. Der Ablauf dieses Verfahrens ist in der folgenden Abbildung dargestellt.



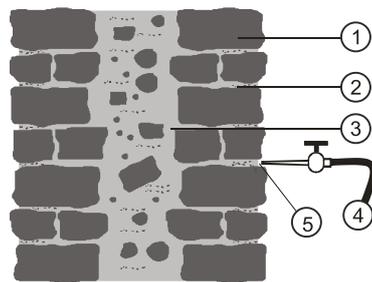
- ① Natursteinmauerwerk
- ② offene bzw. defekte Fuge
- ③ Schalenhinterfüllung
- ④ Handhammer
- ⑤ ausgeräumter Fugenmörtel

Ausräumen des alten Fugenmörtels per Hand oder druckluftunterstützt



- ① Natursteinmauerwerk
- ② offene bzw. defekte Fuge
- ③ Schalenhinterfüllung
- ④ Punktstrahldüse
- ⑤ ausgeräumter Fugenmörtel und Strahlgut

Reinigung der Fugenflanken mittels Nasssandstrahlen



- ① Natursteinmauerwerk
- ② offene bzw. defekte Fuge
- ③ Schalenhinterfüllung
- ④ Punktstrahldüse
- ⑤ Traßkalkmörtel zum Verfugen

Tiefenverfugung durch punktuell Spritzen über Punktstrahldüsen

Abb. 57: Ablauf des Trockenspritzverfahrens nach [Bartuschka; 1995],
entnommen aus [PROSKE, et al.; 2006, S. 183]

5.8.3 Verankerungen

Das Auftreten von Querkugkräften in den Brückenpfeilern oder am Gewölbe ist eine unerwünschte Beanspruchung bei Natursteinbögen, der das Mauerwerk alleine nicht entgegenwirken kann. Durch die geringe Zugfestigkeit des Mörtels entstehen schädliche Risse in den Mauerwerksspalten.

Durch den Einbau von Nadel- oder Spannankern werden zwei Teile miteinander verbunden, um Zug- oder Schubversagen zu verhindern [Nodoushani; 1997]. Die Wahl der Verankerungsart ist von den Voraussetzungen und Notwendigkeiten bei der Instandsetzungsmaßnahme abhängig.

Nadelanker bestehen aus normalem Rippenstahl (Bau- oder Edelstahl) mit Durchmessern zwischen 12-16 mm. Sie werden häufig im Bereich von Brückenpfeilern eingebaut, wo die Pfeileraußenschale eine unzureichende Querkzugfestigkeit aufweist. Sie finden darüber hinaus Anwendung beim Verbund nicht nur zwischen Natursteinen, sondern auch zwischen Stirnwänden und der darin liegenden Innenfüllung, wie beispielsweise bei Sicherungsmaßnahmen im Überbau (s. Abschnitt 5.8.4.3). Der Einbau erfolgt mit Hilfe von Bohrungen und anschließend der Verankerung über Haftung, Reibung und Scherung mit Auspressmörtel. [1997]

Neben den genannten Anwendungsmöglichkeiten für Nadelanker besteht die Möglichkeit das Tragwerk mittels Spannanker zu verstärken. Hierzu kommt statt Baustahl Spannstahl zum Einsatz, der über eine höhere Zugfestigkeit verfügt. Durch die Verspannung wird das Mauerwerk zusammengehalten und in die Lage versetzt, höhere Druckspannungen aufzunehmen. [1997]

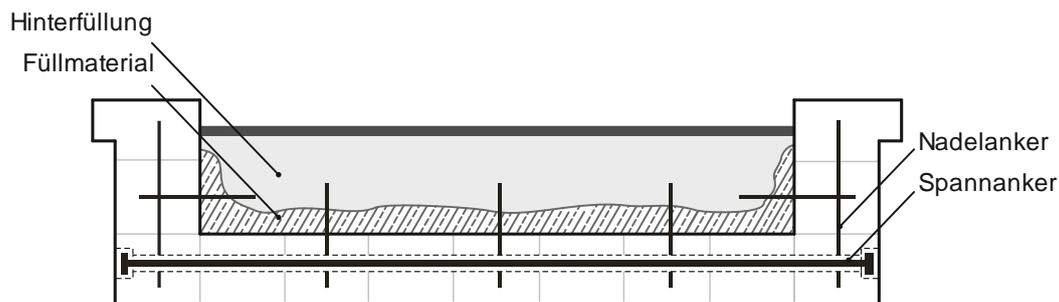


Abb. 58: Schematische Darstellung einer Instandsetzungsmaßnahme mittels Verankerung am Brückenoberbau

5.8.4 Wartungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen

Im Folgenden werden die Maßnahmen zur Wiederherstellung des Soll-Zustandes sowie auch zur Erhöhung der Tragfähigkeit erläutert, die bei historischen Brücken aufgrund der Überbeanspruchung im Laufe der Jahre zwangsläufig durchgeführt werden muss, um auch den Erfordernissen aktueller Normen und Richtlinien gerecht zu werden.

5.8.4.1 Risssicherung – Gewölbe

Die Ursachen für die Entstehung von Rissen bei Natursteinbogenbrücken sind unterschiedlich. Sie reichen von Überlastungen, über dynamische Beanspruchungen, fehlende Querkzugfestigkeit bis hin zu Verformungsbehinderungen. Die Ursachenermittlung spielt bei der Erstellung des Instandsetzungskonzeptes eine wesentliche Rolle, denn nur dadurch kann der Einfluss von Rissen auf die statische Konstruktion bestimmt werden. Die Ursachenzu-

ordnung ist entscheidend für die Beurteilung der Notwendigkeit einer Instandsetzungsmaßnahme, des Risikos der Entstehung neuer Risse, sowie die Dauerhaftigkeit der durchzuführenden Instandsetzungsmaßnahme. [BREITBACH UND SASSE; 1993; NODOUSHANI; 1997]

Die Überschreitung der Mauerwerkszugfestigkeit ist eine häufige Ursache für eine Rissbildung im Gewölbe. Im Idealfall ist ein Gewölbe lediglich auf Druck beansprucht. Dies ist der Fall, wenn sich alle infolge von ständigen und veränderlichen Lasten einstellenden Stützlinien innerhalb des Querschnittskerns bleiben. Verlässt die Stützlinie, aufgrund der Belastung, den Querschnittskern entstehen Risse. In weiterer Folge entstehen plastische Gelenke beim Überschreiten des Querschnittsrandes. Dieser Versagensmechanismus ist in der folgenden Abbildung verdeutlicht.

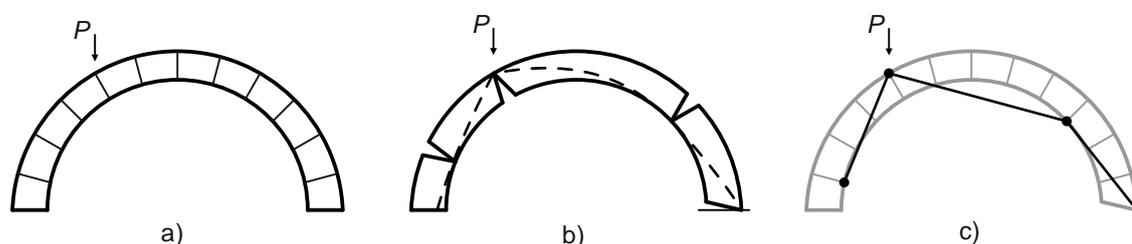


Abb. 59: Stützlinie eines Dreigelenkbogens in Anlehnung an [HEYMAN; 1995]

- a) Dreigelenkbogen unter Einwirkung des Eigengewichts und einer vertikalen Einzellast P ; b) sich einstellende Stützlinie und Rissbildung infolge der tangentialen Annäherung der Stützlinie an die Querschnittsränder; c) Ausbildung plastischer Gelenke bei weiterer Laststeigerung. Eine dynamische Kette stellt sich nach der Ausbildung des vierten Gelenkes ein.

Um die Ausbildung plastischer Gelenke bei bereits aufgetretener Risse an einer historischen Natursteinbogenbrücke zu verhindern, kann eine Rissicherung entweder durch Nadel- oder Spannanker erfolgen.

Die Rissicherung durch Nadelanker wird mittels gerippter Bewehrungsstähle durchgeführt. Die Kraftübertragung erfolgt ausschließlich über Mantelreibung zwischen Ankerstahl und Suspension [NODOUSHANI; 1997]. Eine Rissicherung mittels Spannanker erfordert jedoch einen partiellen bzw. vollständigen Abtrag der Hinterfüllung, um die Verankerung der Spannglieder an einem oder beiden Enden zu ermöglichen. Es ist jedoch darauf zu achten, dass diese Maßnahme nicht zum Zusammenfügen von Bauteilen eingesetzt wird, denn die Verspannung verursacht unerwünschte Zwangsspannungen, die zu weiteren Schäden führen können. Großen Schubkräften am Widerlager kann durch einen nachträglichen Betonaustrag entgegengewirkt werden, der die Kämpferbereiche zusätzlich belastet bzw. verstärkt. Da für die Durchführung dieser Maßnahme der Abtrag der Hinterfüllung ebenfalls notwendig ist, ist die Kombination mit einer Verspannung mit Spannankern sinnvoll. [1997]

5.8.4.2 Risssicherung – Brückenpfeiler

Die Risssicherung der Brückenpfeiler erfolgt ebenfalls mittels Nadel- oder Spannanker, je nach eintretendem Schadensfall. Entstehen die Risse infolge vertikaler Überlastung kommen Nadelanker zum Einsatz, die den Riss mit dem umliegenden Stein verbinden. Ist die Querszugfestigkeit des Pfeilermauerwerks für die vorhandene Belastung nicht genügend, kann eine Risssicherung durch Querverankerung mittels Nadel- oder Spannankern durchgeführt werden. [1997]

5.8.4.3 Sicherung des Brückenüberbaus

Die vorgesehene Instandsetzungsmaßnahme eines beschädigten Überbaus ist nicht nur vom vorliegenden Schaden abhängig, sondern auch von seiner Ursache und der geplanten Weiternutzung des Objektes [1997]. Hohlräume in der Innenfüllung des Brückenüberbaus beispielsweise können zu einem Tragfähigkeitsverlust führen. In solchen Fällen werden die Maßnahmen zur Wiederherstellung der erforderlichen Tragfähigkeit durchgeführt, indem die Innenfüllung des Brückenkörpers sorgfältig ausgeräumt, gesäubert und schließlich mit Beton verfüllt wird. Zur Gewichtsreduktion kommen Leichtbetone zum Einsatz.

Bei der Durchführung dieser Sanierungsmaßnahme müssen die freigestellten Stirnwände vor einer Kippgefahr gesichert werden. Dies erfolgt i.d.R. mittels eines zusätzlichen Betonauftrags, entweder mit Spritzbeton im Trockenspritzverfahren oder durch Stahlbeton. Aufgrund der besseren Verbundeigenschaften mit dem bestehenden Mauerwerk wird Spritzbeton vorgezogen. [1997]

5.8.4.4 Sicherung des Brückenunterbaus

Die Sicherung der Pfeiler und Fundamente erfolgt durch die nachträgliche Verpressung der Hohlräume im Inneren dieser Brückenteile mittels Verpressmörtel (bei großen Hohlräumen) oder Bindemittel (bei kleinen Hohlräumen), um die Tragfähigkeit zu erhöhen und die Stabilität wiederherzustellen. Zusätzlich dazu können Nadelanker eingebaut werden, um den im Pfeilerinneren entstehenden Spaltzugkräften („Silowirkung“) entgegenzuwirken.

5.8.4.5 Sicherung des Gewölbemauerwerks

Lose oder nach unten abgesackte Steine sind Beispiele geschädigten Gewölbemauerwerks. Eine Instandsetzungsmöglichkeit durch einen Steinaustausch wurde in Abschnitt 5.8.2.1 erwähnt. Bei abgesackten Steinen müssen bestimmte Maßnahmen zur Sanierung getroffen werden, denn diese nachträglich einfach wieder nach oben zu drücken kann gefährlich sein [1997]. Neben der Schwierigkeit aufgrund von umgelagerten Materialien über dem versetzten Stein, diesen wieder auszurichten, können dadurch unerwünschte Span-

nungen hervorgerufen werden, die eine negative Auswirkung auf das Tragwerk haben können. Für eine sachgemäße Instandsetzung müssen diese Steine ausreichend gesichert werden, um später beigearbeitet zu werden. [1997]

Eine weitere Maßnahme zur Instandsetzung des Gewölbemauerwerks ist die Querschnittsergänzung durch eine Spritzbetonschicht unterhalb des Gewölbes, die das Tragwerk entlasten soll. Da diese Schicht eine mittragende Rolle übernimmt, muss eine entsprechende Bewehrung und Verbundverankerung vorgesehen werden [1997]. Diese Maßnahme beeinträchtigt jedoch das Erscheinungsbild der Brücke, weshalb die Durchführung unter Absprache mit der zuständigen Denkmalschutzbehörde erfolgen soll.

Soll für die Brücke eine Erhöhung der Verkehrslasten vorgesehen werden, diese jedoch nicht in der Lage sein, die Beanspruchung aufzunehmen, muss das Gewölbemauerwerk ausreichend gesichert werden. Im Zuge dessen kann als Ertüchtigungsmöglichkeit die Entlastung des Gewölbemauerwerks mittels einer nachträglich eingebauten Stahlbetondecke durchgeführt werden. Das Prinzip ist in Abb. 60 dargestellt. Die zwischen den Brückenpfeilern gespannte Stahlbetondecke ist auf Stahlbetonwänden gelagert, welche auf den bestehenden Brückenpfeilern errichtet werden. Zur Durchführung dieser Maßnahme muss zunächst die Hinterfüllung, wie in Abschnitt 5.8.4.3 beschrieben, ausgeräumt und danach wieder verfüllt werden. Eine ausreichende Tragfähigkeit der Gründung muss gewährleistet sein. Verstärkungsmaßnahmen im Fundament- und Baugrundbereich sind in Abschnitt 5.8.1 angegeben.

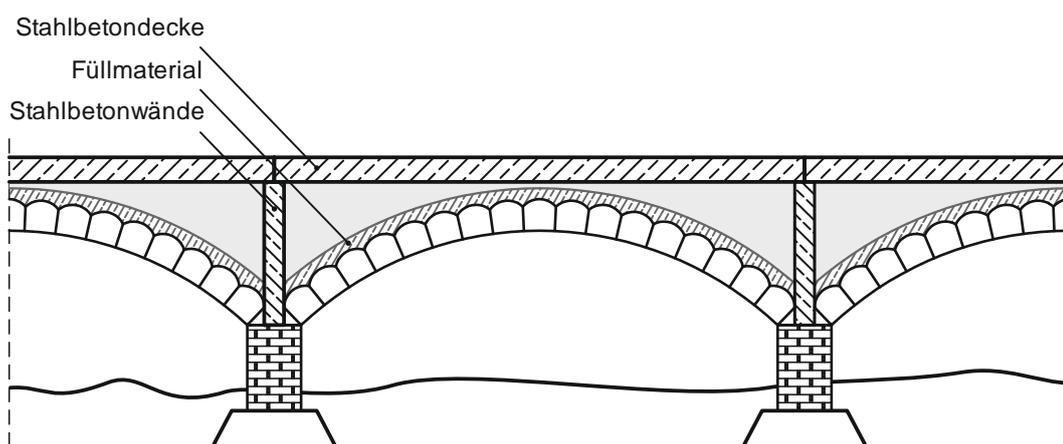


Abb. 60: Entlastung des Gewölbemauerwerks durch nachträglich eingebaute Stahlbetondecke in Anlehnung an NODOUSHANI [1997]

5.8.5 Abdichtungsmaßnahmen

Eine fehlende Abdichtung ist bei Natursteinbogenbrücken einer der schwerwiegendsten Gründe für ihren Zerfall. Das Eindringen von Oberflächenwasser in das Bauwerkinnere verursacht durch die Volumenzunahme der Hinterfüllung oder Vereisung der Wassermengen Schäden am Brückenüberbau und -unterbau, sowie Instabilitäten am Mauerwerk durch das Auswaschen des Mörtels im Mauerwerksgefüge. Eine erfolgreiche Durchführung dauerhafter Instandsetzungsmaßnahmen ist daher von der einwandfreien Abdichtung des Bauwerks abhängig.

WEBER [WEBER; 1993] ordnet die Abdichtungsmaßnahmen und -verfahren für feuchte- und salzgeschädigtes Mauerwerk in folgende drei Hauptgruppen ein, welche jeweils von der ÖN B 3355 [ÖN B 3355; 2017] in mechanische Verfahren, Injektionsverfahren und elektrophysikalische Verfahren weiter unterteilt werden. Eine Sanierungsmaßnahme besteht i.d.R. aus einer Kombination von Verfahren aus diesen Hauptbereichen, um weiteren Schädigungen vorzubeugen [NODOUSHANI; 1996a].

- Vertikalabdichtung,
- Horizontalabdichtung,
- flankierende Maßnahmen.

Aufgrund der Vielzahl der unter diesen drei Kategorien vorhandenen Maßnahmen und Verfahren werden im Folgenden nur einige davon erläutert, die für die Instandsetzung von Natursteinbogenbrücken geeignet sind. Eine Möglichkeit zur Abdichtung wurde im Abschnitt 5.8.1.2 bereits erwähnt. Abdichtungen mittels Injektionen sind eine sinnvolle Lösung bei schwer zugänglichen Brückenbauwerksteilen. Der Abdichtungserfolg der Injektionsmittel ist stark vom Durchfeuchtungsgrad des Mauerwerks abhängig. Beträgt z.B. der Durchfeuchtungsgrad mehr als 60%, ist die Restsaugfähigkeit der Ziegel nur mehr gering und es kann keine ausreichende Aufnahme des Injektionsmittels erfolgen [BALAK UND PECH; 2008].

Zur Auswahl stehen eine Vielzahl an Injektionsmitteln, wie z.B.: Zementsuspensionen (anorganische Basis), Kunstharzlösungen (organische Basis), Bitumenschmelze etc. Ein universales Injektionsmittel existiert nicht; die richtige Wahl ist vom Feuchtigkeitsschaden und dem Sanierungsziel abhängig. Gelinjektionen werden unter anderem zur Abdichtung von Gewölbeauflagewänden und Gewölberücken eingesetzt. Diese werden von der Gewölbebelaubung ins Bauwerkinnere injiziert (s. Abb. 61). Durch die wasserähnliche Viskosität von etwa 2 mPas kann das Gel durch Injektionsdruck überall hin verpresst werden, wo auch Wasser Zutritt findet [NODOUSHANI; 1996a].

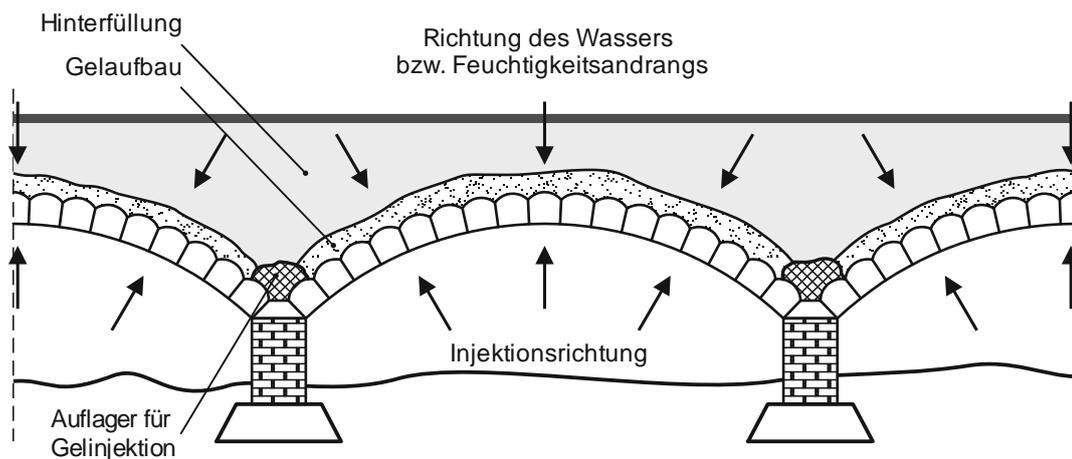


Abb. 61: Abdichtung mittels Gelinjektion
in Anlehnung an [NODOUSHANI; 1997]

Aufgrund der unbekanntenen Verteilung des Injektionsmittels hinter der abzudichtenden Fläche ist der Erfolg dieser Maßnahme von der Durchführungsqualität abhängig. Eine effektivere Variante dieser Abdichtungsmethode ist das Injektionsgut mittels perforierter Lanzen von der Stirnseite des Gewölbes aus vorzunehmen [1997]. Durch diese Methode kann eine flächige Verteilung des Injektionsmaterials auf dem Gewölberücken und somit die gewünschte Abdichtung gewährleistet werden.

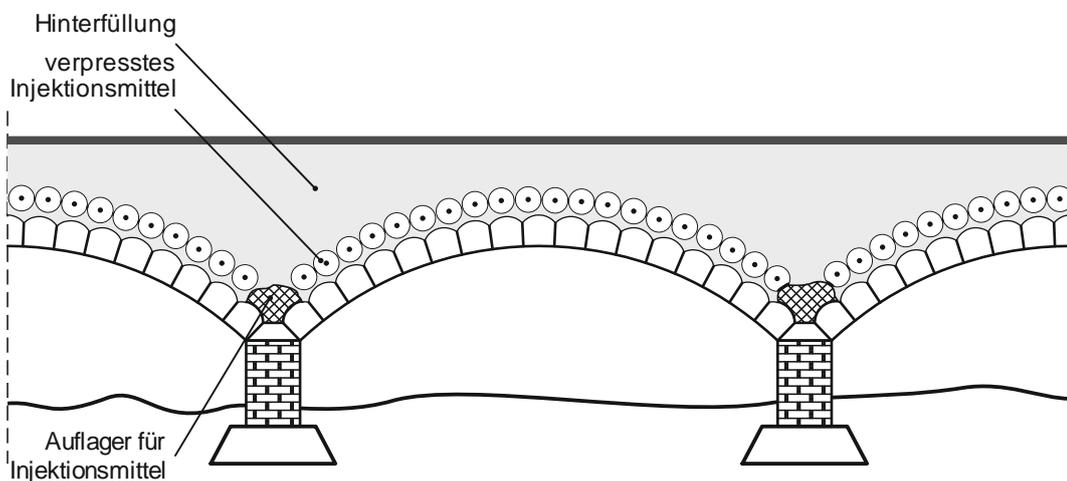


Abb. 62: Abdichtung mittels Gelinjektion von der Stirnseite des Gewölbes
in Anlehnung an NODOUSHANI [1997]

Darüber hinaus ist eine nachträgliche Abdichtung in Form von Verpressbohrungen aus Injektionsmitteln möglich. Dadurch wird der umgebende Boden verarbeitet und das Bauwerk von der Maßnahme verschont, was in Hinsicht auf Denkmalschutz von Vorteil ist. Durch die Anordnung von mindestens zwei Bohrreihen wird eine Art Schutzschild hergestellt, der verhindert, dass Feuchtigkeit in die Gewölbeauflagewände eindringt [1997]. Durch

die von außen nach innen durchgeführte Verpressung wird gewährleistet, dass sich das Injektionsmittel im zweiten Verpressvorgang in Richtung des Bauwerkskörpers richtet. Die verpressten Bereiche sollten sich dabei überschneiden.

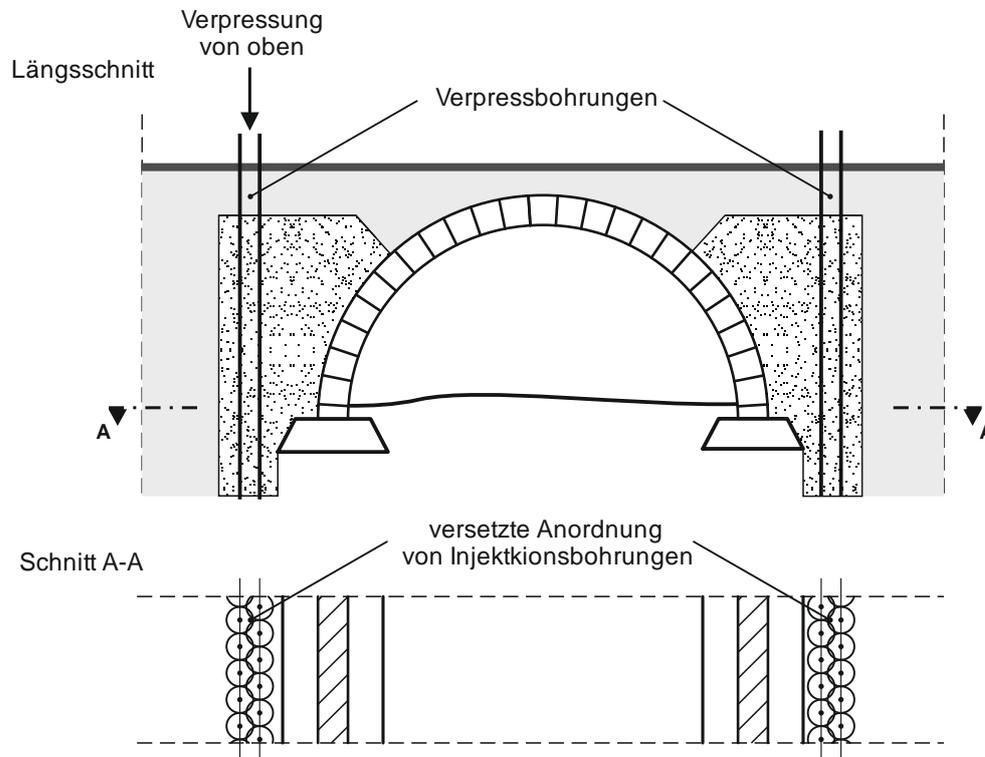


Abb. 63: Abdichtung von Gewölbeauflagewänden durch Verpressbohrungen
in Anlehnung an NODOUSHANI [1997]

5.8.6 Archtec-Verfahren

Bei diesem Verfahren handelt es sich um eine denkmalchutzfreundliche Instandsetzungsvariante, welche eine Tragwerksverstärkung erlaubt, ohne das Erscheinungsbild zu verändern. Das sog. Archtec-Verfahren wird seit 1998 in Großbritannien, in den USA und Australien angewandt [BROOKES UND MULLETT; 2004]. Das Grundprinzip besteht darin, rostfreie Bewehrungsstäbe an den zu erwartenden Versagensbereichen, wie z.B. in den Bogenviertelpunkten, in Tragwerkslängsrichtung einzubauen. Hierzu werden Bohrungen von oben durchgeführt, in welche die Bewehrungsstäbe eingeführt und anschließend verpresst werden. Zur Durchführung ist die Entfernung der Hinterfüllung nicht notwendig, weshalb der Zeitaufwand geringer als bei anderen Maßnahmen ist. Versuche belegen die Wirksamkeit dieses Instandsetzungskonzeptes, welches neben der deutlichen Widerstandserhöhung bei der Einwirkung von Verkehrslasten auch einen Beitrag zur Rissbreitenbeschränkung leistet. [BROOKES UND MULLETT; 2004; BROOKES UND TILLY; 1999]

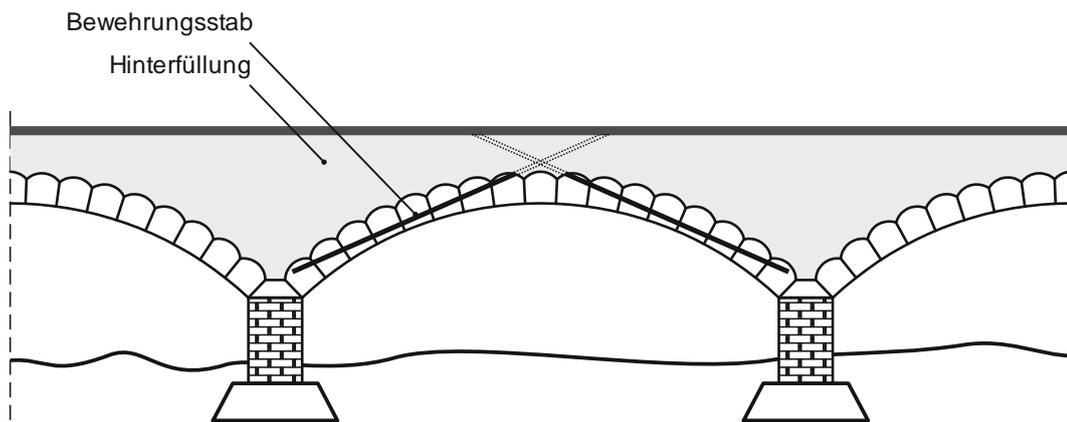


Abb. 64: Lage der Bewehrungsstäbe in einer Bogenbrücke
in Anlehnung an [BROOKES UND MULLETT; 2004]

5.8.7 Vorspannung

Eine Tragwerksverstärkung mittels Vorspannung kann entweder an der Gewölbelaibung oder am Gewölberücken erfolgen. Während die Methoden im Arbeitsaufwand und der Erhaltung des Erscheinungsbildes variieren, ist die statische Wirkung dieselbe. Durch die Vorspannung des Gewölbes wird die Entstehung von Zugkräften verhindert, indem die Konstruktion radial auf Druck beansprucht wird.

Die Durchführung dieser Maßnahme hängt mit der Kenntnis der Stützlinie des Gewölbes (s. dazu Abschnitt 3.2.2) zusammen, die für jeden Lastfall unterschiedlich ist. Ein Tragwerksversagen entsteht, wenn die Stützlinie bei einer bestimmten Belastung über die Querschnittsränder hinaus wandert, da hierdurch zunächst Risse und anschließend plastische Gelenke entstehen. Durch die Verwendung von Vorspanngliedern wird als Ziel angestrebt, die Stützlinie des Tragwerkes so zu „korrigieren“, dass diese den Querschnittskern nicht verlässt. Gute numerische Ergebnisse und realitätsbezogene Erfahrungen konnten durch Forschungsversuche von JURINA [JURINA; 2016], sowohl bei vertikaler, als auch bei horizontaler Beanspruchung (Erdbeben), nachgewiesen werden.

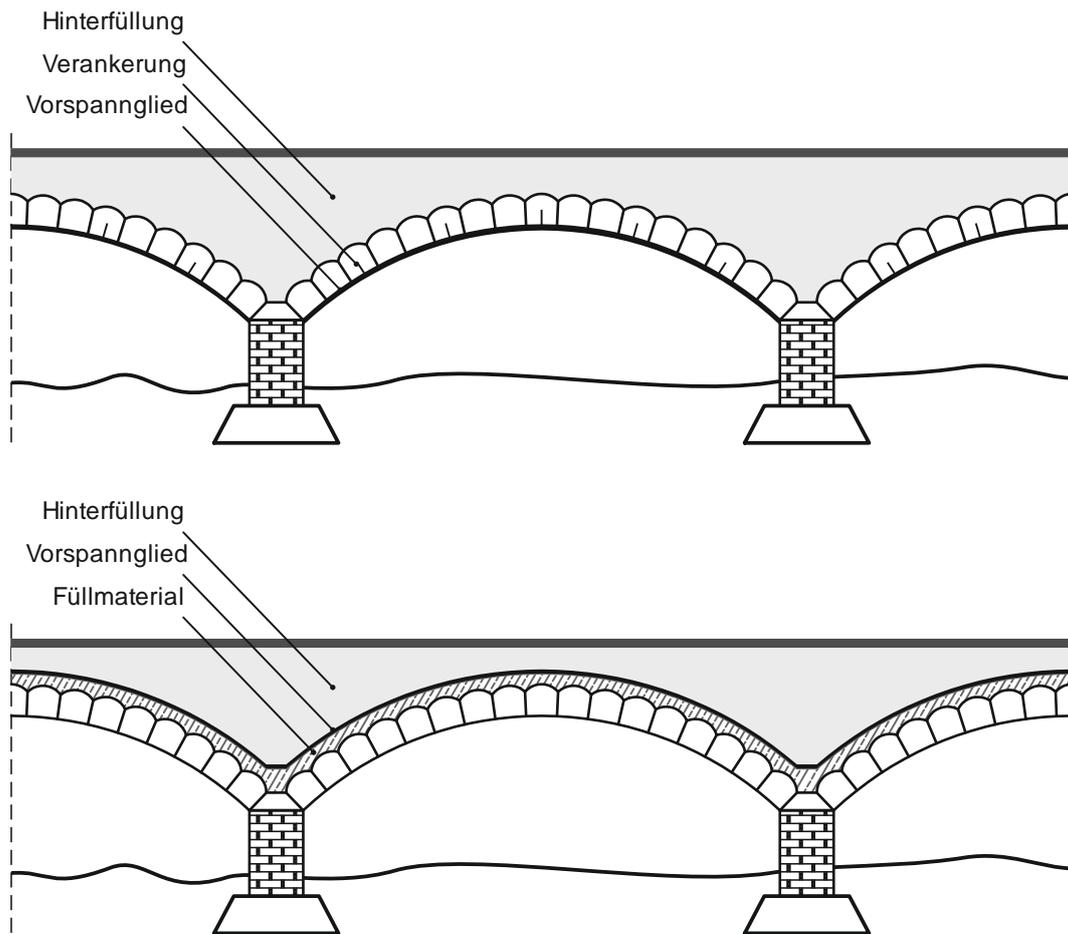


Abb. 65: Schematische Darstellung einer Ertüchtigungsmaßnahme mittels Vorspannung in Anlehnung an JURINA [2016].
Oben: Vorspannglied an der Gewölbelaibung befestigt.
Unten: Vorspannglied am Gewölberücken befestigt.

5.9 DENKMALSCHUTZ

Denkmalgeschützte Objekte müssen den gesetzten Anforderungen und Vorgaben entsprechend erhalten werden. Diese können entweder landspezifisch und/oder in international anerkannten Richtlinien der Denkmalpflege (s. die Charta von Venedig [The Venice Charter; 1964]) festgelegt sein. Die Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen muss stets in Absprache und guter Zusammenarbeit mit der zuständigen Denkmalschutzbehörde erfolgen.

Tabelle 25: Denkmalpflegerische Konzepte nach [MAIER; 2012a]

KONZEPT	VORGEHENSWEISE
Altern lassen	den Alterungsprozess nicht stören
Pflege	pflegende Maßnahmen, die das schadhafte Mauerwerk entweder durch Herabsetzen der Ansprüche oder durch den Einbau neuer Bauteile entlasten
Konservieren	durch museales Bewahren oder durch Tränkung mit Chemikalien dauerhaft machen
Reparieren	partielle Erneuerung des Mauerwerks, um seine Lebensdauer zu erhöhen
Erneuern	Mauerwerkserneuerung. Sein Alterungsprozess wird umfassend aufgehoben bzw. beginnt von vorn
Rekonstruieren	das alte schadhaft gewordene Mauerwerk wird vollkommen entfernt. Stattdessen wird ein neues hergestellt, das sich formal und funktional einem gewissen historischen Leitbild unterwirft

Das Instandhaltungskonzept muss mit Bedacht erstellt werden, sodass die ergriffenen Maßnahmen nicht verändernd oder gar zerstörend auf die Struktur wirken.

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Berechnung bestehender Tragwerke stellt eine sehr komplexe Aufgabe im Bauwesen dar; diese ist jedoch eine der wichtigsten im Fachgebiet, denn nur dadurch kann der Erhalt der bestehenden Substanz abgeschätzt und gewährleistet werden. Neben fehlenden Unterlagen und den zu treffenden Baustoffannahmen auf Grundlage von Untersuchungen aus entnommenen Materialproben, können beispielsweise auch Belastungen infolge von Lagerverschiebungen zu einer großen Herausforderung bei der Nachrechnung gewölbter Tragwerke werden.

In der Praxis haben sich Gewölbe als solide Tragwerke erwiesen, die beachtliche Tragreserven aufweisen können und damit meist den aktuellen Sicherheitsansprüchen gerecht werden. Die Grundlage der aktuellen Berechnungsansätze bildet das Stützlinienverfahren, welches eine Berechnung in guter Näherung erlaubt. Nach dem aktuellen Stand der Technik (Methode der Diskreten Elemente, kontinuumsmechanische Methoden) können Tragwerke in einer realitätsnahen Approximation modelliert und berechnet werden, was jedoch mit einem entsprechend hohen Aufwand verbunden ist. Allerdings sind historische Natursteinbogenbrücken sehr komplexe Konstrukte, weshalb noch keine genaue Mauerwerksmodellierung gefunden werden konnte, die alle Einflussfaktoren (z.B. Material, Herstellungsart, vorhandene Bauschäden etc.) erfasst und berücksichtigt. Hier besteht weiterhin Forschungs- und Entwicklungsbedarf bei den EDV-gestützten Berechnungsprogrammen.

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurden zunächst die Grundlagen zur Modellbildung und anschließend die aktuellen Regeln der Bemessung von Bestandsobjekten erläutert. Die historischen Bauwerksentwurfsregeln wurden dargelegt, gefolgt von der Erläuterung des Begriffs der Stützlinientragwirkung und der Herleitung der Formeln zur Ermittlung der Stützlinien infolge einer vertikal wirkenden Gleichlast und Eigengewichts. Dieses Verfahren ermöglicht jedoch nur eingeschränkt brauchbare Ergebnisse, denn weitere Einflüsse, wie die Hinterfüllung, elastische Lagerung oder Fahrbahnaufbauten sind nicht berücksichtigbar. Hierzu kommen andere Stabwerksmodelle zur Anwendung, die ebenfalls erläutert wurden. Die oben erwähnten EDV-gestützten Berechnungsmethoden stellen eine noch wirklichkeitsnähere Berechnungsmöglichkeit dar. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen in der

Nachbildung der Bestandteile des Mauerwerks. Während bei einer homogenen Modellierung (mittels Finite Elemente Methoden) Steine und Fugen als Kontinuum mit fest miteinander verbundenen Elementen abgebildet werden, werden bei der Modellierung mit der Methode der Diskreten Elemente die Geometrie und das anisotrope Materialverhalten des Mauerwerks durch eine getrennte Nachbildung von Steinen und Fugen erfasst. Die Einsetzbarkeit und Tauglichkeit der Methode der Diskreten Elemente wurde anhand eines Beispiels verdeutlicht. Zur Erweiterung dieser Diplomarbeit kann die vertiefte Forschung im Bereich der numerischen Untersuchung von Natursteinbogenbrücken mittels EDV-gestützter Berechnungsprogramme angewendet werden.

Des Weiteren wurden neben den genormten Einwirkungen aus den aktuellen Verkehrsbelastungen spezifische Einwirkungen auf Natursteinbogenbrücken behandelt. Dazu gehören umweltbedingte, langzeitige und dynamische Einwirkungen, sowie auch Bauwerkssetzungen, die einen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben. Ebenfalls in dieser Recherche enthalten sind Angaben zu den in Frage kommenden Baustoffen für Tragwerke aus Naturstein und auch Ziegel.

Ein weiterer, erwähnenswerter Aspekt in der Nachrechnung von Gewölben ist der Nachweis gegen Ausknicken in und aus der Ebene. Diese Thematik wurde im Rahmen dieser Ausarbeitung zwar nicht behandelt, ist jedoch von wesentlicher Bedeutung, da das Tragwerk großen Druckkräften ausgesetzt ist.

Einen wesentlichen Bestandteil dieser Diplomarbeit macht die Auseinandersetzung mit den Erhaltungsgrundlagen steinerner Bogenbrücken aus. Zunächst wurde die notwendige Begrifflichkeit vertraut gemacht, um anschließend die üblich vorkommenden Mängel und Schäden an Natursteinbogenbrücken zu erläutern. Die Entstehung dieser Schäden ist an einer Vielzahl von Ursachen zurückzuführen, weshalb die Kenntnis der Einwirkungen im Laufe der Lebensdauer dieser Strukturen, sowie auch die sachgemäße Untersuchung und die periodische Prüfung von großer Bedeutung sind.

Die Bauwerksprüfung erfolgt kurz-, mittel- und langfristig in Form einer laufenden Überwachung, einer Kontrolle und einer Prüfung. Häufig sind verschiedene Untersuchungsmethoden zur Durchführung der Bauwerksprüfung erforderlich. Eine gute geräteunterstützte Untersuchungsmöglichkeit bietet die Monitoringmesstechnik, welche kontinuierlich Aufschlüsse über das Tragwerkverhalten unter Betrieb gibt. Darüber hinaus werden heutzutage Brückeninspektionen auch mittels Luftmessinstrumenten (z.B. Drohnen) durchgeführt, welche eine Untersuchung ohne Verkehrsbeeinträchtigung ermöglichen. In anderen Fällen können zerstörende Prüfverfahren (Problematik mit Denkmalschutz) nicht umgangen werden, was jedoch neben einer detaillierten Untersuchung im Labor einen Einblick in das Bauwerk mittels Endoskopie gewährt.

Anhand der Ergebnisse der Bauwerksprüfung werden Vorschläge für die weitere Vorgehensweise und die zugehörige Dringlichkeit gemacht, wie z.B. Instandhaltungs- oder Instandsetzungsmaßnahmen. Dies wird in einem vom sachkundigen Ingenieur erstellten Befund dokumentiert. In Deutschland werden für die Prüfobjekte entsprechende Bauwerksbücher nach der DIN 1076 [DIN 1076; 1999] erstellt und geführt, die zur Eintragung vorgenommener Prüfungen und durchgeführter Maßnahmen zur Behebung von Mängeln und Schäden, sowie des Zeitpunkts der Ausführung dienen. Die Einführung dieses Prinzips für die Anwendung in Österreich wird zur vereinfachten Handhabung der relevanten Bauwerksinformationen empfohlen. Hierfür wurden Angaben gemacht, die ein Bauwerksbuch enthalten sollte, sowie ein Muster für das Titel- und Übersichtsblatt erstellt, welche in jedem Fall im Bauwerksbuch vorhanden sein sollen und im Anhang C Muster für Prüfungsbericht ersichtlich sind.

Abschließend ist festzuhalten, dass gewölbte Tragwerke seit Jahrhunderten erprobte und zuverlässige Konstruktionen sind, die in der Lage sind, gewaltigen Druckkräften standzuhalten. Je nach Material und Querschnittsabmessungen können mehrere Hunderttonnen aufgenommen und ohne weiteres in die Fundamente weitergeleitet werden. Die verwendeten Materialien reagieren jedoch sehr empfindlich bei auftretenden Zugbeanspruchungen. Dieser Fall tritt bei großen Abweichungen der Stützlinie von der Gewölbeachse ein. Im optimalen Fall stimmen möglichst viele der, je nach Lastfall, sich einstellenden Stützlinien mit der Systemachse überein. Um eine zuverlässige Nachrechnung von Bestandsbauten zu gewährleisten, müssen stets Materialproben zur Eigenschaftsermittlung vom verwendeten Gestein und Mörtel entnommen und entsprechend untersucht werden, denn die vorhandene Festigkeit kann stark von den Literatur- und Normenangaben abweichen. Hinsichtlich der Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit von Natursteinbogenbrücken ist eine ständige Prüfung unabdingbar.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Die Praxis hat gezeigt, dass sich Natursteinbogenbrücken im Laufe der Jahrhunderte als solide und zuverlässige Tragwerke erwiesen haben. Einige von ihnen bestehen bereits seit über zwei Jahrtausenden und haben einer Vielzahl an Einwirkungen und Nutzungsänderungen standgehalten. Auf der sicheren Seite liegend haben die Brückenbauer der Antike die Tragwerke überdimensioniert errichtet, wodurch steinerne Bogenbrücken in manchen Fällen über ausreichende Reserven verfügen, die das Entgegenwirken gegenwärtiger Verkehrsbelastungen ermöglichen. In anderen Fällen sind Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich, um die geforderte Sicherheit gewährleisten zu können.

Natursteinbogenbrücken haben sich im Laufe der Geschichte nicht nur in ihrem Aussehen, sondern auch in ihrer Tragwirkung mehrfach geändert. Zunächst wurden von den Römern massive Brücken mit kurzen Spannweiten errichtet, die durch eine halbkreisförmige Öffnung gekennzeichnet wurden. Die römischen Brückenbaumeister versuchten dadurch, den Horizontalschub zu verringern und entwarfen daher massive Pfeiler und Fundamente zur Aufnahme großer Vertikallasten. Mit der Errichtung des *Ponte Vecchio*, nach dem Entwurf von TADDEO GADDI, und des *Ponte Santa Trinita*, nach dem Entwurf von BARTOLOMMEO AMMANATI, in Florenz erlebte der Brückenbau in Zeiten der Renaissance eine Revolution: die Erfindung neuer Bogenformen für Steinbrücken, nämlich der Segment- und der Korbbogen.

Vor etwa 270 Jahren wurde der nächste Meilenstein im Brückenbau gelegt, indem die erste Schule für Brücken- und Straßenbau gegründet wurde. Die neue wissenschaftliche, statt empirische, Herangehensweise ermöglichte das Verständnis für den Kraftfluss in einer Bogenbrücke und das Weiterleiten der Horizontalschubkraft über die nachstehenden Bögen bis hin zum Widerlager. JEAN-RODOLPHE PERRONET gelang mit der Errichtung des *Pont de Neuilly* ein kombiniertes Segment- und Korbbogenmeisterwerk mit deutlich geringeren Pfeilerabmessungen und einem zur damaligen Zeit vergleichsweise sehenswerten Pfeilverhältnis. Trotz der vermehrten Nutzung von Eisen als Baustoff während und nach der industriellen Revolution behielt der Baustoff Naturstein seine Beliebtheit bei der Errichtung von Eisenbahnbrücken, die nun nicht nur Wasserkörper, sondern auch Täler und Schluchten überquerten. Die Sicherheit der Nutzer rückte in den Vordergrund. Die ersten Normen

für die Einwirkungen auf Brücken wurden verfasst, die sich seitdem mehrfach bis zum aktuellen Eurocode geändert haben.

Gekrümmte Tragwerke unterscheiden sich wenig im Aussehen, deutlich jedoch in ihrer Tragwirkung. Die Begrifflichkeit hierbei stellt jedoch eine leichte Schwierigkeit dar. Während Gewölbe die Beanspruchung hauptsächlich über Druckkräfte ins Erdreich leiten, verrichten dies Bögen über Biegung, sprich über Druck- und Zugkräfte. Da ein aus Naturstein und Mörtel bestehendes Mauerwerk empfindlich auf Zugbeanspruchungen reagiert, kann bei *Natursteinbogenbrücken* im Allgemeinen bzgl. der Tragwirkung nur ein gewölbtes Tragwerk gemeint sein. Eine Bogenbrücke besteht hingegen aus Baustoffen wie Stahl oder Stahlbeton.

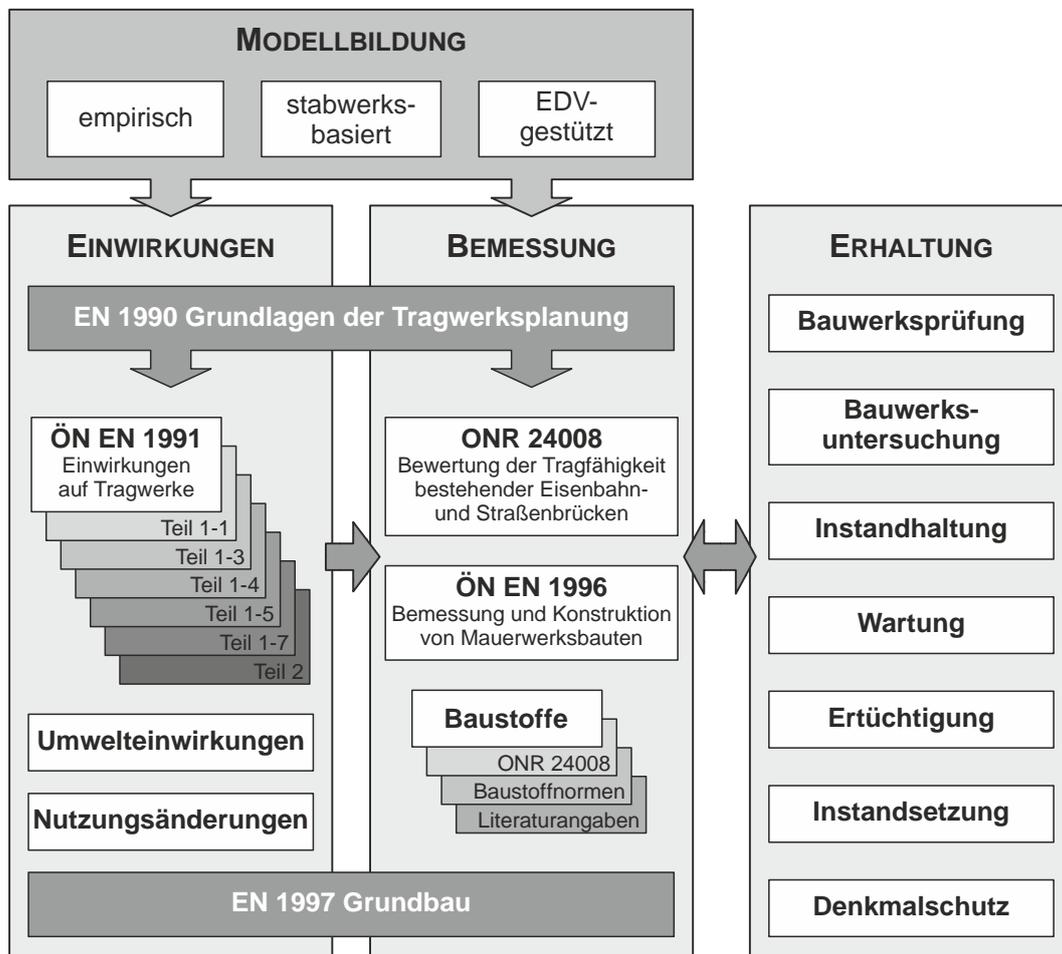


Abb. 66: Grundlagen zur Berechnung und Erhaltung von Bauwerken

Den Hauptteil dieser Diplomarbeit bilden drei Schwerpunkte: die Modellbildung, die Bemessung und die Erhaltung von Natursteinbogenbrücken (s. Abb. 66). Dazu wurden zunächst historische und dem Stand der Technik entsprechende Berechnungsverfahren angeführt. Hierbei wurde der Fokus einerseits auf die empirischen (historischen) und andererseits auf die stabwerksbasierten Berechnungsmodelle gesetzt. Die Zusammensetzung beinhaltet die in der Vergangenheit allgemein verwendeten Geometrieverhältnisse für den Entwurf, sowie die Berechnungsansätze bei Stabwerksmodellen zur Berücksichtigung der Hinterfüllung, elastischen Lagerung und auch Fahrbahnaufbauten. Die im Vergleich dazu aufwändigeren Finite Elemente Methoden, die das Zusammenwirken der verschiedenen Bauwerksteile und die Wechselwirkungen zwischen ihnen in einer realitätsnahen Approximation gut beschreiben können, wurden kurz erläutert. Im Zuge dessen wurden das Prinzip der homogenen (kontinuumsmechanischen) und der diskreten Modellierung knapp beschrieben. Weitere ausführliche Informationen zu den EDV-gestützten Verfahren finden sich in der Literatur, wie beispielsweise [PROSKE, et al.; 2006] und [PURTAKE UND HIRSCH; 2011]. Schließlich wurden die Vor- und Nachteile der in dieser Diplomarbeit behandelten Berechnungsverfahren aufgezeigt.

Die Nachrechnung historischer Natursteinbogenbrücken unterliegt den Regelungen der ONR 24008⁴ [ONR 24008; 2014], welche verschiedene Stufen zur Berechnung vorgibt. Die Grundlagen der Berechnung bilden das entsprechende Eurocode-Regelwerk, geeignete Baustoffannahmen und die realitätsbezogene Erfassung von Einwirkungen auf das Tragwerk. Dazu wurde eine ausführliche Zusammenstellung über für Natursteinbogenbrücken relevante Einwirkungen und Schadensursachen erstellt. Vor der darauffolgenden Thematisierung der Erhaltungsgrundlagen wurde die darauf bezogene Begrifflichkeit nähergebracht. Darüber hinaus wurde eine Übersicht über häufig vorkommende Schäden bei steinernen Bogenbrücken gegeben.

Die Komplexität der Erhaltungsaufgabe verdeutlicht sich im Falle einer erforderlichen Nachrechnung bei fehlenden Bestandsunterlagen (z.B. ursprüngliche statische Berechnung und Bestandspläne). Hierzu müssen geeignete Annahmen zum zugrundeliegenden Berechnungsmodell und zu den verwendeten Baustoffen auf Grundlage von Beobachtungen in-situ und Untersuchungen aus entnommenen Materialproben getroffen werden. Die Tragwerkserhaltung beinhaltet auch die systematische und periodische Überwachung, Kontrolle und Prüfung des Bauwerks. Für diese Vorgänge stehen unterschiedliche Untersuchungsmöglichkeiten zur Verfügung. Nur so können eingetretene Mängel und Schäden festgestellt, bewertet und die erforderlichen Wartungs- und/oder Ertüchtigungsmaßnahmen

⁴ Ersatz durch die ÖNORM B 4008-2 ab 2018 [ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSMINISTERIUM; 2017]

veranlasst werden, um den Eintritt eines größeren Schadens zu verhindern. Diese Maßnahmen umfassen eine Vielzahl an Instandhaltungs- und Instandsetzungsverfahren. Exemplarisch wurden im Zuge dieser Diplomarbeit einige Instandsetzungskonzepte erläutert, die die meisten Mängel und Schäden beheben und den Soll-Zustand wiederherstellen. In der Praxis sieht eine Ertüchtigungsmaßnahme meistens eine Kombination dieser Konzepte unter Berücksichtigung der entsprechenden denkmalchutztechnischen Vorgaben vor.

Natursteinbogenbrücken zeichnen sich durch ihre Zuverlässigkeit aus, welche nur durch eine kontinuierliche Bauwerkserhaltung aufrechterhalten werden kann. Diese Abschlussarbeit widmete sich dieser Thematik und hatte als Ziel die Grundlagen einer sachgemäßen Bauwerkserhaltung zur Lebenszeitverlängerung des Bestandes ausführlich darzulegen. Dieses sehr breite und wesentliche Thema im Bauingenieurwesen kann aufgrund der Komplexität der Erhaltungsaufgabe niemals zur Gänze recherchiert werden, weshalb der Anspruch auf Vollständigkeit keinesfalls erhoben wird. Vielmehr bietet diese Diplomarbeit Raum für weitere Forschung und Recherche, um das kulturelle Erbe für zukünftige Generationen zu erhalten.

VERWENDETE EDV-PROGRAMME

Tabelle 26: EDV-Programme

PROGRAMM	VERSION	KURZBESCHREIBUNG
Microsoft Office	2013	Office-Paket
Word		Textverarbeitung
Excel		Tabellenkalkulation
CorelDRAW Graphics Suite	X7	Vektorgrafik
AutoCAD, Autodesk	2017	Vektororientiertes Zeichenprogramm
Citavi, Swiss Academic Software	5.5	Literaturverwaltung

LITERATURVERZEICHNIS

- ALFÖLDY, G. (1992):** „Die Inschrift des Aquäduktes von Segovia Ein Vorbericht“. In: Zeitschrift für Papyrologie und Epigraphik Band 94, S. 231–248.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (2016a):** „Acueducto de Segovia | ASCE“. In: www.asce.org/project/acueduto-de-segovia/, abgerufen am: 15.05.2017.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (2016b):** „Frankford Avenue Bridge | ASCE“. In: www.asce.org/project/frankford-avenue-bridge/, abgerufen am: 20.05.2017.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (2016c):** „Zhaozhou Bridge (or Anji) | ASCE“. In: [www.asce.org/project/zhaozhou-bridge-\(or-anji\)/](http://www.asce.org/project/zhaozhou-bridge-(or-anji)/), abgerufen am: 15.05.2017.
- ANGELES YÁÑEZ, M. UND ALONSO, A. J. (1996):** „The actual state of the bridge management system in the state national highway network of Spain“. In: Casas, J. R. (Hrsg.): „Recent advances in bridge engineering.“. Evaluation, management and repair: Proceedings of the US-Europe Workshop on Bridge Engineering, organized by the Technical University of Catalonia and the Iowa State University, Barcelona, 15 - 17 July 1996. Barcelona: CIMNE International Center for Numerical Methods in Engineering, S. 99–114.
- ASFINAG (2017):** „Technische Datenbank des betreuten Brückenbestands“.
- AVERY, R. (1999):** „A concise history of Philadelphia“. Philadelphia: Otis Books.
- BALAK, M. UND PECH, A. (2008):** „Mauerwerkstrockenlegung“. Von den Grundlagen zur praktischen Anwendung. Vienna: Springer Vienna. Zweite, aktualisierte Auflage.
- BARTUSCHKA, P. (1995):** „Instandsetzungsmaßnahmen an hochwertiger Bausubstanz von Gewölbebrücken“, Diplomarbeit. Technische Universität Dresden. Dresden.
- BIEN, J. UND KAMINSKI, T. (2004):** „Masonry Arch Bridges in Poland“. In: Roca, P., Molins, C. (Hrsg.): „Arch Bridges IV - Advances in Assessment, Structural Design and Construction“. Barcelona, S. 183–191.
- BOZNER NACHRICHTEN (22.08.1905):** „Interessante Neuigkeiten – Die größte steinerne Eisenbahnbrücke“. In: Bozner Nachrichten Band 12 121, S. 6. In: www.digital.tessmann.it, abgerufen am: 28.05.2017.
- BREITBACH, M. UND SASSE, H.-R. (1993):** „Materialauswahl für die Injektion von Rissen - Stoffe und Eignung“. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.): „Werkstoffwissenschaften und Bausanierung“. Tagungsbericht des dritten Internationalen Kolloquiums zum Thema Werkstoffwissenschaften und Bausanierung. Ehningen bei Böblingen: expert-Verl., S. 211–227.

- BROOKES, C. L. UND MULLETT, P. J. (2004):** „Service Load Testing, Numerical Simulations and Strengthening of Masonry Arch Bridges“. In: Roca, P., Molins, C. (Hrsg.): „Arch Bridges IV - Advances in Assessment, Structural Design and Construction“, S. 489–498.
- BROOKES, C. L. UND TILLY, G. P. (1999):** „Novell method of strengthening masonry arch bridges“. In: Structural Faults and Repair–99, 8th International Conference, London Band.
- BROWN, D. J. (2005):** „Brücken“. Kühne Konstruktionen über Flüsse, Täler, Meere. München: Callwey.
- BUJA, H.-O. (1998):** „Handbuch des Spezialtiefbaus“. Geräte und Verfahren. Düsseldorf: Werner. 1. Aufl.
- BUSCH, P. UND ZUMPE, G. (1995):** „Tragfähigkeit, Tragsicherheit und Tragreserven von Bogenbrücken“. 5. Dresdner Brückenbausymposium. Technische Universität Dresden. Dresden.
- CBI CONCRETE INSTITUTE (2004):** „Anhang B UK Verfahren zur Brücke Inspektion, Bewertung und Stärkung“. In: CBI Concrete Institute (Hrsg.): „Rehabcon Handbuch - 2004“.
- CHINA INTERNET INFORMATION CENTER (2006a):** „Nationale Schlüsseleinheiten - China Network“. In: www.china.com.cn/aboutchina/data/wwwbhdw/txt/2006-11/08/content_7334603_6.htm, abgerufen am: 15.05.2017.
- CHINA INTERNET INFORMATION CENTER (2006b):** „Nationale Schlüsseleinheiten _ China Network“. In: www.china.com.cn/aboutchina/data/wwwbhdw/txt/2006-11/08/content_7333886_3.htm, abgerufen am: 15.05.2017.
- CHIOSTRINI, S.; FORABOSCHI, P. UND SORACE, S. (1989):** „Problems connected with the arrangement of a non-linear finite element method to the analysis of masonry structures“. In: Brebbia, C. A. (Hrsg.): „Structural repair and maintenance of historical buildings“: Computational Mechanics Publications; Birkhäuser, S. 525–534.
- CORRADI, M. (1998):** „Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century“. In: Sinopoli, A. (Hrsg.): „Arch bridges: History, analysis, assessment, maintenance and repair“. Proceedings of the second International Arch Bridge Conference, Venice, Italy, 6 - 9 October 1998. Rotterdam: Balkema, S. 25–36.
- CORRADI, M. UND FILEMINO, V. (2004):** „A brief comparison between mechanical aspects and construction of arch bridges during the XVIIIth and XIXth centuries“. In: Roca, P., Molins, C. (Hrsg.): „Arch Bridges IV - Advances in Assessment, Structural Design and Construction“, S. 79–86.
- DAJUN, D. (1993):** „Antike und moderne chinesische Brücken - Eine kurze Übersicht“. In: Beton- und Stahlbetonbau Band 88, S. 289–295.
- DB Richtlinie 805:** „Tragsicherheit bestehender Brückentragwerke“. DEUTSCHE BAHN. Ausgabe: 2002.
- DIN 1076:** „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen: Überwachung und Prüfung“. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Ausgabe: 1999.

- DIN EN 12504-1:** „Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit“. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Ausgabe: 2009.
- DIN EN 12390-2:** „Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen“. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Ausgabe: 2009.
- DIN 4093:** „Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren“. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Ausgabe: 2015.
- DIN EN 998-2:** „Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 2: Mauermörtel“. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Ausgabe: 2017.
- DIALER, C. (2002):** „Ausgewählte Schäden und Schäden an Instandsetzungen von Massivbauwerken“. In: Zilch, K. (Hrsg.): „Massivbau 2002“. Forschung, Entwicklungen und Anwendungen: Technische Universität München, S. 218–237.
- DUAN, L. (2014):** „Longest Bridges and Bridge Spans“. In: Chen, W.-F., Duan, L. (Hrsg.): „Handbook of international bridge engineering“. Boca Raton: CRC Press, S. 1307–1345.
- ERLER, U.; SCHMIEDEL, H. UND WAECHTLER, E. (HRSG.) (1988):** „Brücken“. Historisches, Konstruktion, Denkmäler. Leipzig: Fachbuchverl. 1. Aufl.
- FARRAR, C. R. UND WORDEN, K. (2013):** „Structural health monitoring“. A machine learning perspective. Chichester, West Sussex, U.K, Hoboken, N.J: Wiley.
- FEHLHAUER, G. (2011):** „Die Göltzschtalbrücke“. Größter Ziegelsteinviadukt der Welt. Erfurt: Sutton.
- RVS 13.03.11:** „Qualitätssicherung bauliche Erhaltung Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten Straßenbrücken“. FORSCHUNGSGESELLSCHAFT STRASSE - SCHIENE - VERKEHR. Ausgabe: 2011.
- GAAL, G. (2004):** „Prediction of deterioration of concrete bridges“. Delft: Delft University Press.
- GARBRECHT, G. (1995):** „Meisterwerke antiker Hydrotechnik“. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- GASPARINI, D. A. UND SIMMONS, D. A. (2010):** „Cabin John Bridge“. Role of Alfred L. Rives, C.E. In: Journal of Performance of Constructed Facilities Band 24, S. 188–203.
- GOCHT, R. (1978):** „Untersuchungen zum Tragverhalten rekonstruierter Eisenbahn-Gewölbebrücken“, Dissertation. Hochschule für Verkehrswesen "Friedrich List" Dresden. Dresden.
- GRABE, J. (2004):** „Bodenmechanik und Grundbau“, Lehrunterlagen. Technische Universität Hamburg-Harburg. Hamburg.
- GRAF, B. (2002):** „Brücken, die die Welt verbinden“. München: Prestel.

- GUNKLER, E.; GLAHE, J.; BUDELMANN, H.; SPERBECK, S.; LEDDERBOGE, S. UND SCHLUNDT, A. (2011):** „Schubtragfähigkeit von Wänden aus Kalksand-Planelementen mit geringem Überbindemaß – Experiment und rechnerische Simulation mit nichtlinearen FE-Methoden“. In: Jäger, W. (Hrsg.): „Mauerwerk-Kalender 2011“. Schwerpunkt: Nachhaltige Bauprodukte und Konstruktionen. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn, S. 353–375.
- HEINRICH, B. (1983):** „Brücken“. Vom Balken zum Bogen. Reinbek bei Hamburg: Rowohlt. Orig.-Ausg.
- HERODOTUS (1971):** „Buch VII – Xerxes“. Feldzug gegen Griechenland. In: Herodotus, Haussig, H.-W. (Hrsg.): „Historien“. Deutsche Gesamtausgabe. Stuttgart: Kröner, S. 37–58.
- HERZOG, M. (2010):** „Bestimmung der Traglast 2. Ordnung beliebiger Bögen mit Hilfe des Fließgelenkdrehwinkels“. In: Bautechnik Band 87, S. 550–552.
- HEYMAN, J. (1995):** „Structural Theory of Masonry“. In: Heyman, J. (Hrsg.): „The stone skeleton“. Structural engineering of masonry architecture. Cambridge: Cambridge University Press, S. 12–26.
- HEYMAN, J. (1998):** „The assessment of strength of masonry arches“. In: Sinopoli, A. (Hrsg.): „Arch bridges: History, analysis, assessment, maintenance and repair“. Proceedings of the second International Arch Bridge Conference, Venice, Italy, 6 - 9 October 1998. Rotterdam: Balkema, S. 95–98.
- HISTORIC AMERICAN ENGINEERING RECORD (2001):** „Pennsylvania Railroad, Rockville Bridge, Spanning Susquehanna River, North of I-81 Bridge, Rockville, Dauphin County, PA“. In: www.loc.gov/pictures/item/pa3731/, abgerufen am: 05.06.2017.
- The Venice Charter:** „International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites (The Venice Charter 1964)“. INTERNATIONAL COUNCIL ON MONUMENTS AND SITES. Ausgabe: 1964.
- JAGFELD, M. UND BARTHEL, R. (2004):** „Zur Gelenkbildung in historischen Tragsystemen aus Mauerwerk“. In: Bautechnik Band 81, S. 96–102.
- JURECKA, C. (1986):** „Brücken“. Historische Entwicklung - Faszination der Technik. Wien: Schroll. 2., erw. Aufl.
- JURINA, L. (2016):** „Experimental tests on consolidation of masonry bridges using “ram-reinforced arch method”“. In: Wroclaw University of Technology (Hrsg.): „8th International Conference on Arch Bridges“. Arch Bridges in Culture.
- KEMPFFERT, H.-G. UND RAITHEL, M. (2009):** „Bodenmechanik und Grundbau“. Berlin: Bauwerk. 2., überarb. Aufl.
- KESSLER, A. (2011):** „Salginatobelbrücke“. Werdegang eines Meisterwerks ; evolution of a masterpiece. Schiers: Buchdr. Schiers. 1. Aufl.
- KOCI MONTANARI, S. (2006):** „Die antiken Brücken von Rom“. Regensburg: Schnell & Steiner. 1. Aufl.
- KOLBITSCH, A. (1989):** „Altbaukonstruktionen“. Charakteristika Rechenwerte Sanierungsansätze. Vienna: Springer.

- KRAWTSCHUK, A. (2014):** „Optimierung von Monitoringkonzepten für die Erhaltungsplanung von Bogenbrücken“, Dissertation. Universität für Bodenkultur Wien. Wien.
- KURRER, K.-E. (2016):** „Geschichte der Baustatik“. Auf der Suche nach dem Gleichgewicht. Berlin: Ernst & Sohn. 2. Auflage.
- LEGER, A. (1875):** „Les travaux publics: les mines et la métallurgie aux temps des Romains, la tradition romaine jusqu'à nos jours“: Impr. J. Dejey & cie.
- LUEGER, O. (1904):** „Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. Im Verein mit Fachgenossen herausgegeben von Prof. Dr. O. Lueger-Stuttgart. Mit zahlreichen Abbildungen. 2. vollständig neu bearbeitete Auflage. Deutsche Verlagsanstalt, Stuttgart und Leipzig. Vollständig in 40 Abteilungen à 5 Mk“. 2.
- MAIER, J. (2012a):** „Einleitung“. In: Maier, J. (Hrsg.): „Handbuch Historisches Mauerwerk“. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 1–8.
- MAIER, J. (2012b):** „Flankierende Maßnahmen“. In: Maier, J. (Hrsg.): „Handbuch Historisches Mauerwerk“. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 271–322.
- MAIER, J. (2012c):** „Geschichte des Mauerwerks“. In: Maier, J. (Hrsg.): „Handbuch Historisches Mauerwerk“. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 9-66.
- MAIER, J. (2012d):** „Schäden und typische Schadensbilder“. In: Maier, J. (Hrsg.): „Handbuch Historisches Mauerwerk“. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 117–138.
- MAIER, J. (2012e):** „Wasseraufnahme“. In: Maier, J. (Hrsg.): „Handbuch Historisches Mauerwerk“. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 101–116.
- MAYDL, P. (1986):** „Prüfung von Mauerwerk in situ und in der Versuchsanstalt“. In: Pauser, A. (Hrsg.): „Erhaltung und Erneuerung von Bauten“. Seminarbericht 1. Grundlagen. Wien: TH Österreich. Gesell. zur Erhaltung von Bauten, S. 199–216.
- MELAN, E. (1948):** „Der Brückenbau: 2. Massivbrücken (von Josef Fritsche verfasst, nach dem Tode des Verfassers von E. Melan und E. Hafenrichter bearb.“. Wien: Franz Deuticke.
- NODOUSHANI, M. (1996a):** „Abdichtungsmaßnahmen und -verfahren bei feuchte- und salzgeschädigtem Mauerwerk“. In: Nodoushani, M. (Hrsg.): „Handbuch Instandsetzung und Sicherung von Bauwerken“. Verfahren, Baustoffe, Qualitätssicherung und rechtliche Aspekte ; mit 3 Tabellen. Renningen-Malmsheim: expert-Verl., S. 152–175.
- NODOUSHANI, M. (1996b):** „Historisches Schalenmauerwerk aus Naturstein“. In: Bautenschutz + Bausanierung Band 19, S. 52–58.
- NODOUSHANI, M. (1997):** „Instandsetzung von Natursteinbrücken“. Düsseldorf: Beton-Verl.
- N-TV.DE (05.07.2017):** „Wassermassen fluten die Hauptstadt“. In: n-tv Nachrichtenfernsehen Band . In: www.n-tv.de/panorama/Wassermassen-fluten-die-Hauptstadt-article19913397.html, abgerufen am: 05.07.2017.
- ÖBB ASFINAG (2002):** „Vereinbarung 2002 zur Berechnung der Erhaltungskosten und Ablösebeträge von Ingenieurbauwerken, Straßen und Wegen“.

- O'BRIEN, P. K. (HRSG.) (2007):** „Philip's Atlas of World History“. London: Philip's. Repr. with revisions.
- ÖBB Richtlinie:** „Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken“. ÖSTERREICHISCHE BUNDESBAHNEN. Ausgabe: 2011.
- ÖN B 4003:** „Eisenbahn- und Straßenbahnbrücken – Allgemeine Grundlagen für die Berechnung und Ausführung“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 1994.
- ÖN EN 12715:** „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2000.
- ÖN EN 12716:** „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting)“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2002.
- ÖN EN 1996-3:** „Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten; Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2009.
- ÖN B 1996-1-1:** „Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2009.
- ÖN EN 1991-1-3:** „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2010.
- ÖN EN 1991-1-4:** „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2010.
- ÖN EN 1991-1-5:** „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2010.
- ÖN EN 1992-2:** „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2010.
- ÖN B 1991-2:** „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2011.
- ÖN EN 1992-1-1:** „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2011.
- ÖN EN 1991-2:** „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2012.
- ÖN EN 1990:** „Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2013.
- ÖN EN 1990/A1:** „Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung Anhang A2: Anwendung bei Brücken“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2013.

- ÖN EN 1996-1-1:** „Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2013.
- ÖN EN 1997-1:** „Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2014.
- ONR 24008:** „ONR 24008 - Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Straßen- und Eisenbahnbrücken“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2014.
- ÖN EN 14199:** „Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Mikropfähle“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2016.
- ÖN EN 13306:** „Instandhaltung - Begriffe der Instandhaltung“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2016.
- ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT (2017):** „Nationale ÖNORMEN und ONR in Arbeit anzeigen“. In: committees.austrian-standards.at/national_workprogramme/project/583997, abgerufen am: 03.07.2017.
- ÖN B 3355:** „Trockenlegung von feuchtem Mauerwerk Bauwerksdiagnose, Planungsgrundlagen, Ausführungen und Überwachung“. ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. Ausgabe: 2017.
- PAUSER, A. (2002):** „Massivbrücken ganzheitlich betrachtet“. Geschichte - Konstruktion - Herstellung - Gestaltung. Düsseldorf: Verlag Bau und Technik.
- PAUSER, A. (2004):** „Konstruktions- und Gestaltungskonzepte im Brückenbau“. In: Bergmeister, K., Wörner, J.-D. (Hrsg.): „Beton-Kalender 2004“. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst, S. 27–96.
- PERRONET, J.-R. (1782):** „Description des projets et de la construction des ponts de Neuilly, de Mantes, d'Orléans & autres“. Du projet du Canal de Bourgogne, pour la communication des deux mers par Dijon : et de celui de la conduite des eaux de l'Yvette et de Bièvre à Paris: Imprimerie Royale [puis, pour le supplément]; Didot l'Aîné.
- PICHLER, B. (2015):** „Baustatik 2“, Lehrunterlagen. Technische Universität Wien. Wien.
- PROSKE, D.; LIEBERWIRTH, P. UND VAN GELDER, P. (2006):** „Sicherheitsbeurteilung historischer Steinbogenbrücken“. Dresden: Proske.
- PURTAK, F.; GEIßLER, K. UND LIEBERWIRTH, P. (2007):** „Bewertung bestehender Natursteinbogenbrücken“. In: Bautechnik Band 84, S. 525–543.
- PURTAK, F. UND HIRSCH, U. (2011):** „Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk“. In: Jäger, W. (Hrsg.): „Mauerwerk-Kalender 2011“. Schwerpunkt: Nachhaltige Bauprodukte und Konstruktionen. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn, S. 377–415.
- ROMBOCK, U. (1994):** „Restaurierung von Steinbrücken“. IRB-Verlag.
- RONDELET, A. (1837):** „Essai historique sur le Pont de Rialto“. Paris: chez L' Auteur.

- SCHÖNSTEINER, J. (1988):** „Donaubrücke Regensburg (Steinerne Brücke)“. In: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.): „Steinbrücken in Deutschland“. Düsseldorf: Beton-Verl., S. 118–123.
- SN 160:** „Einwirkungen auf Tragwerke“. SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREIN. Ausgabe: 1989.
- SIMANDL, T. (2011):** „Nutzungsdauern von Eisenbahnbrücken“, Dissertation. Technische Universität Wien. Wien.
- STAHR, M. (2016):** „Schadensursache - Schadensbilder - Schadensdokumentation“. In: Stahr, M. (Hrsg.): „Sanierung von Natursteinen“. Erfassen - Sanieren - Recht. Wiesbaden: Springer Vieweg, S. 21–70.
- STAROSSEK, U. (2010):** „Vorlesung Baustatik I“, Lehrunterlagen. Technische Universität Hamburg-Harburg. Hamburg.
- STEIN, R. (08.05.1996):** „Historische Bauten oft malträtiert Eingriffe mit Nebenwirkungen / Eine Dahlem-Konferenz“. In: F.A.Z. Frankfurter Allgemeine Zeitung Band , S. 0N1.
- THÖNY, C. (2009):** „125 Jahre Arlbergbahn“. Aufgelegt anlässlich 125 Jahre Arlbergbahn am 12. - 14. Juni 2009. Erfurt: Sutton.
- UNESCO (2005):** „Nominations of Cultural Properties to the World Heritage List“. The Old Bridge area of the Old City of Mostar. In: whc.unesco.org/en/decisions/514, abgerufen am: 05.06.2017.
- WEBER, H. (1993):** „Instandsetzung von feuchte- und salzgeschädigtem Mauerwerk“. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.): „Werkstoffwissenschaften und Bausanierung“. Tagungsbericht des dritten Internationalen Kolloquiums zum Thema Werkstoffwissenschaften und Bausanierung. Ehningen bei Böblingen: expert-Verl., S. 1296–1324.
- WEBER, W. K. (1999):** „Die gewölbte Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung“. Begriffserklärungen, analytische Fassung der Umrißlinien und ein erweitertes Hybridverfahren zur Berechnung der oberen Schranke ihrer Grenztragfähigkeit, validiert durch einen Großversuch, Dissertation. TU München. München.
- WENZEL, F. (1997):** „Mauerwerk“. Untersuchen und Instandsetzen durch Injizieren, Vernadeln und Vorspannen, Publikation. Karlsruher Institut für Technologie. Karlsruhe.
- WÖLFEL, W. v. (1999a):** „Altchinesische Bogenbrücken“. In: Bautechnik Band 76, S. 344–347.
- WÖLFEL, W. v. (1999b):** „Brückenbau in den Persischen Reichen“. In: Bautechnik Band 76, S. 426–431.
- WORDEN, K.; FARRAR, C. R.; MANSON, G. UND PARK, G. (2007):** „The fundamental axioms of structural health monitoring“. In: Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences Band 463, S. 1639–1664.
- ZILCH, K. UND ZEHETMAIER, G. (2010):** „Bemessung im konstruktiven Betonbau“. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 2., neu bearb. und erw. Aufl.

ANHANG A FACHAUSDRÜCKE

Baustoff <i>construction material</i>	Für die Verrichtung eines Bauwerks bzw. Tragwerks verwendeter Werkstoff.
Baustofffestigkeit <i>material robustness</i>	Maximale Beanspruchbarkeit eines Baustoffes, bevor mechanisches Versagen eintritt.
Bauteil <i>structural member</i>	Physisch unterscheidbarer Teil eines Tragwerks.
Bauweise <i>type of construction</i>	Art des Baus, die hauptsächlich durch die verwendeten Baustoffe bestimmt wird.
Bauwerk <i>structure work</i>	Von Bauarbeiten herrührendes Werk. Der Begriff beinhaltet das Tragwerk und nicht tragende Bauteile.
Bemessung <i>dimensioning</i>	Festlegung der Abmessungen, Baustoffe und der konstruktiven Durchbildung aufgrund objektiver Bemessungskriterien bzw. rechnerischer Nachweise.
Bemessungskriterien <i>design criteria</i>	Zu erfüllende Bedingungen für jeden Grenzzustand, gemessen durch quantitative Aussagen
Brückenbau <i>bridge construction</i>	Fachgebiet des Bauwesens, das sich mit der Errichtung von Brücken beschäftigt.
Fahrbahn <i>bridge deck</i>	Teil einer Brücke, die dem Verkehrsraum dient und mit Fahrzeugen befahren werden darf.
(Bauwerks-)Gründung <i>foundation</i>	Umfasst alle Bauteile, welche die Lasten in den Baugrund übertragen.
Hochbau <i>building construction</i>	Planung und Errichtung von Bauwerken, die mehrheitlich oberhalb der Geländelinie liegen.
Korbbogen <i>basket-handle arch</i>	Bogen, dessen Verlauf durch mehrere Krümmungsradien bestimmt wird.
Langerscher Balken <i>tied-arch bridge</i>	Eine in sich verankerte Bogenbrücke. Der Horizontalschub des Bogens wird durch den als Zugband wirkenden Balken aufgenommen.
Nachweis <i>verification</i>	Bestätigung der Erfüllung eines Bemessungskriteriums.
Mörtel <i>Mortar</i>	Gemisch aus einem oder mehreren anorganischen Bindemitteln, Zuschlägen, Wasser und gegebenenfalls Zusatzstoffen und/oder Zusatzmitteln für Lager-, Stoß- und Längsfugen, Fugenglattstrich und nachträgliches Verfugen.
Naturstein <i>dimension stone</i>	Naturprodukt, das im Bergbau oder Steinbruch gewonnen wird und aus dem Mauersteine hergestellt werden.
Pfeilverhältnis <i>rise-span ratio</i>	Verhältnis zwischen Bogenstich und Stützweite
Schlankheit <i>slenderness</i>	Verhältnis zwischen Bogendicke und Stützweite
Segmentbogenbrücke <i>segmental arch bridge</i>	Bogenbrücke, deren Bogenverlauf einem Kreissegment entspricht.
Bogenbrücke <i>arch bridge</i>	Eine Brücke, deren Haupttragwerk ein Bogen ist.

Tragsystem <i>structural system</i>	Anordnung der tragenden Teile eines Bauwerks, sowie Art und Weise ihres Zusammenwirkens.
Tragwerk <i>structure</i>	Planmäßige Anordnung miteinander verbundener Bauteile, die für das Gleichgewicht und die Formhaltung eines Bauwerks sorgen.
Tragwerksmodell <i>structural model</i>	Ergebnis der Idealisierung und Abgrenzung des Tragsystems zum Zwecke der Berechnung und Bemessung.
Träger <i>beam</i>	Schlanker Balken im Verhältnis zu seinen Querschnittsabmessungen, der Querkraftlasten an die stützenden Bauteile weiterleitet.
Trockenbauweise <i>dry construction method</i>	Trockenerrichtete Bauteile, d.h. ohne Verwendung von Wasser.
Unterbau <i>substructure</i>	Umfasst alle Bestandteile einer Brücke, die sich unterhalb der Pfeileroberkante befinden.
Überbau <i>supersructure</i>	Umfasst alle Bestandteile einer Brücke, die sich oberhalb der Pfeileroberkante befinden.
Vorlandbrücke <i>approach bridge</i>	Brückenabschnitt, der noch an Land steht.
Werkstoff <i>material</i>	Stoff mit technisch nutzbaren Eigenschaften für die Herstellung eines Baustoffes.
Widerlager <i>abutment</i>	Bei gewölbten Tragwerken befindet sich das Widerlager an jedem Bogenende und bildet den Übergang zum Erdreich.

ANHANG B BRÜCKENVERZEICHNIS

Tabelle B - 1: Liste ausgewählter Natursteinbogenbrücken (fortgesetzt)

BRÜCKENNAME	ERBAUT	ORT/STADT	LAND	BOGEN- ANZAHL	L _{MAX} [m]	L _{GES} [m]	BEMERKUNGEN
Rom und Umgebung							
Pons Milvius (Milvische Brücke)	109 v. Chr.	Rom	IT	7	23,7		
Pons Aelius (Engelsbrücke)	134 n. Chr.	Rom	IT	7	19,2		
Pons Fabricius	62 v. Chr.	Rom	IT	2	20		
Pons Cestius	40 v. Chr.	Rom	IT				
Pons Aemilius	142 v. Chr.	Rom	IT				
Anio Novus	52 n. Chr.	Rom	IT			87000	
Anio Vetus	269 v. Chr.	Rom	IT			64000	
Aqua Alexandrina	226 n. Chr.	Rom	IT			22500	
Aqua Claudia	52 n. Chr.	Rom	IT			69000	
Aqua Tepula	125 v. Chr.	Rom	IT			18000	
Aqua Iulia	33 v. Chr.	Rom	IT			23000	
Aqua Marcia	140 v. Chr.	Rom	IT		5,95	10400	
Süditalien und die Inseln							
Ponte Rotto	-	Foggia	IT				
Ponte sul Savuto	121 v. Chr.	Scigliano	IT		21,5	25	
Mittelitalien							
Ponte d'Augusto	20 v. Chr.	Rimini	IT	7	8,8	72	
Ponte di Quintodecimo	14 n. Chr.	Quinto-decimo	IT		17		
Ponte Tuffillo	-	Ascoli Piceno	IT				
Ponte di Cecco	25 v. Chr.	Ascoli Piceno	IT		14,5		
Ponte del Gran Caso	-	Ascoli Piceno	IT		5		
Ponte Vecchio	1345 n. Chr.	Florenz	IT	3	32		
Ponte Santa Trinita	1569 n. Chr.	Florenz	IT	3	32		

BRÜCKENNAME	ERBAUT	ORT/STADT	LAND	BOGEN- ANZAHL	L _{MAX} [m]	L _{GES} [m]	BEMERKUNGEN
Norditalien und Slowenien							
Ponte di Corso v. Emanuele	-	Mailand	IT				
Ponte St Martin	25 v. Chr.	Pont-Saint-Martin	IT			36	
Ponte Altinate	1 v. Chr.	Padua	IT		12,3	44,4	
Ponte sul Nafissa	-	Aquileia	IT				
Ponte Pietra	100 v. Chr.	Verona	IT	5		95	
Rialtobrücke	1591 n. Chr.	Venedig	IT	1	28,8	48	
Salcanobrücke	1905 n. Chr.	Salcano	SL		85	222	
Deutschland							
Rheinbrücke	55 v. Chr.	Koblenz	DE				Holzbrücke
Mainbrücke	1146 n. Chr.	Würzburg	DE				
Donaubrücke	1146 n. Chr.	Regensburg	DE	16	16,7	336	
Elbebrücke	1260 n. Chr.	Dresden	DE	23		561	
Göltzschthalbrücke	1851 n. Chr.	Netzschkau	DE	29	30,9	574	Mauerwerks-brücke
Elstertalbrücke	1851 n. Chr.	Netzschkau	DE		31,1	279	Mauerwerks-brücke
Lombardsbrücke	1868 n. Chr.	Hamburg	DE	3	17		
Moltkebrücke	1891 n. Chr.	Berlin	DE	4	17,3		
Elstertalbrücke Pirk	1993 n. Chr.	Weischlitz	DE		38		
Österreich und die Schweiz							
Kalte-Rinne-Viadukt	1853 n. Chr.	Semmering	AT			184	
Wiener Stadtbahnbögen	1901 n. Chr.	Wien	AT	365			
Die zweite Tobelbrücke	1910 n. Chr.	Baar/ Menzingen	CH	5		187	
Soliser-Viadukt	1902 n. Chr.	Solis	CH	11	42	164	
Trisannabrücke	1884 n. Chr.	Semmering	AT				Fachwerkbrücke aus Stahl
Salginatobelbrücke	1930 n. Chr.	Salgina-to-beltal	CH	1		133	Stahlbeton-bogenbrücke
Ganterbrücke	1980 n. Chr.	Kanton Wallis	CH			678	Spannbeton-brücke
Sunnibergbrücke	1998 n. Chr.	Tal der Land-quart	CH				Extradosed-Brücke
Frankreich							
Römischer Aquädukt	3 n. Chr.	Ansignon	FR			170	
Pont Julien	3 v. Chr.	Bonnieux	FR	3	16	118	
Pont de Vaison-la-Romaine	-	Vaison-la-Romaine	FR	1		17	
Pont du Gard	1 n. Chr.	Nimes	FR	6	24	275	
Aquädukt Luynes	-	Luynes	FR			1825	
Rhonebrücke	1188 n. Chr.	Avignon	FR	4+			

BRÜCKENNAME	ERBAUT	ORT/STADT	LAND	BOGEN- ANZAHL	L _{MAX} [m]	L _{GES} [m]	BEMERKUNGEN
Pont de Neuilly	1768 n. Chr.	Neuilly	FR	5	39		
Brücke in Sainte-Maxence	-	Pont-Sainte-Maxence	FR				
Pont de la Concorde	1791 n. Chr.	Paris	FR	5	31	153	
Tschechien							
Moldaubrücke	1172 n. Chr.	Prag	CZ	21		514	
Negrelli-Viadukt	1850 n. Chr.	Prag	CZ	87		1111	
Iberische Halbinsel							
Puente Romano	45 v. Chr.	Córdoba	ES	16	14	274	
Puente Romano	117 n. Chr.	Mérida	ES	60	11,6	792	
Acueducto de los Milagros	1 n. Chr.	Mérida	ES			830	
Puente de Alcántara	106 n. Chr.	Alcántara	ES	6	28,6	194	
Acueducto de Segovia	117 n. Chr.	Segovia	ES	119			
Vereinigtes Königreich							
Themsebrücke	1209 n. Chr.	London	GB				
Alte London Bridge	1209 n. Chr.	London	GB	19		273	
Severbrücke	1779 n. Chr.	Coalbrookdale	GB	1	30	60	
Neue London Bridge	1831 n. Chr.	London	GB	5	46,3		
Royal-Border-Brücke	1850 n. Chr.	Tweedmouth	GB	28		658	
Brücke über die Menaistrasse	1826 n. Chr.	Bangor	GB			521	Kettenbrücke
Afrika							
Aquädukt von Zaghouan	-	Karthago	TN			132 km	
Pont de Tébessa	2 n. Chr.	Tébessa	DZ				
Pont Sidi Rached	1912 n. Chr.	Constantine	DZ		68		
Pont de Khémissa	-	Khémissa	MA				
Pont de Jedeida	-	Jedeida	TN				
Der Osten							
Schiffbrücken	480 v. Chr.	Hellespont	TR			1300	
Valens-Aquädukt	378 n. Chr.	Istanbul	TR			800	
Eurymedonbrücke	2 n. Chr.	Selge	TR		7	14	
Band-e Kaiser	260 n. Chr.	Schuschtar	IR	40+			
Allahverdi Khan-Brücke	1602 n. Chr.	Isfahan	IR	33		295	
Stari Most	1566 n. Chr.	Mostar	BA	1		30	
Römischer Aquädukt	-	Caesarea Maritima	IL			5999	
Luren Brücke	282 n. Chr.	Luoyang	CN				
Baodai-Brücke	806 n. Chr.	Luoyang	CN	53		317	
Anji-Brücke	617 n. Chr.	Luoyang	CN	1	37		
Danhe Brücke	2001 n. Chr.	Shanxi	CN	8	146	414	

BRÜCKENNAME	ERBAUT	ORT/STADT	LAND	BOGEN- ANZAHL	L _{MAX} [m]	L _{GES} [m]	BEMERKUNGEN
Vereinigte Staaten von Amerika							
Frankford Avenue Bridge	1697 n. Chr.	Philadelphia	US	3		22	
Union Arch Brdige	1864 n. Chr.	Maryland	US	1	67	137	
Brooklyn Bridge	1883 n. Chr.	New York City	US			1834	Hängebrücke
Rockville Bridge	1902 n. Chr.	Rockville	US	48	21	1134	
L _{max} – Größte Bogenspannweite L _{ges} – Gesamtlänge Ländercodes nach ISO-3166 ALPHA-2							

ANHANG C MUSTER FÜR PRÜFUNGSBERICHT

Titelblatt	
	Bauwerksname
	Teilbauwerksname
	Bauwerkseigentümer
	Bauwerksnummer
	Lage
	Orte in der Umgebung
Übersichtsblatt	
	Baujahr
	Zustand
	Datum der Prüfungen
	Geometrische Angaben
	Angaben zu den Baustoffen
	Brückenklasse
Übersichtsplan	
Inhaltsverzeichnis	
Angaben zur Kontrolle	
	Zustand des Objektes
	Benutzbarkeit des Verkehrsweges im bisherigen Umfang in Abhängigkeit vom Zustand des Objektes
	Neu festgestellte Mängel und/oder Schäden
	Sofortmaßnahmen aufgrund der festgestellten Mängel und/oder Schäden
	Veranlassung einer Prüfung, wenn Mängel und/oder Schäden im Zuge der Kontrolle nicht beurteilt werden können
	Hinweise für die nächste Kontrolle/Prüfung
	Jahr der nächsten Kontrolle
Angaben zur Prüfung	
	Zustand des Objektes einschließlich Zustandsnoten für Gesamtobjekt und Bauteile
	Benutzbarkeit des Verkehrsweges im bisherigen Umfang in Abhängigkeit vom Zustand des Objektes
	Festgestellte Mängel und/oder Schäden und ggf. deren vermutete Ursachen
	Veränderungen von Schäden gegenüber der letzten Kontrolle/Prüfung
	Sofortmaßnahmen aufgrund der festgestellten Mängel und/oder Schäden
	Erforderliche Maßnahmen aus Gründen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit; Terminvorschlag für die Einleitung dieser Maßnahmen
	Erforderliche Maßnahmen aus Gründen der Dauerhaftigkeit; Terminvorschlag für die Einleitung dieser Maßnahmen
	Empfohlene Maßnahmen
	Besondere Hinweise für die zukünftigen Kontrollen und Prüfungen
	Durchzuführende Sonderprüfungen
	Durchzuführende statische Nachrechnung
	Jahr der nächsten Prüfung

Objektbeschreibung	
	Bauweise
	Lagerung
	Statisches System
	Einwirkungen (Brückenklasse)
Mängelliste	
Formblätter	
	<i>(abhängig vom Bauwerkseigentümer)</i>
Fotodokumentation	
Pläne	
Befund	
	Bodengutachten



[Bauwerkseigentümer]
[Bauwerkseigentümer]

Bauwerksbuch des Teilbauwerks

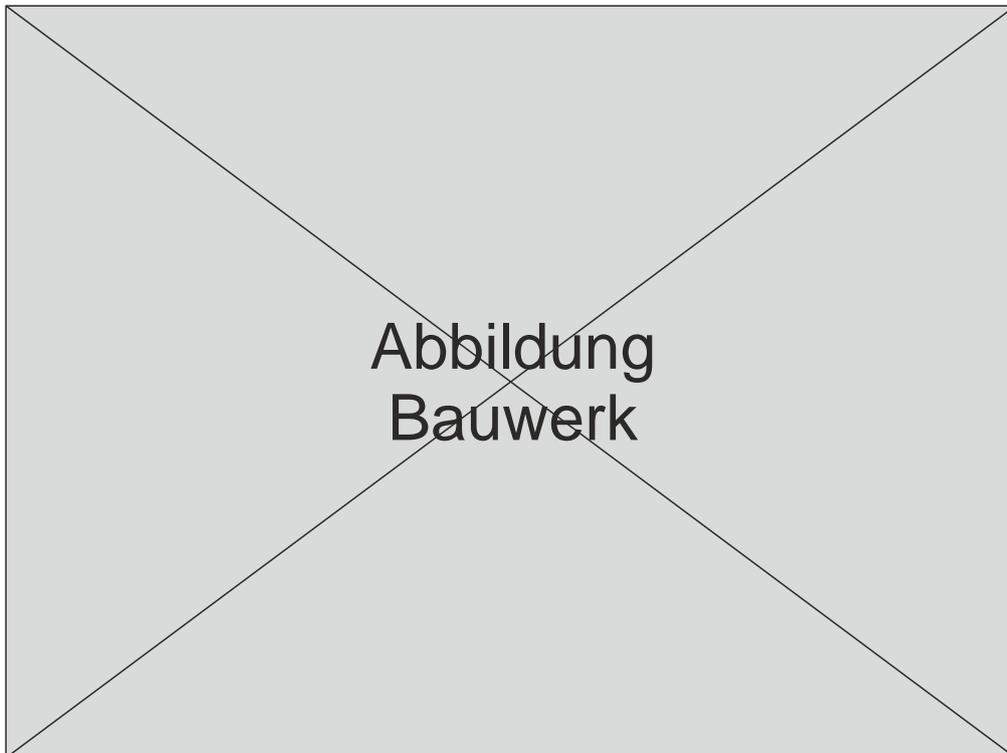
Nummer **[Bauwerksnummer]**

Straße **[Straße]** IBwNr **[IBwNr]**

Titelblatt
Prüfungsbericht

nach DIN 1076

Bauwerksname **[Straße / Name]**
Teilbauwerksname **[Teilbauwerksname]**
Nächst gelegener Ort **[Ort]**
Verwaltung/Gemarkung **[Verwaltung]**





[Bauwerkseigentümer]
[Bauwerkseigentümer]

Übersichtsblatt
Version x.yz - Druck vom tt.mm.20jj

Teil-BW [Teilbauwerksnummer]

Seite 2

Abbildung
Bauwerk

Name: _____

Bemerkung: _____

Art: _____

Ort: _____

Konstrukt.: _____

Stadium: _____

Stat.Sys.L: _____

Stat.Sys.Q: _____

Arnt: _____

SM: _____

Zustand: _____

HP: _____

EP: _____

Brkl: _____

Baustoff 1: _____

Baustoff 2: _____

Baustoff 3: _____

Baustoff 4: _____

Prüfjahr: _____

Prüfjahr: _____

MLC R|K: _____

Baujahr: _____

Ges.länge: _____

Mittl.Höhe: _____

Fläche: _____

Anz.Segm.: _____

UI/UA: _____

Baulast: _____

Fläche 1: _____

Fläche 2: _____

Fläche 3: _____

Fläche 4: _____

Lage	Straße	Von Nk	Nach Nk	Netzknoten abschnitt	Station Mitte [m]	KM	Min B [m]	Min H [m]	Schilder StVO/Menge

Abb. C - 2: Übersichtsblatt Bauwerksdaten in Anlehnung an DIN 1076 [1999]

