

Universität der Bundeswehr München

Institut für **Werkstoffe**
des Bauwesens

Bauchemie und Werkstoffe des Bauwesens

Dauerhaftigkeit von Beton

Univ.-Prof. Dr.-Ing. K.-Ch. Thienel

Frühjahrstrimester 2020

Inhaltsverzeichnis

	1
1 Allgemeines	4
2 Transportvorgänge im Beton	7
2.1 Wasseraufnahme und -abgabe von Beton	11
2.1.1 Vorgänge	11
2.2 Verschmutzung von Betonoberflächen	12
3 Systematik lastunabhängiger Angriffe auf Beton	14
4 Lösender Angriff	16
4.1 Allgemeines zum lösenden Angriff	16
4.2 Betonangriff durch starke und schwache Säuren – Grundlagen	17
4.2.1 Allgemeines	17
4.2.2 Organische Säuren	18
4.2.3 Schwefelwasserstoff	18
4.2.4 Kohlensäure	19
4.3 Lösender Angriff durch austauschfähige Salze	20
4.4 Lösender Angriff durch basische Flüssigkeiten	22
5 Treibender Angriff auf Beton – Kristallisation	23
5.1 Allgemeines	23
5.2 Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)	27
5.3 Frostangriff auf Beton	28
5.3.1 Vorgänge bei der Frosteinwirkung	28
5.3.2 Frostwiderstand	30
5.3.3 Wirkung künstlicher Luftporen	31
5.3.4 Einfluss von Taumitteln	33
6 Mechanische Abrasion von Beton	36
7 Bewehrungskorrosion	37

7.1	Grundlagen	37
7.2	Carbonatisierung des Betons	38
7.3	Eindringen von Chloriden in Beton	42
7.4	Korrosionsprozess	44
7.4.1	Mechanismen	44
7.4.2	Makrokorrosionselementbildung	46
7.4.3	Maßgebende Einflussgrößen auf den Korrosionsschutz von Stahl in Beton	46
8	Literatur	49

Das vorliegende Skript basiert auf den Skripten „Dauerhaftigkeit poröser Baustoffe“ [1] und „Stahl und Korrosion“ [2] zur Grundvorlesung in Baustoffkunde von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. P. Schießl vom Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffkunde der Technischen Universität München. Für dessen freundliche Genehmigung möchte ich mich ausdrücklich bedanken.

In der vorliegenden Fassung wurde bei vielen Abbildungen die Originalquelle ergänzt. Diese Arbeit ist noch nicht vollständig abgeschlossen. Hinweise auf noch fehlende oder ggf. unzutreffende Quellenangaben werden gerne in der nächsten Version aufgenommen.

1 Allgemeines

Der Widerstand und die Unempfindlichkeit von Baustoffen, Querschnitten und Bauteilen eines Bauwerkes gegenüber Umwelteinflüssen hängen einerseits von der Art und Intensität des Angriffes und andererseits von den Eigenschaften des Betons ab. Unter Dauerhaftigkeit wird ein befriedigendes bzw. bedingungsgemäßes Verhalten hinsichtlich Sicherheit, Gebrauchsfähigkeit und Ästhetik während der angestrebten Nutzungsdauer verstanden (Bild 1). Auf welche Weise dieses angestrebte Verhalten eines Bauwerkes erreicht wird, hängt sowohl von der Bemessungsphilosophie als auch von Wirtschaftlichkeitsüberlegungen ab. In die Wirtschaftlichkeitsüberlegungen müssen neben den Herstellungskosten auch die Kosten für Wartung und Instandhaltung einbezogen werden.

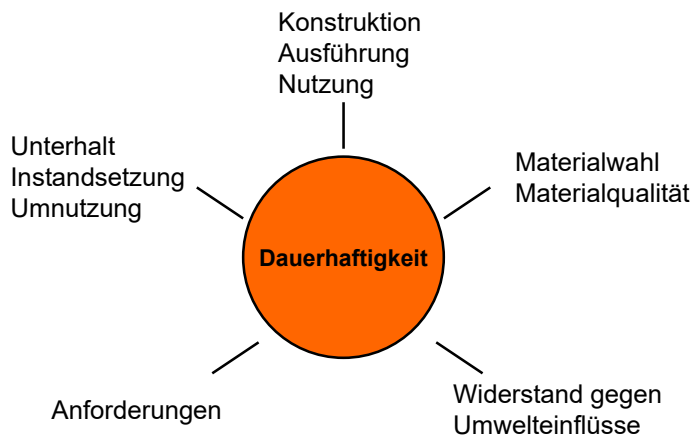


Bild 1: Dauerhaftigkeit von Beton [1]

Zementstein ist aus thermodynamischer Sicht ein instabiles System. Lange Zeit wurde diese Tatsache nicht beachtet oder war überhaupt nicht bekannt. In der Vergangenheit wurde bei der Erstellung von Bauwerken der Funktionsfähigkeit und den Herstellungskosten mehr Beachtung geschenkt als der Dauerhaftigkeit. Hierdurch traten zahlreiche Schäden an Betonbauten auf, die aber erst Jahre nach der Erstellung und nach Ablauf der Gewährleistungsfrist visuell feststellbar waren. Schäden an zementgebundenen Baustoffen können auf die Ursachen, die in Tabelle 1 angegeben sind, zurückgeführt werden:

Tabelle 1: Ursachen für Betonkorrosion

Ungeeignete Ausgangsstoffe bei der Zementherstellung (z. B. Kalktreiben durch erhöhten Freikalkgehalt des Zementes)
Unverträglichkeit der einzelnen Bestandteile (z. B. Alkalireaktion von bestimmten Gesteinskörnungen)
Einflüsse aus der Umgebung (z. B. sulfathaltiger Boden)
Einflüsse aus der Nutzung (z. B. Lebensmittelindustrie)
Konstruktionsfehler (z. B. fehlende Schutzschicht bei sehr starkem Angriff)
Ausführungsfehler (z. B. zu hoher Wasserzementwert)

Bei der Planung eines Bauwerks muss der Dauerhaftigkeitsaspekt gebührend berücksichtigt werden, um die Kosten für später notwendige Instandsetzungsmaßnahmen zu minimieren und die Gebrauchsfähigkeit langfristig sicherzustellen (Bild 2 und Bild 3).

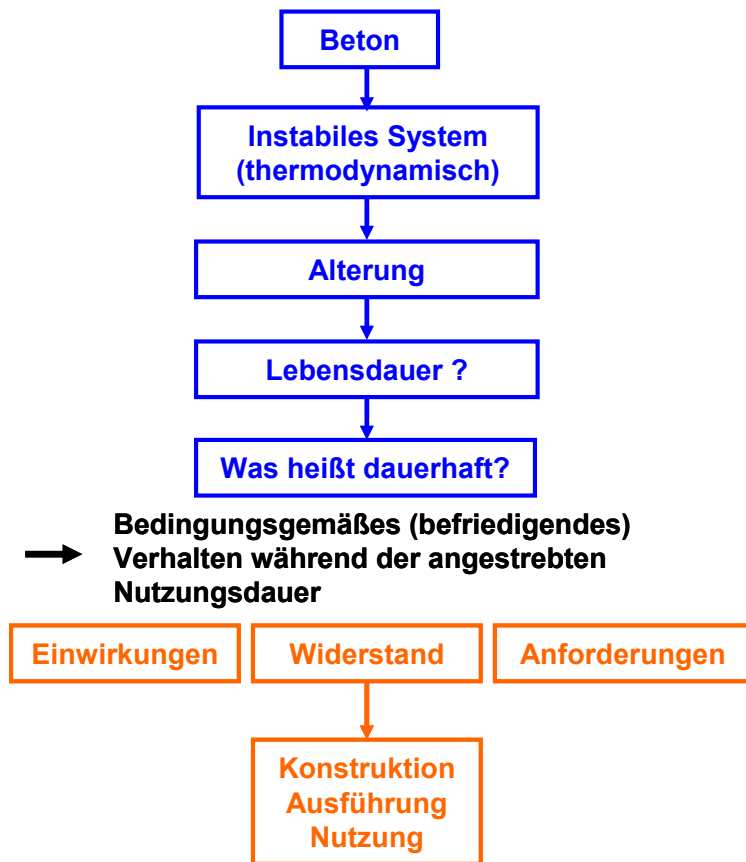
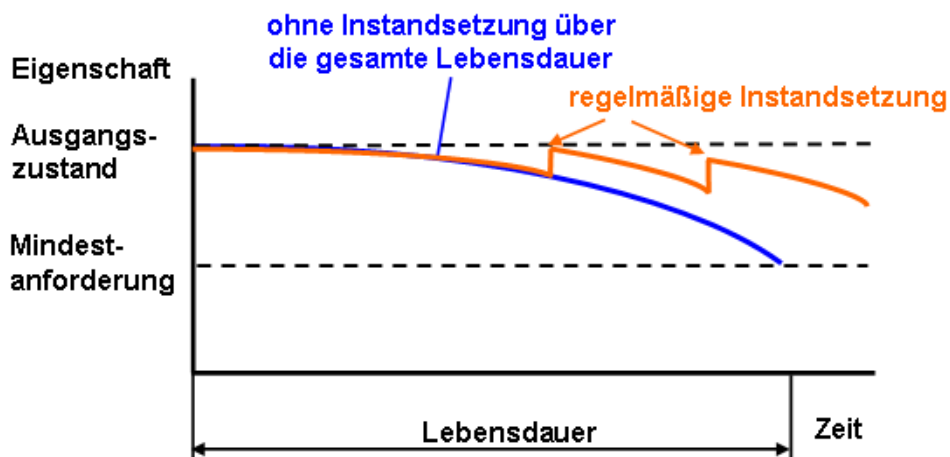


Bild 2: Randbedingungen für die Dauerhaftigkeit von Beton [1]



Eigenschaften

- Tragfähigkeit, Sicherheit
- Geometrie
- Bauphysik
- Ästhetik

Bild 3: Einfluss von Instandsetzungsmaßnahmen auf die Dauerhaftigkeit [1]

Beton erfüllt als Baustoff die generelle Forderung, preiswert herstellbar und kostengünstig im Unterhalt zu sein, ohne dass im Lauf der Zeit eine wesentliche Beeinträchtigung seiner Eigenschaften eintritt. Wenn trotzdem die Schäden an Beton- und Stahlbetonbauwerken eine erschreckende Größenordnung angenommen haben, so ist dies einmal darauf zurückzuführen, dass der Beständigkeit des Betons im Gegensatz zur Festigkeit zu wenig Beachtung geschenkt wurde und andererseits die schädigenden Umwelteinwirkungen in den letzten Jahrzehnten vielfältiger und intensiver geworden sind. Diese äußeren Einflüsse sind entweder übliche Umwelteinflüsse (Feuchte, Temperatur, Frost, Luft- und Wasserverschmutzung) oder stammen direkt aus dem Betrieb (chemischer Angriff, Einsatz von Tausalz, Verschleiß, radioaktive Strahlung, Feuer).

Konstruktionsmängel, z.B. fehlende Schutzschichten bei aggressiven Umwelteinwirkungen (Parkdecks) können zu sehr frühzeitigen Schäden führen. Unzureichende Beständigkeit ist erkennbar an Rissen, Abtragung oberflächennaher Betonschichten und Korrosion des Stahls bis zur Zerstörung des Bauwerks. Die Porosität spielt bei den in großem Umfang verwendeten mineralischen Baustoffen (Mauersteine, Mörtel und Beton) eine ganz entscheidende Rolle für die Dauerhaftigkeit dieser Materialien.

Eine gute Konstruktion beginnt bereits mit der Planung und der Vorlage eines beständigkeitsgerechten Entwurfs des Bauwerks, d. h. dem Abhalten von Niederschlägen und angreifenden Stoffen und Einflüssen. Sie geht weiter über die richtige Auswahl der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung, die sachgemäße Herstellung und Nachbehandlung bis - wenn notwendig - zum Schutz des Betons, der von der Imprägnierung bis zur mehr oder weniger dicken Beschichtung reichen kann. Bei der Planung kann am besten durch die Kenntnis der möglichen Schadensmechanismen auf die späteren Angriffe reagiert werden (Bild 4).

Geschädigte Bauteile und Bauwerke müssen repariert und instand gesetzt werden, ggf. müssen sie abgebrochen werden.

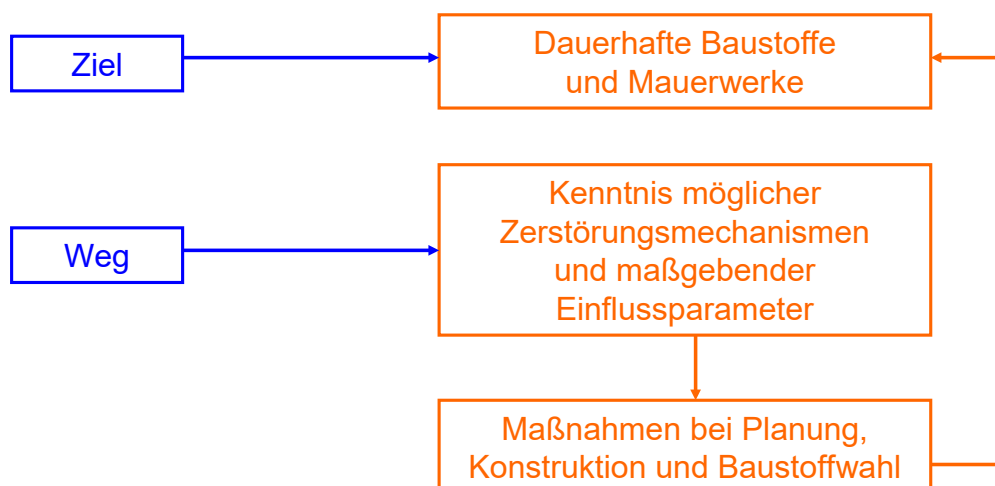


Bild 4: Dauerhaftigkeit [1]

2 Transportvorgänge im Beton

Praktisch alle wesentlichen Zerstörungsvorgänge im oder am Beton haben mit Transportvorgängen zu tun. Dabei spielt der Transport von Wasser eine entscheidende Rolle. Wasser ist aber nicht nur Transportmedium für schädliche Stoffe, es ist auch Reaktionspartner oder Reaktionsmedium bei praktisch allen schädigenden Vorgängen (Bild 5). Das hat zur Konsequenz, dass fast alle Schadensreaktionen verhindert werden können, wenn es gelingt, Wasser vom Beton fernzuhalten. Das gilt natürlich in gleicher Weise für alle anderen porösen Baustoffe, vom Mauerstein bis zum Holz.

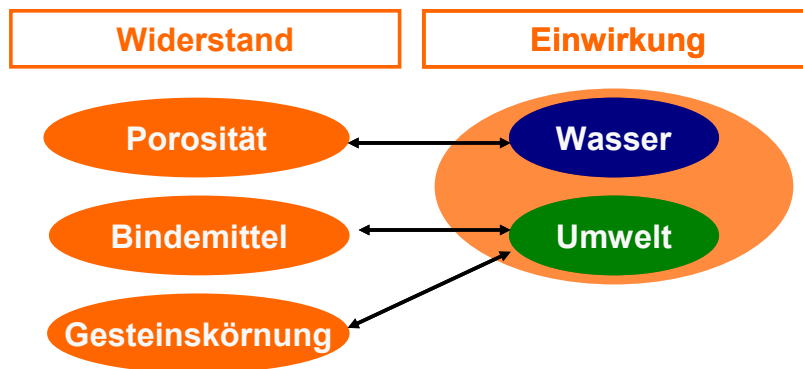


Bild 5: Dauerhaftigkeit poröser Baustoffe [1]

Die Transportvorgänge von Wasser und darin gelösten Schadstoffen in porösen Systemen wie Beton sind äußerst komplex (Bild 6). Ihr Verständnis ist aber Voraussetzung für das Verstehen von Schadensabläufen und insbesondere, um wirkungsvolle Gegenmaßnahmen ergreifen zu können. Die Wechselwirkungen von Wasser mit porösen Systemen und die maßgebenden Einflüsse auf Aufnahme, Transport und Abgabe von Wasser (Verdunstung) werden deshalb im Folgenden schematisch dargestellt.

Die treibenden Kräfte für Transport von Wasser in porösen Stoffen können unterschiedlich sein. Je nachdem, ob es sich um

- kapillares Saugen
- Eindringen unter Druck (Permeation)
- Diffusion

handelt, können sich die Transportgeschwindigkeiten und -mengen von Stoffen um Größenordnungen unterscheiden.

Weiterhin spielt der Aggregatzustand des transportierten Wassers (flüssig, dampfförmig) eine entscheidende Rolle.

Der Volumenanteil der Poren im Beton bzw. die Porengrößenverteilung und die Porenform sind von entscheidender Bedeutung für die Transportvorgänge. Die wichtigste Einflussgröße dabei ist die Porengrößenverteilung, wobei in Abhängigkeit des Transportvorganges (s. o.) die maßgebenden Porengrößenbereiche unterschiedlich sein können. Den entscheidenden Anteil am Transport von Wasser im Beton haben aber praktisch immer die untereinander verbundenen Kapillarporen. Bild 7 verdeutlicht, dass sich die Porenradien r im Beton über fast acht Größenordnungen (Zehnerpotenzen!) erstrecken.

BETON
= poröser Baustoff

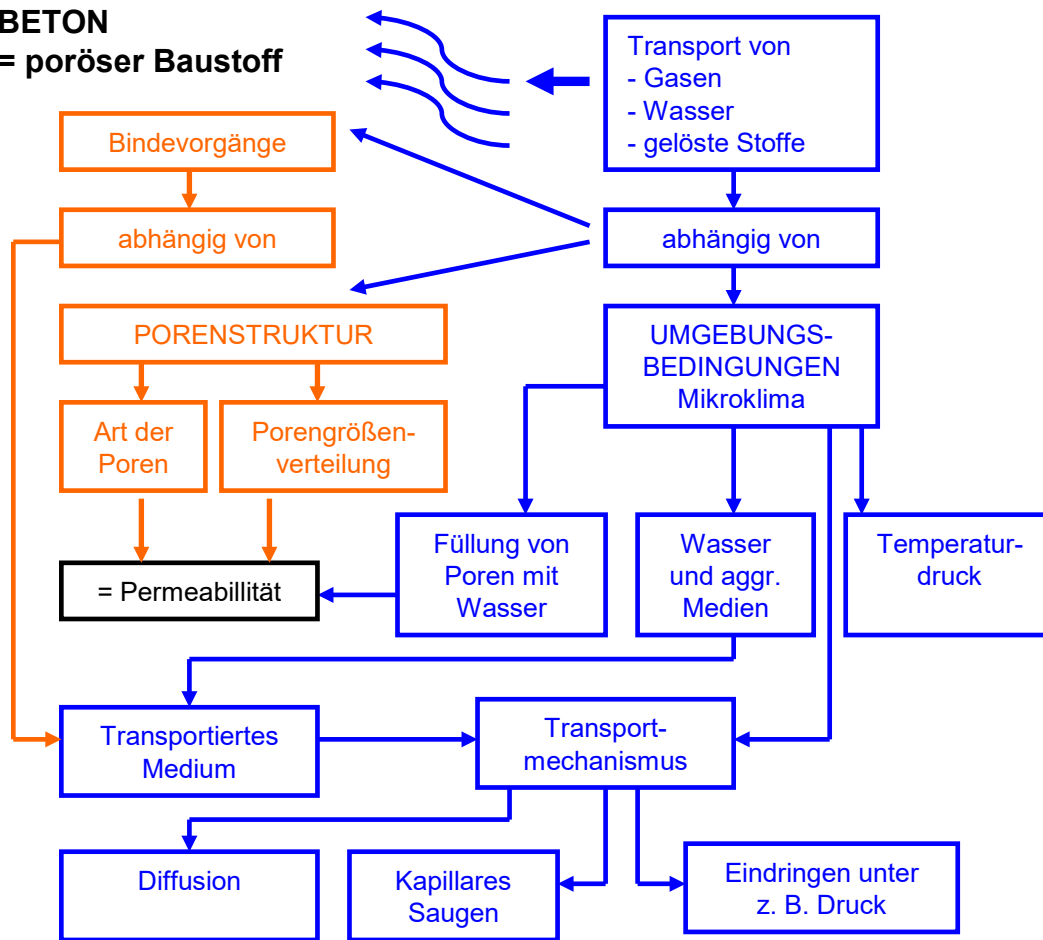


Bild 6: Transport – Phänomene im Beton [1]

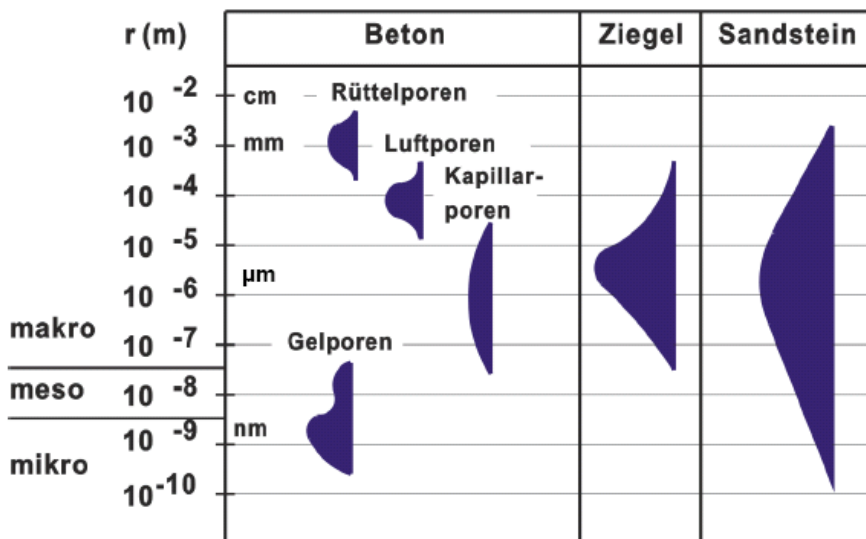
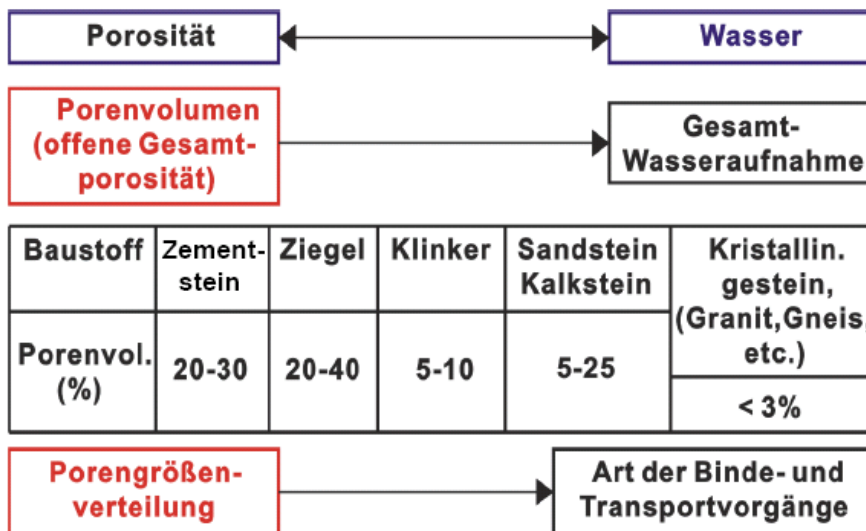


Bild 7: Porosität wichtiger anorganischer Baustoffe [1]

An Oberflächen von porösen, mineralischen Baustoffen, die mit Wasserdampf bzw. mit flüssigem Wasser in Kontakt stehen, werden Wassermoleküle adsorptiv gebunden (Bild 8). Treibende Kraft für die Adsorption ist die Absenkung der Oberflächen-/Grenzflächenenergie, die von energiereichen Molekülen mit freien Valenzen an den Ober-/Grenzflächen herrührt. Dadurch wird die Gesamtenergie des Systems minimiert. Der stoffspezifische Energieanteil, der auf die Oberflächeneinheit entfällt, wird als spezifische Oberflächenenergie bezeichnet. Die Dicke des adsorptiv angelagerten Wasserfilmes hängt neben der spezifischen Oberflächenenergie vom Feuchtigkeitsgehalt der Luft im Porenraum ab, die im Ausgleichszustand (erzielt durch längere Lagerung des Baustoffes unter gleichen Umgebungsbedingungen) die Luftfeuchtigkeit der Umgebung annimmt. Durch die Wasseradsorption können Poren mit sehr kleinen Durchmessern (Gelporen) bereits bei relativ niedrigen Luftfeuchtigkeiten völlig mit Wasser gefüllt sein (Porendurchmesser \sim < doppelte Wasserfilmdicke). Dieser Effekt wird als Kapillarkondensation bezeichnet. Die Kapillarkondensation beginnt bei Beton erst bei relativen Luftfeuchten von 40 % (bei 20 °C).

Die maßgebenden Transportvorgänge von Wasser in porösen Systemen werden von folgenden treibenden Kräften gesteuert (Bild 9):

- **Kapillares Saugen:** durch das Bestreben, Wasser an der Oberfläche anzulagern (spezifische Oberflächenenergie) kann Wasser auch gegen die Schwerkraft in poröse Systeme gesaugt werden. Die Steighöhe ergibt sich dabei aus dem Gleichgewicht der Adsorptionskräfte am oberen Meniskus der wassergefüllten Kapillare und dem Gewicht des Wassers in der Kapillare (Bild 10).
- **Permeation:** Wasserdruckunterschiede
- **Diffusion:** Konzentrationsunterschiede im Wassergehalt (Gefälle des Wasserdampfpartialdrucks p)
- **Osiose:** Salze sind hygroskopisch, sie nehmen aus der Umgebung Feuchtigkeit auf. Salzbelastete Baustoffe (z. B. Sulfate aus Umwelteinwirkungen) nehmen deshalb mehr Wasser auf als unbelastete. Bei Diffusionsbehinderung (semipermeable Stoffe) gelöster Salze führt das Verdünnungsbestreben des gelösten Salzes zum Wassertransport.

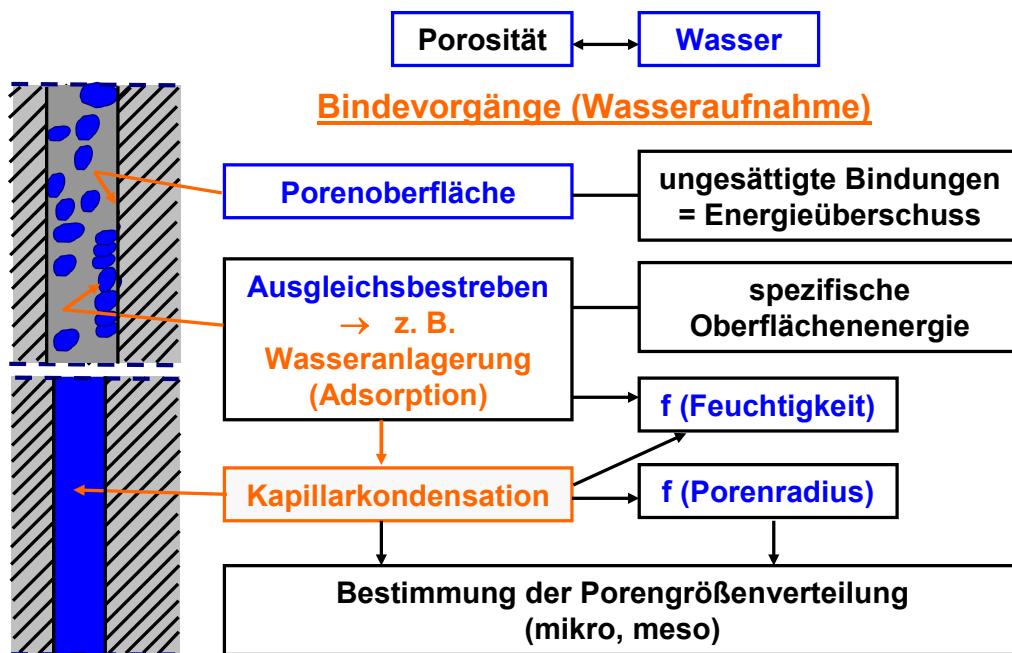


Bild 8: Bindung von Wasser in porösen Systemen [1]

<p>Diffusion = Konzentrationsausgleich</p> <p>Diffundierende Stoffe</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ionen gelöster Stoffe - Gasmoleküle - Flüssigkeiten <p>$C_1 > C_2$</p> $Q = D \cdot A \cdot \frac{C_1 - C_2}{x} \cdot t$ <p> Q = Durchflussmenge [kg] D = Diffusionskoeffizient [$\frac{m^2}{s}$] A = Querschnittsfläche [m^2] C = Konzentration [$\frac{kg}{m^3}$] x = Transportstrecke [m] t = Zeit [s] </p>	<p>Salzabhängige Wasseraufnahme</p> <p>Hygroskopische Wasseraufnahme</p> <p>f (Salzgehalt)</p> <p>Verdünnungsbestreben + behinderte Ionen-diffusion -> Osmose</p>	<p>Steighöhe von Wasser</p> $h = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos\Theta}{\rho_w \cdot g \cdot r} \text{ [mm]}$ <p> h = Steighöhe [m] σ = Oberflächenspannung [$\frac{N}{mm^2}$] Θ = Adhäsionswinkel [°] ρ_w = Dichte der Flüssigkeit [$\frac{kg}{m^3}$] g = Gravitation [$\frac{m}{s^2}$] r = Porenradius [m] </p>
--	--	---

Bild 9: Transport von Wasser in porösen Systemen [1]

Kapillares Saugen ← Oberflächenenergie

Wechselnde Befeuchtung (qualitativ)

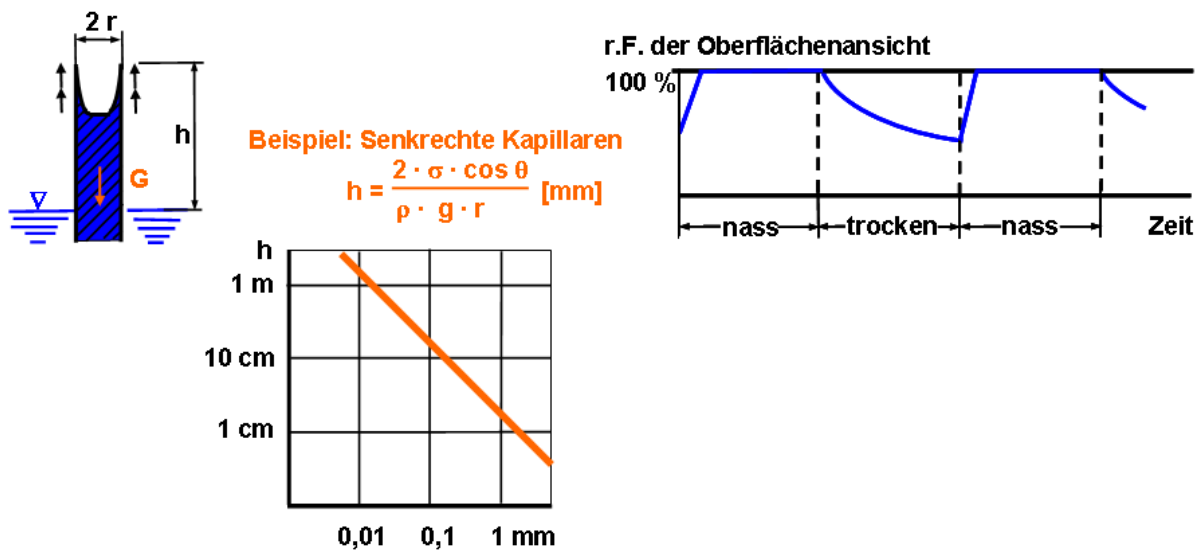


Bild 10: Wasseraustausch zwischen Beton und Umgebung [1]

2.1 Wasseraufnahme und -abgabe von Beton

2.1.1 Vorgänge

Der Feuchtigkeitsgehalt eines Betons hängt ganz entscheidend von den mikroklimatischen Bedingungen (Feuchtigkeitsangebot, Temperatur) und der Saugfähigkeit der betrachteten Betonoberfläche ab. Die mikroklimatischen Bedingungen können sich entlang eines Betonbauteils in erheblichem Umfang ändern (z. B. Lagerung eines Betons unter Wasser, Einwirkung von Spritzwasser, Salzsprühnebel oder von Wasserdampf auf eine Betonoberfläche). Dementsprechend ändern sich der Wassergehalt des Betons, die Transportvorgänge und auch die jeweiligen Schädigungsmechanismen ganz entscheidend in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen (Bild 11, Bild 12 und Bild 13).

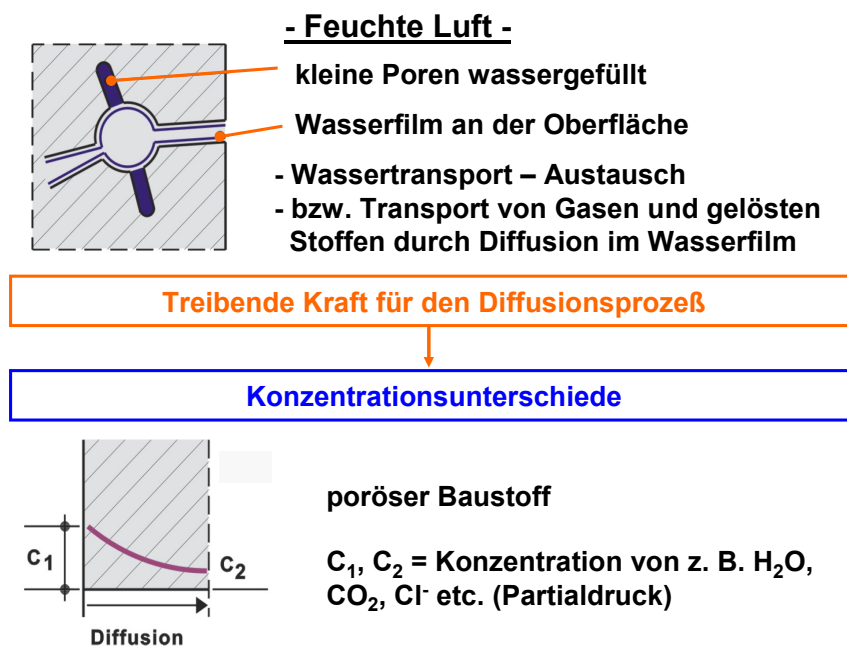


Bild 11: Wasseraustausch zwischen Beton und Umgebung [1]

- Regen (Spritzwasser) -

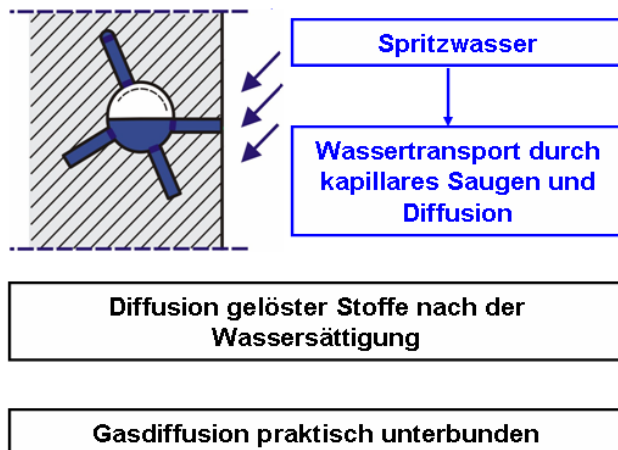


Bild 12: Wasseraustausch zwischen Beton und Umgebung [1]

- Bauteile unter Wasser -

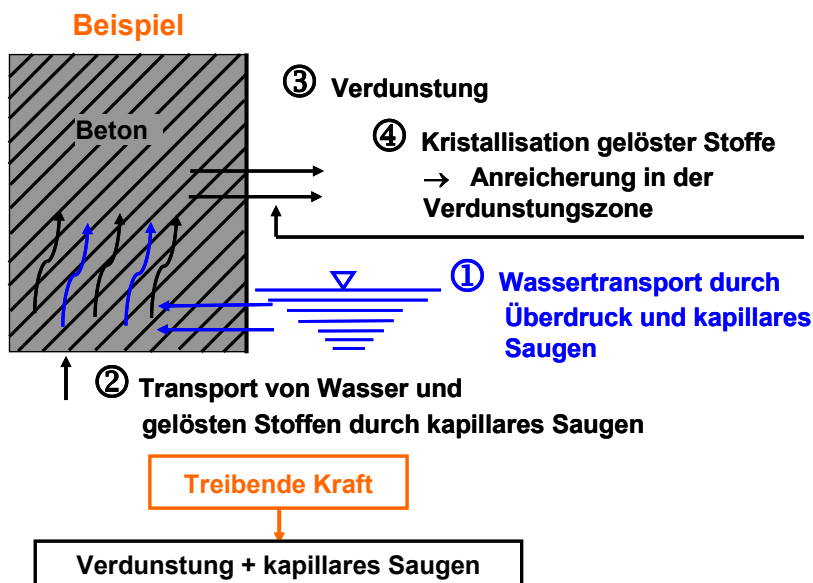


Bild 13: Wasseraustausch zwischen Beton und Umgebung [1]

2.2 Verschmutzung von Betonoberflächen

Die Verschmutzung von Oberflächen poröser Baustoffe, die häufig eine erhebliche Beeinträchtigung der Ästhetik darstellt, steht praktisch immer mit dem Eindringen und Verdunsten von Wasser in Zusammenhang.

So werden mit dem Regenwasser immer auch Schmutzpartikel an den Baustoff herangetragen. Während das aufgenommene Wasser bei der Austrocknung eines Betons wieder größtenteils verdunstet, bleiben die Schmutzpartikel zurück. Bei wiederholter Durchfeuchtung eines Betons nimmt die Verschmutzung der Betonoberfläche ständig zu. Besonders ausgeprägt ist die Verschmutzung, wenn ablaufendes Regenwasser den an horizontalen Oberflächen abgelagerten Schmutz aufnimmt. Verschmutzungen von Bauteiloberflächen kann i.d.R. durch einfache konstruktive Maßnahmen zur gezielten und "unschädlichen" Wasserabführung begegnet werden (z. B. Ausbildung von Mauerkronen oder Dachüberständen).

Ein weiterer häufiger Vorgang, der mit dem Transport von Wasser in Zusammenhang steht, ist das Ausblühen von Salzen auf der Außenseite von Beton und Mauerwerk (Bild 14). Im Porenwasser gelöste Salze werden beim kontinuierlichen Verdunsten des Wassers an die Bauteiloberfläche transportiert und bleiben dort als Salze zurück (Bild 15). Die häufigsten Ausblühungen sind so genannten Kalkausblühungen. Es handelt sich dabei um dünne Schichten aus Calciumcarbonat. Bei Mauerwerk können Kalkausblühungen durch eine Reduktion des freien Ca(OH)_2 im Mörtel (Bild 14), z. B. durch Verwendung von Trasszement, reduziert bzw. verhindert werden.

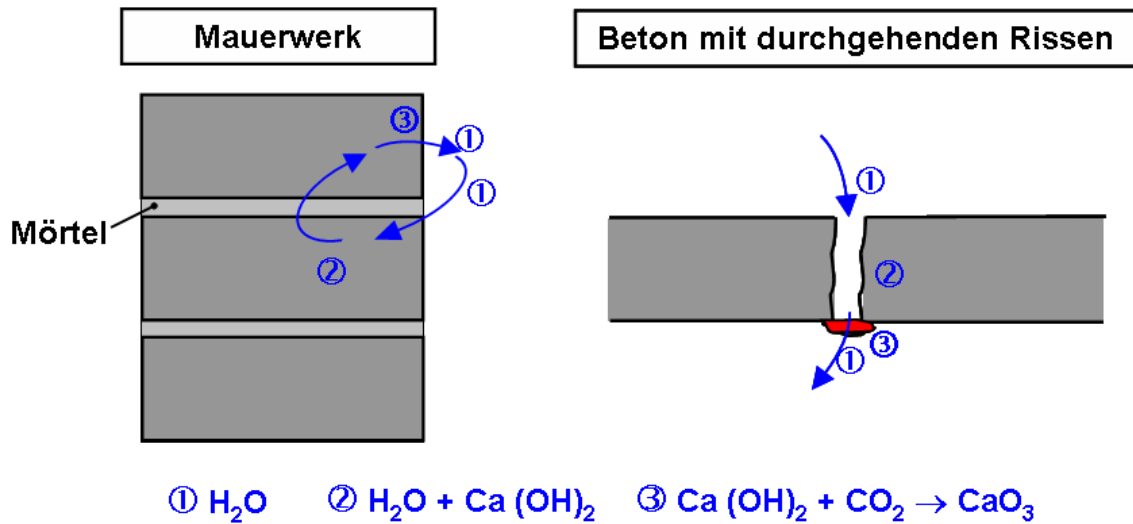
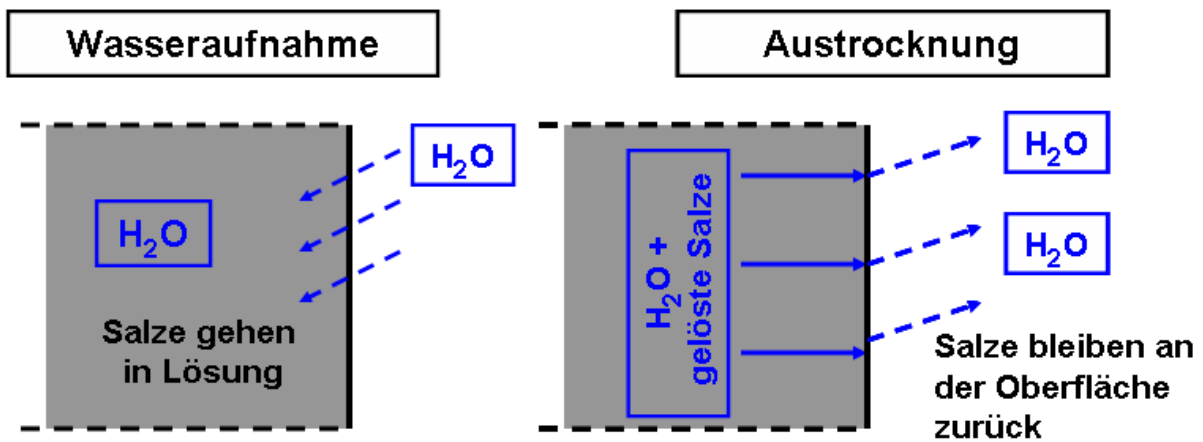


Bild 14: Beispiele für Ausblühung in Mauerwerk und Beton [1]



Beispiele

Kalkausblühen - Mauerwerk + Beton
Sulfatausblühungen - Ziegel

Bild 15: Vorgänge beim Entstehen von Ausblühungen [1]

3 Systematik lastunabhängiger Angriffe auf Beton

Bei den lastunabhängigen Angriffen auf einen Beton ist von der Ursache her zwischen

- physikalischen,
- chemischen,
- biologischen und
- mechanischen

Angriffen zu unterscheiden. Die Auswirkungen dieser Angriffe können mit dem freien Auge sichtbar, d. h. lösend, sprengend oder erodierend sein. Sie können aber auch augenscheinlich nicht feststellbar sein, wenn sich z. B. die Wärmeleitfähigkeit eines Betons mit der Wasseraufnahme verändert. Überdies kann bei der Beschreibung der Schadenswirkung noch zwischen dem Ort des Angriffs (außen, innen) und den vom Angriff her

- direkt bzw. nur
- indirekt

betroffenen Reaktionspartnern (Baustoffen) unterschieden werden (Bild 16). Beim lösenden Angriff werden Ionen aus dem Zementstein durch weiches Wasser, Säuren, Basen, Salzlösungen sowie Fette und Öle in die Porenlösung gelöst. Meist werden dabei aus schwer löslichen Salzen leichter lösliche Salze gebildet (vgl. Skript „Einführung in die Bauchemie“). Diese können dann ausgelaugt werden.

Betonschädliche Stoffe können schon in geringer Konzentration gefährlich werden, wenn die in Wasser gelösten Stoffe immer wieder neu auf einen Beton einwirken können. Als Bestandteil des Anmachwassers bei der Betonherstellung sind zunächst manche als betonschädlich bezeichneten Stoffe ungefährlich, da die maßgebenden chemischen Reaktionen bereits vor dem Erstarren des Zementleims ablaufen. In dieser Phase der Hydratation können gelöste Stoffe in die Hydratphasen eingebunden werden. Darüber hinaus besitzt der Beton noch keine Steifigkeit, sodass keine Spannungen entstehen. So können z. B. gesättigtes Gipswasser, Grundwasser mit Kalk lösender Kohlensäure und Meerwasser (nur für unbewehrten Beton) als Anmachwasser verwendet werden, falls qualitativ kein besseres Wasser zu Verfügung steht.

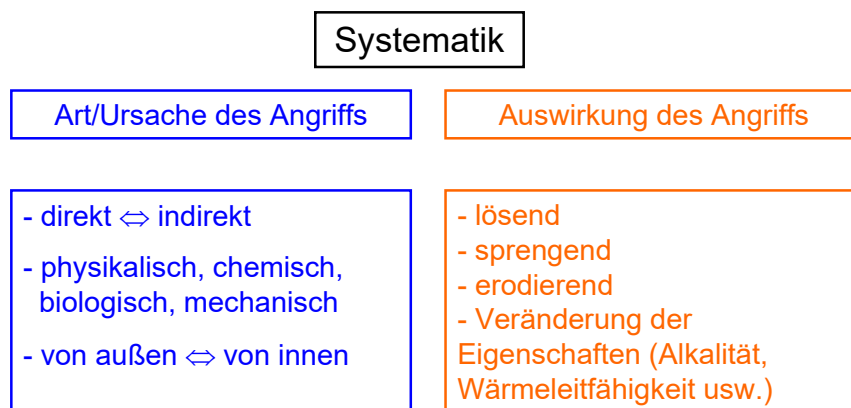


Bild 16: Angriffe und Auswirkungen auf poröse Systeme [1]

Als direkter Angriff werden jene Angriffsformen bezeichnet, bei denen sich die Einwirkung auf Betonbestandteile unmittelbar schädlich auswirkt (Beispiel Sulfatangriff auf Aluminatphasen). Indirekte Angriffe (Bild 17) auf die Zementsteinmatrix müssen als solche zwar keine schädlichen Auswirkungen haben, können aber gleichzeitig vorhandene andere Baustoffe ernsthaft beeinträchtigen. So ist beispielsweise die Carbonatisierung des Zementsteines in einem Beton für den Beton als solchen nicht schädlich. Sie kann aber zur Bewehrungskorrosion führen, wenn sie bis zur Oberfläche der Bewehrung vordringt und gleichzeitig genügend Feuchtigkeit vorhanden ist.

Bei einer Einwirkung von außen dringt sowohl der Schadstoff als auch die Schädigung von der Betonoberfläche ins Betoninnere vor, wie dies beispielsweise bei der Einwirkung von kalklösender Kohlensäure (Carbonatisierung) auf einen Beton der Fall ist (Bild 18). Ein typisches Beispiel für einen treibenden Angriff von innen sind Reaktionen von Gesteinskörnungen für Beton (z. B. Opal, Opalsandstein, Flint), die amorphe Kieselsäure enthalten (Bild 19). Diese Gesteinskörnungen reagieren in stark durchfeuchteten Betonen, die mit alkalireichen Zementen hergestellt worden sind, unter Bildung von Natrium- bzw. Kaliumsilikatgelen.

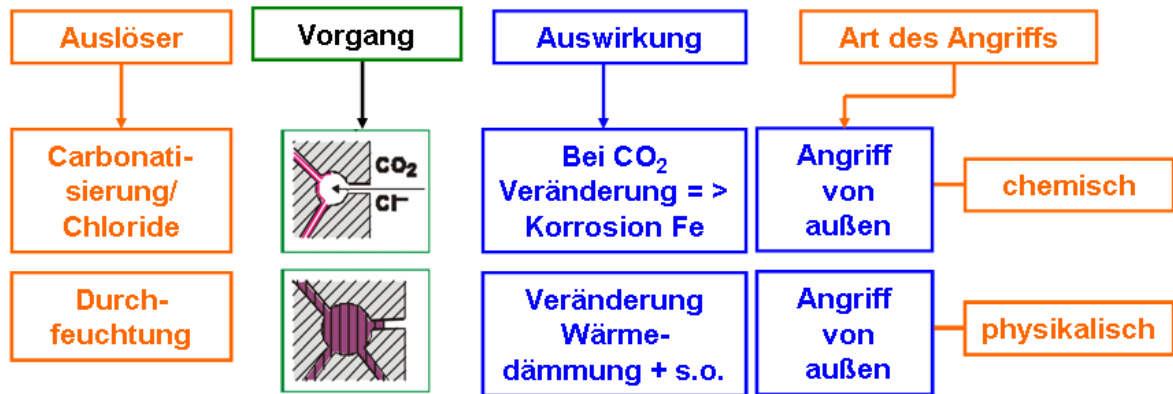


Bild 17: Beispiel für indirekte Angriffe [1]

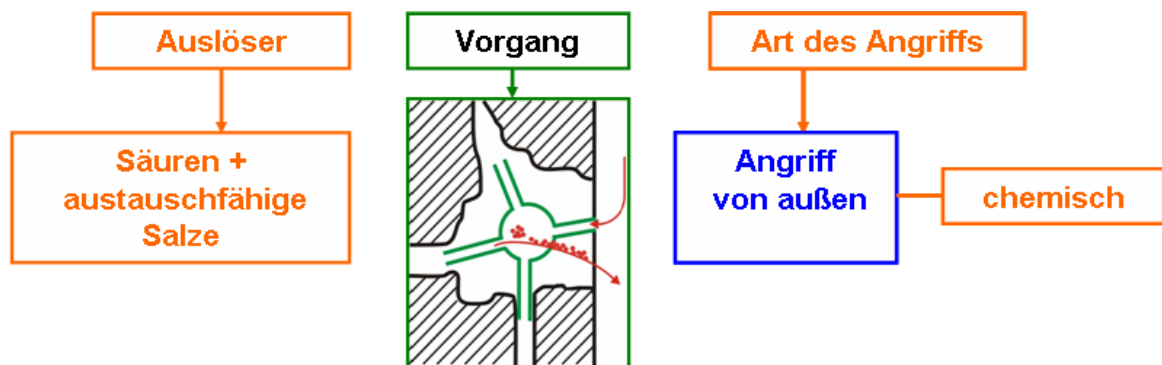


Bild 18: Beispiel für lösenden Angriff (direkter Angriff) [1]

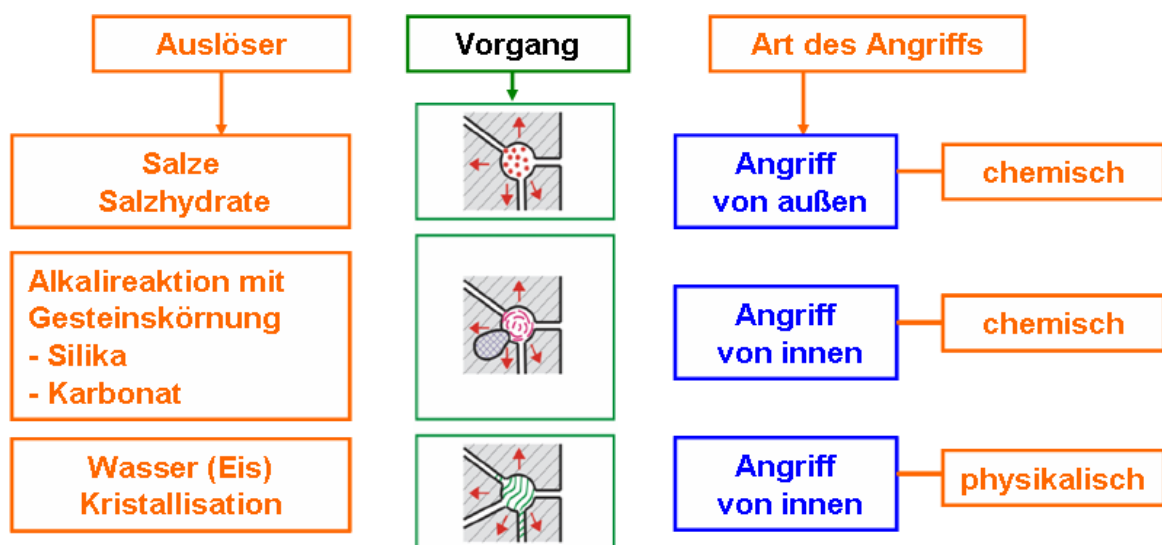


Bild 19: Beispiel für sprengenden Angriff (direkter Angriff) [1]

4 Lösender Angriff

4.1 Allgemeines zum lösenden Angriff

Ein lösender Angriff erfolgt bei Beton durch mit Wasser verdünnte, anorganische und organische Säuren, sowie durch austauschfähige Salze (Bild 20). Ausführlichere Angaben enthält Tabelle 2.

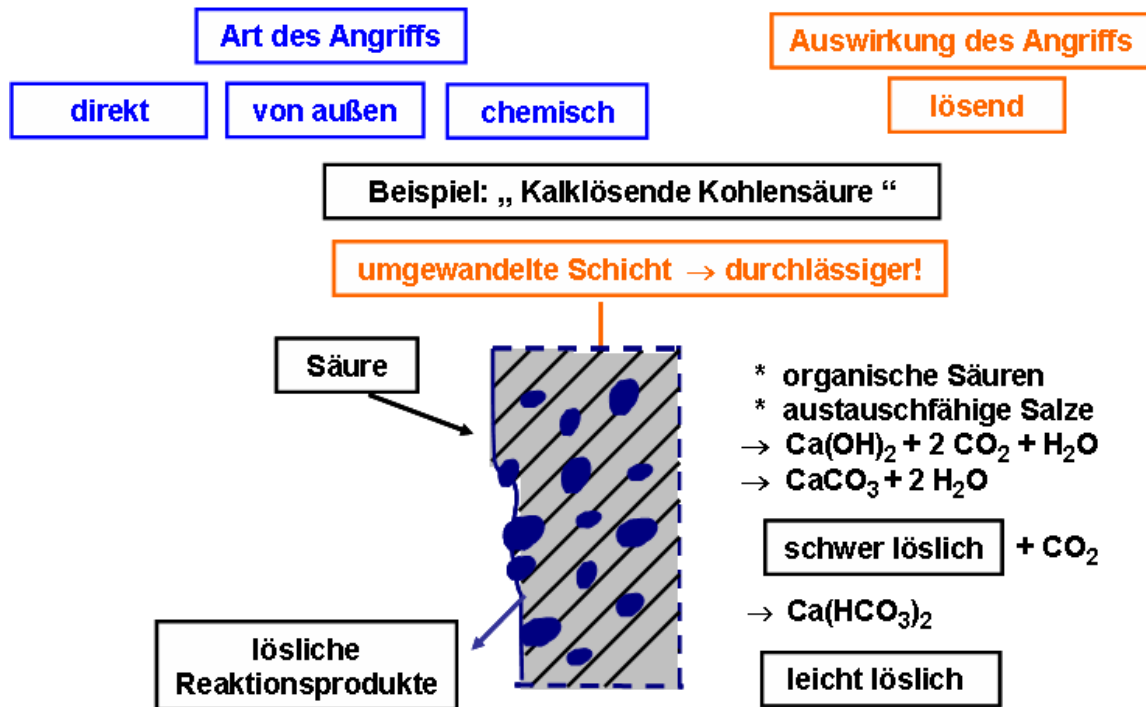


Bild 20: Lösende Angriffe durch schwache Säuren

Tabelle 2: Lösender Angriff

Angriff durch	Korrosionsvorgang	Korrosionswirkung
Weiches Wasser $\leq 3 \text{ ° dH}$	Lösen der Verbindungen des Zementsteins, Ca(OH)_2	i. a. gering
Anorganische Säuren HCl , H_2SO_4 , H_2CO_3	Reaktion meist mit allen Bestandteilen des Zementsteins, Bildung leicht löslicher Ca-Salze: $\text{HCl} + \text{Ca(OH)}_2 \Rightarrow \text{CaCl}_2 + 2 \text{H}_2\text{O}$	gering bis sehr stark
organische Milch-, Essig- und Ameisensäure	wie bei anorganischen Säuren	gering bis stark
Laugen KOH , NaOH	Lösung der Hydrate von C_3A und C_4AF (nur durch hoch konzentrierte Laugen)	i. a. gering

Bei den erstgenannten Säuren nimmt der Angriffsgrad mit steigender Konzentration und höherer Temperatur zu (Erhöhung des Dissoziationsgrades der schwachen Säuren). Bei letztgenannten Säuren entsteht aus einer schwer löslichen Verbindung, z. B. Calciumsilicathydrat (CSH), durch Einwirkung von z. B. wässriger Ammoniumchloridlösung gasförmiger Ammoniak und leicht lösliches Calciumchlorid sowie unlösliches Silikagel. Auch ein kombinierter chemisch-biologischer Angriff kann vorliegen.

4.2 Betonangriff durch starke und schwache Säuren – Grundlagen

4.2.1 Allgemeines

Der Angriffsgrad saurer Wässer ist neben der Konzentration der gelösten Säure von deren Stärke, ausgedrückt durch ihre Dissoziationskonstante K_s (gibt den Grad der Löslichkeit der jeweiligen Säure an), abhängig.

Der pH -Wert einer starken Säure beträgt:

$$pH = -\log C_0,$$

wobei C_0 die Totalkonzentration der Säure (H^+ -Ionenkonzentration) in mol/l darstellt. Der pH -Wert einer schwachen Säure beträgt:

$$pH = \frac{1}{2}(pK_s - \log C_0),$$

wobei $pK_s = -\log K_s$. Die pK_s -Werte sind Tabellenwerken zu entnehmen.

Sehr starke Säuren sind vollständig dissoziiert, ihr pH -Wert hängt lediglich von ihrer Totalkonzentration C_0 ab. Bei mittelstarken bis schwachen Säuren liegt der pK_s -Wert zwischen etwa 2 und 7 (Tabelle 3).

Tabelle 3: pH -Werte von Säuren unterschiedlicher Säurestärke und Konzentration

Säuretyp		pK_s	Konzentration [mol/l]	pH -Wert
Salzsäure	HCl	1	1	0
Essigsäure	C ₂ H ₄ O ₂	4,75	1	2,4
Milchsäure	C ₃ H ₆ O ₃	3,73	1	1,9
Kohlensäure	H ₂ CO ₃	6,52	0,001	4,8
Schweflige Säure	H ₂ SO ₃	1,90	0,00001	3,5

Sehr starke Mineralsäuren, wie z. B. Salzsäure, Salpetersäure und Schwefelsäure, die vollständig dissoziiert sind, lösen alle Bestandteile eines Zementsteins unter Bildung von Calcium-, Aluminium- und Eisensalzen sowie Kieselgel auf. Eine schwache Säure, z. B. Kohlensäure, die sich nur zu 0,1 % in Wasser löst, reagiert nur mit Ca(OH)₂, basischen Hydratphasen und mit Carbonaten, zum Beispiel mit Kalkstein (CaCO₃), unter Bildung von wasserlöslichem Calciumhydrogencarbonat. Sie kann mit der Tonerde und dem Eisenoxid des Zementes keine löslichen Salze (Hydrogencarbonate) bilden. Beim Einwirken Kalk lösender Kohlensäure auf Zementstein bleiben daher Aluminium- und Eisenhydroxid bzw. Eisen- oder Aluminiumoxidhydrat zurück.

Die Abgase zahlreicher Brennstoffe, vor allem Kohle und Heizöl, enthalten Schwefeldioxid, das mit Wasser schweflige Säure bildet. Obwohl die Konzentration von Schwefeldioxid in der Luft wesentlich geringer ist als diejenige von Kohlendioxid, werden wegen der größeren Säurestärke von der schwefligen Säure Beton- und Natursteinbauten angegriffen, allerdings zeigen sich Schäden (Abmehlen der Betonaußenschicht) erst nach längerer Einwirkungsdauer, bezogen auf die Einwirkungsdauer von Kohlendioxid (Kohlensäure). Moorböden können Eisensulfide (z. B. Pyrit) enthalten, die nach Oxidation des Schwefels in Gegenwart von Wasser

schweflige Säure bilden. Da Letztere dann in wesentlich größerer Konzentration als in der Luft vorliegt, werden Betonbauteile dadurch auch wesentlich rascher angegriffen. Darüber hinaus können durch Weiteroxidation des Sulfits mit Luftsauerstoff auch Sulfate gebildet werden, die bei Betonbauwerken zu einem treibenden Angriff führen.

Der Widerstand eines Betons gegenüber lösendem Angriff wird maßgeblich von der Zementzusammensetzung (insbesondere vom C₃A und C₄AF-Anteil) und von der Betondichtigkeit (w/z-Wert) bestimmt (Bild 21).

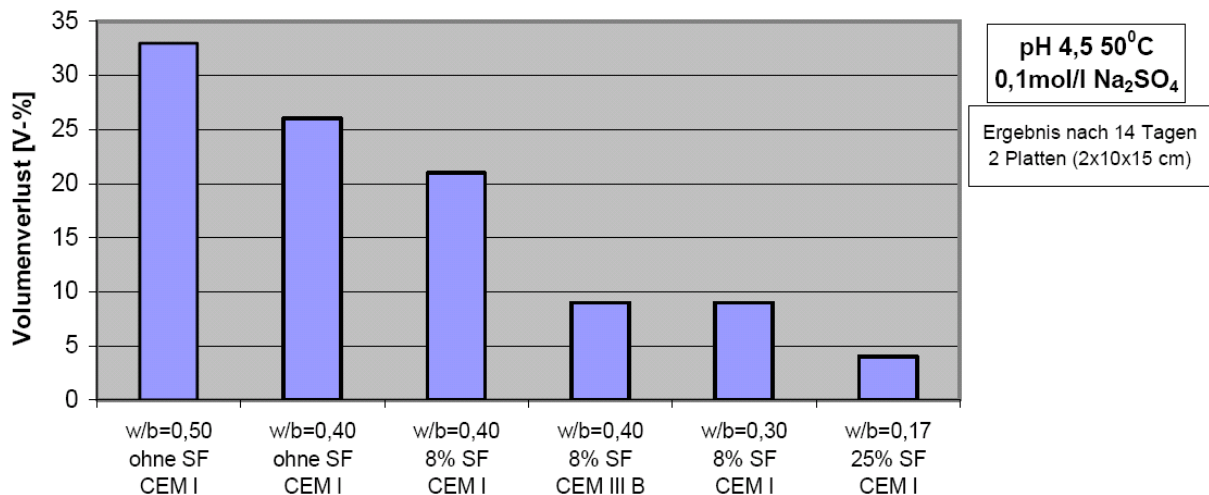


Bild 21: Widerstand eines Betons gegenüber lösendem Angriff [1]

4.2.2 Organische Säuren

Organische (kohlenstoffhaltige) Säuren sollten eigentlich wegen ihres deutlich geringeren Dissoziationsgrades einen Beton weniger stark angreifen als Mineralsäuren. Mittelstarke organische Säuren, z. B. mit Wasser verdünnte Essig- und Milchsäure, greifen – insbesondere bei höherer Temperatur - einen Beton jedoch ebenfalls sehr stark an. Dies liegt an der sehr großen Löslichkeit in Wasser der beim Säureangriff gebildeten Salze (Calciumacetate, -laktate). Huminsäuren, die in Moorwässern vorkommen, greifen einen Festbeton nur schwach an, da ihre Calciumsalze im Wasser wenig löslich sind. Einige organische Säuren, die schwer lösliche Calciumsalze bilden, wie z. B. die Oxalsäure oder Weinsäure, greifen einen Beton praktisch nicht an, da die Reaktionsprodukte auf der Betonoberfläche niedergeschlagen werden und Schutzschichten ausbilden.

4.2.3 Schwefelwasserstoff

Schwefelwasserstoff (H₂S) ist eine schwache Säure, die den Beton praktisch nicht angreift. Im Gasraum von Abwasseranlagen oberhalb des Wasserspiegels kann H₂S jedoch zum Angriff führen [3]. Voraussetzung für die biogene Schwefelsäurekorrosion (BSK) ist das Vorhandensein von organischen und anorganischen Schwefelverbindungen im Abwasser bzw. in der Sielhaut von Abwasserleitungen [4, 5]. Schwefelwasserstoff wird z. B. aus Sulfaten in Gegenwart von sulfatreduzierenden Bakterien gebildet, wenn das Abwasser durch Sauerstoffmangel vom aeroben in den anaeroben Zustand übergeht. Dieser Prozess wird durch höhere Temperaturen und durch fallenden pH-Wert des Abwassers beschleunigt. Derartige Bedingungen treten besonders bei Abwasseranlagen in heißen Ländern auf, haben aber auch in Deutschland zu erheblichen Schäden in Abwassersystemen geführt.

Der Schwefelwasserstoff entweicht – verstärkt im Bereich turbulenter Strömung in den Gasraum über dem Abwasserspiegel, und kann auf feuchten Betonoberflächen in Anwesenheit

von Luftsauerstoff und unter der Wirkung von aeroben Mikroorganismen, vor allem der Thiobakterien (hier: Thiobazillus concretivorus), Schwefelsäure bilden. Dabei sind neben den angebotenen Schwefelwasserstoffmengen vor allem die Temperaturen in den Abwasserleitungen maßgebend, da die mikrobiologisch gesteuerten Oxidationsvorgänge des Schwefelwasserstoffes zur Schwefelsäure am schnellsten bei Temperaturen von etwa +30 °C ablaufen. Es kann aber schon bei +18 °C aus Schwefelwasserstoff in Gegenwart von Sauerstoff und Feuchtigkeit eine sehr stark angreifende 6-prozentige Schwefelsäure mit einem pH-Wert von 0,1 gebildet werden [6]. Durch die Schwefelsäure wird der basische Zementstein des Betons und ggf. carbonatischer Gesteinskörnung einem lösenden Angriff unterzogen. Durch Gips- und Ettringitausscheidungen im Betongefüge kommt es gleichzeitig zu einem treibenden Angriff (Bild 22).

Vorbeugende Maßnahmen gegen Schwefelwasserstoffentwicklung in Abwassersystemen

- Wasserseitig: Überwachung des pH-Wertes und der Temperatur des Abwassers.
- Bauwerkseitig: gleichmäßiges und ausreichendes Gefälle der Rohrleitungen, keine Turbulenzen, keine Totbereiche (Schlammabildung), sehr gute Belüftung.

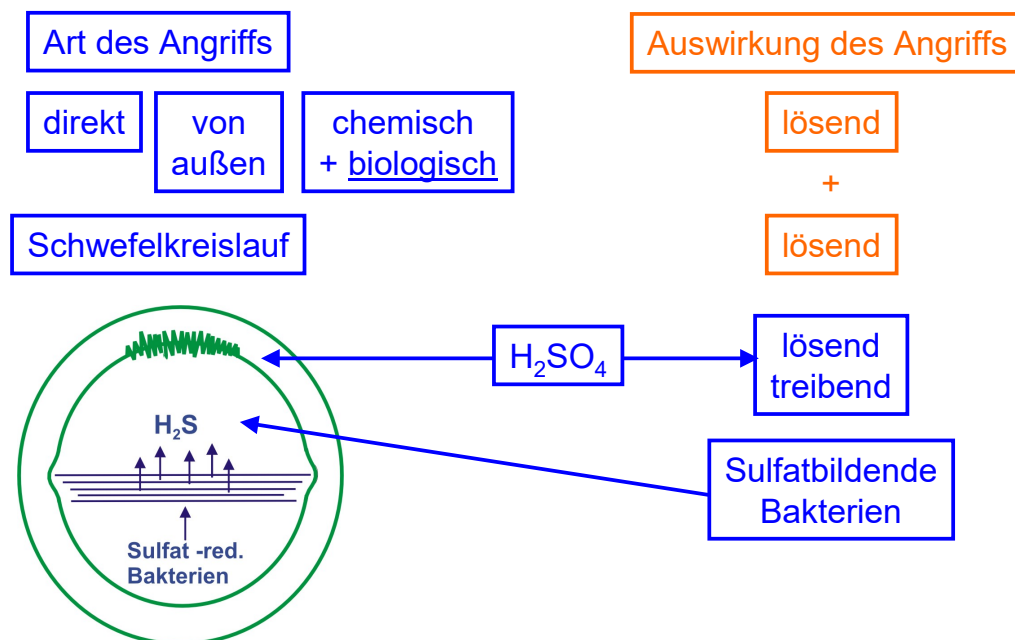


Bild 22: Schwefelsäureangriff in Abwassersystemen [1]

4.2.4 Kohlensäure

Freie kalklösende Kohlensäure tritt vor allem in weichen Gebirgswässern und im Bereich von Mineralquellen (Grundwässern) auf. Die im Wasser gelöste so genannte kalkaggressive Kohlensäure bildet mit dem Calciumhydroxid des Zementsteins das in Wasser schwer lösliche Calciumcarbonat. Der im Calciumcarbonat enthaltene CO₂-Gehalt wird gebundene Kohlensäure genannt. Bei Einwirkung weiterer kalklösender Kohlensäure auf den Kalkstein wird Calciumhydrogencarbonat [Ca(HCO₃)₂] gebildet, das im Wasser sehr gut löslich ist. Die im Calciumhydrogencarbonat gegenüber dem Calciumcarbonat zusätzlich gebundene Kohlensäure wird als halb gebundene Kohlensäure bezeichnet. Das Calciumhydrogencarbonat bleibt aber nur dann in Lösung, wenn im Wasser eine bestimmte zusätzliche Menge Kohlendioxid (die zugehörige, aber nicht kalklösende Kohlensäure) vorhanden ist. Der Teil an überschüssiger, freier Kohlensäure, der neben der zugehörigen Kohlensäure in einem Wasser vorliegt, entspricht der bereits o. a. kalklösenden Kohlensäure (Bild 23). Von der gesamten freien Kohlensäure in einem Grundwasser kann also nur die kalklösende aber nicht die

zugehörige den Beton angreifen. Wässer hoher Carbonathärte mit freier Kohlensäure sind meistens nicht kalkaggressiv, da hierbei der größte Teil der freien Kohlensäure auf die zugehörige Kohlensäure entfällt. Kalk lösende Kohlensäure kann außer dem freien Kalkhydrat (Calciumhydroxid) auch das in den anderen Hydratationsprodukten des Zementsteines gebundene Kalkhydrat in Kalkstein (CaCO_3) umwandeln und bei Überschuss letzteren unter Hydrogencarbonatbildung wieder auflösen [7].

Wenn saure Wässer mit gelöstem Calciumhydrogencarbonat einen Beton durchsickern, und ein Teil des salzhaltigen Wassers an der Betonaußenseite bei höherer Temperatur verdampft, scheidet sich aus dem Calciumhydrogencarbonat Kalkstein unter Kohlendioxidabspaltung ab. Das auf der Betonoberfläche ausfallende Calciumcarbonat ist der Grund für die so genannten Kalksinterfahnen.

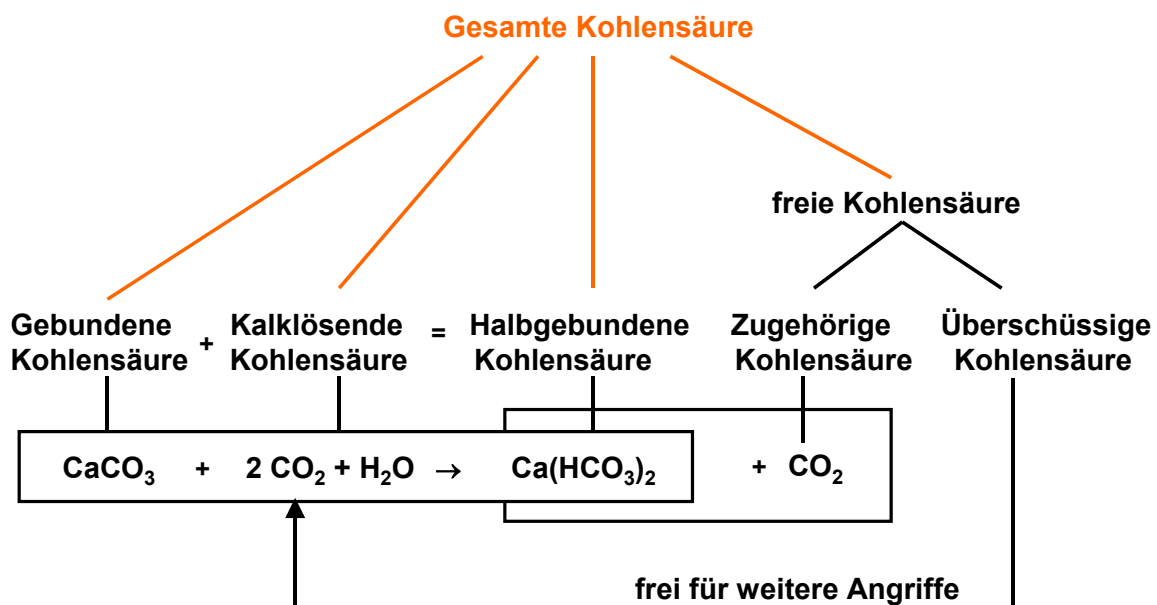


Bild 23: Erscheinungsformen der Kohlensäure [8]

Maßnahmen bei Einwirkung von Kalk lösender Kohlensäure auf einen Beton:

- Geringe Betonporosität (w/z gering; sorgfältige Nachbehandlung)
- Normaler Zementgehalt
- Verwendung von quarzitischer Gesteinskörnung bei sich stets erneuernder Kalk lösender Kohlensäure
- Erhöhte Betondeckung bei bewehrtem Beton
- Verwendung von kalkarmen Zementen (CEM III, CEM II/A-V) oder Tonerdeschmelzzementen bei nicht bewehrten Betonen (Ausnahme: Abwasseranlagen mit Schwefelsäureangriff)

4.3 Lösender Angriff durch austauschfähige Salze

Zu den austauschfähigen Salzen, die in angreifenden Wässern gelegentlich vorkommen, gehören vor allem Magnesium- und Ammoniumsalze (Tabelle 4). Ammoniumnitrat, -chlorid, -sulfid, -sulfat sowie -hydrogencarbonat und alle Magnesiumsalze außer MgCO_3 sind Beton angreifend. Magnesium- und Ammoniumchlorid greifen den Beton an, indem sie einerseits mit dem Kalkhydrat des Zementsteines leicht lösliche Chloride bilden. Gelöstes Magnesium scheidet sich im basischen Betonbereich als Brucit ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) ab und bildet eine den weiteren Angriff hemmende Schicht. Beim Einwirken von Ammoniumchlorid auf basischen Zementstein entweicht Ammoniak in gasförmiger Form. Gleichzeitig findet eine Neutralisation des

Calciumhydroxids statt, wobei wiederum leicht lösliches Calciumchlorid gebildet wird. Dadurch kann sich keine Schutzschicht bilden, und der angegriffene Beton wird erheblich stärker geschädigt als bei Angriff durch Magnesiumchlorid. Andere Ammoniumsalze, wie Ammoniumcarbonat, -fluorid und -oxalat, bilden schwer lösliche Calciumverbindungen und greifen den Beton nicht an.

Chloride können mit den Calciumaluminathydrat- und Calciumaluminatsulfathydratphasen des Zementsteins nahezu wasserunlösliches Friedel'sches Salz ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) bzw. Sulfatchloridmonophase, ein 1:1-Salz aus Friedel'schem Salz und Monosulfat bilden. Erst wenn die Aluminiumverbindungen im Zementstein einen Teil des von außen zugeführten Chlorids gebunden haben, liegt im Beton weiteres Chlorid als freies und damit korrosionsauslösendes Chlorid vor. Das in den oben angeführten Hydratphasen gebundene Chlorid kann durch Carbonatisierung derselben wieder in freies Chlorid umgewandelt werden. Chloridquellen sind: Meerwasser, Salzlagerstätten, Tausalzlösungen und Chlorwasserstoff. Chlorwasserstoff wird bei der durch Brand verursachten Zersetzung von Rohrleitungen, Kabelummantelungen, Fensterrahmen und Behältern aus Polyvinylchlorid (PVC) freigesetzt und mit dem Löschwasser in Salzsäure umgewandelt. Bei Berührung mit Beton reagieren die Salzsäuredämpfe mit dem Zementstein unter Bildung von Calciumchlorid, welches sich zunächst in der Betonaußenzone anreichert.

Tabelle 4: Lösender Angriff [8]

Angriff durch	Korrosionsvorgang	Korrosionswirkung
Austauschfähige Salze NH_4Cl , MgCl_2 , NH_4NO_3	Anion (Cl , NO_3) reagiert mit Kalk des Zementsteins \Rightarrow lösliche Verbindung; Kation (Mg , NH_4) \Rightarrow meist schwer lösliche Verbindung – NH_4 nicht, entweicht gasförmig als NH_3 $\text{NH}_4\text{Cl} + \text{Ca}(\text{OH})_2 \Rightarrow \text{CaCl}_2 + \text{NH}_3\uparrow + 2 \text{H}_2\text{O}$ $\text{MgCl}_2 + \text{Ca}(\text{OH})_2 \Rightarrow \text{CaCl}_2 + \text{Mg}(\text{OH})_2\downarrow$	gering bis sehr stark
Fette, Öle pflanzlich, tierisch	Anteile freier Fettsäuren, schwache andere Säuren, sowie	i. a. gering
	gebundene Fettsäuren reagieren mit Ca-Verbindungen des Zementsteins, im Wesentlichen mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (verseifen) \Rightarrow Ca-Salze der Fettsäure und Glycerin (Erweichen, Festigkeitsminderung)	gering bis stark
Fette, Öle mineralisch	Festigkeitsminderung beim Eindringen in Beton, weitgehend umkehrbar	i. a. gering

Beim Angriff von Fetten und Ölen ist zu unterscheiden zwischen dem Angriff tierischer und pflanzlicher Fette und Öle sowie dem Angriff von Mineralölen (Kohlenwasserstoffen). Pflanzliche Fette und Öle stellen Glycerinester mehrfach ungesättigter Fettsäuren dar, die durch das Calciumhydroxid des Zementsteins verseift (Esterspaltung durch Wasseraufnahme) werden können (vgl. Skript „Chemie organischer Baustoffe – Kunststoffe“). Die fettsauren Calciumsalze sind wasserlöslich und führen zur Schwächung des Betongefüges. Insbesondere bei höheren Temperaturen werden Betone durch pflanzliche Fette und Öle (z. B. in Fettabscheidern) stark angegriffen. Heiz- und Mineralöle stellen gesättigte Kohlenwasserstoffe dar, die infolge ihrer geringen Viskosität in einen porösen Beton zwar eindringen, und diesen

anquellen aber chemisch nicht angreifen können. Hingegen können sie einen porösen Beton bzw. Betonwände im Lauf der Zeit durchwandern.

4.4 Lösender Angriff durch basische Flüssigkeiten

Basische Verbindungen (NaOH, KOH, Na₂CO₃, K₂CO₃) üblicher Konzentration (*pH*-Wert kleiner 12) greifen einen Beton mit alkalibeständiger Gesteinskörnung nicht an. Hingegen ist beim Angriff hochkonzentrierter basischer Lösungen (*pH*-Wert 13-14) mit einem Angriff auf die aluminathaltigen Phasen des Zementsteins (C₃A und C₄AF) zu rechnen, wobei es auch zum Angriff auf eventuell vorhandene carbonatische Gesteinskörnung kommen kann (so genannte **Dedolomitisierung**).

5 Treibender Angriff auf Beton – Kristallisation

5.1 Allgemeines

Zu einem treibenden Angriff auf Betonfundamente können sulfathaltige natürliche Wässer und Böden führen, wenn die verwendeten Zemente keinen ausreichenden Sulfatwiderstand aufweisen. Ferner können in stark durchfeuchteten Betonen, hergestellt mit alkalireichen Zementen, bestimmte Gesteinskörnungen, z. B. Opale, Flinte und Grauwacken unter Treiberscheinungen (**Alkali-Kieselsäure-Reaktion, AKR**) angegriffen werden [9]. Eine formale Betrachtung des Schadensmechanismus bei einem treibenden Angriff durch Sulfat zeigt Bild 24.

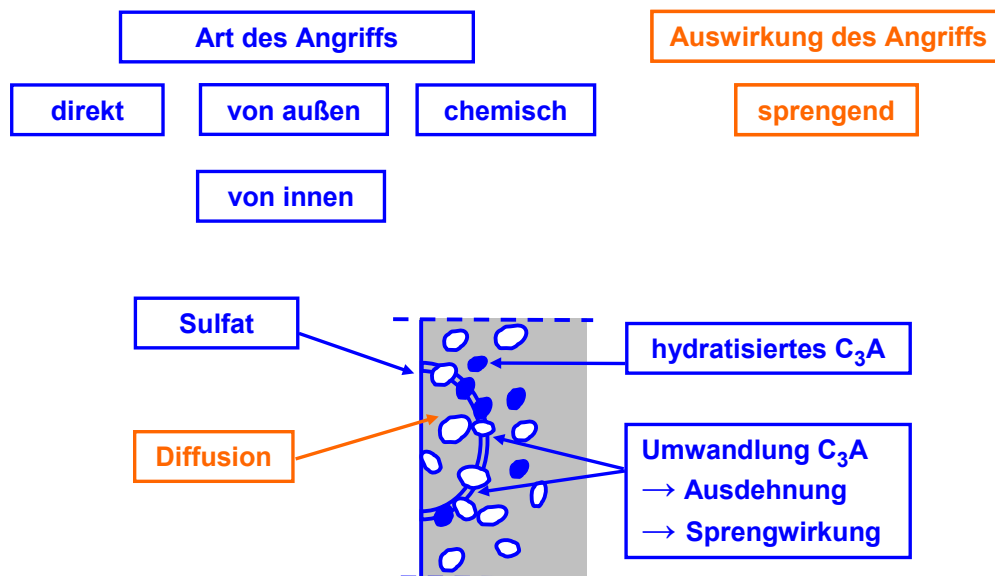
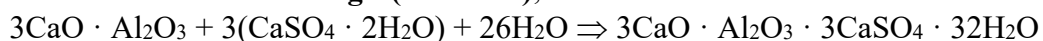


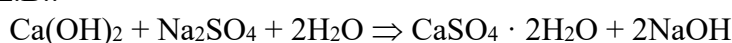
Bild 24: Sprengender Angriff [1]

Während bei den in Kapitel 4.2 beschriebenen Vorgängen der Zementstein durch die angreifenden Stoffe mehr oder weniger schnell aufgelöst wird, entstehen bei der Reaktion mit sulfathaltigen Böden und Wässern neue feste Verbindungen, die durch ihren Volumenbedarf Treiben hervorrufen [10]. Die Sulfate können sich bei Verdunstung an Oberflächen stark anreichern und dadurch den Angriff verstärken. Dies ist auch beim Verdampfen von Wasser in Kühltürmen möglich, vor allem, wenn die Kühltürme mit wenig Zusatzwasser gefahren werden.

Wirken auf erhärteten Beton oder Mörtel sulfathaltige Lösungen ein, so kommt es in Gegenwart von Calciumaluminat bzw. Calciumaluminathydraten zum Sulfatreiben. Dabei bildet sich der **sehr kristallwasserreiche Ettringit (Trisulfat)**, z.B.:



Beim Übergang von C₃A zu Ettringit vergrößert sich das Volumen auf das Sieben bis Achtfache. Bei sehr hohen Sulfatkonzentrationen (etwa >1200 mg SO₄²⁻/l) kann sich auch aus einer Calciumhydroxidlösung des erhärteten Betons Gips ausscheiden, der ebenfalls treibend wirkt, z.B.:



Die Umsetzung ist mit einer Dichteabnahme und damit einhergehend einer Volumenvergrößerung verbunden, die zum Sulfatreiben oder Gipstreiben führt. Starkes Treiben tritt auf, wenn gips- oder anhydrithaltige Gesteinskörnung verwendet wird.

Schädigende Sulfate stammen vorwiegend aus wässrigen Lösungen (Grundwasser, Abwasser, Moorwasser u.ä.). Als weitere Sulfatquellen zu nennen sind u. a. Ziegel (können lösliche Sulfate enthalten) oder Sulfidgehalte in der Gesteinskörnung (z. B. Pyrit FeS_2), welcher durch allmähliche Oxidation in Sulfat übergeht.

Sulfatlösungen dringen infolge ihres hohen Benetzungsvermögens schnell und tief in den Beton ein. Bei einem zu erwarteten Sulfatgriff auf Mörtel oder Beton sollten HS-Zemente verwendet werden. Allerdings kann bei einem Kontakt dieser Mörtel mit Gips Thaumasit $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 14,5\text{H}_2\text{O}$ gebildet werden. Auch Kalke mit hydraulischen Anteilen können infolge ihres C_3A -Gehalts durch Sulfatreiben geschädigt werden.

In Wasser gelöste Sulfate, die in den Beton eindringen, reagieren dort mit den Aluminhydraten des erhärteten Zementes und bilden zunächst Ettringit, welcher durch sein großes Volumen beim Kristallwachstum einen starken Druck auf die Porenwandungen ausübt und dadurch Zugspannungen und Spaltrisse im Beton verursacht. Auch in den Rissen bilden sich Ettringitkristalle, die durch ihr Wachstum die Spaltrisse aufweiten. Dadurch kann die Ettringitfront weiter in den Beton eindringen und die Zerstörung fortsetzen. Die treibende Wirkung von angreifenden Magnesiumsulfatlösungen ist wesentlich stärker als bei Alkalisulfaten, da neben Ettringit zusätzlich Magnesiumhydroxid (Brucit) gebildet wird und beide Verbindungen treibend wirken.

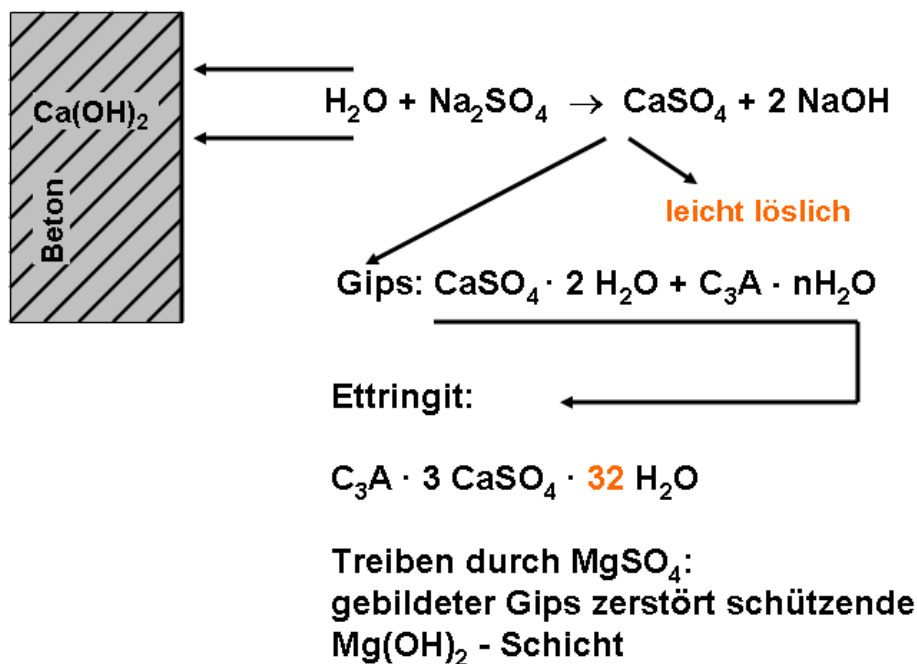


Bild 25: Sulfatgriff auf Beton [1]

Die Geschwindigkeit des Treibvorganges hängt vom Sulfatgehalt der angreifenden Lösung, der Menge an reaktionsfähigem Aluminat sowie vom verfügbaren Zementsteinporenraum (w/z-Wert) ab. Eisenreiche Zemente (hoher C_4AF -Gehalt) weisen gegenüber Sulfatgriff einen wesentlich höheren Widerstand auf als aluminiumreiche Zemente. Der dabei gebildete Eisenettringit wirkt jedoch nicht treibend.

Monate für 1 ‰ Dehnung

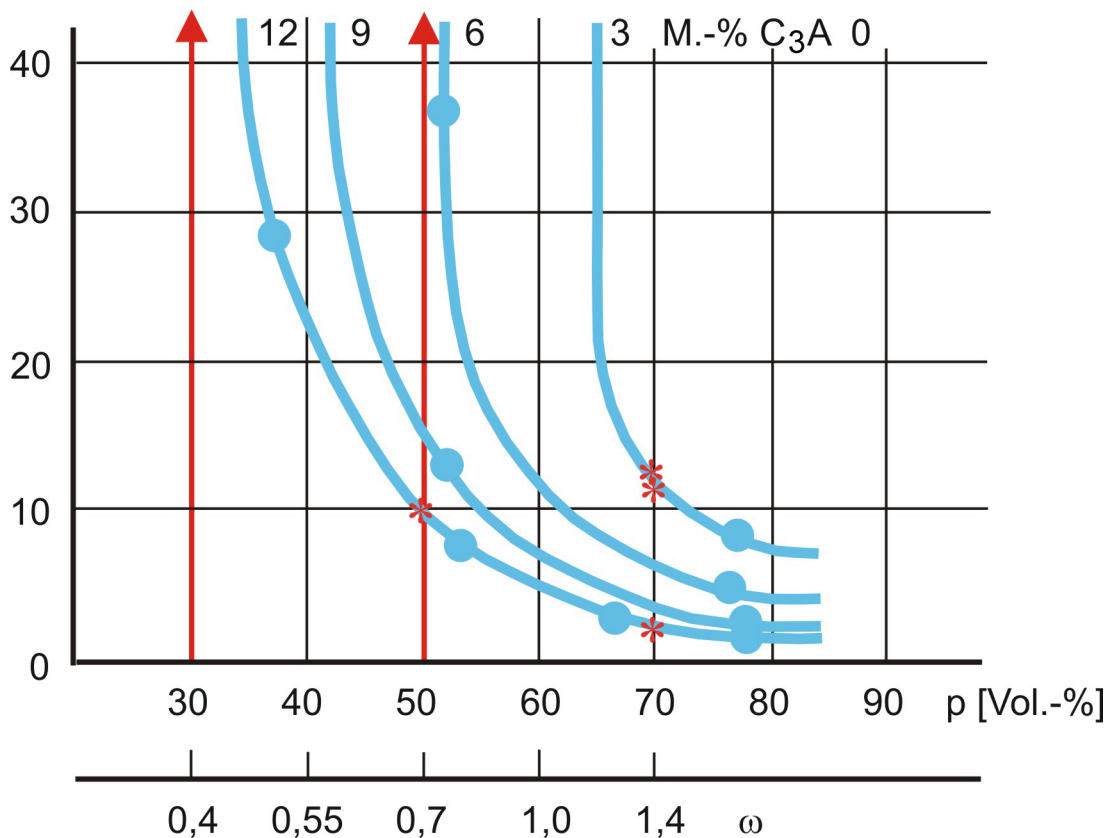


Bild 26: Geschwindigkeit des Sulfattreibens [8]

Besondere Bedeutung hat der Sulfatangriff in Abwassersammlern (vgl. Kapitel 4.2.3). Durch sulfatreduzierende Bakterien im warmen und sauren Abwasser sowie in der Sielhaut von Abwasserleitungen und durch Schwefelsäure bildende, aerobe Bakterien (Typ Thiobazillus concretivorus) im sauerstoffhaltigen Feuchtraum über dem Abwasser kommt es zu einem treibenden Sulfatangriff, der Abwasserrohre aus Beton unter Gips- und Ettringitbildung zerstört.

Saurer Regen

Insbesondere in Werbeschriften für Betonschutzsysteme (Imprägnierungen, Beschichtungen) wird häufig behauptet, dass der saure Regen zu starkem Betonabtrag führen würde. Sachgerecht zusammengesetzter und dichter Beton hat durch den großen Kalkhydratüberschuss (ca. 25 % des hydratisierten Zementes liegen als freies Ca(OH)₂ vor) aber eine so große Pufferkapazität gegenüber saurem Regen, dass die dadurch bedingten Abwitterungen, z. B. durch die im Regenwasser enthaltene hoch verdünnte schweflige Säure mit einer Konzentration $c(\text{H}_2\text{SO}_3) \leq 0,00001 \text{ mol/l}$, auch über lange Zeiträume vernachlässigbar klein bleiben (ca. 1 mm in 20 Jahren). Viel wichtiger ist die Neutralisation eines Betons durch die Luftkohlendensäure, die zur Absenkung des pH-Werts des Betons und bei zu geringer Betondeckung zum baldigen Verlust des Korrosionsschutzes der Bewehrung führen kann (Carbonatisierung). Der Verwitterungswiderstand eines Betons (Abwitterung von Oberflächen im Millimeterbereich, u. a. durch sauren Regen) hängt im Wesentlichen von der Qualität der oberflächennahen Betonzone ab, die vom w/z-Wert und der Nachbehandlung beeinflusst wird. Die Zementart spielt eine untergeordnete Rolle (einen ausreichenden Hydratationsgrad vorausgesetzt).

Bestimmte Natursteine, insbesondere mit Kalkstein (CaCO_3) gebundene Sandsteine, sind wegen ihrer ungenügenden Pufferkapazität gegenüber saurem Regen und Kalk lösende Kohlensäure allerdings äußerst empfindlich.

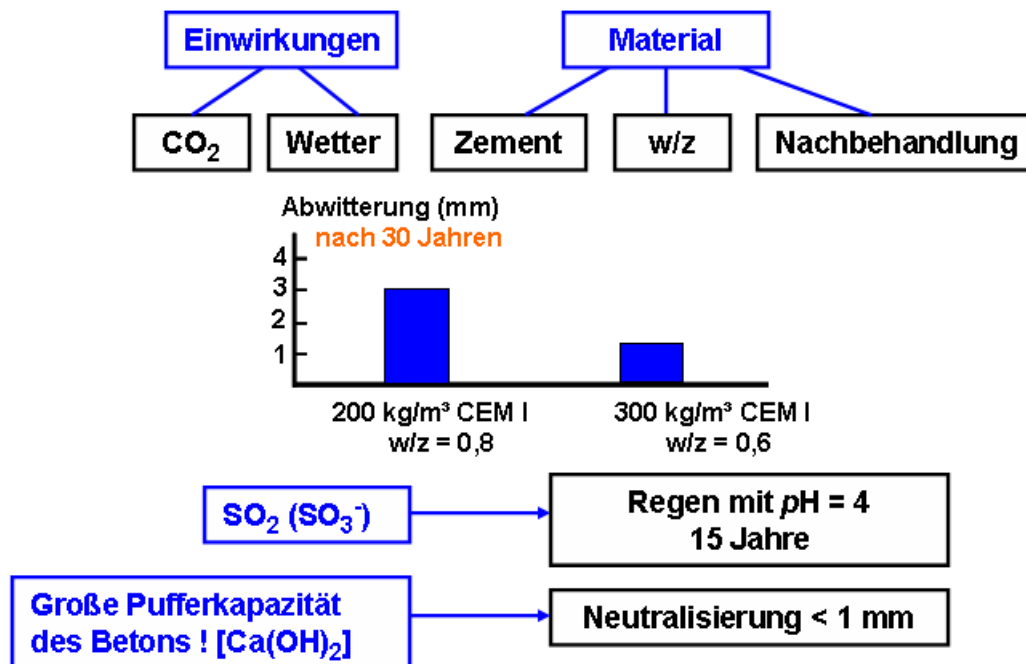


Bild 27: Einfluss saurer Regen [1]

Meerwasser

Meerwasser wäre aufgrund seines Magnesium- und Sulfatgehaltes zunächst als sehr stark Beton angreifende Lösung einzustufen, da der Salzgehalt verschiedener Meere sehr hoch ist.

Tabelle 5: Salzgehalt [8]

Ostsee	0,7 ... 1,6 %	
Nordsee	3,1 ... 3,6 %	Bei einem Salzgehalt von 3,6 % enthält Meerwasser unter anderem 1330 mg Mg^{2+}/l und 2780 mg $\text{SO}_4^{2-}/\text{l}$.
Mittelmeer	bis 4 %	

Bei der Beurteilung von Schäden muss ferner berücksichtigt werden, dass ein dem Meerwasser ausgesetzter Beton nicht nur einem chemischen Angriff, sondern auch einem komplexen Angriff durch Frost- oder mechanische Beanspruchung (Eisgeschiebe), ggf. auch Treibreaktionen (Alkali-, Sulfattreiben), ausgesetzt ist. Bei Bauten im Meer (Off-Shore-Bauten) kommt noch der hohe Wasserdruck und die starke dynamische Belastung durch den Wellengang hinzu, die über eine höhere Wassereindringtiefe und die damit verbundene größere Rissbildung die Wirkung des chemischen Angriffs verstärken können.

Erfahrungen und Auslagerungsversuche von Betonprobekörpern im Meerwasser haben gezeigt, dass das Meerwasser einen dichten Beton weit weniger stark angreift als eine Magnesiumsulfatlösung gleicher Konzentration. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass der hohe Chloridgehalt des Meerwassers den Sulfatangriff hemmen kann, denn die Chloride binden einen Teil der zum Sulfattreiben notwendigen Aluminate (C_3A) durch Bildung von Friedel'schem Salz (vgl. Kapitel 4.3). Dieser Vorgang hat jedoch auch zur Folge, dass weitere Chloride aus dem Meerwasser nun ungebremst in das Betoninnere transportiert werden können, weil keine Bindung mehr stattfinden kann. Dies kann dann zur Korrosion der Bewehrung

wirksamem Alkaligehalt und Gesteinskörnungen, die möglichst wenige der genannten Bestandteile enthalten (Alkali-Richtlinie [9]).

Eine andere Alkalireaktion, die zu Treiberscheinungen führen kann, tritt bei der Einwirkung von Alkalien auf dolomitische Gesteinskörnungen ein. Diese Reaktion wird auch als Entdolomitisierung oder als Alkali-Dolomit-Reaktion bezeichnet.

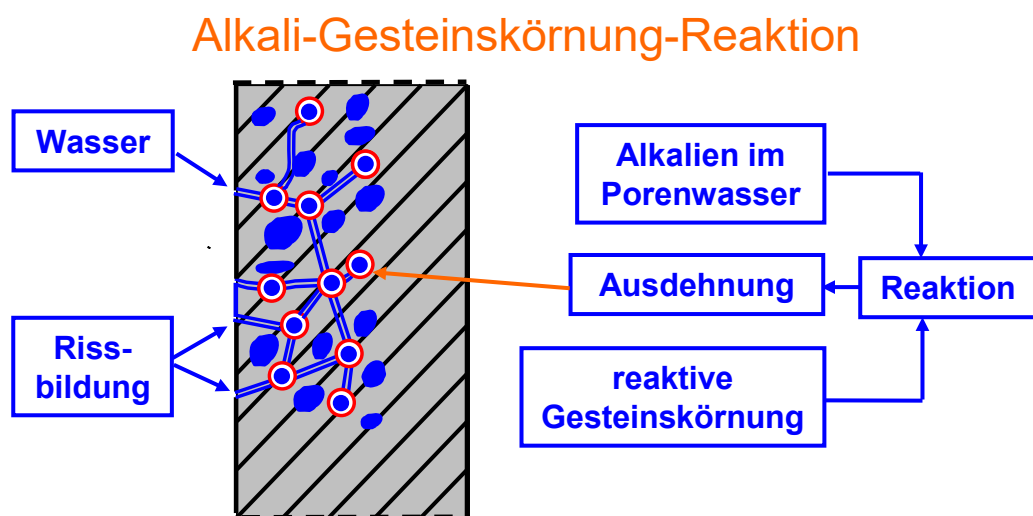
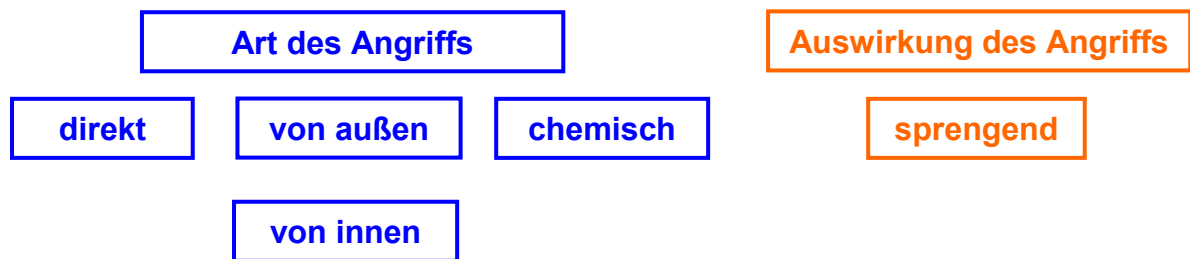


Bild 29: Schema der Alkali-Gesteinskörnungs-Reaktion [1]

5.3 Frostangriff auf Beton

5.3.1 Vorgänge bei der Frosteinwirkung

Während des Gefrierens von Wasser in porösen Systemen laufen mehrere Vorgänge ab, die das Gefrierverhalten (Frostwiderstand) ganz entscheidend beeinflussen:

- Volumenänderung des Wassers,
- Gefrierpunktniedrigung des Wassers in kleinen Poren,
- Verdunstungsneigung des Wassers an Porenoberflächen und
- Diffusionsvorgänge von Wasser im Porensystem.

Alle genannten Einflüsse sind ganz entscheidend von Art und Menge der Poren und insbesondere von der Porengrößenverteilung abhängig (Bild 30 und Bild 31).

① Volumenzunahme



② Gefrierpunkterniedrigung

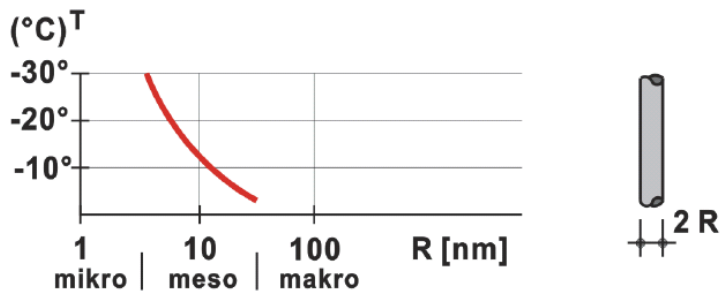


Bild 30: Maßgebende Vorgänge beim Gefrieren von Wasser in porösen Systemen [1]

③ Verdunstung



④ Diffusionsvorgang bei Abkühlung

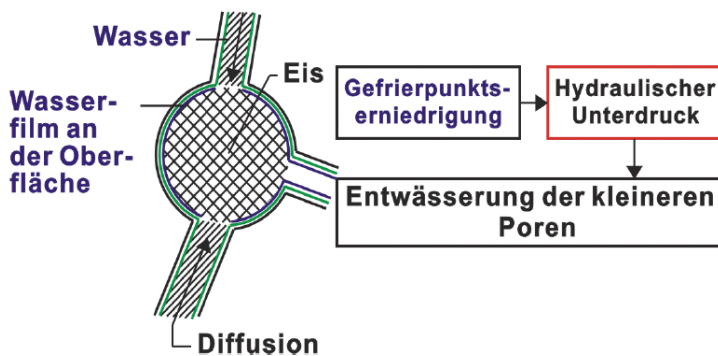


Bild 31: Maßgebende Vorgänge beim Gefrieren des Wassers in porösen Systemen [9]

5.3.2 Frostwiderstand

Es muss unterschieden werden, ob junger Beton während der Anfangserhärtung oder bereits ausreichend erhärteter Beton einer Frosteinwirkung bzw. wiederholten Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt wird. Junger Beton ist gefrierbeständig, d. h., er kann nach den RILEM-Richtlinien einen einzelnen Frost-Tau-Wechsel ohne Schaden überstehen, wenn er eine Mindestdruckfestigkeit von 5 N/mm^2 besitzt. Bei zu geringer Festigkeit besteht die Gefahr, dass die Betonfestigkeit bleibend herabgesetzt oder andere Eigenschaften beeinträchtigt werden. Wiederholte Frost-Tau-Wechsel können auch bei erhärtetem Beton bestimmte Eigenschaften nachteilig beeinflussen.

Bei gefrierbeständigem Beton, der einmal kurz nach Erreichen der Gefrierbeständigkeit durchfrozen wird und dann noch 28 Tage normal lagert, muss man bei niedrigem w/z-Wert mit einem Festigkeitsverlust von bis zu 15 % rechnen. Die Höhe des Festigkeitsverlustes hängt weitgehend von der Dauer der Vorlagerung vor dem Frost, d. h. von der Festigkeit bei Frostbeginn ab. Meist wird wegen der Porosität des Zementsteins das Porenvolumen des Betons bei Frost vergrößert. Die Schäden gehen von der Oberfläche aus und sind mehr oder weniger gleichmäßig über diese verteilt. Bei frostunbeständiger Gesteinskörnung werden meist nur einzelne Körner zerstört, die dann den darüber liegenden Beton abdrücken. Die Schäden zeigen sich daher nur an einzelnen Stellen der Betonoberfläche als strahlenförmige Risse über den Körnern oder als kraterförmige Aussprengungen, an deren Spitze ein frostunbeständiges Korn sitzt (Bild 32).

Die wichtigste Voraussetzung für einen hohen Frostwiderstand eines Normalbetons ist ein Gefüge mit wenig Kapillarporenraum, d. h. dichter normaler Gesteinskörnung und kapillarporenarmem Zementstein.

Der Frostwiderstand einer Gesteinskörnung hängt - wie bei allen Baustoffen – im Wesentlichen von Porenraum, Porenart und besonders Porengröße ab. Eine weitere Rolle spielt die Dauer des Wasserangebots, d.h., ob die Gesteinskörnung ggf. durch zwischenzeitliche Trocknungsperioden überhaupt die kritische Sättigung erreicht. Schließlich hat die Korngröße einen maßgebenden Einfluss. Einmal ist der Porenraum kleinerer Körner der gleichen Gesteinskörnung geringer, da die Zerkleinerung über die Kornporen läuft, andererseits kann das Wasser in kleinen Körnern beim Gefrieren eher aus dem Korn entweichen als bei großen Körnern, sodass sich dann kein schädlicher Druck aufbauen kann.

Wegen der vorausgegangenen, jahrzehntelangen mechanischen Beanspruchung der Gesteinskörnungen in Gerinnen und Flussläufen enthalten natürlich entstandener Sand und Kies und daraus durch Brechen gewonnene Gesteinskörnung meist nur wenig frostempfindliche Körner. Gesteinskörnung aus gebrochenem Felsgestein hat im Beton im Allgemeinen einen ausreichenden Frostwiderstand, wenn die Wasseraufnahme des Gesteins 0,5 M.-% nicht überschreitet oder das Gestein im durchfeuchteten Zustand eine Druckfestigkeit von mindestens 150 N/mm^2 aufweist. Dann ist die Wasseraufnahme gering und bei Eisdruck leistet das dichte Gestein ausreichend Widerstand. Außerdem spielen folgende Betoneigenschaften eine wichtige Rolle: Zugfestigkeit, E-Modul, Kriechen bzw. Relaxation, Wärmedehnung, Wasserdichtheit, Hydratationswärme und Wärmeleitfähigkeit. Neben der eigentlichen Ursache der Frostschaäden, der Volumenzunahme des Wassers bei Eisbildung, können bei der Inhomogenität eines Betons auch stark unterschiedliche Wärmedehnungskoeffizienten von Zementstein und Gesteinskörnung bei schnellen Temperaturänderungen zu Gefügespannungen und Rissen führen. Die erforderliche Druckfestigkeit für frostbeständigen Normalbeton beträgt je nach Klima rund 15 bis 40 N/mm^2 .

Straßenbeton soll nach ausreichender Erhärtung vor der ersten Frostbeanspruchung einmal austrocknen, um luftgefüllte Kapillarporen zu erhalten. Im Herbst wird statt feuchter Nachbehandlung kurze Zeit nach dem Einbringen des Straßenbetons ein Nachbehandlungsfilm aufgesprüht, damit der Beton einerseits nur langsam und nicht zu früh austrocknet und andererseits bei der Hydratation kein Wasser nachsaugen bzw. nach Teilaustrocknung kein oder nur wenig Wasser aufnehmen kann.

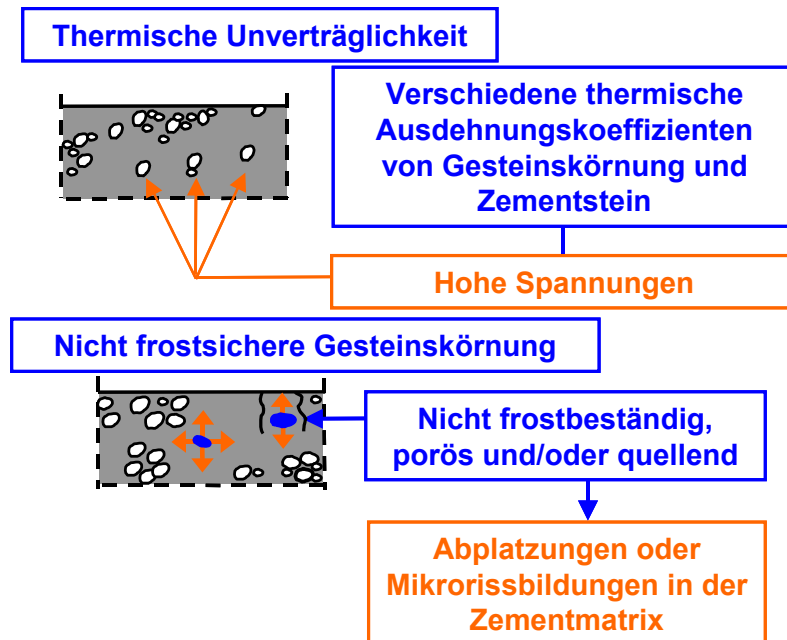


Bild 32: Frostbeständigkeit [1]

5.3.3 Wirkung künstlicher Luftporen

Die Frostwiderstandsfähigkeit von Beton wird durch den Zusatz von Luftporenbildnern erhöht (Bild 33). Die dadurch erzeugten MikroLuftporen sollten größer als die Kapillarporen ($\geq 50 \mu\text{m}$), aber **kleiner als $300 \mu\text{m}$** sein. Um ausreichend wirksam zu sein, müssen sie gleichmäßig verteilt sein und dürfen keinen zu großen Abstand haben, da sich sonst der Gefrierdruck in den Kapillaren nicht in die Luftporen hinein ausgleichen kann (Bild 34). Aus zahlreichen Versuchen hat sich ergeben, dass jeder Punkt im Zementstein nicht weiter als **$200 \mu\text{m}$** von der nächsten Luftpore entfernt sein sollte. Dieser als **Abstandsfaktor AF** bezeichnete Werte kann an Betonschnittflächen mikroskopisch durch Linienmess- und -zählverfahren oder durch quantitative Bildanalyse als statistischer Mittelwert ermittelt werden [8].

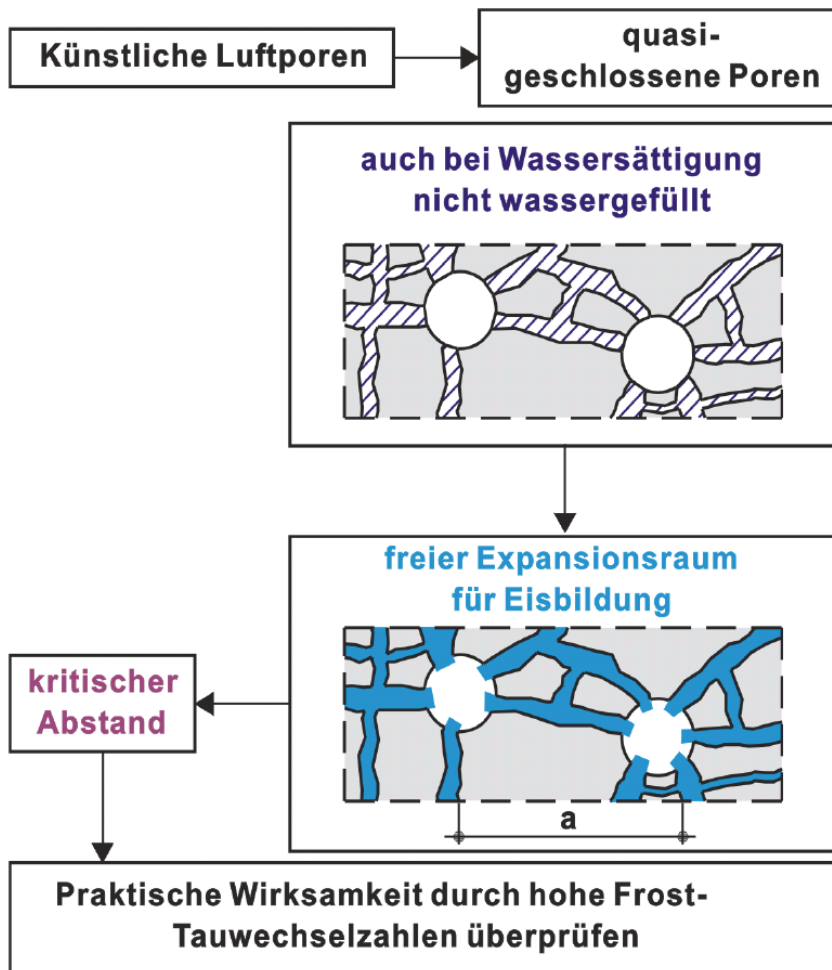


Bild 33: Wirkung künstlicher Luftporen auf den Frostwiderstand von Beton [1]

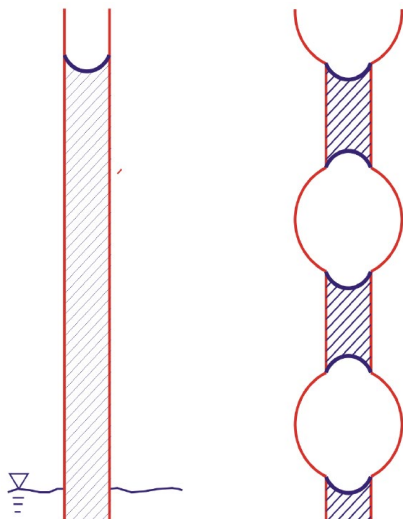


Bild 34: Wirkung künstlicher Luftporen [1]

Theoretisch ergibt sich bei etwa 160 bis 170 l Anmachwasser/m³ Beton für einen normalen Beton und einer Ausdehnung des Wassers bei Gefrieren von 9,1 Vol.-% ein Luftporenbedarf von mindestens 1,5 Vol.-%. Da die Mikroluftporen zum Teil $\leq 50 \mu\text{m}$ und $\geq 300 \mu\text{m}$ sind und die normalerweise vorhandenen größeren Verdichtungsporen nicht wirksam sind, ist der praktisch erforderliche Gesamtluftgehalt größer. Hinzu kommt, dass durch eine Erhöhung der Feinteile im Beton (ungünstigere Kornzusammensetzung, kleineres Größtkorn, höherer

Mehlkorngehalt) der Zementleim- und Wasserbedarf wesentlich erhöht werden kann. Durch den höheren Wassergehalt kann der theoretisch erforderliche Luftporengehalt im Zementstein bis zu doppelt so groß werden wie oben errechnet. Durch den höheren Zementsteingehalt kann der theoretisch erforderliche Luftporengehalt im Beton noch einmal wesentlich ansteigen. Schließlich gehen nach dem Mischen etwa 20 bis 25 % des LP-Gehaltes durch Transport, Einbau und Verdichten verloren. [8]

Aus diesen Gründen wird in der ZTV-ING [11] für Straßenbeton ein Luftporengehalt $\geq 4,0$ Vol.-% gefordert. Der Luftporengehalt sollte 6 % nicht überschreiten, da sonst die Druckfestigkeit zu stark abnimmt (vgl. Skript „Festbeton“). Dieser Festigkeitsminderung kann ggf. durch die Kombination des LP-Mittels mit einem Betonverflüssiger begegnet werden.

5.3.4 Einfluss von Taumitteln

Frostschäden werden auch durch Taumittel hervorgerufen oder verstärkt und treten als flächenhafte Abtragungen auf. Auf Straßen werden meist Natriumchlorid bis etwa -10 °C, seltener Calcium- und Magnesiumchlorid bei niedrigeren Temperaturen bis etwa -20 °C gestreut. Auf den Beton wirken die Salze nicht oder nur schwach angreifend, ggf. durch Kristallisationsdruck in den Zementsteinporen. Neben der Umweltbelastung und der Fahrzeugkorrosion entstehen jedoch immer mehr Probleme an Brückenbauwerken durch die Korrosion des Betonstahls. Auf Flugplätzen werden daher künstlicher Harnstoff (Urea) oder Alkohole verwendet, die zwar teurer sind, aber keine Korrosion von Flugzeugteilen verursachen. Harnstofflösungen können im Beton bei Temperaturen über $+20$ °C bis $+30$ °C zu Ammoniak und Kohlensäure zersetzt werden, die beide Beton angreifend sind [12, 13].

Die Taumittel bringen Schnee und Eis auf dem Beton durch die Gefrierpunktniedrigung des Wassers zum Schmelzen und entziehen die dazu notwendige Schmelzwärme fast ausschließlich dem Beton. Die dabei auftretende schockartige Abkühlung der Betonoberfläche kann bis zu 14 K in 1 bis 2 Minuten betragen [14]. Die dadurch verursachten Zugspannungen liegen im Bereich der Betonzugfestigkeit und darüber [15].

Durch die Diffusion von Taumitteln in den Beton entsteht in einer dünnen Schicht ein Konzentrationsgefälle von außen nach innen und dadurch eine kontinuierliche Änderung des Gefrierpunktes [16]. Beim Überschneiden der Temperatur- und der Gefrierpunktkurve kann es geschehen, dass das Wasser im Beton zuerst an der Oberfläche und in einer tiefer liegenden Schicht und erst beim weiteren Abkühlen in der dazwischen liegenden Schicht gefriert. Es kann dabei den Gefrierdruck nicht in die Poren der benachbarten gefrorenen Schichten abgeben und sprengt daher die äußere Schicht ab (Bild 35). Deshalb sind Tausalzschäden in ihrer Art gewöhnlichen Frostabsprengungen sehr ähnlich, die bei Beton mit hohem w/z-Wert auftreten.

Taumittel setzen den Dampfdruck im Beton herab. Dadurch wird die Wirkung der Taumittel noch erhöht, indem der Beton schon bei niedrigen Luftfeuchten mit Wasser gesättigt ist und in Trocknungsperioden weniger Wasser verdunstet und mehr gefrierbares Wasser im Beton verbleibt (Bild 36).

Bevor der Beton mit Tausalz in Berührung kommt, sollte er wenigstens einmal austrocknen, da sich eine einmal ausgetrocknete Betondecke nicht mehr so stark voll saugt und die Sprengkräfte in den nur zum Teil mit Wasser gefüllten Kapillarporen kleiner sind. Im Spätherbst hergestellte Betonfahrbahnen sollten deshalb nicht durch Feuchthalten nachbehandelt, sondern durch einen Nachbehandlungsfilm vor Feuchtigkeitsabgabe geschützt werden. Stets ist für eine ausreichende Entwässerung zu sorgen, damit das Salzwasser von der Betonoberfläche abfließen

kann. Bild 37 zeigt weitere maßgebende Einflussgrößen auf den Frost- und Tausalzwehstand von Beton.

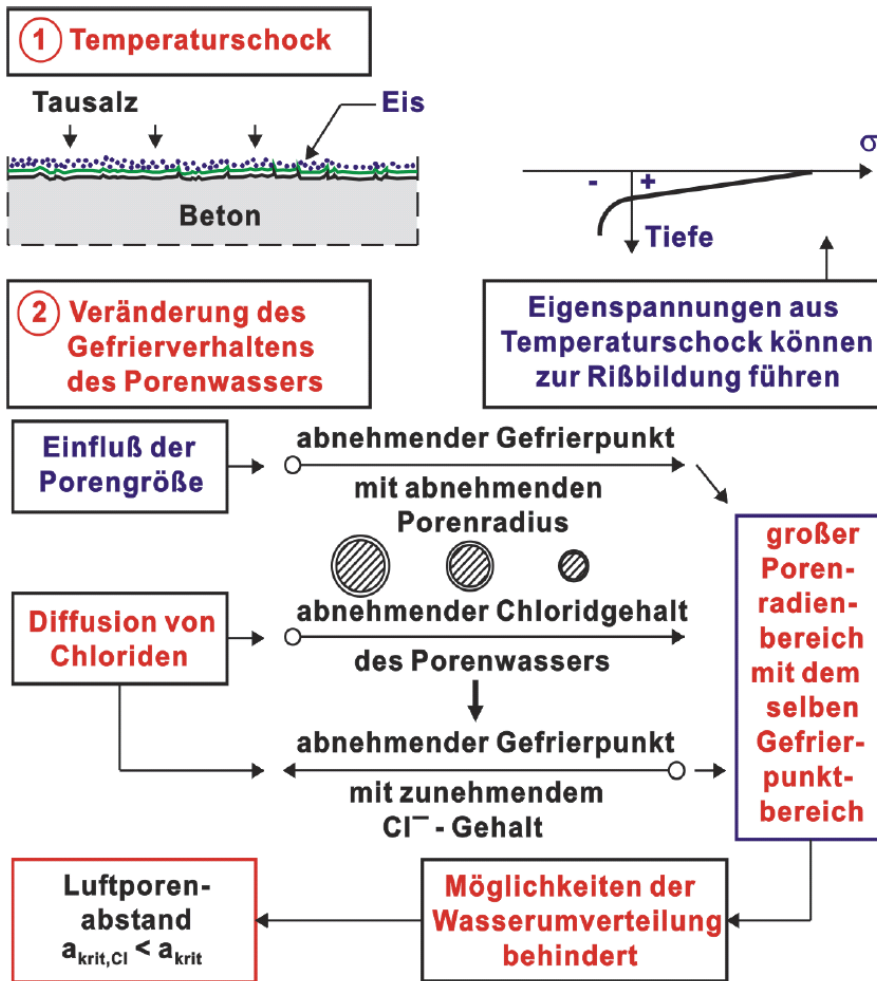


Bild 35: Frost- und Tausalzwehstand von Beton [1]

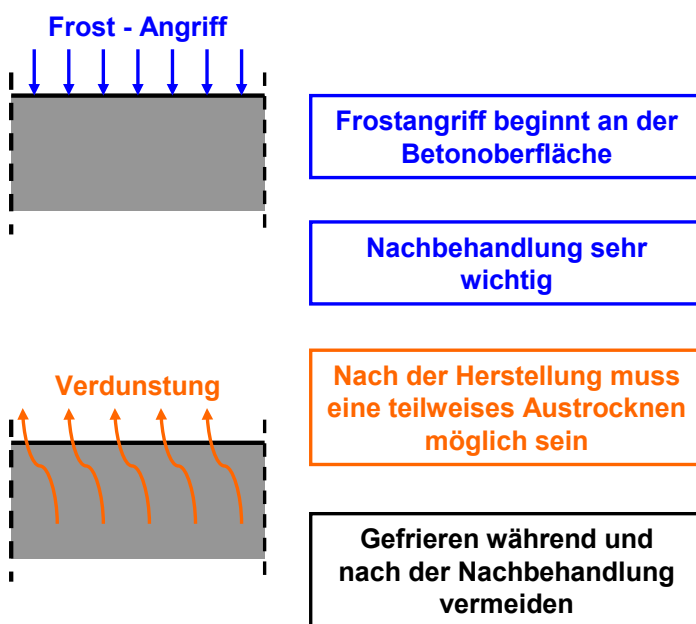


Bild 36: Frostwehstand von Beton - Aspekte bei der Bauausführung [1]

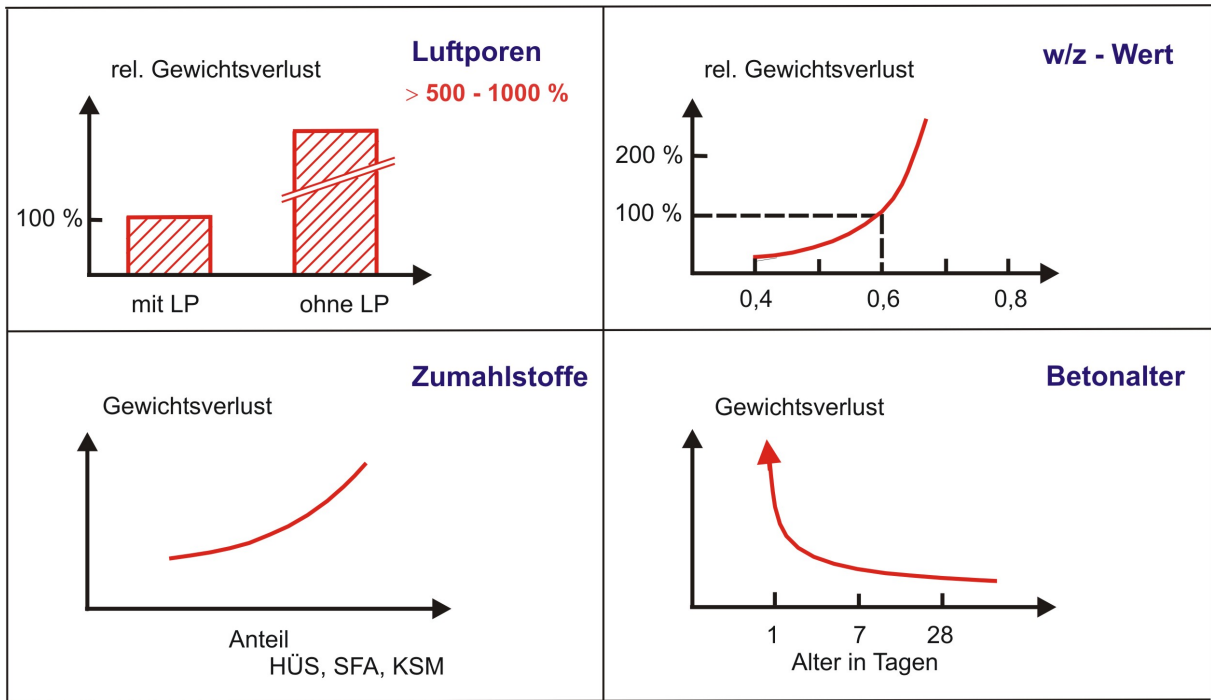


Bild 37: Maßgebende Einflussgrößen auf den Frostwiderstand von Beton [1]

6 Mechanische Abrasion von Beton

Eine natürliche, trockene und mechanische Abrasion eines Betons ist in Nord- und Mitteleuropa praktisch nicht bekannt und lediglich auf Wüstengebiete (Afrika, Amerika, ferner Osten) beschränkt. Der Betonabtrag erfolgt durch quarzhaltigen Flugsand, welcher mit hoher Geschwindigkeit auf die Außenseiten von Betonbauteilen einwirkt und diese unregelmäßig abträgt. Bei künstlicher Einwirkung von Sand auf Beton (z. B. beim Sandstrahlen) wird Letzterer bei Instandsetzungsmaßnahmen gezielt abgetragen. Weiterhin können Betonbauteile einem erheblichen mechanischen Abtrag in Tosbecken oder durch Geschiebefrachten im Wasserbau unterworfen sein. Auch der Verschleiß der obersten Schicht von Betonfahrbahnen durch die kombinierte Einwirkung von Schwerlastverkehr allein oder in Gegenwart von Wasser bzw. Tausalzlösung muss hier genannt werden.

7 Bewehrungskorrosion

7.1 Grundlagen

Stahl ist in Beton durch die Alkalität des Porenwassers ($\text{pH} = 12,5 \dots 13,5$) vor Korrosion geschützt. Im Bereich solcher pH -Werte bildet sich auf der Stahloberfläche eine mikroskopisch dünne Oxidschicht aus, welche die anodische Eisenauflösung praktisch unterbindet (Bild 38). Normaler Stahl verhält sich damit bei pH -Werten über etwa 12 wie Edelstahl in normaler Atmosphäre.

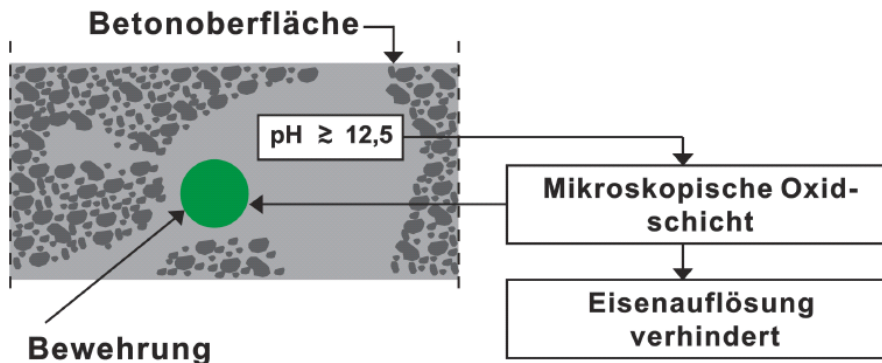


Bild 38: Korrosionsschutz der Bewehrung durch Alkalität des Betons [2]

Wenn der pH -Wert des Betons auf unter 9 abfällt oder wenn der Chloridgehalt des Betons einen kritischen Grenzwert überschreitet, geht die Passivschicht und als Folge davon der Korrosionsschutz entweder örtlich eng begrenzt oder über größere Oberflächenbereiche verloren.

Korrosion an der Bewehrung ist aber erst möglich, nachdem die Carbonatisierung oder ein kritischer Chloridgehalt die Oberfläche der Bewehrung erreicht haben (Bild 39).

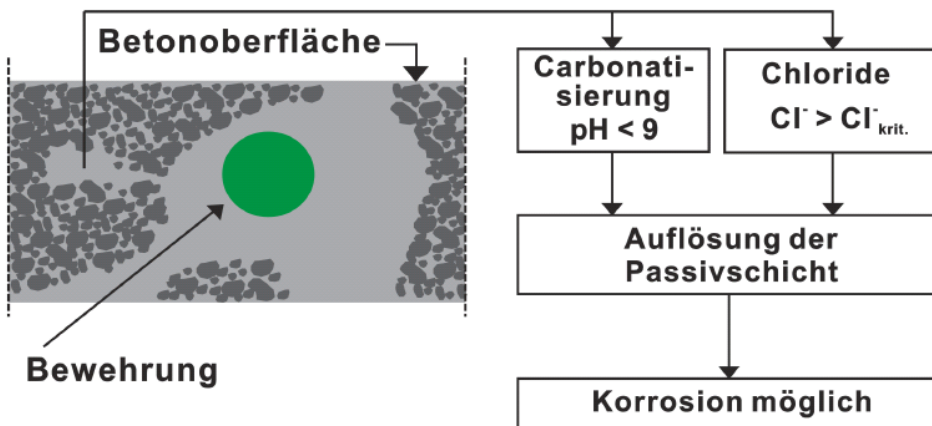


Bild 39: Korrosion der Bewehrung nach Auflösung der Passivschicht [2]

Die Einleitungsprozesse (Carbonatisierung, Eindringen von Chloriden) und der Zerstörungsprozess selbst (Korrosion der Bewehrung) werden von unterschiedlichen Parametern beeinflusst. Deshalb müssen die Einleitungsperioden und die Zerstörungsperioden getrennt betrachtet werden.

Das in Bild 40 skizzierte grundsätzliche Schädigungsschema kann wie folgt beschrieben werden:

Während der Einleitungsperiode dringt die Carbonatisierung, Chloride oder andere schädliche Bestandteile aus der Umgebung des Bauteils zur Oberfläche der Bewehrung vor. Die Bewehrung selbst erleidet in diesem Zeitraum keine Schädigung, genauso wenig muss der Einleitungsprozess für den Beton schädlich sein.

Während der Zerstörungsperiode ist die Passivschicht nicht stabil und die Bewehrung korrodiert. Die Schädigung an der Bewehrung beginnt aber erst nach Depassivierung, also nicht während der Einleitungsperiode. Dies ist bei der Beurteilung eines aktuellen Korrosionszustandes in einem bestimmten Alter der Bauwerke von Bedeutung, wenn der weitere Schadensablauf abgeschätzt werden soll.

Der Grenzzustand bedeutet, dass ein bestimmter Grenzwert der Zerstörung überschritten ist (Abplatzungen der Betondeckung, unzulässige Abrostung des Stahls). Das kann entweder bedeuten, dass das Ende der Lebensdauer erreicht ist oder dass Reparaturmaßnahmen erforderlich werden.

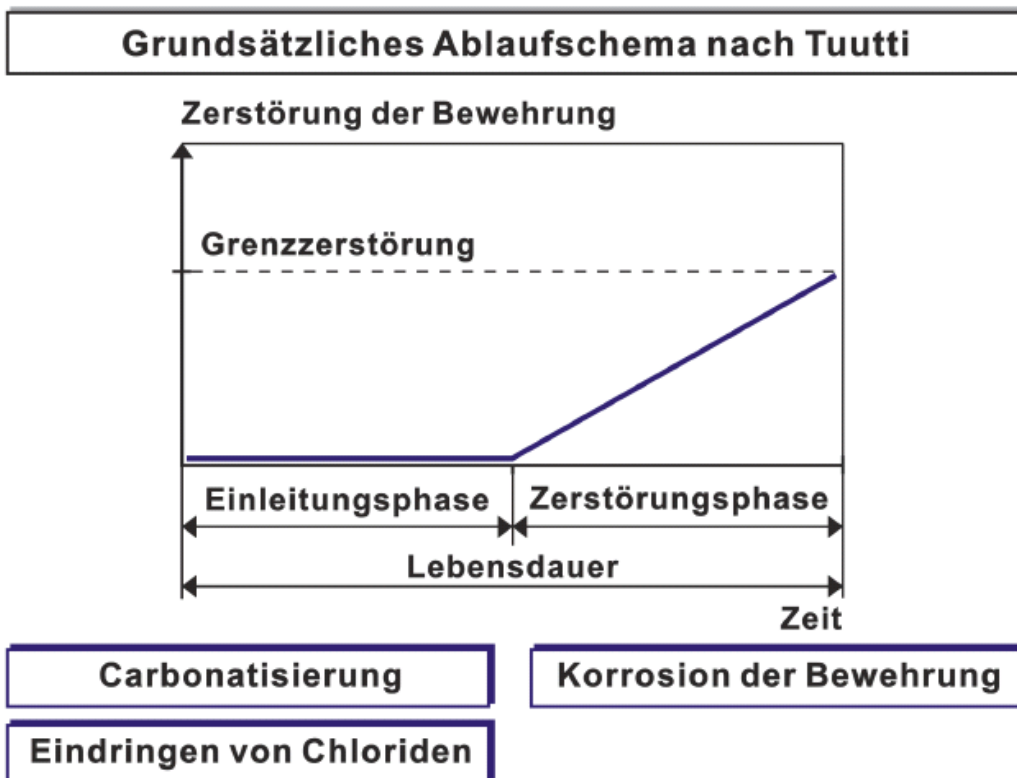


Bild 40: Korrosion von Stahl im Beton ([2] nach [17])

7.2 Carbonatisierung des Betons

Bei der Hydratation der Calciumsilikate wird durch die Hydrolyse $\text{Ca}(\text{OH})_2$ abgespalten. Dieses geht zusammen mit anderen Alkalien in Lösung, wodurch sich je nach verwendeter Zementart im Porenwasser ein pH -Wert von mehr als **11,5 bis 13,7** einstellt [8]. Wenn das in der Luft enthaltene Kohlendioxid in den Zementstein eindiffundiert und mit dem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ CaCO_3 bildet, kann der pH -Wert des Porenwassers bis unter **9** absinken (Bild 41). Andererseits wird durch die Bildung von kristallinem CaCO_3 die Dichtigkeit des Zementsteins bei Portlandzementen erhöht [18].

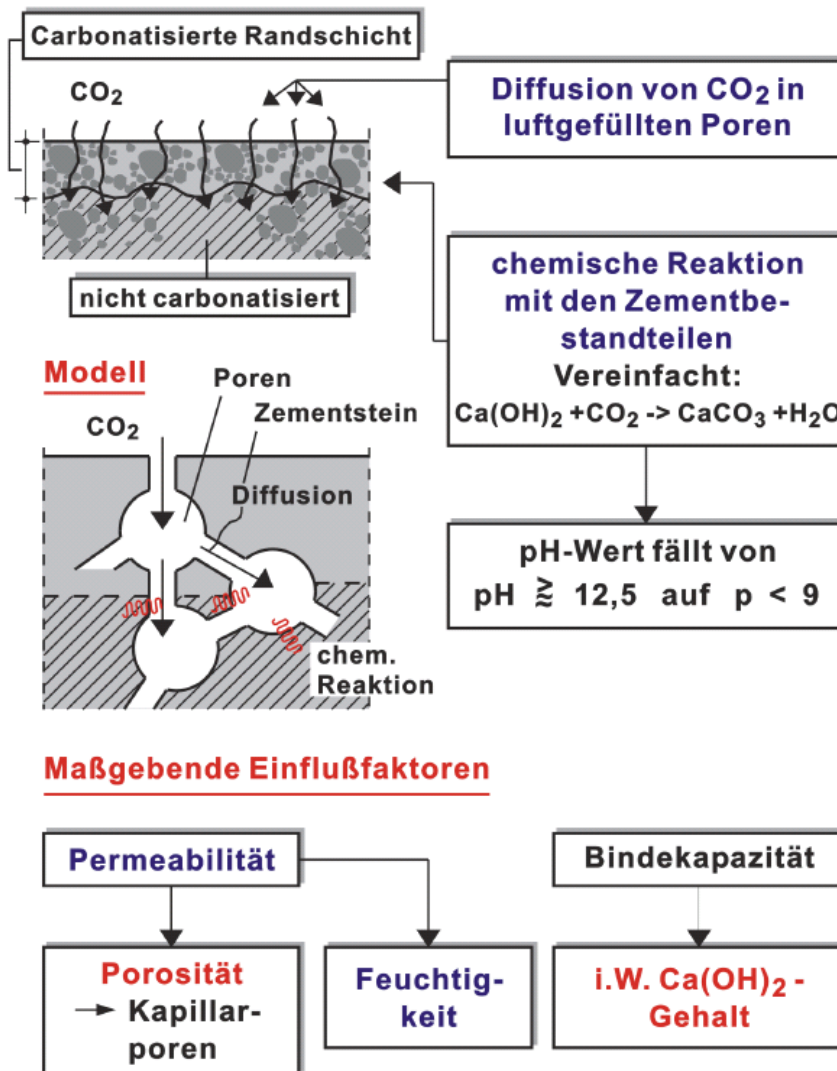


Bild 41: Carbonatisierung des Betons [2]

Dieser als **Carbonatisierung** bezeichnete Vorgang ist im Wesentlichen von der Betonzusammensetzung (Zementsteinporenraum), der Vorlagerung (Nachbehandlung des Betons) und den Lagerungsbedingungen während der Carbonatisierung (relative Luftfeuchte, Feuchtigkeitsgehalt des Betons, CO₂-Gehalt der Luft) sowie der Carbonatisierungsdauer abhängig. So nimmt die Dicke der carbonatisierten Randschicht des Betons mit dem w/z-Wert (d. h. mit zunehmendem Zementsteinporenraum) praktisch linear zu. Die Zunahme der Carbonatisierungstiefe d_c mit der Zeit t lässt sich etwa mit der Gleichung

$$d_c = a \cdot \sqrt{t}$$

beschreiben, wobei in a Parameter enthalten sind, die von den oben beschriebenen Einflussgrößen bestimmt werden. Der Parameter a entspricht $a = K \cdot \sqrt{4 \cdot D_K}$ in Bild 42. Bei wechselnder Durchfeuchtung (Außenbauteile) verläuft die Carbonatisierung langsamer als dem \sqrt{t} -Gesetz entspräche und erreicht bei direkt berechneten Bauteilen einen praktischen Grenzwert (nach 10 bis 20 Jahren). Zur Abschätzung der Eindringgeschwindigkeit der Carbonatisierung liegt man daher mit dem \sqrt{t} -Gesetz auf der sicheren Seite.

Wenn man beispielsweise in einem Bauwerksalter von 9 Jahren eine mittlere Carbonatisierung von 12 mm gemessen hat (zur Messung der Carbonatisierungstiefe s. u.), kann man unter

Anwendung des \sqrt{t} -Gesetzes die Carbonatisierungstiefe für die Zukunft auf einfache Weise abschätzen:

$$9 \text{ Jahre: } d_c = a \cdot \sqrt{t} \Rightarrow 12 = a \cdot \sqrt{9} \Rightarrow a = 4$$

$$16 \text{ Jahre: } d_c = 4 \cdot \sqrt{16} = 16 \text{ mm}$$

$$25 \text{ Jahre: } d_c = 4 \cdot \sqrt{25} = 20 \text{ mm}$$

Vereinfachtes Modell

(konstante Umgebungsbedingungen,
relativ trocken)

$$d_c = K \sqrt{4 \cdot D_K \cdot t}$$

d_c : Carbonatisierungstiefe
 K : Materialkonstante
 D_K : Diffusionskonstante
 t : Zeit

Verfeinertes Modell

Berücksichtigung von:

- Wechselnde Umgebungsfeuchte
- Nacherhärtung
- Ca(OH)_2 - Diffusion

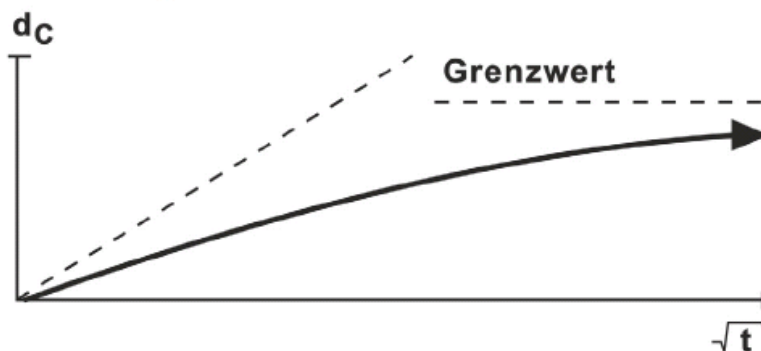


Bild 42: Carbonatisierung (Eindringgeschwindigkeit) [2]

In gleicher Weise kann man abschätzen, nach welcher Zeit die Carbonatisierungstiefe die Bewehrung erreichen und damit Korrosionsgefahr gegeben sein wird. Wenn für oben genanntes Beispiel die (am zu beurteilenden Bauwerk gemessene) Betondeckung 25 mm beträgt, kann man das Alter t_{krit} des Bauwerkes abschätzen, ab dem mit Korrosion gerechnet werden muss.

$$t_{krit} = \frac{c^2}{a^2} = \frac{25^2}{4^2} = 39 \text{ Jahre}$$

Man kennt damit etwa den Zeitraum, ab dem mit Schäden gerechnet werden bzw. vor dem man Schutzmaßnahmen ergreifen muss, um Schäden zu vermeiden.

Relative Luftfeuchtigkeiten von 50 bis 70 % bewirken die größten Carbonatisierungsgeschwindigkeiten, da einerseits für die CO_2 -Reaktion Wasser benötigt wird und daher trockener Zementstein unter etwa 30 % relative Luftfeuchte nicht carbonatisieren

kann, andererseits aber das CO₂-Gas nur durch Poren diffundieren kann, wenn sie nicht wassergefüllt sind. Mit zunehmender Feuchtigkeit nimmt die Eindringgeschwindigkeit der Carbonatisierungsfront ab, dringt also langsamer in Richtung Bewehrung vor. Außenbauteilbedingungen und insbesondere direkte Beregnung wirken sich deshalb günstig aus (allerdings gilt dieser günstige Einfluss nur unter der Voraussetzung, dass die Carbonatisierung den Bewehrungsstahl nicht erreicht. Ist dies, z. B. infolge zu geringer Betondeckung oder schlechter Betonqualität, der Fall, wirkt ein hoher Feuchtigkeitsgehalt des Betons korrosionsbeschleunigend).

Die gegenüber dem \sqrt{t} -Verlauf langsamere Korrosionsgeschwindigkeit bei Bauteilen im Freien, die der direkten Beregnung ausgesetzt sind, ist in erster Linie der Tatsache zuzuschreiben, dass der Beton nach der Beregnung in den oberflächennahen Zonen wassergesättigt ist und damit der Carbonatisierungsfortschritt zum Stillstand kommt (in wassergesättigtem Beton kann das zur Carbonatisierung erforderliche CO₂ nicht eindringen). Nach einer Beregnungsphase trocknet der Beton nur langsam wieder aus und zwar von der Oberfläche beginnend. Die Carbonatisierung kann nun erst weiter fortschreiten, wenn die Austrocknung des Betons die Carbonatisierungsfront erreicht hat. Je tiefer die Carbonatisierungsfront ins Betoninnere fortgeschritten ist, desto länger dauert die Austrocknung bis zur Carbonatisierungsfront und desto kürzer werden die „aktiven“ Carbonatisierungsperioden zwischen Beregnungsperioden: Der Carbonatisierungsverlauf im d_K - \sqrt{t} -Diagramm flacht ab. Ein weiterer Einfluss ist die Diffusion von „carbonatisierbarer Substanz“ (Ca(OH)₂) zur carbonatisierten Randschicht, bedingt durch das (OH)⁻- und Ca⁺⁺-Ionenkonzentrationsgefälle zwischen carbonatisierter Randzone und nicht carbonatisiertem Betoninneren (wenn der pH-Wert durch Carbonatisierung von pH = 13 auf pH = 9 fällt, ändert sich die (OH)⁻-Ionenkonzentration um den Faktor 10.000!). Anders ausgedrückt, kommt dem CO₂ carbonisierbare Substanz entgegen, der Carbonatisierungsfortschritt wird gebremst und zwar umso mehr, je tiefer die Carbonatisierungsfront ins Betoninnere vorgedrungen ist (da das CO₂ einen immer größeren Widerstand überwinden muss). Bei trockenen Innenraumbetonen ist dieser Effekt vernachlässigbar, da das CO₂ einerseits viel leichter eindringen kann und andererseits der Ionentransport (der ja im Wasser abläuft) stark gehemmt ist. Der Einfluss der Umgebungsfeuchte auf den Carbonatisierungsfortschritt wird aus Bild 43 deutlich.

Die Messung der Carbonisierungstiefe ist von großer baupraktischer Bedeutung, wenn eine Bestandsaufnahme zur Abschätzung der Korrosionsgefahr vorgenommen wird. Wegen der mit der Carbonatisierung verbundenen pH-Wert-Änderung des Betonporenwassers (Ca⁺⁺-, Na⁺-, K⁺- und OH⁻-Ionen sind im Porenwasser gelöst und abhängig von ihrer Konzentration für den pH-Wert verantwortlich) ist die Messung der Carbonisierungstiefe sehr einfach. Auf frische Betonbruchflächen werden pH-Wert-Indikatoren aufgesprüht, die unterschiedliche pH-Werte durch unterschiedliche Färbung kennzeichnen (Lackmus-Papier-Prinzip). Zur Messung der Carbonisierung des Betons hat sich verdünnte Phenolphthaleinlösung (in der Regel 0,1-prozentig) bewährt. Beim Aufsprühen auf frische Betonbruchflächen färben sich nicht carbonatisierte Bereiche (pH > 12,6) kräftig rot, carbonatisierte Bereiche (pH < 9) bleiben farblos. Der schraffierte Kernbeton in Bild 41 würde kräftig rot erscheinen, die carbonatisierte Randschicht bleibt farblos.

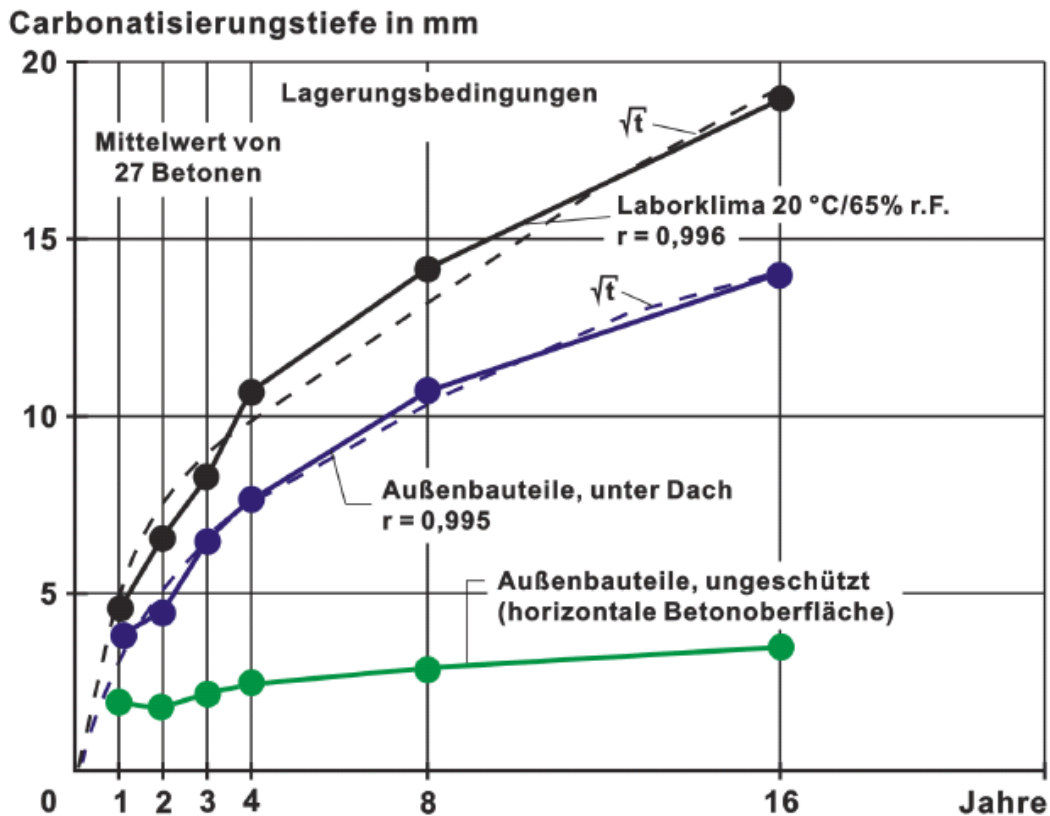


Bild 43: Carbonatisierungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen [2]

7.3 Eindringen von Chloriden in Beton

Chloride sind negative Ionen von Salzen. Baupraktisch sind folgende Salze von Bedeutung:

- NaCl (Natriumchlorid, z. B. Kochsalz oder Tausalze),
- CaCl₂ (Calciumchlorid, z. T. als Tausalz eingesetzt) und
- MgCl₂ (Magnesiumchlorid).

Chloride können entweder aus Tausalzanwendung, aus dem Meerwasser oder aus der Luft (Seeluft, nach PVC-Bränden) in den Beton gelangen. Der Chloridtransport erfolgt über das Porenwasser. Im Gegensatz zur Carbonatisierung handelt es sich hier also um eine Diffusion von Chloridionen in wassergefüllten Poren. Je größer der Wassergehalt des Betons ist, desto größer kann bei sonst gleichen Bedingungen die Eindringgeschwindigkeit von Chlorid sein.

Bei der Carbonatisierung des Betons wird eine mehr oder weniger scharfe Alkalitätsgrenze, die so genannte Carbonatisierungsfront, beobachtet. Im Gegensatz dazu ergibt sich beim Eindringen von Chloriden immer ein Chloridkonzentrationsprofil, das mit dem Abstand von der Betonoberfläche und mit der Zeit bzw. der Beaufschlagungsdauer mit Chloriden in der Regel zunimmt. Der Zementstein ist in der Lage, eine gewisse Menge von Chloriden chemisch und physikalisch zu binden. Die chemischen Reaktionsprodukte sind vorwiegend Friedel'sches Salz. Die in der Zementsteinmatrix gebundenen Chloride sind bzgl. der Bewehrungskorrosion unkritisch, nur die freien Chloridionen in der Porenwasserlösung können Korrosion an der Bewehrung auslösen. Bei der Ermittlung von Chloridkonzentrationsprofilen an Bauwerksbetonen wird praktisch immer der Gesamtchloridgehalt ermittelt. Da die Bindefähigkeit für Chloride auch sehr stark von der Betonzusammensetzung, insbesondere der Zementart, abhängt, gibt der Gesamtchloridgehalt nur eine sehr bedingte Antwort auf die tatsächlich bestehende Korrosionsgefahr an der Bewehrung (Bild 44).

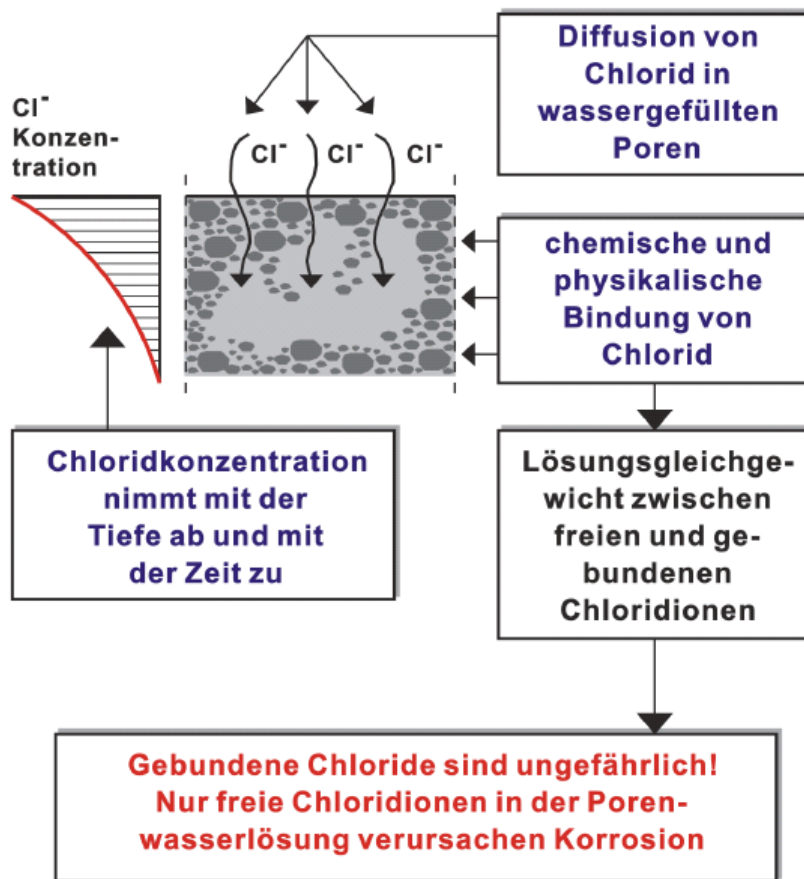


Bild 44: Eindringen von Chloriden [2]

Wenn Chloride mit Betonoberflächen in Kontakt kommen, ist dies immer auch mit einem Angriff von Wasser verbunden, da Chloride nur in gelöster Form beweglich sind (Salze dringen nicht ein).

Finden keine Wassertransportvorgänge im Beton statt, können Chloride nur auf dem Wege der Diffusion infolge von Konzentrationsunterschieden von Chlorid an der Betonoberfläche und im Betoninneren eindringen. In praktisch allen Fällen werden aber Wassertransportvorgänge mit im Spiel sein. Dabei können mit dem Wassertransport Chloridionen mittransportiert werden („Huckepack-Transport“). Weiterhin spielen Bindevorgänge in der Zementsteinmatrix auf die Eindringgeschwindigkeit von Chloriden in den Beton eine wesentliche Rolle: Je mehr Chlorid von der Zementsteinmatrix gebunden werden kann, desto langsamer können bei sonst gleichen Bedingungen an der Betonoberfläche Chloride ins Betoninnere vordringen.

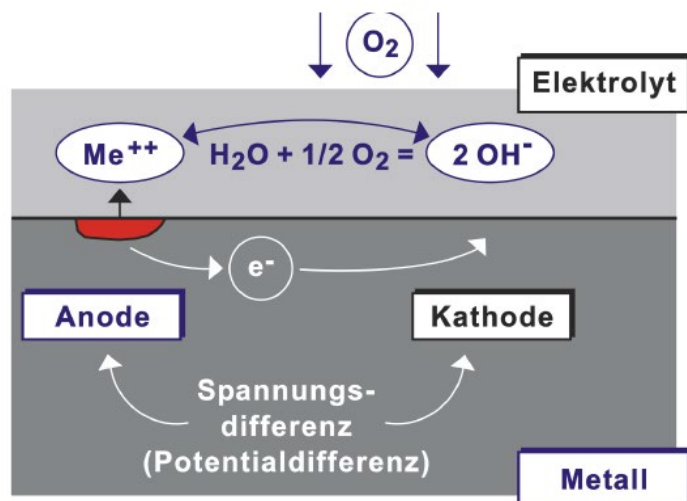
Die Messung von Chloridprofilen zur Beurteilung der Gefährdung der Bewehrung ist nicht in ähnlich einfacher Weise möglich, wie dies bei der Ermittlung der Carbonatisierungstiefe der Fall ist. Mit Silbernitrat steht zwar ein Chloridindikator zur Verfügung (Weißfärbung bei Anwesenheit von Chloriden), Aussagen bzgl. Korrosionsgefahr nach diesem Test sind aber nur sehr eingeschränkt, wenn überhaupt, möglich. Normalerweise muss durch Entnahme von Bohrkernen und scheinchenweiser Ermittlung des Chloridgehaltes oder durch tiefenabhängige Bohrmehlentnahmen aus dem Beton ein Chloridprofil ermittelt werden, um die Korrosionsgefahr abschätzen zu können. Der kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt im Beton ist keine feste Größe, sondern hängt von einer großen Zahl von Einflussparametern ab (Betonzusammensetzung, Permeabilität, Umgebungsbedingungen, Betondeckung usw.). Ein Wert von etwa 0,5 % Cl⁻ bezogen auf die Zementmasse stellt für die meisten Fälle aber einen guten Anhaltswert dar. Wegen der Komplexität der Zusammenhänge ist bei der Beurteilung

chloridinduzierter Korrosion oder Korrosionsgefahr immer ein Fachmann auf diesem Gebiet einzuschalten.

7.4 Korrosionsprozess

7.4.1 Mechanismen

Die grundsätzlichen Korrosionsmechanismen bei Stahl in Beton nach der Depassivierung sind identisch mit den im Skript „Chemie und Eigenschaften metallischer Werkstoffe - Stahl und NE-Metalle“ beschriebenen Vorgängen. Die eigentliche Eisenauflösung findet an der Lokalanode statt, die Sauerstoffreduktion zur Bildung von Hydroxylionen an der Lokalkathode. Anoden und Kathoden können je nach der elektrolytischen Leitfähigkeit des Betons mehrere Dezimeter auseinander liegen, man spricht dann von Makrokorrosionselementbedingungen, die Mechanismen und die Voraussetzungen zur Korrosion sind mit den in Bild 45 genannten Bedingungen identisch. Die anodische Eisenauflösung ist im Beton erst nach Depassivierung durch Carbonatisierung des Betons an der Stahloberfläche oder durch Überschreiten eines kritischen Chloridgehaltes möglich.



Voraussetzungen

- Elektrische Leitfähigkeit im Metall (immer vorhanden)
- Anodische Metallauflösung muß möglich sein
- Elektrolytische Leitfähigkeit um das Metall (Wasser)
- Potentialdifferenzen
- Sauerstoff im Elektrolyten

Bild 45: Voraussetzung für den Korrosionsprozess [2]

Der kathodische Teilprozess, der mit keiner Materialschädigung verbunden ist, kann auch auf passiven Stahloberflächen ablaufen.

Die elektrolytische Leitfähigkeit des Betons hängt von seinem Wassergehalt ab. Beton in trockenen Innenräumen (bis etwa 80 % r. F.) ist nicht ausreichend feucht, um Korrosion von Stahl zu ermöglichen. Stahlbewehrungen korrodieren deshalb in trockenen Betonen auch dann nicht, wenn die Carbonatisierung die Bewehrung erreicht hat.

Korrosion infolge Carbonatisierung setzt erst ein, wenn die Umgebungsfeuchten etwa 85 % r. F. überschreiten (wiederum guter Beton vorausgesetzt und Kondenswasserbildung ausgeschlossen). Bei sehr guter Betonqualität ($w/z < 0,60$, Betondeckung ≥ 3 cm) liegt die Grenze noch höher. Wegen der Hygroskopizität von Salzen muss bei chloridinduzierter Korrosion schon bei geringeren Umgebungsfeuchten mit Korrosion gerechnet werden. Verlässliche Grenzwerte können nicht angegeben werden.

Der zur Korrosion der Bewehrung erforderliche Sauerstoff kann mit Ausnahme eines vollständig wassergesättigten Betons praktisch immer in ausreichender Menge bis zur Stahloberfläche diffundieren. Die häufig angenommene "Undurchlässigkeit" von Beton als Ursache für Korrosionsschutz ist nicht gegeben.

Um Makroelementkorrosion zu ermöglichen, müssen Potenzialunterschiede auf der Stahloberfläche zwischen Anoden und Kathoden vorhanden sein, um den Ladungstransport zu ermöglichen. Solche Potenzialdifferenzen sind z. B. durch Belüftungsunterschiede (ungleichmäßige Betonqualität) bereits vorhanden oder sie stellen sich nach lokaler Depassivierung ein.

Ein vereinfachtes Modell für die Korrosion von Bewehrung in Beton ist in Bild 46 dargestellt.

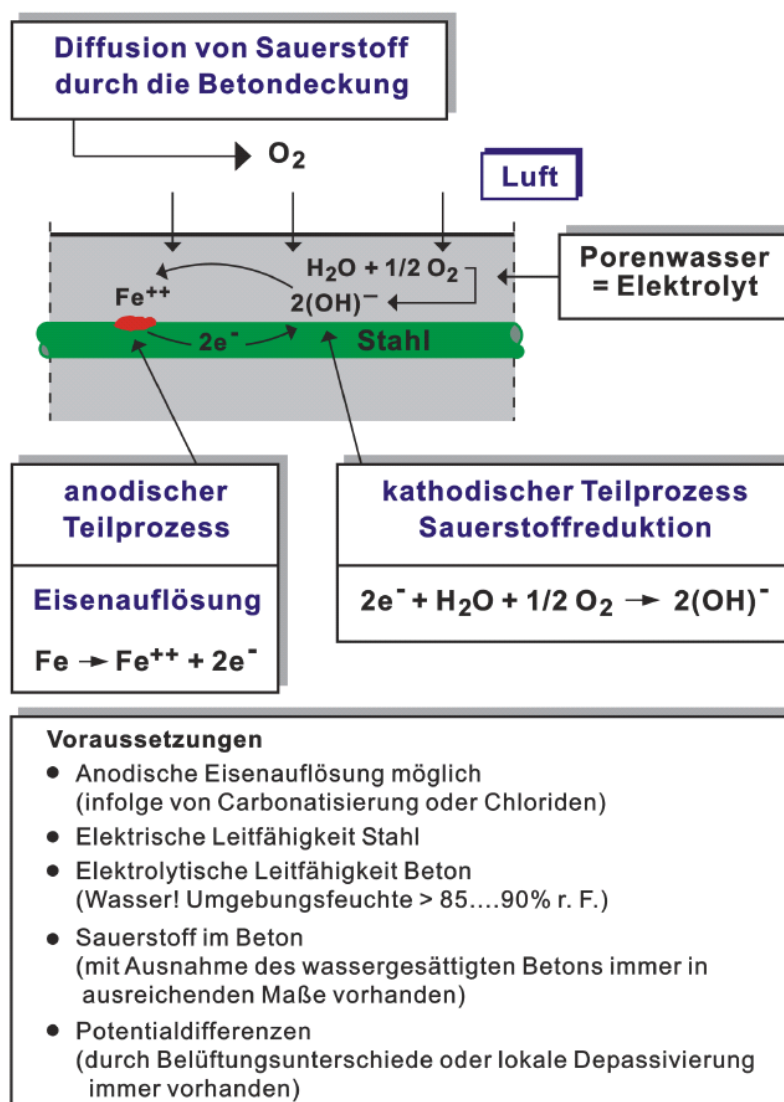


Bild 46: Korrosion der Bewehrung [2]

7.4.2 Makrokorrosionselementbildung

In Bild 46 ist schematisch gezeigt, dass der anodische (eigentliche Eisenauflösung) und der kathodische Teilprozess (Sauerstoffreduktion an der Stahloberfläche, keine Stahlschädigung) örtlich voneinander getrennt ablaufen. Solche Verhältnisse nennt man im Gegensatz zur gleichmäßig abtragenden Korrosion mit örtlich nicht trennbaren Anoden - und Kathodenbereichen Makrokorrosionselemente. Baupraktisch können in Makrokorrosionselementen Anoden und Kathoden weit auseinander liegen (bis zu Metern). Die richtige Einschätzung solcher Verhältnisse ist bei der Bewertung und Instandsetzung von Korrosionsschäden von ausschlaggebender Bedeutung, insbesondere dann, wenn der kathodische Teilprozess geschwindigkeitsbestimmend ist. Dies ist immer dann der Fall, wenn die Kathodenflächen im Verhältnis zu den Anodenflächen groß sind. Makrokorrosionselementbildung ist bei chloridinduzierter Korrosion von Stahl in Beton die Regel.

7.4.3 Maßgebende Einflussgrößen auf den Korrosionsschutz von Stahl in Beton

Instandsetzungsbedürftige Korrosionsschäden an der Bewehrung treten bei Stahlbetonbauteilen i. d. R. immer dann auf, wenn die Carbonatisierung oder Chloride die Bewehrung großflächig erreichen und auch großflächig Korrosion an der Bewehrung auftritt. Das wesentlich größere Volumen der Korrosionsprodukte im Vergleich zum unkorrodierten Stahl erzeugt bereits bei relativ kleinen Korrosionsintensitäten so große Sprengdrücke, dass Risse im Beton und Betonabplatzungen auftreten, insbesondere dann, wenn die Betondeckung klein ist.

Die häufigste Ursache für instandsetzungsbedürftige Korrosionsschäden an der Bewehrung (der jährliche Instandsetzungsbedarf für solche Schäden beträgt in der Bundesrepublik Deutschland Schätzungen zufolge zwischen 5 und 10 Milliarden €!) ist mangelhafte Qualität der Betonüberdeckungsschicht. Unter Qualität ist dabei die Betondeckung (Dicke der Betonüberdeckungsschicht über der Bewehrung) und die Undurchlässigkeit des Betons (als Maß für die Undurchlässigkeit kann die so genannte Permeabilität - Luftdurchlässigkeit - herangezogen werden) zu verstehen.

Den Einfluss einer unzureichenden Dicke der Betondeckung verdeutlicht Bild 47. Wenn bei dem dargestellten Verlauf der Carbonatisierungsfront die Carbonatisierung des Betons die Bewehrung bei ordnungsgemäßer (entsprechend den Anforderungen, im Beispiel 2,5 cm (Bild 47)) Betondeckung erst nach 100 Jahren erreicht, ist dies bereits nach 15 Jahren der Fall, wenn durch Ausführungsfehler (Schlamperei auf der Baustelle) nur der halbe Wert der geforderten Betondeckung erreicht wird.

Die Durchlässigkeit eines Betons kann entweder über die Luftdurchlässigkeit (Permeabilität) oder die Wasserdurchlässigkeit ermittelt und beschrieben werden. Sie hängt vom Anteil an Kapillarporen im Zementstein ab, der wiederum vom w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängt (siehe „Powers“-Diagramm in Bild 48). Das Bild zeigt deutlich, wie dramatisch die Durchlässigkeit zunimmt, wenn die Kapillarporosität über 20 % ansteigt. Geringe Hydratationsgrade in der Betondeckung treten immer dann auf, wenn durch unzureichende Feuchtenachbehandlung der Beton frühzeitig austrocknet und die Hydratation in jungem Alter zum Stillstand kommt. Eine gute Nachbehandlung (lange genug feucht halten, s. Skript „Frischbeton“) ist deshalb ganz entscheidend für den dauerhaften Korrosionsschutz der Bewehrung (Bild 49). Dass bei unzureichender Verdichtung die Permeabilität dramatisch zunimmt, liegt auf der Hand (Bild 50). Bei bis zur Bewehrung reichenden Kiesnestern ist ein Korrosionsschutz für die Bewehrung von Anfang an nicht gegeben.

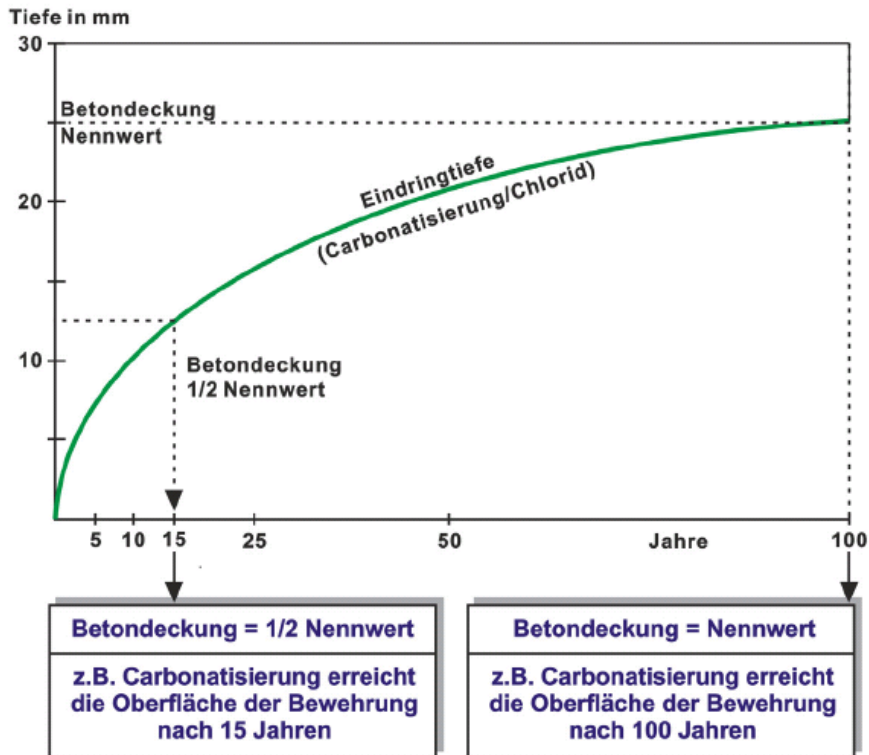


Bild 47: Einfluss der Dicke der Betondeckungsschicht auf den Zeitraum bis zur Korrosion der Bewehrung [2]

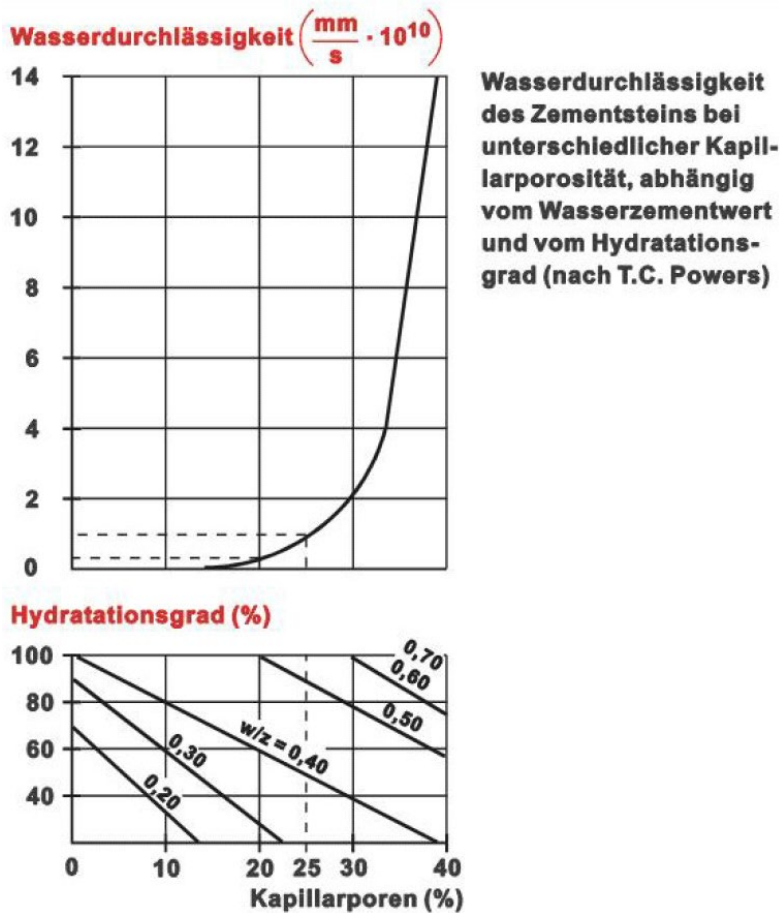


Bild 48: Wasserdurchlässigkeit des Zementsteins bei unterschiedlicher Kapillarporosität abhängig vom Wasserzementwert und Hydratationsgrad des Zements [19, 20]

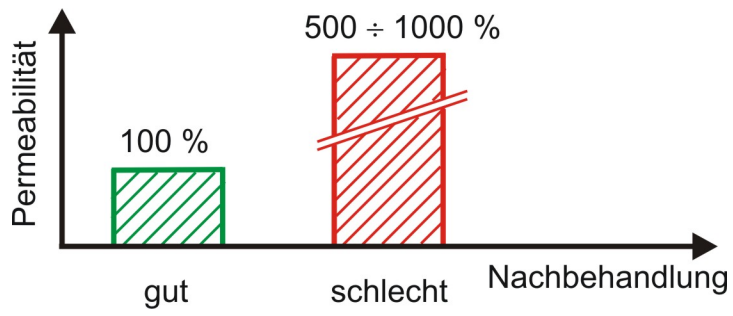


Bild 49: Einfluss der Nachbehandlung auf die Permeabilität [1]

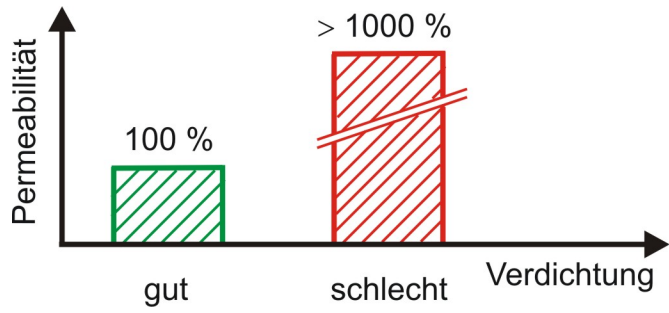


Bild 50: Einfluss der Verdichtung auf die Permeabilität [1]

8 Literatur

- Lit 1: Bundesanstalt für Straßenwesen: Sammlung Brücken- und Ingenieurbau. ZTV-ING (zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten), Verkehrsblattsammlung Nr. S 1056, Vers. 01/03
- Lit 2: Knoblauch, H.; Schneider, U.: Bauchemie. Werner-Verlag, 1995
- Lit 3: Schießl, P.: Beton. Vorlesungsskript zur Grundvorlesung in Baustoffkunde. Technische Universität München, 2006

1. Schießl, P., *Dauerhaftigkeit poröser Baustoffe. Skriptum zur Grundvorlesung in Baustoffkunde*, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Editor. 2006: München. p. 43.
2. Schießl, P., *Stahl und Korrosion. Skriptum zur Grundvorlesung in Baustoffkunde*, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Editor. 2006: München. p. 115.
3. Klose, N., *Beton in Abwasseranlagen - Chemischer Angriff und Schutzmaßnahmen*. Beton, 1978. **28**(6): p. 209-213.
4. Klose, N., *Sulfide in Abwasseranlagen (1/2)*. Beton, 1980. **30**(1): p. 13-17.
5. Klose, N., *Sulfide in Abwasseranlagen (2/2)*. Beton, 1980. **30**(2): p. 61-64.
6. Schrammer, H., *Schwefelwasserstoff-Korrosion an zementgebundenen Werkstoffen*. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1978. **44**(10): p. 609-610.
7. Efes, Y. and H.-P. Lühr, *Beurteilung des Kohlendioxidangriffs auf Mörtel aus Zementen mit verschiedenem Klinker-Hüttensand-Verhältnis*. Tonindustrie-Zeitung, 1980. **104**(3): p. 153-167.
8. Wesche, K., *Baustoffe für tragende Bauteile - Band 2: Beton, Mauerwerk (Nichtmetallisch-anorganische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*. 3. ed. Vol. 2. 1993, Wiesbaden: Bauverlag. XXII, 502.
9. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkaliwirkung im Beton (Alkali-Richtlinie)*. 2013, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. p. 43.
10. Ludwig, U. and G.-M. Därr, *Über die Sulfatbeständigkeit von Zementmörtel*. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen., ed. Minister für Wissenschaft und Forschung Johannes Rau. Vol. 2636. 1976, Opladen: Westdeutscher Verlag. 273.
11. Bundesanstalt für Straßenwesen, *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING)*. 2019: Bergisch Gladbach. p. 599.
12. Knöfel, D., *Einfluß von Frost und Taurnittel auf Zementstein und Zuschlag (1/2)*. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1979. **45**(5): p. 221-227.
13. Knöfel, D., *Einfluß von Frost und Taurnittel auf Zementstein und Zuschlag (2/2)*. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1979. **45**(6): p. 315-320.
14. Rösli, A., *Temperaturmessungen in Strassenbelägen 1975/76*. 1976, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der ETH Zürich: Zürich.
15. Würth, E., *Beanspruchung des Betons bei Tausalzanwendung*. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1977. **43**(11): p. 542-548.
16. Springenschmid, R., *Grundlagen und Praxis der Herstellung und Überwachung von Luftporenbeton*. Zement und Beton, 1969. **47**: p. 19-25.
17. Tuuti, K., *Corrosion of Steel in Concrete*, in *Department of Building Material*. 1982, Royal Institute of Technology: Stockholm, Sweden. p. 469.

18. Smolczyk, H.-G. and H. Romberg, *Der Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nacherhärtung und Porenverteilung von Beton*. Tonindustrie-Zeitung, 1976. **100**(10): p. 349-390.
19. Powers, T.C., et al., *Permeability of Portland Cement Paste*. ACI Journal Proceedings, 1954. **51**(11): p. 285-298.
20. Locher, C., *Zum Einfluß verschiedener Zusatzstoffe auf das Gefüge von erhärtendem Zementstein in Mörtel und Beton*. 1988, RWTH Aachen: Aachen.