

Vermeidung von abflussschwachen Zonen in Verwindungsbereichen

**Vergleich und Bewertung von
baulichen Lösungen**

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Verkehrstechnik Heft V 319

bast

Vermeidung von abflussschwachen Zonen in Verwindungsbereichen

Vergleich und Bewertung von baulichen Lösungen

von

Christian Lippold
Anne Veters

Technische Universität Dresden

Wolfram Ressel
Stefan Alber

Universität Stuttgart

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Verkehrstechnik Heft V 319

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A – Allgemeines
B – Brücken- und Ingenieurbau
F – Fahrzeugtechnik
M – Mensch und Sicherheit
S – Straßenbau
V – Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 – 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt: FE 02.0321/2010/FGB:
Vergleich und Bewertung von baulichen Lösungen zur Vermeidung von abflussschwachen Zonen in Verwindungsbereichen

Fachbetreuung

Thomas Jährig

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 – 0

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 – 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 – 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9331

ISBN 978-3-95606-463-0

Bergisch Gladbach, Juli 2019

Kurzfassung – Abstract

Vermeidung von abflussschwachen Zonen in Verwindungsbereichen – Vergleich und Bewertung von baulichen Lösungen

Die Straßenflächenentwässerung auf Autobahnen ist eine wichtige Voraussetzung für die Verkehrssicherheit. Andernfalls kann es zu Aquaplaning und zu daraus resultierenden Unfällen kommen. Besonders breite Fahrbahnen und hohe Geschwindigkeiten sind dafür auffällig.

In den „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen“ (RAA 2008) werden Hinweise gegeben, mit welchen Maßnahmen entwässerungsschwache Zonen vermieden werden können. Diese bestehen aus entwurfstechnischen, baulich-konstruktiven und verkehrsrechtlichen Lösungen. Zu diesen Maßnahmen gehören:

- Erhöhung der Längsneigung,
- Einbau offenporiger Deckschichten,
- Konstruktive Maßnahmen (Querkastenrinnen),
- Vermeidung von Verwindungsbereichen durch Anordnung einer negativen Querneigung,
- Einbau einer Schrägverwindung oder
- Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe (sofern keine der vorgenannten Maßnahmen möglich ist).

Um diese Maßnahmen richtig auszuwählen, benötigt die Praxis umfassende Informationen über deren Vor- und Nachteile. Im vorliegenden Forschungsvorhaben werden die verschiedenen Lösungen hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Dimensionierung, Einbau und Kosten untersucht und bewertet. Darauf aufbauend werden Empfehlungen für die Wahl der jeweils geeigneten Lösung in Abhängigkeit von den jeweiligen örtlichen Randbedingungen (Anzahl der Fahrstreifen, Befestigungsart, Längsneigung) gegeben.

Gleichzeitig wird geprüft, ob es sich unter Berücksichtigung der Bau- und Erhaltungskosten um wirtschaftliche Maßnahmen handelt. Dies erfolgt über das Nutzen-Kosten-Verhältnis.

Im Ergebnis werden Empfehlungen zur Übernahme in die Entwurfsrichtlinien für Autobahnen gegeben.

Avoidance of zones with poor drainage in superelevation transition sections – Comparison and evaluation of constructional solutions

A sufficient drainage on motorways is an important requirement for road safety. This could be problematic in superelevation transition sections, particularly in combination with wide carriageway width and low longitudinal gradients. High speeds lead to hydroplaning and cause accidents.

The German “Guidelines for the Design of Motorways” (RAA 2008) give recommendations, how to avoid zones with insufficient drainage. These are solutions that could be realized by road design, construction or traffic regulation including:

- increase of the longitudinal gradient,
- open-pored layer (porous asphalt),
- constructional measures (gutter box),
- avoidance of a superelevation transition by applying a negative cross slope with large radii,
- special form of a transition (rolling crown),
- speed limit at wet conditions.

For the selection of appropriate measures, comprehensive information about their advantages and disadvantages are required. For that reason, a research project has been ordered to investigate and evaluate the different solutions regarding durability, dimension, construction and costs. Based on this, recommendations are given for selecting the best solution depending on local boundary conditions (number of lanes, asphalt or concrete, gradient).

Considering construction and maintenance costs as well as accident costs, it is proved simultaneously, if it is an economic measure.

As a result, there are recommendations for the guidelines for motorways.

Summary

Avoidance of zones with poor drainage in super-elevation transition sections – Comparison and evaluation of constructional solutions

The drainage of the road surface of motorways is very important because of the high speed level. It is very complicated to warrant a safe operation at wet conditions, particularly with wide carriageway width and low longitudinal gradients.

In the past there have been water film thicknesses in superelevation transition sections of wide carriageways that led to accidents because of aquaplaning.

Due to the importance of the drainage the “Guidelines for the Design of Motorways” (RAA 2008) give recommendations, how to avoid or remove sections with insufficient drainage. These are:

- Increase of the longitudinal gradient,
- Open-pored layer (porous asphalt),
- Constructional measures (gutter box),
- Avoidance of a superelevation transition by applying a negative cross slope with large radii,
- Special form of a transition (rolling crown),
- Speed limit at wet conditions.

The selection of the specific measure is left to the engineer. There are no recommendations, during which boundary conditions the respective measure is appropriate. The guidelines just set, that a water engineering calculation is required. A water film of 2 mm is considered to be critical. Beyond this depth a special drainage solution is required. But the guidelines doesn't give a calculation method. So far, a water engineering calculation needs to be performed for each case. This problem should be solved with the present investigation.

The aim of this research was to compare the efficiency of the given solutions, which could be realized by road design, construction or traffic regulation. Furthermore their application should be reviewed as well as their economic efficiency. Finally, recommendations for updating the RAA should be given.

Methodology

For the determination of the drainage characteristics of each measure, different variants have been simulated. They had the following input values:

- A rainfall event once a year with a duration of 15 minutes ($r_{15,1}$) and a rain intensity of $I = 0,72 \text{ mm/min}$ ($= 120 \text{ l/(s*ha)}$).
- A regarded section length of 350 m.
- A minimum cross slope of $q = 2,5 \%$.

In the calculation, the following variables have been varied:

- The drainage solutions „superelevation transition“ „rolling crown“, „negative cross slope“, „increase of the longitudinal gradient“, „gutter box“;
- The texture depth „rough“ and „fine“ as well as an open-pored layer (porous asphalt),
- The cross sections RQ 31, RQ 36 and RQ 43 as well as five traffic lanes with a width of 22,00 m and six traffic lanes with an width of 25,75 m and
- The longitudinal gradient $0 \% \leq s \leq 4 \%$.

The experiences with the use of these solutions were collected. For this, written surveys and interviews were carried out at road administrations and construction companies.

Besides the already known and in the RAA listed solutions, also additional solutions were queried.

Based on the costs of each solution and the accident costs in superelevation transitions sections of two-lane and three-lane carriageways, the economic efficiency was determined. This was based on the assumption, that all accidents at wet conditions in superelevation transitions can be avoided by one of the drainage solutions.

Results

In Europe, a minimum tire tread depth of 1,6 mm for summer tires is prescribed by law (winter tires are not uniformly regulated). On this base, the RAA specify a critical water film thickness of 2 mm. If the water film on the road surface exceeds 2 mm, the probability of aquaplaning increases.

However, it is not possible to fulfill the limit of the critical water film thickness in each case by the geometric design only. Even on two-lane carriageways with cross slopes $s \geq 1\%$, areas with water films thicker than 2 mm arise. But this is not consistent with the practical experiences and the accident situation.

It cannot be determined exactly, which water film causes aquaplaning actually. It depends on the speed and also on a lot of other variables, e. g. the tire tread depth. Also unknown is, on which area or length of a water film have to arise, that aquaplaning occurs. Moreover it has been found that the speeds are mainly lower when there is a heavy rainfall. Other European countries define a thicker water film as critical. But they also have a speed limit on motorways.

For this reason, the water engineering calculations were performed with different sizes of water film thicknesses. The required drainage solutions were determined for keeping water film thicknesses of WFD = 2,0 mm, WFD = 2,5 mm und WFD = 3,0 mm (Table 1).

Typical surfaces of asphalt and concrete have rather a rough texture. Because of that, the solutions for the rough texture depth are recommended. Another reason is that these solutions are on the safe side because they have the more unfavorable drainage.

The results of the investigation with a higher water film thickness are closer to reality regarding the accidents and the speeds. Therefore, it is proposed to use a critical water film thickness between 2,5 mm and 3,0 mm for choosing respectively dimensioning the drainage solutions.

For the drainage solutions the following advices and recommendations may be given:

Longitudinal gradient

- If possible, a sufficient longitudinal gradient $s \geq 1\%$ should be built in superelevation transition sections (but very high longitudinal gradients cause also a high water film thickness).
- This is just possible during new construction or elementary retrofitting and expansion, where the roadway geometry is changing.
- With a higher longitudinal gradient, the drainage can be improved in most cases. But it is also possible

that it has an opposite effect (e. g. in conjunction with a wide carriageway width)

- Very wide carriageways with a width more than 18 m (five or six lanes) have superelevation transitions with $\max \Delta s = 0,9\%$ (as prescribed in RAA) and $L_V > 50$ m. There, the areas with higher water film thicknesses are larger than in superelevation transitions with $L_V = 50$ m and $\Delta s > 0,9\%$. The maximum relative grade was determined in the regulations for driving dynamic and structural reasons. Deviating recommendations have to be discussed in the committees of the FGSV and of experts.

Negative cross slope

- The negative cross slope is very effective but just applicable in conjunction with large radii ($R \geq 5.500$ m) and during new construction or elementary retrofitting and expansion.
- The cross slope is directed continuously to the outside of the carriageway. So, superelevation transitions can be avoided completely.
- It ensures a sufficient drainage of the road surface.
- There are no additional costs.

Rolling crown

- Rolling crowns have a high drainage efficiency because they don't have sections with cross slopes smaller than 2,5 %.
- They currently are just possible in asphalt pavements. In Germany doesn't exist rolling crowns in concrete pavements. This construction is possible in principle but it requires a special paving technology. This is very complex and therefore it is not recommended.
- Rolling crowns have a high durability of at least ten years. They don't need any extra operating expenses.
- A disadvantage is the complicate installation. It isn't possible to build it completely by machine. There are small remaining areas that have to be installed by hand.
- The cross slope have to be $q = 2,5\%$ at both sides.

cross-section (RQ)	WFD = 2 mm		WFD = 2,5 mm		WFD = 3 mm	
	s [%]	solution	s [%]	solution	s [%]	solution
RQ 31	$0,0 \leq s \leq 3,8$	porous asphalt, 3 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 1,7$	porous asphalt, 2 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 0,8$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown
	$3,9 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 2 gutter boxes, rolling crown	$1,8 \leq s \leq 2,4$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown	$0,9 \leq s \leq 4,0$	-
			$2,5 \leq s \leq 4,0$	-		
RQ 36	$0,0 \leq s \leq 0,1$	porous asphalt, 5 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 2,6$	porous asphalt, 2 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 1,1$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown
	$0,2 \leq s \leq 0,7$	porous asphalt, 4 gutter boxes, rolling crown	$2,7 \leq s \leq 3,6$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown	$1,2 \leq s \leq 4,0$	-
	$0,8 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 3 gutter boxes, rolling crown	$3,7 \leq s \leq 4,0$	-		
RQ 43,5	$0,0 \leq s \leq 0,9$	porous asphalt, 5 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 2,5$	porous asphalt, 3 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 1,6$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown
	$1,0 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 4 gutter boxes, rolling crown	$2,6 \leq s \leq 3,7$	porous asphalt, 2 gutter boxes, rolling crown	$1,7 \leq s \leq 4,0$	-
			$3,8 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown		
5 FS	$0,0 \leq s \leq 0,8$	porous asphalt, 6 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 3,5$	porous asphalt, 3 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 2,2$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown
	$0,9 \leq s \leq 3,6$	porous asphalt, 5 gutter boxes, rolling crown	$3,6 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 2 gutter boxes, rolling crown	$2,3 \leq s \leq 4,0$	-
	$3,7 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 4 gutter boxes, rolling crown				
6 FS	$0,0 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 6 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 3,7$	porous asphalt, 4 gutter boxes, rolling crown	$0,0 \leq s \leq 2,7$	porous asphalt, 2 gutter boxes, rolling crown
			$3,8 \leq s \leq 4,0$	porous asphalt, 3 gutter boxes, rolling crown	$2,8 \leq s \leq 3,1$	porous asphalt, 1 gutter box, rolling crown
				$3,2 \leq s \leq 4,0$	-	

Tab. 1: Possible drainage solutions for carriageways with a constant longitudinal gradient und rough texture depth depending on the longitudinal gradient and on the water film thickness

- Problems like open seams or sinking of the carriageway should to be avoided by a high installation quality.
- Rolling crowns are operated in some federal states with a speed limit for avoiding driving dynamic problems. However, it doesn't seem necessary from the perspective of the accident situation.
- For operation and maintenance is no additional effort needed.
- Rolling crows are economic, both in new construction and in retrofitting.

Gutter box

- Gutter boxes are suitable for asphalt and concrete pavements.
- Several gutter boxes can be necessary depending on the width of the carriageway and the longitudinal gradient.
- For quality assurance, the federal state Brandenburg has created instructions for the installation of gutter boxes. It is proposed to assume the contents in to the RAA. A draft is included in this report.
- When installed correctly, gutter boxes have a durability of more than ten years.
- Gutter boxes have a higher operating expense because they should be cleaned quarterly.
- The installation of gutter boxes in asphalt and concrete pavements on two lane and three lane carriageways is economic for new construction and retrofitting.

Open-pored layer

- Open-pored layers are mostly used for noise reduction. But they also have very good drainage properties. That is why they can also be used to improve the drainage of superelevation transition sections (e. g. in Nordrhein-Westfalen).
- The water removal efficiency of open-poured layers and the reduction of the water that is thrown up by tires is very good.
- Is the geometry of the street unfavorable it's possible that water is damming (e. g. in hollows). Thus, water can leak on the surface.

- Open-pored layers have a self-cleaning effect because of the moving traffic. Thus, an additional cleaning isn't necessary. Just on the hard shoulders, where is little traffic, the pores can be blocked. The OPA has to be changed when also the lanes are blocked.
- Open-pored layers have another cold behavior. The winter service should grit more and in a shorter frequency.
- The durability of OPA layers is about ten years.
- In practice open-pored layers are used mainly as noise protection measure.
- The installation of OPA is economic.

Speed limit at wet conditions

- A speed limit at wet conditions is an effective solution to eliminate accident spots in sections with low drainage. The prerequisite is that the drivers adhere to the speed limit.
- This traffic regulation solution is just possible if no constructional solution is possible or if it is limited in time.

Grooving

- To eliminate accident spots in sections with low drainage another solution called „Grooving“ is possible.
- Through milling of grooves in superelevation transition sections, high water film thicknesses can be prevented.
- The linear grooves can be installed short-dated and without closing the motorway.
- Compared to others the procedure is cheap. Thus, it is economically well-suited for retrofitting.
- The durability is about six until eight years and thus in comparison to the other solutions, it is relatively short.
- This solution is not included in the RAA yet.
- It is recommended, to insert this method in the RAA as a short-term solution for existing motorways.

- „Grooving“ is not recommended for new construction because the milling is an intervention in the road pavement.

Conclusion

This investigation shows that all drainage solutions of the RAA are used in practice. However, there are regional differences in choosing a measure.

All in all the drainage capacity and the economic efficiency of all solutions has been shown. Also experiences and instructions for the construction and the operation were collected and described for each measure.

The results of this investigation will be used for discussions at the working committee 2.1 of FGSV and should be considered in the next RAA update.

Inhalt

Abkürzungen	13	4.1	Grundsätzliche Vorgehensweise	49
1 Einleitung	15	4.2	Entwässerungstechnische Simulationen.	49
2 Stand von Wissenschaft und Technik	16	4.2.1	Softwaretools PSRM/PLANUS	51
2.1 Aquaplaning	16	4.2.2	Vorgehen und verwendete Parameter.	52
2.2 Fahrverhalten bei Nässe.	17	4.2.3	Simulierte Varianten	54
2.3 Eingangsparameter für die Berechnung der kritischen Wasserfilmdicke	18	4.3	Befragung der Straßenbauverwaltung	58
2.4 Untersuchungen zur Straßenflächenentwässerung.	20	4.4	Bewertung der Wirtschaftlichkeit	59
2.5 Verwindungsbereiche	21	4.4.1	Bestimmung des Nutzens.	60
2.5.1 Stand des Regelwerks	21	4.4.2	Berechnung der Kosten	61
2.5.2 Stand von Wissenschaft und Technik	25	4.4.3	Berechnung des Nutzen-Kosten-Verhältnisses	62
2.6 Schrägverwindung	28	5 Auswertung und Ergebnisse	62	
2.6.1 Stand des Regelwerks	28	5.1	Entwässerungstechnische Simulationen.	62
2.6.2 Stand von Wissenschaft und Technik	29	5.1.1	Simulierte Varianten	62
2.7 Negative Querneigung	32	5.1.2	Querkastenrinnen.	66
2.7.1 Stand des Regelwerks	32	5.1.3	Auswirkung der Variation des zugrunde liegenden Regenerenignisses	69
2.7.2 Stand von Wissenschaft und Technik	33	5.1.4	Übertragung der Wasserfilmdicken auf Aquaplaninggeschwindigkeiten	70
2.8 Konstruktive Maßnahmen – Querkastenrinnen.	36	5.1.5	Zusammenfassung der entwässerungstechnischen Simulationen	72
2.9 Erhöhung der Längsneigung	37	5.1.6	Maßnahmenumfang	73
2.10 Offenporige Asphalte	40	5.2	Erfahrungen der Straßenbauverwaltungen	76
2.10.1 Stand des Regelwerks	40	5.2.1	Schrägverwindung	76
2.10.2 Stand von Wissenschaft und Technik	42	5.2.2	Konstruktive Maßnahmen – Querkastenrinnen.	79
2.11 Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit.	43	5.2.3	Offenporige Asphalte	83
2.12 Sondermaßnahmen	43	5.2.4	Sondermaßnahmen – Grooving	84
2.13 Erfahrungen im europäischen Ausland	44	5.2.5	Vergleich der Maßnahmen	85
2.14 Bewertung der Wirtschaftlichkeit	45	5.3	Bewertung der Wirtschaftlichkeit	87
2.15 Schlussfolgerung aus der Literatur.	46	5.3.1	Berechnung des Nutzens.	87
3 Ziel der Untersuchung	48			
4 Untersuchungsmethodik	49			

5.3.2	Berechnung der Investitionskosten . . .	87
5.3.3	Betrachtung der laufenden Kosten	89
5.3.4	Berechnung des Nutzen-Kosten- Verhältnisses	89
6	Schlussfolgerungen für die Entwurfspraxis	90
7	Empfehlungen zur Übernahme in die RAA	94
8	Zusammenfassung	95
	Literatur	99
	Bilder	103
	Tabellen	106

Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen
BAST-Archiv ELBA unter:
<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

Abkürzungen

			L_{\min}	[m]	Mindestlänge des Grates
			L_v	[m]	Länge der Verwindung
a	[m]	Abstand des Fahrbahnrandes von der Drehachse	$\max \Delta s$	[%]	maximale Anrampungsneigung
A	[m ²]	Fläche	$\max L_v$	[m]	Maximallänge der Verwindungsstrecke
A_q	[€]	Ausgaben	$\min L_v$	[m]	Mindestlänge der Verwindungsstrecke
af		Annuitätenfaktor	$\min q$	[%]	Mindestquerneigung
B	[m]	Breite	$\min R$	[m]	Mindestradius
bf	[a]	Barwertfaktor	$\min \Delta s$	[%]	minimale Anrampungsneigung
d	[a]	Abschreibungszeitraum	MTD	[mm]	mittlere Texturtiefe
D	[min]	Regendauer	n	[1/Jahre]	Regenhäufigkeit
e	[m/m]	Querneigung	n_B	[a]	Dauer des Bewertungszeitraums
EWS		Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Straßen	N_a	[€]	jährliche Nutzen
I	[mm/min]	Regenintensität	NA	[€]	Barwert der Nutzen
Δi	[%]	sekundäre Längsneigung	NKV		Nutzen-Kosten-Verhältnis
Δi_{\max}	[%]	maximale sekundäre Längsneigung	negq		negative Querneigung
Δi_{\min}	[%]	minimale sekundäre Längsneigung	OPA		offenporiger Asphalt
K_a	[€]	jährliche Baulastkosten	p	[%]	Schrägneigung
KA	[€]	Barwert der Kosten über Bewertungszeitraum	p_a	[%]	Aktualisierungsrate
KB	[€]	Baukosten	PSRM		Pavement Surface Runoff Model
KI_a	[€]	jährliche Investitionskosten	q	[%]	Querneigung
KL_a	[€]	jährlich laufende Kosten	q_a	[%]	Querneigung der Fahrbahn am Anfang der Verziehungsstrecke
KOSTRA		koordinierte Starkniederschlagsregionalisierungs-Analysen	q_e	[%]	Querneigung der Fahrbahn am Ende der Verziehungsstrecke
L	[m]	Länge	r	[l/(s X ha)]	Regenspende
			r_a	[a]	Aufzinsungszeitraum

R	[m]	Radius	V_P	[km/h]	Projektierungsgeschwindigkeit
RAA		Richtlinien für die Anlage Autobahnen	V_{trocken}	[km/h]	Geschwindigkeit bei Trockenheit
$r_{D,T}$		Regenereignis mit bestimmter Dauer und Wiederkehrzeit	V_{zul}	[km/h]	zulässige Höchstgeschwindigkeit
r_e		Erzeugerradius	$V_{\text{zul,nass}}$	[km/h]	zulässige Höchstgeschwindigkeit bei Nässe
RFB		Richtungsfahrbahn	WFD		Wasserfilmdicke
RAS-Ew		Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil Entwässerung	WFD_{krit}		kritische Wasserfilmdicke
RAS-L		Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Landstraßen	VSS		Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute
RVS		Richtlinien und Vorschriften für Straßenbau	ZTV		Zusätzliche technische Vertragsbedingungen
s	[%]	Längsneigung			
s_{min}	[%]	Mindestlängsneigung			
SchrV		Schrägverwindung			
SMA		Splittmastixasphalt			
StV		Standardverwindung			
Δs	[%]	Anrampungsneigung			
t	[mm]	Reifenprofiltiefe			
T	[Jahre]	Wiederkehrzeit			
$UK_{a,nass,1}$	[€/a]	mittlere jährliche Unfallkosten der Unfälle des Unfalltyps 1 bei Nässe			
V	[km/h]	Geschwindigkeit			
V_0	[km/h]	Designgeschwindigkeit			
V_{85}	[km/h]	Geschwindigkeit, die 85 % aller Fahrzeuge bei Nässe nicht überschreiten			
V_{aq}	[km/h]	Aquaplaninggeschwindigkeit			
V_e	[km/h]	Entwurfsgeschwindigkeit			

1 Einleitung

Die ausreichende Entwässerung der Fahrbahn von Autobahnen ist wegen der sehr hohen Fahrgeschwindigkeiten und der sehr großen Fahrbahnbreiten grundsätzlich eine wichtige Voraussetzung für den sicheren Betrieb.

Da auch bei Nässe hohe Geschwindigkeiten zu verzeichnen sind (HARTZ/LÖHE 2008), besteht bei kritischen Wasserfilmdicken sehr schnell die Gefahr von Aquaplaning. Die daraus resultierenden Unfälle haben meist nicht nur eine hohe Unfallschwere, sondern führen staubedingt insgesamt zu hohen volkswirtschaftlichen Verlusten.

Die Vermeidung von Aquaplaningunfällen hat in den vergangenen Jahren vor allem deshalb eine besondere Bedeutung erlangt, da sich herkömmliche Standardverwindungsbereiche besonders bei breiteren Richtungsfahrbahnen (drei- und vierstreifig) und häufig bei den einschränkenden Randbedingungen des Um- und Ausbaus als problematisch herausgestellt haben (z. B. bei Unterschreitung der Mindestlängsneigung).

Aufgrund des auffälligen Unfallgeschehens bei Nässe wurde als Sofortmaßnahme in diesen Abschnitten die zulässige Höchstgeschwindigkeit bei Nässe beschränkt. Eine dauerhafte Beschränkung kann jedoch nur als „ultima ratio“ angesehen werden. Sie grundsätzlich in Genehmigungsverfahren in den Planungsunterlagen als festen Bestandteil des Entwurfs auszuweisen bzw. als integrales Element für den sicheren Betrieb der künftigen Strecke vorauszusetzen, ist wegen der ablehnenden Haltung der Verkehrsbehörden und auch aus Sicherheitserwägungen (Überschreitungshäufigkeit der V_{zul}) nicht zielführend. Insofern ist es notwendig, im Regelwerk die sichere Straßenflächengestaltung mit verbindlichen Vorgaben für wirksame entwurfstechnische und baulich-konstruktive Entwässerungslösungen zu gewährleisten.

Die Verfasser der „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen“ (RAA 2008) und die Mitglieder in den begleitenden Gremien AK 2.1.1 und 2.1.2 haben während der Bearbeitung des Abschnittes 5.6 (Straßenflächengestaltung) in den RAA erkannt, dass die bisherigen Ausführungen in den „Richtlinien der Anlage von Straßen, Teil Linienführung“ (RAS-L 1995) einer umfassenden Überarbeitung und Ergänzung bedürfen. Als Grundlage dafür wurde ein

Forschungsvorhaben zum Aquaplaning und zur Verkehrssicherheit in Verwindungsbereichen dreistreifiger Richtungsfahrbahnen mit dem Ziel initiiert, Lösungs- bzw. Textvorschläge für die Übernahme in die RAA zu erarbeiten. Aus verschiedenen Gründen wurde dieses Vorhaben in der weiteren Bearbeitung schwerpunktmäßig auf die Berechnung der Wasserfilmdicke und die Erarbeitung eines entsprechenden Simulationsprogramms ausgerichtet (FE 05.126/2001, RESSEL/HERRMANN 2008).

Es hat sich dabei aber gezeigt, dass in der Praxis auch bei regelgerechter Verwindung nach RAS-L/RAA bei sechs- oder achtstreifigen Regelquerschnitten die Wasserfilmdicken unter Umständen über dem kritischen Maß von 2 mm liegen können. Das genaue Maß hängt von den jeweiligen entwurfstechnischen Randbedingungen ab.

Aus diesem Grund wurde sich mangels abgesicherter Erkenntnisse in den neuen RAA zunächst darauf konzentriert, in Ziffer 5.6.3.3 (Berücksichtigung der Entwässerung) verschiedene entwurfstechnische, baulich-konstruktive und verkehrsrechtliche Maßnahmen aufzuführen, ohne dabei eine Wertung, Wichtung bzw. eine Prioritätenreihung vorzugeben. Zu den in den RAA aufgeführten Maßnahmen gehören:

- Erhöhung der Längsneigung (bei kurzen Abschnitten bzw. Fließwegen),
- Einbau offener Deckschichten (sinnvoll, wenn auch im weiteren Streckenzug aus Gründen des Schallschutzes ohnehin vorgesehen – letztlich wurde auf diesen Zusatz verzichtet, da grundsätzlich auch ohne „Doppelfunktion“ als Maßnahme geeignet),
- konstruktive Maßnahmen zur Entwässerung (z. B. Querkastentrassen),
- Vermeidung von Verwindungsbereichen durch die Anordnung einer negativen Querneigung bei sehr großen Radien,
- Vermeidung der entwässerungsschwachen Zone durch Anordnung einer Schrägverwindung beim Ausbau (fahrdynamisch nachteilig bei hohen Geschwindigkeiten und bau-technisch als dauerhafte Lösung aufwändig herzustellen, daher beim Neubau zu vermeiden) oder
- Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe (wenn keine andere Maßnahme möglich).

Die Wahl der konkreten Maßnahme bleibt dem Entwurfsingenieur in Abhängigkeit von den jeweiligen planerischen Randbedingungen überlassen. Die RAA weisen lediglich darauf hin, dass die Entscheidung für eine dieser Maßnahmen auf der Grundlage einer detaillierten wassertechnischen Berechnung zum Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke, Geschwindigkeit und Aquaplaninggefahr erfolgen soll.

Das ist jedoch dauerhaft nicht praktikabel und deshalb auch nicht im Sinne der Verfasser, vor allem weil die RAA kein praxisnahes, leicht anwendbares geschlossenes Berechnungsverfahren vorgeben konnten. Eine - von der Praxis gewünschte - allgemeingültige, richtliniengerecht aufgearbeitete Entscheidungshilfe fehlt bisher, so dass der Verweis auf eine Simulationsrechnung im Einzelfall nötig wurde. Dieses Problem soll mit der vorliegenden Untersuchung behoben werden.

Ziel des Forschungsvorhabens ist es daher, die in den RAA aufgezeigten entwurfstechnischen und baulich-konstruktiven Lösungen hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit vergleichend zu bewerten. Dafür sollen die Wirksamkeit, die Dauerhaftigkeit und die Herstellungs- und Erhaltungskosten der Maßnahmen sowie die vermeidbaren Unfallkosten herangezogen werden.

In der Untersuchung sind auch die in der Praxis eventuell zusätzlich angewandten Maßnahmen, die bisher durch die RAA nicht berücksichtigt werden, zu erfassen und ebenfalls zu bewerten.

Darauf aufbauend sollen Empfehlungen für die Wahl der jeweils geeigneten Lösung oder Lösungskombinationen in Abhängigkeit von den jeweiligen örtlichen Randbedingungen erarbeitet werden.

Diese Empfehlungen sollen nach Möglichkeit tabellarisch oder in Form eines Auswahldiagramms/-struktogramms sowie textlich so aufgearbeitet werden, dass sie sich als Vorschlag für eine Übernahme in die RAA bei deren Fortschreibung eignen.

Gleichzeitig soll geprüft werden, ob es sich unter Berücksichtigung der Bau- und Erhaltungskosten um wirtschaftliche Maßnahmen handelt. Dadurch entfällt die Rechtfertigung der Übernahme und Empfehlung in die RAA oder die Kostenrechtfertigung der Baulastträger bei ihrer Auswahlentscheidung.

2 Stand von Wissenschaft und Technik

2.1 Aquaplaning

Das „Merkblatt über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe“ (FGSV 1968) definiert Aquaplaning wie folgt:

„Unter Aquaplaning – wörtlich Wassergleiten – versteht man das Aufschwimmen des auf nasser Fahrbahn mit sehr hoher Geschwindigkeit rollenden Kraftfahrzeugreifens auf einen Wasserkeil infolge des Entstehens eines hydrodynamischen Drucks, der größer ist als die Flächenpressung in der Reifenaufstandsfläche.“

Der Verlust der Reibung zwischen Reifen und Fahrbahn durch Aufschwimmen des Reifens kann durch das 3-Zonen-Modell nach COUGH beschrieben werden (Bild 1).

In Zone C ist der Kontakt zwischen Reifen und Fahrbahn durchgängig gegeben. In Zone A ist der Reifen durch einen Wasserfilm vollständig von der Fahrbahn getrennt. Es sind keine Reibungskräfte vorhanden. Der Wasserfilm befindet sich vor dem Reifen. Zone B beschreibt den Übergang zwischen Zone C und A. Der Wasserfilm beginnt sich unter den Reifen zu schieben, es entsteht der sogenannte Wasserkeil. Der Kontakt zwischen Reifen und Fahrbahn ist nur teilweise vorhanden (KALENDER 1987). Der Zustand des Aquaplanings wird durch die Zone A beschrieben.

Wann der Reifen beginnt aufzuschwimmen, hängt von verschiedenen Faktoren ab (KALENDER 1987).

Dazu zählen:

- Reifenprofil (Transportvolumen des Wassers),
- Reifeninnendruck,
- Reifengeometrie (Breite bzw. Aufstandsfläche),
- Radlast,
- Fahrgeschwindigkeit,
- Fahrbahnoberfläche (Drainagevermögen),
- Wasserfilmdicke etc.

2.2 Fahrverhalten bei Nässe

SCHULTZE u. a. (1975) untersuchten den Zusammenhang zwischen Straßengriffigkeit und dem Unfallgeschehen. Dafür wurden 80 Streckenabschnitte auf Bundesfernstraßen in einem Zeitraum von ein bis zwei Jahren analysiert. Der Anteil von Unfällen bei Nässe lag dort über 50–60 %. Vor allem auf Autobahnen zeigte sich der Zusammenhang zwischen niedrigen Griffigkeitswerten, ausgedrückt durch den Gleitbeiwert, und einem sehr auffällig hohem Unfallgeschehen bei Nässe. Abschnitte mit hohen Gleitbeiwerten hatten dagegen einen Anteil an Unfällen bei Nässe zwischen 0 % und 50 %, Dieser kann als durchschnittlich eingestuft werden.

HARTZ/LÖHE (2008) untersuchten den Zusammenhang zwischen der Regenintensität und der Geschwindigkeit von frei fahrenden Fahrzeugen auf Autobahnen. Dafür werteten die Autoren die Geschwindigkeiten an neun Messquerschnitten bei unterschiedlichen Niederschlagsmengen aus.

Bild 2 zeigt, dass bei trockener Fahrbahn eine mittlere Geschwindigkeit $v_{\text{trocken}} = 156 \text{ km/h}$ gemessen werden konnte. Bei leichtem Niederschlag (0 mm/h bis 5 mm/h) reduzierte sich diese um ca. 10 %, bei mittlerem Niederschlag (5 mm/h bis 10 mm/h) um ca. 20 %. Bei schwerem Niederschlag mit mehr als 10 mm/h wählten die Fahrzeugführer im Mittel ein 25 % niedrigere Geschwindigkeit als auf trockener Fahrbahn.

Für die gleichen Querschnitte simulierten HARTZ/LÖHE (2008) mithilfe der Software PLANUS (Ziffer 2.3) die Aquaplaninggeschwindigkeiten in Abhän-

gigkeit von der Trassierung, der Oberflächenbeschaffenheit, der Reifenprofiltiefe und der Regenintensität.

Für die Simulation wurden die folgenden Eingangsparameter gewählt:

- Basisregenspende (entspricht einem Niederschlag von 10 mm/h),
- Art, der auf den Messstellen vorhandenen Befestigung (Splitt-Mastix-Asphalt, Gussasphalt, Beton),
- Reifenprofiltiefe von $t = 1,6 \text{ mm}$.

Für vier der neun Untersuchungsabschnitte lagen die real gemessenen Geschwindigkeiten des linken Fahrstreifens über den berechneten Aquaplaninggeschwindigkeiten des linken Fahrstreifens, d. h. die Gefahr des Aufschwimmens bei Nässe ist dort gegeben. Diese vier Bereiche waren Verwin-

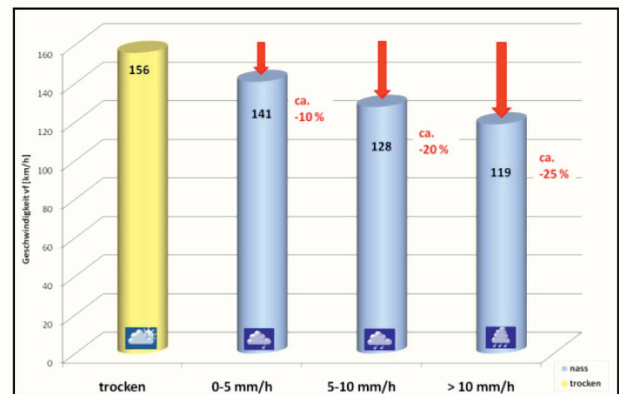


Bild 2: Mittlere Geschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Niederschlagsmenge (Hartz/Löhe 2008)

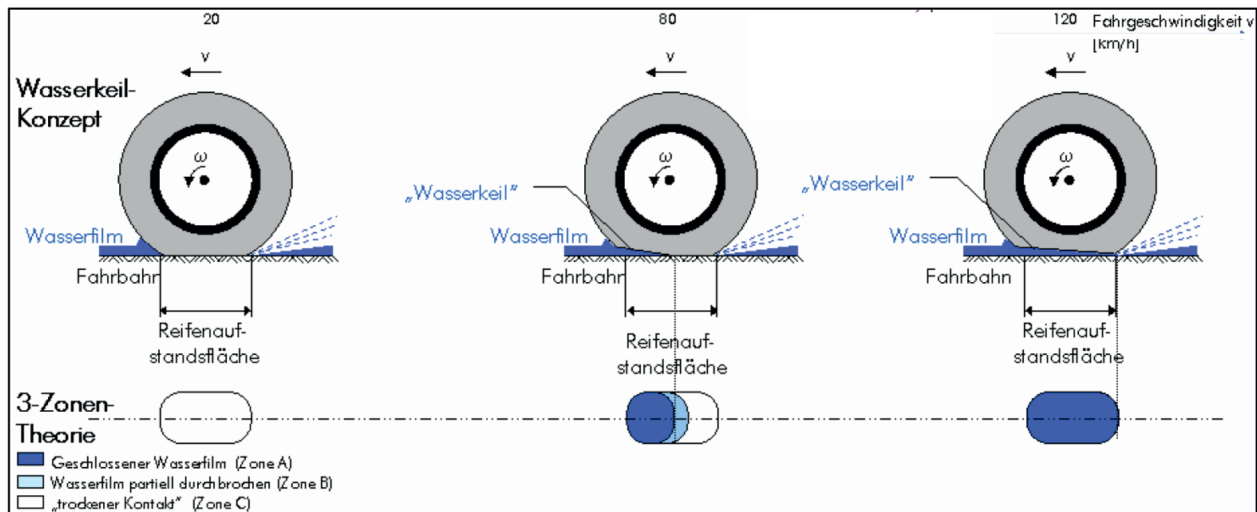


Bild 1: 3-Zonen-Modell nach COUGH (HERMANN 2008)

dungen mit Querneigungswechsel. Die nicht gefährdeten Bereiche lagen, bis auf einen, außerhalb von Verwindungen mit Nulldurchgang.

2.3 Eingangsparmeter für die Berechnung der kritischen Wasserfilmdicke

Wasserfilmdicke und Reifenprofiltiefe

HÖCKER (1971) legt die kritische Wasserfilmdicke (WFD_{krit}) in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit bei einer Reifenprofiltiefe von $t=3,5\text{ mm}$ fest (Tabelle 1). Die Wasserfilmdicke ist definiert, als die Höhe des Wassers, die sich oberhalb der Rauhsitzen des Fahrbahnbelags bildet. Sind die Rauhsitzen bedeckt, wird von einem geschlossenen Wasserfilm gesprochen.

KALENDER (1974) definiert die Wasserfilmdicke als den Wasserfilm oberhalb der Kugelhüllfläche (Bild 3). Der Erzeugerradius r_e wurde mit $r_e=0,5\text{ cm}$ festgelegt, der Korngrößen von 1 mm bis 4 mm entspricht.

Als kritische Wasserfilmdicke definiert KALENDER (1974) diejenige, bei der der verfügbare Kraftschluss kleiner ist als der fahrdynamisch erforderliche Kraftschluss (keine Angabe eines Wertes).

LAMM u.a. (1985) beziehen sich in einer Literaturrecherche neben den Annahmen von HÖCKER (1971) auch auf die von ZOEPPRITZ (1974). Dem-

V [km/h]	WFD _{krit} [mm]
100	1,6
120	1,3
130	1,0

Tab. 1: Kritische Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Geschwindigkeit bei einer Reifenprofiltiefe von $t = 3,5\text{ mm}$ (HÖCKER 1971)

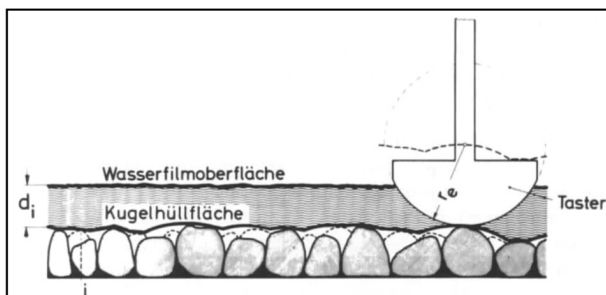


Bild 3: Definition der Wasserfilmdicke in Bezug auf die Kugelhüllfläche als untere Begrenzungsfläche des Wassers (Kalender 1974)

nach wird die kritische Wasserfilmdicke als die Wasserfilmdicke definiert, bei der die Gleitbeiwerte des „Merkblatts über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe“ unterschritten werden. Bei Berücksichtigung der Mindestprofiltiefe nach StVZO von $t=1,0\text{ mm}$ (Stand 15.11.1974) wird diese bei einer Geschwindigkeit $V = 100\text{ km/h}$ auf $1,5 \leq WFD_{krit} \leq 2,0\text{ mm}$ geschätzt.

Auf Grundlage ihrer Literaturanalyse und der Gleitbeiwerte des „Merkblatts über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe“ schätzen LAMM u. a. (1985) die kritische Wasserfilmdicke auf $1,5 \leq WFD_{krit} \leq 2,0\text{ mm}$ bei einer Geschwindigkeit von $V = 80\text{ km/h}$.

KALENDER 1987 untersucht die Aquaplaninggeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Wasserfilmdicke und der Reifenprofiltiefe auf drei verschiedenen Oberflächen, einer geschlossenen Oberfläche I (BAB A15), einer offenen Oberfläche II (BAB A 7) und einer Oberfläche III (Versuchsfläche), welche ebenfalls geschlossen ist. Die Wasserfilmdicken variieren dabei zwischen $2\text{ mm} \leq WFD \leq 10\text{ mm}$. Als Versuchsreifen werden neue und gebrauchte Reifen verwendet. Diese weisen Profiltiefen zwischen $1,5\text{ mm} \leq t \leq 8\text{ mm}$ auf (Bild 4).

Ein direkter Vergleich von neuen und gebrauchten Reifen ist nur für die Oberfläche III möglich. Dort liegen die Aquaplaninggeschwindigkeiten von neuen Reifen bei Wasserfilmdicken von 3–5 mm ca. 40 km/h über denen der gebrauchten Reifen. Mit

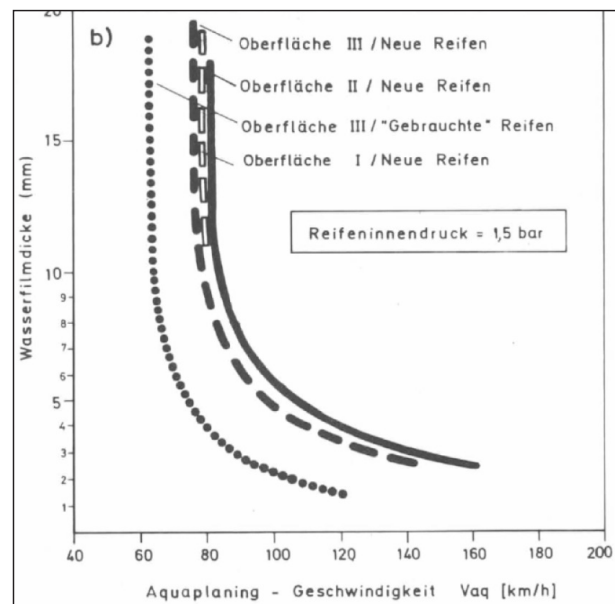


Bild 4: Aquaplaninggeschwindigkeiten in Abhängigkeit von Oberflächenart und der Wasserfilmdicke

zunehmender Wasserfilmdicke nimmt die Differenz jedoch ab. Bei den Oberflächen I und II liegen nur Einzelwerte vor, die keinen zuverlässigen Vergleich der Reifenarten zulassen.

Der Vergleich der Versuchsoberflächen zeigt, dass auf dem offenen Belag (Oberfläche II) die höchsten Aquaplaninggeschwindigkeiten zu verzeichnen sind.

TRAPP (2001) nimmt in seinen Hinweisen für den Einbau von Querkastentrassen in Verwindungsbereichen breiter Richtungsfahrbahnen an, dass Wasserfilmdicken über 2,0 mm kritisch sind.

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) gehen bei der Berechnung von Aquaplaninggeschwindigkeiten für unterschiedliche Verwindungsarten von der kritischen Wasserfilmdicke nach RAA von $WFD_{krit} = 2 \text{ mm}$ aus.

Regenspende

Nach den „Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil Entwässerung“ (RAS-Ew 2005) sind für die Dimensionierung einer Entwässerungsanlage (Abläufe und Rohrleitungen) von Straßen die Straßengeometrie sowie der örtlich zu erwartende Niederschlag zu berücksichtigen. Dafür wird die Regenspende r [$l/(s \times ha)$] in Verbindung mit der Regenhäufigkeit n und der Regendauer D [min] durch den Deutschen Wetterdienst ausgewertet. Bei den sogenannten koordinierten Starkniederschlagsregionalisierungsanalysen (KOSTRA) werden deutschlandweit die örtlich bezogenen Häufigkeiten von Starkniederschlagshöhen ermittelt und in den KOSTRA-Tabellen zusammengefasst (DWD 2005).

Für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen wird von einer Häufigkeit von $n=0,1$ bis 1,0 ausgegangen, d. h. von Regenereignissen, die einmal in zehn Jahren bis zu einmal in einem Jahr auftreten.

Die in den folgenden Abschnitten ausgewertete Literatur enthält Berechnungen und Simulationen aus verschiedenen Forschungsvorhaben, die größtenteils nicht ortsbezogen waren, sondern für den Vergleich verschiedener Entwässerungslösungen durchgeführt wurden. Dafür wurden jeweils einheitliche Regenspenden bzw. Regenintensitäten festgelegt.

HÖCKER (1971) legt den Berechnungsregen auf eine Regenspende von $r=100 l/(s \times ha)$ (Regenintensität $I=0,6 \text{ mm/min}$) fest. Er bezeichnet dies

jedoch als vorläufigen Wert, der weiterer Untersuchungen bedarf.

KALENDER (1974) folgert aus seiner Untersuchung, dass für die Berechnung der Oberflächenentwässerung eine Regenintensität festzulegen ist. Dabei empfiehlt er die hohen, aber selten auftretenden Regenereignisse nicht zu berücksichtigen. Er hält den Regen als Berechnungsgrundlage für zweckmäßig, der in einem Gebiet in 95 % aller Regenfälle unterschritten wird.

KLEIN u. a. (1978) untersuchen den Einfluss der Abflussmenge pro Sekunde auf die Wasserfilmdicke. Dafür nutzen sie drei verschiedene Regenintensitäten: $I = 0,25 \text{ mm/min}$, $I = 0,75 \text{ mm/min}$ und $I = 2,00 \text{ mm/min}$. Das entspricht jeweils den Regenspenden von $r \approx 41,68 l/(s \times ha)$, $r \approx 125,03 l/(s \times ha)$ und $r \approx 333,4 l/(s \times ha)$. Um die Entwässerungseigenschaften von Verwindungen zu berechnen, verwenden die Autoren Regenintensitäten von $I = 0,50 \text{ mm/min}$ ($r \approx 83,35 l/(s \times ha)$) und $I = 1,00 \text{ mm/min}$ ($r \approx 166,7 l/(s \times ha)$).

HIERSCHKE u. a. (1988) nutzen für ihre Berechnungen der Wasserfilmdicken in Verwindungen zwei verschiedenen Regenintensitäten: $I = 0,33 \text{ mm/min}$ und $I = 0,66 \text{ mm/min}$. Das entspricht Regenspenden von $r \approx 55,01 l/(s \times ha)$ und $r \approx 110,02 l/(s \times ha)$.

HOFER (1989) berechnet die Wasserfilmdicken bei einer Regenspende von $r = 125 l/(s \times ha)$.

Bei TRAPP (2001) und TRAPP (2002) werden den Berechnungen die Regenspende von $r = 120 l/(s \times ha)$ zugrunde gelegt. Dies ist das Regenereignis, das in Brandenburg einmal im Jahr auftritt.

HERMANN (2008) entwickelt das Programm PLANUS. Damit können der Wasserabfluss und das Aquaplaningverhalten von Fahrbahnoberflächen simuliert werden. Dazu werden anhand der Fahrbahngeometrie Falllinien berechnet, die zur Abschätzung der Wasserfilmdicke genutzt werden. Im Programm sind die Regenhäufigkeiten nach Tabelle 2 hinterlegt.

RESSEL (2008) verwendet für die entwässerungstechnischen Simulationen ein Regenspende $r_{15;(n=1)} = 200 l/(s \times ha)$, welche für Deutschland einen überdurchschnittlich hohen Wert darstellt. Für die Regenhäufigkeit wird eine Häufigkeit von $n = 0,2$ angesetzt, die ein fünfjähriges Regenereignis be-

schreibt. Daraus ergibt sich eine Regenintensität von $i = 0,46 \text{ mm/min}$.

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) gehen bei den Simulationen mit PLANUS von einer Regenintensität $i = 0,7 \text{ mm}$ aus. Dies entspricht dem Normregen, der einmal jährlich für eine Dauer von 15 min auftritt.

Regen-häufigkeit $n[a^{-1}]$	Regenspende $r [l/(s \times ha)]$	Regen-intensität $i [\text{mm}/\text{min}]$	Klassifizierung der Regenart
0,2	224,29	1,346	schwerer Regenguss
1	125,70	0,745	schwerer Regenguss
5	59,7	0,359	starker Regen
10	38,60	0,125	mittlerer Regen

Tab. 2: Bemessungs-Regenereignisse für die Modellrechnungen mit PLANUS (HERMANN 2008)

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013) verwenden in den entwässerungstechnischen Simulationen die Regenspende $\Gamma_{(T=15, n=1)} = 120l/(s \times ha)$. Das entspricht einer Regenintensität $i = 0,72 \text{ mm/min}$.

2.4 Untersuchungen zur Straßenflächenentwässerung

Nach SCHULZE (1970) hat die Grobrauheit der Oberfläche einer Straße Einfluss auf das Drainagevermögen. Im Zusammenspiel mit dem Reifenprofil ist sie für die Verdrängung des Wassers aus der Kontaktfläche des Reifens verantwortlich. Der Schärfegrad der Feinrauheit beeinflusst den zurückbleibenden Wasserfilm nach dem Verdrängen des Wassers. Dieser wiederum bestimmt die nutzbare Reibung beim Befahren der Fahrbahn.

HÖCKER (1971) untersucht die Einflussfaktoren auf die Oberflächenentwässerung von Fahrbahnen mit dem Ziel, Beurteilungskriterien für den Straßenentwurf festzulegen.

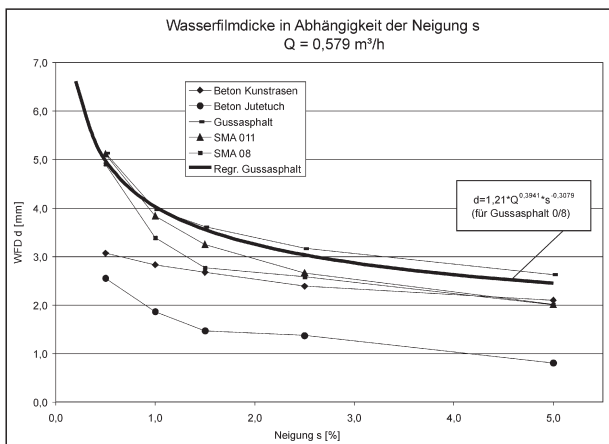


Bild 5: Zusammenhang zwischen der Wasserfilmdicke und der Neigung s (RESSEL 2008)

Zur Beurteilung der Entwässerungseigenschaften empfiehlt er die Wasserfilmdicke (Ziffer 2.3). Ein

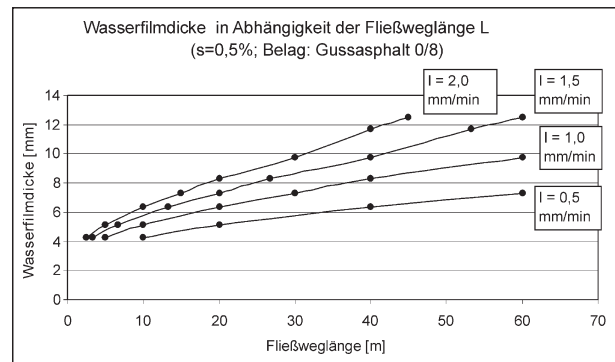


Bild 6: Zusammenhang zwischen der Wasserfilmdicke und der Fließweglänge (RESSEL 2008)

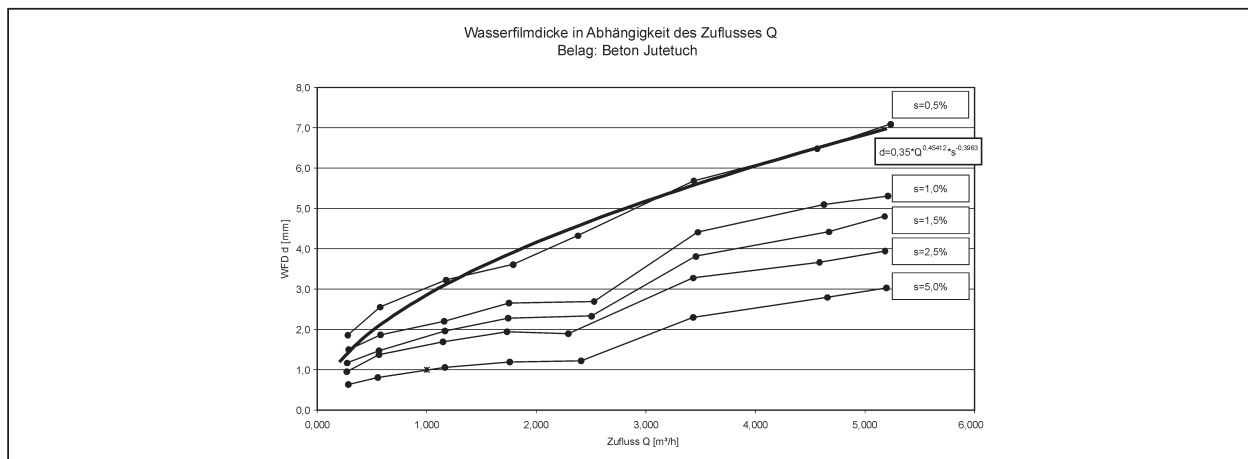


Bild 7: Zusammenhang zwischen der Wasserfilmdicke und dem Zufluss (RESSEL 2008)

weiteres Kriterium ist das Wasserrückhaltevermögen [g/dm²], das durch die Menge des auf der Fahrbahn befindlichen Wassers bestimmt wird.

Beide Kriterien hängen wiederum ab von:

- der Regenstärke,
- der Fahrbahnbreite,
- der Längs- und Querneigung sowie
- der Oberflächenrauheit und -ebenheit.

Ein verminderter Wasserabflusses aufgrund einer geringen Längsneigung wird bei $0\% \leq s < 1,5$ bis $3,0\%$ gesehen, abhängig von der Oberflächenrauheit, der Befestigung und der Wassermenge.

Nach KALENDER (1974) und KLEIN u. a. (1978) ist durch die Erhöhung der Längsneigung bis zu $s=2,5\%$ eine Abnahme der Wasserfilmdicke auf der Oberfläche die Folge. Eine weitere Erhöhung der Neigung auf $s=3,0\%$ fördert den Abfluss jedoch nur noch geringfügig.

Laut RESSEL (2008) nimmt die Wasserfilmdicke mit zunehmender Längsneigung hyperbolisch ab (Bild 5). Die Erhöhung der Neigung hat also nur in den kleinen Neigungsbereichen einen bedeutenden Einfluss. Mit zunehmender Neigung nimmt die Wasserfilmdicke weniger ab.

In Abhängigkeit von der Regenintensität und der Länge des Abflussweges nimmt die Wasserfilmdicke degressiv zu (Bild 6 und Bild 7). (KALENDER 1974, KLEIN u. a. 1978, RESSEL 2008).

Der Einfluss der Oberflächentextur hängt von der vorhandenen Wassermenge ab. Bei geringeren

Wassermengen ist eine raue Textur vorteilhafter (KALENDER 1974).

Nach KLEIN u. a. (1978) und RESSEL (2008) nimmt mit zunehmender Rauheit die Wasserfilmdicke zu (Wasserzufluss und Neigung konstant). Begründet wird das mit dem höheren Widerstand, der bei rauer Textur dem Fließen entgegenwirkt.

2.5 Verwindungsbereiche

2.5.1 Stand des Regelwerks

Deutschland

Nach den RAS-L (FGSV 1995) und den RAA (FGSV 2008) beträgt die Mindestquerneigung auf allen Straßen $\min q = 2,5\%$. Richtungsfahrbahnen sind mit einer einseitigen Querneigung ausgestattet.

In Kurven ist die Querneigung im Regelfall zur Kurveninnenseite geneigt. Die Änderung der Querneigung bei gegensinnig gerichteten Kurven findet im Verwindungsbereich mit Nulldurchgang statt, der im Übergangsbogen angeordnet wird. Ist kein Übergangsbogen vorhanden, wird die Verwindung zu gleichen Teilen auf die Gerade und den Kreisbogen aufgeteilt. Die Verwindung der Seitenstreifen wird ebenfalls im Übergangsbogen vollzogen.

Bei Verwindung der Fahrbahn werden die Fahrbahn­ränder angerammt. Durch Drehung der Fahrbahn­fläche um die Drehachse ändert sich die Richtung der Querneigung. Bei zweibahnigen Straßen befindet sich die Drehsachse in der Regel in Fahrbahnmitte, in Ausnahmefällen aber auch an den inneren Fahrbahn­rändern bzw. im Mittelstreifen (Bild 8).

Die Anrampungsneigung Δs wird als die Differenz der Längsneigung des Fahrbahnrandes und der Drehachse definiert (Gl. 1).

$$\Delta s = \frac{q_e - q_a}{L_v} \times a \quad (\text{Gl. 1})$$

Δs [%] Anrampungsneigung

q_e [%] Querneigung der Fahrbahn am Ende der Verziegungsstrecke

q_a [%] Querneigung der Fahrbahn am Anfang der Verziegungsstrecke

L_v [m] Länge der Verwindungsstrecke

a [m] Abstand des Fahrbahnrandes von der Drehachse (inkl. Seitenstreifen)

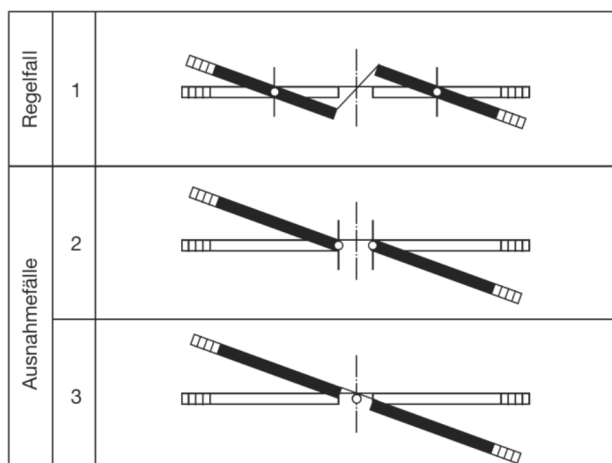


Bild 8: Drehachsen bei Verwindungsstrecken (FGSV 2008)

Aus Gleichung 2 ergibt sich die Mindestlänge der Verwindung.

$$\min L_V = \frac{q_e - q_a}{\max \Delta s} \quad (\text{Gl. 2})$$

- min L_V [m] Mindestlänge der Verwindungsstrecke
- q_e [%] Querneigung der Fahrbahn am Ende der Verziegungsstrecke
- q_a [%] Querneigung der Fahrbahn am Anfang der Verziegungsstrecke
- max Δs [%] Anrampungshöchstneigung

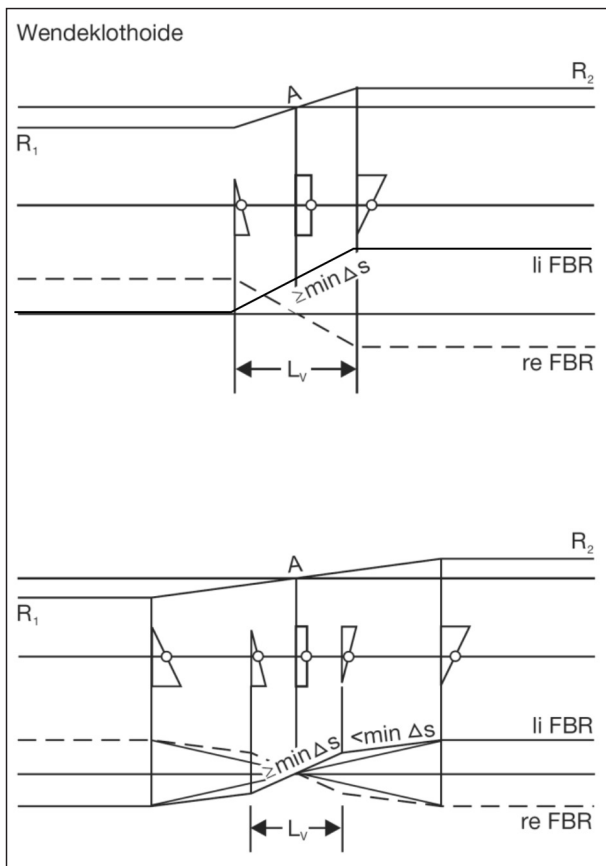


Bild 9: Verwindung und geteilte Verwindung nach RAA (FGSV 2008)

RAS – L 1995	RAA 2008	min Δs	max Δs [%] bei	
			a < 4,00 m	a ≥ 4,00 m
V_e [km/h]	EKA	0,10 × a (≤ max Δs)		
80...90	EKA 3		0,25 × a	0,9
100...120	EKA 1 EKA 2		0,225 × a	1,0

Tab. 3: Grenzwerte der Anrampungshöhe (FGSV 1995, FGSV 2008)

Zur Gewährleistung der ausreichenden Entwässerung der Fahrbahn wird im Bereich $-2,5 \% \leq q \leq 2,5 \%$ eine Anrampungshöhe min Δs vorgegeben (Tabelle 3). Wird diese unterschritten, ist eine geteilte Verwindung anzuordnen (Bild 9). Dafür wird im Bereich zwischen $2,5 \% \leq q \leq 2,5 \%$ die Anrampungshöhe gewählt, auf der übrigen Strecke des Übergangsbogens wird die restliche Querneigung durch Anrampen der Fahrbahnränder hergestellt.

Nach den RAA (FGSV 2008) soll für die Sicherstellung einer ausreichenden Entwässerung zudem die Differenz zwischen Längsneigung und Anrampungshöhe 0,2 % betragen. Die Längsneigung der Fahrbahnmitte und des flacheren Fahrbahnrandes sollen mindestens:

- $s_{\text{Fahrbahnmitte}} \geq 1,0 \%$ (Ausnahme 0,7 %)
- $s_{\text{Fahrbahnrand}} \geq 0,5 \%$ (Ausnahme 0,2 %)

betragen.

Im zuständigen Arbeitsausschuss der FGSV AA 2.1 ist für die Überarbeitung der RAA vorgesehen, diese Angabe wie folgt zu ändern:

- $s_{\text{Fahrbahnmitte}} \geq 1,0 \%$ (Ausnahme 0,7 %) und
- $s_{\text{Rand der befestigten Fläche}} \geq 0,5 \%$.

Grund für die Änderung ist die geforderte Mindestschrägheit nach RAS-Ew von $p = 0,5 \%$. Diese lässt sich bei $q = 0,0 \%$ und $s = 0,2 \%$ nicht erreichen.

Kann die Längsneigung nicht gewährleistet werden, besteht die Möglichkeit, den Querneigungsnulldurchgang gegenüber dem Klothoidenwendepunkt um die Länge $L = 0,1 \times A$ zu verschieben.

Österreich

Nach den „Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau“ (RVS 3.23 1997) beträgt die Mindestquerneigung für die gesamte Fahrbahn $q = 2,5 \%$. Diese wird auf Richtungsfahrbahnen mit einer Einseitquerneigung hergestellt. In Kurven wird die Fahrbahn in der Regel zur Innenseite geneigt.

Die Verwindung findet im Übergangsbogen statt. Zur Vermeidung von abflussschwachen Zonen ist bei Verwindungen mit Nulldurchgang im Bereich

von $-2,5\% \leq q \leq 2,5\%$ die minimale Anrampungsneigung nach Gleichung 3 zu beachten.

$$\min \Delta s = 0,1 \times a \quad (\text{Gl. 3})$$

min Δs [%] Mindestanrampungsneigung
 a [m] Abstand des Fahrbahnrandes von der Drehachse

Wird diese unterschritten, ist eine geteilte Verwindung anzuordnen. Im Bereich von $-2,5\% \leq q \leq 2,5\%$ ist dann die minimale Anrampungsneigung anzuwenden. Die übrige Verwindung wird auf der restlichen Länge des Übergangsbogens hergestellt.

Beide Formen der Verwindung sind in Bild 10 dargestellt.

Um eine gleichgerichtete Längsneigung von $\geq 0,3\%$ im Querneigungsbereich von $-2,5\% \leq q \leq 2,5\%$ einzuhalten, ist es möglich, den Nulldurchgangspunkt

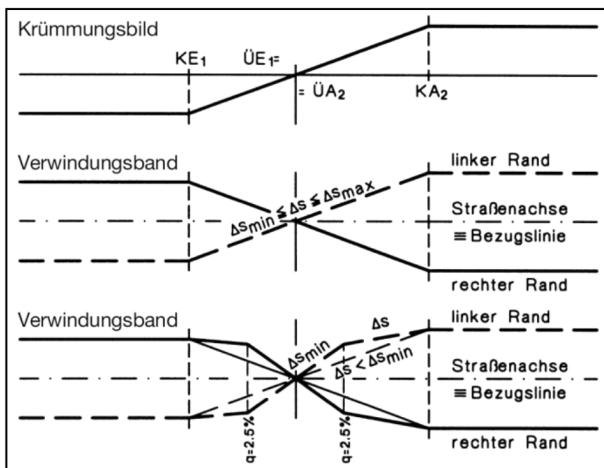


Bild 10: Verwindung und geteilte Verwindung nach RVS 3.23 (FSV 1997)

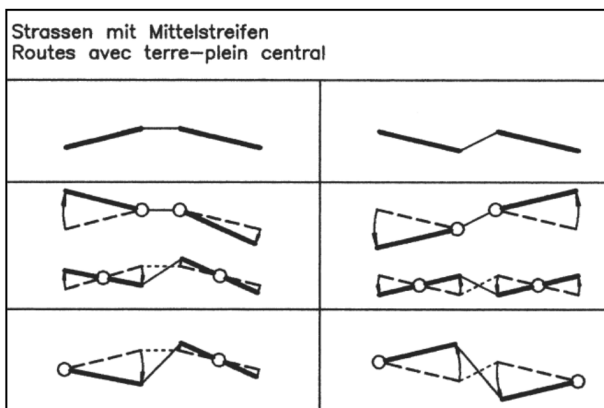


Bild 11: Lage der Drehachsen in Verwindungsbereichen bei zweibahnigen Straßen nach Schweizer Norm (VSS 1995)

zu verschieben. Dies kann bis zu der Stelle geschehen, an der der Krümmungsradius der Klothoide $A = 2.000$ m annimmt (FSV 1997).

Schweiz

Nach der Schweizer Norm 640 120 – Linienführung: Quergefälle in Geraden und Kurven, Quergefallsänderungen (VSS 1995) beträgt die Querneigung auf gerader Strecke $q = 3,0\%$ bzw. $q = 2,5\%$. Allerdings sind $2,5\%$ nur auf Straßen außerhalb besiedelter Gebiete zulässig, die ein zweiseitiges Quergefälle aufweisen (Autobahnen). In Kurven ist die Querneigung zur Kurveninnenseite gerichtet.

Zur Änderung der Querneigung kann die Drehachse in Verwindungsstrecken auf zweibahnigen Straßen die Positionen nach Bild 11 einnehmen.

Dabei ist die sekundäre Längsneigung Δi von Bedeutung. Diese ist gleichzusetzen mit der Anrampungsneigung Δs in Deutschland. Für eine ausreichende Entwässerung ist bei Verwindungen mit entgegengesetztem Quergefälle im Bereich von $-3,0\% \leq q \leq 3,0\%$ ein Mindestwert der sekundären Längsneigung einzuhalten, die von dem Abstand des Fahrbahnrandes zur Drehachse abhängt (Gl. 4).

$$\Delta i_{\min} = 0,1 \times a \quad (\text{Gl. 4})$$

Δi_{\min} [%] minimale sekundäre Längsneigung
 a [m] Abstand des Fahrbahnrandes von der Drehachse

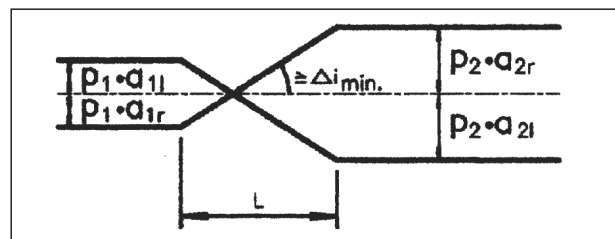


Bild 12: Gleichmäßige Quergefallsänderung nach Schweizer Norm (VSS 1995)

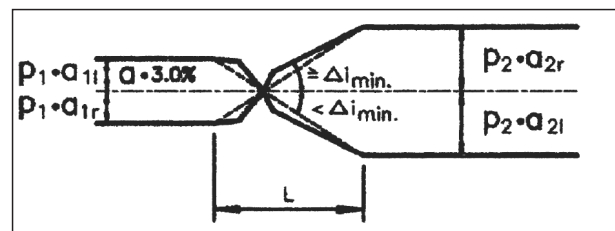


Bild 13: Gestaffelte Quergefallsänderung nach Schweizer Norm (VSS 1995)

Aus fahrdynamische Gründen wird die sekundäre Längsneigung auf Hochleistungsstraßen (Straßentyp mit der höchsten Ausbaustufe) auf einen Maximalwert von $\Delta i_{\max} = 1,0\%$ begrenzt.

Die Verwindung wird innerhalb des Übergangsbogens durchgeführt. Beim Übergang von entgegengesetzten Quergefällen kommt normalerweise eine gleichmäßige Quergefällsänderung zum Einsatz (Bild 12). Ist jedoch $\Delta i < \Delta i_{\min}$, wird eine geteilte Verwindung (Bild 13) bzw. eine Schrägverwindung angewandt (Ziffer 2.6.1).

Niederlande

Nach dem „Handboek Wegontwerp – Stroomwegen“ (CROW 2002) beträgt die Mindestquerneigung in den Niederlanden $q = 2,5\%$. Bei Anwendung offener Deckschichten reicht $q = 2,0\%$ aus. In Kurven ist die Querneigung in der Regel zur Kurveninnenseite gerichtet.

Die Querneigungsänderung von zwei entgegen gerichteten Kreisbögen wird im Übergangsbogen durch eine Verwindung vollzogen. Dabei sind die minimale und die maximale Anrampungsneigung nach Tabelle 4 einzuhalten. Die minimale Anrampungsneigung ist für eine ausreichende Entwässerung sicherzustellen. Die maximale Anrampungsneigung ist aus fahrdynamischen Gründen einzuhalten. Beide Werte sind hängen von der Designgeschwindigkeit V_0 ab.

Anhand dieser Werte ergeben sich die minimale und die maximale Verwindungslänge nach Gleichung 5 und Gleichung 6.

$$\min L_v = 2 \times \frac{i_e - i_b}{\max \Delta s} \times a \quad (\text{Gl. 5})$$

$$\max L_v = 2 \times \frac{i_e - i_b}{\min \Delta s} \times B \quad (\text{Gl. 6})$$

$\min L_v$	[m]	Mindestlänge der Verwindungsstrecke
$\max L_v$	[m]	Maximallänge der Verwindungsstrecke
$i_e - i_b$	[%]	Querneigungsänderung
$\max \Delta s$	[%]	Anrampungshöchstneigung
$\min \Delta s$	[%]	Mindestanrampungsneigung
a	[m]	Abstand des Fahrbahnrandes von Drehachse
B	[m]	Fahrbahnbreite

V_0 [km/h]	50	60	70	80	90
min Δs (%)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
max Δs (%)	3,00	2,75	2,50	2,25	2,00

Tab. 4: Minimale und maximale Anrampungsneigung nach dem niederländischen Regelwerk (CROW 2002)

USA

In den USA ist eine Mindestquerneigung von $q = 2,0\%$ einzuhalten. Beim Querneigungswechsel auf zweibahnigen Straßen hängt die Lage der Drehachse von der Breite des Mittelstreifens ab:

- Ist die Breite des Mittelstreifens $B \leq 20$ m, sollte die Drehachse in der Mitte des Mittelstreifens liegen.
- Ist die vorhandene Breite des Mittelstreifens $B \geq 20$ m, die eigentliche Mittelstreifenbreite jedoch $B \leq 20$ m, sollte die Drehachse in der Mitte des Mittelstreifens liegen, außer wenn die resultierende anfängliche mittlere Steigung größer als 1:10 ist. Dann sollte die Drehachse an den inneren Fahrstreifenrändern liegen.
- Wenn die Mittelstreifenbreite $B \geq 20$ m ist, sollte die Drehachse an den inneren Fahrstreifenrändern liegen.

Der Querneigungsübergang soll nach Bild 14 gestaltet werden. Dadurch werden die Anforderungen der Verkehrssicherheit und der Fahrdynamik gewährleistet. Die Länge des Querneigungswechsels hängt von der herzustellenden Querneigung ab und ergibt sich nach Gleichung 7.

$$L_v = 750 \times e \times a \quad (\text{Gl. 7})$$

L_v	[m]	Länge Verwindungsstrecke
e	[m/m]	Querneigung
a	[m]	Abstand von der Drehachse zum äußeren Fahrbahnrand

Die Mindestlänge der Verwindung beträgt $\min L_v = 45$ m und die Maximallänge ist $\max L_v = 153$ m. Dabei sollten zwei Drittel der Querneigungsänderung auf der Geraden und ein Drittel in der Kurve vollzogen werden.

Bild 14 und Bild 15 zeigen die einzelnen Phasen des Querneigungsüberganges. Als erstes wird die

Neigung des Banketts der Fahrbahn angepasst. Innerhalb des sogenannten „Crown Runoffs“ wird die Querneigung von $q = 2\%$ zur Kurvenaußenseite auf $q = 0\%$ Querneigung geändert (Schritt 2 zu 3). Auf den ersten zwei Dritteln des „Superelevation Runoff“ wird die Neigung von 2% zur Kurveninnenseite hergestellt (Schritt 3 zu 4). Auf dem verbleibenden letzten Drittel wird dann die Querneigung an den fahrdynamisch geforderten Wert zum Durchfahren der Kurve angepasst.

2.5.2 Stand von Wissenschaft und Technik

In den folgenden Abschnitten sind Abbildungen enthalten, die Verteilungen von Wasserfilmdicken in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingun-

gen zeigen. Bild 16 enthält das entsprechende Farbschema als zugehörige Legende

Einfluss der Fahrbahngeometrie auf die Entwässerung

Der Einfluss der Fahrbahngeometrie auf das Entwässerungsverhalten wurde bereits mehrfach untersucht. Hier sollen vor allem die Ergebnisse zur Anrampungsneigung, zur Fahrbahnbreite und zur Verwindungsart diskutiert werden. Die Erfahrungen bei Erhöhung der Längsneigung sind unter Ziffer 2.9 beschrieben.

HOFER (1989) berechnete u. a. das Entwässerungsverhalten einer Verwindung mit einer Fahr-

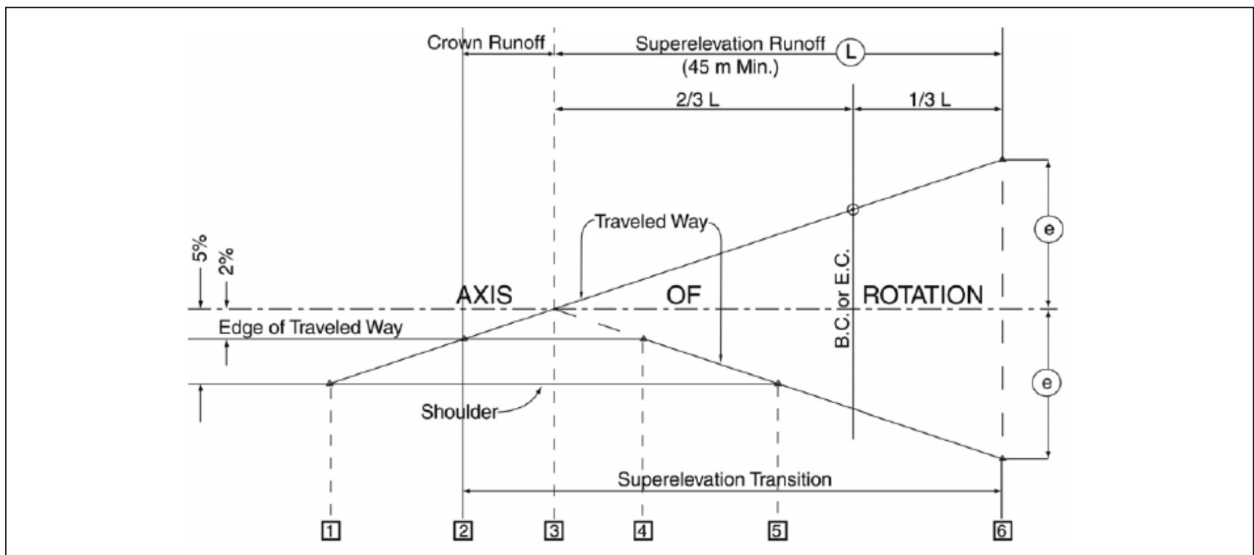


Bild 14: Querneigungsübergang nach HDM (2001)

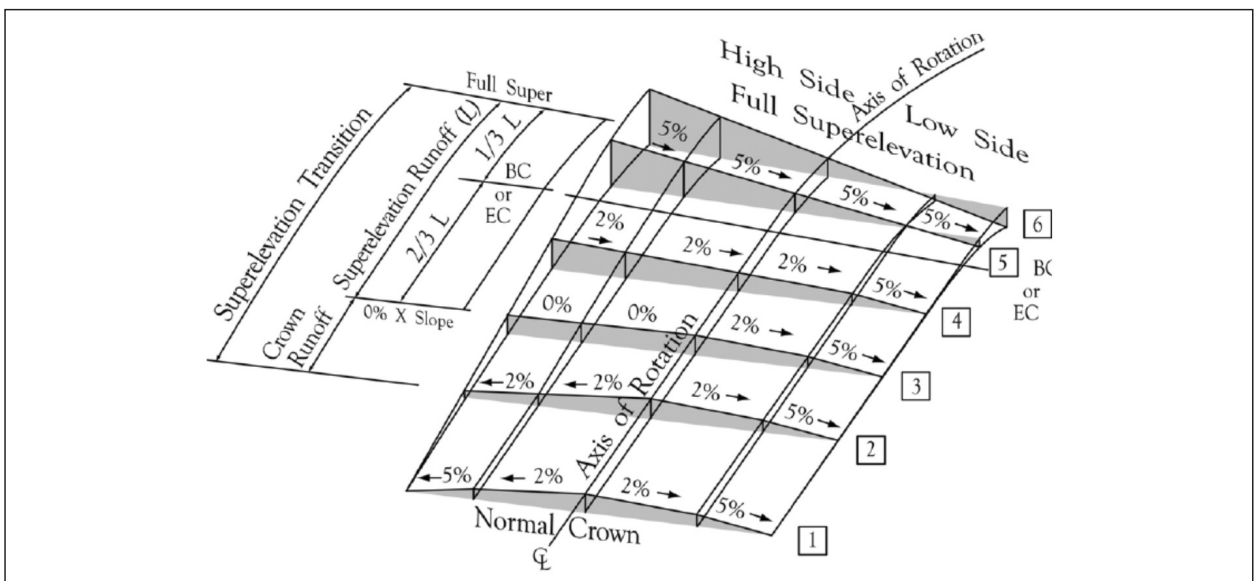


Bild 15: Elemente des Querneigungsübergangs nach HDM (2001)

Wasserfilmdicken			Differenz der Wasserfilmdicken (vorher – nachher)		
Farbe	von [mm]	bis [mm]	Farbe	von [mm]	bis [mm]
0	0,00	0,49	0	-99,00	-5,01
1	0,50	0,99	1	-5,00	-3,01
2	1,00	1,29	2	-3,00	-1,01
3	1,30	1,49	3	-1,00	-0,51
4	1,50	1,99	4	-0,50	-0,02
5	2,00	2,49	5	-0,01	0,01
6	2,50	2,99	6	0,02	0,49
7	3,00	4,99	7	0,50	0,99
8	5,00	9,99	8	1,00	2,99
9	10,00	14,99	9	3,00	4,99
10	15,00	99,00	10	5,00	99,00

Bild 16: Legende für Wasserfilmdicken und die Differenzen von Wasserfilmdicken (HERMANN 2008)

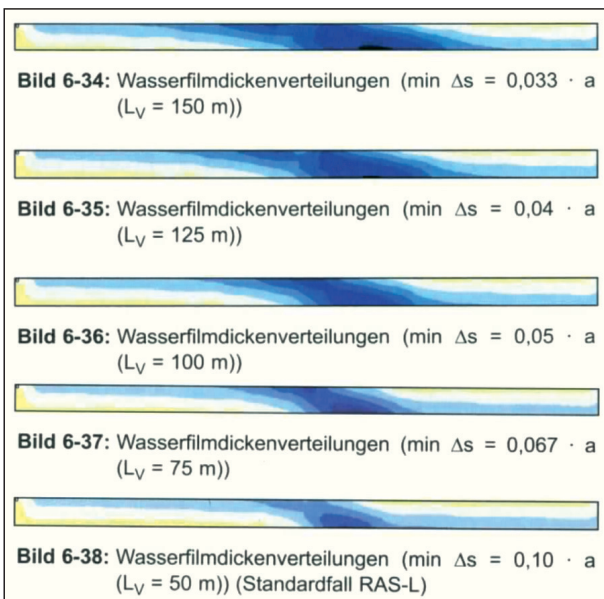


Bild 17: Wasserfilmdickenverteilung bei variierender Länge der Verwindung (RESSEL 2008)

bahnbreite von $B = 15,25\text{m}$ in Abhängigkeit von der Anrampungsneigung. Durch die Erhöhung der Anrampungsneigung von $\Delta s = 0,5\%$ auf $\Delta s = 0,8\%$ wird die Verwindungslänge reduziert. Dadurch verringerte sich die Länge der Fläche mit einer Wasserfilmdicke $WFD > 1,3\text{mm}$ auf die Hälfte (von 43m auf 21m).

Die entwässerungstechnischen Simulationen in Verwindungsbereichen von RESSEL (2008) zeigten, dass mit steigender Anrampungsneigung die Wasserfilmdicke abnimmt, d. h. die Verkürzung des Verwindungsbereichs wirkt sich positiv auf die Entwässerung aus (Bild 17). Die Änderung der Mindest-

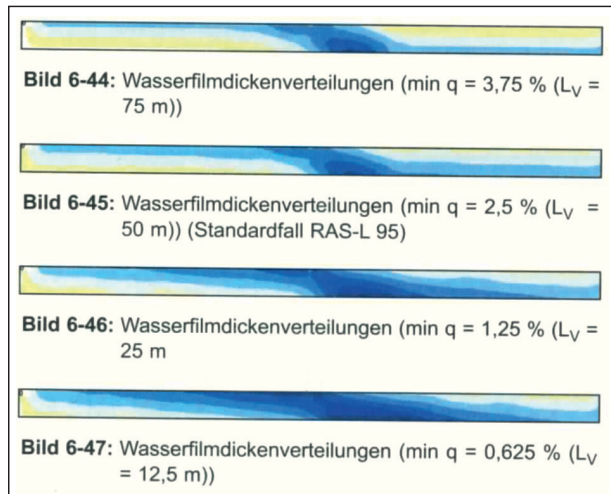


Bild 18: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Querneigung (RESSEL 2008)

querneigung unter $2,5\%$ erzeugte deutlich höhere Wasserfilmdicken (Bild 18).

Weiterhin stellt RESSEL (2008) fest, dass sich mit zunehmender Fahrbahnbreite auch die Fließwege verlängern und es so zu höheren Wasserfilmdicken kommt (Bild 19).

Nach HERMANN (2008) hat die geteilte Verwindung gegenüber einer Standardverwindung eine vergleichsweise hohe Entwässerungswirkung. Dafür wurde die geteilte Verwindung mit $\min \Delta s = 0,1 \times a$ (Länge des zentralen Verwindungsbereichs $L_V = 50\text{m}$) und $\min \Delta s = 0,2 \times a$ (Länge des zentralen Verwindungsbereichs $L_V = 25\text{m}$) untersucht. Eine deutliche Abnahme der Wasserfilmdicken mit steigender Anrampungsneigung ist in Bild 20 zu erkennen.

Für die entwässerungstechnischen Simulationen variierten LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) die Anrampungsneigung, um daraus Schlussfolgerungen auf das Entwässerungsverhalten von Verwindungsbereichen zu ziehen. Für den RQ 36 mit einer Breite der befestigten Fläche von $B = 14,50\text{m}$ ergaben sich die Wasserfilmdicken nach Bild 21. Daraus ist ersichtlich, dass mit steigender Anrampungsneigung und somit kürzerem Verwindungsbereich von $-2,5\% \leq q \leq 2,5\%$ die Wasserfilmdicken abnehmen. Jedoch verbleiben auch bei Anwendung der maximalen Anrampungsneigung Wasserfilmdicken über 2mm .

Unfallgeschehen

Die Unfalluntersuchung von RESSEL (2008) ergab, dass in Verwindungsbereichen ein höheres Unfall-

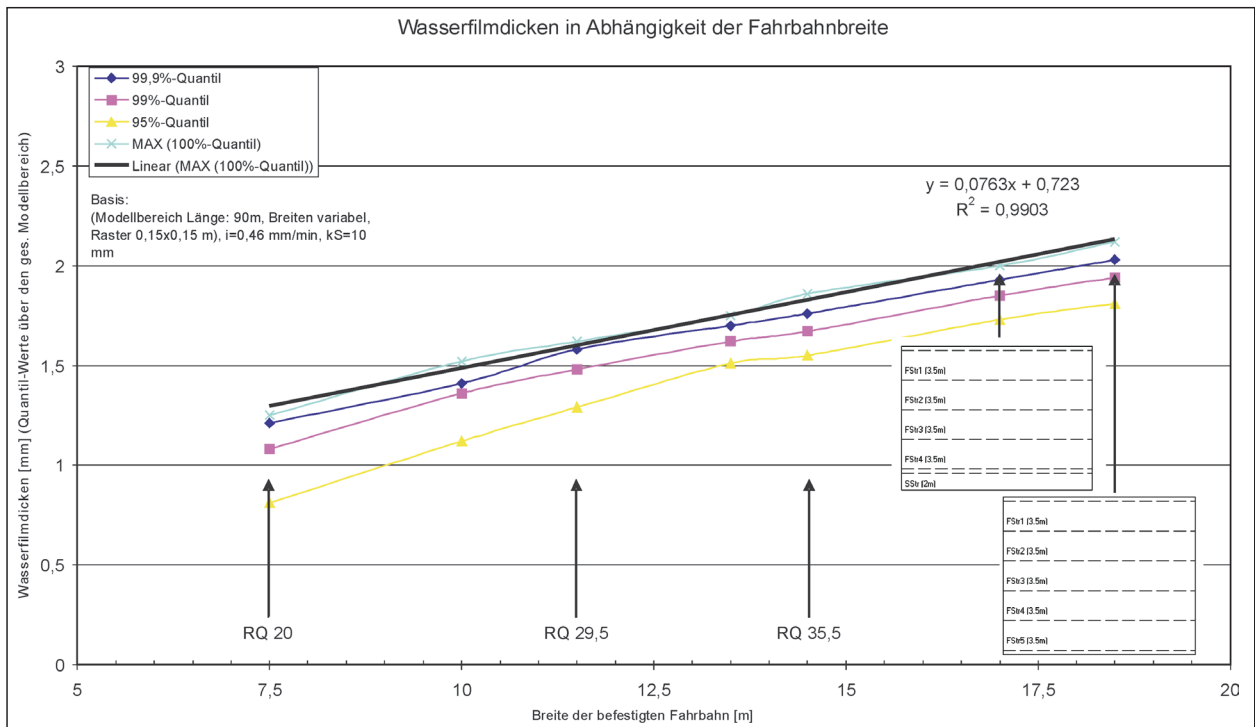


Bild 19: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite (RESSEL 2008)

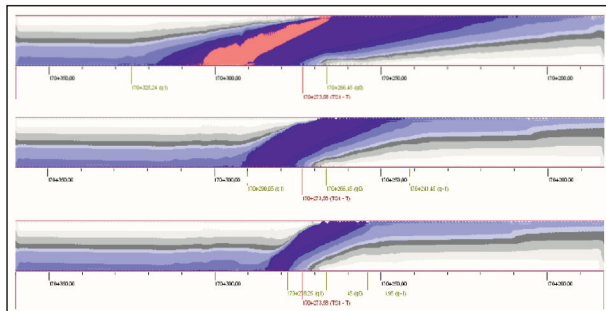


Bild 20: Wasserfilmdicken einer Standardverwindung und einer geteilten Verwindung mit $\Delta s = 0,1 \times a$ und $\Delta s = 0,2 \times a$ (HERMANN 2008)

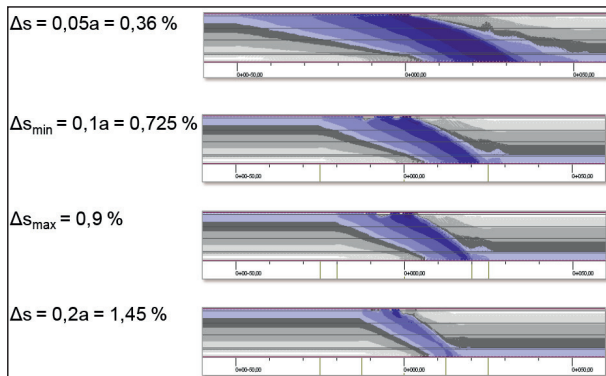


Bild 21: Wasserfilmdickenverteilung in Abhängigkeit von der Anrampungsneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011 – unveröffentlicht)

risiko herrscht als auf Vergleichsabschnitten. Vor allem bei nasser/feuchter Fahrbahn ist das Unfallgeschehen höher. In Verwindungen ist das Unfall-

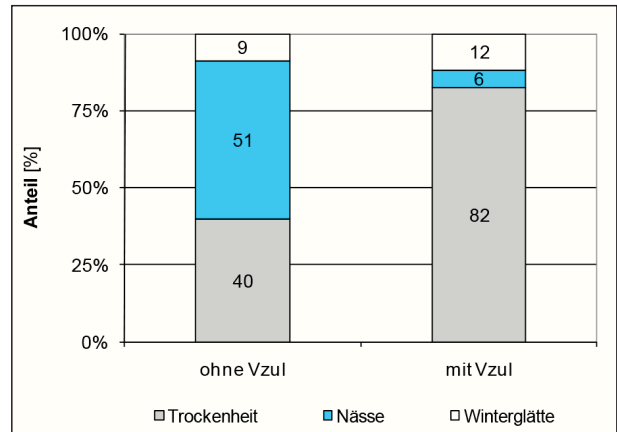


Bild 22: Anteil der Fahrnfälle in Verwindungsbereichen in Abhängigkeit vom Straßenzustand und der Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)

risiko bei Nässe zwei- bis viermal so hoch, als bei Trockenheit auf der freien Strecke.

Die Betrachtung des Unfallgeschehens von LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) zeigte, dass in Verwindungsbereichen mit Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit deutlich weniger Unfälle bei Nässe vorliegen, als auf Streckenabschnitten ohne V_{zul} (Bild 22) Die Autoren nehmen daher an, dass durch die Anordnung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit das Unfallgeschehen bei Nässe erheblich reduziert werden kann.

2.6 Schrägverwindung

2.6.1 Stand des Regelwerks

Deutschland

Die RAS-L (FGSV 1995) und die RAA (FGSV 2008) führen die Schrägverwindung bei Verwindungen mit Nulldurchgang als Lösung zur Beseitigung entwässerungsschwacher Zonen auf (Bild 23). Sie wird jedoch als bautechnisch aufwendig beschrieben, da sie teilweise im Handeinbau hergestellt wird.

Nach den RAS-L sollen die Fahrbahnflächen eine Querneigung von $q = 2,5\%$ aufweisen. Im Bereich der Gratausrundung gilt dies nicht. Die Länge der Schrägverwindung wird aus fahrdynamischen Gründen in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Entwurfsgeschwindigkeit festgelegt (Gleichung 8).

$$L_V = 0,1 \times B \times V_e \quad (\text{Gl. 8})$$

L_V [m] Länge der Schrägverwindungsstrecke

B [m] Fahrbahnbreite

V_e [km/h] Entwurfsgeschwindigkeit

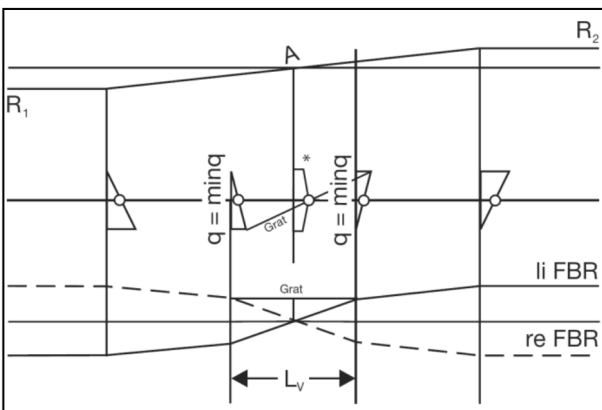


Bild 23: Schrägverwindung RAA (FGSV 2008)

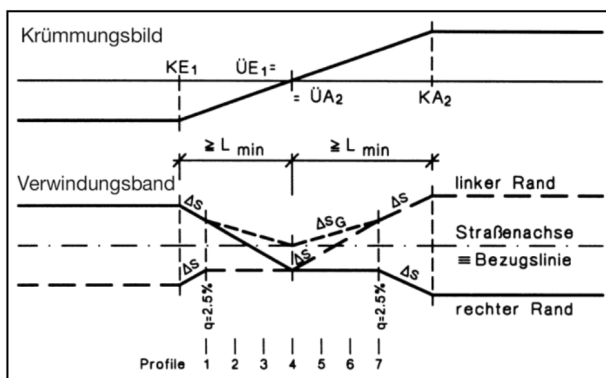


Bild 24: Gratausrundung (Schrägverwindung) nach RVS 3.23 (FSV 1997)

In den RAA wird der Einsatz der Schrägverwindung auf den Ausbau beschränkt. Es wird derzeit keine Angabe zur Länge der Schrägverwindung und zur Ausbildung des Grates gemacht. Dies soll bei der Überarbeitung des Regelwerks ergänzt werden.

Österreich

Ist im Bereich von $-2,5\% \leq q \leq 2,5\%$ eine gleichgerichtete Längsneigung der Fahrbahnränder $s \geq 0,3\%$ nicht einzuhalten, kann eine Gratverwindung angeordnet werden. Dabei beträgt die Querneigung der Fahrbahnflächen $q = 2,5\%$ (Bild 24 und Bild 25).

Schweiz

Wenn auf Straßen mit hohen Geschwindigkeiten bei der Änderung der Querneigung eine Schrägneigung von $p < 0,5\%$ entsteht, soll nach der Schweizer Norm eine Schrägverwindung angewendet werden (Bild 26). Die Querneigung beträgt dabei $q \leq 3,0\%$ (VSS 1995).

Die Mindestlänge des Grates L_{min} hängt dabei von der Projektierungsgeschwindigkeit V_p und der Breite der befestigten Fläche B [m] ab. Bei Einbau eines

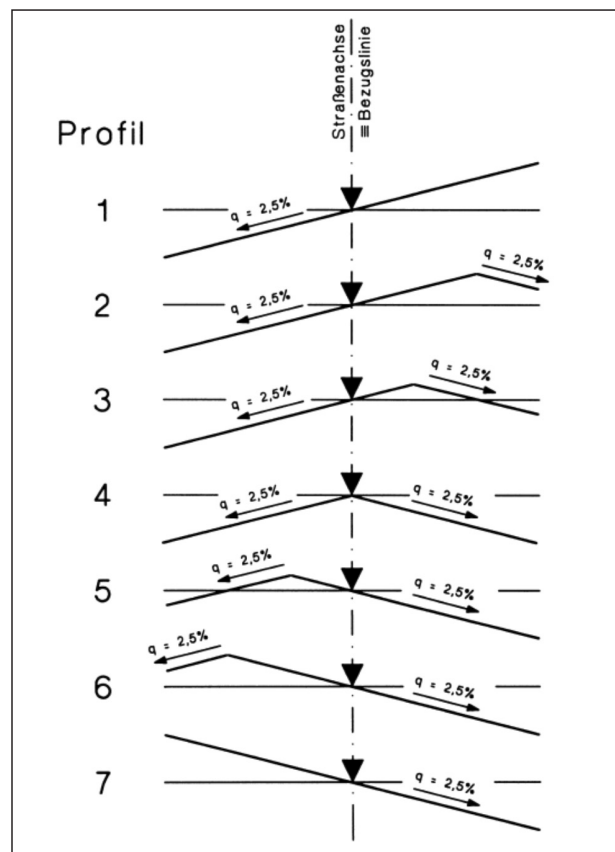


Bild 25: Gratausrundung (Schrägverwindung) im Profil nach RVS 3.23 (FSV 1997)

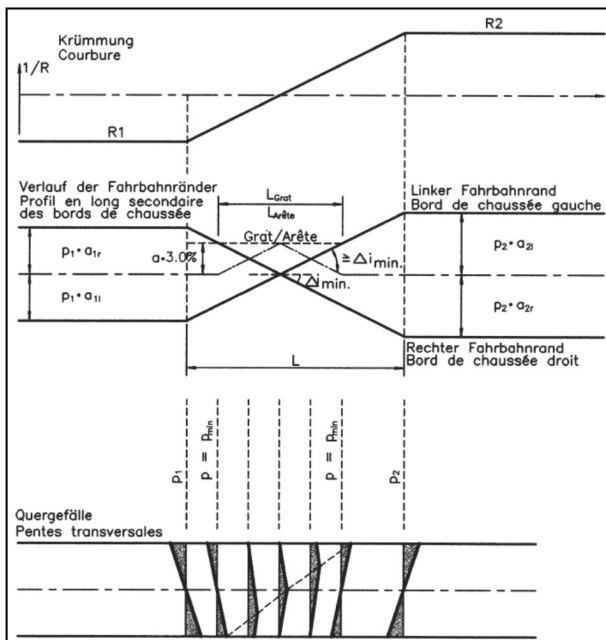


Bild 26: Ausbildung der Schrägverwindung nach Schweizer Norm (VSS 1995)

Projektiertgeschwindigkeit V_p [km/h]	120	100	80
L_{min} ($q = 3,0\%$) [m]	12 B	10 B	8 B

Tab. 5: Mindestlänge der Schrägverwindung nach Schweizer Norm (VSS 1995)

Quergefälle von $q = 3,0\%$ sind die Werte nach Tabelle 5 einzuhalten.

Die Ausbildung der Schrägverwindung ist mit der in Deutschland vergleichbar, mit dem Unterschied, dass in der Schweiz auf der gleichen Länge eine höhere Querneigung zur Anwendung kommt.

2.6.2 Stand von Wissenschaft und Technik

Nach KLEIN u. a. (1978) können durch die Schrägverwindung im Vergleich zur Standardverwindung deutlich kürzere Fließwege des Wassers erreicht werden. Zwar ergeben sich auch bei der Schrägverwindung erhöhte Wasserfilmdicken, diese beschränken sich jedoch auf die Umgebung der Fahrbahnränder. Im Gegensatz zur Standardverwindung zeigt die Schrägverwindung vor allem auch bei geringen Längsneigungen ($s = 0,1$ bis $1,0\%$) ein gutes Entwässerungsverhalten (Bild 27).

RIEDEL (1985) vergleicht das Fahrverhalten von Personenkraftwagen innerhalb einer Schrägverwindung im Vergleich zu einer Standardverwindung anhand eines mathematischen Modells. Bei Ein-

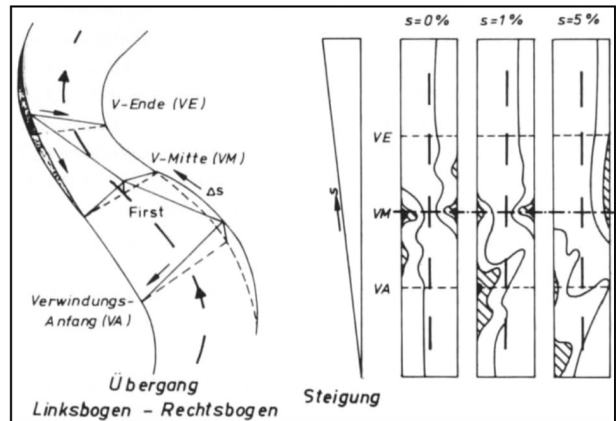


Bild 27: Prinzipische Skizze zur Wasserfilmdickenverteilung in Schrägverwindungen (KLEIN u. a. 1978)

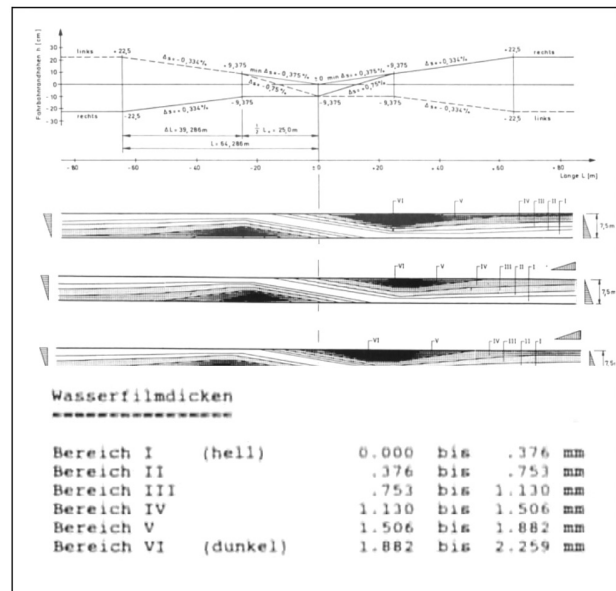


Bild 28: Wasserfilmdickenverteilung in einer Schrägverwindung bei $s = 0,0\%$, $s = 3,0\%$ und $s = 6,0\%$ (von oben nach unten) nach HIERSCHKE u. a. 1988

halten des Fahrstreifens kann keine Gefährdung festgestellt werden. Lediglich im Komfort weist die Schrägverwindung Nachteile gegenüber der herkömmlichen Verwindung auf.

Die Berechnungen für das Entwässerungsverhalten von Schrägverwindungen von HIERSCHKE u. a. (1988) erfolgt unter den gleichen Randbedingungen wie für die Standardverwindungen (Ziffer 2.5).

Bild 28 zeigt, dass sich bei einer Längsneigung von $s=0,0\%$ maximale Wasserfilmdicken von $WFD=1,0\text{mm}$ ergeben. Dies ist im Vergleich zur Standardverwindung unter gleichen Bedingungen weniger als die Hälfte. Bei $s=3,0\%$ und $s=6,0\%$ betragen die maximalen Wasserfilmdicken jeweils

WFD=1,2mm. Allerdings ist bei s=6,0% die bedeckte Fläche größer. Bei Schrägverwindungen verschlechtert sich also mit steigender Längsneigung das Entwässerungsvermögen. Jedoch sind im Vergleich zu den Standardverwindungen auch bei großen Längsneigungen immer noch geringere Wasserfilmdicken vorhanden.

Anhand fahrdynamischer Untersuchungen stellen HIERSCHE u. a. (1988) in Realfahrten fest, dass die Störungen im Kräfteverlauf bei Überfahren des Grates nicht größer sind als sonstige Störungen durch die Fahrbahnoberfläche. Die Fahrer der Versuchsfahrten reagieren 0,2 s bis 1,1 s nach Überfahren des Grates mit einer Lenkkorrektur. Diese Werte sind je-

Neigung s [%]	Zonen mit Wasserfilmdicken	
	> 1,3 mm [m²]	> 2,0 mm [m²]
0,01	9	0
1,0	11	0
3,0	41	0

Tab. 6: Wasserfilmdicken in Schrägverwindungen bei unterschiedlichen Längsneigungen (Hofer 1989)

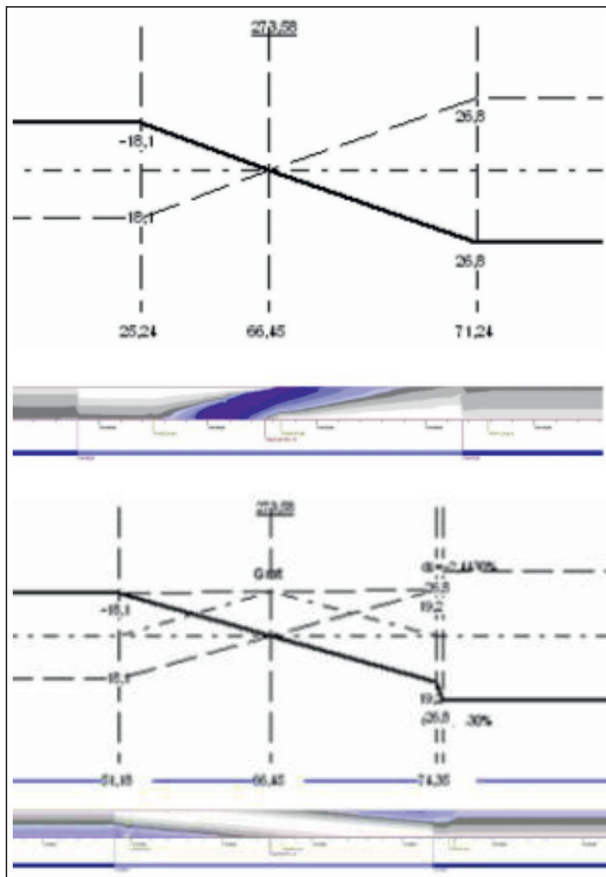


Bild 29: Wasserfilmdicken einer Standardverwindung im Vergleich zu einer Schrägverwindung (HERMANN 2008)

doch auch beim Überfahren des Querneigungsnullpunktes bei Standardverwindungen üblich.

Die Berechnungen von HOFER (1989) ergeben mit den unter Ziffer 2.5 erläuterten Eingangsgrößen, dass die Schrägverwindung eine wesentliche Verbesserung der Entwässerung im Vergleich zur Standardverwindung mit sich bringt. Es sind keine Wasserfilmdicken WFD > 2,0 mm vorhanden. Wasserfilmdicken WFD > 1,3 mm traten nur im geringen Maß auf (Tabelle 6).

HERMANN (2008) untersucht mit dem von ihm entwickelten Simulationsprogramm PLANUS das Entwässerungsverhalten von Schrägverwindungen. Er stellt dabei fest, dass durch die Anordnung der Schrägverwindung die Aquaplaninggefahr fast völlig verschwindet. Die Aquaplaninggeschwindigkeiten innerhalb der Schrägverwindung liegen über 150 km/h.

Verwindungstyp	RQ	q [%]	s [%]	L _v [m]
Schrägverwindung	29,5	2,5	-1,0	140
	36	2,5	-1,0	190
	43,5	2,5	-1,0	240
	29,5	2,5 (re auf li)	-1,0	140
	29,5	2,5	0,0	140
	29,5	2,5	1,0	140
	29,5	2,5	-1,0	220
	29,5	1,5 (Δs=0,09%)	-1,0	140
	29,5	1,5 (Δs=0,23%)	-1,0	140

Tab. 7: Untersuchte Fälle für Schrägverwindungen (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)

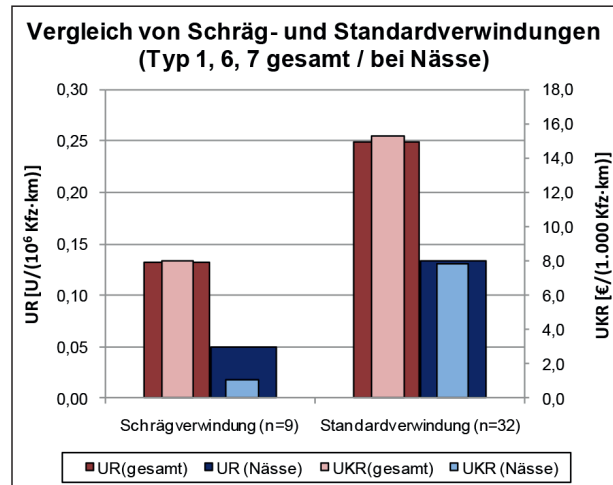


Bild 30: Vergleich der UR und UKR von Schräg- und Standardverwindung (UT 1, 6 7 und UT 1, 6, 7 bei Nässe) (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)

Erhöhte Wasserfilmdicken verbleiben lediglich außerhalb der eigentlichen Verwindung (Bild 29).

LIPPOLD/RESSEL u.a. (2013) simulieren für Schrägverwindungen das Entwässerungsverhalten für die in Tabelle 7 aufgelisteten Varianten. Dabei findet eine Variation der Fahrbahnbreite und der Länge der Verwindung statt. Als Längsneigung wird die Mindestlängsneigung von $s_{\min} = 1\%$ gewählt. Für den RQ 29,5 wird zusätzlich für $s = 0\%$ und $q = 1,5\%$ simuliert.

Als Ergebnis lässt sich festhalten, dass es bei keiner der simulierten Varianten zu Wasserfilmdicken von $WFD > 2\text{ mm}$ kommt.

Die Untersuchung des Unfallgeschehens von LIPPOLD/RESSEL u.a. (2013) zeigt, dass die Unfallrate und die Unfallkostenrate der Unfalltypen 1, 6 und 7 allgemein und bei Nässe innerhalb Schrägverwindungen geringer sind als bei Standardverwindungen (Bild 30). Daraus schlussfolgern die Autoren, dass es sich bei der Schrägverwindung um eine verhältnismäßig sichere Lösung handelt.

LIPPOLD/RESSEL u.a. (2013) führen im Rahmen ihrer Untersuchung auch eine Befragung der Straßenbauverwaltungen in Baden-Württemberg und Bayern durch. Ziel ist es unter anderem, Informationen zur Fahrdynamik und zum Unfallgeschehen zu sammeln.

GRUPP (2012) führt ebenfalls Interviews mit der Straßenbauverwaltung in Baden-Württemberg und mit einer Baufirma aus Nord-Bayern zu Schrägverwindungen durch. Es werden Details zur Herstellung, der Dauerhaftigkeit und dem Entwässerungsvermögens erhoben.

Die Ergebnisse beider Befragungen werden im Folgenden vorgestellt.

Der Einbau der Schrägverwindungen erfolgt ausschließlich in Asphaltbauweise. Neben den zwei unter Ziffer 5.2.1 beschriebenen Einbauvarianten hat Grupp (2012) eine dritte Variante ermittelt. Dabei fährt der Fertiger von der ersten Einbauseite parallel zum Grat, von der anderen Seite aus parallel zur Fahrbahn. So entstehen nur kleine Felder mit Handeinbau.

Die Herstellung einer Schrägverwindung in Betonbauweise wurde bei den Befragungen nicht gänz-



Bild 31: Schrägverwindung in Betonbauweise (LECKER 2010)

EKA	Regelquerschnitt (RAA 2008)	Länge der Schrägverwindung [m]
EKA 1	RQ 43,5	220
	RQ 36	175
	RQ 31	145
EKA 2	RQ 28	105
EKA 3	RQ 38,5	130
	RQ 31,5	105
	RQ 25	80

Tab. 8: Empfohlene Längen für Schrägverwindungen in Abhängigkeit von der EKA (LIPPOLD/RESSEL u.a. 2013)

lich ausgeschlossen, aber es wird vermutet, dass sich dies bautechnisch als schwierig gestaltet. Erfahrungen dazu liegen bereits aus Österreich von der A 6 vor (Bild 31). Dort musste allerdings an den Fahrbahnrandern von der Querneigung $q = 2,5\%$ abgewichen werden: Für $q = 2,5\%$ wäre ein weites Auffahren des Fertigers zur Seite die Folge gewesen wäre. Dies war aus technischen Gründen nicht möglich (LECKER 2010).

Insgesamt zeigen die Befragungen von LIPPOLD/RESSEL u.a. (2013) und Grupp (2012), dass die Schrägverwindung in den Straßenbauverwaltungen als geeignete Möglichkeit zur Vermeidung abflussschwacher Zonen angesehen wird. Sie sind trotzdem kaum verbreitet, da Probleme beim Handeinbau der Restfelder gesehen werden. Diese müssen in guter Qualität ausgeführt werden, da es sonst frühzeitig zu Schäden kommen kann. Als weitere Gründe führt GRUPP (2012) die mangelnde Erfahrung bei der Umsetzung und die fahrdynamischen Bedenken bzgl. des Grats auf. Letzteres konnte in der Untersuchung von LIPPOLD/RESSEL u.a. (2013) nicht bestätigt werden.

Weiterhin geben LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013) Empfehlungen für die Länge der Schrägverwindungen in Abhängigkeit von den Entwurfsklassen für Autobahnen (Tabelle 8). Diese Längen beziehen sich auf die gesamte Fahrbahnbreite der befestigten Fläche, also inkl. der Verwindung auf dem Seitenstreifen. Diese Berechnungen basieren auf der Gleichung der RAS-L von 1995 (Gleichung 9). Für die Größe der Entwurfsgeschwindigkeit der RAS-L (1995) wird die jeweilige Planungsgeschwindigkeit der Entwurfsklassen eingesetzt.

$$L_V = 0,1 \times B \times V_e \quad (\text{Gl. 9})$$

L_V [m]	Länge der Verwindung
B [m]	Fahrbahnbreite
V_e [km/h]	Entwurfsgeschwindigkeit

2.7 Negative Querneigung

2.7.1 Stand des Regelwerks

Deutschland

Die negative Querneigung wird in den RAS-L (FGSV 1995) bei zweibahnigen Straßen als Möglichkeit zur Vermeidung entwässerungsschwacher Zonen angeführt. Bei Straßen in Asphaltbauweise soll die Querneigung zur Kurvenaußenseite $q = -2,5\%$ betragen, bei Straßen in Betonbauweise ist auch eine Querneigung $q = -2,0\%$ zulässig. Grund hierfür war, dass bei Zementbeton keine Spurrinnen auftreten und somit in Zementbetonbauweise kleinere Radien gewählt werden konnten. Es sind die Mindestradien nach die Tabelle 9 einzuhalten.

V_{85} [km/h]	min R [m]	
	$q = -2,5\%$	$q = -2,0\%$
100	2.100	1.900
110	3.000	2.600
120	4.100	3.500
130	5.500	4.600

Tab. 9: Mindestradien bei Kurven mit negativer Querneigung nach RAS-L (FGSV 1995)

Entwurfsklasse	min R [m]	zul V_{nass} [km/h]
EKA 1 A	4.000	-
EKA 1 B	3.200	120
EKA 2	1.900	100
EKA 3	1.050	80

Tab. 10: Mindestradien für die Anlage einer negativen Querneigung nach RAA (FGSV 2008)

V_0 [km/h]	min R
90	2.000
80	1.400
70	800
60	600
50	300

Tab. 11: Minimale Radien bei Kurven mit negativer Querneigung (CROW 2002)

Nach den neuen RAA ist die negative Querneigung zur Vermeidung von entwässerungsschwachen Zonen ebenfalls zulässig, allerdings mit einer einheitlichen Querneigung von $q = -2,5\%$. Die bisherige Regelung aus den RAS-L für Zementbeton ist aus wettbewerbsrechtlichen Gründen entfallen. Es sind in Abhängigkeit von der Entwurfsklasse die Mindestradien nach Tabelle 10 einzuhalten. In den Entwurfsklassen EKA 1 B, EKA 2 und EKA 3 ist zudem unterstützend eine Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe anzuordnen (FGSV 2008).

Österreich

Nach den RVS 3.23 (FSV 1997) ist zur Vermeidung von entwässerungsschwachen Zonen eine zur Kurvenaußenseite gerichtete Querneigung ab einem Radius von $R \geq 2.000\text{ m}$ möglich. Es muss jedoch beachtet werden, dass auf Autobahnen in Österreich eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von $V_{zul} = 130\text{ km/h}$ gilt.

Schweiz

Auf Hochleistungsstraßen mit baulicher Richtungstrennung kann eine Querneigung zur Kurvenaußenseite zur Vermeidung von Verwindungsstrecken angewandt werden. Dies betrifft vor allem Gebiete mit geringer Längsneigung. Die Querneigung beträgt dort $q = 2,5\%$ und es ist der Mindestradius von $\text{min } R \geq 7.500\text{ m}$ einzuhalten. In der Schweiz gilt ebenfalls eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von $V_{zul} = 120\text{ km/h}$.

Niederlande

Nach dem „Handboek Wegontwerp – Stroomwegen“ (CROW 2002) kann zur Verbesserung der Entwässerung eine Querneigung zur Kurvenaußenseite von $q = 2,5\%$ zur Anwendung kommen. Aus Gründen der Verkehrssicherheit soll der erwünschte Mindestradius $\text{min } R$ nach Tabelle 11 in Abhängigkeit von der Designgeschwindigkeit V_0 eingehalten werden.

USA

In den USA ist der Einbau einer negativen Querneigung ab einem Radius von $R \geq 3.000 \text{ m}$ möglich. Die Querneigung beträgt dann $q = 2,0 \%$ zur Kurvenaußenseite. Dabei ist zu beachten, dass die maximal zulässige Höchstgeschwindigkeit in den USA ca. $V_{\text{zul}} = 135 \text{ km/h}$ beträgt.

2.7.2 Stand von Wissenschaft und Technik

KALENDER (1974) stellt in seiner Untersuchung fest, dass eine ausreichende Entwässerung nur bei einer Querneigung $q \geq 2,5 \%$ gewährleistet ist, d. h. auch bei negativer Querneigung sollte dieser Wert eingehalten werden. Fahrdynamischen Nachteilen ist mit der Wahl des Mindestradius entgegen zu wirken. Als Mindestradius nennt KALENDER (1974) einen Radius $\min R = 5.000 \text{ m}$ bei einer Fahrgeschwindigkeit $V = 145 \text{ km/h}$. Diese Geschwindigkeit definiert KALENDER (1974) als die zu erwartende Geschwindigkeit auf Autobahnen.

KREBS u. a. (1976) analysieren das Unfallgeschehen von Kurven mit negativer Querneigung und von Verwindungsstrecken. Die Unfallanalyse ergibt, dass bei Kurven mit negativer Querneigung und $q = 2,0 \%$ das Unfallrisiko um 25% höher ist als bei $q = 1,5 \%$. Dies ist besonders bei Radien $4.000 \text{ m} \leq R < 8.000 \text{ m}$ und nasser Fahrbahn der Fall. Die Autoren erwarten durch eine Querneigung von $q = 2,5 \%$ eine weitere Steigerung des Unfallrisikos.

Die fahrdynamischen Berechnungen von KREBS u. a. (1976) ergeben, dass in Kurven mit negativer Querneigung ein bis zum Zehnfachen höherer Kraftschlussbedarf als bei Kurven mit positiver Querneigung besteht.

Für Strecken mit einer Längsneigung von $s \leq 1,5 \%$ empfehlen KREBS u. a. 1976 die in Tabelle 12 dargestellten maximal zulässigen negativen Querneigungen in Abhängigkeit von der V_{85} bei Nässe und von dem Radius.

SCHNEIDER (1982) bewertet die negative Querneigung hinsichtlich des Unfallgeschehens und der Fahrdynamik. Dafür untersucht er Fahrnfälle in Abschnitten mit negativer Querneigung und in Verwindungsbereichen, um beide Möglichkeiten zu vergleichen. Dabei zeigen negative Querneigungen mit einem Radius von $R < 8.000 \text{ m}$ bei einer Querneigung von $q = 1,5 \%$ ein erhöhtes Unfallrisiko. Bei Kurven mit einer negativen Querneigung von $q = 2,0 \%$

liegt ein signifikant höheres Unfallgeschehen gegenüber Kurven mit positiver Querneigung und im Vergleich zu Kurven mit negativer Querneigung von $q = 1,5 \%$ vor. Bei Kurven mit einer negativer Querneigung von $q = 2,5 \%$, liegen nur Kreisbögen mit einem Radius $R \geq 10.000 \text{ m}$ vor. Trotzdem wird auch hier ein signifikant höheres Unfallgeschehen gegenüber Kurven mit positiver Querneigung und Kurven mit negativer Querneigung von $q = 1,5 \%$ festgestellt. Nach SCHNEIDER (1982) sind die Hauptunfallursachen in Kurven mit negativer Querneigung nasse bzw. schnee- und eisglatte Fahrbahnen (ohne Quantifizierung).

SCHNEIDER (1982) empfiehlt daher für Kurven mit negativer Querneigung eine Neigung von $q = 1,5 \%$ zu wählen. Er fordert dabei einen Mindestradius von $\min R \geq 5.000 \text{ m}$. Für den Radienbereich $5.000 \text{ m} \leq R < 8.000 \text{ m}$ fordert er eine Beschränkung der Bogenlänge einschließlich der angrenzenden Übergangsbogen auf $L \leq 2 \text{ km}$, andernfalls sol-

R [m] \ V _{85,nass} [km/h]	6.000	8.000	10.000	12.000	15.000
120	1,5	2,0	2,0	2,5	2,5
130	-	1,5	2,0	2,0	2,5
140	-	1,5	2,0	2,0	2,5

Tab. 12: Maximal zulässige negative Querneigung in Abhängigkeit von dem Radius und der V_{85} bei Nässe (KREBS u. a. 1976)

V ₈₅ [km/h]	min R [m] bei Straßen der Kategorie A
100	2.100
110	3.000
120	4.100
130	5.500

Tab. 13: Mindestradien für Kurven mit negativer Querneigung nach REDZOVIC 1995

Verwindungstyp	RQ	q [%]	s [%]	L _v *[m]
negative Querneigung	43,5	2,5	-1,0	-
		3,5 2,5 →		240
		3,5 2,5 →		100
		6,0 2,5 →		240
		6,0 2,5 →		100

* bei negativer Querneigung entspricht L_v der Anrampungslänge

Tab. 14: Untersuchte Fälle der negativen Querneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)

len Verwindungsbereiche angeordnet werden. Für Kreisbögen mit $R \geq 8.000\text{ m}$ soll generell die negative Querneigung zur Anwendung kommen.

REDZOVIC (1995) untersucht das Kraftschlussverhalten innerhalb negativer Querneigungen und leitet daraus Einsatzempfehlungen ab. Dafür führt er Messfahrten in Kurven mit einer negativen Querneigung von $q = -2,5\%$ durch. Diese hatten Radien von $R = 5.000\text{ m}$, $R = 7.000\text{ m}$, $R = 8.000\text{ m}$ und $R = 10.000\text{ m}$. Um auch kleinere Radien mit negativer Querneigung untersuchen zu können, wurden auf einem geraden Abschnitt der BAB A5 Radien von $R = 1.000\text{ m}$, $R = 2.000\text{ m}$, $R = 3.000\text{ m}$ und $R = 4.000\text{ m}$ auf einer Länge von 200 m abgesteckt. REDZOVIC (1995) kommt zu dem Schluss, dass die negative Querneigung aus entwässerungstechnischen Gründen $q = -2,5\%$ betragen soll. Aus den fahrdynamischen Messungen und Berechnungen leitet er die in Tabelle 13 dargestellten Mindestradien in Abhängigkeit von der V_{85} ab.

HERMANN (2008) stellt in seiner Untersuchung fest, dass durch die negative Querneigung eine Verbesserung der Entwässerung erreicht werden kann. Hinsichtlich ihrer Wirkung ist sie hinter der Schrägverwindung einzuordnen. Jedoch hat sie den Vorteil, dass durch die durchgängig nach außen geneigte Fahrbahn die größten Wasserfilmdicken auf dem rechten Fahrbahnrand auftreten.

Bild 32 zeigt die Wasserfilmdicken einer Kurve mit negativer Querneigung sowie die Wasserfilmdickenunterschiede der negativen Querneigung im Vergleich zur Standardverwindung (Bild 20). Es sind keine kritischen Wasserfilmdicken vorhanden und vor allem

treten im Verwindungsbereich viel geringere Wasserfilmdicken auf als bei der Standardverwindung.

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013) gehen bei den entwässerungstechnischen Simulationen mit PLANUS vom kritischsten Fall aus, einem vierstreifigen Regelquerschnitt nach RAA (RQ 43,5). Dabei wird eine konstante Längsneigung von $s = -1\%$ gewählt. Variiert werden die Querneigung der vorausgehenden Kurven mit positiver Querneigung sowie die Länge der Verwindung (Tabelle 14).

Für diese Kombinationen ergibt sich die Wasserfilmdickenverteilung nach Tabelle 15. Mit diesen simulierten Wasserfilmdicken werden außerdem Aquaplaninggeschwindigkeiten berechnet (Tabelle 16).

Aufgrund der Entwässerung zum rechten Fahrbahnrand sind dort auch die höchsten Wasserfilmdicken. Diese überschreiten jedoch die kritische Wasserfilmdicke von 2 mm nicht. Das bedeutet, dass die niedrigsten Aquaplaninggeschwindigkeiten von $V_{aq} = 105\text{ km/h}$ (berechnet für die Mindeststreifenprofiltiefe nach StVZO von $t = 1,6\text{ mm}$) auf dem Hauptfahrstreifen zu finden ist. Dort werden üblicherweise geringere Geschwindigkeiten gefahren. Auf dem

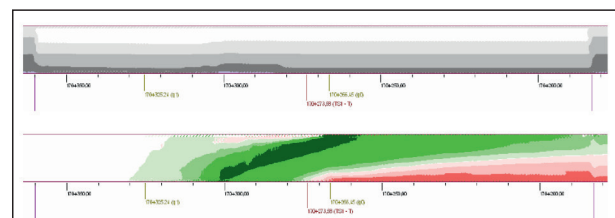


Bild 32: Wasserfilmdicken und Differenzen der Wasserfilmdicken für die negative Querneigung (Vergleich Standardverwindung – Negative Querneigung) (HERMANN 2008)

RQ	q [%]	s [%]	L _v [m]	Wasserfilmdickenverteilung
43,5	2,5	-1,0	-	
	3,5 → 2,5		240	
	3,5 → 2,5		100	
	6,0 → 2,5		240	
	6,0 → 2,5		100	

*) Abbildung nach Plausibilitätsprüfung angepasst

Tab. 15: Wasserfilmdickenverteilung für Kurven mit negativer Querneigung mithilfe von PLANUS (LIPPOLD/RESSEL U. A. 2013)

ersten Überholfahrstreifen beträgt $V_{aq} = 115 \text{ km/h}$ bis 120 km/h , auf dem zweiten Überholfahrstreifen ist $V_{aq} > 130 \text{ km/h}$ und auf dem dritten ist die Aquaplaninggeschwindigkeit $V_{aq} \gg 130 \text{ km/h}$.

Damit hat die negative Querneigung die gleichen Entwässerungseigenschaften wie die positive Querneigung mit dem Vorteil, dass in Linkskurven die größten Wasserfilmdicken auf dem langsam befahrenen Hauptfahrstreifen vorliegen.

Zur Beurteilung der Verkehrssicherheit von Kurven mit negativer Querneigung im Vergleich zu Kurven mit positiver Querneigung und Verwindung untersuchen

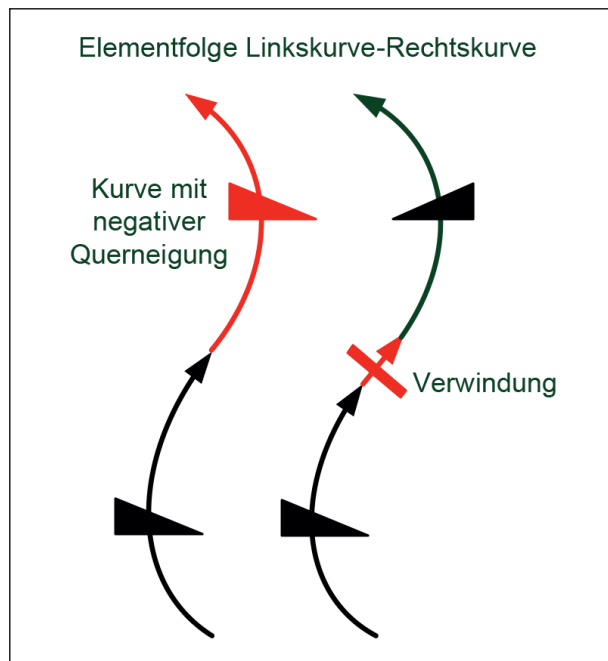


Bild 33: Elemente für den Vergleich der Unfallkenngrößen von Kurven mit negativer Querneigung und Standardverwindungen

chen LIPPOLD/RESSEL u. a (2011) vergleichend die Kurvenfolgen nach Bild 33. Dabei werden Strecken mit und ohne V_{zul} berücksichtigt.

Im Ergebnis sind die Unfallrate und die Unfallkostenrate bei Elementfolgen mit Standardverwindung höher als die bei Kurven mit negativer Querneigung. Dies gilt für das Unfallgeschehen allgemein, als auch für die Unfälle bei Nässe (Bild 34). Das Verhältnis von Unfallrate zu Unfallkostenrate zeigt jedoch, dass in den Kurven mit negativer Querneigung eine höhere Unfallschwere vorliegt.

Im Ergebnis der Untersuchung werden Empfehlungen für die Fortschreibung der RAA (2008) gegeben. Danach soll für Straßen der EKA 1 bei

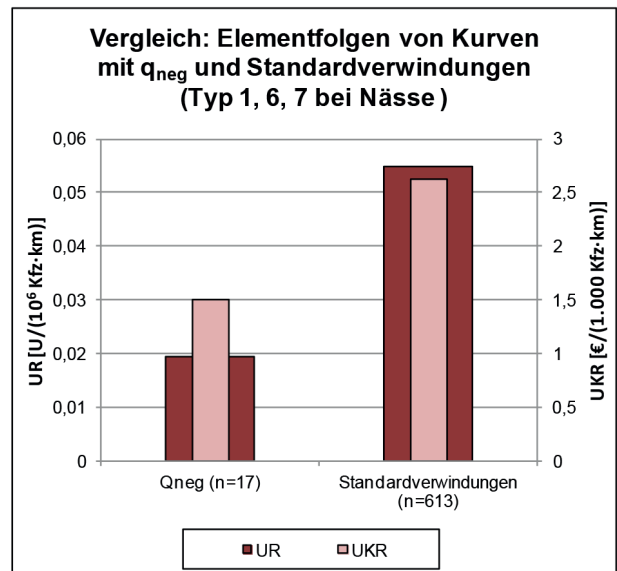


Bild 34: Unfallraten und Unfallkostenraten der Unfälle bei Nässe für zwei aufeinanderfolgende Kurven in Abhängigkeit der entwurfstechnischen Lösung zur Straßenflächenentwässerung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)

RQ	Verwindungstyp	q [%]	s [%]	L_v [m]	WFD > 2 mm	min V_{aq} [km/h] für $t = 1,6 \text{ mm}$			
						ÜFS 3	ÜFS 2	ÜFS 1	HFS
43,5	negative Querneigung	2,5	-1,0	-	0	>>130	>130	115	105
		3,5 2,5 →	-1,0	240	0	>>130	>130	120	105
		3,5 2,5 →	-1,0	100	0	>>130	>130	120	105
		6,0 2,5 →	-1,0	240	0*	>>130	>130	115	105
		6,0 2,5 →	-1,0	100	0*	>>130	>130	115	105
	positive Querneigung	2,5	-1,0	-	0	105	110	120	>>130

*) Werte nach Plausibilitätsprüfung angepasst

Tab. 16: Aquaplaninggeschwindigkeiten in Kurven mit negativer Querneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)

Radien $R \leq 5.500\text{ m}$ eine Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe $V_{\text{zul,nass}} = 120\text{ km/h}$ erfolgen. Bei größeren Radien ist keine Beschränkung notwendig (Tabelle 17).

2.8 Konstruktive Maßnahmen – Querkasternen

Nach den RAS-Ew (FGSV 2005) handelt es sich bei einer Kastenrinne um eine Straßenrinne, die entweder aus Fertigteilen hergestellt und mit einem Rost abgedeckt ist oder die aus einem Stück gefertigt ist. Dabei muss die lichte innere Weite mindestens 10 cm und die lichte innere Höhe mindestens 6 cm betragen (Bild 35).

Die Kastenrinne wird für den Einsatz in abflussschwachen Zonen mit hohen Wasserfilmdicken empfohlen. Dabei sollte der Einbau annähernd quer zur Fließrichtung des Wassers erfolgen. Außerdem muss sie statischen und dynamischen Anforderungen genügen.

Nach den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Entwässerungseinrichtungen im Straßenbau, Ausgabe 2014 – ZTV Ew-StB 14“ (FGSV 2014) sind bei der Anwendung einer Kastenrinne die DIN EN 1433 und DIN 19 580 zu beachten. So soll die Kastenrinne bündig mit der Fahrbahnoberfläche abschließen. Zwischen der Kastenrinne und der befestigten Fläche soll eine Fuge vorgesehen werden.

HERMANN (2008) simuliert mit PLANUS auch die Wirkung von Querkasternen, die quer (90° -Winkel) zur Fahrbahn angeordnet sind. Er stellte fest, dass mit jeder zusätzlich eingesetzten Rinne die Wasserfilmdicken zwar weiter abnehmen, der Einsatz der ersten Rinne jedoch am effektivsten ist. Um nochmal die gleiche Wirkung zu erreichen, sind weitere drei Rinnen notwendig.

HERMANN (2008) führt außerdem eine Rinnenoptimierung in Abhängigkeit von der Längsneigung durch. Daraus leitete er folgende Hinweise für Verwindungsbereiche ab:

- Die erste Rinne sollte ca. 10 m oberhalb des Querneigungswechsels (in Steigungsrichtung) liegen.
- Weitere Rinnen sollen alternierend um den Querneigungswechsel angebracht werden.

Entwurfsklasse	R [m]	$V_{\text{zul,nass}}$ [km/h]
EKA 1	4.000 5.500	120
	> 5.000	-

Tab. 17: Vorgeschlagene Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Radius auf Straßen der EKA 1 (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)

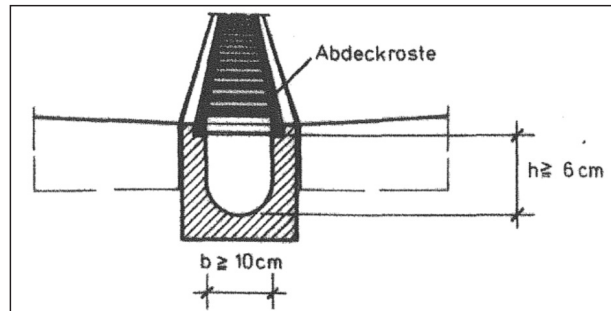


Bild 35: Lichte innere Höhe und Weite einer Kastenrinne (Fgsv 2005)

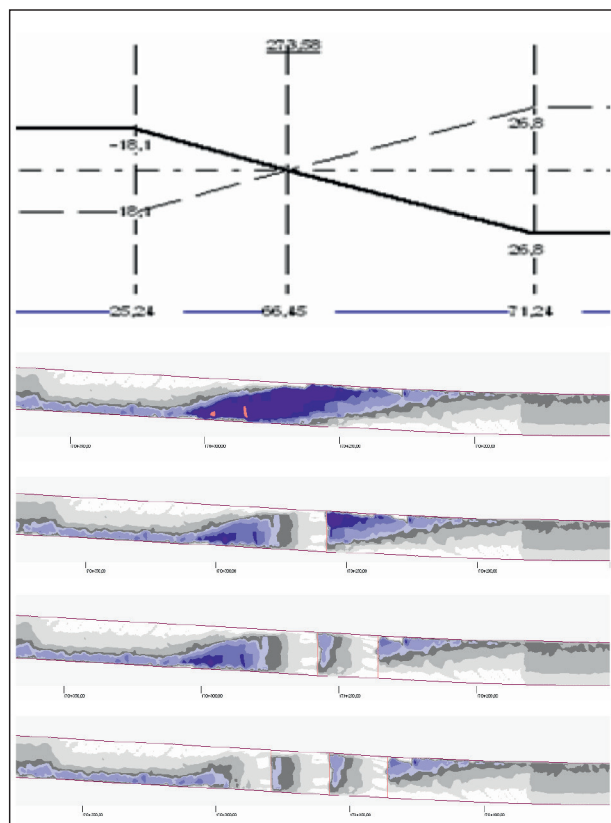


Bild 36: Abnahme der Wasserfilmdicken durch die Anordnung einer, zwei und drei Querkasternen im Verwindungsbereich (HERMANN 2008)

- Die schräg zur Fahrbahn angeordneten Rinnen nach RAS-Ew werden nicht empfohlen, da diese zu schlechteren Entwässerungsergebnissen führen und konstruktiv schwierig einzubauen sind.

Die Abnahme der Wasserfilmdicken beim Einsatz von ein bis drei Querkasternen im Vergleich zum

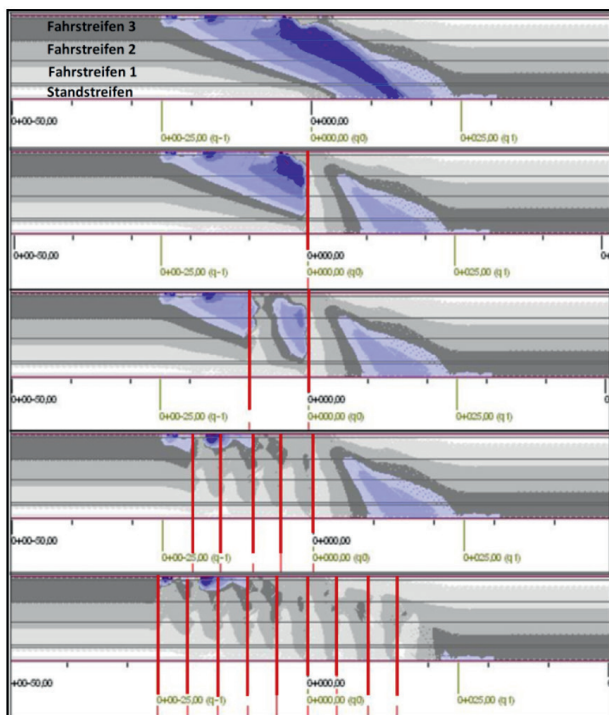


Bild 37: Simulationen mit PLANUS zur Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Rinnenanzahl (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)

Fall ohne Querkastenrinne ist in Bild 36 dargestellt. Dabei liegt eine Längsneigung $s = -2,8\%$ vor (Steigung von links nach rechts).

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) simulieren mit PLANUS ebenfalls das Entwässerungsverhalten in Verwindungen für einen RQ 36 nach RAA. Bei einer kritischen Wasserfilmdicke von 2 mm wurden in Abhängigkeit von der Längsneigung von $s = -1,0\%$ (Bild 37) und $s = -4,0\%$ die Anzahl notwendiger Rinnen bestimmt.

Sie stellen fest, dass bei $s = -1,0\%$ zwei Rinnen notwendig sind, um die Wasserfilmdicken auf 2 mm zu reduzieren. Bei $s = -4\%$ genügte die Anordnung einer Rinne. Um die Wasserfilmdicken jedoch großflächig zu reduzieren, sind fünf oder mehr Rinnen notwendig.

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) stellen auch fest, dass bei der Reduktion der Wasserfilmdicke die Effektivität mit zunehmender Rinnenanzahl abnimmt. Sie geben die Empfehlung, Rinnen zur Beseitigung lokaler Maxima anzuwenden, da eine Anordnung von mehr als zwei Rinnen aus wirtschaftlichen Gründen nicht als sinnvoll erachtet wird.

Auch wird die Wirkung von Querkastenrinnen eines RQ 36 im Ausfahrtbereich untersucht. Durch die An-

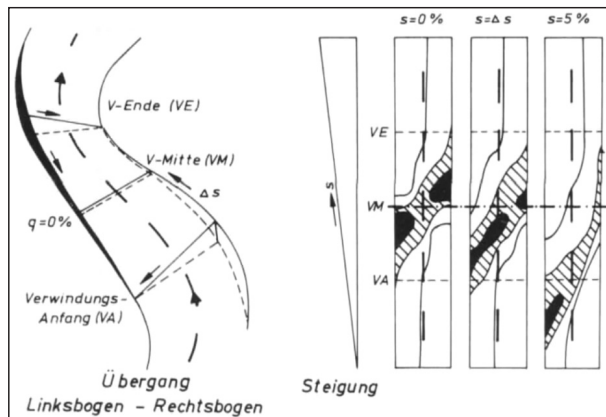


Bild 38: Prinzipskizze zur Wasserfilmdickenverteilung in Standardverwindungen (KLEIN u. a. 1978)

ordnung einer Rinne können die Wasserfilmdicken auf das Niveau eines RQ 36 ohne Ausfahrt verringert werden.

2.9 Erhöhung der Längsneigung

Für eine ausreichende Entwässerung in Verwindungsbereichen fordert HÖCKER (1971), dass die Anrampungsneigung mindestens $\Delta s = 0,5\%$ betragen soll. Die Längsneigung sollte mindestens $s = 1,0\%$ sein.

KLEIN u. a. (1978) untersuchen die Entwässerungseigenschaften von Verwindungsbereichen bei Längsneigungen von $s = 0,1\%$, $s = 1,0\%$ und $s = 5,0\%$. Wie die prinzipielle Wasserfilmdickenverteilung stattfindet, ist in Bild 38 dargestellt.

Eine höhere Längsneigung führt im Bereich der Verwindung nur zu mäßiger Verringerung der maximalen Wasserfilmdicken. Die größte Änderung findet dabei bei der Anhebung der Längsneigung bis $s = 2,5\%$ statt. Bei einer weiteren Anhebung ist nur noch eine geringe Abnahme zu verzeichnen. Die maximalen Wasserfilmdicken nehmen zwar nicht merklich ab, dafür verlagert sich der Ort des Auftretens. Bei hohen Längsneigungen entstehen lange Falllinien, die hohe Wasserfilmdicken in der unteren Hälfte der Verwindung zur Folge haben. Bei geringen Längsneigungen befinden sich diese im Bereich des Querneigungsnullpunktes.

Kritisch erweist sich der Fall, bei dem die Längsneigung den Wert der Anrampungsneigung annimmt. KLEIN u. a. (1978) empfehlen daher die Anwendung von $s > \Delta s$.

Bei ihren Berechnungen zur Wasserfilmdickenverteilung in Verwindungen legen HIERSCHE u. a. (1988)

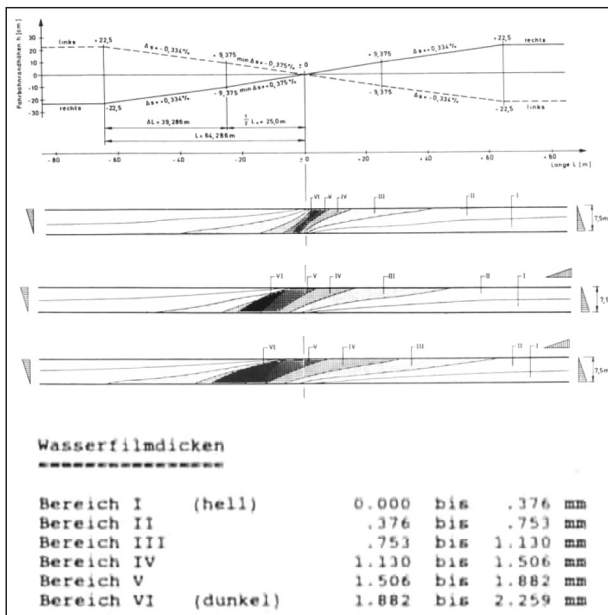


Bild 39: Wasserfilmdickenverteilung in einer Standardverwindung bei $s=0,0\%$, $s=3,0\%$ und $s=6,0\%$ (von oben nach unten) nach HIRSCH u. a. 1988

Längsneigungen von $s=0,0\%$, $s=3,0\%$ und $s=6,0\%$ zugrunde. Der zentrale Verwindungsbereich ist der Bereich zwischen den entgegengesetzten Querneigungen $-2,5\% < q < 2,5\%$, einer Fahrbahnbreite von $B=7,5\text{ m}$ und einer Mindestanrampungsneigung von $\Delta s[\%]=0,10 \times a$. Dies ergibt eine Verwindungslänge von $L_V=50\text{ m}$. In den Berechnungen wird jedoch die Oberflächentextur nicht berücksichtigt, sondern von einer glatten Oberfläche ausgegangen. Als Ergebnis lässt sich festhalten, dass durch eine höhere Längsneigung die maximale Dicke des Wasserfilms zwar reduziert wird, jedoch nicht der Flächenanteil mit hohen Wasserfilmdicken (Bild 39).

Bei einer Längsneigung von $s=0,0\%$ treten Wasserfilmdicken zwischen 2,1 mm und 2,5 mm auf einer kleinen Fläche auf. Bei einer Längsneigung von $s=3,0\%$ sind dagegen schon großflächig Wasserfilmdicken zwischen 2,0 mm und 2,4 mm vorhanden. Bei $s=6,0\%$ tritt eine maximale Wasserfilmdicke von lediglich 2,2 mm auf. Diese ist jedoch auf einer ausgedehnten Fläche vorhanden.

Die Berechnung des Entwässerungsverhaltens von Verwindungen in Abhängigkeit von der Längsneigung von HOFER (1989) zeigt, dass die Fläche mit Wasserfilmdicken $WFD > 1,3\text{ mm}$ größer wird. Auch die Flächen mit Wasserfilmdicken $WFD > 2,0\text{ mm}$ vergrößern sich (Tabelle 18).

TRAPP (2002) berechnet nach dem Ansatz von HÖCKER (1971) die noch sicheren Geschwindigkeiten

Neigung $s[\%]$	Zonen mit Wasserfilmdicken	
	$> 1,3\text{ mm} [\text{m}^2]$	$> 2,0\text{ mm} [\text{m}^2]$
0,01	301	25
1,0	359	48
3,0	452	66

Tab. 18: Wasserfilmdicken in Verwindungen bei unterschiedlichen Längsneigungen (HOFER 1989)

Längsneigung $s [\%]$	Grenzgeschwindigkeit $V [\text{km/h}]$	Fließweg $[\text{m}]$
0,7	48	22
4,0	53	48

Tab. 19: Änderung der Grenzgeschwindigkeit und der Fließwege in Abhängigkeit von der Längsneigung (TRAPP 2002)

bei Nässe für eine Fahrbahnbreite von $B=14,5\text{ m}$ in Abhängigkeit von der Längsneigung. Er stellt fest, dass mit steigender Längsneigung auch die Grenzgeschwindigkeit (Geschwindigkeit, mit der ein sicheres Befahren noch möglich ist) zunimmt. Der Fließweg verdoppelt sich bei einer Längsneigung $s=4,0\%$ gegenüber $s=0,7\%$ (Tabelle 19).

RESSEL (2008) stellt fest, dass die Längsneigung zwei entgegengesetzt wirkende Eigenschaften hinsichtlich der Entwässerung hat. Durch eine höhere Längsneigung wächst auch die Schrägneigung, was eine Verringerung der Wasserfilmdicke zur Folge hat. Jedoch verlängern sich durch größere Längsneigungen auch die Fließwege des Wassers (Bild 40). Durch die längere Beregnung steigen so die Wasserfilmdicken an.

Nach HERMANN (2008) bewirkt die Anhebung der Längsneigung nur eine geringfügig positive Veränderung. Durch die längeren Falllinien werden zwar die Maximalwerte gemindert, es vergrößert sich aber auch das betroffene Gebiet. Diese zwei Effekte heben sich nach HERMANN (2008) auf. Die Änderung der Wasserfilmdicken ist in Bild 41 dargestellt.

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) untersuchen den Zusammenhang zwischen der Längsneigung und dem Unfallgeschehen in Verwindungsbereichen von Autobahnen. Dafür liegen insgesamt 124 Verwindungen vor, die sich in die nach Bild 42 eingeteilten Klassen aufteilen.

Die Unfallrate und Unfallkostenrate zeigen, dass die höchsten UKR bei Längsneigungen $1,0\% \leq |s| < 3,0\%$ vorliegen (Bild 43). Damit wird

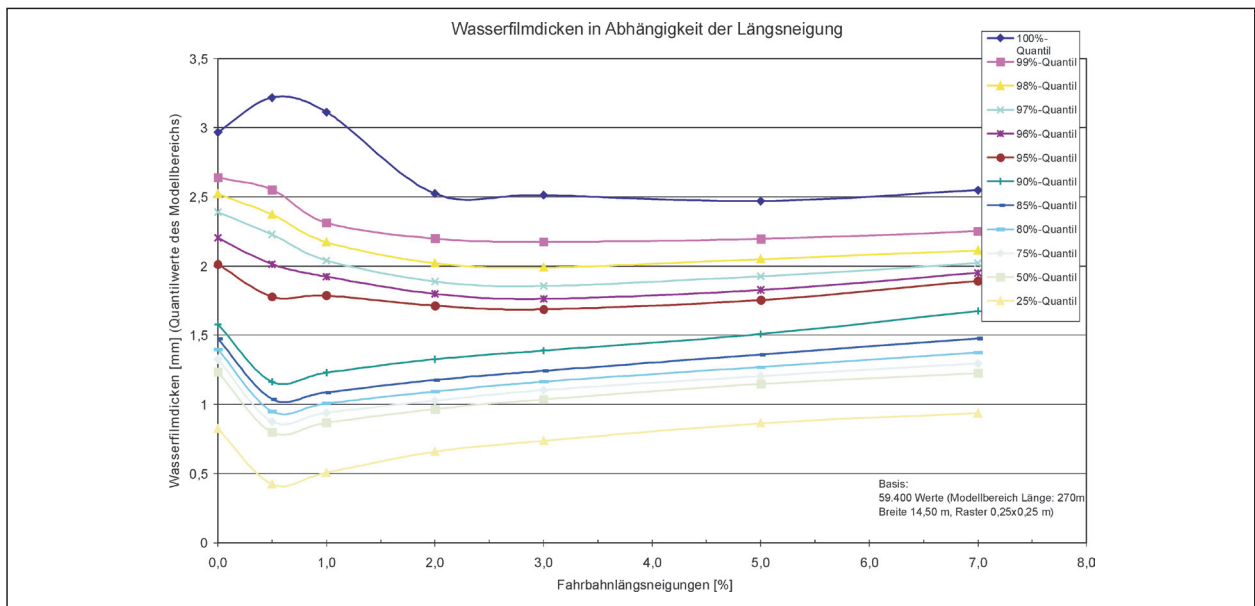


Bild 40: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Längsneigung (RESSEL 2008)

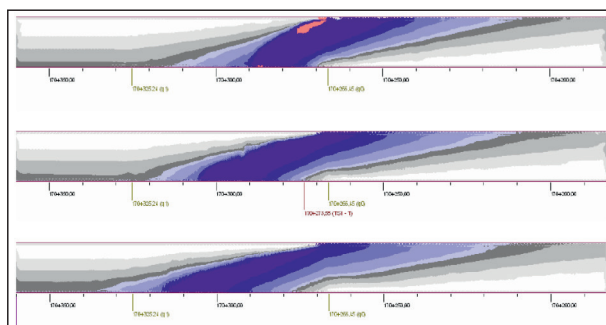


Bild 41: Abnahme der Wasserfilmdicken durch Anhebung der Längsneigung (s = -1,0%, s = -2,8%, s = -4,6%) (HERMANN 2008)

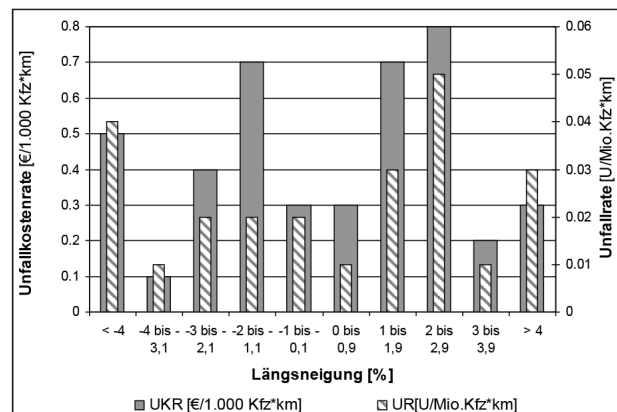


Bild 43: Durchschnittliche UR und UKR in Abhängigkeit von der Längsneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)

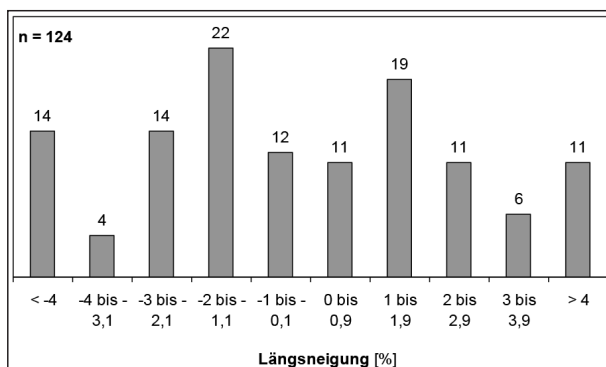


Bild 42: Absolute Häufigkeitsverteilung der Längsneigung in Verwindungsbereichen (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)

das erwartete hohe Unfallgeschehen im Bereich geringer Längsneigungen $0,0\% \leq |s| < 1,0\%$ nicht bestätigt. LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) erklären dies auf der Grundlage von HERMANN (2008) mit den längeren Fließwegen, die trotz einer schnelleren Ableitung des Wassers bei größeren Längsneigungen entstehen. Dadurch kommt es zur Erhöhung der Wasserfilmdicken.

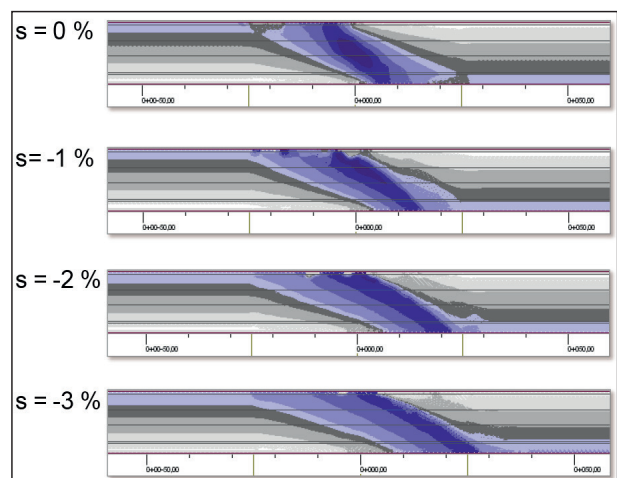


Bild 44: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit von der Längsneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011 – unveröffentlicht)

LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) können keinen Zusammenhang zwischen dem Unfallgeschehen und der Längsneigung herstellen.

Die Untersuchung der Wasserfilmdicken in Abhängigkeit von der Längsneigung von LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) ergab, dass durch Anhebung der Längsneigung geringfügige Verbesserungen erreicht werden können (Bild 44).

2.10 Offenporige Asphalte

2.10.1 Stand des Regelwerks

Das „Merkblatt für den Bau offenerporiger Asphaltdeckschichten – M OPA“ (FGSV 2013) nennt als Einsatzkriterium für OPA nur die Anforderung der Minderung des Verkehrslärms. Die guten Entwässerungseigenschaften werden lediglich als positiver Nebeneffekt angesehen.

Bei offenerporigen Asphaltdeckschichten wird zwischen einschichtigen und zweischichtigen OPA unterschieden. Die Befestigungsarten haben unterschiedliche schalltechnische Eigenschaften, die durch die unterschiedlichen Dicken und Korngrößen der Schichten entstehen. Durch eine größere Dicke und Körnung des zweischichtigen OPA's können tiefere Frequenzbereiche absorbiert werden. Diese entstehen bei niedrigeren Geschwindigkeiten, aber auch durch Lkw-Überfahrten (FGSV 2013).

Bei der Herstellung offenerporiger Deckschichten ist darauf zu achten, dass die verdichtete Schicht einen hohen Hohlraumgehalt aufweist. Diese Hohlräume sollen zum Großteil miteinander verbunden sein. Dadurch kann das Oberflächenwasser in der Deckschicht abfließen (FGSV 2013). Die Anforderungen an das Mischgut werden in den „Technischen Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen – TL Asphalt StB 07/13“ beschrieben (FGSV 2013a).

OPA werden mit konventionellen Fertigern eingebaut. Für ZWOPA können diese Geräte auch zum Einsatz kommen. Der Einbau erfolgt dann in zwei Arbeitsschritten. Außerdem gibt es Spezialfertiger, die das Mischgut in zwei Arbeitsschritten heiß auf heiß einbauen (FGSV 2013).

Bezüglich der Entwässerung ist zu beachten, dass das Ableiten des Oberflächenwassers auf einer dichten Unterlage zum Rand hin erfolgt. Dabei ist zwischen Strecken ohne Randeinfassung und mit Randeinfassung zu unterscheiden.

Auf anbaufreien Straßen wird in der Regel ein freier Abfluss ohne Randeinfassung hergestellt. Das Was-

ser wird auf der dichten Unterlage in das Bankett geleitet. Dort muss das Wasser frei abfließen können. Für die Gewährleistung des Wasserabflusses beim einschichtigen OPA sollen dazu die unteren Schichten mindestens 10 cm breiter gebaut werden (Bild 45). Auch wird das Bankett mit Schotterrasen aufgefüllt. Beim zweischichtigen OPA wird das Bankett mit einer 15 cm dicken Schicht aus groben Gesteinskorn (32/45) bedeckt (Bild 46).

Bei einer geschlossenen Entwässerung kommen seitlich des OPA Entwässerungsrinnen zum Einsatz (Bild 47 und Bild 48).

Wenn der Wasserabfluss in der Schicht behindert ist, müssen außerdem zusätzliche Entwässerungseinrichtungen zur Querausleitung aus dem OPA (PA 16) angeordnet werden. Dies kann notwendig sein bei Querneigungswechseln, Bauwerksbereichen, dem Übergang zu dichten Deckschichten oder bei langen Fließwegen (FGSV 2013). Die Querausleitungen werden mit einer Mindestbreite von 1 m Meter in einer Tiefe von 6 cm bis 8 cm eingebaut. Der Winkel der Ausleitungen soll möglichst den der Schrägneigung haben, aber nicht größer als 45° sein (Bild 49).

In das M OPA (2013) wurden auch erstmals Hinweise zur Erhaltung von Abschnitten mit offenerporigem Asphalt aufgenommen. Im Allgemeinen sollen

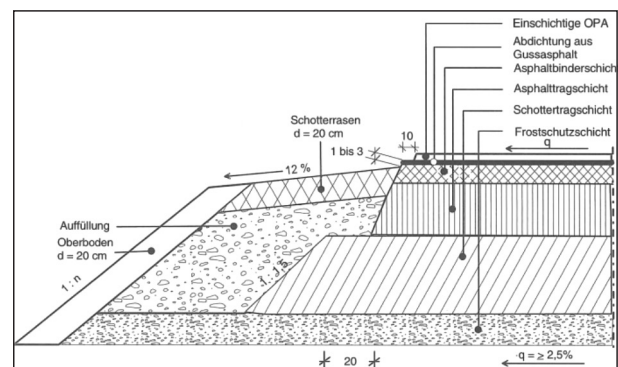


Bild 45: OPA mit seitlichem freiem Abfluss (FGSV 2013)

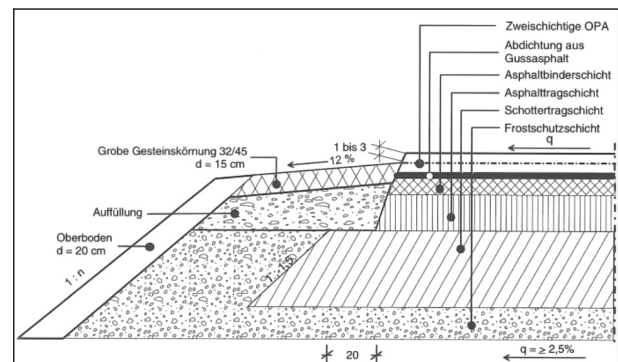


Bild 46: ZWOPA mit seitlichem freiem Abfluss (FGSV 2013)

Verunreinigungen durch Tierkadaver, Unfälle oder sonstiges sofort entfernt werden. Schäden in der Befestigung sind schnellstmöglich zu reparieren, um weitere Kornausbrüche zu vermeiden.

Für die Durchführung des Winterdienstes werden für OPA folgende Hinweise gegeben:

- Durch den höheren Hohlraumgehalt ist eine veränderte Streustrategie notwendig.
- Die Abschnitte müssen früher gestreut werden als herkömmliche Fahrbahndecken. Grund dafür ist das andere Temperaturverhalten von OPA.

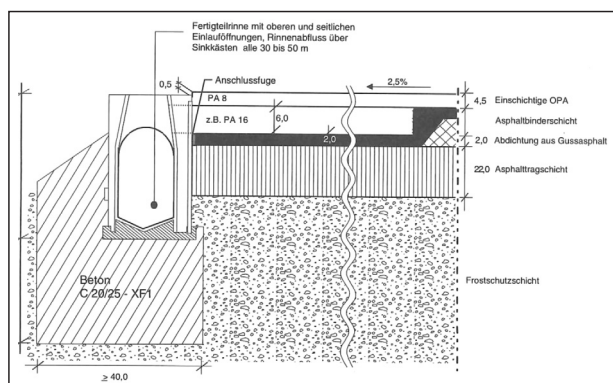


Bild 47: OPA mit einem seitlichen Abfluss mit einer Kastenrinne (FGSV 2013)

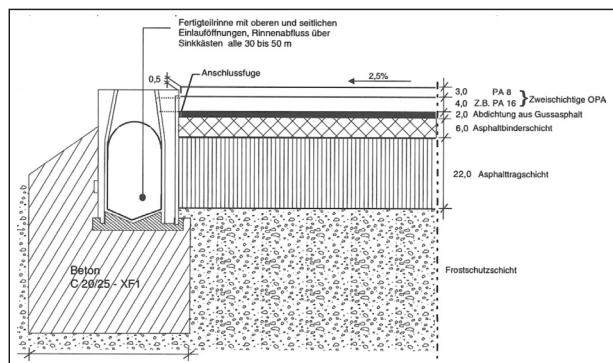


Bild 48: ZWOPA mit einem seitlichen Abfluss mit einer Kastenrinne (FGSV 2013)

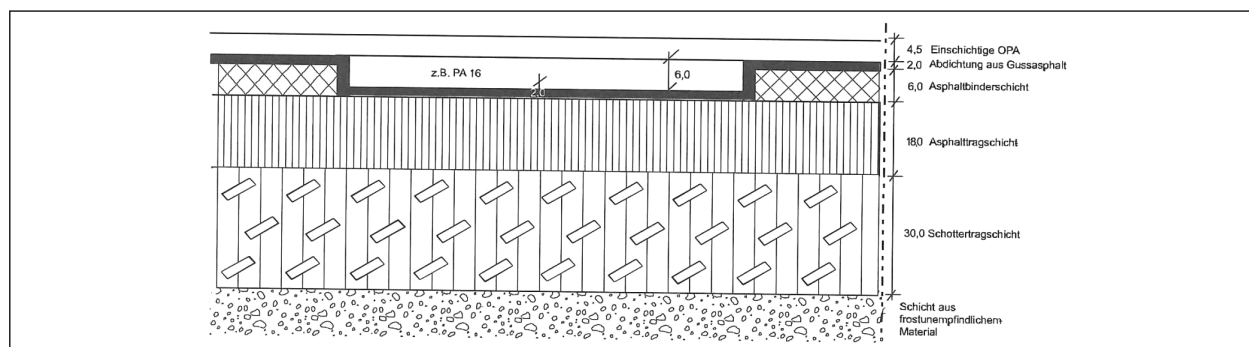


Bild 49: Verbesserung des Abflusses durch Querausleitung (FGSV 2013)

- Aufgrund der Poren sind Trockenstreuerungen für OPA ungeeignet, es sollen bevorzugt flüssige Streustoffe zum Einsatz kommen.
- Es sind allgemein größere Mengen an Streugut notwendig. Das Merkblatt gibt dazu Empfehlungen in Abhängigkeit von der Wetter- bzw. Temperaturlage sowie des eingesetzten Streugutes.

Hinsichtlich der Reinigung sind in der Regel keine besonderen Aufwände nötig, da durch den Verkehr ein Selbstreinigungseffekt erfolgt. Ein Zusetzen der Poren durch Schmutz und Reifenabrieb erfolgt auf Autobahnen aufgrund der hohen Geschwindigkeiten nur sehr langsam. Eine vollständige Reinigung ist derzeit auch nicht möglich. Der Einsatz von Reinigungsmaschinen mit Druck-Spül-Einrichtung wird nur empfohlen, wenn größere Feststoffe bzw. Chemikalien, Öle, Kraftstoffe und sonstige Flüssigkeiten mit Lösemittelleigenschaften in den Belag eindringen. Gegebenenfalls ist der Belag zu erneuern.

Auch wird im Merkblatt das Vorgehen bei der baulichen Erhaltung diskutiert, damit die schallabsorbierenden und entwässerungstechnischen Eigenschaften des OPA erhalten bleiben.

Zur Anwendung von zweischichtigen offenporigen Asphaltbelägen (ZWOPA) hat bereits ein Leitfaden des Bayerischen Landesamtes für Umwelt (LFU Bayern 2009) Hinweise gegeben. Diese werden zum Teil auch im Merkblatt von 2013 behandelt. Weitere Empfehlungen sind:

- Beim Einbau von ZWOPA soll darauf geachtet werden, dass die untere Schicht des ZWOPA's 5 cm breiter einzubauen ist. Dadurch soll verhindert werden, dass an der Außenböschung Mischgut der oberen Schicht in die untere Schicht gelangt.

- Die untere Schicht des ZWOPA muss auf 50 °C abgekühlt sein, bevor die zweite Schicht eingebaut wird. Eine Beschleunigung des Abkühlens der unteren Schicht soll nicht durchgeführt werden.

Zusätzlich sind im Leitfaden Hinweise zur Planung von Strecken mit OPA, zur Bauablaufplanung und zur Bauphase enthalten.

2.10.2 Stand von Wissenschaft und Technik

HABERL u. a. (2008) untersuchen, welche Erfahrungen zum Einsatz von offenporigen Asphalten hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Verschmutzung, Griffigkeit und Lärminderung vorliegen.

Nach einer Umfrage in den drei Ländern Deutschland, Österreich und Schweiz sind die Vorteile des offenporigen Asphaltes, neben der lärmindernden Eigenschaft, positive Auswirkungen auf die Verkehrssicherheit. Durch den großen Hohlraumgehalt des offenporigen Asphalts kann das Niederschlagswasser aufgenommen werden. Dadurch verringert sich die Aquaplaningefahr, die Sprühfahnenbildung lässt nach und die Lichtreflexion am Oberflächenwasser nimmt ab. Der festgestellte Nachteil liegt jedoch in der höher gewählten Geschwindigkeit der Fahrzeugführer aufgrund der scheinbar sicheren Fahrbahn. Dadurch nimmt die Verkehrssicherheit wiederum ab.

Durch Verschmutzung der Poren nehmen jedoch das Lärminderungspotential und die Drainagefähigkeit ab.

Als weitere Nachteile nennen HABERL u. a. (2008) das abweichende Temperaturverhalten im Vergleich zu anderen Asphaltdeckschichten. Durch den großen Hohlraumgehalt liegt der Temperaturunterschied bei 1 bis 2 °C. Bei Temperaturabnahme erreicht der OPA ca. 30 min eher den Gefrierpunkt, bei einer Temperaturzunahme erreicht er den Taupunkt erst ca. 60 min später. Für den Winterdienst hat das zur Folge, dass die Fahrzeuge zeitiger und häufiger eingesetzt werden müssen. Außerdem muss eine höhere Salzmenge aufgebracht werden. Auch kann Regen auf unterkühltem Asphalt zu kritischen Situationen führen, da offenporiger Asphalt nur schwer von Eis zu befreien ist. Vorbeugendes Streuen ist jedoch umstritten, da sich dadurch Salz in den Poren absetzen kann.

Weiterhin ist der offenporige Asphalt aufgrund des Korngerüsts weniger widerstandsfähig gegenüber

auftretenden Schubkräften. Es kommt häufiger zu Kornausbrüchen. Insgesamt weisen offenporige Asphalte eine kürzere Lebensdauer auf, die zudem meist abrupt erreicht wird. Die geschätzte mittlere Lebensdauer liegt in Deutschland bei etwa 9,5 Jahren, in Österreich sind es 10,6 und in der Schweiz 12,3 Jahre.

Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt 2010) führte eine interne Studie zur richtigen Durchführung des Betriebsdienstes bei offenporigen Asphalten durch. In der Literaturrecherche wurde nach bisherigen Forschungsergebnissen im Bereich Sommerdienst, speziell nach der Problematik der Reinigung, der Reparatur und des Umgangs mit Ölspuren gesucht. Es wurde internationale Literatur ab dem Jahr 2005 und deutschsprachige Literatur berücksichtigt. In einer eigenen Umfrage wurden die bisherigen Erfahrungen ergänzt.

Reinigung

Es gibt keine einheitliche Meinung zum Erfolg der Reinigung des offenporigen Asphalts. Positive Erfahrungen konnten lediglich bei jungen OPA gesammelt werden. Bei den länger liegenden offenporigen Deckschichten wurden lediglich Reinigungserfolge bis zu einer maximalen Tiefe von 4 cm festgestellt.

Die Umfrage der BASt (2010) in den Autobahn- und Straßenmeistereien zeigt, dass der Reinigungsaufwand höher ist als auf herkömmlichen Decken. Allerdings kann dies zumeist aus personellen Gründen bzw. wegen des Mangels an technischen Gerätschaften nicht geleistet werden. Nur in einem Viertel der befragten Meistereien wird der OPA häufiger gekehrt. Auch nimmt das mehr Zeit in Anspruch, da dabei mit der Kehrmachine langsamer gefahren werden muss, als bei herkömmlichen Deckschichten. Bei einer besonderen Reinigung (beispielsweise auch bei Ölaustritten) kommen Nassreinigungsverfahren zum Einsatz.

Allerdings ist auch der Selbstreinigungseffekt des OPA von großer Bedeutung. Jedoch ist davon der Seitenstreifen nicht betroffen, weshalb dort der Verschmutzungsgrad höher ist.

Kommt es zu Ölaustritten, ist ein höherer Reinigungsaufwand notwendig. Von den Autobahnmeistereien wird dabei meist ein Nassreinigungsverfahren angewandt.

Reparatur

Anhand der Literatur ergibt sich die Empfehlung, bei kleineren Reparaturen den OPA über die volle Breite der befestigten Fläche neu zu ersetzen, um den seitlichen Wasserabfluss zu gewährleisten.

Nach BAST (2010) sind Reparaturen aufgrund von Kornausbrüchen oder Verformung durch hohe Temperaturen notwendig. Dort werden dann lediglich Kleinstellenreparaturen durchgeführt, um die Verkehrssicherheit zu gewährleisten. Dabei wird allerdings kein OPA verwendet, sondern herkömmlicher Splittmastixasphalt. Dies ist jedoch ein Provisorium, da sie nur eine kurze Haltbarkeit aufweisen.

Das wird auch in der Umfrage von HABERL u. a. (2008) festgestellt. Danach werden bei kleinflächigen Reparaturmaßnahmen Gussasphalt oder Asphaltbeton benutzt, da OPA nur in größeren Mengen erhältlich ist bzw. OPA nicht im Handeinbau vorgenommen werden kann. Damit sind allerdings Nachteile für den Wasserabfluss verbunden. Auch sind Fugen und Anschlüsse als nachteilig zu bewerten, da diese Ausgangspunkte für Schäden sind (z. B. Risse).

Zweischichtiger offenporiger Asphalt

RIPKE (2007, 2009) begleitete den Einbau zweischichtiger offenporiger Asphalte auf vier Bauabschnitten im Zuge der Grunderneuerung der BAB A 30. Dabei kamen zwei unterschiedliche Einbauweisen auf je zwei Bauabschnitten zum Einsatz, die Kompaktbauweise „heiß auf heiß“ und die herkömmliche Bauweise „heiß auf kalt“. Die eingebaute Schichtdicke auf der BAB A 30 belief sich insgesamt auf ca. 8 cm Deckschicht: 5,5 cm in der unteren Schicht und 2,5 cm in der oberen.

Ziel der zweischichtigen Bauweise ist es, die Verschmutzung durch die Wahl des Größtkorndurchmessers der beiden Schichten zu reduzieren. In der unteren Schicht werden relativ große Korndurchmesser (0/16) verwendet, die den Lärm mindern und die Drainage unterstützen sollen. Die obere Schicht dient als Filter für Verschmutzungen und weist kleinere Größtkorndurchmesser auf (0/8).

Die ersten beiden Abschnitte wurden in den Jahren 2004 und 2005 realisiert. Bei beiden Einbauarten traten Probleme hinsichtlich des Verdichtungsgrads auf. Beim konventionellen Aufbau reichte die Verdichtung der oberen Schicht nicht aus, was zu Korn-

ausbrüchen führen kann. Der Kompakteinbau führte dagegen zu einem hohen Verdichtungsgrad in der unteren Schicht. Insgesamt wurde diese Methode als besser bewertet.

2.11 Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit

Nach den RAA (2008) ist eine Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe nur dann anzuordnen, wenn sich keine der aufgeführten Maßnahmen zur Beseitigung abflussschwacher Zonen umsetzen lässt. Dabei ist zu beachten, dass diese Entscheidung mit der zuständigen Verkehrsbehörde abgestimmt werden soll (FGSV 2008).

Nach der Straßenverkehrsordnung – StVO (Stand 01.04.2013) wird die Begrenzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit mit dem Zeichen 274 vorgenommen. Die Verwaltungsvorschrift zur StVO (VwV-StVO vom 01.09.2009) erklärt dazu, dass eine Geschwindigkeitsbeschränkung dort anzuordnen ist, wo Unfalluntersuchungen ein erhöhtes Unfallgeschehen aufgrund zu hoher Geschwindigkeiten ergeben haben (StVO 2013/StVO-VwV 2009).

Auf Autobahnen darf nach StVO/StVO-VwV (2010) die zulässige Höchstgeschwindigkeit auf maximal 130 km/h beschränkt werden. Reicht das Gefahrenzeichen 114 – „Schleudergefahr bei Nässe oder Schmutz“ als Warnung nicht aus, kann das Zeichen 274 – „zulässige Höchstgeschwindigkeit“ mit dem Zusatzzeichen „bei Nässe“ angeordnet werden. Dies ist auch notwendig, wenn die Gefahr auf längeren Streckenabschnitten häufiger vorliegt (Bild 50).

2.12 Sondermaßnahmen

Nach dem „Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Verkehrsflächen aus Beton – M OB“ (FGSV 2009) wird zur Herstellung der Griffigkeit und zur Verbesserung der Lärmemission das Grinding-Verfahren (Schleifen) angewandt (längsgerichtet ausgeführt). Soll ein höheres Drainagevermögen hergestellt werden, eignet sich das Grooving-Verfahren. Dabei werden Rillen längs oder quer in die Befestigung geschnitten.

Bei Betondecken im Straßenverkehr kommen Rillen in Längsrichtung zum Einsatz, da diese keine negativen Auswirkungen auf die Lärmemission haben.

Bei der Herstellung soll die Betondecke die für die Verkehrsfreigabe erforderlichen Festigkeitswerte



Bild 50: Gefahrenzeichen 114 und Zusatzzeichen „bei Nässe“ nach StVO (StVO/StVO-VwV 2010)



Bild 51: Grooving (links: Welle zum Rillenschneiden, rechts: Fläche mit geschnittenen Rillen) (FGSV 2009)

aufweisen. Die Rillen werden mithilfe von Diamantschleifscheiben in den Beton eingearbeitet. Die Diamantscheiben werden dabei mit Wasser gekühlt, wodurch Schleifschlamm entsteht. Dieser wird nach dem Schleifen abgesaugt. Die Rillen sollen einen Mindestabstand von 25,4 mm (= 1 Zoll) aufweisen, um das Herausbrechen der Stege zu verhindern (FGSV 2009).

Bereits im Jahr 1985 untersuchten Dames u. a. die Wirksamkeit und die Dauerhaftigkeit von Rillen in Fahrbahnen in Abhängigkeit von der Bauweise und der Verkehrsbelastung. Dabei waren auch die Rillenrichtung und die Rillenform von Bedeutung.

HERMANN (2008) untersuchte mit PLANUS die Wirksamkeit von Grooving-Maßnahmen in Verwindungsbereichen. Er stellt fest, dass in den Simulationen nur eine geringe Effektivität auftrat. Als Grund dafür nennt er das zu hoch angesetzte Regenereignis von $n=1$ (Tabelle 2). Grooving-Maßnahmen sind erst bei Regenereignissen mit Häufigkeiten $n \geq 5$ wirksam.

Aufgrund des geringen Aufwands des Grooving-Verfahrens (Fräsen von Rillen) nimmt HERMANN (2008) an, dass sich diese Maßnahme dennoch zumindest für Sanierungsmaßnahmen gut eignet.

2.13 Erfahrungen im europäischen Ausland

Im Rahmen des 5. Treffens der „Rural Roads Design Group“ am 02.–04. April 2014 in Kopenhagen

wurden Erfahrungen zur Sicherstellung einer ausreichenden Entwässerung auf Autobahnen diskutiert. Teilnehmer waren die Länder Dänemark, Schweden, Norwegen, Finnland und Niederlande.

In Dänemark wird ebenfalls eine Wasserfilmdicke von 2 mm als zulässig erachtet, jedoch gibt es dort eine allgemeine Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf Autobahnen von 110 km/h. Zusätzliche Nachweise für eine ausreichende Entwässerung sind bei Planungsmaßnahmen nicht erforderlich.

Jedoch ist zu erwähnen, dass auf den Autobahnen in Dänemark aufgrund von Lärmschutzforderungen häufig offenporiger Asphalt eingesetzt wird. So werden von vornherein entwässerungstechnische Probleme vermieden.

Auch werden vier Arten von Schrägverwindung angewandt, die sich von der deutschen Variante jedoch etwas unterscheiden und maschinell eingebaut werden können. Dabei beliebt jedoch ein Bereich mit $q=0\%$ zurück.

Schweden empfiehlt trotz der gesetzlichen Mindeststreifenprofilltiefe von 1,6 mm eine Reifenprofilltiefe von 3 mm. Die zulässige Wasserfilmtiefe beträgt 5 mm bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 110 km/h. Weiterhin werden für Autobahnen raue Oberflächen empfohlen.

In Norwegen gilt die zulässige Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h auf Autobahnen. Bei dieser geringen Geschwindigkeit kommt es offensichtlich nicht zu Aquaplanung, sodass keine Entwässerungsmaßnahmen vorgesehen sind.

In den Niederlanden wird auf Autobahnen fast ausschließlich OPA eingebaut. Die zulässige Höchstgeschwindigkeit beträgt 130 km/h. Üblicherweise gibt es keine Beschränkungen der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe, außer bei extremen Niederschlägen. Dann wird die Geschwindigkeit über Verkehrsbeeinflussungsanlagen beschränkt. Weitere Maßnahmen werden nicht angewandt.

Insgesamt zeigt sich, dass die skandinavischen Länder sowie die Niederlande nicht in dem Maße Probleme mit der ausreichenden Entwässerung von Autobahnen haben wie Deutschland. Das liegt zum einen daran, dass OPA von vornherein auf Autobahnen aus Gründen des Schallschutzes eingebaut

wird. Andererseits gibt es in den Ländern eine Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf Autobahnen, die auch überwacht wird. Offensichtlich entstehen bei diesen geringen Geschwindigkeiten keine bzw. nur eine geringe Anzahl an Unfällen aufgrund von Aquaplaning.

2.14 Bewertung der Wirtschaftlichkeit

Anhand der „Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen“ – EWS (FGSV 1997) können Straßenbaumaßnahmen hinsichtlich ihrer volkswirtschaftlichen Kosten und Nutzen bewertet werden. Durch Berechnung des Nutzen-Kosten-Verhältnisses (NKV) ist es möglich, verschiedene Maßnahmen miteinander zu vergleichen.

Die Nutzenkomponenten werden durch Schätzverfahren ermittelt. Zu den Komponenten zählen:

- Betriebskosten,
- Fahrzeiten,
- Unfallgeschehen,
- Lärmbelastung,
- Schadstoffbelastung,
- Klimabelastung,
- Trennwirkung von Straßen und
- Flächenverfügbarkeit in bebauten Gebieten.

Bei der Ermittlung der Kosten wird zwischen Investitionskosten und laufenden Kosten unterschieden. Diese Kosten fallen zu unterschiedlichen Zeitpunkten an. Aus diesem Grund werden sie als Jahreskosten der Baulast ausgewiesen und addiert.

$$K_a = KI_a + KL_a \quad (\text{Gl. 10})$$

K_a [€/a] jährliche Baulastkosten

KI_a [€/a] jährliche Investitionskosten

KL_a [€/a] jährliche laufende Kosten

Der Barwert der jährlichen Kosten wird über den gesamten Bewertungszeitraum berechnet:

$$KA = bf \times K_a \quad (\text{Gl. 11})$$

KA [€] Barwert der Kosten

bf [a] Barwertfaktor

K_a [€/a] jährliche Kosten

Der Barwertfaktor ergibt sich aus:

$$bf = \frac{(1 + 10^{-2} \times p_a)^{n_B} - 1}{10^{-2} \times p_a \times (1 + 10^{-2} \times p_a)^{n_B}} \quad (\text{Gl. 12})$$

bf [a] Barwertfaktor

p_a [%/a] Aktualisierungsrate

n_B [a] Dauer des Bewertungszeitraums

Die Investitionskosten sind die Baukosten des Vorhabens sowie anfallende Kosten für Ausgleichsmaßnahmen und zur Vermeidung negativer Auswirkung (z. B. Lärmschutzmaßnahmen). Erneuerungskosten werden dabei nicht gesondert betrachtet, da den Leistungen eine gewisse Nutzungsdauer zugeordnet wird (technische Abschreibungszeiträume).

Die vollständigen Investitionskosten ergeben sich aus den einzelnen Leistungen mit den jeweiligen Abschreibungszeiträumen, welche auf den Bezugszeitpunkt auf- bzw. abgezinst werden. Dies ist der 1. Januar des Jahres nach der Verkehrsfreigabe.

$$KB_q = A_q \times (1 + 10^{-2} \times p_a)^{r_a} \quad (\text{Gl. 13})$$

KB_q [€] Baukosten: bis zum Bezugszeitpunkt auf- und abgezinste Ausgaben für eine Bauleistung mit Abschreibungszeitraum von d_q Jahren

A_q [€] Ausgaben (ohne Mehrwertsteuer) für eine Bauleistung mit einer Nutzungsdauer (Abschreibungszeitraum) von d_q Jahren

q [-] lfd. Nummer der Bauleistungen nach Tabelle 14 der EWS 1997

p_a [%] Aktualisierungsrate

r_a [a] Aufzinsungszeiträume

Die jährlichen Investitionskosten berechnen sich zu:

$$KI_a = \sum_q KB_q \times af_q \quad (\text{Gl. 14})$$

KI_a [€/a] jährliche Investitionskosten

KB_q [€] Baukosten

af_q [1/a] Annuitätenfaktor

q [-] lfd. Nummer der Bauleistungen nach Tabelle 14 der EWS 1997

Der Annuitätenfaktor berechnet sich zu:

$$af_q = \frac{10^{-2} \times p_a \times (1 + 10^{-2} \times p_a)^{dq}}{(1 + 10^{-2} \times p_a)^{dq} - 1} \quad (\text{Gl. 15})$$

- af_q [1/a] Annuitätenfaktor
 p_a [%] Aktualisierungsrate
 d [a] Abschreibungszeitraum
 q [-] lfd. Nummer der Bauleistungen nach Tabelle 14 der EWS 1997

Laufende Kosten sind wiederkehrende Kosten, die zur Vorhaltung der Straße sowie der Lenkung und der Sicherung des Verkehrs anfallen. Es werden betrachtet:

- Sofortmaßnahmen,
- Maßnahmen kleineren Umfangs (baulicher Unterhalt) und
- Arbeiten zur Aufrechterhaltung (Reinigungsarbeiten, Winterdienst).

Diese hängen vom Straßentyp, den Ingenieurbauwerken und der Ausstattung der Straße ab. In den EWS 1997 sind Grundwerte für laufende Kosten enthalten, wobei jedoch weitere Zuschläge entstehen können, z. B. durch den Winterdienst.

Die jährlichen laufenden Kosten für ein Netz ergeben sich in Abhängigkeit von der Anzahl und der Länge der betrachteten Abschnitte nach Gleichung 16.

$$KL_a = \sum_i KL_{a,i} \times LG_i \quad (\text{Gl. 16})$$

- KL_a [€/a] jährliche laufende Kosten für das betrachtete Netz
 KL_{a,i} [€/(km × a)] jährliche laufende Kosten des Abschnittes i
 LG_i [km] Länge des Abschnittes i

Anhand der berechneten Nutzen und Kosten kann nun das Nutzen-Kosten-Verhältnis (NKV) bestimmt werden. Wird davon ausgegangen, dass der Nutzen jährlich konstant ist und die Kosten konstant über den Bewertungszeitraum angesetzt sind, ergibt sich das NKV nach Gleichung 17 unter Beachtung von Gleichung 18

$$NKV = \frac{NA}{KA} \quad (\text{Gl. 17})$$

$$NA = bf \times N_a \quad (\text{Gl. 18})$$

- NKV [-] Nutzen-Kosten-Verhältnis
 NA [€] Barwert der Nutzen
 KA [€] Barwert der Kosten
 bf [a] Barwertfaktor
 N_a [€/a] jährliche Nutzen

Als Bewertungszeitraum wird in den EWS ein Zeitraum von 20 Jahren genannt.

2.15 Schlussfolgerung aus der Literatur

Anhand der Literaturlauswertung ergeben sich für die vorliegende Untersuchung folgende Schlussfolgerungen und Konsequenzen:

- Verwindungsbereiche mit Nulldurchgang auf Autobahnen sind aufgrund des erforderlichen Querneigungswechsels notwendig (Ausnahme: Schrägverwindung, Negative Querneigung bei großen Kurvenradien).
- Durch zunehmend breitere Richtungsfahrbahnen sind immer größere Flächen zu entwässern.
- Dabei kommt es besonders auch in breiten Richtungsfahrbahnen in Verbindung mit geringer Längsneigung zu erhöhten Wasserfilmdicken.
- Obwohl Fahrzeugführer die Geschwindigkeiten bei Regen reduzieren, besteht dennoch in Verwindungsbereichen die Gefahr des Aquaplanings. Die hohe Anzahl von Aquaplaningunfällen bestätigt diesen Sachverhalt.
- Zur Vermeidung von abflussschwachen Zonen in Verwindungsbereichen nennen die RAA die folgenden Maßnahmen: Schrägverwindung, Kurven mit negativer Querneigung, konstruktive Maßnahmen im Sinne von Querkastenrinnen, Erhöhung der Längsneigung, offenporige Asphalte und die Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit. Für diese verschiedenen Möglichkeiten werden jedoch nur begrenzt Einsatzhinweise gegeben.
- Entwässerungstechnische Simulationen und Erfahrungen aus der Praxis zeigen, dass Schrägverwindungen ein sehr gutes Entwässerungsvermögen aufweisen. Das bestätigt das geringere

Unfallgeschehen bei Nässe im Vergleich zu den Standardverwindungen.

- Bisher wurden Schrägverwindungen in Deutschland ausschließlich in Asphaltbauweise hergestellt. In Österreich sind jedoch Schrägverwindungen auch schon in Beton gefertigt worden. Die Erfahrungen der durchführenden Baufirma bzw. Straßenbauverwaltung dazu sowie die Herstellungskosten sollen im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens ermittelt werden.
- Für die entwässerungstechnischen Simulationen sollen die empfohlenen Längen der Schrägverwindungen in Abhängigkeit von der Entwurfsklasse und dem Querschnitt von Lippold/Ressel u. a. 2011 angewandt werden.
- Durch den Einbau von Querkastenrinnen kann die Wasserfilmdicke wirksam reduziert werden. Die bisherigen Erfahrungen aus der Praxis bzgl. der Entwässerungseigenschaften sind weitestgehend positiv. Für die Bewertung der Kastenrinnen sind im vorliegenden Forschungsvorhaben neben der Wirkung auch die Kosten für Bau und Instandhaltung von Interesse.
- Offenporiger Asphalt zeigt erfahrungsgemäß eine hohe Wirkung bei der Ableitung von Niederschlagswasser und der Vermeidung von Sprühhahnen. Probleme werden jedoch in der Haltbarkeit, beim Winterdienst und bei der Instandhaltung gesehen. Aus diesem Grund sollen Erfahrungen zu eingebauten offenporigen Deckschichten in den Straßenbauverwaltungen zusammen gestellt werden. Dabei sind auch die Kosten zu ermitteln.
- Bei den offenporigen Deckschichten sollen dabei der herkömmliche OPA und der zweischichtige offenporige Asphalt (ZWOPA) betrachtet werden.
- Die negative Querneigung in Kurven ist nach RAA für Radien $R \geq 4.000$ m möglich. Durch die negative Querneigung entfällt der Verwindungsbereich. Jedoch kommt diese Möglichkeit aufgrund des geforderten Mindestradius und wegen des hohen baulichen Aufwands als nachträgliche Maßnahme zur Beseitigung entwässerungsschwacher Zonen nicht in Frage.
- Das Entwässerungsverhalten auf Strecken mit negativer Querneigung ist positiv und das Unfallgeschehen bei Nässe ist geringer als innerhalb von Standardverwindungen.
- Für die im Projekt angestrebten Maßnahmenempfehlungen soll die negative Querneigung daher ebenfalls mit betrachtet werden.
- Durch die Erhöhung der Längsneigung können lokale Maxima der Wasserfilmdicke reduziert werden, jedoch kann dadurch die betroffene Fläche mit erhöhten Wasserfilmdicken größer werden. Aufgrund der großen Fahrbahnbreite von Autobahnen können die Wasserfilmdicken durch die Anhebung der Längsneigung nicht unter das kritische Maß von 2 mm gesenkt werden.
- Die Anordnung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit ist auf Strecken mit nachweislich hohem Unfallgeschehen zulässig und soll mit der zuständigen Verkehrsbehörde abgestimmt werden. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme ist differenziert zu bewerten, da die zulässige Höchstgeschwindigkeit in unterschiedlichem Maße überschritten wird.
- Das Grooving, das heute auch schon auf Autobahnen Anwendung findet, ist zwar im Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Betonfahrbahndecken beschrieben, aber in den RAA nicht als Regellösung enthalten. Die Erfahrungen zu dieser zusätzlichen Maßnahme hinsichtlich Wirksamkeit, Dauerhaftigkeit, Einsatzkriterien und Kosten sollen durch Befragungen ermittelt werden.
- Auch soll recherchiert werden, ob sich das Verfahren auch für Fahrbahnen in Asphaltbauweise eignet.
- Die Maßnahmen nach RAA sollen in entwässerungstechnischen Simulationen hinsichtlich ihrer Wirksamkeit bei unterschiedlichen Einflussparametern überprüft und auf ein vergleichbares Niveau gebracht werden.
- Von Hermann 2008 wurde das Simulationsprogramm PLANUS entwickelt, das in mehreren Untersuchungen zur Anwendung kam (z. B. RESSEL 2008, LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) und LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013)). Inzwischen hat WOLFF (2013) ein neues Simulationsprogramm namens (PSRM) entwickelt (Ziffer 4.2.1). Dieses soll für die vorliegende Untersuchung zur Anwendung kommen.

- Für die entwässerungstechnischen Berechnungen bzw. Simulationen wurden in der Literatur zum Teil sehr unterschiedliche Annahmen für die Regenspende bzw. Regenintensität getroffen. Um die Vergleichbarkeit zu dem vorangegangenen Projekt (FE 02.295/2008) herzustellen, soll für die Untersuchung die Regenspende $r_{(T=15, n=1)} = 120 \text{ l/(s} \times \text{ha)}$ verwendet werden. Dies entspricht einem Starkregen.
- In vorangegangenen Untersuchungen wurden unterschiedliche Reifenprofiliefen für die Bewertung der Verkehrssicherheit verwendet, welche wiederum bei unterschiedlichen Wasserfilmdicken zum Aquaplaning führten. Laut derzeit geltender StVZO ist jedoch eine Mindestprofiltiefe von $t=1,6 \text{ mm}$ einzuhalten. Aus diesem Grund ist diese Reifenprofiltiefe für die vorliegende Untersuchung zunächst maßgebend.
- Es soll auch untersucht werden, welche Reifenprofiliefen im Fahrzeugkollektiv vorhanden sind.
- Die in den RAA festgelegte kritische Wasserfilmdicke von $\text{WFD}_{\text{krit}}=2,0 \text{ mm}$ ist bei der Dimensionierung von Entwässerungslösungen maßgebend. Diese soll auch für die hier durchzuführenden Simulationen verwendet werden.
- Im europäischen Ausland werden zum Teil auch andere kritische Wasserfilmdicken als $\text{WFD}_{\text{krit}}=2 \text{ mm}$ angenommen. Eine Änderung der kritischen Wasserfilmdicke soll daher auch im vorliegenden Forschungsvorhaben diskutiert werden.
- Für die Bewertung der Wirtschaftlichkeit von kleinräumigen Maßnahmen ist es nicht erforderlich, alle nach EWS 1997 vorgeschlagenen Komponenten zu berücksichtigen. Für Verwindungsbereiche bietet sich jedoch das vermeidbare Unfallgeschehen von Nässeunfällen an.
- Die vermeidbaren Unfallkosten (Nutzen) sind dann den Kosten für die jeweilige Entwässerungsmaßnahme gegenüberzustellen (Nutzen-Kosten-Verhältnis).
- Die EWS sehen einen Bewertungszeitraum von 20 Jahren vor. Jedoch wird als Lebenszyklus für Straßen von einem Zeitraum von 30 Jahren ausgegangen. Dieser Zeitraum soll im Forschungsprojekt für die Bewertung der Wirtschaftlichkeit angenommen werden.

3 Ziel der Untersuchung

Ziel des Forschungsvorhabens ist es, die in den RAA aufgezeigten entwurfstechnischen und baulich-konstruktiven Lösungen hinsichtlich ihrer Wirksamkeit, ihrer Dauerhaftigkeit und ihrer Kosten vergleichend zu bewerten.

Die Wahl der konkreten Maßnahme bleibt bisher dem Entwurfsingenieur überlassen. Die RAA wiesen lediglich darauf hin, dass die Entscheidung für eine dieser Maßnahmen auf der Grundlage einer detaillierten wassertechnischen Berechnung im Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke, Geschwindigkeit und Aquaplaninggefahr nachzuweisen und die jeweils geeignete Maßnahme in Abhängigkeit von den konkreten planerischen Randbedingungen vorzuschlagen ist. Das ist jedoch dauerhaft nicht praktikabel, da für die Auswahl ein geschlossenes und handhabbares Berechnungsverfahren fehlt und die jeweiligen Randbedingungen nicht konkret benannt sind.

Aus diesem Grunde sollen alle möglichen Maßnahmen so aufgearbeitet und zusammengestellt werden, dass sich daraus ein allgemeingültiges, richtliniengerecht aufgearbeitetes Praxisverfahren zur Auswahl der jeweils sinnvollen Entwässerungslösung erstellen lässt.

Aus der Analyse der Literatur und des Regelwerkes (Ziffer 2) leiten sich deshalb für das vorliegende Vorhaben folgende Entwässerungsmaßnahmen ab, die gezielt zu untersuchen und zu bewerten sind:

- konventionelle Verwindung mit Nulldurchgang,
- Erhöhung der Längsneigung,
- offenporige Deckschichten (bituminöse Bauweise),
- Schrägverwindung,
- Querkastentrinnen und
- negative Querneigung.

Außerdem ist das, im Rahmen der Literaturrecherche ermittelte, zusätzlich angewandte Grooving-Verfahren, welches bisher durch die RAA nicht berücksichtigt wird, mit einzubeziehen.

Die Maßnahmen, die im Regelwerk vorgeschlagen werden, sollen von vornherein die Einhaltung einer Wasserfilmdicke unterhalb der kritischen Wasserfilmdicke gewährleisten, so dass die Forderung

nach einer Einzelfallberechnung in den RAA entfallen kann.

Sofern unter bestimmten Verhältnissen eine Restüberschreitung der kritischen Wasserfilmdicke nicht zu vermeiden ist, kann aus rechtlichen Gründen die Anordnung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe erforderlich werden. Dafür sind Vorgaben für die Höhe der Geschwindigkeitsbeschränkung nötig, um Planungs- und Rechtssicherheit für die zuständigen Straßenbauverwaltungen und Verkehrsbehörden zu schaffen.

Alle Empfehlungen sollen tabellarisch sowie textlich so aufgearbeitet werden, dass sie sich als Vorschlag für eine Übernahme in die RAA bei deren Fortschreibung eignen.

Gleichzeitig ist zu prüfen, ob es sich unter Berücksichtigung der Lebenszykluskosten (Kosten für Bau, Erhaltung, Erneuerung und Instandhaltung), der Verkehrssicherheit und des Verkehrsablaufs um wirtschaftliche Maßnahmen handelt. Dafür sind entsprechende Erhebungen in den Straßenbauverwaltungen und in den Straßenbauunternehmen durchzuführen. Im Ergebnis der Untersuchung sollen entweder die Gleichwertigkeit der Maßnahmen auch im wirtschaftlichen Sinne oder – sofern erforderlich – eine Priorisierung bei der Auswahlentscheidung herausgearbeitet werden. Grundsätzlich wird angestrebt, dass bei Übernahme der Entwässerungslösung in die RAA eine spätere Kostenrechtfertigung der Baulastträger bei ihrer Auswahlentscheidung und Begründungen nicht mehr erforderlich sind.

4 Untersuchungsmethodik

4.1 Grundsätzliche Vorgehensweise

Für das Forschungsvorhaben sollen bauliche Lösungen zur Vermeidung von entwässerungsschwachen Zonen untersucht werden. Dabei sind vor allem die in den RAA aufgeführten Lösungen von Bedeutung. Aber auch individuelle Lösungen, welche bislang keinen Eingang ins Regelwerk gefunden haben, sollen betrachtet werden.

Zu den umgesetzten Maßnahmen sollen durch Befragungen der Straßenbauverwaltung und der Bauindustrie Erfahrungen zusammengetragen werden. Für alle Lösungen werden Informationen zur Wirksamkeit, der Dauerhaftigkeit, den Einsatzkriterien und den Kosten eingeholt (Ziffer 4.3).

Ein weiterer Bestandteil des vorliegenden Forschungsvorhabens sind entwässerungstechnische Simulationen der Maßnahmen nach RAA mit dem Programm PSRM der Universität Stuttgart. Dadurch soll ermittelt werden, wie die einzelnen Entwässerungslösungen dimensioniert werden müssen, um ein vergleichbares Entwässerungsvermögen und somit ein vergleichbares Sicherheitsniveau zu erreichen (Ziffer 4.2).

Nachdem für alle Entwässerungslösungen ein vergleichbar gutes, bzw. ein gleichwertiges Entwässerungsvermögen sichergestellt ist, soll unter Berücksichtigung des Kostenaufwandes für Bau und Erhaltung die Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen bewertet werden (Ziffer 4.4).

Im Ergebnis entsteht eine Auswahlmöglichkeit einer Entwässerungslösung in Abhängigkeit von den vorliegenden Randbedingungen. Außerdem wird ein Textvorschlag formuliert, der bei der Fortschreibung der „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen“ übernommen werden kann.

Eventuelle individuelle Lösungen der Straßenbauverwaltung werden recherchiert und hinsichtlich ihrer entwässerungstechnischen Eigenschaften bewertet. Es wird geprüft, ob diese ins Regelwerk aufgenommen werden können.

Bild 52 gibt den Untersuchungsablauf schematisch wieder.

4.2 Entwässerungstechnische Simulationen

Die Bewertung der Wirksamkeit verschiedener Entwässerungslösungen soll anhand der Wasserfilmdicken, die bei bestimmten Starkregenereignissen auf der Fahrbahn entstehen und der davon betroffenen Fläche erfolgen. Sie hängt über die fahrzeugseitige Reifenprofiltiefe und andere Reifeneigenschaften direkt mit der Geschwindigkeit zusammen, bei der Aquaplaning eintritt (Aquaplaninggeschwindigkeit).

Die resultierenden Wasserfilmdicken bei verschiedenen Varianten (Ziffer 4.2.3) werden mit der am „Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau“ der Universität Stuttgart neu entwickelten Software „Pavement Surface Runoff Model“ (PSRM), (Wolff 2013) berechnet. Aus den Wasserfilmdicken kann (über die Vorgabe einer bestimmten Reifenprofiltie-

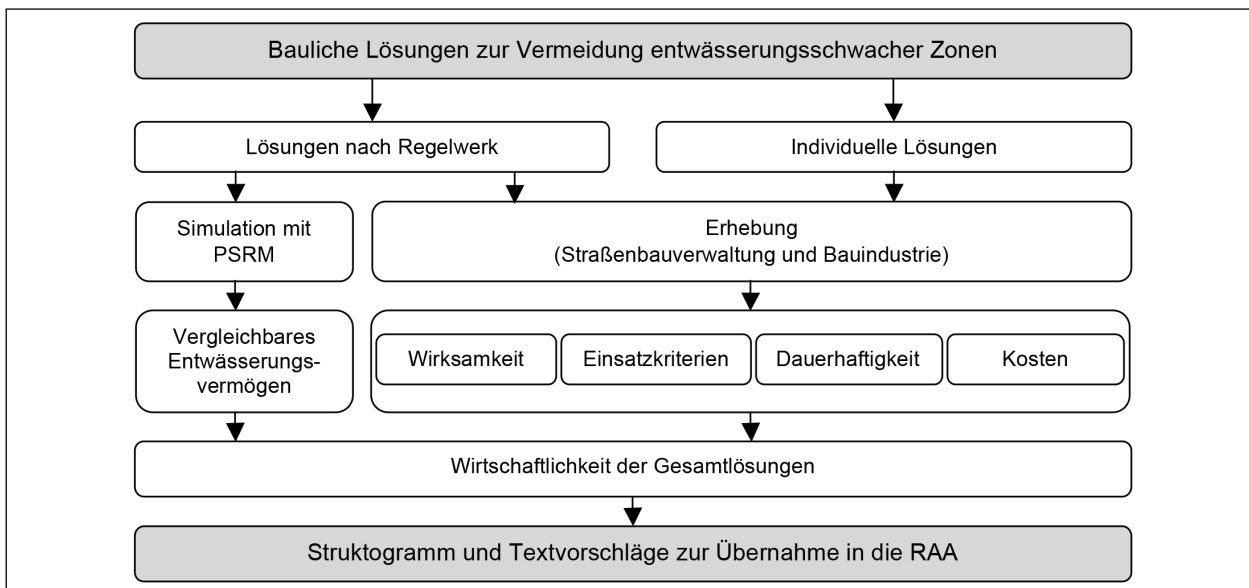


Bild 52: Untersuchungsablauf

fe) eine Beziehung zur Aquaplaninggeschwindigkeit hergestellt werden.

Dabei wird als Maß der Wasserfilmdicke die sogenannte „bezogene Wasserfilmdicke“ herangezogen. Diese gibt an, wie hoch die Wasserfilmdicke über den Texturspitzen ist, was die eigentlich maßgebende Größe für Aquaplaning darstellt. In vorangegangenen Forschungsvorhaben (Lippold/Ressel u. a. (2013) wurde auch jeweils diese Wasserfilmdickengröße zur Beurteilung der Aquaplaninggefahr verwendet. Sie ergibt sich aus der rechnerischen (tatsächlichen) Wasserhöhe/Wasserfilmdicke durch Subtraktion der mittleren Texturtiefe der Fahrbahnoberfläche MTD.

Es ist nicht möglich, exakt zu bestimmen, ab welcher Wasserfilmdicke eine Aquaplaninggefahr besteht. In den RAA (Fgsv 2008) werden 2,0 mm Wasserfilmdicke als kritisches Maß angeführt. Die Entwässerungsfälle bzw. -lösungen werden demnach hinsichtlich auftretender Überschreitungen dieser kritischen Wasserfilmdicke bewertet. Das kritische Maß von $WFD_{krit} = 2,0$ mm aus den RAA würde nach dem S-Kurven-Modell (Hermann 2008), das auch in der Software PLANUS (Ziffer 4.2.1) umgesetzt ist, beispielsweise für die gesetzliche Mindeststreifenprofiliefe von $t = 1,6$ mm eine Aquaplaninggeschwindigkeit von ca. $V_{aq} = 80$ km/h bedeuten.

Zusätzlich werden alternative Wasserfilmdicken von $WFD = 2,5$ mm und $WFD = 3,0$ mm für die Festlegung der notwendigen entwässerungstechnischen Maßnahmen betrachtet.

Da nicht bekannt ist, wie groß die Fläche mit der kritischen Wasserfilmdicke sein muss, damit Aquaplaning entsteht, wird als Maß für die Aquaplaninggefahr bzw. für die Wirksamkeit von Entwässerungslösungen der relative Fahrbahnenflächenanteil herangezogen, der von kritischen Wasserfilmdicken betroffen ist („Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke“).

Folgende Überlegungen können zu solchen abweichenden Definitionen von kritischen Wasserfilmdicken führen:

- Vorgabe/Definition einer gefahrlos möglichen Höchstgeschwindigkeit für Pkw bei einer bestimmten Reifenprofiliefe und Bestimmung einer zugehörigen kritischen Wasserfilmdicke nach dem S-Kurven-Modell (HERMANN 2008) oder
- Festlegung einer bestimmten Variante oder Entwässerungslösung, die in der Erfahrung (oder anhand von Unfallauswertungen) „als unkritisch erscheint“, z. B. Standardverwindung mit zwei Fahrstreifen und einer Längsneigung von $s = 1\%$. Die dort auftretenden Wasserfilmdicken können dann als „Grenzwert“ für die Einordnung von Wasserfilmdicken als „kritisch“ herangezogen werden oder
- Auswertung von im Fahrzeugkollektiv statistisch vorhandenen Reifenprofiliefen und Abschätzung einer Wasserfilmdicke, die bei einer zu definierenden Geschwindigkeit (z. B. $V = 80$ km/h) als kritisch einzustufen ist.

Die Auswahl der alternativ untersuchten kritischen Wasserfilmdicken $WFD_{krit} = 2,5 \text{ mm}$ und $WFD_{krit} = 3,0 \text{ mm}$ wird in Ziffer 5.1.6 begründet.

4.2.1 Softwaretools PSRM/PLANUS

Die am „Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau“ der Universität Stuttgart neu entwickelte Software PSRM (WOLFF 2013) basiert auf der Simulation des Wasserabflusses mit Hilfe von Flachwassergleichungen.

Die Flachwassergleichungen sind partielle Differentialgleichungen, die für den zweidimensionalen Fall (flächiger Wasserabfluss in x- und y-Richtung auf der jeweiligen Fahrbahnoberfläche) aus dem allgemeinen Fall der Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Fluide hergeleitet werden. Sie beschreiben das Fließverhalten von (flachem) Wasser bzw. Flüssigkeiten auf einem bestimmten Untergrund. Die Benennung als Flachwassergleichungen resultiert daraus, dass die horizontale Ausdehnung des Systems viel größer ist als die vertikale Ausdehnung, d.h. die Wassertiefe ist im Verhältnis zur überflossenen Fläche sehr gering. Dadurch ist es möglich, Strömungen in vertikaler Richtung zu vernachlässigen, was zur oben angeführten zweidimensionalen Betrachtungsweise führt. Der mathematische Sachverhalt und die Herleitung der Flachwassergleichungen aus den Navier-Stokes-Gleichungen sind in WOLFF (2013) ausführlich beschrieben.

Die Flachwassergleichungen können durch eine Kontinuitätsgleichung und Impulsgleichungen dargestellt werden, die mittels des Finite-Volumen-Verfahrens numerisch gelöst werden können, was in PSRM softwaremäßig ebenfalls implementiert wurde (WOLFF 2013).

Durch die Wahl dieser Herangehensweise (Lösung von Flachwassergleichungen) können bestimmte Fragestellungen untersucht werden, die mit bisherigen Softwarelösungen (z. B. PLANUS) aus methodischen Gründen nicht lösbar waren.

Das Programm PLANUS, das ebenfalls in der Vergangenheit am „Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau“ der Universität Stuttgart (RESSEL/HERMANN 2008) entwickelt wurde, basiert auf einem deterministischen Modell zur Simulation des eindimensionalen Abflusses entlang von Falllinien. Die meisten Standardfälle können mit diesem Mo-

dellansatz ebenso wirklichkeitsgetreu berechnet werden, wie mit dem neu entwickelten Modellansatz in PSRM.

PSRM ermöglicht jedoch auch die Berechnung von Wasserfilmdicken an beliebigen Stellen auf einer Oberfläche zu einer beliebigen Zeit (z. B. Zeit nach Einsetzen eines Regenereignisses), es kann also auch instationäre Abflussverhältnisse abbilden. Weiterhin besteht prinzipiell die Möglichkeit, auch Wasserfilmdicken auf komplizierteren Geometrien zu bestimmen, die mit der Falllinienmodellierung nicht berechnet werden können. Beispielsweise können so auch Spurrinnen, der Wasserabfluss entlang von Hochborden, Straßenabläufe oder komplexere Knotenpunktgeometrien mit PSRM modelliert und simuliert werden.

Bestimmte Anomalien, die bei der diskreten Modellierung des Wasserabflusses entlang von Falllinien mit PLANUS modellbedingt auftreten können, können durch die Anwendung der 2D-Flachwassergleichungen ebenfalls weitgehend ausgeschlossen werden, z. B. in Bereichen mit einer Neigung nahe $s=0\%$ oder in Randbereichen der befestigten Fläche.

Es sind fünf verschiedene Texturtiefen (ausgedrückt als MTD-Werte) von Fahrbahnbelägen abbildbar (wie bei PLANUS), an denen das Modell – ebenso wie PLANUS – mittels der Laborversuche aus RESSEL/HERMANN (2008) validiert wurde.

Durch eine Weiterentwicklung ist es zudem in PSRM möglich, auch offenporige Asphalte in die oberflächlichen Wasserabflussbetrachtungen einzubeziehen (PFLÜGER 2012). Hierzu kann dem offenporigen Asphalt (je nach Aufbau, Hohlraumgehalt und Verschmutzungsgrad) eine bestimmte Versickerungsrate zugewiesen werden. Diese Versickerungsrate wird in einem makroskopischen Modellansatz umgesetzt, indem jeder Gitterzelle (des Rechenmodells) im Bereich mit offenporigem Asphalt eine Versickerungsrate zugewiesen wird. Die Versickerungsraten $[\text{mm}/\text{min}$ bzw. $l/(\text{m}^2 \times \text{min})]$ hängen darin vom Verschmutzungszustand des offenporigen Asphalts ab. Aufgrund von Literaturquellen (BAD/WELLNER 2005) sowie vorliegenden Versuchsdaten zur Entwässerung von offenporigen Asphaltbelägen am Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau aus RESSEL/ALBER u. a. (2012) wurden dem Verschmutzungszustand entsprechende Versickerungsraten, die im Modell angesetzt wer-

den können, näherungsweise bestimmt. Die Versickerungsraten beziehen sich auf die Oberfläche. Es erfolgt keine Modellierung des Wasserabflusses in der offenporigen Schicht. Somit können auch Rückstaueffekte in der Schicht, z. B. durch ungünstige Linienführung, nicht berücksichtigt werden.

Die Abschätzung der Aquaplaninggeschwindigkeit aus berechneten Wasserfilmdicken wird nach wie vor (wie in PLANUS) mit dem Modellansatz (S-Kurven-Modell) aus RESSEL/HERMANN (2008) bzw. HERMANN (2008) durchgeführt. Softwaremäßig ist dieser Modellansatz in PSRM nicht implementiert. Zusammenhänge zwischen Wasserfilmdicken (aus Berechnungen mit PSRM), Reifenprofiltiefen und resultierenden Aquaplaninggeschwindigkeiten können jedoch anhand der oben beschriebenen Ansätze (oder auch beliebiger anderer Aquaplaningmodelle) angegeben werden, z. B. aus Diagrammen, die obige Ansätze abbilden (Ziffer 5.1.4).

4.2.2 Vorgehen und verwendete Parameter

Es werden verschiedene Varianten von Verwindungsbereichen mit und ohne zusätzliche Entwässerungslösungen betrachtet bzw. die Wasserfilmdicken flächig mit PSRM ermittelt und die Varianten einem Vergleich hinsichtlich der Wasserfilmdickenverteilung („Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke“) unterzogen.

Eingangsparameter für PSRM sind neben der Geometrie und ggf. Entwässerungseinrichtungen (Ziffer 4.2.3) vor allem die Regenintensität I [mm/min] und die Regendauer D [min]. Außerdem ist die Charakterisierung der Fahrbahndeckschicht durch die Texturtiefe MTD ein entscheidender Eingangsparameter für den Fließwiderstand sowie die Drainage unterhalb der Rauspitzen. Bei der Betrachtung von offenporigen Asphalten ist die angesetzte Versickerungsrate [mm/min bzw. $l/(m^2 \times \text{min})$] der maßgebende Parameter zur Charakterisierung der Fahrbahndeckschicht.

Regenereignis

Grundlage ist zunächst die meteorologische Erfahrung, dass „starke Regenfälle nur kurze Zeit dauern, schwache dagegen länger anhalten“ (u. a. in RAS-Ew (FGSV 2005)). Die Regendauer D [min] spielt demnach eine wesentliche Rolle für die Stärke [mm/min] eines Regenereignisses. Außerdem sind Starkregenereignisse umso stärker, je seltener sie vor-

kommen. Diese statistische Häufigkeit wird mit der Wiederkehrzeit T [Jahre] bzw. der Häufigkeit n [1/Jahre] = $1/T$ ausgedrückt. Für ein Regenereignis $r_{D,T}$ mit einer bestimmten Regendauer D und einer (statischen) Wiederkehrzeit T ist demnach eine bestimmte durchschnittliche Regenintensität I [mm/min] bzw. Regenspende r [$l/(s \times \text{ha})$] typisch, was jedoch regionalen Schwankungen unterliegt. Auf diesem Sachverhalt beruht die Berechnungsgrundlage für Straßenentwässerungen nach dem sogenannten Zeitbeiwertverfahren nach REINHOLD (1940) bis zur Neuauflage der RAS-Ew (FGSV 2005) im Jahre 2005.

Die Daten zu durchschnittlichen (Stark-) Regenereignissen können seitdem gemäß RAS-Ew (FGSV 2005) dem sogenannten KOSTRA-Atlas (DWD, 1997, DWD, 2005a und DWD, 2005b) des Deutschen Wetterdienstes (DWD) bzw. dessen softwaremäßige Umsetzung in KOSTRA-DWD 2000 entnommen werden, z. B. in Tabellenform. Die Daten aus statistischen Starkregenauswertungen sind darin flächendeckend für das gesamte Bundesgebiet enthalten (DWD 1997), wobei diese in detaillierten Rasterfeldern mit einer Größe von $71,5 \text{ km}^2$ ermittelt wurden (RAS-Ew 2005). Es werden standardmäßig für jedes Rasterfeld durchschnittliche Regenereignisse für Regendauern D von 5 Minuten bis 72 Stunden und Wiederkehrzeiten von 0,5 bis 100 Jahren angegeben.

Um eine Vergleichbarkeit der verschiedenen Entwässerungslösungen zu gewährleisten, wird den Berechnungen zunächst ein bestimmtes (typisches) Starkregenereignis zugrunde gelegt. Bei der Straßenentwässerung wird in Standardfällen gemäß RAS-Ew 2005 ein einjähriges Regenereignis ($T = 1 \text{ a}$) mit 15-minütiger Dauer D ($r_{15,1}$) für die Bemessung der Entwässerungseinrichtungen angesetzt. Aus diesen grundsätzlichen Erwägungen wird auch für die hier zu berechnenden Fälle ein solches Regenereignis $r_{15,1}$ angenommen. Dieses typische Starkregenereignis weist jedoch abhängig von der geographischen Lage gewisse Streubreiten auf (Bild 53).

So treten zum Beispiel im Südosten Deutschlands in Alpennähe größere Starkniederschlagshöhen (bis zu 14 mm in 15 Minuten mit durchschnittlicher Intensität I bis zu $0,933 \text{ mm/min}$) auf, während an den Küsten die entsprechenden Regenereignisse $r_{15,1}$ teilweise Niederschlagshöhen $< 8,5 \text{ mm}$ in 15 Minuten (durchschnittliche Intensität $I < 0,567 \text{ mm/min}$) betragen. Diese Verteilung ist jedoch nicht nur groß-

räumig unterschiedlich, sondern kann auch lokal stark schwanken, z. B. beim Auftreten von Staulagen (Bild 53).

Für die Berechnungen der Entwässerungslösungen (Ziffer 4.2.3) wird im Folgenden zunächst standardmäßig eine Regenintensität von $I=0,72$ mm/min (= 120 l/(s·ha)) als Eingangsparameter für die Berechnungen der Wasserfilmdicken angenommen. Dieser Wert liegt zwischen den oben genannten Extremwerten und wurde auch in vergangenen vergleichbaren Untersuchungen angesetzt (Ziffer 2.3).

Um die Auswirkungen der Streubreite der Starkniederschlagsereignisse abschätzen zu können, werden für (besonders kritische) ausgewählte Fälle von Entwässerungslösungen auch Berechnungen mit den oben genannten ungefähren Minimal- und Maximalwerten

- $I = 0,933$ mm/min („stark“) und
- $I = 0,567$ mm/min („schwach“)

des Regenereignisses $r_{15,1}$ durchgeführt und mit den Ergebnissen des Standardfalls ($I=0,72$ mm/min) verglichen (Ziffer 5.1.3).

Länge der betrachteten Abschnitte

Alle Entwässerungslösungen und Vergleichsfälle wurden aus Vergleichbarkeitsgründen jeweils auf einer Gesamtlänge von $L=350$ m untersucht, um auch die längste Entwicklungslänge einer Schrägverwindung nach den alten, inzwischen zurückgezogenen Richtlinien RAS-L (FGSV 1995) mit ca. $L=335$ m bei sechs Fahrstreifen (Ziffer 4.2.3) noch vollständig betrachten und vergleichend bewerten zu können.

Die „Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke“ im Bereich der Verwindung wird in [%] der gesamten Fläche angegeben, woraus sich bei einer einheitlichen Länge ($L=350$ m) aller betrachteten Fälle und der jeweiligen Breite der befestigten Fläche die Fläche A [m²] berechnen lässt (Ziffer 4.2.3 „Anzahl der Fahrstreifen bzw. Fahrbahnbreite“).

Querneigung

Die zugrunde liegende Querneigung beträgt betragsmäßig jeweils $q=2,5$ %. Sie wechselt in den betrachteten Fällen innerhalb des Verwindungsbereichs für alle betrachteten Fälle derart, dass im

linken Bereich der in diesem Bericht enthaltenen Abbildungen der Wasserfilmdicken der linke Fahrbahnrand der tiefer liegende ist. Dieser befindet sich in den entsprechenden Abbildungen oben. Im rechten Bereich der Abbildungen liegt der rechte Fahrbahnrand tiefer. Er befindet sich in den Abbildungen unten (s. beispielhaft Bild 54).

Es ist zu beachten, dass sich daraus unterschiedliche Verwindungslängen ergeben, z. B. für Standard- und Schrägverwindungen. Für die Standardverwindungen ergibt sich aus der Vorgabe einer minimalen Anrampungsneigung jeweils ein zentraler Verwindungsbereich mit einer Länge von $L_V=50$ m, auf dem die Fahrbahn verwunden wird bzw. die Querneigung die Richtung wechselt (Bereich innerhalb der Mindestquerneigung). Bei den sehr breiten Richtungsfahrbahnen mit fünf und sechs Fahrstreifen wird bei der vorgegebenen Verwindungslänge von $L_V=50$ m die maximal zulässige Anrampungsneigung nach RAA (FGSV 2008) von $\max \Delta s = 0,9\%$ überschritten. Zum Vergleich werden deshalb zusätzlich Berechnungen mit größeren Verwindungslängen unter Einhaltung von $\max \Delta s = 0,9\%$ durchgeführt (im Anhang A mit dem Kürzel „deltamax“ gekennzeichnet).

Die Längen der Schrägverwindungen ergeben sich nach alten und inzwischen zurückgezogenen Richt-

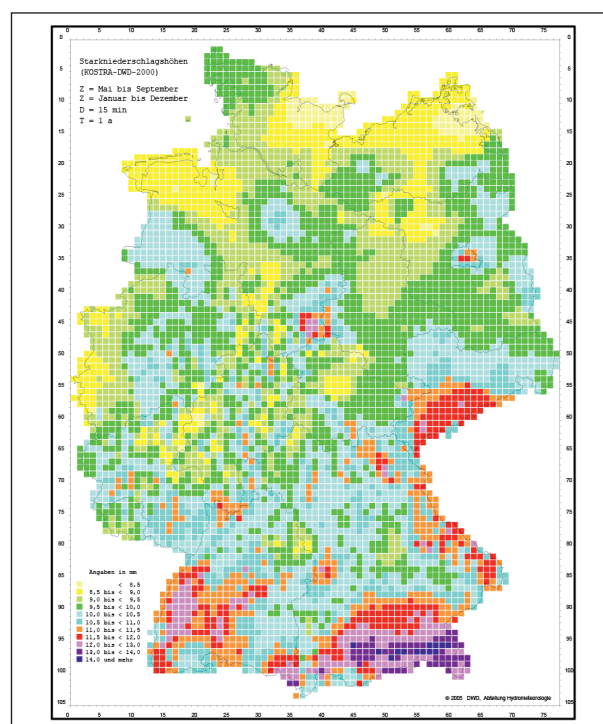


Bild 53: Streuung von Starkniederschlagshöhen ($r_{15,1}$) in Deutschland (Auswertung aus der Software KOSTRA-DWD-2000)

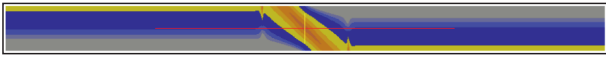


Bild 54: Darstellung der Wasserfilmdicken im Verwindungsbereich

linien RAS-L 1995 aus der Fahrbahnbreite und der Entwurfsgeschwindigkeit (s. Anhang A und Ziffer 4.2.3). Zusätzlich werden folgende Schrägverwindungslängen untersucht:

- $L_V = 145$ m für zwei Fahrstreifen (RQ 31),
- $L_V = 175$ m für drei Fahrstreifen (RQ 36),
- $L_V = 220$ m für vier Fahrstreifen (RQ 43,5).

Bei den angegebenen Längen für die Querschnitte mit zwei, drei und vier Fahrstreifen nach RAA handelt es sich um Festlegungen aus LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013), die hier übernommen werden.

Bei negativen Querneigungen beträgt die Querneigung konstant $q = 2,5\%$, wobei der rechte Fahrbahnrand (durchgehend) der tieferliegende ist.

4.2.3 Simulierte Varianten

Entwässerungslösungen / Geometrien

Folgende Varianten zur vergleichenden Betrachtung von Wasserfilmdicken bzw. Aquaplaninggefahr werden untersucht:

- (geteilte) Standardverwindung (Vergleichsfall) (StV)
- Schrägverwindung (SchrV),
- Negative Querneigung (negq),
- Offenporiger Asphalt (OPA),
- Erhöhung der Längsneigung und
- Querkastenrinnen (Rinne).

Die Kürzel in Klammern entsprechen den Bezeichnungen der simulierten Varianten im Anhang. Auf diese Kürzel wird auch in Ziffer 5.1 Bezug genommen.

Die Standardverwindung stellt dabei stets den Vergleichsfall dar. Im zentralen Verwindungsbereich mit einer Länge von in der Regel $L = 50$ m wechselt die Querneigung im Bereich von $\min q = \pm 2,5\%$. Bei

Richtungsfahrbahnen mit fünf und sechs Fahrstreifen werden zwei Fälle betrachtet. Zum einen werden die Verwindungen mit einer Länge $L_V = 50$ m betrachtet, wobei $\max \Delta s = 0,9\%$ nach RAA (FGSV 2008) überschritten wird (Ziffer 4.2.2). Außerdem werden Berechnungen unter Einhaltung von $\max \Delta s = 0,9\%$ durchgeführt, wodurch der Verwindungsbereich eine Länge $L_V > 50$ m aufweist (im Anhang A mit dem Kürzel „deltamax“ gekennzeichnet).

Bei den Schrägverwindungen wird als Länge der Schrägverwindungsstrecke zum einen die in den RAS-L 1995 angegebene Beziehung entsprechend Gleichung 8 angesetzt. Zum anderen werden die in Ziffer 4.2.2 angegebenen Schrägverwindungslängen untersucht. Längere Schrägverwindungen sind entwässerungstechnisch ungünstiger als kürzere, fahrdynamisch jedoch besser. Aus diesem Grund wird hier für den Ansatz nach den RAS-L 1995 eine „Entwurfsgeschwindigkeit“ von jeweils $V_e = 130$ km/h angenommen. Diese ergibt mit der oben genannten Formel längere Schrägverwindungsstrecken als dies bei niedrigeren „Entwurfsgeschwindigkeiten“ der Fall wäre. Eine Übersicht der für die Berechnungsfälle verwendeten Schrägverwindungslängen zeigt Tabelle 20.

Die entsprechenden Berechnungsfälle tragen im Anhang A im Kürzel die jeweilige Schrägverwindungslänge, z. B. SchrV_2FS_RQ31_0_145.

Fahrbahndeckschichten / Texturtiefen

Für den Fließwiderstand der Straßenoberfläche und damit die auf der Fahrbahnoberfläche entstehende Wasserfilmdicke ist die Makrorauheit eine maßgebende Einflussgröße. Texturwellenlängen der Makrorauheit bewegen sich ungefähr in einem Wertebereich zwischen 0,5 mm und 50 mm. Diese Makrorauheit kann beispielsweise ausgedrückt werden durch die Angabe der mittleren Texturtiefe MTD, die für die Entwässerung ein charakteristischer Parameter zur Beschreibung der Oberflächenrauheit ist. Die mittlere Texturtiefe MTD kann messtechnisch auf Straßenoberflächen mit dem Sandfleck-Verfahren oder auch z. B. mit Lasertexturmessungen oder Streifenprojektionsmessungen ermittelt werden.

Für die dichten Fahrbahndeckschichten werden zwei verschiedene Varianten von mittleren Texturtiefen MTD untersucht, zusätzlich wird der offenporige Asphalt als dritte Variante betrachtet. Die Variante 1 soll eine tendenziell „glatte/fein strukturierte“ Deck-

Anz. Fahrstreifen	Breite der befestigten Fläche (RQ) [m]	Länge der Schrägverwindung [m]
2	12 (RQ 31)	156 m (RAS-L 1995) 145 m (LIPPOLD / RESSEL 2013)
3	14,5 (RQ 36)	189 m (RAS-L 1995) 175 m LIPPOLD / RESSEL 2013)
4	18,25 (RQ 43,5)	237 m (RAS-L 1995) 220 m (LIPPOLD / RESSEL 2013)
5	22	286 m (RAS-L 1995)
6	25,75	335 m (RAS-L 1995)

Tab. 20: Verwindungslängen der untersuchten Schrägverwindungsvarianten in Abhängigkeit von der Breite der befestigten Fläche

schicht (MTD=0,4 mm), die Variante 2 eine tendenziell „raue/grob strukturierte“ Deckschicht bzw. Oberflächentextur (MTD=0,98 mm) repräsentieren. Diese beiden Werte werden gewählt, da sie im Modell entsprechend validiert sind.

Die beiden Varianten dichter Deckschichten können somit viele in der Realität auftretende Fälle mit relativ hohen bzw. relativ niedrigen Texturtiefen abbilden.

Auch Deckschichtvarianten mit Texturtiefen, die zwischen den relativ niedrigen bzw. hohen MTD-Werten der Varianten 1 und 2 liegen, können bezüglich der entstehenden Wasserfilmdicken durch Interpolation näherungsweise abgeschätzt werden.

Durch die Variation der MTD-Werte (Varianten 1 und 2) sind unter anderem unterschiedliche Deckschichttypen und Bauweisen (Asphalte wie Splittmastixasphalte, Gussasphalte oder Asphaltbetone und Betone, z. B. Waschbeton) abbildbar. Vor allem ist auch das gewählte Größtkorn der Deckschicht oder die Abstreukörnung bei Gussasphalt ein entscheidender Faktor, der zur Entstehung unterschiedlicher Texturtiefen (MTD-Werte) beiträgt. Es wird darauf hingewiesen, dass auch Fahrbahndeckschichten einer bestimmten Bauweise (z. B. SMA 11 oder Waschbeton) mehr oder weniger starken Streuungen bezüglich der Texturtiefe ausgesetzt sein können. Dies kann durch Toleranzen in der Materialzusammensetzung und Ausführung oder auch durch Einbaumängel entstehen. Es können also nicht ohne weiteres „Standardwerte“ für bestimmte Bauweisen angegeben werden.

Die Texturtiefe bildet z. B. bei Asphaltdecken kein Abnahmekriterium für die Kontrollprüfungen nach dem gültigen Regelwerk ZTV AsphaltStB 07.

Deckschichten unterschiedlichen Alters (z. B. eine mit der Zeit ausgemagerte Asphaltdeckschicht mit höheren Texturtiefen gegenüber dem Neuzustand) können ebenso durch das Vorgehen mit unterschiedlichen Texturtiefen abgebildet werden.

Bei Betondecken, die nach dem heute üblichen Waschbetonprinzip texturiert werden, soll die Texturtiefe nach ZTV Beton-StB (FGSV, 2007) zwischen $0,6 \text{ mm} \leq \text{MTB} \leq 1,1 \text{ mm}$ liegen, bei Asphaltdeckschichten bildet die Texturtiefe kein Abnahmekriterium für die Kontrollprüfungen nach dem gültigen Regelwerk ZTV Asphalt StB 07, weshalb für verschiedene Asphaltdeckschichten auch nur eingeschränkt und unsystematisch Daten zu MTD-Werten zur Verfügung stehen.

Die Variation der Texturtiefe (tendenziell hohe vs. tendenziell niedrige Texturtiefe MTD) wurde daher der Variation mit Standard-Fahrbahndeckschichten (z. B. je ein „typischer“ Asphalt und ein „typischer“ Beton) vorgezogen. Wie oben beschrieben, ist es sehr schwierig und im Ergebnis angreifbar, typische Deckschichten hinsichtlich der Texturtiefe MTD exakt festzulegen.

Die „rauere“ Texturvariante 2 (MTD = 0,98 mm) kann jedoch z. B. eine Splittmastixasphaltdeckschicht mit 11 mm Größtkorn (SMA 11) mit einer relativ rauen Textur (z. B. durch Einbau und/oder Mischgutdesign) abbilden. Ebenso kann eine Waschbetondecke mit einer tendenziell rauen Textur (z. B. durch Ausbürstvorgang) den für die Texturvariante 2 angenommenen MTD-Wert von 0,98 mm annehmen.

Im Kürzel der simulierten Varianten im Anhang und in Ziffer 5.1 werden die Texturvarianten mit „1“ und „2“ bezeichnet. Die Deckschichtvariante „offenporiger Asphalt“ wird wie oben angegeben lediglich mit „OPA“ bezeichnet.

Offenporiger Asphalt stellt hierbei sowohl eine Fahrbahnoberfläche als auch eine Entwässerungslösung dar.

Charakterisiert wird der offenporige Asphalt über die zugrundeliegende Versickerungsrate [mm/min] (Ziffer 4.2.2).

Wird im Modell eine Versickerungsrate gewählt, die größer als die Regenintensität ist, wird das gesamte auf die Fahrbahnoberfläche auftreffende Wasser umgehend in die Schicht geleitet, d.h. es entsteht kein Wasserfilm oberhalb der Texturrauspitzen an der Schichtoberfläche.

Für die Berechnungen mit offenporigem Asphalt werden deshalb zwei Extremfälle unterschieden:

- maximale Versickerungsrate (knapp unterhalb der Regenintensität): ca. 0,7 mm/min (< 0,72 mm/min Regenintensität)
- minimale Versickerungsrate (z. B. stark verschmutzter offenporiger Asphalt): ca. 0,01 mm/min.

Die verwendeten Kurzbezeichnungen in den Darstellungen im Anhang sind „Versick_min“ und „Versick_max“.

Es kann davon ausgegangen werden, dass neuwertiger offenporiger Asphalt noch höhere Versickerungsraten als 0,7 mm/min aufweist. In PFLÜGER (2012) wird mit Verweis auf BALD/WELLNER (2005) für wasserdurchlässige Befestigungen ein Mindestwert der Versickerungsrate von 3,24 mm/min angegeben. Die hier angenommenen Werte liegen demnach mutmaßlich noch deutlich unter der tatsächlichen Versickerungsfähigkeit von offenporigem Asphalt im Neuzustand und somit auf der sicheren Seite.

Mit der vorliegenden Modellierung des offenporigen Asphalts kann die mit der Zeit möglicherweise stattfindende Füllung der Poren bzw. nach langer Zeit ein „Überlaufen“ des offenporigen Asphalts aufgrund ungenügender Ableitung des aufgenommenen Wassers in der OPA-Schicht bzw. an der Unterkante der OPA-Schicht noch nicht abgebildet werden. Dieser Mechanismus lässt sich jedoch über die Wahl niedriger Versickerungsraten (wie hier auch angesetzt) näherungsweise mit berücksichtigen.

Folgende Parameter der Trassierung bzw. der Geometrie wurden variiert:

Anzahl der Fahrstreifen bzw. Fahrbahnbreite

Folgende Regelquerschnitte nach RAA 2008 bzw. Anzahl der Fahrstreifen mit zugehöriger befestigter Gesamtbreite der Richtungsfahrbahn (inkl. Sei-

tenstreifen und Randstreifen) werden untersucht (Kürzel in Klammern):

- 2 Fahrstreifen, RQ 31, B=12,00 m, L=350 m, A=4200 m² (2FS_RQ 31)
- 3 Fahrstreifen, RQ 36, B=14,50 m, L=350 m, A=5075 m² (3FS_RQ 36)
- 4 Fahrstreifen, RQ 43,5, B=18,25 m, L=350 m, A=6387,5 m² (4FS_RQ 43,5)
- 5 Fahrstreifen, B=22,00 m, L=350 m, A=7700 m² (5FS)
- 6 Fahrstreifen, B=25,75 m, L=350 m, A=9012,5 m² (6FS)

Die beiden letztgenannten Fälle mit fünf und sechs Fahrstreifen sind keine Regelquerschnitte im Sinne der RAA 2008. Hiermit sollen Ein- und Ausfahrtsbereiche mit einem bzw. zwei zusätzlichen Beschleunigungs-/Verzögerungstreifen in die Untersuchung einbezogen werden. Die über die eigentlichen Regelquerschnitte hinausgehenden Fahrbahnbreiten wurden in die Untersuchung einbezogen, weil kritische Wasserfilmdicken besonders bei sehr großen Fahrbahnbreiten aufgrund der großen Fließweglängen auftreten.

Längsneigung

Folgende Längsneigungen wurden jeweils variiert:

- s=0,0%,
- s=1,0%,
- s=2,0% (nur für Standardverwindungen und zugeordnete Rinnenfälle),
- s=3,0% (nur für Standardverwindungen und zugeordnete Rinnenfälle) und
- s=4,0%.

Die Längsneigungen sind dabei so angeordnet, dass die Gradienten in den Abbildungen der Wasserfilmdicken, von links nach rechts betrachtet, ansteigt (positive Längsneigung).

Die für die Neutrassierung von Verwindungsbereichen nicht zulässige Längsneigung von s=0,0% wird untersucht, da sie im Bestandsnetz auftritt und den ungünstigsten Fall hinsichtlich großer Wasserfilmdicken darstellt. Um die Auswirkungen der

deutlichen Erhöhung der Längsneigung zu untersuchen, wurde auch eine für Autobahnen relativ hohe Längsneigung von $s=4,0\%$ mit untersucht. Die Variation der Längsneigung stellt somit sowohl eine Trassierungsvariante/Geometrievariante als auch eine prinzipielle Möglichkeit zur Verbesserung der Entwässerung („Entwässerungslösung“) dar, wobei hier kritisch zu prüfen ist, ob sich tatsächlich entwässerungstechnische Verbesserungen im Einzelfall ergeben (Ziffer 2.9, 5.1.1 und 5.1.5).

Die in dieser Untersuchung betrachtete Längsneigung von $s=1,0\%$ ist der Mindestwert für Neutraszierungen nach RAA (2008).

Nach den RAA (2008) sind bestimmte Längsneigungen der Fahrbahnmitte ($s \geq 1,0\%$, in Ausnahmen $0,7\%$) und des Fahrbahnrandes ($s \geq 0,5\%$, in Ausnahmen $s=0,2\%$) zur Sicherstellung einer ausreichenden Entwässerung vorzusehen, wobei die Forderung einer Mindestschrägneigung (resultierend aus Längs- und Querneigung) von $p=0,5\%$ aus der RAS-Ew (FGSV 2005) auch höhere Werte der Längsneigung bedingen kann.

Die für Standardverwindungen und entsprechende Rinnenvarianten durchgeführte Betrachtung der zusätzlichen Längsneigungen von $s=2,0\%$ und $s=3,0\%$ erfolgt, um die Abhängigkeit des Entwässerungsverhaltens von der Längsneigung präziser aufzeigen zu können und um für die Ermittlung der Rinnenvarianten Anzahl und Lage der Rinnen zu bestimmen.

Übersicht

Es ergeben sich daraus insgesamt für die Standardverwindungen (StV) folgende Fälle:

- drei Varianten der Fahrbahntextur („glatt/fein strukturiert“, „rau/grob strukturiert“, OPA),
- fünf Varianten der Fahrbahnbreite,
- fünf Varianten der Längsneigung (für OPA nur drei Varianten);

für die Schrägverwindungen (SchrV) folgende Fälle:

- zwei Varianten der Fahrbahntextur (ohne OPA),
- fünf Varianten der Fahrbahnbreite,
- drei Varianten der Längsneigung;

für die negative Querneigungen (negq) folgende Fälle:

- zwei Varianten der Fahrbahntextur (ohne OPA),
- fünf Varianten der Fahrbahnbreite,
- drei Varianten der Längsneigung.

Die Anzahl der erforderlichen Querkastenrinnen wird nur für Standardverwindungen mit dichter Fahrbahndeckschicht bestimmt, die eine Überschreitung der jeweils betrachteten kritischen Wasserfilmdicke aufweisen. Die Anzahl der Rinnen und ihre Anordnung erfolgt dabei zunächst in der Weise, dass die Überschreitung der kritischen Wasserfilmdicke gerade kompensiert wird und an allen Stellen das kritische Maß von $2,0\text{ mm}$, $2,5\text{ mm}$ bzw. $3,0\text{ mm}$ unterschreitet. Die jeweiligen Rinnenlösungen stellen die Mindestanzahl benötigter Rinnen dar; sie sind dabei bezüglich der Anordnung der Rinnen jedoch nur eine von meist mehreren möglichen Anordnungen bzw. Rinnenabständen. Eine andere Möglichkeit der Beurteilung von Rinnenlösungen wären praxisnahe Ansätze mit einer Höchstzahl an Rinnen im Verwindungsbereich (z. B. 3) und einem Mindestabstand (z. B. von 10 m) (Ziffer 5.1.2).

Für offenporigen Asphalt, negative Querneigung sowie Schrägverwindungen sind Kombinationen untereinander oder in Verbindung mit zusätzlichen Querkastenrinnen nicht notwendig, da jede einzelne Maßnahme für sich bereits eine effektive Entwässerungslösung darstellt (Ziffer 5.1.1). Daher werden solche Kombinationen nachfolgend nicht betrachtet.

Kurzbezeichnung der betrachteten Varianten

Die Kurzbezeichnungen, auf die auch bei der Ergebnisdarstellung (Ziffer 5.1 und Anhang A) Bezug genommen wird, ergeben sich aus:

Texturvariante
 Entwässerungslösung
 Anzahl Fahrstreifen
 _ggf. Regelquerschnitt (RQ)
 Längsneigung
 _ggf. Zusatz wie z. B. Rinne.

Im Folgenden ist eine Übersicht über die verwendeten Kurzbezeichnungen angegeben:

- Texturvarianten:
 1 „glatt/fein strukturiert“

- 2 „rau/grob strukturiert“
(freibleibend bei OPA)
- Entwässerungslösungen/Geometrie:
StV, SchrV, OPA, negq
- Anzahl Fahrstreifen:
2FS, 3FS, 4FS, 5FS, 6FS
- ggf. Regelquerschnitt:
RQ 31, RQ 36, RQ 43,5
- Längsneigung: $s=0\%$, $s=1\%$, $s=2\%$, $s=3\%$,
 $s=4\%$
- ggf. Zusatz „Rinne“ oder Schrägverwindungslänge oder kritische Wasserfilmdicke (WFD) oder „deltamax“ (Variante mit $\max \Delta s=0,9\%$ und damit längerem Verwindungsbereich mit $L_V > 50\text{ m}$) oder Versickerungsrate („Versick_min“; „Versick_max“) oder abweichendes Regenereignis („schwach“, „stark“)

Beispiele:

2_StV_3FS_RQ36_0_Rinne bezeichnet den Fall einer Standardverwindung mit Texturvariante 2 („rauer/grob strukturierter Textur“) mit drei Fahrstreifen (RQ 36) mit $0,0\%$ Längsneigung und einer Rinnenlösung zur Entwässerung.

OPA_6FS_4_Versick_min bezeichnet den Fall einer Standardverwindung mit offenporiger Asphaltdeckschicht mit sechs Fahrstreifen, 4% Längsneigung und einer geringen Versickerungsrate.

4.3 Befragung der Straßenbauverwaltung

Für die Befragung der Straßenbauverwaltung werden alle Bundesländer ausgewählt, die über ein ausreichend großes Autobahnnetz verfügen. Stadtstaaten sind wegen der Begrenzung der Streckenlänge und der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf Stadtautobahnen von vornherein ausgeschlossen.

Befragungen werden durchgeführt in den Ländern:

- Baden-Württemberg,
- Bayern,
- Brandenburg,
- Niedersachsen,
- Nordrhein-Westfalen,

- Rheinland-Pfalz,
- Schleswig-Holstein und
- Thüringen.

Ergänzt werden diese durch Befragungen der Straßenbauindustrie.

Die Befragung erfolgt grundsätzlich in zwei Schritten: Eine schriftliche Befragung mit Fragebogen und einem anschließenden mündlichen Interview vor Ort.

Zunächst wird in den Bundesländern abgefragt, welche Maßnahmen zur Vermeidung abflussschwacher Zonen nach RAA umgesetzt werden und ob es zusätzliche Maßnahmen gibt, die nicht in den RAA aufgeführt sind. Weiterhin ist von Interesse, ob die jeweiligen Maßnahmen im Zuge eines Neubaus bzw. Um- und Ausbaus durchgeführt wurden oder ob sie als kurzfristige Maßnahme zur Beseitigung einer abflussschwachen Zone bzw. eines Unfallschwerpunktes aufgrund von Aquaplaningunfällen nachträglich zur Anwendung kamen.

Zu den jeweiligen Maßnahmen werden folgende Punkte aufgenommen:

- Vorgehen beim Einbau bzw. bei der Herstellung,
- detaillierte Ausbildung (z. B. Länge der Maßnahme, Rinnenanzahl usw.)
- Probleme bei Betrieb und Instandhaltung,
- verkehrsrechtliche Regelungen (Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit),
- Kosten für Bau und Instandhaltung,
- entwässerungstechnische Wirksamkeit,
- evtl. eingetretene bzw. festgestellte Probleme und
- Verkehrssicherheit/Unfallgeschehen.

Bei den Maßnahmen „Schrägverwindung“, „Grooving“ und „Querkastentrassen“ sind ergänzend folgende Punkte aufzunehmen:

- Unterschiede bei der Anwendung in Beton- oder Asphaltbefestigungen und

- Einsatzgrenzen hinsichtlich der Trassierungsparameter.

Beim Grooving-Verfahren und beim Einbau von Querkastenrinnen ist darüber hinaus von Bedeutung, ob es Einsatzgrenzen in Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen und von der Verkehrszusammensetzung gibt.

Offenporiger Asphalt kann in einschichtigen offenporigen Asphalt (OPA) und in zweischichtigen offenporigen Asphalt (ZWOPA) unterschieden werden. Für beide Befestigungsarten sind die folgenden Informationen abzufragen:

- Veranlassung des Einbaus – Lärminderung oder Beseitigung einer entwässerungsschwachen Zone,
- Funktionsweise,
- Mischgutzusammensetzung,
- Schichtdicken und
- Geräte zur Reinigung der offenporigen Deckschicht.

4.4 Bewertung der Wirtschaftlichkeit

Für die Bewertung der Wirtschaftlichkeit wird der Nutzen der Maßnahmen den Kosten gegenübergestellt. Der Nutzen besteht dabei aus den vermeidbaren Unfällen bei Nässe. Die Kosten setzen sich aus den Investitionskosten (Herstellungskosten) und den laufenden Kosten (Kosten für Betrieb und Instandhaltung) zusammen. Das Nutzen-Kosten-Verhältnis soll über einem Zeitraum von 30 Jahren berechnet werden. Dies entspricht der Dauer des Lebenszyklus einer Straße.

Für die Berechnungen zur Bewertung der Wirtschaftlichkeit nehmen die Maßnahmen „Negative Querneigung“ und „Erhöhung der Längsneigung“ eine gesonderte Stellung ein. Es handelt sich um entwurfstechnische Maßnahmen, die bereits in der Planung beim Neubau oder im Zuge von grundhaften Um- und Ausbaumaßnahmen umgesetzt werden. Sie führen nicht zu zusätzlichen Bau- und Erhaltungskosten und sind somit auch nicht Bestandteil der volkswirtschaftlichen Betrachtung. Zudem unterscheiden sie sich nicht von herkömmlichen Streckenabschnitten von Autobahnen.

Die Berechnung des Nutzen-Kosten-Verhältnisses erfolgt also für die Maßnahmen:

- Schrägverwindung,
- Querkastenrinne,
- offenporiger Asphalt und
- Grooving

auf zweistreifigen und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen.

Für die Querschnitte RQ 31 und RQ 36 nach RAA liegen Unfalldaten innerhalb von Verwindungsbereichen vor und die Kosten der Maßnahmen können anhand der Angaben der Länder hinreichend genau bestimmt werden.

Die Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen „Schrägverwindungen“ und „Querkastenrinne“ wird sowohl für den Neubau als auch für den nachträglichen Einbau überprüft.

Bei den Berechnungen für die Verwindungen mit der Maßnahme „Querkastenrinne“ wird ermittelt, wie hoch das Nutzen-Kosten-Verhältnis in Abhängigkeit von der notwendigen Rinnenanzahl pro Verwindung ist. Dies kann je nach geometrischen Randbedingungen variieren. Bei zweistreifigen Querschnitten sind auf Grundlage der entwässerungstechnischen Simulationen bis zu drei Rinnen für eine ausreichende Entwässerung notwendig, bei dreistreifigen Querschnitten werden bis zu fünf Rinnen gebraucht (Kapitel 5.1.6).

Beim nachträglichen Einbau von Schrägverwindungen ist zwischen den Fällen:

- Einbau einer Deckschicht und
- Einbau der Trag-, Binder- und Deckschicht

zu unterscheiden.

Bei offenporigen Asphalten wird die Wirtschaftlichkeit ausschließlich für einschichtige Deckschichten (OPA) betrachtet. Zweischichtige Deckschichten (ZWOPA) werden vorrangig innerorts eingesetzt, da sie tiefere Frequenzen absorbieren, die vor allem bei geringen Geschwindigkeiten auftreten (Kapitel 2.10.1). Dieser Sachverhalt wurde auch durch die Umfragen bestätigt. Die entwässerungsschwachen Verwindungen, die mit ZWOPA hergestellt wurden, hatten eher Ver-

suchscharakter. Vorzüge des ZWOPA's gegenüber herkömmlichem OPA konnten dabei aber nicht festgestellt werden (Kapitel 5.2.3 und Kapitel 5.2.5).

Weiterhin liegen für offenporige Asphalte keine detaillierten Angaben zu Kosten im Neubau vor. Es ist lediglich bekannt, dass diese geringer sind als im nachträglichen Einbau. Wenn nachgewiesen werden kann, dass offenporiger Asphalt im Um- und Ausbau wirtschaftlich ist, kann davon ausgegangen werden, dass es sich auch im Neubau um eine wirtschaftliche Maßnahme handelt.

Auch für das Grooving-Verfahren wird das Nutzen-Kosten-Verhältnis lediglich für den nachträglichen Einbau berechnet. Es handelt sich dabei um eine Maßnahme, die der kurzfristigen Beseitigung von entwässerungsschwachen Zonen dient. Sie kommt daher im Neubau nicht vor.

Zusammengefasst wird die Wirtschaftlichkeit für die Maßnahmen nach Tabelle 21 bestimmt.

4.4.1 Bestimmung des Nutzens

Für die Bestimmung des Nutzens dienen die Untersuchungen zum Unfallgeschehen bei Nässe von LIPPOLD/RESSEL u. a. (2011) und LIPPOLD/RES-

SEL u. a. (2013). In der Untersuchung von 2011 wurden Standardverwindungen auf einem Abschnitt der BAB A 9 der Jahre 2004 bis 2006 ausgewertet. Im Jahr 2013 wurden Standardverwindungen hinsichtlich des Unfallgeschehens von jeweils drei zusammenhängenden Jahren zwischen den Jahren 2005 und 2008 auf der BAB A 5 untersucht.

Da es sich bei Verwindungsbereichen um sehr kurze Abschnitte handelt und die exakte Zuordnung der Unfälle schwierig ist, wurde in der Unfalluntersuchung von LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013) jeweils ein Bereich von 400 m vor und nach dem Querneigungsnullpunkt mit berücksichtigt. Aus diesem Bereich wurden die Unfälle nach der Methode „optische Unfallauswertung“ sinnvoll ausgewählt.

Zur Auswertung werden nur diejenigen Abschnitte herangezogen, in denen Unfälle des Unfalltyps 1 (Fahrnfall) bei Nässe stattfanden. Insgesamt können 47 Verwindungen mit Fahrnfällen bei Nässe auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen und neun Verwindungen auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen ausgewertet werden.

Für die Berechnung des Nutzens wird davon ausgegangen, dass durch die jeweilige Maßnahme keine kritischen Wasserfilmdicken auf der Fahrbahn

	Neubaumaßnahme				Nachträglich realisierte Maßnahme			
	RQ 31		RQ 36		RQ 31		RQ 36	
Schrägverwindung	SchrV		SchrV		SchrV Deck-, Binder-, Tragschicht		SchrV Deck-, Binder-, Tragschicht	
					SchrV Deckschicht		SchrV Deckschicht	
Querkastrinnen	1 Rinne Asphalt	1 Rinne Beton	1 Rinne Asphalt	1 Rinne Beton	1 Rinne Asphalt	1 Rinne Beton	1 Rinne Asphalt	1 Rinne Beton
	2 Rinnen Asphalt	2 Rinnen Beton	2 Rinnen Asphalt	2 Rinnen Beton	2 Rinnen Asphalt	2 Rinnen Beton	2 Rinnen Asphalt	2 Rinnen Beton
	3 Rinnen Asphalt	3 Rinnen Beton	3 Rinnen Asphalt	3 Rinnen Beton	3 Rinnen Asphalt	3 Rinnen Beton	3 Rinnen Asphalt	3 Rinnen Beton
			4 Rinnen Asphalt	4 Rinnen Beton			4 Rinnen Asphalt	4 Rinnen Beton
			5 Rinnen Asphalt	5 Rinnen Beton			5 Rinnen Asphalt	5 Rinnen Beton
OPA	/				OPA		OPA	
Grooving	/				Grooving – Asphalt		Grooving – Asphalt	
					Grooving – Beton		Grooving – Beton	

Tab. 21: Entwässerungstechnische Maßnahmen für die Berechnung der Wirtschaftlichkeit

mehr vorhanden sind und so keine durch Aquaplaning hervorgerufenen Fahrurfälle bei Nässe auftreten. Es wird angenommen, dass der Nutzen aus den eingesparten Kosten der Fahrurfälle bei Nässe besteht. Diese Kosten werden über alle Verwindungen gemittelt (Gleichung 19) und der Nutzen über den Betrachtungszeitraum von 30 Jahren nach Gleichung 20 berechnet.

$$UK_{a,nass,1} = \frac{\sum_i UK_{a,nass,1,i}}{i} \quad (\text{Gl. 19})$$

$$NA = bf \times UK_{a,nass,1} \quad (\text{Gl. 20})$$

$UK_{a,nass,1}$ [€/a] mittlere jährliche Unfallkosten der Unfälle des Unfalltyps 1 bei Nässe

$UK_{a,nass,1,i}$ [€/a] mittlere jährliche Unfallkosten der Unfälle des Unfalltyps 1 bei Nässe pro Verwindung

NA [€] Barwert der Nutzen

bf [a] Barwertfaktor

4.4.2 Berechnung der Kosten

Anhand der Befragungen und der Erkenntnisse aus der Literatur können die Investitionskosten der entwässerungstechnischen Maßnahmen bestimmt werden. Dies erfolgt getrennt für den Neubau und den nachträglichen Einbau. Für den Neubau werden dabei die Kosten angenommen, die im Vergleich zum Einbau einer konventionellen Verwindung zusätzlich anfallen.

Beim nachträglichen Einbau werden außerdem noch die Kosten für eine vierwöchige Baustelleneinrichtung (4+0-Verkehr) berücksichtigt.

Zum Teil wurden sehr unterschiedliche Kosten für die Umsetzung der Entwässerungsmaßnahmen in verschiedenen Bundesländern ermittelt. Für die Berechnung der Wirtschaftlichkeit werden die Kosten derjenigen Länder übernommen, die diese Maßnahme überwiegend zur Beseitigung von entwässerungsschwachen Zonen anwenden. Hier liegen die meisten Erfahrungen in der konstruktiven Ausführung bzw. der Gestaltung vor. Außerdem beruhen die Kosten auf einer Vielzahl von Maßnahmen, so dass ein relativ verlässlicher Durchschnittswert angenommen werden kann.

Mithilfe dieser Angaben werden die Kosten über den Betrachtungszeitraum von 30 Jahren für zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen ermittelt.

Gemäß EWS (FGSV 1997) wird die Aktualisierungsrate mit $p_a = 3,0\%$ angenommen. Für den Aufzinsungszeitraum r_a zwischen Ausgabentätigung und Bezugszeitpunkt wird eine Dauer von $r = 0,5$ Jahren unterstellt, da nicht bekannt ist, wann die Maßnahme umgesetzt wird. Nach Gleichung 13 unter Ziffer 2.13 ergeben sich die Baukosten KB .

Anhand des zugrunde gelegten Abschreibungszeitraums, welcher der Nutzungsdauer der Maßnahme entspricht, wird der Annuitätenfaktor af bestimmt. Damit müssen keine Erneuerungskosten betrachtet werden, da diese bereits in der Berechnung berücksichtigt sind. Die angenommene Nutzungsdauer resultiert dabei aus den Ergebnissen der Befragungen der Straßenbauverwaltungen (Kapitel 4.3). Bei unterschiedlichen Angaben zur Dauerhaftigkeit der Maßnahme wird der jeweils ungünstigere Fall angesetzt.

Nach Gleichung 14 (Kapitel 2.14) ergeben sich aus den Baukosten und dem Annuitätenfaktor die jährlichen Investitionskosten KI_a .

Die jährlich laufenden Kosten KL_a werden durch die von der Maßnahme zusätzlich verursachten Betriebskosten abgeschätzt. Dabei handelt es sich um Aufwendungen für Reinigung, Instandhaltung und Winterdienst.

Aus den jährlichen Investitionskosten KI_a und den laufenden Kosten KL_a ergeben sich die jährlichen Baulastkosten K_a für die jeweilige Maßnahme.

Anhand Gleichung 11 (Kapitel 2.14) ergibt sich aus den jährlichen Baulastkosten K_a und dem Barwertfaktor bf der Barwert der Kosten KA über den Betrachtungszeitraum. Dem Barwertfaktor liegt dabei der Betrachtungszeitraum zugrunde. Er berechnet sich nach Gleichung 12 (Kapitel 2.14).

In Bild 55 ist die Vorgehensweise bei der Berechnung des Barwertes dargestellt.

4.4.3 Berechnung des Nutzen-Kosten-Verhältnisses

Anhand des ermittelten Nutzens NA aus den vermeidbaren Fahrurfällen bei Nässe innerhalb der

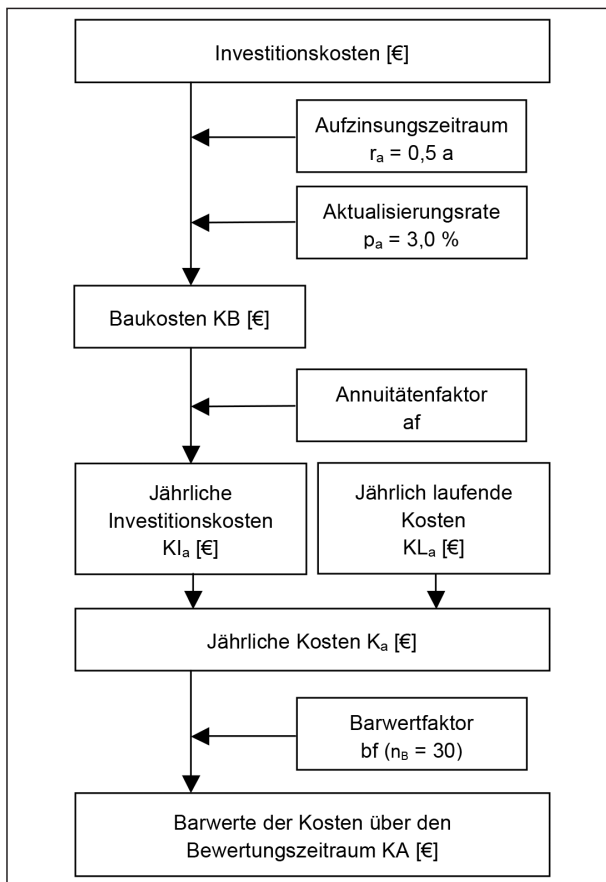


Bild 55: Berechnung des Barwertes der Kosten über den Bewertungszeitraum von 30 Jahren

Verwindungen und der Kosten der Maßnahmen kann das Nutzen-Kosten-Verhältnis nach Gleichung 21 bestimmt werden.

Eine Maßnahme wird als wirtschaftlich erachtet, wenn das Nutzen-Kosten-Verhältnis einen Wert $NKV > 1$ annimmt.

$$NKV = \frac{NA}{KA} \quad (\text{Gl. 21})$$

NKV [-] Nutzen-Kosten-Verhältnis

NA [€] Barwert der Nutzen

KA [€] Barwert der Kosten

5 Auswertung und Ergebnisse

5.1 Entwässerungstechnische Simulationen

5.1.1 Simulierte Varianten

Die Ergebnisse der simulierten Varianten, die in Kapitel 4.2.3 beschrieben sind, werden im Anhang A

vollständig dargestellt. Dort ist auch die flächige Verteilung der auftretenden Wasserfilmdicken und, falls zutreffend, die Überschreitungshäufigkeit der „kritischen Wasserfilmdicke“ von 2,0 mm, 2,5 mm bzw. 3,0 mm zu erkennen. In Klammern wird jeweils die Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke angegeben, die im Verwindungsbereich vorliegt oder deren Ursache durch den Verwindungsbereich erklärt werden kann.

Die bezogene Wasserfilmdicke ist farblich in den Darstellungen (Abbildungen und Anhang) gekennzeichnet (Bild 56).

In den Darstellungen der flächigen Verteilung der Wasserfilmdicken ist zudem jeweils ein Kreuz eingezeichnet, das mit der roten Linie die Mittelachse der dargestellten Richtungsfahrbahn und mit der gelben Linie die Mitte des 350 m langen Abschnitts kennzeichnet.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Modellrechnungen zusammengefasst und hinsichtlich der Auswirkungen bestimmter Parametervariationen näher betrachtet.

Die Entwässerungswirkung bzw. die Aquaplaninggefahr wird u. a. anhand der von Wasserfilmdicken von $WFD > 2,0$ mm, $WFD > 2,5$ mm bzw. $WFD > 3,0$ mm betroffenen Flächen („Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke“) beurteilt.

Daneben wird auch die Lokalisierung der Überschreitungen berücksichtigt (z.B. Fahrbahnrand, Verwindungsbereich).

- Die Fahrbahntextur bzw. deren Makrorauheit stellt einen wesentlichen Parameter für das Entwässerungsverhalten und entstehende Wasserfilmdicken dar.

Tendenziell rauere/grob strukturierte Fahrbahntexturen mit hohen mittleren Texturtiefen MTD führen in Bereichen mit sehr geringer Neigung und langen Fließwegen (z.B. Verwindungsbereichen) zu größeren Wasserfilmdicken als tendenziell glatte/fein strukturierte mit niedrigerem MTD-Wert (Bild 62). Anschaulich begründet werden kann dies durch einen zunehmenden Fließwiderstand bei größeren Texturtiefen bzw. „rauer“ Textur, der zu einem Aufstauereffekt mit einhergehender Zunahme der Wasserfilmdicken führt. Dieser Effekt überwiegt für diesen Fall demnach auch den Drainageeffekt der Textur selbst

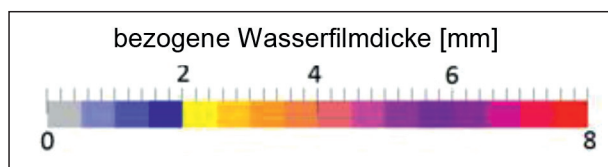


Bild 56: Farbliche Darstellung der bezogenen Wasserfilmdicken in den folgenden Abbildungen und im Anhang

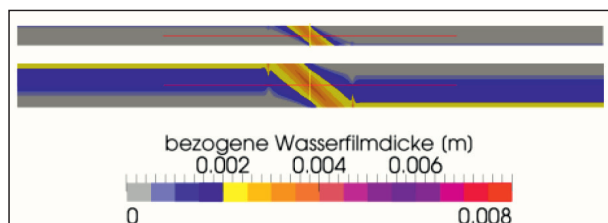


Bild 57: Auswirkung von zunehmenden Fahrbahnbreiten auf die entstehenden Wasserfilmdicken: Vergleich 2_StV_2FS_0 (oben) und 2_StV_6FS_0 (unten)

(Drainage unterhalb der Rauspitzen der Textur). Für den Fall kürzerer Fließwege und höheren Neigungen kann jedoch der Drainageeffekt der Textur maßgebend für die Wasserfilmdicke sein, weshalb dann „rauere“ Texturen geringere Wasserfilmdicken aufweisen können als „feinere“ (z. B. negative Querneigungen bei geringen Fahrbahnbreiten).

Im weiteren Verlauf werden die Schlussfolgerungen aus den Modellrechnungen meist nur anhand der „rauen“ Texturvariante 2 dargestellt bzw. verdeutlicht, da Unterschiede zwischen den Varianten hier deutlicher und anschaulicher hervortreten. Sofern nichts Gegenteiliges ausgeführt wird, sind die Ergebnisse in grundsätzlicher Weise auch auf die „feine“ Texturvariante 1 übertragbar (unter Berücksichtigung der oben getroffenen Aussagen zur Auswirkung unterschiedlicher Texturtiefen auf das Entwässerungsverhalten).

- Größere Fahrbahnbreiten zeigen ein kritisches Entwässerungsverhalten als geringere Fahrbahnbreiten.

Breitere Fahrbahnen haben eine größere Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke und weisen auch die lokal höchsten Wasserfilmdicken auf (z. B. Bild 57 und Bild 60 ff.).

Zudem kommt es bei Fahrbahnen mit fünf und sechs Fahrstreifen in Verwindungsbereichen mit $\max \Delta s = 0,9\%$ nach RAA und $L_V > 50$ m zu größeren Flächen mit höheren Wasserfilmdicken (Rechenfälle „deltamax“ im Anhang A) als bei kürzeren Verwindungsbereichen mit $L_V = 50$ m und $\Delta s > 0,9\%$. Zum Vergleich wurden zusätzlich beispielhaft für

die Längsneigungen $s = 0\%$ und $s = 1\%$ Anzahl und Lage der notwendigen Rinnen zur Einhaltung verschiedener maximaler Wasserfilmdicken (2 mm, 2,5 mm bzw. 3 mm) rechnerisch ermittelt (s. Anhang A, Fälle „Rinne“, „deltamax“). Dabei zeigt sich, dass bei den längeren Verwindungsbereichen unter Einhaltung von $\max \Delta s = 0,9\%$ fast immer mehr (mindestens aber gleich viele) Rinnen notwendig sind, um die Vorgaben einer bestimmten Wasserfilmdicke einhalten zu können (Bild 58).

Dies deckt sich mit der Erkenntnis aus vorhergehenden Untersuchungen (u. a. LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013)), dass höhere Anrampungsneigungen zu geringeren Wasserfilmdicken führen. Die maximale Anrampungsneigung $\max \Delta s$ ist im Regelwerk vorrangig aus fahrdynamischen und aus bautechnischen Gründen festgelegt. Davon abweichende Empfehlungen wären zunächst in den Gremien der FGSV und in der Fachwelt zu diskutieren.

- Die Schrägverwindungen zeigen gegenüber den Standardverwindungen ein deutlich verbessertes Entwässerungsverhalten im Verwindungsbereich, ebenso wie die Einseitneigung der negativen Querneigung.

Zu erkennen ist dies in den Abbildungen im Anhang und beispielhaft in Bild 59.

Außerdem zeigen Bild 60 und Bild 61 beispielhaft für Längsneigungen von $s = 0\%$ und $s = 1\%$ der „rauen“ Texturvariante 2 die Unterschiede zwischen Standard- sowie Schrägverwindungen und negativen Querneigungen bezüglich der Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke von 2,0 mm. Es zeigt sich, dass durch Schrägverwindungen und negative Querneigungen, insbesondere bei großen Fahrbahnbreiten, die kritischen Bereiche deutlich reduziert werden können, weil es bei diesen Geometrien keine Bereiche mit geringen Querneigungen gibt.

Bei negativen Querneigungen ist die Wasserfilmdickenverteilung nicht symmetrisch, sondern es stellen sich lediglich am tieferen Fahrbahnrand erhöhte und ggf. kritische Wasserfilmdicken ein. Dieser Bereich liegt jedoch auf dem Seitenstreifen und ist damit relativ unkritisch.

- Bei sehr großen Fahrbahnbreiten überschreiten die Wasserfilmdicken an den tieferliegenden Fahrbahnrandern die kritische Wasserfilmdicke von 2 mm, ausgelöst durch die langen Fließwege.

Die Überschreitung der kritischen Wasserfilmdicke tritt bei sehr breiten Fahrbahnen (z. B. sechs Fahrstreifen) auch in Bereichen auf, die nicht der Verwindung zuzuordnen sind, also eine konstante Querneigung von $q=2,5\%$ aufweisen (z. B. Bild 59 und Bild 64 sowie Darstellungen im Anhang A).

Demnach kann von einer „kritischen Fahrbahnbreite“ ausgegangen werden, ab der auch in den Randbereichen und nicht nur im eigentlichen Verwindungsbereich kritische Wasserfilmdicken auftreten. Das ist besonders in denjenigen Randbereichen gefährlich, die auf dem linken Fahrstreifen liegen. Diese kritische Fahrbahnbreite hängt jedoch von der Texturtiefe der Fahrbahnoberfläche und der Regenintensität ab. Bei der hier untersuchten „feinen“ Texturvariante sind kritische Wasserfilmdicken am tieferliegenden Fahrbahnrand (außerhalb des Verwindungsbereichs) bei den untersuchten Fahrbahnbreiten nicht aufgetreten.

Von diesem Effekt betroffen sind sowohl die Standardverwindungen als auch die negativen Querneigungen. Die Schrägverwindung kann diesen Effekt lokal mindern (Bild 59).

- Offenporiger Asphalt weist selbst bei relativ geringen Versickerungsraten ein sehr hohes Entwässerungsvermögen auf, an der Oberfläche entstehen nur in wenigen Fällen (bei sehr geringer Versickerungsrate) kleine Bereiche mit kritischen Wasserfilmdicken.

OPA mit niedriger / minimaler Versickerungsrate weisen in den Berechnungsbeispielen höhere Wasserfilmdicken auf als OPA bei hohen/maximalen Versickerungsraten.

OPA stellt damit eine sehr wirkungsvolle Entwässerungsmaßnahme dar.

- Eine Erhöhung der Längsneigung hat unterschiedliche Auswirkungen auf die Entwässerung. Durch eine deutliche Erhöhung der Längsneigung wird in den meisten Fällen die Entwässerung verbessert. In bestimmten Fällen kann eine Erhöhung der Längsneigung jedoch eine gegenteilige Wirkung haben.

Geringfügige Änderungen der Längsneigung, z. B. von 0% auf 1%, zeigen hinsichtlich der flächenbezogenen Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke (von hier 2,0mm) kaum Auswir-

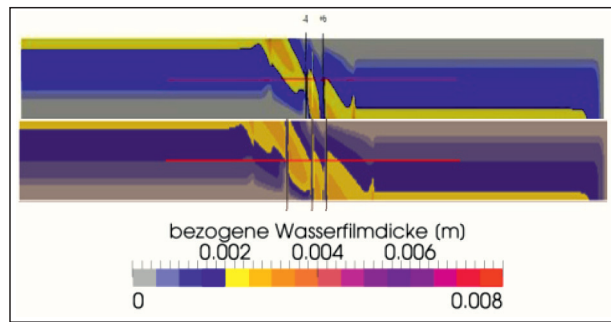


Bild 58: Beispiel für die notwendige Anzahl der Rinnen in Abhängigkeit von der Einhaltung von $\max\Delta s$: Vergleich 2_StV_6FS_1_Rinne_WFD_3 (oben) und 2_StV_6FS_1_Rinne_WFD_3_detasmax (unten)

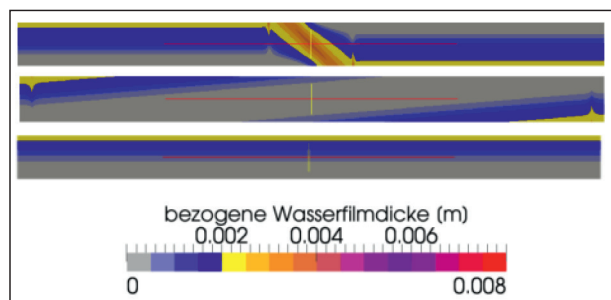


Bild 59: Vergleich von Standardverwindung, Schrägverwindung und negativer Querneigung bei sechs Fahrstreifen, $s=0\%$ und „rauer“ Texturvariante 2

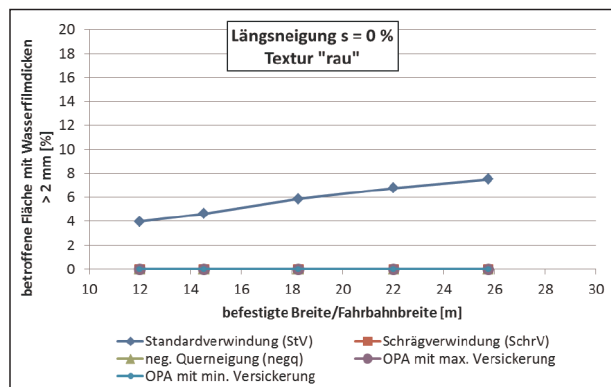


Bild 60: Flächenanteil im Bereich der Verwindung mit Wasserfilmdicken von > 2 mm für eine Längsneigung $s=0\%$ und „rauer“ Texturvariante 2

kungen. Bild 62 zeigt diesen Sachverhalt für Standardverwindungen.

Auch die maximal auftretenden Wasserfilmdicken werden durch geringe Erhöhungen der Längsneigung (z. B. hier von $s=0\%$ auf $s=1\%$) kaum reduziert (Bild 63). Bei deutlicher Erhöhung der Längsneigung von $s=0\%$ auf $s=4\%$ ergeben sich hingegen Reduzierungen der maximal auftretenden Wasserfilmdicken. Flächenige Reduzierungen der kritischen Wasserfilmdicken sind jedoch (wegen längerer Fließwege) nicht zwangsläufig die Folge (Bild 64).

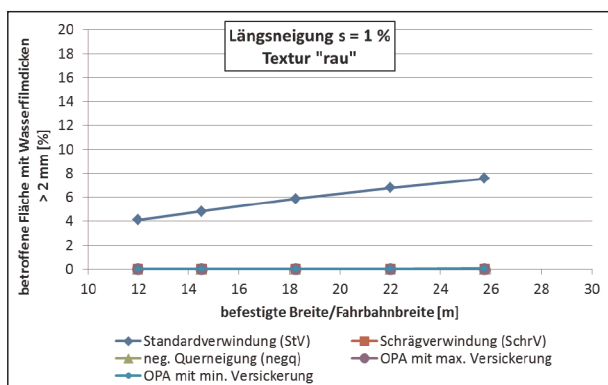


Bild 61: Flächenanteil im Bereich der Verwindung mit Wasserfilmdicken von > 2 mm für eine Längsneigung s = 1 % und „rauer“ Texturvariante 2

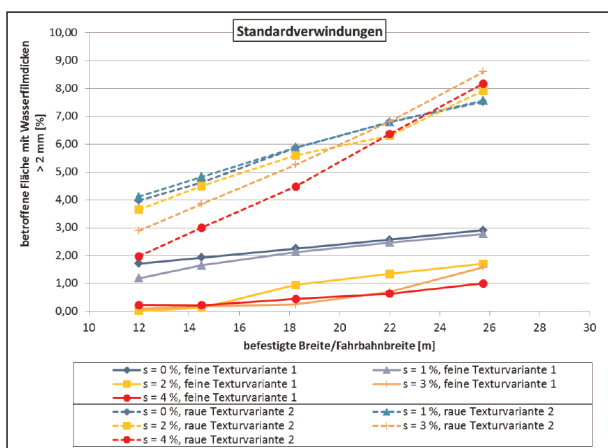


Bild 62: Flächenanteil mit Wasserfilmdicken von > 2 mm im Bereich der Verwindung für Standardverwindungen und „rauer“ Texturvariante 2 (gestrichelt) bzw. „feiner“ Texturvariante 1 (durchgezogen)

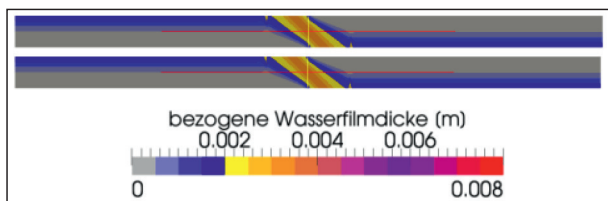


Bild 63: Beispiel der Erhöhung der Längsneigung von 0 % auf 1 % bei 4 Fahrstreifen: Vergleich 2_StV_4FS_0 (oben) und 2_StV_4FS_1 (unten)

Bei bestimmten Fällen (sechs Fahrstreifen, raue Texturvariante 2, Bild 62) kann die Erhöhung der Längsneigung sogar zu einer Vergrößerung der Fläche mit kritischen Wasserfilmdicken (von hier 2 mm) führen, also einen gegenteiligen Effekt bewirken. Ausgelöst wird dies durch die Verlängerung der Fließwege in Folge höherer Schrägneigungen.

Für Schrägverwindungen (Bild 65) hat die Längsneigung im Bereich der Verwindung keinen Einfluss, selbst bei ungünstiger Geometrie (hohe Fahrbahnbreite und Längsneigung s = 0 %) sind

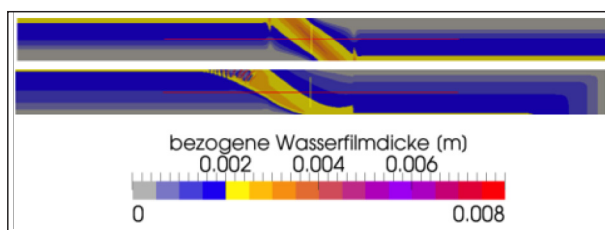


Bild 64: Beispiel der Erhöhung der Längsneigung von 0 % auf 4 % bei 6 Fahrstreifen: Vergleich 2_StV_6FS_0 (oben) und 2_StV_6FS_4 (unten)

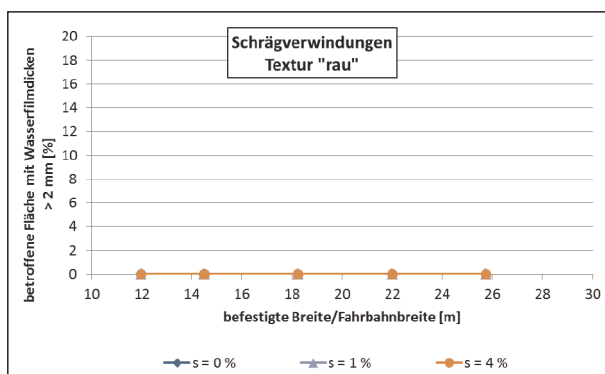


Bild 65: Flächenanteil mit Wasserfilmdicken von > 2 mm für Schrägverwindungen und „rauer“ Texturvariante 2

keine kritischen Wasserfilmdicken zu verzeichnen (Bild 61).

Der Effekt unterschiedlicher Längsneigungen bei negativen Querneigungen wird im folgenden Abschnitt betrachtet (Bild 66 und Bild 67).

- Negative Querneigungen zeigen bei höheren Längsneigungen größere Bereiche mit erhöhten Wasserfilmdicken (allerdings unter dem kritischen Wert) als bei niedrigen Längsneigungen.

Das kann durch die Verlängerung der Fließwege in Folge der höheren Längsneigung erklärt werden. Die Verlängerung der Fließwege wird dabei durch die erhöhte Schrägneigung, die die Wasserfilmdicke wiederum reduziert, nicht in gleichem Maße kompensiert.

Beispielhaft zeigt Bild 66 diesen Effekt im Vergleich einer negativen Querneigung mit s = 0 % und s = 4 % bei 6 Fahrstreifen.

Die maximalen Wasserfilmdicken werden hierbei durch die erhöhte Schrägneigung (in Folge großer Längsneigung) reduziert, bei flächiger Betrachtung der Wasserfilmdicken führen jedoch die erhöhten Fließweglängen zu vergleichsweise höheren Wasserfilmdicken.

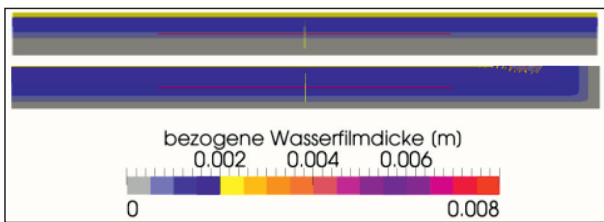


Bild 66: Vergleich der negativen Querneigung mit 0% und 4% Längsneigung bei 6 Fahrstreifen bei „rauer“ Texturvariante 2: Vergleich 2_Negq_6FS_0 (oben) und 2_Negq_6FS_4 (unten)

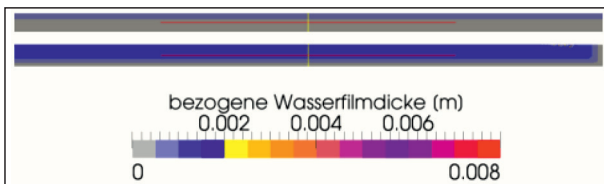


Bild 67: Vergleich der negativen Querneigung mit 0% und 4% Längsneigung bei 2 Fahrstreifen bei „feiner“ Texturvariante 1: Vergleich 1_Negq_2FS_RQ31_0 (oben) und 1_Negq_2FS_RQ31_4 (unten)

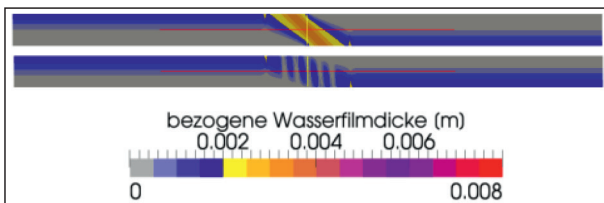


Bild 68: Beispiel der Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 2$ mm bei einer Längsneigung von 0% und 4 Fahrstreifen bei „rauer“ Texturvariante 2; oben: ohne Rinnen, unten: mit Rinnen

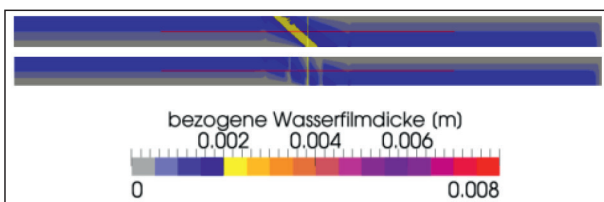


Bild 69: Beispiel der Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 2$ mm bei einer Längsneigung von 1% und 4 Fahrstreifen bei „feiner“ Texturvariante 1; oben: ohne Rinnen, unten: mit Rinnen

Dieser Effekt ist vor allem auch bei der niedrigeren Texturtiefe („feine“ Texturvariante 1) deutlich zu beobachten (Bild 67).

Aus den vorangegangenen Betrachtungen lässt sich folgendes Wirkungsprinzip ableiten:

- Höhere Längsneigungen bewirken hinsichtlich der Wasserfilmdicke gegenläufige Effekte. Durch (deutlich) erhöhte Schrägneigungen werden Wasserfilmdicken im Verwindungsbereich reduziert. Es entstehen jedoch längere Fließwege, die die Wasserfilmdicken und deren flächige

Ausdehnung wiederum steigen lassen, auch außerhalb des Verwindungsbereichs.

5.1.2 Querkastentrinnen

Die entsprechenden Fälle für den Einsatz von Querkastentrinnen werden in der Darstellung im Anhang mit dem Zusatz „Rinne“ gekennzeichnet. Dabei werden die Rinnen in Anzahl und Lage so angeordnet, dass keine Bereiche mit Wasserfilmdicken $WFD > 2,0$ mm, $WFD > 2,5$ mm bzw. $WFD > 3,0$ mm im Verwindungsbereich mehr entstehen, die Überschreitungshäufigkeit der jeweils definierten kritischen Wasserfilmdicke also bei nahe 0% liegt.

Die Untersuchungen der Rinnenkonfigurationen (Anzahl und Lage) werden dabei für Wasserfilmdicken von $WFD = 2$ mm, $WFD = 2,5$ mm bzw. $WFD = 3$ mm durchgeführt. Die jeweils betrachtete kritische Wasserfilmdicke wird in der Benennung der Berechnungsfälle im Anhang mit dem Kürzel „WFD_2,5“ für $WFD_{krit} = 2,5$ mm bzw. „WFD_3“ für $WFD_{krit} = 3$ mm bzw. ohne Kürzel für $WFD_{krit} = 2$ mm mit angegeben.

Beispiele für die Rinnenanordnung bei Vorgabe einer kritischen Wasserfilmdicke von 2 mm zeigen Bild 68 und Bild 69.

In den folgenden Tabellen wird die jeweils benötigte (Mindest-)Anzahl der Rinnen für die betrachteten Standardverwindungsvarianten angegeben, um Überschreitungen der jeweiligen kritischen Wasserfilmdicke von $WFD_{krit} = 2$ mm (Tabelle 22), $WFD_{krit} = 2,5$ mm (Tabelle 23) bzw. von $WFD_{krit} = 3,0$ mm (Tabelle 24) weitgehend zu vermeiden. Zusätzlich wird auch die Anordnung relativ zum Querneigungsnullpunkt in Längsrichtung angegeben. Zum Beispiel bedeutet „-5; 0; +5“ die Anordnung von zwei Rinnen im Abstand von ± 5 m vom Querneigungsnullpunkt entfernt und eine Rinne im Querneigungsnullpunkt (0).

An dieser Stelle wird nochmals darauf hingewiesen, dass die Ermittlung der Rinnenanzahl und -lage von der gewählten Regenintensität (Kapitel 5.1.3) und von der Fahrbahnoberflächentextur abhängt (Tabelle 22 bis Tabelle 24).

Die hier dargestellten Rinnenanordnungen sind daher auch nicht direkt mit den in der Untersuchung von Bark u. a. (2011) mit PLANUS simulierten Rinnenanordnungen vergleichbar, da dort geringere Regenintensitäten gewählt wurden (Kapitel 5.1.3).

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
1_StV_2FS_0	2	- 4; + 4
1_StV_2FS_1	1	0
1_StV_2FS_2	0	-
1_StV_2FS_3	0	-
1_StV_2FS_4	0	-
1_StV_3FS_0	2	- 4; + 4
1_StV_3FS_1	1	0
1_StV_3FS_2	0	-
1_StV_3FS_3	0	-
1_StV_3FS_4	0	-
1_StV_4FS_0	3	- 9; 0; + 9
1_StV_4FS_1	3	-11; 0; + 10
1_StV_4FS_2	2	-17;-6
1_StV_4FS_3	2	-25;-9
1_StV_4FS_4	0	-
1_StV_5FS_0	3	-10; 0; + 10
1_StV_5FS_1	3	- 11; 0; + 8
1_StV_5FS_2	3	-20; -10; 0
1_StV_5FS_3	2	-23; -13
1_StV_5FS_4	0	-
1_StV_6FS_0	3	- 10; 0; + 10
1_StV_6FS_1	3	- 11; 0; + 8
1_StV_6FS_2	3	-19; -9; +1
1_StV_6FS_3	2	-13; 0
1_StV_6FS_4	0	-
2_StV_2FS_0	3	- 6; 0; 6
2_StV_2FS_1	3	- 12; - 2; + 7
2_StV_2FS_2	3	-12; -2; +7
2_StV_2FS_3	3	-12; -2; +7
2_StV_2FS_4	2	- 19; - 12
2_StV_3FS_0	5	- 16; - 7; 0; + 7; + 16
2_StV_3FS_1	3	- 9; 0; + 9
2_StV_3FS_2	3	-12; -3; +6
2_StV_3FS_3	3	-19; -9; +1
2_StV_3FS_4	3	- 19; - 12; - 5
2_StV_4FS_0	5	- 14; - 7; 0; + 7; + 14
2_StV_4FS_1	4	- 12; - 3; + 4; + 13
2_StV_4FS_2	4	-14; -4; +5; +15
2_StV_4FS_3	4	-15; -5; +5; +15
2_StV_4FS_4	4	- 23; - 14; - 5; + 4

Tab. 22: Benötigte (Mindest-)Rinnenanzahl und Rinnenanordnung für WFD_{krit}=2mm

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
2_StV_5FS_0	6	- 18; - 11; - 4; + 3; + 10; + 17
2_StV_5FS_1	5	- 13; - 4; + 3; + 10; + 18
2_StV_5FS_2	5	-21; -11; -1; +9; +19
2_StV_5FS_3	5	-22; -12; -2; + 8; +18
2_StV_5FS_4	4	- 23; - 14; - 5; + 4
2_StV_6FS_0	6	- 18; - 11; - 4; + 3; + 10; + 17
2_StV_6FS_1	6	- 14; - 6; + 1; + 8; + 15; + 22
2_StV_6FS_2	6	-23; -15; -6; +5; +14; +21
2_StV_6FS_3	6	-25; -15; -6; +5; +14; +22
2_StV_6FS_4	6	- 24; - 15; - 6; + 3; + 12; + 20

Tab. 22: Fortsetzung

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
1_StV_2FS_0	0	-
1_StV_2FS_1	0	-
1_StV_2FS_2	0	-
1_StV_2FS_3	0	-
1_StV_2FS_4	0	-
1_StV_3FS_0	0	-
1_StV_3FS_1	0	-
1_StV_3FS_2	0	-
1_StV_3FS_3	0	-
1_StV_3FS_4	0	-
1_StV_4FS_0	1	0
1_StV_4FS_1	0	-
1_StV_4FS_2	0	-
1_StV_4FS_3	0	-
1_StV_4FS_4	0	-
1_StV_5FS_0	1	0
1_StV_5FS_1	1	0
1_StV_5FS_2	0	-
1_StV_5FS_3	0	-
1_StV_5FS_4	0	-
1_StV_6FS_0	1	0
1_StV_6FS_1	1	0
1_StV_6FS_2	1	0

Tab. 23: Benötigte (Mindest-)Rinnenanzahl und Rinnenanordnung für WFD_{krit}=2,5 mm

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
1_StV_2FS_0	0	-
1_StV_2FS_1	0	-
1_StV_2FS_2	0	-
1_StV_2FS_3	0	-
1_StV_2FS_4	0	-
1_StV_3FS_0	0	-
1_StV_3FS_1	0	-
1_StV_3FS_2	0	-
1_StV_3FS_3	0	-
1_StV_3FS_4	0	-
1_StV_4FS_0	1	0
1_StV_4FS_1	0	-
1_StV_4FS_2	0	-
1_StV_4FS_3	0	-
1_StV_4FS_4	0	-
1_StV_5FS_0	1	0
1_StV_5FS_1	1	0
1_StV_5FS_2	0	-
1_StV_5FS_3	0	-
1_StV_5FS_4	0	-
1_StV_6FS_0	1	0
1_StV_6FS_1	1	0
1_StV_6FS_2	1	0
1_StV_6FS_3	0	-
1_StV_6FS_4	0	-
2_StV_2FS_0	2	-4; +4
2_StV_2FS_1	2	-7; +3
2_StV_2FS_2	1	-9
2_StV_2FS_3	0	-
2_StV_2FS_4	0	-
2_StV_3FS_0	2	-4; +4
2_StV_3FS_1	2	-7; +4
2_StV_3FS_2	2	-15; -5
2_StV_3FS_3	1	-20
2_StV_3FS_4	0	-
2_StV_4FS_0	3	-9; 0; +9
2_StV_4FS_1	3	-14; -3; +5
2_StV_4FS_2	2	-14; -2
2_StV_4FS_3	2	-22; -10
2_StV_4FS_4	1	-23
2_StV_5FS_0	3	-9; 0; +9

Tab. 23: Fortsetzung

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
2_StV_5FS_1	3	-11; -1; +7
2_StV_5FS_2	3	-17; -7; +3
2_StV_5FS_3	3	-23; -13; -3
2_StV_5FS_4	2	-25; -13
2_StV_6FS_0	4	-12; -4; +3; +11
2_StV_6FS_1	4	-10; -2; +6; +15
2_StV_6FS_2	4	-25; -12; 0; +10
2_StV_6FS_3	4	-25; -15; -5; +5
2_StV_6FS_4	3	-25; -15; -5

Tab. 23: Fortsetzung

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
1_StV_2FS_0	0	-
1_StV_2FS_1	0	-
1_StV_2FS_2	0	-
1_StV_2FS_3	0	-
1_StV_2FS_4	0	-
1_StV_3FS_0	0	-
1_StV_3FS_1	0	-
1_StV_3FS_2	0	-
1_StV_3FS_3	0	-
1_StV_3FS_4	0	-
1_StV_4FS_0	0	-
1_StV_4FS_1	0	-
1_StV_4FS_2	0	-
1_StV_4FS_3	0	-
1_StV_4FS_4	0	-
1_StV_5FS_0	0	-
1_StV_5FS_1	0	-
1_StV_5FS_2	0	-
1_StV_5FS_3	0	-
1_StV_5FS_4	0	-
1_StV_6FS_0	0	-
1_StV_6FS_1	0	-
1_StV_6FS_2	0	-
1_StV_6FS_3	0	-
1_StV_6FS_4	0	-
2_StV_2FS_0	1	0
2_StV_2FS_1	0	-

Tab. 24: Benötigte (Mindest-)Rinnenanzahl und Rinnenanordnung für $WFD_{krit}=3\text{ mm}$

Fall/Variante	Anzahl Rinnen	Rinnenanordnung gegenüber Querneigungsnullpunkt [m]
2_StV_2FS_2	0	-
2_StV_2FS_3	0	-
2_StV_2FS_4	0	-
2_StV_3FS_0	1	0
2_StV_3FS_1	1	-3
2_StV_3FS_2	0	-
2_StV_3FS_3	0	-
2_StV_3FS_4	0	-
2_StV_4FS_0	1	0
2_StV_4FS_1	1	-1
2_StV_4FS_2	0	-
2_StV_4FS_3	0	-
2_StV_4FS_4	0	-
2_StV_5FS_0	1	0
2_StV_5FS_1	1	+2
2_StV_5FS_2	1	-18
2_StV_5FS_3	0	-
2_StV_5FS_4	0	-
2_StV_6FS_0	3	-9; 0; 9
2_StV_6FS_1	2	-4; +6
2_StV_6FS_2	2	-11; 0
2_StV_6FS_3	1	-15
2_StV_6FS_4	0	-

Tab. 24: Fortsetzung

Zusammenfassend kann aus dem (theoretischen) Ansatz, dass durch die Rinnenanordnung die Wasserfilmdicke an allen Stellen des Querschnitts unter einer bestimmten kritischen Wasserfilmdicke WFD_{krit} liegen soll, folgendes festgestellt werden:

- Es würden je nach Variante für $WFD_{krit} = 2$ mm bis zu sechs Rinnen, für $WFD_{krit} = 2,5$ mm bis zu vier Rinnen und für $WFD_{krit} = 3$ mm bis zu drei Rinnen notwendig.
- Für $WFD_{krit} = 2$ mm ergeben sich somit teilweise praxisferne Lösungen. Die Anzahl der benötigten Rinnen nimmt mit der Fahrbahnbreite bzw. Fahrstreifenanzahl zu.
- Die Anzahl der benötigten Rinnen nimmt mit zunehmender Längsneigung tendenziell ab.
- Bei einer Längsneigung von $s = 0$ % ergeben sich (entsprechend der Wasserfilmdickenverteilung)

lung) symmetrische Rinnenanordnungen, in den anderen Fällen sind asymmetrische Anordnungen zielführender.

5.1.3 Auswirkung der Variation des zugrunde liegenden Regenereignisses

Wie in Kapitel 4.2.2 beschrieben, soll die Übertragbarkeit der ermittelten Ergebnisse für regional abweichende Regenereignisse $r_{15,1}$ abgeschätzt werden. Den Berechnungen in Kapitel 5.1.1 und Kapitel 5.1.2 liegt jeweils ein Regenereignis mit einer durchschnittlichen Intensität $I = 0,72$ mm/min und einer Dauer von 15 Minuten zugrunde.

Zusätzlich sollen die Regenereignisse $I = 0,933$ mm/min und $I = 0,567$ mm/min (Kapitel 4.2.2) mit jeweils 15 Minuten Dauer an ausgewählten Beispielen bzw. Varianten hinsichtlich der Auswirkungen auf die Wasserfilmdickenentwicklung betrachtet werden.

Hierzu werden die Wasserfilmdicken für den Fall StV_6FS_0 (Standardverwindung mit sechs Fahrstreifen und $s = 0$ %) mit den angegebenen Regenintensitäten bestimmt. Die Ergebnisse sind in Bild 70 dargestellt.

Die Überschreitungshäufigkeiten der kritischen Wasserfilmdicken z.B. von $WFD_{krit} = 2$ mm (nur im Verwindungsbereich) sind mit 5,82 %, 7,52 % und 9,06 % bzw. 524 m², 678 m² und 817 m² sehr unterschiedlich. Inwiefern die Regenereignisse bzw. Regenintensitäten Auswirkung auf die notwendigen Entwässerungslösungen haben, wird im Rahmen einer Betrachtung einer bestimmten Rinnenkonfiguration für $WFD_{krit} = 2$ mm (StV_6FS_0_Rinne) abgeschätzt. Es handelt sich also um den Fall des oben betrachteten Beispiels mit Querkastentrassen als Entwässerungslösung.

Nach Bild 71 führt das hier angenommene stärkere Regenereignis dazu, dass die nach Ziffer 5.1.2 ermittelte Rinnenanzahl und Rinnenanordnung nicht mehr ausreicht. Es wird die kritische Wasserfilmdicke von hier $WFD_{krit} = 2$ mm überschritten. Andererseits ist die Rinnenanordnung für schwächere Regenintensitäten überdimensioniert.

- Die Wahl des Regenereignisses (und der zugehörigen Dauer) spielt also eine wesentliche Rolle bei der Beurteilung von Entwässerungslösungen. Sie ist daher beim Vergleich der Entwässerungslösungen und den daraus abgeleiteten Folgerungen unbedingt zu beachten.

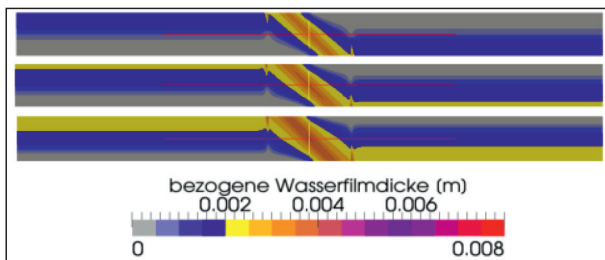


Bild 70: Einfluss der Regenintensität auf die Wasserfilmdicke (Variante StV_6FS_0); oben: $I = 0,567$ mm/min, mitte: $I = 0,72$ mm/min (Vergleichsfall); unten: $I = 0,933$ mm/min

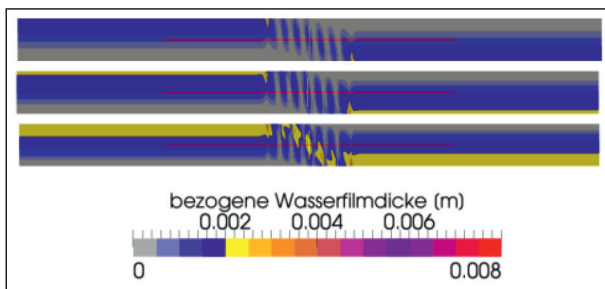


Bild 71: Einfluss der Regenintensität auf die Wasserfilmdicke für eine bestimmte Rinnenkonfiguration (Variante 2 StV_6FS_0_Rinne); oben: $I = 0,567$ mm/min, mitte: $I = 0,72$ mm/min (Vergleichsfall); unten: $I = 0,933$ mm/min

In der Untersuchung von Bark u. a. (2011) werden beispielsweise andere Regenintensitäten von $I = 10$ mm/h ($= 0,167$ mm/min) und $I = 20$ mm/h ($= 0,33$ mm/min) für Simulationen mit PLANUS gewählt, die u. a. zu anderen Rinnenanordnungen/ Rinnenanzahl zur Gewährleistung einer ausreichenden Entwässerung führen (Kapitel 5.1.2) und daher nicht mit den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ermittelten Ergebnisse (hier: Regenintensität $I = 0,72$ mm/min) direkt vergleichbar sind.

5.1.4 Übertragung der Wasserfilmdicken auf Aquaplaninggeschwindigkeiten

Um die Gefahr von Aquaplaning bei bestimmten Wasserfilmdicken beurteilen zu können, müssen stets weitere Einflussfaktoren mitbetrachtet werden. Dies sind unter anderem Reifeneigenschaften, wie die Reifenprofiltiefe, die Reifengeometrie, die Reifenbreite, aber auch die Radlast und der Bewegungszustand des Rades/Reifens.

In den RAA wird als „kritisches Maß“ für die Wasserfilmdicke $WFD_{krit} = 2,0$ mm genannt. Dabei wird jedoch nicht angegeben, für welche Randbedingungen, wie z. B. die gefahrene Geschwindigkeit, dieses Maß als kritisch angesehen wird.

Dieses kritische Maß von 2,0 mm wird auch in der vorliegenden Untersuchung zur Beurteilung der

Aquaplaninggefahr verwendet; in weiteren alternativen Betrachtung werden zusätzlich Wasserfilmdicken von 2,5 mm bzw. 3 mm betrachtet.

Zur besseren Einordnung in den Gesamtzusammenhang zwischen Aquaplaninggefahr und prognostizierten Wasserfilmdicken sowie zur Veranschaulichung sind im Folgenden die Zusammenhänge zwischen der Wasserfilmdicke auf der Straßenoberfläche, der vorliegenden Reifenprofiltiefe und der Aquaplaninggeschwindigkeit (Geschwindigkeit, bei der Aquaplaning eintritt) aus verschiedenen Forschungsarbeiten dargestellt.

Beispielhaft sind hier zwei verschiedene Aquaplaningmodelle (Bild 72 und Bild 73) gezeigt, die auf unterschiedlichen Annahmen beruhen. Diese Modelle werden auch im Softwaretool PLANUS in Abhängigkeit von einer texturtiefe-abhängigen (bezogenen) Grenzwasserfilmdicke verwendet.

Folgende Parameter können nicht explizit im Modell eingegeben werden, sie sind jedoch durch den semi-empirischen Charakter des Aquaplaningmodells implizit zur Bestimmung der Aquaplaninggeschwindigkeit enthalten:

- die Reifenprofilgeometrie, die maßgeblich zur Wasserabführung im Profil beiträgt,
- die Radlast,
- die Reifenbreite und
- der Bewegungszustand des Reifens.

Dies führt zu einer gewissen Unsicherheit der dargestellten Zusammenhänge, die bei der Interpretation von Aquaplaninggeschwindigkeiten zu beachten sind. Darüber hinaus gibt es viele weitere Ansätze und Modelle zur Beschreibung des Aquaplaningphänomens, die u. a. bei RESSEL/HERMANN (2008) diskutiert werden.

Die in Bild 72 dargestellten Zusammenhänge müssen bei der Anwendung bzw. der Interpretation von berechneten Wasserfilmdicken bezüglich Aquaplaninggeschwindigkeiten aufgrund der oben aufgeführten Aspekte mit entsprechender Vorsicht verwendet werden.

Zum Verständnis der Diagramme in Bild 72 und 73 soll noch Folgendes ergänzt werden:

Die Reifenprofiltiefe von $t=1,6$ mm entspricht der gesetzlich vorgeschriebenen Mindestprofiltiefe in Deutschland. Bei höheren Reifenprofiliefen (wie z.B. $t=3,0$ mm) sind die Aquaplaninggeschwindig-

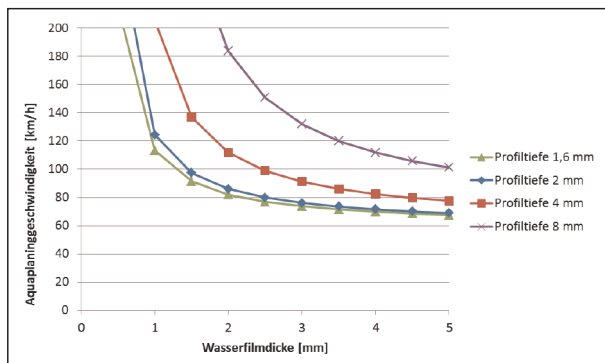


Bild 72: Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke und Aquaplaninggeschwindigkeit (S-Kurven-Modell nach HERMANN 2008)

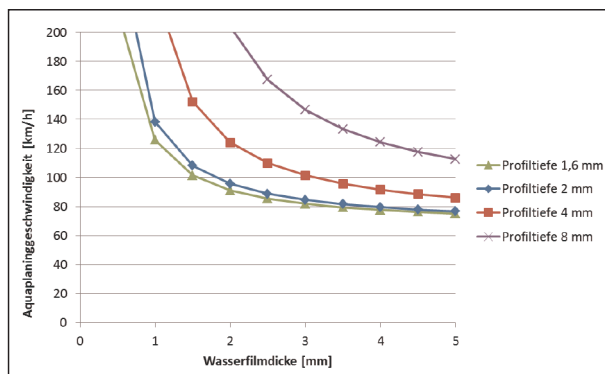


Bild 73: Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke und Aquaplaninggeschwindigkeit (Modell nach REED u. a. 1985)

keiten deutlich höher. Die Aquaplaninggefahr sinkt damit. So liegen in beiden hier beispielhaft betrachteten Modellen bei einer Wasserfilmdicke von $WFD=2$ mm die Aquaplaninggeschwindigkeiten für eine Reifenprofiltiefe von $t=3,0$ mm bei knapp unter bzw. über 100 km/h. Für die Mindestprofiltiefe von $t=1,6$ mm liegen dagegen die Aquaplaninggeschwindigkeiten zwischen 80 km/h und knapp über 90 km/h.

Es ist zu beachten, dass bei Beurteilung der Aquaplaninggefahr durch Grenzschnelligkeiten viele Parameter eine Rolle spielen (Reifengeometrie, Radlast etc.), die modellbedingt nicht alle berücksichtigt werden. Deshalb beruhen die Argumentation und die Interpretation der Ergebnisse auf dem Parameter „Wasserfilmdicke“ und nicht auf der Aquaplaninggeschwindigkeit.

Hinsichtlich der Aquaplaninggeschwindigkeit ist trotz der Untersuchung von HARTZ/WEBER(2010) noch offen, bei welchen Starkregenereignissen und daraus resultierenden Wasserfilmdicken welche Geschwindigkeiten noch sicher gefahren werden können (z.B. aufgrund mangelnder Sicht durch Sprühfahnenbildung).

Zu den tatsächlich gefahrenen Geschwindigkeiten bei (Stark-) Regenereignissen ist daher in Bild 74 beispielhaft ein Diagramm von HARTZ/WEBER (2010) dargestellt. Darin ist zu erkennen, dass das

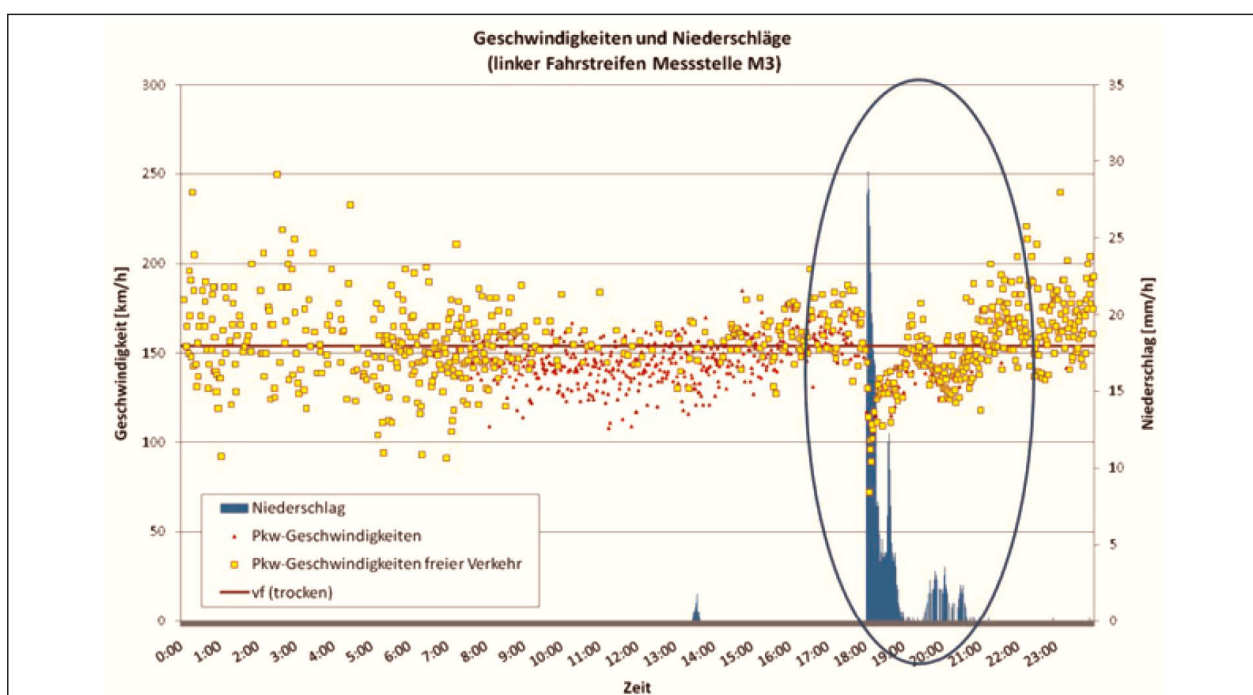


Bild 74: Beispiel von gemessenen Geschwindigkeiten bei Regen nach HARTZ/WEBER (2010)

Geschwindigkeitsniveau bei Starkregenereignissen deutlich absinkt bzw. unter dem Durchschnitt liegt. Die tatsächlich gefahrenen Geschwindigkeiten (u.a. aufgrund mangelnder Sichtverhältnisse und erhöhter Vorsicht durch den Fahrer) liegen demnach bei sehr starken Regenereignissen teilweise unter der kritischen Aquaplaninggeschwindigkeit.

So ist beispielsweise zu erkennen, dass die gefahrenen Geschwindigkeiten (hier auf dem linken Fahrstreifen einer Autobahn) bei einem Starkregenereignis (im Bild ca. bei 18:30 Uhr) von ca. $l = 30 \text{ mm/h} = 0,5 \text{ mm/min}$ (ca. $83 \text{ l/(s} \times \text{ha)}$) stark zurückgehen. Zum Vergleich: In der vorliegenden Untersuchung zur Berechnung der Wasserfilmdicken wird ein stärkeres Regenereignis mit $l = 0,72 \text{ mm/min}$ angesetzt. Demnach ist auch bei dem hier angesetzten Regenereignis mit deutlichen geringeren Geschwindigkeiten zu rechnen.

5.1.5 Zusammenfassung der entwässerungstechnischen Simulationen

Mit dem Modell PSRM (Kapitel 4.2) werden die bei Wasserfilmdicken verschiedenen baulichen Lösungen von abflussschwachen Zonen bei unterschiedlichen Randbedingungen (Fahrbahnrauheit, Längsneigung) berechnet. Die Beurteilung der Entwässerungssituation bzw. die Aquaplaninggefahr erfolgt anhand der Überschreitungshäufigkeit der kritischen Wasserfilmdicke von $WFD_{\text{krit}} = 2,0 \text{ mm}$, $WFD_{\text{krit}} = 2,5 \text{ mm}$ bzw. $WFD_{\text{krit}} = 3,0 \text{ mm}$ und der Lokalisierung der (kritischen) Wasserfilmdicken (Anhang A).

Zusammenfassend lässt sich aus Kapitel 5.1 Folgendes festhalten:

Eingangsparameter der Modellierung:

- Die Wahl des Regenereignisses und der zugehörigen Dauer spielt eine wesentliche Rolle bei der Beurteilung von Entwässerungslösungen.
- Die Fahrbahntextur bzw. deren Makrorauheit stellt einen wesentlichen Parameter für das Entwässerungsverhalten und der daraus resultierenden Wasserfilmdicken dar.
- Um die Anzahl der Parameter in der Simulation gering zu halten und damit Unsicherheiten bzw. Unschärfen zu reduzieren, wird für die Beurteilung der Aquaplaninggefahr die (bezogene) Wasserfilmdicke herangezogen. Die Beurteilung

anhand der Aquaplaninggeschwindigkeit würde bedeuten, dass zusätzliche (variable) Parameter, wie die Reifenprofiltiefe, Reifengeometrie, Radlast etc., die Aussagekraft und Vergleichbarkeit der Varianten schmälern können.

- Eine kritische Wasserfilmdicke von $WFD_{\text{krit}} = 2 \text{ mm}$ aus den RAA 2008 entspricht nach der Modellierung von HERMANN (2008) mit dem Modell PLANUS etwa einer Aquaplaninggeschwindigkeit von $V_{\text{aq}} = 80 \text{ km/h}$ bei einer (gesetzlichen Mindest-) Reifenprofiltiefe von $t = 1,6 \text{ mm}$. Eine kritische Wasserfilmdicke von $WFD_{\text{krit}} = 3 \text{ mm}$ entspricht ebenfalls einer Aquaplaninggeschwindigkeit von $V_{\text{aq}} = 80 \text{ km/h}$, allerdings bei einer (höheren) Reifenprofiltiefe von $t = 3 \text{ mm}$ (Bild 72).

Längsneigung:

- Höhere Längsneigungen bewirken hinsichtlich der Wasserfilmdicke gegenläufige Effekte. Durch erhöhte Schrägneigungen werden Wasserfilmdicken reduziert. Es entstehen jedoch längere Fließwege, die die Wasserfilmdicken wiederum in der Fläche steigen lassen. Eine Erhöhung der Längsneigung führt tendenziell zu einer Reduzierung der Maxima der Wasserfilmdicke, jedoch nicht zwangsläufig zu einer Reduzierung der Fläche mit kritischen Wasserfilmdicken. Die gegenläufigen Effekte und ihre Auswirkungen auf die Entwässerungssituation (Reduzierung der maximal auftretenden Wasserfilmdicken bzw. Reduzierung der von kritischen Wasserfilmdicken betroffenen Fläche) sind je nach Geometrie (Breite, Längsneigung) im Einzelfall zu betrachten (Bild 62).

Entwässerungslösungen:

- Größere Fahrbahnbreiten haben ein kritisches Entwässerungsverhalten als geringere Fahrbahnbreiten.
- Bei allen Fahrbahnbreiten in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrstreifen überschreiten die Wasserfilmdicken an den tieferliegenden Fahrbahnrandern eine kritische Wasserfilmdicke von $WFD_{\text{krit}} = 2 \text{ mm}$ in unterschiedlichem Maß, ausgelöst durch die langen Fließwege.
- Schrägverwindungen und negative Querneigungen zeigen gegenüber Standardverwindungen ein deutlich verbessertes Entwässerungsverhalten.

- Offenporiger Asphalt weist selbst bei relativ geringen Versickerungsraten ein sehr hohes Entwässerungsvermögen auf, an der Oberfläche entstehen nur in wenigen Fällen (bei sehr geringer Versickerungsrate) kleine Bereiche mit erhöhten/kritischen Wasserfilmdicken.
- Für eine ausreichende Entwässerung mit Querkastenrinnen werden theoretisch je nach Variante für $WFD_{krit} = 2$ mm bis zu sechs Rinnen, für $WFD_{krit} = 2,5$ mm bis zu vier Rinnen und für $WFD_{krit} = 3$ mm bis zu drei Rinnen benötigt.
- Die Anzahl der benötigten Rinnen nimmt mit der Fahrbahnbreite bzw. Fahrstreifenanzahl und abnehmender Längsneigung zu.

5.1.6 Maßnahmenumfang

Wird die kritische Wasserfilmdicke (wie in den RAA 2008) z. B. mit $WFD_{krit} = 2$ mm festgesetzt, kann anhand der entwässerungstechnischen Simulationen die Notwendigkeit einer Maßnahme zur Vermeidung entwässerungsschwacher Zonen abgeschätzt werden. Eine Entwässerungsmaßnahme ist notwendig, wenn innerhalb der Verwindung Wasserfilmdicken $WFD_{vorh} > WFD_{krit}$ auf einer zusammenhängenden Fläche auftreten.

In Tabelle 25 wird der Einsatz einer Maßnahme in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite, der Texturvariante und der Längsneigung für eine kritische Wasserfilmdicke von $WFD_{krit} = 2,0$ mm dargestellt.

Querschnitt	Textur	s [%]	vorhandene Fläche mit $WFD > 2$ mm [%]	Mögliche Maßnahmen
RQ 31	fein	0	1,72	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		1	1,19	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$2 \leq s \leq 4$	$\leq 0,23$	-
	rau	$0 \leq s \leq 3$	$\leq 4,12$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
		4	1,98	OPA, 2 Rinnen, SchrV
RQ 36	fein	0	1,93	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		1	1,65	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$2 \leq s \leq 4$	$\leq 0,22$	-
	rau	0	4,63	OPA, 5 Rinnen, SchrV
		$1 \leq s \leq 4$	$\leq 4,83$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
RQ 43,5	fein	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 2,25$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
		$2 \leq s \leq 3$	$\leq 0,95$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		4	0,45	-
	rau	0	5,87	OPA, 5 Rinnen, SchrV
		$1 \leq s \leq 4$	$\leq 5,86$	OPA, 4 Rinnen, SchrV
5 FS	fein	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 2,57$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
		$2 \leq s \leq 3$	$\leq 1,35$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		4	0,64	-
	rau	0	6,79	OPA, 6 Rinnen, SchrV
		$1 \leq s \leq 3$	$\leq 6,79$	OPA, 5 Rinnen, SchrV
4		6,36	OPA, 4 Rinnen, SchrV	
6 FS	fein	$0 \leq s \leq 2$	$\leq 2,91$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
		3	1,59	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		4	1,00	-
	rau	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 8,59$	OPA, 6 Rinnen, SchrV

Tab. 25: Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Texturtiefe für eine kritische Wasserfilmdicke von 2 mm

In der Tabelle sind lediglich die Maßnahmen offener Asphalt (OPA), Schrägverwindung (SchrV) und Querkastentrassen angeführt. Diese können auch nachträglich eingebaut werden und erfordern keine weiteren Voraussetzungen. Die Erhöhung der Längsneigung und die negative Querneigung sind Maßnahmen, die nur beim Neubau und grundhaften Um- und Ausbau umgesetzt werden können. Durch die negative Querneigung kann eine ausreichende Entwässerung in allen betrachteten Fällen erreicht werden, die Auswirkungen der Erhöhung der Längsneigung sind im Einzelfall zu prüfen.

Dies gilt analog auch für Tabelle 28 und Tabelle 27 ($WFD_{krit} = 2,5 \text{ mm}$ und $WFD_{krit} = 3,0 \text{ mm}$).

Die Simulationen zeigen, dass es schon auf zweistreifigen Querschnitten (bzw. bei geringen Fahrbahnbreiten) zu Wasserfilmdicken von mehr als 2 mm kommt und theoretisch eine Maßnahme notwendig wäre. Die Erfahrungen aus der Praxis zeigen jedoch, dass bei diesen Querschnitten zwar ein höheres Unfallrisiko aufgrund einer nassen Fahrbahn, keinesfalls aber eine dramatische Beeinträchtigung der Verkehrssicherheit vorliegt. Vermutlich muss die Wasserfilmdicke auf einer größeren zusammenhängenden Fläche vorhanden sein, damit Aquaplaning entsteht. Es ist auch zu vermuten, dass der kritische Wert der Wasserfilmdicke von $WFD_{krit} = 2 \text{ mm}$ in den RAA mit ausreichender Sicherheit behaftet ist. Bei einer Wasserfilmdicke von $WFD = 2 \text{ mm}$ würde nach dem Aquaplaningmodell von RESSEL/HERMANN (2008) selbst bei der gesetzlichen Mindestreifenprofiltiefe nach StVO von $t = 1,6 \text{ mm}$ bei einer Geschwindigkeit von $V = 80 \text{ km/h}$ kein Aquaplaning eintreten.

Weiterhin ist anzunehmen, dass Fahrzeuge eine deutlich höhere Reifenprofiltiefe aufweisen, als die gesetzlich geforderte von $t = 1,6 \text{ mm}$. So stellt KIRCHNER (2013) fest, dass bei der Hauptuntersuchung der Kraftfahrzeug-Überwachungsorganisation der freiberuflichen Sachverständigen (KÜS) lediglich ca. 1 % aller Fahrzeuge eine Reifenprofiltiefe $t < 1,6 \text{ mm}$ aufweisen.

Aus diesem Grund wurden ergänzend stichprobenhaft die tatsächlich vorhandenen Reifenprofiltiefen von Fahrzeugen erhoben. Dafür wurden die Daten der Verkehrsunfallforschung (VUFO GmbH) aus der Realunfalldatenbank des GIDAS-Projektes (German In-Depth Accident Study) von den Erhebungs-

gebieten Dresden und Hannover verwendet. Für die Auswahl einer objektiven Stichprobe wurden folgende Anforderungen definiert:

- Es werden ausschließlich die Daten von Nicht-Unfallverursachern betrachtet.
- Es fließen nur die Daten von Pkw in die Untersuchung ein.
- Die Profiltiefen aller vier Reifen müssen bekannt sein.
- Es werden die Profiltiefen aller Reifenarten verwendet (43 % Sommerreifen, 43 % Winterreifen, 14 % Ganzjahresreifen).
- Es werden die Unfälle ab dem Jahr 2010 betrachtet, da ab diesem Zeitpunkt die Zehntelmillimeter der Reifenprofiltiefe aufgenommen wurden.

Für die Ermittlung der in der Pkw-Flotte vorhandenen Reifenprofiltiefen verblieben so 1.512 Pkw.

Die Verteilung der Reifenprofiltiefe ist in Tab. 26 dargestellt. Es zeigt sich, dass 95 % der Pkw eine minimale Reifenprofiltiefe von 3,0 mm aufweisen. Die Hälfte der untersuchten Pkw hat eine Reifenprofiltiefe von mehr als 5,4 mm. Damit lag bei nahezu allen Fahrzeugen die Reifenprofiltiefe über dem gesetzlich festgelegten Grenzwert von 1,6 mm.

Mit dem Ziel einer wirtschaftlichen Gesamtlösung ist es vertretbar, dass auch eine Erhöhung des Wertes der kritischen Wasserfilmdicke in Erwägung gezogen wird. Ausgehend von einer kritischen Wasserfilmdicke von 3 mm wäre nach dem Aquaplaningmodell von RESSEL/HERMANN (2008) bei einer Aquaplaninggeschwindigkeit von 80 km/h eine Reifenprofiltiefe von 3 mm möglich (vergleichbare $V_{aq} = 80 \text{ km/h}$ bei $t = 1,6 \text{ mm}$ und $WFD = 2 \text{ mm}$) (Tabelle 27).

Alternativ wurde eine kritische Wasserfilmdicke von $WFD = 2,5 \text{ mm}$ betrachtet (Tabelle 28).

Anteil [%]	Profiltiefe [mm]
95	3,0
90	3,5
50	5,4

Tab. 26: Vorhandene Reifenprofiltiefen bei Pkw (Vufo GmbH 2013)

Querschnitt	Textur	s [%]	vorhandene Fläche mit WFD >3 mm [%]	Maßnahmenalternativen
RQ 31	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,02$	-
	rau	$0 \leq s \leq 1$	1,19	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$1 \leq s \leq 4$	0	-
RQ 36	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,08$	-
	rau	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 1,45$	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$2 \leq s \leq 4$	$\leq 0,02$	-
RQ 43,5	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,16$	-
	rau	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 1,75$	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$2 \leq s \leq 4$	$\leq 0,11$	-
5 FS	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,21$	-
	rau	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 2,04$	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$2 \leq s \leq 4$	$\leq 0,49$	-
6 FS	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,39$	-
	rau	$0 \leq s \leq 2$	$\leq 2,29$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		3	0,56	OPA, 1 Rinne, SchrV
4		0,35	-	

Tab. 27: Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Texturtiefe für eine kritische Wasserfilmdicke von 3 mm

Querschnitt	Textur	s [%]	vorhandene Fläche mit WFD >2,5 mm [%]	Maßnahmenalternativen
RQ 31	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,04$	-
	rau	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 2,53$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		2	0,63	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$3 \leq s \leq 4$	$\leq 0,04$	-
RQ 36	fein	$0 \leq s \leq 4$	$\leq 0,13$	-
	rau	$0 \leq s \leq 2$	$\leq 2,83$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
		3	0,27	OPA, 1 Rinne, SchrV
4		0,12	-	
RQ 43,5	fein	0	0,18	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$1 \leq s \leq 4$	$\leq 0,24$	-
	rau	$0 \leq s \leq 2$	$\leq 3,28$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
		3	1,28	OPA, 2 Rinnen, SchrV
4		0,52	OPA, 1 Rinne, SchrV	
5 FS	fein	$0 \leq s \leq 1$	$\leq 0,54$	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$2 \leq s \leq 4$	$\leq 0,32$	-
	rau	$0 \leq s \leq 3$	$\leq 3,80$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
4		1,54	OPA, 2 Rinnen, SchrV	
6 FS	fein	$0 \leq s \leq 2$	$\leq 0,82$	OPA, 1 Rinne, SchrV
		$3 \leq s \leq 4$	$\leq 0,57$	-
	rau	$0 \leq s \leq 3$	$\leq 4,27$	OPA, 4 Rinnen, SchrV
		4	2,72	OPA, 3 Rinnen, SchrV

Tab. 28: Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Texturtiefe für eine kritische Wasserfilmdicke von 2,5 mm

Querschnitt	WFD _{zul} = 2 mm		WFD _{zul} = 2,5 mm		WFD _{zul} = 3 mm	
	s [%]	Maßnahmen	s [%]	Maßnahmen	s [%]	Maßnahmen
RQ 31	0,0 ≤ s ≤ 3,8	OPA, 3 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 1,7	OPA, 2 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 0,8	OPA, 1 Rinne, SchrV
	3,9 ≤ s ≤ 4,0	OPA, 2 Rinnen, SchrV	1,8 ≤ s ≤ 2,4	OPA, 1 Rinne, SchrV	0,9 ≤ s ≤ 4,0	-
			2,5 ≤ s ≤ 4,0	-		
RQ 36	0,0 ≤ s ≤ 0,1	OPA, 5 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 2,6	OPA, 2 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 1,1	OPA, 1 Rinne, SchrV
	0,2 ≤ s ≤ 0,7	OPA; 4 Rinnen, SchrV	2,7 ≤ s ≤ 3,6	OPA, 1 Rinne, SchrV	1,2 ≤ s ≤ 4,0	-
	0,8 ≤ s ≤ 4,0	OPA, 3 Rinnen, SchrV	3,7 ≤ s ≤ 4,0	-		
RQ 43,5	0,0 ≤ s ≤ 0,9	OPA, 5 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 2,5	OPA, 3 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 1,6	OPA, 1 Rinne, SchrV
	1,0 ≤ s ≤ 4,0	OPA, 4 Rinnen, SchrV	2,6 ≤ s ≤ 3,7	OPA, 2 Rinnen, SchrV	1,7 ≤ s ≤ 4,0	-
			3,8 ≤ s ≤ 4,0	OPA, 1 Rinne, SchrV		
5 FS	0,0 ≤ s ≤ 0,8	OPA, 6 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 3,5	OPA, 3 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 2,2	OPA, 1 Rinne, SchrV
	0,9 ≤ s ≤ 3,6	OPA, 5 Rinnen, SchrV	3,6 ≤ s ≤ 4,0	OPA; 2 Rinnen, SchrV	2,3 ≤ s ≤ 4,0	-
	3,7 ≤ s ≤ 4,0	OPA, 4 Rinnen, SchrV				
6 FS	0,0 ≤ s ≤ 4,0	OPA, 6 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 3,7	OPA, 4 Rinnen, SchrV	0,0 ≤ s ≤ 2,7	OPA, 2 Rinnen, SchrV
			3,8 ≤ s ≤ 4,0	OPA; 3 Rinnen, SchrV	2,8 ≤ s ≤ 3,1	OPA, 1 Rinne, SchrV
				3,2 ≤ s ≤ 4,0	-	

Tab. 29: Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung und rauer Texturtiefe in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der zulässigen Wasserfilmdicke

Im Allgemeinen sollte bei der Bestimmung der notwendigen Entwässerungsmaßnahmen die Texturvariante 2 („rau“) zugrunde gelegt werden. Damit können typische Asphalt- und Betondeckschichten jeweils im (tendenziell rauen) Bereich ihres üblichen Texturtiefenspektrums abgebildet werden. Auch können Texturveränderungen über die Liegezeit mit negativen Auswirkungen auf die Entwässerung (z. B. Ausmagerungen, Kornausbrüche) berücksichtigt werden. Die Texturvariante 2 stellt damit einen tendenziell rauen Standardwert für verschiedene Deckschichtarten dar und bildet das ungünstigere Entwässerungsverhalten im Vergleich zur feinen Texturvariante 1 ab. Individuelle Entwässerungslösungen, die auf der „feinen“ Texturvariante 1 basieren, sind im Einzelfall nachzuweisen.

Weiterhin sind diese Angaben zur Notwendigkeit einer Maßnahme für die Praxis nicht praktikabel, da sie auf ganzen Werten der Längsneigung beruhen. Zur genauen Abgrenzung der Intervallgrenzen für die maßgebende Längsneigung wurden

daher ergänzend Simulationen gemäß Anhang A durchgeführt (Tabelle 29). Zu berücksichtigen ist jedoch, dass die hier angegebenen Intervallgrenzen jeweils nur für das hier angenommene Regenereignis ($I=0,72$ mm/min mit 15 Minuten Dauer) Gültigkeit haben, für andere (stärkere oder schwächere) Regenintensitäten verschieben sich die Intervallgrenzen.

5.2 Erfahrungen der Straßenbauverwaltungen

5.2.1 Schrägverwindung

Erfahrungen zum Einbau und zur Wirksamkeit von Schrägverwindungen liegen aus Baden-Württemberg, Bayern, Niedersachsen und Schleswig-Holstein vor (Tabelle 30).

In Niedersachsen befinden sich sechs Schrägverwindungen auf der BAB A 7 und zwei Schrägverwindungen auf der BAB A 28. Davon wird eine mit einer

Land	vorhandene Schrägverwindungen	DTV [Kfz/24h]	Länge [m]	V [km/h]	q [%]
Baden-Württemberg	BAB A 5 (3 Stück – Bühl)	66.500	160	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 1,5$
	BAB A 5 (3 Stück – Karlsruhe)	138.000	180	$V_{\text{zul}} = 100$	$\pm 2,5$
	BAB A 6 (2 Stück – AK Mannheim)	45.000 - 60.000	180/210	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 2,5$
Bayern	BAB A 93 (2 Stück – Süd Branneburg)		138	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 2,5$
	BAB A 995 (2 Stück – Taufkirchen)		144	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 2,5$
Niedersachsen	BAB A 28 (Hude)	46.000	300	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 2,5$
	BAB A 28 (Oldenburg)	34.000	150	$V_{\text{zul}} = 100$	$\pm 2,5$
	BAB A 7 (6 Stück – Nörten)	47.000	-	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 2,5$
Schleswig-Holstein	BAB A 24 (3 Stück Grande)	37.000	140	$V_{\text{zul}} = 100$	$\pm 2,5$
	BAB A 24 (8 Stück geplant)	37.000	150	$V_{\text{Richt}} = 130$	$\pm 2,5$

Tab. 30: Einbaudaten der Schrägverwindungen

Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit $V_{\text{Zul}} = 100$ km/h betrieben.

In Schleswig-Holstein befinden sich derzeit drei Schrägverwindungen auf der BAB A 24, die mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von $V_{\text{Zul}} = 100$ km/h betrieben werden. Dort ist ein Regelquerschnitt RQ 29,5 vorhanden. Acht weitere Schrägverwindungen werden derzeit gebaut und voraussichtlich im Jahr 2014 fertiggestellt.

Weiterhin wird hier auf die Ergebnisse aus Baden-Württemberg und Bayern zurückgegriffen, welche bereits bei LIPPOLD/RESSEL u. a. (2013) beschrieben wurden.

In Baden-Württemberg wurden jeweils drei Schrägverwindungen auf der BAB A 5 bei Bühl und bei Kar-

lsruhe gebaut sowie zwei Schrägverwindungen auf der BAB A 6 zwischen dem AK Mannheim und dem AK Viernheim. Davon werden die drei Verwindungen bei Karlsruhe mit einer Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von $V_{\text{Zul}} = 100$ km/h betrieben, die anderen haben keine Geschwindigkeitsbeschränkung.

In Bayern sind jeweils zwei Schrägverwindungen auf der BAB A 93 bei Süd Branneburg und auf der BAB A 995 bei Taufkirchen West.

Die verkehrlichen und geometrischen Randbedingungen zu den einzelnen Schrägverwindungen sind in Tabelle 30 dargestellt. Alle Schrägverwindungen wurden aufgrund zu geringer Längsneigung ($s < 1,0\%$) eingebaut. Es handelt sich dabei sowohl um zweisals auch um dreistreifige Richtungsfahrbahnen. Bis auf die drei Schrägverwindungen auf der BAB A 5 bei Bühl sind alle Verwindungen mit der Mindestquerneigung von 2,5% ausgestattet. Alle Schrägverwindungen sind in Asphaltbauweise hergestellt.

In Baden-Württemberg und Bayern erfolgte der Einbau der Schrägverwindungen hauptsächlich nachträglich aufgrund entwässerungsschwacher Zonen, die Unfallschwerpunkte bildeten. Lediglich eine Schrägverwindung wurde von vornherein bei der Anpassung der Streckengeometrie an die RAS-L wegen nicht ausreichendem Entwässerungsvermögen (zu flache Gradienten) hergestellt. Auch die Schrägverwindungen der BAB A 7 in Niedersachsen wurden beim Ausbau der Fahrbahn von vornherein berücksichtigt. Die Schrägverwindungen der BAB A 24 wurden bei der grundhaften Erneuerung eingebaut.

Bei allen Schrägverwindungen mit einer Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit wurden diese aus fahrdynamischen Bedenken angeordnet. Diese bestehen entweder prinzipiell aufgrund des zu überfahrenden Grates oder werden durch Einbaumängel hervorgerufen.

Einbau

Schrägverwindungen werden regulär in allen Schichten hergestellt.

In Baden-Württemberg und Bayern erfolgte die Herstellung nach unterschiedlichen Einbauverfahren.

Eine Möglichkeit besteht darin, dass der Fertiger parallel zur Fahrbahn auf drei Bahnen über den Grat hinaus fährt (Variante 1). An der Gratlinie wird dann

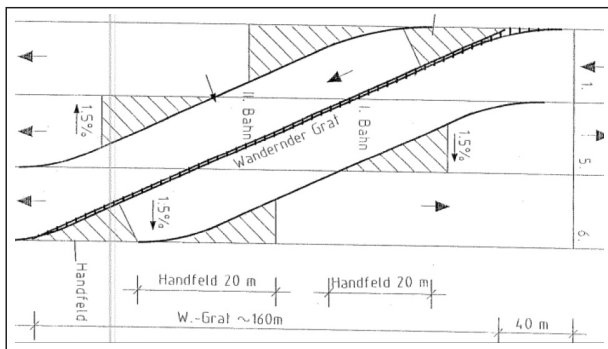


Bild 75: Einbau der Schrägverwindung durch Fahren des Fertigers parallel zum Grat – Variante 2 (Bsp. BAB A5 bei Bühl)

die Befestigung abgeschnitten. Auf der anderen Seite fährt der Fertiger ebenfalls parallel zur Fahrbahn, jedoch nur bis an den Grat heran. Die dabei verbleibenden großen Felder werden dann per Hand eingebaut.

Um die Flächen für den Handeinbau zu minimieren wird vorzugsweise Variante 2 angewandt, bei der der Fertiger von beiden Seiten parallel zum Grat fährt. (Bild 75).

Eine weitere, aus den beiden Varianten kombinierte Einbauvariante 3, wird von Gruppe (2012) beschrieben. Dabei fährt der Fertiger von der einen Einbauseite parallel zum Grat. Von der anderen Seite wird parallel zu den Fahrstreifen gefahren. Auch so entstehen nur kleine Handfelder. (Kapitel 2.6.2)

Eine davon abweichende vierte Variante wurde in Niedersachsen realisiert. Die Schrägverwindungen wurden im Zuge eines grundhaften Um- und Ausbaus hergestellt und nicht gesondert ausgeschrieben. Es wurde lediglich darauf hingewiesen, dass diese gestaffelt auszuführen sind. Dabei fahren drei bzw. vier Fertiger (für jeden Fahrstreifen und Seitenstreifen je ein Fertiger) gestaffelt ein und kippen nacheinander die Bohle an. Dadurch erfolgt der Einbau heiß an heiß, was den Vorteil hat, dass keine Nähte entstehen. Steht kein vierter Fertiger zur Verfügung, wird der Seitenstreifen später heiß an kalt nachgefertigt. Dadurch entsteht jedoch eine Naht, die zu Problemen führen kann. Befindet sich jedoch die Naht auf dem Seitenstreifen, ist das relativ unproblematisch, da dort keine Verkehrslast vorhanden ist.

Schleswig-Holstein beschreibt die Herstellung der Schrägverwindung folgendermaßen: Die ungebundenen Schichten werden mit einem Grader einge-

baut. Für die Herstellung der Asphaltsschichten wird zunächst der Grat mit einem kleinen Fertiger hergestellt. Anschließend wird die Einseitquerneigung in voller Fahrbahnbreite vom Grat weg gefertigt. Überstehender Asphalt wird auf die Ränder zurückgeschnitten und die Randeinfassung wird hergestellt.

Eine Ausführung der Schrägverwindung in Beton wurde verworfen, da technische Probleme bei der Verdübelung und Verankerung vermutet wurden. Außerdem wurden fahrdynamische Defizite in dem dabei entstehenden scharfen Grat gesehen.

Wirksamkeit

Das Entwässerungsvermögen wird generell als sehr gut eingeschätzt, auch bei geringen Längsneigungen von $s < 1,0\%$. Die Unfallzahlen aufgrund nicht ausreichender Entwässerung konnten durch die Schrägverwindungen reduziert werden.

Dauerhaftigkeit

In Baden-Württemberg wurden die Schrägverwindungen in den Jahren 1997 bis 2002 eingebaut. Die Schrägverwindungen, die mit der zweiten Einbauvariante (Fertiger fährt parallel zum Grat) eingebaut wurden, sind auch heute noch intakt.

Die Schrägverwindungen der BAB A 28 liegen seit dem Jahr 2000, haben also derzeit eine Liegedauer von 13 Jahren und sind ebenfalls noch intakt. Die auf der BAB A 7 wurden zwischen den Jahren 2010 und 2012 eingebaut und haben deshalb bisher nur eine kurze Liegedauer, so dass dort keine Aussagen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit getroffen werden können.

Insgesamt kann davon ausgegangen werden, dass bei korrektem Einbau eine hohe Liegedauer von mindestens 10 bis 15 Jahren möglich ist.

Wartung

Nach den Angaben der Länder liegt beim Betrieb von Schrägverwindungen kein höherer Aufwand im Vergleich zu Standardverwindungen vor, auch nicht beim Winterdienst.

Probleme

Problematisch sind die Nähte bei älteren Schrägverwindungen in Niedersachsen. Diese entstanden auf den Fahrstreifen durch den Einbau „kalt an kalt“. Die Nähte gehen aufgrund des Verkehrs und der Witte-

rung auf und müssen regelmäßig alle zwei bis drei Jahre wieder geschlossen werden. Befindet sich die Naht auf dem Seitenstreifen, ist dieses Problem weniger ausgeprägt, da dort die Verkehrsbelastung nicht in dem Maße vorhanden ist.

Weitere Probleme werden bei der Deckschichterneuerung gesehen. Die Beibehaltung der Schrägverwindungen ist aufwendiger.

Auf der BAB A 7 werden die Schrägverwindungen von den Fahrzeugführern als Absackung der Fahrbahn wahrgenommen. Bei der zuständigen Autobahnpolizei Göttingen sind diesbezüglich schon mehrere Meldungen eingegangen. Aus diesem Grund werden diese Abschnitte derzeit verstärkt auf das Unfallgeschehen hin geprüft.

In Schleswig-Holstein gibt es mit den Verwindungen keine Probleme, jedoch hinterfragen die Verkehrsteilnehmer die Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf $V_{zul} = 100 \text{ km/h}$. Diese wird jedoch aus fahrdynamischen Gründen für sinnvoll erachtet.

In Bayern und Baden-Württemberg ist der Grat bei einer Querneigung $q = 2,5\%$ deutlich spürbar. Es sind jedoch keine Sicherheitsbeeinträchtigungen durch den Grat bekannt.

Kosten

Baden-Württemberg schätzt die Mehrkosten für die Anordnung einer Schrägverwindung im Vergleich zu einer herkömmliche Verwindung auf 10.000 bis 15.000 € bei einer Breite der befestigten Fläche von 11,50 m. Weiterhin wird ein Quadratmeterpreis für die nachträgliche Herstellung einer Schrägverwindung auf der BAB A 6 (AK Mannheim) von 27,26 €/m² genannt. Dieser Preis umfasst die Herstellung der Deck-, Binder- und Tragschicht.

In Bayern werden die Kosten für die Erneuerung der Deckschicht einer Schrägverwindung mit 22 €/m² angegeben.

Schleswig-Holstein beziffert die Zusatzkosten der neu eingebauten Schrägverwindungen auf etwa 12.000 € auf einem zweistreifigen Abschnitt inkl. Seitenstreifen.

Die in Niedersachsen verbauten Schrägverwindungen wurden im Zuge des grundhaften Um- und Aus-

baus hergestellt. Bei der Ausschreibung wurde dabei lediglich hingewiesen, dass diese Verwindungen gestaffelt auszuführen sind. Sie stellen jedoch keine eigene Position dar und können daher nicht beziffert werden.

5.2.2 Konstruktive Maßnahmen – Querkastentrinnen

Querkastentrinnen werden vor allem in Brandenburg eingebaut. Dort befinden sich ca. 20 Querkastentrinnen auf dem Südring der BAB A 10 und weitere 14 Rinnen auf dem östlichen Teil. Diese Rinnen liegen auf Abschnitten mit einem sechsstreifigen Querschnitt in Asphalt- und Betonbauweise. Die Rinnen auf dem Ostring und am AD Nuthetal wurden von vornherein in der Planung berücksichtigt, auf dem Südring erfolgte der Einbau nachträglich. Auf der BAB A 113 sind zwei Rinnen eingebaut. Diese wurden ebenfalls von vornherein bei der Planung berücksichtigt und sind auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen in Asphaltbauweise gebaut.

Nach einem Gutachten, dass selbst bei regelgerechter Trassierung nach RAS-L 1995 entwässerungsschwache Zonen vorliegen, wurde in Brandenburg nach Lösungsmöglichkeiten gesucht. Die bis dahin nur in Nordrhein-Westfalen bekannten Querkastentrinnen in Betonfahrbahnen wiesen jedoch einige Probleme in der Haltbarkeit auf. Die vom Hersteller gegebenen Hinweise zum Einbau reichten für die vorhandene Verkehrsmenge und den Schwerverkehr nicht aus. Das Land Brandenburg erarbeitete daraufhin in Zusammenarbeit mit einem Ingenieurbüro (TRAPP 2001) eigene Einbauhinweise für Querkastentrinnen.

Weiterhin wurden in Rheinland-Pfalz auf der BAB A 1 zwei Querkastentrinnen in Asphaltbauweise im Zuge einer Grunderneuerung eingebaut. Grund dafür waren hohe Wasserfilmdicken bei Starkregenereignissen in den Verwindungsbereichen nach einer Grunderneuerung. Durch die Rinnen sind eine ausreichende Entwässerung und die Verkehrssicherheit gewährleistet.

Der Regelquerschnitt ist der RQ 29,5, der DTV beträgt 22.100 Fz/d und der Schwerverkehrsanteil liegt bei 12 %.

Zwar wurden in der Vergangenheit auch in anderen Ländern wie Nordrhein-Westfalen und Niedersachsen Querkastentrinnen eingebaut, jedoch werden

diese aufgrund schlechter Erfahrungen nach und nach ausgetauscht und durch andere Entwässerungslösungen ersetzt.

In Niedersachsen versackten die Vorfelder der Rinnen und brachen. Dadurch sammelte sich vor und nach den Rinnen Wasser. Im Winter bestand an diesen Stellen die Gefahr der Eisbildung. Von einigen Straßenbaubehörden wird daher bezweifelt, dass sich diese Lösung für hochbelastete Strecken mit hohem Schwerverkehrsanteil eignet.

Die im Folgenden wiedergegebenen Hinweise beziehen sich deshalb ausschließlich auf die Erfahrungen im Land Brandenburg.

Einbau/Dimensionierung

Die Hinweise von TRAPP (2001) enthalten:

- die Ermittlung der Wasserfilmdicke,
- die Wahl der Kastenrinne zur Querenwässerung der Fahrbahn und
- die Wahl der Einbauorte.

Außerdem wurden Muster für die Ausschreibung der Leistungen entwickelt. Sie enthalten eine Baubeschreibung und ein Leistungsverzeichnis.

Es wird gefordert, dass Querkastenrinnen u. a. den Verkehrsbelastungen und der temperaturbedingten Krafteinwirkung standhalten müssen. Die Dimensionierung der Rinne richtet sich nach den DIN EN 1433 „Entwässerung für Verkehrsflächen“ Dort werden sechs Belastungsklassen definiert. Für den Einbau der Rinnen auf Autobahnen wählt Brandenburg

die Belastungsklasse D 400. Dies entspricht einer Belastung von 40 Tonnen und hält erfahrungsgemäß den vorhandenen Verkehrsbelastungen stand.

Daraus ergibt sich die Forderung nach einem Rinnenkörper aus Stahlbeton mit integriertem Rost. Er darf keine Verschraubungen besitzen. Aus diesem Grund sind an den Rändern der befestigten Fläche Revisionsöffnungen vorzusehen.

Für die Anordnungsempfehlungen berechnet TRAPP (2001) die Stromlinien für:

- eine Regelverwindung (-2,5% ≤ q ≤ 2,5% mit einer Länge $L_V = 50$ m),
- konstante Längsneigungen mit s = 0,5%; s = 0,7%, s = 1,0%, s = 1,5%, s = 2,0% und s = 4,0% und
- Breiten der befestigten Fläche von B = 14,50 m (RQ 36 nach RAA) und B = 18,00 m (vierstreifige Richtungsfahrbahn mit $L_V = 50$ m).

Die Anordnungsempfehlungen haben eine Genauigkeit von ± 2,5 m. Im Gegensatz zu den Empfehlungen nach den RAS-Ew 2005, die einen Einbau quer zur Fließrichtung fordern, empfiehlt TRAPP (2001) den Einbau der Querkastenrinnen senkrecht zur Fahrbahn.

Beim Einbau von Querkastenrinnen in Beton ist nach TRAPP (2001) unter anderem folgendes zu beachten:

- Die hohen Druckspannungen infolge Temperaturexpansionen sind unter der Rinne weiterzuleiten.

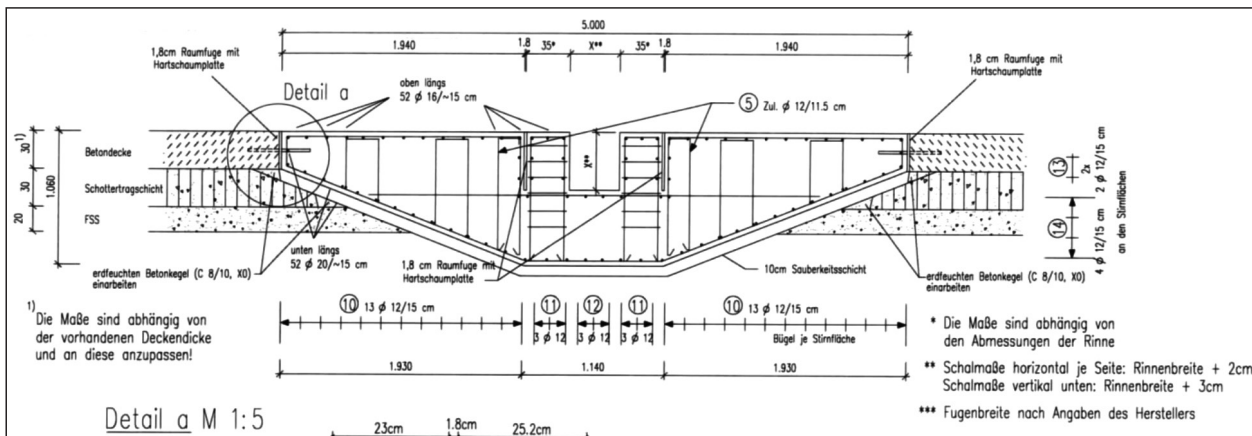


Bild 76: Einbau einer Querkastenrinne im Verwindungsbereich von Betonfahrbahnen (KHP 2012)



Bild 77: Trog mit Bewehrung für Herstellung einer Querkastenrinne in Betonbauweise

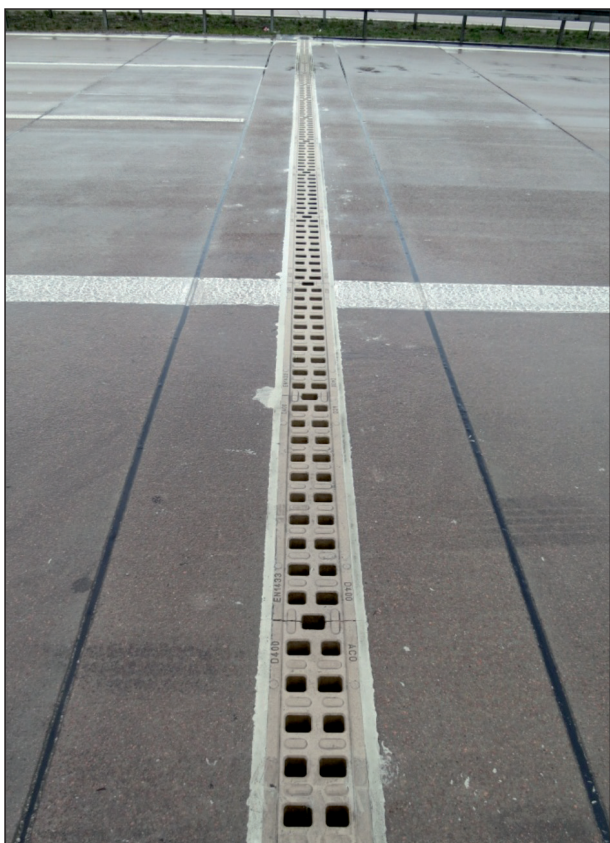


Bild 78: Querkastenrinne in Beton

- Dazu wird die Rinne in Ortbeton mit Bügel- und Stahlbewehrung eingebaut. Am Übergang zur Fahrbahn werden Raumfugen angeordnet.
- Die Querkastenrinne ist in der Mitte der vorhandenen Betonplatte anzuordnen.
- Der Einbau der Rinne soll über die gesamte Fahrbahnbreite erfolgen.
- An den Fahrbahnrandern sind beidseitig Sinkkästen als Revisionsöffnung vorzusehen.

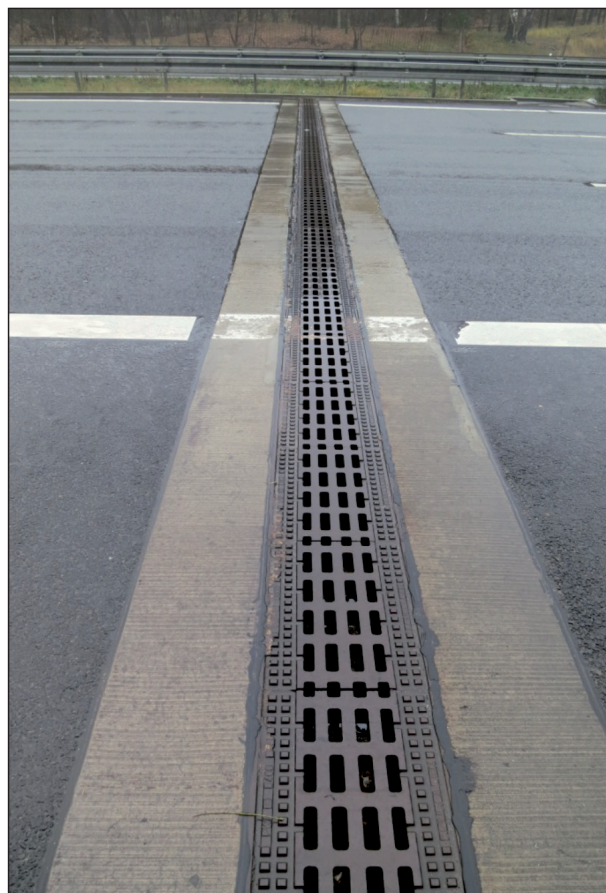


Bild 79: Querkastenrinne in Asphalt

Im Jahr 2012 wurden in Brandenburg Einzelheiten zum Einbau von Querkastentrinnen in Beton in neuen Baubeschreibungen zusammengefasst. Darin werden Details zu der Unterfütterung, dem Dübeleinbau, den Sinkkästen und der Beschaffenheit von Baustoffen geregelt.

In Bild 76 ist der Querschnitt einer Querkastentrinne in Beton dargestellt. Zu sehen ist der Betontrug mit einer Länge von 5,00 m, der die Rinne aufnimmt.

Bei Betonfahrbahnen werden die Rinnen immer nachträglich eingebaut, d.h., der Fertiger stellt die befestigte Fläche vollständig her und im Nachgang wird die Befestigung im Bereich der Rinne wieder entfernt. Ansonsten müsste der Fertigungsprozess unterbrochen werden. Entfernt wird ein 5,00 m langer Bereich. Dabei handelt es sich um jeweils zwei Hälften zweier Plattenreihen. Anschließend wird der Stahltrug gefertigt, die Rinne eingebracht und abschließend betoniert (Bild 77).

Bild 78 zeigt eine fertig eingebaute Querkastentrinne in Beton. Diese sind beispielsweise auf der BAB A 10 (Berliner Ring) zu finden.

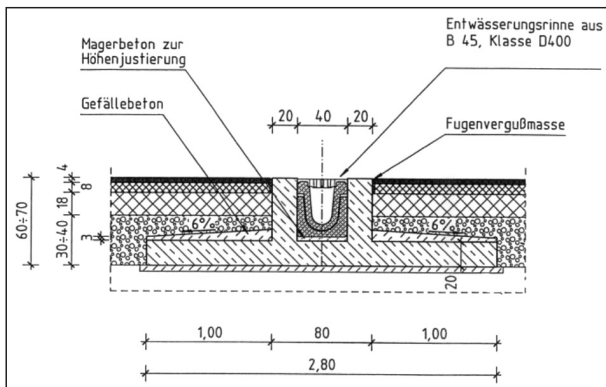


Bild 80: Einbau einer Querkastenrinne in den Verwindungsbereich von Asphaltfahrbahnen (TRAPP 2001)

Beim Einbau von Querkastentrinnen in Asphalt sind die folgenden Punkte zu beachten:

- Bei der Asphaltbefestigung sind die dynamischen Lasten maßgebend.
- Damit das Rinnenelement nicht beschädigt wird, soll dieses in einen Betonblock mit beidseitigen Schleppplatten eingebaut werden.
- Diese sollen oberhalb des tragfähigen Untergrunds auf einer 10 cm dicken Sauberschicht mit einer Länge von jeweils $L = 1,00$ m angeordnet werden.
- Die seitliche Einfassung der Rinne durch den Betonblock an der Fahrbahnoberfläche soll 20 cm betragen.
- Der angrenzende Asphalt soll 3 cm höher als die Rinne eingebaut werden.
- Zwischen Asphalt und Beton soll ein dichter Übergang mit einer 2 cm breiten Fuge mit Fugenverguss hergestellt werden.
- An beiden Fahrbahnrandern sind Sinkkästen als Revisionsöffnung vorzusehen.

Bild 79 zeigt eine eingebaute Rinne in einer Asphaltbefestigung. In Bild 80 ist der Querschnitt einer Rinne in Asphalt dargestellt.

Der nachträgliche Einbau der Querkastentrinnen erfolgt im 4+0-Verkehr.

Wirksamkeit

Durch den Einbau von ein oder mehreren Querkastentrinnen innerhalb eines Verwindungsbereichs ist

es möglich, die Wasserfilmdicken auf ein unkritisches Maß zu senken.

Dauerhaftigkeit

Bei fachgerechtem Einbau der Rinnen haben diese eine hohe Lebensdauer. Die ersten Rinnen wurden in Brandenburg im Jahr 2000 eingebaut, sie liegen somit seit 16 Jahren.

Wartung

Für die Wartung sind an den Rinnen beidseitig Sinkkästen angebracht. Von dort aus wird ein Spülschlauch eingebracht, um die Rinnen mit hohem Wasserdruck zu reinigen. Diese Arbeiten müssen jedoch zu verkehrsschwachen Zeiten durchgeführt werden (z. B. in der Nacht oder an Wochenenden), um Verkehrsteilnehmer nicht zu gefährden. Die Wartungsarbeiten werden einmal im Quartal durchgeführt. Für alle Rinnen (ca. 35) werden zwei Nächte benötigt. Der Aufwand wird dabei als gering eingeschätzt.

Probleme

In Brandenburg sind Probleme aufgrund eines Einbaufehlers aufgetreten. Da die Auflagefläche der Rinnen als Steg ausgebildet ist, kann es bei nicht planem Einbau oder unzureichender Unterfütterung zu einer geringeren Stabilität kommen. Das hat Hebungen und Senkungen der Rinne zur Folge. Beim Überfahren der Rinne durch den Verkehr wurden diese dann schließlich zerstört. Durch fachgerechten Einbau kann dies vermieden werden.

Weitere Probleme treten auf, wenn die Rinnen aufgrund von Kosteneinsparungen nicht über die gesamte Breite der befestigten Fläche eingebaut werden. Trotz einer Raumfuge entsteht ein Moment, welches zwar nicht die Funktionsweise beeinträchtigt, aber zu Rissbildung und Abplatzungen führen kann.

Weiterhin kommt es bei Überfahren der Rinne zu einer relativ hohen Geräusentwicklung, die sich lediglich im innerstädtischen Bereich und an Brücken nachteilig auswirken kann.

Kosten

Die Kosten für eine Querkastentrinne sind bei Asphalt und Beton unterschiedlich. Für eine dreistreifige Fahrbahn (inklusive Seitenstreifen) belaufen sich die Kosten bei Beton auf ca. 35.000 € und bei Asphalt auf ca. 15.000 € pro Rinne.

In Rheinland-Pfalz beliefen sich die zusätzlichen Kosten für den Einbau beider Rinnen in Asphalt auf ca. 80.000 €.

5.2.3 Offenporige Asphalte

Informationen zu offenporigen Asphalten konnten in den Ländern Nordrhein-Westfalen und Bayern gesammelt werden. Jedoch wird offenporiger Asphalt nur in Nordrhein-Westfalen genutzt, um entwässerungsschwache Zonen bzw. Unfallhäufungsstellen aufgrund mangelhafter Entwässerung zu beseitigen. In Bayern wird OPA nur aus schalltechnischen Gründen auf Autobahnen eingebaut.

Weiterhin wurden Hinweise bei der Einführung des neuen M OPA (2013) am 20. Mai 2014 in Kassel gegeben.

Einbau

Die abflussschwachen Zonen in Nordrhein-Westfalen werden in OPA hergestellt. Dies geschieht auf einer Länge von 150 m, der Querneigungsnulldurchgang befindet sich dabei in der Mitte. Damit soll sichergestellt werden, dass beim Übergang vom offenporigen Belag zur „normalen“ Befestigung genügend Querneigung aufgebaut ist und das Wasser durch die Oberflächenentwässerung von der Fahrbahn abfließt. Allerdings sollte der Abschnitt aufgrund der Verkehrssicherheit nicht viel länger als 150 m sein, da der Fahrzeugführer sonst sein Fahrverhalten an die besseren Bedingungen (kein Wasserfilm auf der Fahrbahn, keine Sprühhäfen) anpasst und seine Geschwindigkeit erhöht.

Der OPA hat eine Dicke von insgesamt 8 cm. Darunter wird ein Schicht Gussasphalt eingebracht, auf der das aufgenommene Wasser abfließt.

Der Einbau der offenporigen Deckschichten erfolgte beim nachträglichen Einbau im 4+0-Verkehr. Für später anfallende Reparaturen wird ein Fahrstreifen gesperrt.

Dauerhaftigkeit

Die Haltbarkeit von einschichtigem offenporigem Asphalt beträgt in 88% der Fälle mindestens zehn Jahre (Bild 81). Bei korrektem Einbau kann als von einer zehnjährigen Dauerhaftigkeit ausgegangen werden.

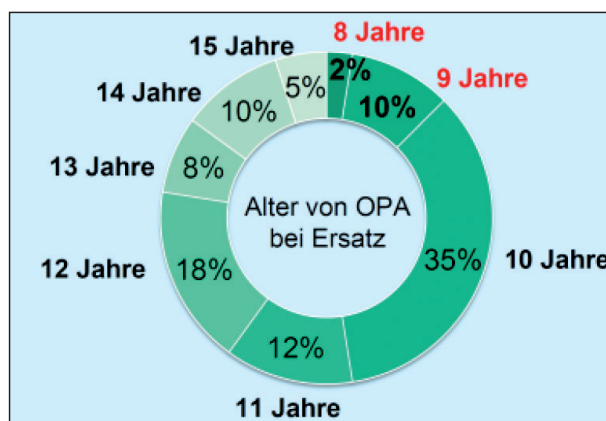


Bild 81: Dauerhaftigkeit von OPA (SCHMERBECK 2014)

Wirksamkeit

OPA weist hervorragende Entwässerungseigenschaften auf. Das Wasser wird vollständig aufgenommen, sodass keine Oberflächenentwässerung mehr stattfindet, sondern das Wasser innerhalb der Deckschicht abgeleitet wird. Dadurch kommt es auch zu keiner Sprühhäfenbildung, was sich positiv auf die Sichtverhältnisse bei Nässe auswirkt.

Probleme

Offenporige Asphalte setzen sich durch Verschmutzung zu. Zwar gibt es den sogenannten Selbstreinigungseffekt, der durch die Sogwirkung der fahrenden Fahrzeuge hervorgerufen wird und durch den die Verschmutzung teilweise aus den Poren herausgelöst wird. Allerdings erfolgt dies nur auf den Fahrstreifen und nicht auf dem Seitenstreifen. Ist der Seitenstreifen zugesetzt, kann das Wasser dort nicht mehr in der Deckschicht abfließen und es tritt wieder an der Oberfläche aus. Dort wird es dann an der Oberfläche abgeleitet.

Sind jedoch auch die Fahrstreifen zugesetzt, wird der offenporige Belag laut Straßenbauverwaltung ausgetauscht. Durch das Zusetzen sammelt sich sonst Wasser auf der Fahrbahn.

Im Winterdienst ist zu beachten, dass bei offenporigen Asphalten ein noppenartiges Hochfrieren durch die Poren auf der Fahrbahn auftritt. Durch den hohen Hohlraumgehalt ist ein erhöhter Taumittelersatz erforderlich.

Kosten

Für den nachträglichen (erstmaligen) Einbau von OPA in eine Verwindung belaufen sich die Kosten

auf etwa 183.000 € (inkl. Baustelleneinrichtung). Die Differenz zwischen zwei- und dreistreifigen Fahrbahnen ist dabei laut Straßenbauverwaltung vernachlässigbar.

Diese Kosten umfassen die Entfernung der alten Befestigung und den Einbau des OPA's und die Herstellung der Rinnensysteme für die Entwässerung.

Ist der OPA nicht mehr funktionstüchtig, wird lediglich die Deckschicht des offenporigen Asphalts ausgetauscht. Dafür fallen Kosten von 90.000 € an (inkl. Baustelleneinrichtung).

Im Neubau werden die Kosten geringer eingeschätzt. Ein genauer Wert konnte dafür nicht ermittelt werden.

5.2.4 Sondermaßnahmen – Grooving

Beim Grooving-Verfahren werden durch Anwendung eines Schneidverfahrens Rillen in die Fahrbahn geschnitten. Dieses Verfahren wurde ursprünglich auf Start- und Landebahnen an Flughäfen angewandt, um die Entwässerung zu verbessern und Aquaplaning zu vermeiden. Die Rillen werden dort quer zur Fahrbahn eingebracht. Sie sind 5 mm bis 6 mm breit und haben einen Abstand von 10 cm.

Dieses Prinzip wurde auf den Straßenbau übertragen. Dort werden die Rillen in Längsrichtung angeordnet, da Querrillen zu einer wesentlich höheren Lärmentwicklung führen. Die Rillen haben eine Breite von 3,2 mm und einen Abstand von 24 mm. Der Grund für die veränderten Maße ist die Verkehrssicherheit. Bei breiteren Rillen könnte es zu einem „Schieneneffekt“ für Motorradfahrer kommen.

In entwässerungstechnisch kritischen Bereichen werden zum Teil zusätzlich noch 10mm breite Schrägrillen im Abstand von 2m geschnitten, um die Entwässerungswirkung zusätzlich zu verbessern.

Erfahrungen zum Grooving-Verfahren liegen aus Thüringen, Rheinland-Pfalz und Niedersachsen vor.

Herstellung

Grooving-Maßnahmen sind in Thüringen bereits auf etwa zehn Strecken umgesetzt, z.B. auf der BAB A 4 bei Erfurt oder auf der BABA 9 zwischen Hermsdorfer Kreuz und der Anschlussstelle Triptis. Dabei handelt es sich um Asphalt- und Betonbefestigungen. Beide Strecken weisen eine relativ hohe Verkehrsbelas-



Bild 82: Grooving auf einem Flughafen (oben) und Welle zur Herstellung der Rinnen (unten) (OAT 2013)

tung auf (DTV ca. 50.000 Fz/d, SV ca. 10.000 Fz/d). Die Abschnittslängen betragen ca. 150 m.

Die Herstellung erfolgt in verkehrsschwachen Zeiten, z. B. in der Nacht. Je nach Anzahl der Fahrstreifen werden ein bis zwei Nächte benötigt. Für eine dreistreifige Richtungsfahrbahn einschließlich Seitenstreifen werden z. B. zwei Nächte angesetzt. Nach dem Schneiden der Rillen ist die Fahrbahn sofort wieder benutzbar.

In Bild 82 sind beispielhaft die geschnittenen Rillen dargestellt, die durch das Grooving-Verfahren entstehen. Allerdings weichen die Maße von denen auf Straßen ab, da es sich um das Gelände eines Flughafens handelt. Das untere Bild zeigt die Diamantschleifscheiben zur Herstellung der Rillen.

In Niedersachsen sind auf der BAB A 29 insgesamt zehn Streckenabschnitte, auf denen das Grooving-Verfahren innerhalb des Querneigungswechsels angewandt wurde. Die Strecke ist in Betonbauweise ausgeführt und hat einen Regelquerschnitt RQ 29,5. Die Verkehrsbelastung ist relativ gering und liegt bei etwa 27.000 Fz/d mit einem Schwerkverkehr von ca. 2.000 Fz/d.

Die Herstellung der Rillen erfolgte durch Fräsen mittels eines Bumpcutters. Dies ist ein Spezialgerät zur Herstellung der Rinnen. Die Länge der Rillen beträgt 30 m bzw. 50 m und ist damit kürzer als die in Thüringen hergestellten Abschnittslängen.

Weiterhin wurden auf der BAB A 48 in Rheinland-Pfalz vier Grooving-Maßnahmen durchgeführt. Die Fahrbahn hat einen Regelquerschnitt RQ 29,5 mit einem DTV von 23.300 Kfz/24h bei einem Schwerverkehrsanteil von 11 %. Nach der Grunderneuerung der Fahrbahn in Asphaltbauweise traten erhöhte Wasserfilmdicken auf. Die Rillen wurden mit einer Breite von 5 mm, einer Tiefe von 5 mm und einem Abstand von 40 mm hergestellt. Hinsichtlich der Rillenmaße wurden im Hinblick auf Motorräder keine negativen Auswirkungen festgestellt.

Drei der vier Abschnitte werden ohne Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit betrieben. Auf einem Abschnitt ist eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h bei Nässe angeordnet.

Wirksamkeit

Auf der BAB A 9 wurden kurz nach dem Neubau erhöhte Wasserfilmdicken und aquaplaningbedingte Unfälle festgestellt. Aus diesem Grund wurde dort das Grooving-Verfahren durchgeführt. Seitdem gab es keine Unfälle bei Nässe mehr.

Auch in Niedersachsen wurde laut Straßenbauverwaltung der Wasserabfluss verbessert und die Aquaplaninggefahr verringert.

Dauerhaftigkeit

Die hergestellten Strecken sind derzeit seit etwa fünf bis sechs Jahren in Betrieb und intakt (nicht abgefahren). Allerdings sollte, vorrangig bei Asphalt, auf die Materialzusammensetzung geachtet werden. Die Befestigung sollte hohe Polierresistenzwerte bzw. Zertrümmerungswerte aufweisen.

Weiterhin führt die Sogwirkung zu einem Selbstreinigungseffekt. Auch im Winter werden keine Probleme durch Eisbildung gesehen, da die Rillen durch den Verkehr freigefahren werden. Das Streumittel wirkt auf der vollständigen Oberfläche.

In Niedersachsen gibt es hinsichtlich der Standfestigkeit und der Instandhaltung keine Probleme. Allerdings wird dieses Verfahren nur für schwach belastete Strecken genutzt, da bei hohem Verkehrsaufkommen die Beeinträchtigung der Standfestigkeit bzw. Dauerhaftigkeit vermutet wird.

Kosten

Die Kosten belaufen sich bei einer Fläche von 1.000 m² bis 2.000 m² (Fläche eines Verwindungsbereichs) auf 6,00 €/m² bis 8,00 €/m². Für die Baustelleneinrichtung (Verkehrssicherung, An- und Abtransport) werden ca. 2.000 € angesetzt.

In Rheinland-Pfalz wurden die Kosten mit 5.000 € pro Abschnitt beschrieben.

Von Niedersachsen lagen keine Aussagen zu den Kosten vor.

5.2.5 Vergleich der Maßnahmen

Insgesamt kann festgestellt werden, dass alle hier betrachteten Maßnahmen geeignet sind, um kritische Wasserfilmdicken in entwässerungsschwachen Zonen in Verwindungsbereichen zu vermeiden. Dabei zeigt sich jedoch auch, dass die Maßnahmen verschiedenartige Nachteile haben. Die Erfahrungen aus der Literatur und den Befragungen sind nachfolgend zusammengefasst.

Die Schrägverwindung weist bei korrektem Einbau eine hohe Liegedauer auf. Jedoch sind die verbleibenden Handfelder beim Einbau schwierig zu fertigen und erfordern entsprechende Erfahrung der Baubetriebe beim Einbau. Vor allem, wenn sie hohen Verkehrslasten standhalten sollen. In der Praxis gibt es Vorbehalte hinsichtlich negativer Auswirkungen auf die Fahrdynamik beim Überfahren des wandernden Grates. Die vermuteten Nachteile haben sich jedoch in der vorangegangenen Untersuchung von LIPPOLD/RESSEL (2013) sowie bei Unfalluntersuchungen nicht bestätigt. Es wird unterstellt, dass der Einbau „heiß an heiß“ erfolgt. Andernfalls müssen die Nähte, die beim Einbau „kalt an kalt“ entstehen, alle zwei bis drei Jahre neu vergossen werden.

Die Querkastenrinnen haben neben den Entwässerungseigenschaften den Vorteil, dass sie bei korrektem Einbau (nach den Vorgaben von TRAPP (2001) – Brandenburg) hohen Verkehrslasten standhalten und eine lange Liegedauer von mehr als zehn Jahren aufweisen. Jedoch ist ein hoher baulicher Aufwand notwendig, um die Rinnen nach den Einbauhinweisen von TRAPP (2001) umzusetzen. Vor allem beim Einbau der Rinnen in Beton. Andere Länder wählten ein abweichendes Einbauverfahren. Dort war die Haltbarkeit kürzer.

Maßnahme	Art der Befestigung	Dauerhaftigkeit	Kosten		Vorteile	Nachteile
			Neubau	nachträglicher Einbau		
Schrägverwidung	Asphalt	10–15 Jahre	10.000 - 15.000 €	Deckschicht: 22 €/m ² Deck-/ Binder-/ Tragschicht: 27 €/m ²	<ul style="list-style-type: none"> • Vermeidung entwässerungsschwacher Zonen • lange Liegedauer bei korrektem Einbau 	<ul style="list-style-type: none"> • hoher baulicher Aufwand • bestehende Bedenken bei den Verwaltungen bzgl. der Fahrdynamik • häufiges Vergießen der Nähte bei „kalt an kalt“ – Einbau
Querkastennrinne	Asphalt	10–15 Jahre	15.000 € (3 FS)		<ul style="list-style-type: none"> • sehr gute entwässerungstechnische Eigenschaften • lange Liegedauer bei korrektem Einbau • hohe Belastbarkeit 	<ul style="list-style-type: none"> • hoher baulicher Aufwand • Anschluss an bestehende Entwässerung • Unterbrechung der Fahrbahn • vierteljährliche Wartung • Geräuschentwicklung
	Beton	10–15 Jahre	35.000 € (3 FS)			
OPA	-	10–12 Jahre	keine Angabe	183.000 € bei erstmaligem Einbau; 90.000 € bei Erneuerung (beides inkl. Baustelleneinrichtung)	<ul style="list-style-type: none"> • sehr gute entwässerungstechnische Eigenschaften • kein Wasser auf Oberfläche 	<ul style="list-style-type: none"> • Zusetzen der Poren • verstärkter Taumitteleininsatz • früheres Gefrieren, späteres Tauen • kostenintensiv
Grooving	Asphalt	6–8 Jahre	-	6 €/m ²	<ul style="list-style-type: none"> • kurzfristige und schnelle Herstellung • direkte Nutzung nach der Herstellung 	<ul style="list-style-type: none"> • vergleichsweise geringe Dauerhaftigkeit • Einsatzgrenzen bzgl. der Drainagewirkung
	Beton	6–8 Jahre	-	8 €/m ²		

Tab. 31: Zusammenfassung der Kosten, der Dauerhaftigkeit und der Vor- und Nachteile der einzelnen Maßnahmen

Auch müssen die Rinnen vierteljährlich zu verkehrssamen Zeiten (in der Nacht) gereinigt werden, was zu einem höheren betrieblichen Aufwand führt.

Der offenporige Asphalt hat den Vorteil, dass das Wasser vollständig in der Befestigung abgeführt wird und somit an der Oberfläche nicht mehr vorhanden ist. Zwar haben offenporige Asphalte einen Selbstreinigungseffekt durch die Sogwirkung des fließenden Verkehrs. Trotzdem sollte er nach Einschätzung der Autobahnmeistereien einmal jährlich gereinigt werden, weil sich die Poren sonst allmählich zusetzen. Das findet in der Praxis jedoch meist nicht statt.

Die Abschnitte mit OPA weisen Liegedauern von mehr als zehn Jahren auf.

Weiterhin erfordern offenporige Deckschichten einen hohen betrieblichen Aufwand im Winterdienst. In den Wintermonaten gefriert der OPA schneller und taut langsamer wieder auf. Dies kann zu Unfällen führen, da die Fahrzeugführer bei sonst frostfreier Strecke nicht auf Glätte eingestellt sind. Auf

	Kat 1	Kat 2	Kat 3	Kat 4	Kat 6
Unfälle gesamt	1	16	57	27	1
Unfälle 2 FS	-	-	3	19	0
Unfälle 3 FS	1	16	54	8	1

Tab. 32: Anzahl der Unfälle des Unfalltyps 1 bei Nässe je Unfallkategorie

offenporigen Abschnitten ist ein erhöhter Taumitteleininsatz notwendig.

Das Grooving-Verfahren ist derzeit nicht in den RAA (2008) enthalten. Es wird jedoch schon mehrfach angewandt, um kurzfristig entwässerungsschwache Zonen zu beseitigen. Dabei können die Rillen in der Fahrbahn relativ schnell hergestellt werden und die Fahrbahn sofort danach wieder benutzt werden. Als Nachteil wird die geringe Dauerhaftigkeit von etwa sechs Jahren gesehen. Weiterhin scheint diese Maßnahme Einsatzgrenzen hinsichtlich des Entwässerungsvermögens aufzuweisen.

In Tabelle 31 sind die Liegedauern sowie die Vor- und Nachteile der Maßnahmen noch einmal zusammengefasst. Außerdem sind die abgeschätzten Kosten für den Neubau und den nachträglichen Einbau der Maßnahmen enthalten.

5.3 Bewertung der Wirtschaftlichkeit

5.3.1 Berechnung des Nutzens

Bei der Berechnung der Wirtschaftlichkeit ergibt sich der Nutzen aus den vermeidbaren Unfällen des Unfalltyps 1 bei Nässe in Verwindungsbereichen. Dafür werden zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen getrennt betrachtet.

In den Jahren von 2005 bis 2007 bzw. 2006 bis 2008 gab es in den 56 Verwindungen insgesamt 102 Unfälle des Unfalltyps 1 bei Nässe. Davon geschahen 22 Unfälle in den neun Verwindungen auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen und 80 Unfälle in den 47 Verwindungen auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen. Die Zuordnung der Unfälle zu den Unfallkategorien ist in Tabelle 32 dargestellt. Der Großteil der Unfälle war von geringer Schwere.

Anhand der pauschalen Unfallkosten für Autobahnen nach dem „Merkblatt zur Örtlichen Unfalluntersuchung in Unfallkommissionen – M Uko“ (FGSV 2012) ergeben sich die folgenden mittleren jährlichen Unfallkosten für Fahrunfälle bei Nässe pro Verwindung und Jahr, getrennt nach zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen:

- $U_{k,a,nass,2FS} = 21.652 \text{ €/a}$ und
- $U_{k,a,nass,3FS} = 58.990 \text{ €/a}$.

Offensichtlich sind Unfälle bei Nässe auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen häufiger bzw. schwerer als in Verwindungsbereichen auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen.

Werden die Unfallkosten mit dem Barwertfaktor für den Zeitraum von 30 Jahren ($b_f = 19,6a$) multipliziert, ergeben sich die vermeidbaren volkswirtschaftlichen Verluste durch Nässeunfälle (Tabelle 33). Demnach können durch Anordnung der dargestellten Entwässerungsmaßnahmen die volkswirtschaftlichen Kosten in Höhe von $NA_{2FS} = 424.376 \text{ €}$ und $NA_{3FS} = 1.156.205 \text{ €}$ durch Nässeunfälle innerhalb von 30 Jahren vermieden werden.

5.3.2 Berechnung der Investitionskosten

Kosten beim Neubau

Bei zweistreifigen Richtungsfahrbahnen kann für den Neubau einer Schrägverwindung im Vergleich zur konventionellen Verwindung mit Mehrkosten von etwa 12.000 € gerechnet werden. Für dreistreifige Richtungsfahrbahnen wird von etwa 15.000 € ausgegangen.

Aus den Befragungen zu den Querkastenrinnen wurden die Kosten pro Rinne für dreistreifige Fahrbahnen (einschließlich Seitenstreifen) ermittelt (Kapitel 5.2.2). Für Asphalt betragen diese etwa 15.000 € und für Beton 35.000 €. Bei der Übertragung auf zweistreifige Richtungsfahrbahnen werden von Kosten von etwa 12.500 € für Asphalt und 32.500 € für Beton ausgegangen.

Da nach den entwässerungstechnischen Simulationen auf zweistreifigen Fahrbahnen bis zu drei und auf dreistreifigen bis zu fünf Rinnen notwendig sein können, ergeben sich die Investitionskosten nach Tabelle 34.

	zweistreifige RFB	dreistreifige RFB
$U_{k,a,nass} \text{ [€/a]}$	21.652	58.990
$b_f \text{ [a]}$	19,6	19,6
$NA \text{ [€]}$	424.376	1.156.205

Tab. 33: Berechnung des Nutzens anhand der Unfallkosten bei Nässe pro Verwindung für einen Zeitraum von 30 Jahren

Maßnahme	Querschnitt	Kosten [€]	Kosten [€]
		(RQ 31)	(RQ 36)
Schrägverwindung		12.000	15.000
Querkastenrinne in Asphalt	1	12.500	15.000
	2	25.000	30.000
	3	37.500	45.000
	4	-	60.000
	5	-	75.000
Querkastenrinne in Beton	1	32.500	35.000
	2	65.000	70.000
	3	97.500	105.000
	4	-	140.000
	5	-	175.000

Tab. 34: Zusätzliche Kosten der Maßnahmen im Neubau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen

Querschnitt Maßnahme		Kosten [€] (RQ 31)	Kosten [€] (RQ 36)
Schrägverwindung- Deck-, Binder-, Tragschicht	[€/m ²]		27
Schrägverwindung Deckschicht	[€/m ²]		22
Querkastenrinne – Asphalt	[€/Stück]	12.500	15.000
Querkastenrinne – Beton	[€/Stück]	32.500	35.000
OPA	[€/Stück]	183.000/90.000	
Grooving – Asphalt	[€/m ²]	6	
Grooving – Beton	[€/m ²]	8	

Tab. 35: Kosten der Maßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen

		Länge [m]	Breite [m]	Fläche [m ²]
Schräg- verwindung	RQ 31	145	12	1.740
	RQ 36	175	14,5	2.538
Grooving	RQ 31	150	12	1.800
	RQ 36	150	14,5	2.175

Tab. 36: Berechnung der Fläche für Schrägverwindungen und für das Fräsen von Rillen (Grooving)

Kosten beim nachträglichen Einbau

Anhand der Befragungen konnten für den nachträglichen Einbau der Entwässerungsmaßnahmen die Kosten nach Tabelle 35 bestimmt werden.

Für die Maßnahmen „Schrägverwindung“ und „Grooving“ konnten für den nachträglichen Einbau Quadratmeterpreise ermittelt werden. Anhand der Querschnittsbreite und der Länge der Strecke, auf der die Maßnahme umgesetzt wird, können die Kosten für die einzelnen Maßnahmen berechnet werden.

Für die Länge der Schrägverwindung werden die von LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013 empfohlenen Längen von L = 145 m für den RQ 31 und L = 175 m für den RQ 36 angenommen. Beim Grooving-Verfahren wird eine Länge von 150 m ausgegangen. Die Breiten der befestigten Fläche betragen B = 12,0 m beim RQ 31 und B = 14,5 m beim RQ 36. Es ergeben sich die Flächen nach Tabelle 36.

Anhand der Kostensätze nach Tabelle 35 ergeben sich für die Herstellung einer Schrägverwindung

		Preis [€/m ²]	RQ	Fläche [m ²]	Kosten [€]
Schrägverwindung	Deckschicht	22	RQ 31	1.740	38.280
			RQ 36	2.537,5	55.825
	Deck-, Binder-, Tragschicht	27	RQ 31	1.740	46.980
			RQ 36	2.537,5	68.513
Grooving	Asphalt	6	RQ 31	1.800	10.800
			RQ 36	2.175	13.050
	Beton	8	RQ 31	1.800	14.400
			RQ 36	2.175	17.400

Tab. 37: Berechnung der Kosten im nachträglichen Einbau von Schrägverwindungen und dem Fräsen von Rillen (Grooving)

Maßnahme		Kosten [€] (RQ 31)	Kosten [€] (RQ 36)
Schrägverwindung: Deckschicht		88.280	105.825
Schrägverwindung: Deck-, Binder-, Trag- schicht		96.980	118.513
Querkastenrinne in Asphalt	1	62.500	65.000
	2	75.000	80.000
	3	87.500	95.000
	4	-	110.000
	5	-	125.000
Querkastenrinne in Beton	1	82.500	85.000
	2	115.000	120.000
	3	147.500	155.000
	4	-	190.000
	5	-	225.000
OPA		183.000/90.000	183.000/90.000
Grooving in Asphalt		12.800	15.050
Grooving in Beton		16.400	19.400

Tab. 38: Kosten der Maßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen

und eines Abschnittes, der mittels Grooving-Verfahren hergestellt wurde, die Kosten nach Tabelle 37.

Bei Schrägverwindungen wird dabei in die Herstellung der Deckschicht allein als Reparaturmaßnahme und in die Herstellung der Schrägverwindung in der Deck-, Binder- und Tragschicht unterschieden. Beim Grooving-Verfahren werden die Kosten beim Einbau in Beton und Asphalt unterschieden.

Für den nachträglichen Einbau von Rinnen (in Asphalt und Beton) sind die Preise pro Stück bekannt (Tabelle 35).

Die nachträgliche Herstellung einer Verwindung mit offenporigen Asphalt kostet erstmals 183.000 € pro Verwindung. Wird der OPA dann aufgrund auftretender Schäden erneuert, fallen nur noch Kosten in Höhe von 90.000 € an.

Weiterhin ist beim nachträglichen Einbau zu beachten, dass Kosten für die Baustelleneinrichtung anfallen. Diese betragen 50.000 € und sind beim Einbau von Schrägverwindungen und Querkastenrinnen zu berücksichtigen. Die angegebenen Kosten für den nachträglichen Einbau von offenporigem Asphalt enthalten diese bereits jeweils.

Das Grooving-Verfahren wird zu verkehrsschwachen Zeiten durchgeführt, wobei lediglich der jeweilige Fahrstreifen gesperrt wird. Es werden jedoch 2.000 € für den Transport der Maschine sowie für die Versicherung fällig.

Insgesamt ergeben sich für den nachträglichen Einbau der Entwässerungsmaßnahmen die Investitionskosten nach Tabelle 38.

5.3.3 Betrachtung der laufenden Kosten

Querkastenrinnen müssen viermal im Jahr gereinigt werden. Für die Reinigung werden zwei Arbeiter, ein Fahrzeug und ein Spülgerät benötigt. Für eine Rinne wird eine Reinigungsdauer von 0,5 h angenommen. Unter Verwendung der Stunden- und Zuschlagsätze für den Betriebsdienst des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr Sachsen können die ungefähren laufenden Kosten für Querkastenrinnen abgeschätzt werden (Tabelle 39).

Aufgrund der vergleichsweise geringen laufenden Kosten im Vergleich zu den Baukosten, sind diese für den Berechnungszeitraum vernachlässigbar. Sie fließen nicht mit in die Berechnung der Wirtschaftlichkeit ein.

5.3.4 Berechnung des Nutzen-Kosten-Verhältnisses

Anhand der berechneten Investitionskosten kann nach dem Verfahren der EWS (1997) (Kapitel 2.13) in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer (Abschreibungszeitraum) der Barwert der Kosten (KA) für die Maßnahmen im Bewertungszeitraum von 30 Jahren berechnet werden.

Wird der Barwert der Nutzen über den Bewertungszeitraum (Tabelle 33 – vermiedene Unfallkosten bei Nässe) mit dem Barwert der Kosten ins Verhältnis

	Stundensatz [€/h]	Kosten [€]	Kosten pro Jahr [€/a]
2 Arbeiter	77	39	
Spülgerät	14	7	
Fahrzeug	7	3	
		49	
Verwaltungs- kostenzuschlag	5,18%	52	208

Tab. 39: Abgeschätzte Kosten für die Reinigung von Querkastenrinnen

Querschnitt		KA [€] (RQ 31)	KA [€] (RQ 36)
Schrägverwindung		27.980	34.980
Querkastenrinne in Asphalt	1	29.150	34.980
	2	58.300	69.960
	3	87.450	104.940
	4	-	139.920
	5	-	174.900
Querkastenrinne in Beton	1	75.790	81.620
	2	151.580	163.240
	3	227.370	244.860
	4	-	326.480
	5	-	408.100

Tab. 40: Barwert der Kosten für die Maßnahmen im Neubau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)

Querschnitt		NKV RQ 31	NKV RQ 36
Schrägverwindung		15,2	33,0
Querkastenrinne in Asphalt	1	14,6	33,0
	2	7,3	16,5
	3	4,9	11,0
	4	-	8,2
	5	-	6,6
Querkastenrinne in Beton	1	5,6	14,1
	2	2,8	7,1
	3	1,9	4,7
	4	-	3,5
	5	-	2,8

Tab. 41: Nutzen-Kosten-Verhältnisse der einzelnen Entwässerungsmaßnahmen im Neubau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)

gesetzt, ergeben sich die Nutzen-Kosten-Verhältnisse für die Maßnahmen.

Nutzen-Kosten-Verhältnis für den Neubau

Der Barwert der Kosten für die Maßnahmen im Neubau sind in Tabelle 40 dargestellt.

Tabelle 41 enthält die Nutzen-Kosten-Verhältnisse für den Neubau der Entwässerungsmaßnahmen. Es zeigt sich, dass alle Maßnahmen im Zuge des Neubaus von zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen wirtschaftlich sind.

Nutzen-Kosten-Verhältnis für den nachträglichen Einbau

Werden Maßnahmen nachträglich in Verwindungen eingebaut, ergeben sich die Barwerte der Kosten nach Tabelle 42.

Tabelle 43 enthält die Nutzen-Kosten-Faktoren für den nachträglichen Einbau. Alle Entwässerungsmaßnahmen auf zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen sind dabei wirtschaftlich.

Daraus lässt sich ableiten, dass OPA auch im Neubau wirtschaftlich ist. Es entfallen dort die Kosten für die Baustelleneinrichtung. Desweiteren geht die Straßenbauverwaltung generell von geringeren Herstellungskosten im Neubau aus.

Insgesamt hat vor allem das Grooving-Verfahren in Asphalt und Beton durch die geringen Herstellungskosten eine hohe Wirtschaftlichkeit. Zur Beseitigung von Unfallhäufungsstellen im Bestand kann es daher als kurzfristige Maßnahme empfohlen werden.

Querschnitt		KA [€] (RQ 31)	KA [€] (RQ 36)
Maßnahme			
Schrägverwindung: Deckschicht		205.870	246.780
Schrägverwindung: Deck-, Binder-, Tragschicht		226.160	276.370
Querkastenrinne in Asphalt	1	145.750	155.600
	2	174.900	190.580
	3	204.050	225.560
	4	-	260.540
	5	-	295.520
Querkastenrinne in Beton	1	192.390	202.240
	2	268.180	283.860
	3	343.970	365.480
	4	-	447.100
	5	-	528.710
OPA		282.170	282.170
Grooving Asphalt		47.000	51.270
Grooving Beton		60.220	71.240

Tab. 42: Barwert der Kosten für die Maßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)

Die vollständigen wirtschaftlichen Berechnungen für die Entwässerungsmaßnahmen im Neubau und im nachträglichen Ausbau sind in Anhang B dargestellt.

6 Schlussfolgerungen für die Entwurfspraxis

Aus den Ergebnissen leiten sich Hinweise für die entwässerungsschwachen Zonen in Verwindungsbereichen ab, die bei der Modellbildung für das Regelwerk diskutiert werden sollten.

Außerdem gibt es konkrete Hinweise für Maßnahmen zur Vermeidung entwässerungsschwacher Zonen. Diese unterscheiden sich in Maßnahmen, die bereits bei der geometrischen Gestaltung des Fahrbahnbandes berücksichtigt werden müssen oder die nachträglich bzw. ergänzend angeordnet werden können.

Die RAA empfehlen bisher unkommentiert folgende Maßnahmen:

- Erhöhung der Längsneigung,
- Einbau offener Deckschichten,
- konstruktive Maßnahmen (z.B. Querkastenrinnen),

Querschnitt		NKV RQ 31	NKV RQ 36
Maßnahme			
Schrägverwindung: Deckschicht		2,1	4,7
Schrägverwindung: Deck-, Binder-, Tragschicht		1,9	4,2
Querkastenrinne in Asphalt	1	2,9	7,6
	2	2,4	6,2
	3	2,1	5,2
	4	-	4,5
	5	-	4,0
Querkastenrinne in Beton	1	2,2	5,8
	2	1,6	4,1
	3	1,2	3,2
	4		2,6
	5		2,2
OPA		1,5	4,1
Grooving Asphalt		9,0	20,9
Grooving Beton		7,0	16,2

Tab. 43: Nutzen-Kosten-Verhältnisse der einzelnen Entwässerungsmaßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)

- negative Querneigung,
- Schrägverwindung und
- Begrenzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe.

Dafür können folgende Hinweise und Empfehlungen gegeben werden:

Längsneigung

- Wenn möglich, soll von vornherein eine ausreichend hohe Längsneigung $s \geq 1\%$ in Verwindungsbereichen eingebaut werden (sehr hohe Längsneigungen verursachen allerdings auch wieder hohe WFD).
- Dies kann jedoch nur beim Neubau erfolgen und beim grundhaften Um- und Ausbau nur dann, wenn die Streckengeometrie geändert wird.
- Durch eine deutliche Erhöhung der Längsneigung wird die Entwässerung in den meisten Fällen verbessert. In bestimmten Fällen kann jedoch eine größere Längsneigung eine gegenteilige Wirkung haben (z.B. bei sehr breiten Fahrbahnen).
- Bei sehr breiten Fahrbahnen mit einer Fahrbahnbreite ab 18 m (fünf oder sechs Fahrstreifen) kommt es im Verwindungsbereich mit $\Delta s = 0,9\%$ nach RAA und $L_V > 50\text{ m}$ zu größeren Flächen mit höheren Wasserfilmdicken als bei kürzeren Verwindungsbereichen mit $L_V = 50\text{ m}$ und $\Delta s > 0,9\%$. Die maximale Anrampungsneigung Δs ist jedoch im Regelwerk vorrangig aus fahrdynamischen und aus bautechnischen Gründen festgelegt. Davon abweichende Empfehlungen wären zunächst in den Gremien der FGSV und in der Fachwelt zu diskutieren.

Negative Querneigung

- Bei ausreichend großen Radien ($R \geq 5.500\text{ m}$) ist beim Neubau bzw. grundhaften Um- und Ausbau die negative Querneigung eine wirksame Maßnahme.
- Mit einer durchgängig zur Fahrbahnaußenseite gerichteten Querneigung von $q = 2,5\%$ können Verwindungen vollständig vermieden werden.
- Dadurch ist eine ausreichende Entwässerung der Fahrbahn gewährleistet.
- Es entstehen keine Mehrkosten.

Schrägverwindung

- Schrägverwindungen haben eine sehr gute Entwässerungswirkung, weil keine Bereiche mit Querneigungen unter $2,5\%$ auftreten.
- Sie kommen derzeit nur für Asphaltbefestigungen in Frage. Schrägverwindungen in Beton sind in Deutschland nicht realisiert. Diese Bauweise ist zwar prinzipiell möglich, wird aber derzeit noch aufgrund der notwendigen Einbautechnologie als zu aufwendig eingeschätzt und daher nicht empfohlen.
- Schrägverwindungen haben eine hohe Dauerhaftigkeit von mindestens zehn Jahren und benötigen bei korrekter Herstellung keinen betrieblichen Mehraufwand.
- Nachteilig ist der aufwendige Einbau. Ein vollständig maschineller Einbau ist nicht möglich, so dass Flächen zurückbleiben, die von Hand eingebaut werden müssen.
- Die Querneigung soll zu beiden Seiten stets $q = 2,5\%$ betragen.
- Probleme wie offene Nähte (im Einbau „kalt an kalt“) oder ein Absacken der Fahrbahn müssen durch eine hohe Einbauqualität vermieden werden.
- Einige Bundesländer betreiben Schrägverwindungen mit einer Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit, um fahrdynamische Probleme auszuschließen. Aus Sicht des Unfallgeschehens scheint dies jedoch nicht notwendig.
- Für Betrieb und Instandhaltung ist kein besonderer Aufwand notwendig.
- Die Schrägverwindung ist sowohl im Neubau also auch beim nachträglichen Einbau eine wirtschaftliche Variante.

Querkastenrinnen

- Querkastenrinnen sind für Asphalt- und Betonfahrbahnen geeignet.
- In Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der vorhandenen Längsneigung können mehrere Rinnen notwendig sein.
- Zur Qualitätssicherung des Einbaus hat das Land Brandenburg ein Merkblatt zum Einbau von

Querkastentrassen erstellt. Es wird vorgeschlagen die Inhalte in die RAA aufzunehmen. Einen Entwurf dafür ist in Anhang C enthalten.

- Bei korrektem Einbau haben Querkastentrassen eine Dauerhaftigkeit von mehr als zehn Jahren.
- Ein höherer betrieblicher Aufwand besteht darin, dass Querkastentrassen vierteljährlich gereinigt werden müssen.
- Bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen ist der Einbau der Rinnen in Asphalt- und Betonbauweise bei Neubaumaßnahmen und im nachträglichen Einbau stets wirtschaftlich.

Offenporiger Asphalt

- Offenporige Asphalte werden vorrangig zur Lärmreduzierung genutzt. Da offenporige Asphalte aber sehr gute Entwässerungseigenschaften aufweisen, können diese auch in Verwindungsbereichen zur Verbesserung der Entwässerung eingebaut werden (z. B. in Nordrhein-Westfalen).
- Die Entwässerungsleistung sowie die Reduktion von Sprühhäfen sind bei offenporigen Asphalten sehr gut.
- Bei ungünstiger Streckengeometrie kann es durch aufstauendes Wasser zum Wasseraustritt auf die Fahrbahnoberfläche kommen (z. B. in Wannen).
- Der Selbstreinigungseffekt durch den fließenden Verkehr macht bislang keine zusätzliche maschinelle Reinigung notwendig. Lediglich bei dem selten befahrenen Seitenstreifen kommt es zum Zusetzen der Poren. Ausgetauscht wird der OPA, wenn auch die Fahrstreifen zugesetzt sind.
- Im Winterdienst muss aufgrund des abweichenden Kälteverhaltens von offenporigen Asphalten mehr und häufiger mit Tausalz abgestreut werden.
- Die Haltbarkeit von OPA beträgt ca. zehn Jahre.
- In der Praxis wird OPA überwiegend als Lärmschutzmaßnahme eingesetzt.
- OPA ist trotz der hohen Kosten wirtschaftlich.

Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe

- Wird die Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe durch die Fahrzeugführer eingehalten, ist es eine wirksame Maßnahme zur Beseitigung von Unfallhäufungsstellen in entwässerungsschwachen Bereichen.
- Als verkehrsrechtliche Maßnahme kommt sie nur in Frage, wenn keine andere technische Lösung möglich ist oder als kurzfristige und zeitlich begrenzte Maßnahme.

Grooving-Verfahren

- Zur Beseitigung von Unfallhäufungsstellen in entwässerungsschwachen Bereichen im Bestand kann auch das sogenannte Grooving-Verfahren zur Anwendung kommen.
- Durch das Fräsen von Längsrillen im Bereich von Fahrbahnverwindungen können hohe Wasserfilmdicken vermieden werden.
- Die Längsrillen in der Fahrbahn können kurzfristig und ohne Sperrung der Richtungsfahrbahn hergestellt werden.
- Das Verfahren ist vergleichsweise günstig und somit für den nachträglichen Einsatz eine wirtschaftliche Maßnahme.
- Die Haltbarkeit beträgt ca. sechs bis acht Jahre und ist damit vergleichsweise gering.
- Dieses Verfahren ist bisher nicht in den RAA enthalten.
- Es wird empfohlen, diese Verfahren als kurzfristig umsetzbare Maßnahme für den Bestand mit in die RAA zu übernehmen.
- Für den Neubau wird das Grooving-Verfahren nicht empfohlen, da durch das Fräsen ein Eingriff in die Fahrbahndecke erfolgt.

Darüber hinaus sind bei der Wahl einer Entwässerungsmaßnahme, unabhängig vom Nutzen-Kosten-Verhältnis, die vorhandenen geografischen Gegebenheiten zu beachten.

Querschnitt	WFD _{zul} = 2,5 mm		WFD _{zul} = 3 mm	
	s [%]	Maßnahmen	s [%]	Maßnahmen
RQ 31	$0,0 \leq s \leq 1,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 0,8$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$1,8 \leq s \leq 2,4$	OPA, 1 Rinne, SchrV	$0,9 \leq s \leq 4,0$	-
	$2,5 \leq s \leq 4,0$	-		
RQ 36	$0,0 \leq s \leq 2,6$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 1,1$	OPA; 1 Rinne, SchrV
	$2,7 \leq s \leq 3,6$	OPA, 1 Rinne, SchrV	$1,2 \leq s \leq 4,0$	-
	$3,7 \leq s \leq 4,0$	-		
RQ 43,5	$0,0 \leq s \leq 2,5$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 1,6$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$2,6 \leq s \leq 3,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$1,7 \leq s \leq 4,0$	-
	$3,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 1 Rinne, SchrV		
5 FS	$0,0 \leq s \leq 3,5$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 2,2$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$3,6 \leq s \leq 4,0$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$2,3 \leq s \leq 4,0$	-
6 FS	$0,0 \leq s \leq 3,7$	OPA, 4 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 2,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
	$3,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$2,8 \leq s \leq 3,1$	OPA, 1 Rinne, SchrV
			$3,2 \leq s \leq 4,0$	-

Tab. 44: Mögliche Entwässerungsmaßnahmen für Fahrbahnen mit konstanter Längsneigung und rauer Texturtiefe in Abhängigkeit von der Längsneigung und der zulässigen Wasserfilmdicke

Modellbildung in den RAA:

Nach den RAA darf eine Wasserfilmdicke von $WFD = 2 \text{ mm}$ nicht überschritten werden. Allein durch den geometrischen Entwurf ist es jedoch nicht möglich, diese einzuhalten. Selbst bei zweistreifigen Richtungsfahrbahnen mit Längsneigungen $s \geq 1 \%$ liegen die Wasserfilmdicken teilweise über 2 mm .

Ab welcher Wasserfilmdicke tatsächlich Aquaplaninggefahr besteht, kann nicht exakt bestimmt werden. Dies hängt neben der Geschwindigkeit von einer Vielzahl weiterer Einflussfaktoren, wie der Reifenprofiltiefe des Fahrzeugs ab.

Auch besteht keine Kenntnis darüber, welche Fläche bzw. Länge eines geschlossenen Wasserfilms vorhanden sein muss damit Aquaplaning mit negativen Folgen für die Verkehrssicherheit auftritt. Darüber hinaus hat sich auch gezeigt, dass bei Starkregenereignissen überwiegend geringere Geschwindigkeiten gefahren werden. Andere europäische Länder lassen auch höhere kritische Wasserfilmdicken zu, wobei deren zulässige Höchstgeschwindigkeit beschränkt ist.

Insofern wird begründet vorgeschlagen, für die Dimensionierung bzw. Auswahl zusätzlicher Entwässerungslösungen von einer kritischen Wasserfilmdicke zwischen $2,5 \text{ mm}$ und 3 mm auszugehen.

Die daraus resultierenden Maßnahmen nach Tabelle 44 führen zu Ergebnissen, die sich eher mit den Erfahrungen aus der Praxis decken.

Inwiefern dies im Regelwerk umgesetzt wird, sollte in den zuständigen Gremien der FGSV diskutiert werden.

7 Empfehlungen zur Übernahme in die RAA

Für die RAA wird außerdem folgender Text zur Übernahme empfohlen:

„Bei sechs- oder achtstreifigen Regelquerschnitten können die Wasserfilmdicken unter Umständen über dem kritischen Maß von 2 mm liegen. In solchen Fällen kommen in Betracht:

In Verwindungsbereichen kann es zu Wasserfilmdicken kommen, die ein plötzliches Auftreten von Aquaplaning begünstigen. In solchen Fällen ist eine geeignete Entwässerungsmaßnahme vorzusehen. Dafür kommen in Betracht:

Erhöhung der Sicherstellung einer ausreichenden Längsneigung (bei kurzen Abschnitten und Fließwegen kann nur im Zuge von Neubau bzw. grundhaften Um- und Ausbau erfolgen, wenn die Streckengeometrie geändert wird),

Vermeidung von Verwindungsbereichen durch die Anordnung einer negativen Querneigung bei Radien gemäß Tabelle 17 (nur beim Neubau bzw. grundhaften Um- und Ausbau),

Einbau offenporiger Deckschichten,

konstruktive Maßnahmen (z.B. Querkastentrinnen in Beton und Asphalt (Vorteile: lange Liegedauer, hohe Belastbarkeit; Nachteile: hoher baulicher Aufwand, vierteljährliche Wartung, Geräuschentwicklung),

Vermeidung der entwässerungsschwachen Zone durch Anordnung einer Schrägverwindung in Asphaltbauweise beim Ausbau (fahrtdynamisch nachteilig bei hohen Geschwindigkeiten und bautechnisch als dauerhafte Lösung aufwendig herzustellen, daher beim Neubau zu vermeiden (Vorteile: lange Liegedauer bei korrektem Einbau, kein Sonderaufwand im Betrieb; Nachteil: hoher baulicher Aufwand)

Einfräsen von Längsrillen - Grooving als Maßnahme im Bestand zur kurzfristigen Beseitigung von Unfallhäufungsstellen (Vorteile: kostengünstig, so-

fort anwendbar; Nachteil: vergleichsweise kurze Liegedauer)

Ob eine dieser Maßnahmen erforderlich wird, ist auf der Grundlage einer detaillierten wassertechnischen Berechnung zum Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke, Geschwindigkeit und Aquaplaninggefahr nachzuweisen und die jeweils geeignete Maßnahme in Abhängigkeit von den konkreten planerischen Randbedingungen vorzuschlagen. In Tabelle A sind Empfehlungen für die Wahl einer Maßnahme in Abhängigkeit vom Regelquerschnitt und von den streckengeometrischen Randbedingungen für die Regenintensität von $I = 0,72 \text{ mm/min}$ angegeben.

Abweichende Lösungen können im Einzelfall zur Anwendung kommen, wenn deren Wirksamkeit durch wassertechnische Berechnungen nachgewiesen werden.

Sofern sich keine der oben genannten Maßnahmen umsetzen lässt, ist in Abstimmung mit den Verkehrsbehörden die Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe zu erwägen.“

Querschnitt	s [%]	Maßnahmen
RQ 31	$0,0 \leq s \leq 1,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
	$1,8 \leq s \leq 2,4$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$2,5 \leq s \leq 4,0$	-
RQ 36	$0,0 \leq s \leq 2,6$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
	$2,7 \leq s \leq 3,6$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$3,7 \leq s \leq 4,0$	-
RQ 43,5	$0,0 \leq s \leq 2,5$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
	$2,6 \leq s \leq 3,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
	$3,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 1 Rinne, SchrV
5 FS	$0,0 \leq s \leq 3,5$	OPA, 3 Rinnen, SchrV
	$3,6 \leq s \leq 4,0$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
6 FS	$0,0 \leq s \leq 3,7$	OPA, 4 Rinnen, SchrV
	$3,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 3 Rinnen, SchrV

Tabelle A: Entwässerungstechnische Maßnahmen in Abhängigkeit von der Streckengeometrie ($WFD_{\text{krit}} = 2,5 \text{ mm}$)

8 Zusammenfassung

Die Straßenflächenentwässerung von Autobahnen ist aufgrund des vergleichsweise hohen Geschwindigkeitsniveaus von großer Bedeutung. Vor allem bei sehr breiten Richtungsfahrbahnen mit geringer Längsneigung ist die Gewährleistung eines sicheren Betriebs bei Nässe besonders schwierig.

In der Vergangenheit kam es auf drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen in Verwindungsbereichen zu Wasserfilmdicken, die in der Folge zu Aquaplaningunfällen geführt haben.

Aufgrund der hohen Bedeutung der Entwässerung wurden in die „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen – RAA“ (FGSV 2008) Empfehlungen zur Anordnung von Entwässerungsmaßnahmen aufgenommen. Dadurch können entwässerungsschwache Zonen in Verwindungsbereichen vermieden oder beseitigt werden. Dazu gehören:

- Erhöhung der Längsneigung,
- Einbau offenporiger Deckschichten,
- konstruktive Maßnahmen (z.B. Querkastentrinnen),
- negative Querneigung,
- Schrägverwindung oder
- Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe (wenn keine andere Maßnahme möglich).

Die Wahl der konkreten Maßnahme bleibt dem Entwurfsingenieur überlassen. Jedoch geben die RAA keine Hinweise darüber, unter welchen Randbedingungen die jeweiligen Maßnahmen geeignet sind. Die RAA weisen lediglich darauf hin, dass der Entscheidung für einer dieser Maßnahmen eine wassertechnische Berechnung zugrunde gelegt werden soll. Dabei gilt eine Wasserfilmdicke von $WFD = 2 \text{ mm}$ als kritisch. Wird diese Wasserfilmdicke überschritten, müssen Entwässerungsmaßnahmen angeordnet werden. Bisher müssen für den Einzelfall entwässerungstechnische Berechnungen durchgeführt werden, da ein praxisnahes, leicht anwendbares geschlossenes Berechnungsverfahren seitens der RAA nicht zur Verfügung steht. Dieses Problem sollte mit der vorliegenden Untersuchung behoben werden.

Ziel des Forschungsvorhabens war es daher, die in den RAA aufgezeigten entwurfstechnischen und

baulich-konstruktiven Lösungen hinsichtlich ihrer Wirksamkeit vergleichend zu überprüfen, Erfahrungen zum Einsatz zu sammeln und deren Wirtschaftlichkeit zu untersuchen. Aus diesen Ergebnissen sollten Empfehlungen für die Fortschreibung der RAA geben werden.

Untersuchungsmethodik

Für die Bestimmung der entwässerungstechnischen Eigenschaften jeder Einzelmaßnahme wurden unterschiedliche Varianten simuliert, denen die folgenden Eingangsgrößen zugrunde lagen:

- Ein einjähriges Regenereignis mit einer Dauer von 15 Minuten ($r_{15,1}$) mit einer Regenintensität von $I = 0,72 \text{ mm/min}$ ($= 120 \text{ l/(s} \times \text{ha)}$).
- Eine Länge der betrachteten Abschnitte von $L = 350 \text{ m}$.
- Die Mindestquerneigung von $q = 2,5 \%$.

Bei den Berechnungen wurden variiert:

- die Entwässerungslösungen „Standardverwindung“, „Schrägverwindung“, „negative Querneigung“, „offenporiger Asphalt“, „Erhöhung der Längsneigung“, „Querkastentrinnen“,
- die Texturtiefen „rau“ und „fein“ sowie offenporiger Asphalt,
- die Querschnitte RQ 31, RQ 36 und RQ 43 sowie fünf und sechs Fahrstreifen mit einer Breite der befestigten Fläche von 22 m bzw. $25,75 \text{ m}$ und
- die Längsneigung $0 \% \leq s \leq 4 \%$.

Die Erfahrungen beim Einsatz der Entwässerungsmaßnahmen in der Praxis wurden durch eine schriftliche und mündliche Befragung bei den Straßenbauverwaltungen und bei Baufirmen zusammengetragen. Neben den bekannten, in den RAA aufgeführten Maßnahmen wurden außerdem eventuell zusätzlich verwendete Maßnahmen abgefragt.

Anhand der erhobenen Kosten der einzelnen Maßnahmen und der Unfallkosten in Verwindungen von zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen wurde die Wirtschaftlichkeit jeder Maßnahme bestimmt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass alle Fahrunfälle bei Nässe in Verwindungsbereichen durch eine der untersuchten Entwässerungsmaßnahmen vermieden werden kann.

Ergebnisse

In Europa ist eine Reifenmindestprofiltiefe für Sommerreifen von 1,6 mm vom Gesetzgeber vorge-schrieben (Winterreifen sind nicht einheitlich ge-regelt). Auf dieser Grundlage geben die RAA eine kritische Wasserfilmdicke von $WFD_{krit} = 2$ mm vor. Wird diese Wasserfilmdicke überschritten, können in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit aquapla-ningbedingte Unfälle auftreten.

Durch den geometrischen Straßenentwurf allein ist die Vermeidung einer kritischen Wasserfilmdicke nicht in jedem Fall möglich. Bereits bei zweist-reifigen Richtungsfahrbahnen mit Längsneigungen $s \geq 1$ % liegen die Wasserfilmdicken teilweise über 2 mm.

Ab welcher Wasserfilmdicke tatsächlich Aquapla-ninggefahr besteht, kann nicht exakt bestimmt wer-

den. Dies hängt neben der Geschwindigkeit von ei-ner Vielzahl weiterer Faktoren ab, u. a. auch von der Reifenprofiltiefe des Fahrzeugs. Auch besteht keine Kenntnis darüber, welche Fläche bzw. Länge eines geschlossenen Wasserfilms vorhanden sein muss, damit Aquaplaning mit negativen Folgen für die Ver-kehrssicherheit auftritt. Darüber hinaus hat sich ge-zeigt, dass bei Starkregenereignissen überwiegend geringere Geschwindigkeiten gefahren werden. An-dere europäische Länder lassen auch höhere kriti-sche Wasserfilmdicken zu, wobei deren zulässige Höchstgeschwindigkeit begrenzt ist.

Für die Untersuchung wurden daher auf der Grundlage der entwässerungstechnischen Simu-lationen die notwendigen Entwässerungsmaßnah-men für die Einhaltung der Wasserfilmdicken von $WFD = 2,0$ mm, $WFD = 2,5$ mm und $WFD = 3,0$ mm ermittelt (Tabelle 45).

Quer-schnitt	WFD = 2 mm		WFD = 2,5 mm		WFD = 3 mm	
	s [%]	Maßnahmen	s [%]	Maßnahmen	s [%]	Maßnahmen
RQ 31	$0,0 \leq s \leq 3,8$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 1,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 0,8$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$3,9 \leq s \leq 4,0$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$1,8 \leq s \leq 2,4$	OPA, 1 Rinne, SchrV	$0,9 \leq s \leq 4,0$	-
			$2,5 \leq s \leq 4,0$	-		
RQ 36	$0,0 \leq s \leq 0,1$	OPA, 5 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 2,6$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 1,1$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$0,2 \leq s \leq 0,7$	OPA; 4 Rinnen, SchrV	$2,7 \leq s \leq 3,6$	OPA, 1 Rinne, SchrV	$1,2 \leq s \leq 4,0$	-
	$0,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$3,7 \leq s \leq 4,0$	-		
RQ 43,5	$0,0 \leq s \leq 0,9$	OPA, 5 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 2,5$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 1,6$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$1,0 \leq s \leq 4,0$	OPA, 4 Rinnen, SchrV	$2,6 \leq s \leq 3,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$1,7 \leq s \leq 4,0$	-
			$3,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 1 Rinne, SchrV		
5 FS	$0,0 \leq s \leq 0,8$	OPA, 6 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 3,5$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 2,2$	OPA, 1 Rinne, SchrV
	$0,9 \leq s \leq 3,6$	OPA, 5 Rinnen, SchrV	$3,6 \leq s \leq 4,0$	OPA, 2 Rinnen, SchrV	$2,3 \leq s \leq 4,0$	-
	$3,7 \leq s \leq 4,0$	OPA, 4 Rinnen, SchrV				
6 FS	$0,0 \leq s \leq 4,0$	OPA, 6 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 3,7$	OPA, 4 Rinnen, SchrV	$0,0 \leq s \leq 2,7$	OPA, 2 Rinnen, SchrV
			$3,8 \leq s \leq 4,0$	OPA, 3 Rinnen, SchrV	$2,8 \leq s \leq 3,1$	OPA, 1 Rinne, SchrV
				$3,2 \leq s \leq 4,0$	-	

Tab. 45: Mögliche Entwässerungsmaßnahmen für Fahrbahnen mit konstanter Längsneigung und rauer Texturtiefe in Abhängigkeit von der Längsneigung und der zulässigen Wasserfilmdicke

Da typische Asphalt- und Betondeckschichten eher Texturtiefen im rauen Bereich besitzen, werden die Maßnahmen anhand der Ergebnisse der rauen Texturtiefe empfohlen. Auch liegen diese Entwässerungslösungen gegenüber der feinen Texturvariante auf der sicheren Seite, weil sie den entwässerungstechnisch ungünstigeren Fall darstellen.

Insgesamt sind die Ergebnisse des vorliegenden Forschungsvorhabens für höhere Wasserfilmdicken ($WFD > 2,5 \text{ mm}$) näher an der Realität in Bezug auf das Unfallgeschehen und die gefahrenen Geschwindigkeiten. Insofern wird begründet vorgeschlagen, für die Dimensionierung bzw. Auswahl zusätzlicher Entwässerungslösungen eine kritische Wasserfilmdicke zwischen 2,5 mm und 3 mm zugrunde zu legen.

Für die Entwässerungsmaßnahmen nach RAA können jeweils folgende Empfehlungen bzw. Hinweise gegeben werden:

Längsneigung

- Wenn möglich, soll von vornherein eine ausreichend hohe Längsneigung $s \geq 1\%$ in Verwindungsbereichen eingebaut werden (sehr hohe Längsneigungen verursachen allerdings auch wieder hohe WFD).
- Dies kann jedoch nur beim Neubau erfolgen und beim grundhaften Um- und Ausbau nur dann, wenn die Streckengeometrie geändert wird.
- Durch eine deutliche Erhöhung der Längsneigung wird die Entwässerung in den meisten Fällen verbessert. In bestimmten Fällen kann jedoch eine größere Längsneigung eine gegenteilige Wirkung haben (z. B. bei sehr breiten Fahrbahnen).
- Bei sehr breiten Fahrbahnen mit einer Fahrbahnbreite ab 18 m (fünf oder sechs Fahrstreifen) kommt es im Verwindungsbereich mit $\max \Delta s = 0,9\%$ nach RAA und $L_V > 50 \text{ m}$ zu größeren Flächen mit höheren Wasserfilmdicken als bei kürzeren Verwindungsbereichen mit $L_V = 50 \text{ m}$ und $\Delta s > 0,9\%$. Die maximale Anrampungsneigung $\max \Delta s$ ist jedoch im Regelwerk vorrangig aus fahrdynamischen und aus bautechnischen Gründen festgelegt. Davon abweichende Empfehlungen wären zunächst in den Gremien der FGSV und in der Fachwelt zu diskutieren.

Negative Querneigung

- Bei ausreichend großen Radien ($R \geq 5.500 \text{ m}$) ist beim Neubau bzw. grundhaften Um- und Ausbau die negative Querneigung eine wirksame Maßnahme.
- Mit einer durchgängig zur Fahrbahnaußenseite gerichteten Querneigung von $q = 2,5\%$ können Verwindungen vollständig vermieden werden.
- Dadurch ist eine ausreichende Entwässerung der Fahrbahn gewährleistet.
- Es entstehen keine Mehrkosten.

Schrägverwindung

- Schrägverwindungen haben eine sehr gute Entwässerungswirkung, weil keine Bereiche mit Querneigungen unter $q < 2,5\%$ auftreten.
- Sie kommen derzeit nur für Asphaltbefestigungen in Frage. Schrägverwindungen in Beton sind in Deutschland nicht realisiert. Diese Bauweise ist zwar prinzipiell möglich, wird aber derzeit noch aufgrund der notwendigen Einbautechnologie als zu aufwendig eingeschätzt und daher nicht empfohlen.
- Schrägverwindungen haben eine hohe Dauerhaftigkeit von mindestens zehn Jahren und benötigen bei korrekter Herstellung keinen betrieblichen Mehraufwand.
- Nachteilig ist der aufwendige Einbau. Ein vollständig maschineller Einbau ist nicht möglich, so dass Flächen zurückbleiben, die von Hand eingebaut werden müssen.
- Die Querneigung soll zu beiden Seiten stets $q = 2,5\%$ betragen.
- Probleme wie offene Nähte (im Einbau „kalt an kalt“) oder ein Absacken der Fahrbahn müssen durch eine hohe Einbauqualität vermieden werden.
- Einige Bundesländer betreiben Schrägverwindungen mit einer Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit, um fahrdynamische Probleme auszuschließen. Aus Sicht des Unfallgeschehens scheint dies jedoch nicht notwendig.

- Für Betrieb und Instandhaltung ist kein gesonderter Aufwand notwendig.
- Die Schrägverwindung ist sowohl im Neubau also auch beim nachträglichen Einbau eine wirtschaftliche Variante.

Querkastenrinnen

- Querkastenrinnen sind für Asphalt- und Betonfahrbahnen geeignet.
- In Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der vorhandenen Längsneigung können mehrere Rinnen notwendig sein.
- Zur Qualitätssicherung des Einbaus hat das Land Brandenburg ein Merkblatt zum Einbau von Querkastenrinnen erstellt. Es wird vorgeschlagen die Inhalte in die RAA aufzunehmen. Ein Entwurf dafür ist in der Arbeit enthalten.
- Bei korrektem Einbau haben Querkastenrinnen eine Dauerhaftigkeit von mehr als zehn Jahren.
- Ein höherer betrieblicher Aufwand besteht darin, dass Querkastenrinnen vierteljährlich gereinigt werden müssen.
- Bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen ist der Einbau der Rinnen in Asphalt- und Betonbauweise bei Neubaumaßnahmen und im nachträglichen Einbau stets wirtschaftlich.

Offenporiger Asphalt

- Offenporige Asphalte werden vorrangig zur Lärmreduzierung genutzt. Da offenporige Asphalte aber sehr gute Entwässerungseigenschaften aufweisen, können diese auch in Verwindungsbereichen zur Verbesserung der Entwässerung eingebaut werden (z. B. in Nordrhein-Westfalen).
- Die Entwässerungsleistung sowie die Reduktion von Sprühhahnen sind bei offenporigen Asphalten sehr gut.
- Bei ungünstiger Streckengeometrie kann es durch aufstauendes Wasser zum Wasseraustritt auf die Fahrbahnoberfläche kommen (z. B. in Wannen).

- Der Selbstreinigungseffekt durch den fließenden Verkehr macht bislang keine zusätzliche maschinelle Reinigung notwendig. Lediglich bei dem selten befahrenen Seitenstreifen kommt es zum Zusetzen der Poren. Ausgetauscht wird der OPA, wenn auch die Fahrstreifen zugesetzt sind.

- Im Winterdienst muss aufgrund des abweichenden Kälteverhaltens von offenporigen Asphalten mehr und häufiger mit Tausalz abgestreut werden.
- Die Haltbarkeit von OPA beträgt ca. zehn Jahre.
- In der Praxis wird er daher überwiegend als Lärmschutzmaßnahme eingesetzt.
- OPA ist trotz der hohen Kosten wirtschaftlich.

Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe

- Die Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit bei Nässe ist eine wirksame Maßnahme zur Beseitigung von Unfallhäufungsstellen in entwässerungsschwachen Bereichen.
- Als verkehrsrechtliche Maßnahme kommt sie nur in Frage, wenn keine andere technische Lösung möglich ist oder als kurzfristige und zeitlich begrenzte Maßnahme.

Grooving-Verfahren

- Zur Beseitigung von Unfallhäufungsstellen in entwässerungsschwachen Bereichen im Bestand kann auch das sogenannte Grooving-Verfahren zur Anwendung kommen.
- Durch das Fräsen von Längsrillen im Bereich von Fahrbahnverwindungen können hohe Wasserfilmdicken vermieden werden.
- Die Längsrillen in der Fahrbahn können kurzfristig und ohne Sperrung der Richtungsfahrbahn hergestellt werden.
- Das Verfahren ist vergleichsweise günstig und somit für den nachträglichen Einsatz eine wirtschaftliche Maßnahme.
- Die Haltbarkeit beträgt ca. sechs bis acht Jahre und ist damit vergleichsweise gering.

- Dieses Verfahren ist bisher nicht in den RAA enthalten.
- Es wird empfohlen, diese Verfahren als kurzfristig umsetzbare Maßnahme für den Bestand mit in die RAA zu übernehmen.
- Für den Neubau wird das Grooving-Verfahren nicht empfohlen, da durch das Fräsen ein Eingriff in die Fahrbahndecke erfolgt.

Darüber hinaus sind bei der Wahl einer Entwässerungsmaßnahme, unabhängig vom Nutzen-Kosten-Verhältnis, die vorhandenen geografischen Gegebenheiten zu beachten.

Fazit

Mit der vorliegenden Untersuchung konnte gezeigt werden, dass alle Entwässerungsmaßnahmen aus den RAA in der Praxis Anwendung finden. Bei der Wahl der jeweiligen Einzelmaßnahme gibt es jedoch regionale Unterschiede.

Insgesamt konnten die ausreichenden Entwässerungseigenschaften sowie die Wirtschaftlichkeit aller Maßnahmen nachgewiesen werden. Auch wurden Erfahrungen und Hinweise für den Einbau und den Betrieb gesammelt und maßnahmenfein dargestellt.

Die Ergebnisse des Projektes dienen als Diskussionsgrundlage im zuständigen Arbeitsausschuss 2.1 der FGSV für die mögliche Integration in die RAA bei deren Fortschreibung.

Literatur

- ASPHALT (2008)
Sonderdruck aus der Fachzeitschrift für Herstellen und Einbauen von Asphalt – asphalt 4/2008: April, 2008.
- BARK, A.; KUTSCHERA, R.; SCHMIDT, H.; OSTROWSKI, M.; HEUSCH, S. (2011)
Ermittlung des Aquaplaningrisikos auf Bundesfernstraßen unter Berücksichtigung des Klimawandels und den damit verbundenen Niederschlagsereignissen; Schlussbericht zum FE 89.240/2009 im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (unveröffentlicht); 2010.
- BALD, S.; WELLNER, F. u. a. (2005)
Optimierung der Zusammensetzung wasser-durchlässiger Asphaltbefestigungen; Darmstadt, 2005.
- BAST (2010)
Erfahrungen mit Reinigung und Reparatur von offenporigem Asphalt aus der Sicht des Straßenbetriebsdienstes; unveröffentlicher Bericht; Bergisch-Gladbach, 2010.
- BMV (1991)
Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Entwässerungseinrichtungen im Straßenbau - ZTV Ew-StB 91; Der Bundesminister für Verkehr; Bonn, 1991.
- DAME, J.; SULTEN, P.; ULLRICH, S. (1985)
Rillen in Fahrbahndecken zur Verbesserung des Kraftschlusses bei Nässe; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 455; Bundesministerium für Verkehr; Bonn-Bad Godesberg, 1985.
- DWD (1997)
Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland – KOSRTA, Teil 1 und 2, Selbstverlag des DWD, Offenbach, 1997)
- DWD (2005a)
KOSTRA-DWD-2000, Starkniederschlagshöhen für Deutschland (1951–2000), Grundlagenbericht, Offenbach 2005.
- DWD (2005b)
KOSTRA-DWD-2000, Starkniederschlagshöhen für Deutschland (1951–2000), Fortschreibungsbericht, Offenbach 2005.

- FGSV (1968)
Merkblatt über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln 1968.
- FGSV (1995)
Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Linienführung RAS-L; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 1995.
- FGSV (1997)
Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen EWS; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 1997.
- FGSV (1998)
Merkblatt für den Bau offenporiger Asphaltdeckschichten; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 1998.
- FGSV (2005)
Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil Entwässerung – RAS-Ew; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 2005.
- FGSV (2008)
Richtlinien für die Anlage von Autobahnen – RAA; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 2008.
- FGSV (2009)
Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Verkehrsflächen aus Beton
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 2009.
- FGSV (2012)
Merkblatt zur Örtlichen Unfalluntersuchung in Unfallkommissionen – M UKO;
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 2012.
- FGSV (2013)
Merkblatt für Asphaltdeckschichten aus Offenporigem Asphalt – M OPA; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 2013.
- FGSV (2014)
Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Entwässerungseinrichtungen im Straßenbau; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Köln, 2014.
- FSV (1997)
Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau RVS 03.03.23; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen; Wien, 1997.
- GRUPP, C. (2012)
Bautechniken für Schrägverwindungen; Bachelorarbeit an der Universität Stuttgart, Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau; Stuttgart, 2012.
- HABERL, J.; RENKEN, P.; DUMONT, A. (2008)
Nutzung offenporiger Asphaltdeckschichten (DACH II); Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1006; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 2008.
- HARTZ, B.; LÖHE, U. (2008)
Geschwindigkeit auf Autobahnen bei starkem Regen; Vortrag Aachener Straßenbau- und Verkehrstage; <http://www.setac.rwth-aachen.de/downloads/pdf/ASVT/Vortraege/Hartz.pdf> [08.09.2009].
- HARTZ, B.; WEBER, R. (2010)
Geschwindigkeit auf Autobahnen bei starkem Regen; Straße und Autobahn 2010, Heft 5, S. 317 -322; Kirschbaum Verlag; Bonn, 2010.
- HERMANN, S. R. (2008)
Simulationsmodell zum Wasserabfluss- und Aquaplaningverhalten auf Fahrbahnoberflächen; Dissertation; Veröffentlichungen aus dem Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Heft 39; Stuttgart, 2008.
- HÖCKER, H. J. (1971)
Die Oberflächenentwässerung von Fahrbahnen und Ihre Bedeutung für den Straßenentwurf; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 118; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1971.
- HOFER, D. (1989)
Entscheidungshilfen zur Beurteilung kritischer Bereiche der Straßenoberflächenentwässerung; Straße und Autobahn 1989, Heft 1, S. 24–29; Kirschbaum Verlag; Bonn, 1989.
- KALENDER, U. (1974)
Querneigung und Fahrsicherheit – Mögliche

- Einflüsse der negativen Querneigung; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 173; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1974.
- KALENDER, U. (1987)
Wechselwirkung Reifen/Fahrbahnoberfläche auf den Kraftschluss bei Nässe und hohen Fahrgeschwindigkeiten bei Verwendung verschiedener Reifentypen; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 498; Bundesministerium für Verkehr; Bonn-Bad Godesberg, 1987.
- KATTUSCH, M. (2002)
Bauliche Maßnahmen zur Vermeidung von Aquaplaningunfällen in Verwindungsbereichen breiter Richtungsfahrbahnen; Straße und Autobahn 2002, Heft 8, S. 438–441; Kirschbaum Verlag; Bonn, 2002.
- KHP – König und Heunisch Planungsgesellschaft (2012)
Muster-Baubeschreibung, Teil A: Einbau von Querrinnen in Betonfahrbahnen mit hoher Verkehrsbelastung; Berlin, 2012.
- KIRCHNER, M. (2013)
Mängelbericht: Keine HU-Plakette bei zu geringer Reifenprofiltiefe. Abgerufen am 26.07.2016 von: <http://automotivelounge.de/mangelbericht-keine-hu-plakette-bei-zu-geringer-reifenprofiltiefe/>.
- KLEIN, R.; LEHNERT, D.; HOLDERBAUM, A. (1978)
Modellversuche zum Abfluß von Niederschlagswasser auf Verwindungstrecken; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 250; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1978.
- KREBS, H. G.; LAMM, R.; BLUMHOFER, M.; (1976)
Beurteilung der Unfallsituation auf Verwindungstrecken im Bereich ungenügender Längsneigung und auf Strecken mit negativer Querneigung; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 366; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1982.
- LAMM, R.; TAUBMANN, A.; ZOELLNER, J. (1985)
Zusammenfassende Untersuchung zum Begriff der kritischen Wasserfilmdicke; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 436; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1985.
- LECKER, F. (2010)
Informationsmaterial über Schrägverwindungen in Beton; Graz, 2010.
- Landesamt für Umwelt – Bayern (2009)
Leitfaden für das Aufbringen zweischichtiger offenporiger Asphaltdeckschichten; Bayerisches Landesamt für Umwelt (Hrsg.); Augsburg, 2009.
- LFU Bayern (2009)
Leitfaden für das Aufbringen zweischichtiger offenporiger Asphaltdeckschichten; Bayerisches Landesamt für Umwelt; Augsburg, 2009. (Internetauftritt: <http://www.lfu.bayern.de/laerm/opa/projektbeschreibung/index.htm>)
- LIPPOLD, CH.; RESSEL, W.; LEHMANN, TH.; BENNER, A.; VETTERS, A. (2011)
Entwurfshinweise zum sicheren Ausbau sechsstreifiger Autobahnen; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1057; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 2011.
- LIPPOLD, CH.; RESSEL, W.; VETTERS, A.; KLÖTZL, S.; LEHMANN, TH. (2013)
Entwurfstechnische Möglichkeiten zur Vermeidung entwässerungsschwacher Zonen auf Richtungsfahrbahnen; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1094; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 2013.
- Otto Alte-Teigeler GmbH – OAT (2013)
Gespräch mit Vertretern der Otto Alte-Teigeler GmbH. Neustadt/Orla, 2013.
- PFLÜGER, D. (2012)
Modellierung und Implementierung von offenporigem Asphalt in ein Simulationstool zum Oberflächenwasserabfluss auf Straßen; Diplomarbeit, Universität Stuttgart; Stuttgart, 2012.
- REDZOCIV, V. (1995)
Experimentelle Ermittlung des Einflusses der negativen Querneigung auf die Kraftschlussbeanspruchung bei Fahrstreifenwechsel und Bremsvorgängen; Dissertation an der Uni-

- versität Fridericiana zu Karlsruhe; Karlsruhe, 1995.
- REED, J. R.; KIBLER, D. F.; HUEBNER, R. S. (1985)
Prediction of Hydroplaning Potential from Runoff Characteristics of Highway Pavements; U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; Washington, D.C., USA, 1985.
- REINHOLD, F. (1940)
Regenspende in Deutschland, Grundwerte für die Entwässerungstechnik, GE 1940, Archiv für die Wasserwirtschaft, Berlin 1940.
- RESSEL, W.; ALBER, S; EISENBACH, C. D.; DIRNBERGER, K.: (2012)
Teilprojekt „Polymer-Nanotechnologie zur Modifizierung der Poreninnenwandungen – Entwicklung von Materialien zur Herstellung von verbessertem Asphaltmischgut für offene porige Deck-schichten, in: Verbundprojekt „Leiser Straßenverkehr 2“, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft S 74, Bergisch Gladbach, 2012.
- RESSEL, W.; HERMANN, S. (2008)
Aquaplaning und Verkehrssicherheit in Verwindungsbereichen dreistreifiger Richtungsfahrbahnen. Berechnung der Wasserfilmdicke; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik , Heft 997 Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 2008.
- RIEDEL, A. (1985)
Theoretische Untersuchung des Fahrverhaltens von Personenkraftwagen auf Straßenverwindungen; Dissertation; Universität Karlsruhe, Fakultät Maschinenbau; Karlsruhe, 1985.
- SCHMERBECK, R. (2014)
Informationsgespräch über den Einsatz offener Asphalt, 2014.
- SCHNEIDER, J. (1982)
Unfallanalytische und fahrdynamische Beurteilung der negativen Querneigung; Veröffentlichungen des Instituts für Straßenbau und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe (TH), Heft 27; Karlsruhe, 1982.
- SCHULZE, K.-H. (1970)
Zur quantitativen Bewertung der Rauheit von Straßenoberflächen in Beziehung zum Reibungswiderstand bei Nässe; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 103; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1970.
- SCHULZE, K.-H.; DAMES, J.; LANGE, H. (1975)
Untersuchungen über die Verkehrssicherheit bei Nässe. Griffmessungen bei hohen Geschwindigkeiten; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 189; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Bonn, 1975.
- StVO 2013
Straßenverkehrsordnung (StVO) in der Fassung vom 01.04.2013; bereitgestellt vom Bundesministerium der Justiz; http://www.gesetze-im-internet.de/stvo_2013/ Zugriff: 05.09.2013
- TRAPP, K.-H. (2001)
Merkblatt Einbau von Querrinnen in Verwindungsbereichen breiter Richtungsfahrbahnen zur Vermeidung von Aquaplaningereignissen; im Auftrag des brandenburgischen Autobahnamt Stolpe; Aachen, 2001.
- TRAPP, K.-H. (2002)
Aquaplaning in Verwindungsbereichen breiter Richtungsfahrbahnen; Straße und Autobahn 2002, Heft 8, S. 433–437; Kirschbaum-Verlag; Bonn, 2002.
- VSS (1995)
Schweizer Norm 640 120 – Linienführung: Quergefälle in geraden und Kurven, Quergefälleänderung; Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute; Zürich, 1995.
- VWV-StVO 2009
Allgemeine Verwaltungsvorschrift zur Straßenverkehrsordnung (VwV-StVO) in der Fassung vom 01.09.2009; bereitgestellt vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; www.verwaltungsvorschriften-im-internet.de/bsvwv-bund_26012001_S3236420014.htm Zugriff: 05.09.2013
- WOLFF, A. (2013)
Simulation of Pavement Surface Runoff using the Depth-Averaged Shallow Water Equations; Dissertation am Institut für Straßen- und Verkehrswesen der Universität Stuttgart; Stuttgart, 2013.

Bilder

- Bild 1: 3-Zonen-Modell nach COUGH (HERMANN 2008)
- Bild 2: Mittlere Geschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Niederschlagsmenge (HARTZ/LÖHE 2008)
- Bild 3: Definition der Wasserfilmdicke in Bezug auf die Kugelhüllfläche als untere Begrenzungsfläche des Wassers (KALENDER 1974)
- Bild 4: Aquaplaninggeschwindigkeiten in Abhängigkeit von Oberflächenart und der Wasserfilmdicke
- Bild 5: Zusammenhang zwischen der Wasserfilmdicke und der Neigung s (RESSEL 2008)
- Bild 6: Zusammenhang zwischen der Wasserfilmdicke und der Fließweglänge (RESSEL 2008)
- Bild 7: Zusammenhang zwischen der Wasserfilmdicke und dem Zufluss (RESSEL 2008)
- Bild 8: Drehachsen bei Verwindungsstrecken (FGSV 2008)
- Bild 9: Verwindung und geteilte Verwindung nach RAA (FGSV 2008)
- Bild 10: Verwindung und geteilte Verwindung nach RVS 3.23 (FSV 1997)
- Bild 11: Lage der Drehachsen in Verwindungsbereichen bei zweibahnigen Straßen nach Schweizer Norm (VSS 1995)
- Bild 12: Gleichmäßige Quergefällsänderung nach Schweizer Norm (VSS 1995)
- Bild 13: Gestaffelte Quergefällsänderung nach Schweizer Norm (VSS 1995)
- Bild 14: Querneigungsübergang nach HDM (2001)
- Bild 15: Elemente des Querneigungsübergangs nach HDM (2001)
- Bild 16: Legende für Wasserfilmdicken und die Differenzen von Wasserfilmdicken (HERMANN 2008)
- Bild 17: Wasserfilmdickenverteilung bei variierender Länge der Verwindung (RESSEL 2008)
- Bild 18: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Querneigung (RESSEL 2008)
- Bild 19: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite (RESSEL 2008)
- Bild 20: Wasserfilmdicken einer Standardverwindung und einer geteilten Verwindung mit $\Delta s = 0,1 \times a$ und $\Delta s = 0,2 \times a$ (HERMANN 2008)
- Bild 21: Wasserfilmdickenverteilung in Abhängigkeit von der Anrampungsneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011 – unveröffentlicht)
- Bild 22: Anteil der Fahrurfälle in Verwindungsbereichen in Abhängigkeit vom Straßenzustand und der Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)
- Bild 23: Schrägverwindung RAA (FGSV 2008)
- Bild 24: Gratverwindung (Schrägverwindung) nach RVS 3.23 (FSV 1997)
- Bild 25: Gratverwindung (Schrägverwindung) im Profil nach RVS 3.23 (FSV 1997)
- Bild 26: Ausbildung der Schrägverwindung nach Schweizer Norm (VSS 1995)
- Bild 27: Prinzipskizze zur Wasserfilmdickenverteilung in Schrägverwindungen (KLEIN u. a. 1978)
- Bild 28: Wasserfilmdickenverteilung in einer Schrägverwindung bei $s = 0,0\%$, $s = 3,0\%$ und $s = 6,0\%$ (von oben nach unten) nach HIERSCHE u. a. 1988
- Bild 29: Wasserfilmdicken einer Standardverwindung im Vergleich zu einer Schrägverwindung (HERMANN 2008)
- Bild 30: Vergleich der UR und UKR von Schräg- und Standardverwindung (UT 1, 6, 7 und UT 1, 6, 7 bei Nässe) (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)
- Bild 31: Schrägverwindung in Betonbauweise (LECKER 2010)

- Bild 32: Wasserfilmdicken und Differenzen der Wasserfilmdicken für die negative Querneigung (Vergleich Standardverwindung – Negative Querneigung) (HERMANN 2008)
- Bild 33: Elemente für den Vergleich der Unfallkenngrößen von Kurven mit negativer Querneigung und Standardverwindungen
- Bild 34: Unfallraten und Unfallkostenraten der Unfälle bei Nässe für zwei aufeinanderfolgende Kurven in Abhängigkeit der entwurfstechnischen Lösung zur Straßenflächenentwässerung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)
- Bild 35: Lichte innere Höhe und Weite einer Kastenrinne (FGSV 2005)
- Bild 36: Abnahme der Wasserfilmdicken durch die Anordnung einer, zwei und drei Querkastenrinnen im Verwindungsbereich (HERMANN 2008)
- Bild 37: Simulationen mit PLANUS zur Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Rinnenanzahl (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)
- Bild 38: Prinzipskizze zur Wasserfilmdickenverteilung in Standardverwindungen (KLEIN u. a. 1978)
- Bild 39: Wasserfilmdickenverteilung in einer Standardverwindung bei $s = 0,0\%$, $s = 3,0\%$ und $s = 6,0\%$ (von oben nach unten) nach HIERSCHKE u. a. 1988
- Bild 40: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Längsneigung (RESSEL 2008)
- Bild 41: Abnahme der Wasserfilmdicken durch Anhebung der Längsneigung ($s = -1,0\%$, $s = -2,8\%$, $s = -4,6\%$) (HERMANN 2008)
- Bild 42: Absolute Häufigkeitsverteilung der Längsneigung in Verwindungsbereichen (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)
- Bild 43: Durchschnittliche UR und UKR in Abhängigkeit von der Längsneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011)
- Bild 44: Wasserfilmdicken in Abhängigkeit von der Längsneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2011 – unveröffentlicht)
- Bild 45: OPA mit seitlichem freien Abfluss (FGSV 2013)
- Bild 46: ZWOPA mit seitlichem freien Abfluss (FGSV 2013)
- Bild 47: OPA mit einem seitlichen Abfluss mit einer Kastenrinne (FGSV 2013)
- Bild 48: ZWOPA mit einem seitlichen Abfluss mit einer Kastenrinne (FGSV 2013)
- Bild 49: Verbesserung des Abflusses durch Querausleitung (FGSV 2013)
- Bild 50: Gefahrenzeichen 114 und Zusatzzeichen „bei Nässe“ nach StVO (StVO/STVO-VwV 2010)
- Bild 51: Grooving (links: Welle zum Rillenschneiden, rechts: Fläche mit geschnittenen Rillen) (FGSV 2009)
- Bild 52: Untersuchungsablauf
- Bild 53: Streuung von Starkniederschlagshöhen ($r_{15,1}$) in Deutschland (Auswertung aus der Software KOSTRA-DWD-2000)
- Bild 54: Darstellung der Wasserfilmdicken im Verwindungsbereich
- Bild 55: Berechnung des Barwertes der Kosten über den Bewertungszeitraum von 30 Jahren
- Bild 56: Farbliche Darstellung der bezogenen Wasserfilmdicken in den folgenden Abbildungen und im Anhang
- Bild 57: Auswirkung von zunehmenden Fahrbahnbreiten auf die entstehenden Wasserfilmdicken: Vergleich 2_StV_2FS_0 (oben) und 2_StV_6FS_0 (unten)
- Bild 58: Beispiel für die notwendige Anzahl der Rinnen in Abhängigkeit von der Einhaltung von $\max \Delta s$: Vergleich 2_StV_6FS_1_Rinne_WFD_3 (oben) und 2_StV_6FS_1_Rinne_WFD_3_detasmax (unten)

- Bild 59: Vergleich von Standardverwindung, Schrägverwindung und negativer Querneigung bei sechs Fahrstreifen, $s = 0\%$ und „rauer“ Texturvariante 2
- Bild 60: Flächenanteil im Bereich der Verwindung mit Wasserfilmdicken von > 2 mm für eine Längsneigung $s = 0\%$ und „rauer“ Texturvariante 2
- Bild 61: Flächenanteil im Bereich der Verwindung mit Wasserfilmdicken von > 2 mm für eine Längsneigung $s = 1\%$ und „rauer“ Texturvariante 2
- Bild 62: Flächenanteil mit Wasserfilmdicken von > 2 mm im Bereich der Verwindung für Standardverwindungen und „rauer“ Texturvariante 2 (gestrichelt) bzw. „feiner“ Texturvariante 1 (durchgezogen)
- Bild 63: Beispiel der Erhöhung der Längsneigung von 0% auf 1% bei 4 Fahrstreifen: Vergleich 2_StV_4FS_0 (oben) und 2_StV_4FS_1 (unten)
- Bild 64: Beispiel der Erhöhung der Längsneigung von 0% auf 4% bei 6 Fahrstreifen: Vergleich 2_StV_6FS_0 (oben) und 2_StV_6FS_4 (unten)
- Bild 65: Flächenanteil mit Wasserfilmdicken von > 2 mm für Schrägverwindungen und „rauer“ Texturvariante 2
- Bild 66: Vergleich der negativen Querneigung mit 0% und 4% Längsneigung bei 6 Fahrstreifen bei „rauer“ Texturvariante 2: Vergleich 2_Negq_6FS_0 (oben) und 2_Negq_6FS_4 (unten)
- Bild 67: Vergleich der negativen Querneigung mit 0% und 4% Längsneigung bei 2 Fahrstreifen bei „feiner“ Texturvariante 1: Vergleich 1_Negq_2FS_RQ31_0 (oben) und 1_Negq_2FS_RQ31_4 (unten)
- Bild 68: Beispiel der Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 2$ mm bei einer Längsneigung von 0% und 4 Fahrstreifen bei „rauer“ Texturvariante 2; oben: ohne Rinnen, unten: mit Rinnen
- Bild 69: Beispiel der Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 2$ mm bei einer Längsneigung von 1% und 4 Fahrstreifen bei „feiner“ Texturvariante 1; oben: ohne Rinnen, unten: mit Rinnen
- Bild 70: Einfluss der Regenintensität auf die Wasserfilmdicke (Variante StV_6FS_0); oben: $I = 0,567$ mm/min, mitte: $I = 0,72$ mm/min (Vergleichsfall); unten: $I = 0,933$ mm/min
- Bild 71: Einfluss der Regenintensität auf die Wasserfilmdicke für eine bestimmte Rinnenkonfiguration (Variante 2 StV_6FS_0_Rinne); oben: $I = 0,567$ mm/min, mitte: $I = 0,72$ mm/min (Vergleichsfall); unten: $I = 0,933$ mm/min
- Bild 72: Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke und Aquaplaninggeschwindigkeit (S-Kurven-Modell nach HERMANN 2008)
- Bild 73: Zusammenhang zwischen Wasserfilmdicke und Aquaplaninggeschwindigkeit (Modell nach REED u. a. 1985)
- Bild 74: Beispiel von gemessenen Geschwindigkeiten bei Regen nach HARTZ/WEBER (2010)
- Bild 75: Einbau der Schrägverwindung durch Fahren des Fertigers parallel zum Grat - Variante 2 (Bsp. BAB A5 bei Bühl)
- Bild 76: Einbau einer Querkastenrinne im Verwindungsbereich von Betonfahrbahnen (KHP 2012)
- Bild 77: Trog mit Bewehrung für Herstellung einer Querkastenrinne in Betonbauweise
- Bild 78: Querkastenrinne in Beton
- Bild 79: Querkastenrinne in Asphalt
- Bild 80: Einbau einer Querkastenrinne in den Verwindungsbereich von Asphaltfahrbahnen (TRAPP 2001)
- Bild 81: Dauerhaftigkeit von OPA (SCHMERBECK 2014)
- Bild 82: Grooving auf einem Flughafen (oben) und Welle zur Herstellung der Rinnen (unten) (OAT 2013)

Tabellen

Tab. 1:	Kritische Wasserfilmdicken in Abhängigkeit der Geschwindigkeit bei einer Reifenprofiltiefe von $t = 3,5$ mm (HÖCKER 1971)	PLANUS (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)	
Tab. 2:	Bemessungs-Regenereignisse für die Modellrechnungen mit PLANUS (HERMANN 2008)	Tab. 16:	Aquaplaninggeschwindigkeiten in Kurven mit negativer Querneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)
Tab. 3:	Grenzwerte der Anrampungsneigung (FGSV 1995, FGSV 2008)	Tab. 17:	Vorgeschlagene Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Radius auf Straßen der EKA 1 (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)
Tab. 4:	Minimale und maximale Anrampungsneigung nach dem niederländischen Regelwerk (CROW 2002)	Tab. 18:	Wasserfilmdicken in Verwindungen bei unterschiedlichen Längsneigungen (HOFER 1989)
Tab. 5:	Mindestlänge der Schrägverwindung nach Schweizer Norm (VSS 1995)	Tab. 19:	Änderung der Grenzgeschwindigkeit und der Fließwege in Abhängigkeit von der Längsneigung (TRAPP 2002)
Tab. 6:	Wasserfilmdicken in Schrägverwindungen bei unterschiedlichen Längsneigungen (HOFER 1989)	Tab. 20:	Verwindungslängen der untersuchten Schrägverwindungsvarianten in Abhängigkeit von der Breite der befestigten Fläche
Tab. 7:	Untersuchte Fälle für Schrägverwindungen (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)	Tab. 21:	Entwässerungstechnische Maßnahmen für die Berechnung der Wirtschaftlichkeit
Tab. 8:	Empfohlene Längen für Schrägverwindungen in Abhängigkeit von der EKA (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)	Tab. 22:	Benötigte (Mindest-)Rinnenanzahl und Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 2$ mm
Tab. 9:	Mindestradien bei Kurven mit negativer Querneigung nach RAS-L (FGSV 1995)	Tab. 23:	Benötigte (Mindest-)Rinnenanzahl und Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 2,5$ mm
Tab. 10:	Mindestradien für die Anlage einer negativen Querneigung nach RAA (FGSV 2008)	Tab. 24:	Benötigte (Mindest-)Rinnenanzahl und Rinnenanordnung für $WFD_{krit} = 3$ mm
Tab. 11:	Minimale Radien bei Kurven mit negativer Querneigung (CROW 2002)	Tab. 25:	Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Texturtiefe für eine kritische Wasserfilmdicke von 2 mm
Tab. 12:	Maximal zulässige negative Querneigung in Abhängigkeit von dem Radius und der V85 bei Nässe (KREBS u. a. 1976)	Tab. 26:	Vorhandene Reifenprofiltiefen bei Pkw (VUFO GMBH 2013)
Tab. 13:	Mindestradien für Kurven mit negativer Querneigung nach REDZOVIC 1995	Tab. 27:	Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Texturtiefe für eine kritische Wasserfilmdicke von 3 mm
Tab. 14:	Untersuchte Fälle der negativen Querneigung (LIPPOLD/RESSEL u. a. 2013)	Tab. 28:	Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter Längsneigung in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der Texturtiefe für eine kritische Wasserfilmdicke von 2,5 mm
Tab. 15:	Wasserfilmdickenverteilung für Kurven mit negativer Querneigung mithilfe von	Tab. 29:	Notwendigkeit einer Maßnahme auf Abschnitten mit konstanter

	Längsneigung und rauer Texturtiefe in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite und der zulässigen Wasserfilmdicke	dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)
Tab. 30:	Einbaudaten der Schrägverwindungen	Tab. 44: Mögliche Entwässerungsmaßnahmen für Fahrbahnen mit konstanter Längsneigung und rauer Texturtiefe in Abhängigkeit von der Längsneigung und der zulässigen Wasserfilmdicke
Tab. 31:	Zusammenfassung der Kosten, der Dauerhaftigkeit und der Vor- und Nachteile der einzelnen Maßnahmen	Tabelle A: Entwässerungstechnische Maßnahmen in Abhängigkeit von der Streckengeometrie ($WFD_{krit} = 2,5 \text{ mm}$)
Tab. 32:	Anzahl der Unfälle des Unfalltyps 1 bei Nässe je Unfallkategorie	Tab. 45: Mögliche Entwässerungsmaßnahmen für Fahrbahnen mit konstanter Längsneigung und rauer Texturtiefe in Abhängigkeit von der Längsneigung und der zulässigen Wasserfilmdicke
Tab. 33:	Berechnung des Nutzens anhand der Unfallkosten bei Nässe pro Verwindung für einen Zeitraum von 30 Jahren	
Tab. 34:	Zusätzliche Kosten der Maßnahmen im Neubau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen	
Tab. 35:	Kosten der Maßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen	
Tab. 36:	Berechnung der Fläche für Schrägverwindungen und für das Fräsen von Rillen (Grooving)	
Tab. 37:	Berechnung der Kosten im nachträglichen Einbau von Schrägverwindungen und dem Fräsen von Rillen (Grooving)	
Tab. 38:	Kosten der Maßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen	
Tab. 39:	Abgeschätzte Kosten für die Reinigung von Querkastentrassen	
Tab. 40:	Barwert der Kosten für die Maßnahmen im Neubau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)	
Tab. 41:	Nutzen-Kosten-Verhältnisse der einzelnen Entwässerungsmaßnahmen im Neubau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)	
Tab. 42:	Barwert der Kosten für die Maßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (RQ 31 und RQ 36)	
Tab. 43:	Nutzen-Kosten-Verhältnisse der einzelnen Entwässerungsmaßnahmen im nachträglichen Einbau bei zwei- und	

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Verkehrstechnik“

2015

V 266: Verfahren zur Bewertung der Verkehrs- und Angebotsqualität von Hauptverkehrsstraßen

Baier, Hartkopf € 14,50

V 267: Analyse der Einflüsse von zusätzlichen Textanzeigen im Bereich von Streckenbeeinflussungsanlagen

Hartz, Saighani, Eng, Deml, Barby

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 268: Motorradunfälle – Einflussfaktoren der Verkehrsinfrastruktur

Hegewald, Fürneisen, Tautz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

V 275: Modellversuch für ein effizientes Störfallmanagement auf Bundesautobahnen

Grahl, Skottke

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 276: Psychologische Wirkung von Arbeitsstellen auf die Verkehrsteilnehmer

Petzoldt, Mair, Krems, Roßner, Bullinger € 30,50

V 277: Verkehrssicherheit in Einfahrten auf Autobahnen

Kathmann, Roggendorf, Scotti

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 278: Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2014

Fitschen, Nordmann € 30,50

V 279: HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen

Geistefeldt, Giuliani, Busch, Schendzielorz, Haug,

Vortisch, Leyn, Trapp € 23,00

2017

V 280: Demografischer Wandel im Straßenbetriebsdienst – Analyse der möglichen Auswirkungen und Entwicklung von Lösungsstrategien

Pollack, Schulz-Ruckriegel € 15,50

V 281: Entwicklung von Maßnahmen gegen Unfallhäufungsstellen – Weiterentwicklung der Verfahren

Maier, Berger, Kollmus € 17,50

V 282: Aktualisierung des Überholmodells auf Landstraßen

Lippold, Vettors, Steinert € 19,50

V 283: Bewertungsmodelle für die Verkehrssicherheit von Autobahnen und von Landstraßenknotenpunkten

Bark, Krähling, Kutschera, Baier, Baier, Klemps-Kohnen, Schuckließ, Maier, Berger € 19,50

V 284: Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

Geistefeldt, Sievers

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 285: Praxisgerechte Anforderungen an Tausalz

Kamptner, Thümmeler, Ohmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 286: Telematisch gesteuertes Kompaktparken – Grundlagen und Entwicklung

Kleine, Lehmann € 16,50

V 287: Werkzeuge zur Durchführung des Bestandsaudits und einer erweiterten Streckenkontrolle

Bark, Kutschera, Resnikow, Follmann, Biederbick € 21,50

V 288: Überholungen von Lang-Lkw - Auswirkungen auf die Verkehrssicherheit und den Verkehrsablauf

Roos, Zimmermann, Köhler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 289: Verkehrsqualität an verkehrsabhängig gesteuerten und koordinierten Lichtsignalanlagen

Geistefeldt, Giuliani, Vieten, Dias Pais € 20,00

V 290: Fahrleistungserhebung 2014 – Inländerfahrleistung

Bäumer, Hautzinger, Pfeiffer, Stock, Lenz, Kuhnimhof, Köhler € 19,00

V 291: Fahrleistungserhebung 2014 – Inlandsfahrleistung und Unfallrisiko

Bäumer, Hautzinger, Pfeiffer, Stock, Lenz, Kuhnimhof, Köhler € 18,50

V 292: Verkehrsnachfragewirkungen von Lang-Lkw

Burg, Schrempp, Röhring, Klaas-Wissing, Schreiner

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 293: Ermittlung der geeigneten Verkehrsnachfrage als Bemessungsgrundlage von Straßen

Geistefeldt, Hohmann, Estel
Unterauftragnehmer: Manz € 17,50

V 294: Wirtschaftlichkeitsbewertung besonderer Parkverfahren zur Lkw-Parkkapazitätserhöhung an BAB

Maibach, Tacke, Kießig € 15,50

V 295: Konzentrationen und Frachten organischer Schadstoffe im Straßenabfluss

Grotehusmann, Lambert, Fuchs, Graf € 16,50

V 296: Parken auf Rastanlagen mit Fahrzeugen und Fahrzeugkombinationen mit Übergröße

Lippold, Schemmel, Kathmann, Schroeder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 297: Sicherheitstechnische Überprüfung von Elementen plangleicher Knotenpunkte an Landstraßen

Zimmermann, Beeh, Schulz, Roos

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 298: Verfahren zur Zusammenführung von Informationen unterschiedlicher Netzanalysesysteme

Balck, Schüller, Balmberger, Rossol

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 299: Einfluss von Fehlern auf die Qualität von Streckeneinflussungsanlagen

Schwietering, Neumann, Volkenhoff, Fazekas, Jakobs, Oeser

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

V 300: Untersuchungen zur Optimierung von Schadstoffrückhalt und Standfestigkeit von Banketten

Werkenthin, Kluge, Wessolek

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 301: Sicherheitsbewertung von Arbeitsstellen mit Gegenverkehrstrennung

Kemper, Sümmermann, Baier, Klemps-Kohnen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 302: Entwicklung einer Fahrstreifenreduktionsbeeinflussungsanlage für Baustellen auf BAB

Heinrich, Maier, Papageorgiou, Papamichail, Schober, Stamatakis

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 303: Psychologische Wirkungen von Arbeitsstellenlängen, -staffelung und -gestaltung auf die Verkehrsteilnehmer

Scotti, Kemper, Oeser, Haberstroh, Welter,

Jeschke, Skottke € 19,50

V 304: Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2015

Fitschen, Nordmann € 31,00

Die Ergebnisdateien können als kostenpflichtiger Download unter: www.schuenemann-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,00

V 305: Pilotversuche zur Behandlung der Abwässer von PWC-Anlagen

Hartmann, Londong € 16,00

V 306: Anpassung des bestehenden Straßennetzes an das Entwurfskonzept der standardisierten Straßen – Pilotprojekt zur Anwendung des M EKLBest

Lippold, Wittig

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 307: Evaluation des Sicherheitsaudits von Straßen in der Planung

Baier, Baier, Klemps-Kohnen, Bark, Beaulieu, Theis € 17,50

V 308: Überarbeitung und Aktualisierung des Merkblattes für die Ausstattung von Verkehrsrechner- und Unterzentralen (MARZ 1999)

Gerstenberger, Hösch, Listl, Schwietering

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 309: Photokatalytische Oberflächen zur Minderung von Stickoxidbelastungen an Straßen – TiO₂-Pilotstudie Lärmschutzwand

Baum, Lipke, Löffler, Metzger, Sauer € 16,50

V 310: Umweltfreundlicher Straßenbelag – photokatalytischer Stickstoffdioxidabbau unter Nutzung der Nanotechnologie

Wang, Oeser, Steinauer

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 311: Feldversuch mit Lang-Lkw

Irzik, Kranz, Bühne, Glaeser, Limbeck, Gail, Bartolomaeus, Wolf, Sistenich, Kaundinya, Jungfeld, Ellmers, Kübler, Holte, Kaschner

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 312: Sicherheitswirkung, Dauerhaftigkeit und Lärmemission von eingefrästen Rüttelstreifen

Hegewald, Vesper, Irzik, Krautscheid, Sander, Lorenzen, Löffler, Ripke, Bommert

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2019

V 313: Tausalzverdünnung und -rückhalt bei verschiedenen Entwässerungsmethoden – Modellberechnungen

Braun, Klute, Reuter, Rubbert € 18,50

V 314: Übergreifende verkehrstechnische Bewertung von Autobahnstrecken und -knotenpunkten

Hartmann, Vortisch, Vieten, Chatzipanagiotidou,

Haug, Spangler € 18,50

V 315: Telematisch gesteuertes Kompaktparken für das Lkw-Parkraummanagement auf Rastanlagen an BAB – Anforderungen und Praxiserprobung

Kappich, Westermann, Holst € 15,50

V 316: Akustische Wirksamkeit alter Lärmschutzwände

Lindner, Hartmann, Schulze, Hübelt € 18,50

V 317: Wahrnehmungspsychologische Aspekte (Human Factors) und deren Einfluss auf die Gestaltung von Landstraßen

Schlag, Anke, Lippold, Wittig, Walther

V 318: Unfallkommissionsarbeit – Unterstützung durch einen webbasierten Maßnahmenkatalog zur Beseitigung von Unfallhäufungen

Wolf, Berger, Bärwolff in Vorbereitung

V 319: Vermeidung von abflussschwachen Zonen in Verwindungsbereichen – Vergleich und Bewertung von baulichen Lösungen

Lippold, Veters, Ressel, Alber

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG

Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen

Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.