

BETONPRAXIS

Der Weg zu dauerhaftem Beton



Einleitung

Die Holcim Betonpraxis vermittelt alle Kenntnisse, die zum Verständnis des Baustoffs Beton wichtig und Voraussetzung dafür sind, dauerhaften Beton herzustellen.

Expertenwissen und Erfahrungen aus der Praxis sind in leicht zugänglicher Form aufbereitet.

In ihrer neuen Auflage berücksichtigt die Betonpraxis die aktuell gültigen nationalen und europäischen Regelwerke. Im Besonderen wird auf das Thema Nachhaltigkeit eingegangen. Nur die Verwendung geeigneter Ausgangsstoffe, die richtige Konzeption der Betonzusammensetzung sowie fachgerechte Verarbeitung garantieren die Errichtung zukunftsfähiger Betonbauwerke.

Die Betonpraxis wurde durch die Mitarbeiter des Technischen Marketings erstellt. Gerne stehen wir Ihnen auch für eine individuelle Beratung zur Verfügung.

Copyright by Holcim (Deutschland) GmbH

Verfasser:

Technisches Marketing und Produktmanagement

Holcim (Deutschland) GmbH

Holcim (Süddeutschland) GmbH

4. Auflage 2022

Verkaufspreis:

€ 50,-

Satz und Layout:

Technisches Marketing und Produktmanagement

Holcim (Deutschland) GmbH

Holcim (Süddeutschland) GmbH

Haftungsausschluss

Die Hinweise und Empfehlungen der Holcim (Deutschland) GmbH berücksichtigen die derzeit gültigen Normen, Merkblätter und Praxiserfahrungen. Die Informationen sind jedoch unverbindlich und werden unter Ausschluss jeglicher Haftung oder Gewährleistung abgegeben.

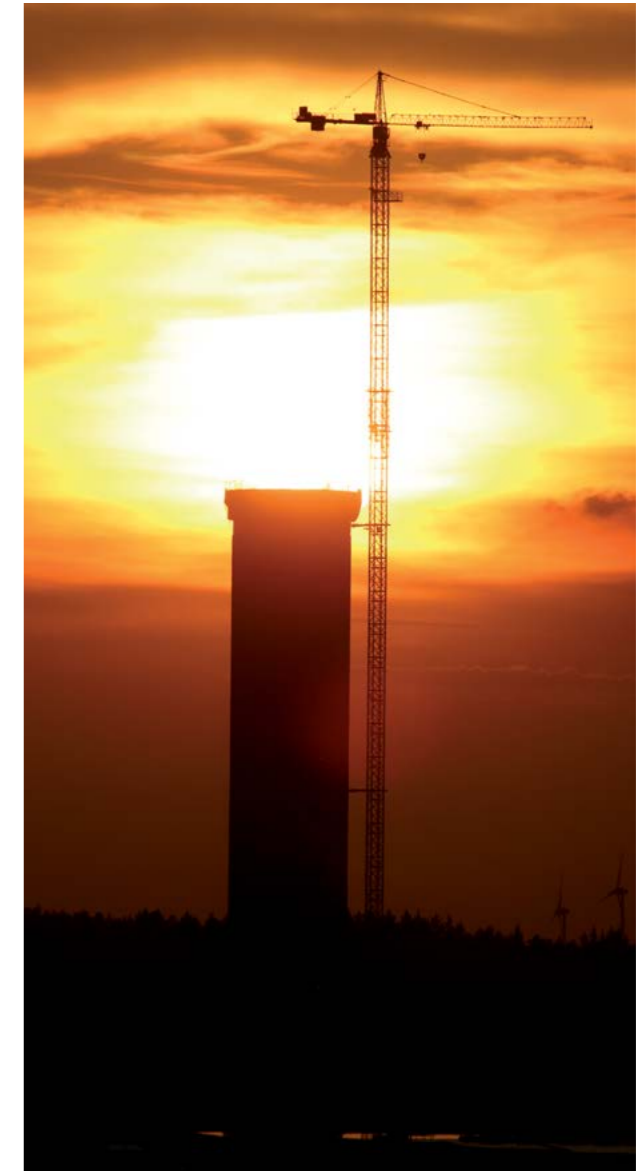


Abb. 0.0.1

Testturm Rottweil während der Gleitphase

Inhalt

1. Ausgangsstoffe zur Betonherstellung		7. Beton mit besonderen Eigenschaften	
1.1 Zemente	7	7.1 Beton für wasserundurchlässige Bauwerke	128
1.2 Anmachwasser	24	7.2 Frost- und Frost-Tausalzbeständiger Beton	134
1.3 Gesteinskörnungen	26	7.3 Beton mit hohem chemischen Widerstand	136
1.4 Rezyklierte Gesteinskörnungen	36	7.4 Leichtverdichtbarer Beton	138
1.5 Zusatzmittel	38	7.5 Selbstverdichtender Beton (SVB)	142
1.6 Zusatzstoffe	42	7.6 Leichtbeton	146
1.7 Fasern	48	7.7 Schwerbeton	150
2. Nachhaltigkeit		7.8 Faserbeton	152
2.1 Nachhaltig Bauen mit Beton	51	7.9 Hochfester Beton	156
2.2 Ökobilanzen/Umweltproduktdeklarationen	52	7.10 Spritzbeton	158
2.3 CO ₂ -Emissionen bei der Zementherstellung	53	7.11 Dränbeton	162
2.4 CO ₂ -reduzierte Zemente und Betone	55	7.12 Zementestrich (CT - Cementitious screeds)	166
2.5 CSC-Zertifizierung	56	7.13 Ultrahochfester Beton	170
3. Beton - Grundlagen und Anforderungen		7.14 Infralichtbeton	172
3.1 Betontechnologische Grundlagen	58	7.15 R-Beton	174
3.2 Betonentwurf nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2	64	7.16 Geopolymerbeton	176
3.3 Druckfestigkeit und Expositionsklassen	67	7.17 Wärmeleitfähiger Beton	178
3.4 Betonentwurf nach Performance-Konzepten und Widerstandsklassen	74	8. Anwendungen	
3.5 Nachhaltige Betone	76	8.1 Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING Teil 3 Massivbau	182
3.6 Stoffraumrechnung	80	8.2 Wasserbauwerke nach ZTV-W	184
3.7 Mehlkorngesamt	82	8.3 Sichtbeton	188
3.8 Verarbeitbarkeit und Konsistenz	83	8.4 Industrieböden aus Beton	196
4. Betonherstellung und Transport		8.5 Beton für massive Bauteile	208
4.1 Herstellung	88	8.6 Betonstraßenbau	212
4.2 Transport, Betonübergabe und Förderung	90	8.7 Tunnelbau	216
5. Verarbeitung		8.8 Tiefbau (Bohrpfähle, Schlitzwände)	218
5.1 Einbringen und Verdichten	94	8.9 Spezialtiefbau (Dichtwände, Hochdruckinjektionen)	221
5.2 Nachbehandlung	96	8.10 Erhaltung und Instandsetzung	222
5.3 Betonieren bei extremer Witterung	100	8.11 Landwirtschaftliche Bauten	226
6. Qualitätssicherung und Konformität		8.12 Unterwasserbeton	230
6.1 Konformität	108	8.13 Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton	234
6.2 BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)	116	8.14 Glättbeton	240
6.3 Eigen- und Fremdüberwachung (ÜK)	122	8.15 Pumpbeton	246
6.4 Qualitätssicherung auf der Baustelle	124	8.16 Stahlfaserbeton	248
		8.17 Verfüllbaustoffe	252
		8.18 Bodenverfestigung	256

Inhalt

9. Vorgefertigte Betonbauteile		11. Anhang	
9.1 Betonfertigteile	262	11.1 Normen, Regelwerke und Richtlinien	303
9.2 Betonwaren	264	11.2 Merkblätter, Leitfäden und Literaturhinweise	306
9.3 Betondachsteine	266		
9.4 Porenbeton	267		
9.5 Textilbeton/Carbonbeton	268		
9.6 Betonbauteile für Küstenschutz	270		
10. Ursachen und Vermeidung von Betonschäden			
10.1 Entmischung von Beton	274		
10.2 Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen	276		
10.3 Schwinden und Rissbildung	282		
10.4 Schäden durch Frost- und Frost-Tausalz-Angriff	288		
10.5 Schäden durch chemisch lösenden Angriff	290		
10.6 Schäden durch Sulfatangriff	292		
10.7 Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion	294		
10.8 Karbonatisierung und Bewehrungskorrosion	300		



Abb. 0.0.2
Baustelle Gleitschalungsbau im Gleitmodus, Aufzugstesturm Rottweil

Zemente

Allgemeines

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel. Darunter versteht man einen Stoff, der nach dem Mischen mit Wasser sowohl an der Luft als auch unter Wasser erhärtet. Der sich dabei bildende Zementstein ist wasserbeständig und weist eine hohe Festigkeit auf. Es gibt eine Vielzahl unterschiedlicher Zementarten. Die europäischen und nationalen Regelwerke unterscheiden zwischen Normalzementen, Normalzementen mit besonderen Eigenschaften und Sonderzementen.

Zusammensetzung, Anforderungen und Eigenschaften der Normalzemente sind in der europäischen Norm DIN EN 197-1 geregelt. Für Normalzemente mit besonderen Eigenschaften gilt DIN 1164 Teile 10 bis 12. DIN EN 14216 behandelt die Gruppe der Sonderzemente, die in Deutschland bisher jedoch nur eine sehr untergeordnete Rolle spielt.

Aus ökologischen, ökonomischen und betontechnologischen Gründen werden in Deutschland zunehmend Portlandkomposit- und Hochofenzemente verwendet. Diese enthalten neben Portlandzementklinker weitere Hauptbestandteile wie z. B. Hüttensand, Kalksteinmehl oder gebrannten Schiefer. Der verstärkte Einsatz von Klinkersubstituten bringt verschiedene Vorteile. Dem Zementhersteller hilft es, natürliche Rohstoffreserven zu schonen und die Kohlendioxid (CO₂)-Emissionen bei der Zementherstellung deutlich zu reduzieren. Der Anwender kann durch den Einsatz von CEM II- und CEM III-Zementen bestimmte Betoneigenschaften, wie z. B. Verarbeitbarkeit, Wärmeentwicklung, Dauerhaftigkeit usw. verbessern.

Zement- und Klinkerproduktion in Deutschland

2019 wurden in Deutschland ca. 25 Mio. Tonnen Portlandzementklinker produziert und daraus ca. 35 Mio. Tonnen Zement hergestellt. Das entspricht einem Klinker-Zement-Faktor von ca. 0.71 (Abb. 1.1.1).

Geschichtliches

Bereits im Altertum benutzten die Römer hydraulisch erhärtende Mörtel. Sie brannten tonhaltigen Kalk und versetzten ihn mit Puzzolanerde oder Ziegelmehl. Zusammen mit geeigneten Gesteinskörnungen entstand daraus «Opus caementitium», der römische Beton, der als Vorläufer unseres Betons gilt und dem Zement seinen Namen gab.

Die Entwicklung des modernen Zements begann 1824. Der Engländer J. Aspdin erzeugte durch Brennen der Rohstoffe Kalkstein und Ton unterhalb der Sintertemperatur, ein dem heutigen Zement vergleichbares Produkt. Wegen der Ähnlichkeit des daraus hergestellten Betons zum Portlandstein, einem in England häufig für Bauzwecke verwendeten Kalkstein von der Halbinsel Portland, wurde dieses Produkt als Portlandzement bezeichnet.

Knapp 20 Jahre später, 1843, brannte sein Sohn das Gemisch aus Kalkstein und Ton bis zur Sintertemperatur von 1.450 °C und erzeugte somit den ersten Portlandzement im heutigen Sinne.

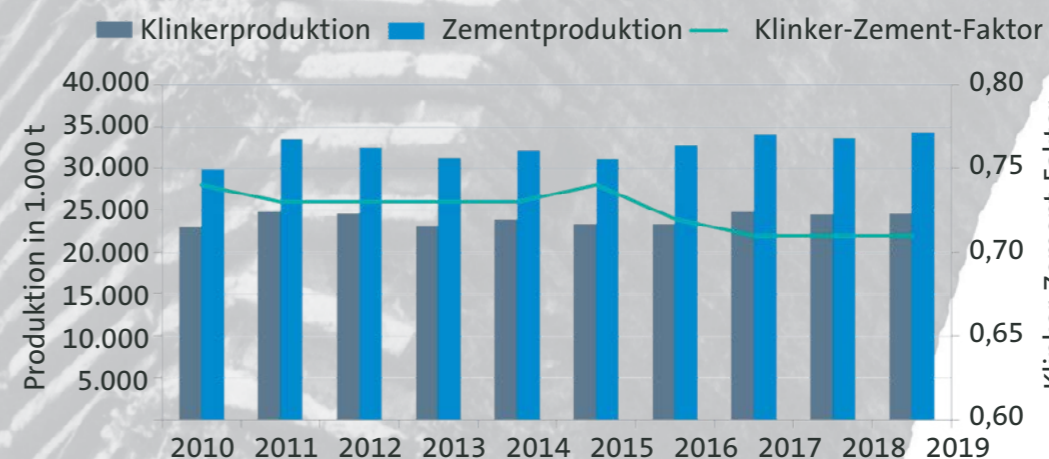


Abb. 1.1.1
Klinkerproduktion,
Zementproduktion und
Klinker-Zement-Faktor
Deutschland 2020
Quelle: VDZ, Statistisches
Bundesamt, Deutsche
Emissionshandelsstelle

Zemente

Herstellung

Zement ist ein Gemisch aus mehreren fein aufgemahlene mineralischen Komponenten. Wichtigster Bestandteil ist Portlandzementklinker, der in Portlandzementen einen Anteil von mindestens 95 % hat. In anderen Zementtypen kann ein Teil des Portlandzementklinkers durch andere sogenannte Zementhauptbestandteile ersetzt werden (siehe Abb. 1.1.14). Für die Herstellung von Portlandzementklinker wird ein Gemisch aus Kalkstein und Ton zu einem Rohmehl mit definierter Korngröße und chemischer Zusammensetzung aufbereitet und danach bei 1.450 °C gebrannt. Portlandzement entsteht, indem der Portlandzementklinker gemeinsam mit einer geringen Menge Kalziumsulfat zu einem feinen Pulver aufgemahlen wird. Im Folgenden werden die einzelnen Produktionsstufen näher beschrieben (Abb.1.1.2 bis Abb. 1.1.4).

Abbau und Brechen des Rohgesteins

Für die Herstellung einer Tonne Portlandzementklinker benötigt man gut anderthalb Tonnen Rohgestein (Kalkstein, Mergel oder Ton). Der Gewichtsverlust entsteht, da beim Brennvorgang Kohlendioxid und Wasser aus dem Rohgestein ausgetrieben werden.

Das Rohgestein muss nach Möglichkeit so abgebaut werden, dass die vier wichtigsten Komponenten Kalzium, Silizium, Aluminium und Eisen im richtigen Mengenverhältnis vorliegen. Sind einzelne Komponenten im Steinbruch in ungenügender Menge vorhanden, müssen entsprechende Korrekturstoffe zugeführt werden. Hierzu eignen sich neben natürlichen Materialien (Sand, Ton, Eisenerz, etc.) alternativ auch Sekundärrohstoffe aus anderen Industrieprozessen z. B. aus der Eisen- und Stahlerzeugung. Dies trägt dazu bei, natürliche Ressourcen zu schonen.

Herstellung eines homogenen Rohmehls

Die Rohmaterialien aus dem Steinbruch und eventuelle Korrekturstoffe werden in größeren Mengen zwischengelagert und vorhomogenisiert. In Kugel- oder Walzenschüsselmühlen (Abb. 1.1.3) wird das genau definierte Rohstoffgemisch zu einem feinen Rohmehl gemahlen und gleichzeitig getrocknet. Zum Trocknen werden die heißen Ofenabgase genutzt. Das Rohmehl gelangt anschließend in große Vorratssilos.

Brennen des Rohmehls zu Klinker

Der Brennprozess bei rund 1.450 °C (Sintertemperatur) ist der zentrale Schritt bei der Zementherstellung. Bevor das Rohmehl in den Drehrohren (Abb. 1.1.4) eingeleitet wird, durchströmt es den Wärmetauscherturm und wird dabei in mehreren Stufen auf fast 1.000 °C erhitzt. Im Ofen wird das Rohstoffgemisch dann bei Sintertemperatur gebrannt. Dabei finden chemische Umwandlungsreaktionen statt. Es entstehen neue chemische Verbindungen, die sogenannten Klinkerminerale. Portlandzementklinker setzt sich aus mehreren Mineralphasen zusammen, die durch ihr unterschiedliches Reaktionsverhalten mit Wasser die Zementeigenschaften prägen (Abb. 1.1.6). Der glühende Klinker wird nach dem Brennprozess dem Klinkerkühler zugeführt und dort durch Luftzufuhr möglichst rasch auf eine Temperatur von ca. 100 °C abgekühlt. So bleiben die bei 1.450 °C entstandenen Klinkerphasen erhalten. Als Brennstoffe finden fossile Energieträger wie Kohle, Öl oder Erdgas nur noch untergeordnet Verwendung. Die Energieerzeugung erfolgt in weiten Teilen über sogenannte Alternativbrennstoffe wie z. B. Altreifen, Kunststoff oder Trockenklärschlamm. Dies dient der Ressourcenschonung. Der Einsatz von Biomasse bzw. nachwachsenden Brennstoffen hilft CO₂-Emissionen zu reduzieren.

Klinkerphase	Kurzbezeichnung	Eigenschaft	Gehalt (durchschnittlich)
Trikalziumsilikat (Alit)	C ₃ S	<ul style="list-style-type: none"> hohe Reaktivität hohe Frühfestigkeit hohe Hydratationswärme 	60 %
Dikalziumsilikat (Belit)	C ₂ S	<ul style="list-style-type: none"> geringe Reaktivität langsame stetige Erhärtung niedrige Hydratationswärme 	15 %
Trikalziumaluminat	C ₃ A	<ul style="list-style-type: none"> maßgebend für das Erstarren sehr hohe Hydratationswärme geringe Sulfatbeständigkeit 	10 %
Tetrakalziumaluminatverrit (Celit)	C ₄ AF	<ul style="list-style-type: none"> langsame Erhärtung hohe Sulfatbeständigkeit 	8 %
Freikalk	CaO	<ul style="list-style-type: none"> kann Treibreaktion verursachen 	1 %
Freies Magnesia	MgO	<ul style="list-style-type: none"> kann Treibreaktion verursachen 	1 %

Abb. 1.1.6 Klinkerphasen

Zemente

Mahlen des Klinkers mit Gips und Zusatzstoffen zu Zement

Damit aus dem Klinker ein gebrauchsfertiger Zement entsteht, wird er in einer Mahlanlage (Abb. 1.1.5) gemeinsam mit Gips (3 - 7 %) fein aufgemahlen. Der Gips dient als Erstarungsregler. Ohne Erstarungsregler würde der gemahlene Klinker mit Wasser innerhalb von wenigen Minuten reagieren und erstarren. Über die Mahlfeinheit kann die Festigkeitsentwicklung des Zements gesteuert werden. Je höher die Mahlfeinheit ist, desto reaktiver ist der Zement. Mit fein aufgemahlene, reaktiven Zementen lassen sich hohe Festigkeiten schon nach kurzer Zeit erreichen (Frühfestigkeit).

Je nach Zementart wird der Klinker beim Mahlen (gemeinsame Mahlung) oder durch nachträgliches Zumischen vorgemahlener Komponenten (getrennte Mahlung) durch andere Zementhauptbestandteile ersetzt. Verwendet werden z. B. Hüttensand, Kalksteinmehl, gebrannter Schiefer oder Flugasche. Diese Zemente werden als Portlandkomposit- oder Hochofenzemente bezeichnet.

Der zweistufige Herstellungsprozess von Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen über getrennte Mahlung und anschließendes Mischen hat verschiedene Vorteile. Die einzelnen Zementkomponenten können individuell mit optimaler Korngrößenverteilung hergestellt werden. Zementmischanlagen bieten auch den Vorteil hoher Flexibilität. Kurzfristig können Kleinst- bis Großmengen »just in time« produziert und auf spezielle Kundenwünsche abgestimmt werden (Abb. 1.1.7).

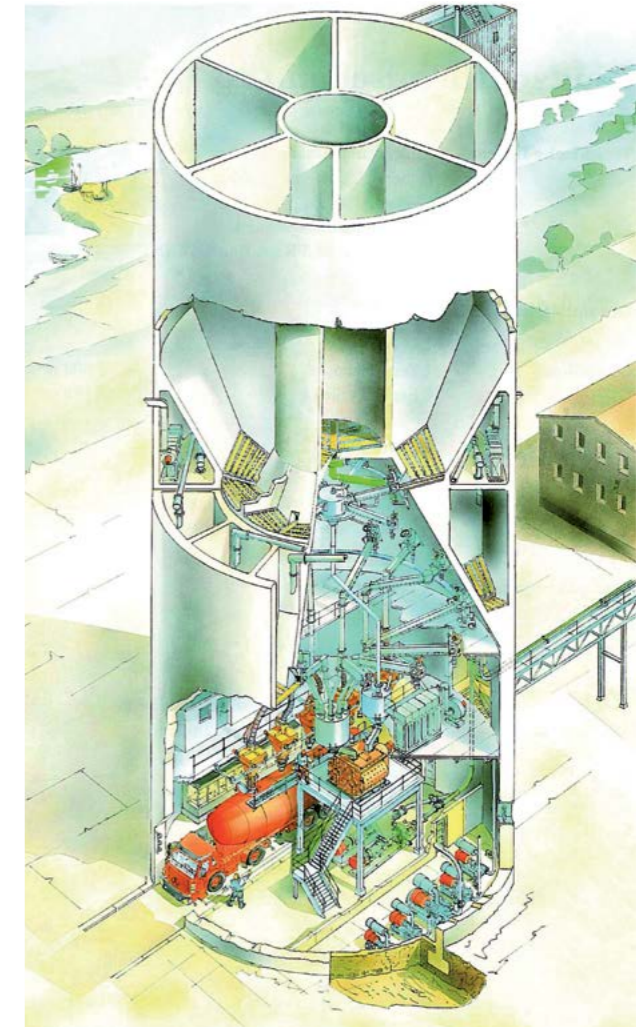


Abb. 1.1.7 Bindemittelmischanlage für Zemente nach Maß

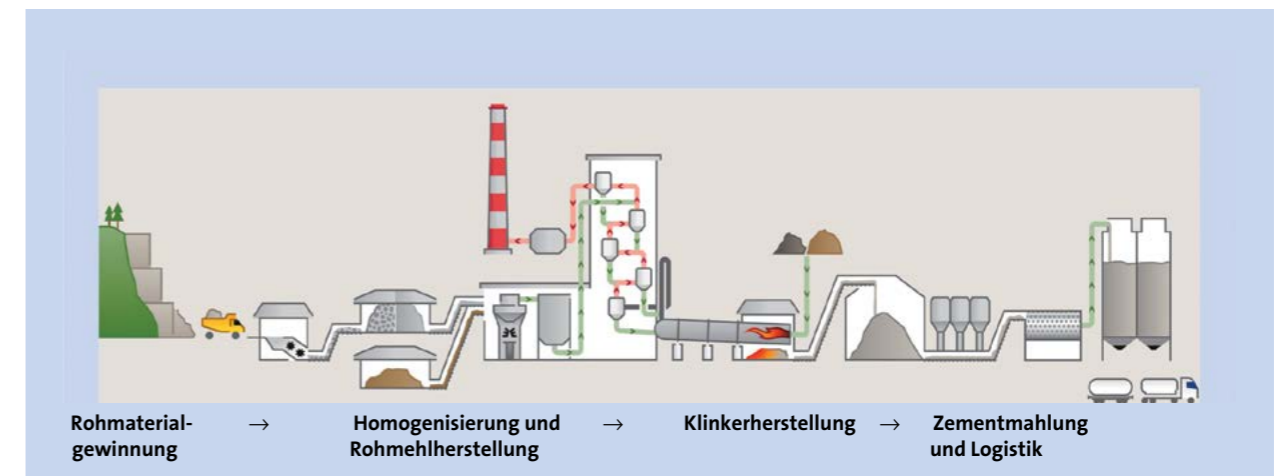


Abb. 1.1.8 Produktionsschema Zementherstellung



Abb. 1.1.2 Schwere Abbauschinen im Steinbruch



Abb. 1.1.3 Walzenschüsselmühle zum Feinmahlen des Rohgesteins



Abb. 1.1.4 Drehrohren, das Herzstück eines Zementwerks



Abb. 1.1.5 Kugelmühle zum Feinmahlen des Klinkers mit Gipsstein und weiteren Hauptbestandteilen

Zemente

Hüttensandhaltige Zemente

Hüttensand ist ein altbewährter, qualitativ hochwertiger und ökologisch sinnvoller Ersatz für Zementklinker. Seine klinkerähnlichen Eigenschaften erlauben wie bei keinem anderen Stoff die Herstellung von hochwertigen Zementen mit einem Klinkeraustauschgrad von bis zu 95 %. Die Nutzung von Hüttensand trägt somit in besonderer Weise dazu bei, natürliche Ressourcen zu schonen und CO₂-Emissionen zu vermindern. Portlandhüttenzemente und Hochofenzemente sind energieeffizient hergestellte zukunftsorientierte Produkte, die gegenüber reinen Portlandzementen immer mehr an Bedeutung gewinnen.

Hüttensand

Hüttensand ist ein hochwertiges Nebenprodukt der Roheisenerzeugung und wird durch Granulation von Hochofenschlacke gewonnen (Abb. 1.1.9). Hierbei wird die flüssige Schlacke durch Eindüsen von Wasser abgeschreckt, sodass eine feine Körnung entsteht (Abb. 1.1.10). Aufgrund seines glasartigen, nicht kristallinen Zustandes besitzt Hüttensand latent hydraulische Reaktivität, sehr ähnlich der des Portlandzementklinkers. Hüttensandhaltige Zemente haben eine lange Tradition. Eisenportlandzement (heute Portlandhüttenzement) ist bereits seit 1909 ein genormtes Produkt, Hochofenzement seit 1917.

Die Verwendung von Hüttensand ist jedoch nicht nur aus wirtschaftlicher und ökologischer Sicht interessant, sie bietet darüber hinaus betontechnologisch nutzbare Aspekte. So können gezielt Zemente mit speziellen Leistungsmerkmalen hergestellt werden.

Vorteilhafte Eigenschaften von hüttensandhaltigen Zementen:

- Geringe herstellungsbedingte CO₂-Emissionen
- Günstige Verarbeitungseigenschaften
- Längere Verarbeitungszeiten
- Niedrige Wärmeentwicklung und verminderte Rissbildung aufgrund von Temperaturspannungen
- Hohes Nacherhärtungspotential
- Ausbildung eines dichten Gefüges
- Hohe Dauerhaftigkeit
- Geringe Ausblühneigung
- Geringer wirksamer Alkaligehalt der Hüttensandkomponente
- Helle Betonoberfläche



Abb. 1.1.10
Hüttensand

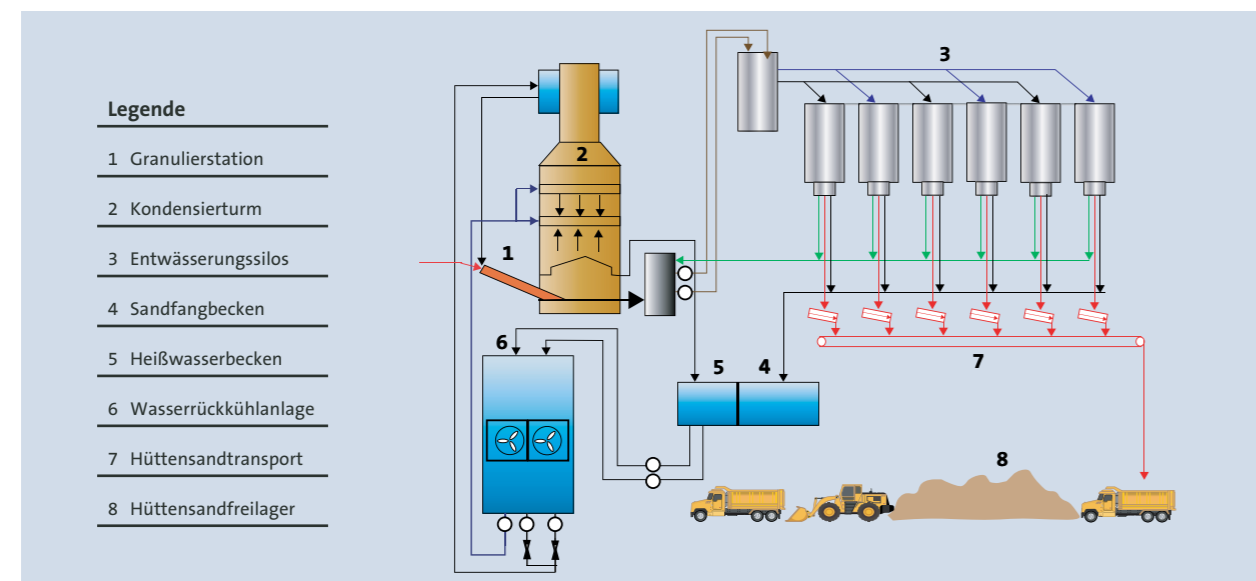


Abb. 1.1.9
Schema Hüttensand-
erzeugung am Beispiel
der Granulierungs-
anlage der Holcim
(Deutschland) GmbH
am Hochofen B im
Stahlwerk Salzgitter

Zemente

Zemente mit gebranntem Schiefer

Gebrannter Schiefer ist ein hydraulisches Bindemittel mit puzolanischen Eigenschaften, das als Zementhauptbestandteil verwendet werden kann. Laut Zementnorm werden diese als Portlandschieferzement CEM II/A-T oder B-T bezeichnet. Auch Portlandkompositzemente wie CEM II/A-M oder B-M (T-LL) in unterschiedlichen Festigkeitsklassen, ergeben mit gebranntem Schiefer und Kalkstein hervorragende Zemente. Durch die Zumahlung von gebranntem Schiefer lässt sich der Klinkerfaktor deutlich senken und die CO₂-Emission erheblich verringern. Gebrannter Schiefer als Zementbestandteil bringt darüber hinaus gewisse betontechnologische Vorteile mit sich.

Sein höherer Blaine-Wert bzw. seine höhere Mahlfeinheit bewirkt im Beton:

- besseres Wasserrückhaltevermögen
- geringere Blutneigung
- besseren Zusammenhalt
- höhere Geschmeidigkeit
- höhere Endfestigkeiten



Abb. 1.1.11
Schieferabbau durch Sprengung



Abb. 1.1.12
Schieferverladung mit Radlader

Zement mit gebranntem Schiefer eignet sich besonders für Transportbeton, WU-Beton, Sichtbeton und für sehr dichte Betone.

Herstellung und Eigenschaften von Gebranntem Schiefer

Wie Kalkstein wird auch der Schiefer durch Sprengung oder mit schweren Maschinen abgebaut (Abb. 1.1.11 und 1.1.12). Der Schiefer wird gebrochen und homogenisiert. Dann wird er im Wirbelschichtofen bei rund 800 °C gebrannt (Abb. 1.1.13). Schiefer benötigt keinen zusätzlichen Brennstoff, durch einen ca. 10 % igen Anteil von Kohlenstoff, brennt Schiefer nach einmaligem zünden selbständig, ohne Fremdenergie. Die Verbrennungsenergie wird über Dampfturbinen in elektrische Energie umgewandelt. Der gebrannte Schiefer besitzt hydraulische und auch puzolanische Eigenschaften. Fein aufgemahlen kann er als Zementkomponente Klinker ersetzen. Gebrannter Schiefer eignet sich auch hervorragend für Anwendungen in der Bodenverbesserung oder Stabilisierung und Hohlraumverfüllungen.

Die dreifache Nutzung des »Ölschiefers« bei der Holcim (Süddeutschland) GmbH ist weltweit einzigartig:

1. Nutzung des gebrannten Materials zur Herstellung von Bindemitteln/Zement
2. Als Energieträger zur Stromerzeugung
3. Als Brennstoff und Ausgangsmaterial zur Klinkerherstellung

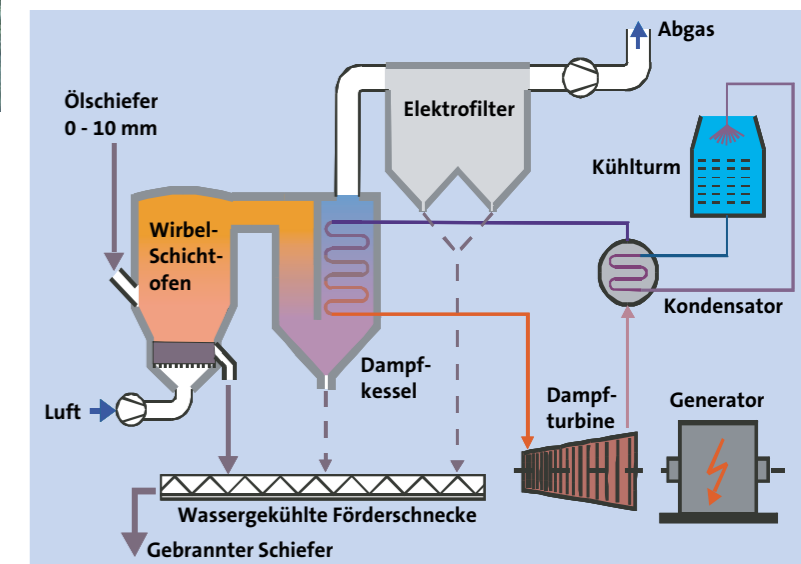


Abb. 1.1.13
Produktionsschema Wirbelschichtofen zur Herstellung von gebranntem Schiefer

Zemente

Abb. 1.1.14
Zusammensetzung der Zemente gemäß DIN EN 197-1

Hauptzementarten	Benennung	Kurzbezeichnung	Hauptbestandteile ¹⁾											Nebenbestandteile ^{1),4)}				
			Portlandzementklinker	Hüttensand	Silikastaub	Puzzolane natürlich	Puzzolane natürlich getempert	Flugasche kieselsäurereich	Flugasche kalkreich	Gebrannter Schiefer	Kalkstein							
			K	S	D ²⁾	P	Q	V	W	T	L	LL						
Normalzement nach DIN EN 197-1	CEM I	Portlandzement	CEM I	95 - 100													0 - 5	
	Portlandhüttenzement	CEM II/A-S	80 - 94	6 - 20														0 - 5
		CEM II/B-S	65 - 79	21 - 35														0 - 5
	Portlandsilikastaubzement	CEM II/A-D	90 - 94		6 - 10													0 - 5
	Portlandpuzzolan- zement	CEM II/A-P	80 - 94			6 - 20												0 - 5
		CEM II/B-P	65 - 79			21 - 35												0 - 5
		CEM II/A-Q	80 - 94				6 - 20											0 - 5
		CEM II/B-Q	65 - 79				21 - 35											0 - 5
	Portland- flugasche- zement	CEM II/A-V	80 - 94				6 - 20											0 - 5
		CEM II/B-V	65 - 79				21 - 35											0 - 5
	Portland- schiefer- zement	CEM II/A-W	80 - 94							6 - 20								0 - 5
		CEM II/B-W	65 - 79							21 - 35								0 - 5
	Portland- kalkstein- zement	CEM II/A-T	80 - 94								6 - 20							0 - 5
		CEM II/B-T	65 - 79								21 - 35							0 - 5
		CEM II/A-L	80 - 94									6 - 20						0 - 5
		CEM II/B-L	65 - 79									21 - 35						0 - 5
	Portland- komposit- zement ³⁾	CEM II/A-M	80 - 94							6 - 20								0 - 5
		CEM II/B-M	65 - 79							21 - 35								0 - 5
	CEM III	Hochofen- zement	CEM III/A	35 - 64	36 - 65													0 - 5
			CEM III/B	20 - 34	66 - 80													0 - 5
CEM III/C			5 - 19	81 - 95													0 - 5	
CEM IV	Puzzolan- zement ³⁾	CEM IV/A	65 - 89				11 - 35										0 - 5	
		CEM IV/B	45 - 64				36 - 55										0 - 5	
CEM V	Komposit- zement ³⁾	CEM V/A	40 - 64	18 - 30			18 - 30										0 - 5	
		CEM V/B	20 - 38	31 - 50			31 - 50										0 - 5	

¹⁾ Die Werte (in Massen-%) der Tabelle beziehen sich auf die Summe der Hauptbestandteile, d. h. ohne Kalziumsulfat oder Zementzusatzmittel.
²⁾ Der Anteil an Silikastaub ist auf 10 % begrenzt.
³⁾ In den Portlandkompositzementen CEM II/A-M und CEM II/B-M, in den Puzzolanzementen CEM IV/A und CEM IV/B und in den Kompositzementen CEM V/A und CEM V/B müssen die Hauptbestandteile neben dem Portlandzementklinker des Zements angegeben werden.
⁴⁾ Stoffe, die als Nebenbestandteile dem Zement zugegeben werden, dürfen nicht gleichzeitig im Zement als Hauptbestandteil vorhanden sein.
⁵⁾ In den Puzzolanzementen VLH IV/A und VLH IV/B und den Kompositzementen VLH V/A und VLH V/B müssen die Hauptbestandteile neben Klinker durch die Bezeichnung des Zements angegeben werden.

Zemente

Zementarten und geltende Normen

Zemente für Bauanwendungen wie z. B. die Herstellung von Beton unterliegen normativen Regelungen. Wichtigste Zementnorm ist die in Europa einheitlich gültige DIN EN 197. EN 197-1 legt die Anforderungen an die Familie der Normalzemente fest (Abb. 1.1.14). Sie unterscheidet 27 Zemente, die je nach Zementzusammensetzung bzw. verwendeter Zementhauptbestandteile in die fünf Hauptzementarten CEM I bis CEM V unterteilt sind.

Die neue DIN EN 197-5 wird mit ihrer Einführung zusätzlich die Zementtypen CEM II/C und CEM VI regeln (Abb. 1.1.15).

Für die Familie der VLH-Sonderzemente mit besonders niedriger Hydratationswärme gilt DIN EN 14216 (Abb. 1.1.17).

Weiterhin gibt es Normalzemente mit besonderen Eigenschaften. Hierfür gelten die Normen DIN 1164-10/11/12 bzw. die DIN EN 197-1 (Abb. 1.1.18).

Portlandkompositzement CEM II/C-M und Kompositzement CEM VI (DIN EN 197-5:2020-Tab. 1)

Hauptzementarten	Benennung	Kurzbezeichnung	Zusammensetzung (Massenanteile in % ¹⁾)											Nebenbestandteile			
			Hauptbestandteile														
			Portlandzementklinker	Hüttensand	Silikastaub ²⁾	Puzzolane natürlich	Puzzolane natürlich getempert	Flugasche kieselsäurereich	Flugasche kalkreich	Gebrannter Schiefer	Kalkstein						
K	S	D ²⁾	P	Q	V	W	T	L ³⁾	LL ³⁾								
Zement n. DIN EN 197-5	CEM II	Portlandkompositzement ⁴⁾	CEM II/C-M	50 - 64	←----- 36 - 50 -----→											0 - 5	
	CEM VI	Kompositzement	CEM VI (S-P)	35 - 49	31 - 59		6 - 20										0 - 5
			CEM VI (S-V)	35 - 49	31 - 59			6 - 20									0 - 5
			CEM VI (S-L)	35 - 49	31 - 59							6 - 20					0 - 5
			CEM VI (S-LL)	35 - 49	31 - 59									6 - 20			0 - 5

Abb. 1.1.15
Zementtypen DIN EN 197-5, CEM II/C-M und CEM VI

¹⁾ Die Werte in der Tabelle beziehen sich auf die Summe der Haupt- und Nebenbestandteile.
²⁾ Der Anteil an Silikastaub ist auf 6 bis 10 % begrenzt.
³⁾ Der Anteil an Kalkstein (Summe von L, LL) ist auf 6 bis 20 % Massenanteil begrenzt.
⁴⁾ Die Hauptbestandteile, außer Klinker, müssen durch die Bezeichnung des Zements angegeben werden (Beispiel: CEM II/V-M (S-V-L) 42,5 N)

Zusätzliche Anforderungen und Grenzwerte für Einzelergebnisse für Kompositzement CEM VI (DIN EN 197-5:2020-Tab. 2)

Eigenschaft	Prüfung nach	Festigkeitsklasse	Anforderungen, angegeben als charakteristische Werte ¹⁾	Grenzwerte für Einzelergebnisse ¹⁾
Sulfatgehalt (als SO ₃)	EN 196-2	alle	≤ 4,0	≤ 4,5
Chloridgehalt	EN 196-2	alle	≤ 0,10 ²⁾	≤ 0,10 ²⁾

Abb. 1.1.16
Zusätzliche Anforderungen an CEM VI-Zemente

¹⁾ Die Anforderungen sind als % Massenanteil des fertigen Zements angegeben.
²⁾ Der Kompositzement CEM VI darf mehr als 0,10 % Massenanteil Chlorid enthalten. In diesem Fall muss der Wert des Massenanteils an Chlorid von 0,10 % durch den oberen Grenzwert für den Chloridgehalt ersetzt werden, angegeben als Massenanteil in Prozent mit zwei Dezimalstellen. Dieser obere Grenzwert muss auf der Verpackung oder auf dem Lieferschein angegeben werden.

Zemente

Sonderzemente nach DIN EN 14216 - VLH-Zemente mit sehr niedriger Hydratationswärme

Sonderzemente nach DIN EN 14216	Hauptzementarten	Benennung	Kurzbezeichnung	Hauptbestandteile ¹⁾										Nebenbestandteile ^{1) 4)}	
				Portlandzementklinker	Hüttensand	Silikastaub	Puzzolane natürlich	Puzzolane natürlich getempert	Flugasche kieselsäurereich	Flugasche kalkreich	Gebrannter Schiefer	Kalkstein			
				K	S	D ²⁾	P	Q	V	W	T	L	LL		
	VLH III	Hochofenzement	VLH III/B	20 - 34	66 - 80										0 - 5
			VLH III/C	5 - 19	81 - 95										
	VLH IV	Puzzolanzement ³⁾	VLH IV/A	65 - 89							11 - 35				0 - 5
			VLH IV/B	45 - 64							36 - 55				0 - 5
	VLH V	Kompositzement ⁵⁾	VLH V/A	40 - 64	18 - 30				18 - 30						0 - 5
VLH V/B			20 - 38	31 - 50				31 - 50						0 - 5	

¹⁾ Die Werte (in Massen-%) der Tabelle beziehen sich auf die Summe der Hauptbestandteile, d. h. ohne Kalziumsulfat oder Zementzusatzmittel.
²⁾ Der Anteil an Silikastaub ist auf 10 % begrenzt.
³⁾ In den Portlandkompositzementen CEM II/A-M und CEM II/B-M, in den Puzzolanzementen CEM IV/A und CEM IV/B und in den Kompositzementen CEM V/A und CEM V/B müssen die Hauptbestandteile neben dem Portlandzementklinker des Zements angegeben werden.
⁴⁾ Stoffe, die als Nebenbestandteile dem Zement zugegeben werden, dürfen nicht gleichzeitig im Zement als Hauptbestandteil vorhanden sein.
⁵⁾ In den Puzzolanzementen VLH IV/A und VLH IV/B und den Kompositzementen VLH V/A und VLH V/B müssen die Hauptbestandteile neben Klinker durch die Bezeichnung des Zements angegeben werden.

Zemente mit besonderen Eigenschaften nach DIN EN 197-1 und nach DIN 1164-10 / 11 / 12

Besondere Eigenschaften	Kennz.	Norm	Zementart	Anforderung
Niedrige Hydratationswärme	LH	DIN EN 197-1	CEM I bis CEM IV	Hydratationswärme ≤ 270 J/g
Hoher Sulfatwiderstand	SR	DIN EN 197-1	CEM I-SR 0	C ₃ A = 0 M.-%
			CEM I-SR 3	C ₃ A ≤ 3,0 M.-% SO ₃ ≤ 3,0 M.-% (FK 32,5 N bis 42,5 N)
			CEM I-SR 5	C ₃ A ≤ 5,0 M.-% SO ₃ ≤ 3,5 M.-% (FK 42,5 R bis 52,5 R)
			CEM IV/A-SR	C ₃ A ≤ 9,0 M.-%
			CEM IV/B-SR	C ₃ A ≤ 9,0 M.-%
			CEM III/B-SR	Hüttensandgehalt ≤ 66 M.-%
			CEM III/C-SR	Hüttensandgehalt ≤ 66 M.-%
Niedrig wirksamer Alkali-gehalt	(na)	DIN 1164-10	CEM I, CEM II (außer CEM II/B-S), CEM IV und CEM V	≤ 0,60
			CEM II/B-S	≤ 0,70
			CEM III/A Hüttensandgehalt < 49 M.-%	≤ 0,95
			CEM III/A Hüttensandgehalt < 50 M.-%	≤ 1,10
			CEM III/B und CEM III/C	≤ 2,00
Frühes Erstarren	FE	DIN 1164-11	CEM I bis CEM V 32,5 N/R CEM I bis CEM V 52,5 N/R CEM I bis CEM V 52,5 N/R	Erstarrungsbeginn ≥ 15 min und < 75 min Erstarrungsbeginn ≥ 15 min und < 60 min Erstarrungsbeginn ≥ 15 min und < 45 min
Schnellerstarrend	SE	DIN 1164-11	CEM I bis CEM V	Erstarrungsbeginn ≤ 45 min
Erhöhter Anteil an organischen Zusätzen	HO	DIN 1164-12	CEM I bis CEM V	Anteil Zusätze ≤ 1 M.-%

¹⁾ Prüfung nach DIN EN 196-1
²⁾ Prüfung nach DIN EN 196-3
³⁾ nur bei Sonderzementen nach DIN 14216
⁴⁾ nur bei Hochofenzementen mit niedriger Anfangsfestigkeit nach DIN EN 197-4

Zemente



Abb. 1.1.19 (links) LH-Zement für Massiges-Bauteil

Abb. 1.1.20 (rechts) Bohrfahlbeton mit SR-Zement für Sulfathaltige Böden

Mechanische und physikalische Anforderungen

Neben der Zementart ist für die Kennzeichnung von Zementen die Einteilung in Festigkeitsklassen wichtig. Hierfür werden sowohl die Normfestigkeiten nach 28 Tagen als auch die Anfangsfestigkeiten (nach 2 oder 7 Tagen) berücksichtigt. Die Festigkeiten der Zemente werden an definierten Mörtelmischungen nach einem Normprüfverfahren bestimmt (DIN EN 196). Für jede Klasse der Normfestigkeit 32,5, 42,5 und 52,5 sind nach DIN EN 197 drei Klassen für die Anfangsfestigkeit definiert: eine Klasse L mit niedriger, die Klasse N mit normaler und die Klasse R mit hoher Anfangsfestigkeit. DIN EN 14216 kennt darüber hinaus die Festigkeitsklasse 22,5 (Abb. 1.1.22). Für die einzelnen Festigkeitsklassen sind auch die Zeiten für den Erstarrungsbeginn festgelegt.



Abb. 1.1.21 Zementfestigkeiten am Mörtelprisma 40 x 40 x 160 mm

Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit ¹⁾ [MPa oder N/mm ²]			Erstarrungsbeginn ²⁾ [min]	
	Anfangsfestigkeit		Normfestigkeit		
	2 Tage	7 Tage			
22,5 ³⁾	-	-	≥ 22,5	≤ 42,5	≥ 75
32,5 L ⁴⁾	-	≥ 12,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75
32,5 N	-	≥ 16,0			
32,5 R	≥ 10,0	-			
42,5 L ⁴⁾	-	≥ 16,0	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60
42,5 N	≥ 10,0	-			
42,5 R	≥ 20,0	-			
52,5 L ⁴⁾	≥ 10,0	-	≥ 52,5		≥ 45
52,5 N	≥ 20,0	-			
52,5 R	≥ 30,0	-			

Abb. 1.1.22 Zementfestigkeiten gemäß DIN EN 197-1 und DIN EN 14216

Zemente

Normbezeichnungen von Zementen

In der DIN EN 197 und DIN 1164 sind die Normbezeichnungen für Zemente geregelt. In der unten aufgeführten Tabelle sind Beispiele zur Systematik und Deutung der Bezeichnungen aufgeführt.

CEM	I	42,5	R					
Zement gemäß DIN EN 197-1	Zementart Typ I (Portlandzement)	Festigkeitsklasse	hohe Anfangserhärtung					
CEM	II	A	LL	52,5	N			
Zement gemäß DIN EN 197-1	Zementart Typ II (Portlandkompositzement)	enthält 6 - 20 % weitere Hauptbestandteile	weiterer Hauptbestandteil (Kalkstein)	Festigkeitsklasse	normale Anfangsfestigkeit			
CEM	II	B	M	(T-LL)	42,5	N		
Zement gemäß DIN EN 197-1	Zementart Typ II (Portlandkompositzement)	enthält 21 - 35 % weitere Hauptbestandteile	mehrere weitere Hauptbestandteile	weitere Hauptbestandteile (gebrannter Schiefer und Kalkstein)	Festigkeitsklasse	normale Anfangsfestigkeit		
CEM	III	A	42,5	N				
Zement gemäß DIN EN 197-1	Zementart Typ III (Hochofenzement)	enthält 36 - 65 % Hüttensand als weiteren Hauptbestandteil	Festigkeitsklasse	normale Anfangsfestigkeit				
CEM	III	B	32,5	N	LH	SR	(na)	
Zement gemäß DIN EN 197-1	Zementart Typ III (Hochofenzement)	enthält 66 - 80 % Hüttensand als weiteren Hauptbestandteil	Festigkeitsklasse	normale Anfangsfestigkeit	niedrige Hydrationswärme	hoher Sulfatwiderstand	niedrig wirksamer Alkaligehalt	

Abb. 1.1.23 Normbezeichnungen der Zemente

Zemente

Stoffliche Zusammensetzung der Hauptbestandteile von Zement

Dreistoffdiagramm

Die folgende Abbildung zeigt, bezogen auf die wichtigsten Hauptoxide CaO, SiO₂ und Al₂O₃ + Fe₂O₃, die stoffliche Verwandtschaft der Hauptbestandteile von Zement und Portlandzementklinker. Mehr als 90 % der Erdkruste bestehen aus den Elementen dieser Hauptoxide.

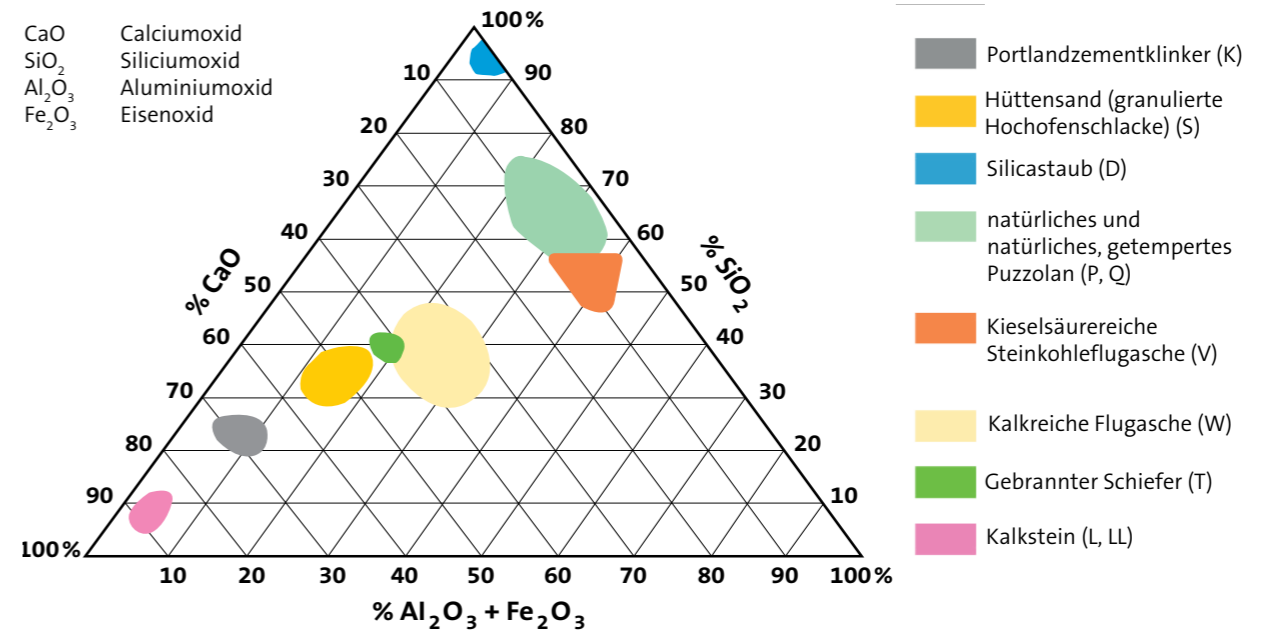


Abb. 1.1.25 Dreistoffdiagramm

Abb. 1.1.24 Aufschlüsselung der Normbezeichnungen

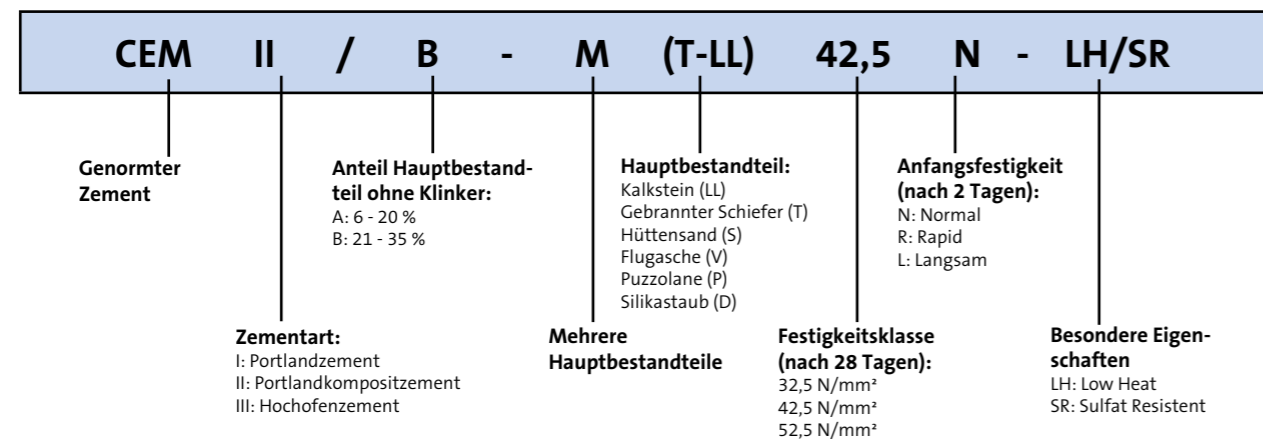



Abb. 1.1.26 Gefahrenkennzeichnung und Sicherheitshinweise

Sicherer Umgang mit Zement

Gemäß der europäischen CLP-Verordnung (EG) Nr. 1272/2008 ist Zement als Gefahrstoff eingestuft und ist mit entsprechenden Gefahrenkennzeichnungen und -hinweisen zu versehen (Abb. 1.1.26). Alle Informationen für den sicheren Umgang mit Zement können dem Sicherheitsdatenblatt entnommen werden (www.holcim.de/de/sicherheitsdatenblaetter.html). Zement ist ein hydraulisches Bindemittel. Bei Feuchtigkeit- oder Wasserzutritt kommt es zu einer alkalischen Reaktion. Die Berührung mit der Haut soll nach Möglichkeit vermieden werden, ebenso das Einatmen von Zementstaub. Gelangt Zement ins Auge, muss es sofort gründlich mit Wasser ausgespült werden. Im Notfall ist der Arzt zu konsultieren.



Zement, chromatarm
Enthält Portlandzementklinker (EC: 266-043-4; CAS: 65997-15-1) und Flue Dust aus Zementklinkerherstellung (EC: 270-659-9; CAS: 68475-76-3)

Gefahrenhinweise
Verursacht schwere Augenschäden.
Verursacht Hautreizungen.
Kann die Atemwege reizen.

Sicherheitsratschläge
Schutzhandschuhe/Schutzkleidung/Augenschutz tragen.
BEI BERÜHRUNG MIT DEN AUGEN: Einige Minuten lang behutsam mit Wasser ausspülen. Eventuell vorhandene Kontaktlinsen nach Möglichkeit entfernen. Weiter ausspülen.
Sofort GIFTINFORMATIONSZENTRUM oder Arzt anrufen.
BEI BERÜHRUNG MIT DER HAUT: Mit viel Wasser und Seife waschen. Bei Hautreizung oder -ausschlag: Ärztlichen Rat einholen/ärztliche Hilfe hinzuziehen.
Einatmen von Staub vermeiden.
BEI EINATMEN: Die betroffene Person an die frische Luft bringen und in einer Position ruhigstellen, die das Atmen erleichtert.
Bei Unwohlsein GIFTINFORMATIONSZENTRUM oder Arzt anrufen.
Darf nicht in die Hände von Kindern gelangen.
Inhalt/Behälter zu geeigneten Abfallsammelpunkten bringen.

GmbH
Willy-Brandt-Straße 69
20457 Hamburg
Tel.: 040 36002-0
Fax: 040 362450

Lose Ware: Bei sachgerechtem Transport-, Förder und Lagerungsbedingungen 2 Monate ab Lieferdatum chromatarm.
Gesackte Ware: Siehe Sack-Aufdruck.

Zemente

Prüfung von Zementqualität und Normkonformität

Ein dreigliedriges Qualitätsmanagementsystem garantiert Qualität und Normkonformität der Holcim Zemente:

- interne Überwachungsprüfung (werkseigene Produktionskontrolle)
- funktionsfähiges und zertifiziertes Qualitätsmanagementsystem
- Fremdüberwachung.

Werkseigene Produktionskontrolle

Bei allen Produktionsschritten der Zementherstellung, vom Steinbruch bis zum Zementversand, werden Materialproben entnommen und analysiert. Eine lückenlose Produktionsüberwachung sichert eine gleichmäßig hohe Zementqualität. Durch statistische Auswertung der Prüfergebnisse von den Zementversandproben muss der Nachweis der Normerfüllung nach DIN EN 197-1 laufend erbracht werden. Die DIN EN 196 beschreibt die Prüfverfahren für Zement und die DIN EN 197-2 die Konformitätsbewertung.

Qualitätsmanagementsystem

Die Holcim Zementwerke verfügen über ein Qualitätsmanagementsystem und sind nach der Normenserie ISO 9000 zertifiziert. So wird sichergestellt, dass alle Arbeitsabläufe optimiert, rückverfolgbar und nachvollziehbar sind.

Fremdüberwachung

Eine in DIN EN 197-2 geregelte und von einer für die Zementprüfung akkreditierten Prüfstelle durchgeführte Fremdüberwachung ergänzt die Eigenüberwachung.

Zertifizierter Zement

Zemente, die die Konformitätsbewertung nach DIN EN 197-2 erfüllen, erhalten von einer neutralen Zertifizierungsstelle ein Konformitätszertifikat und müssen mit dem EG-Konformitätszeichen gekennzeichnet werden (Abb. 1.1.27). Der Hersteller erstellt eine Leistungserklärung für das Produkt.

Zemente, die hinsichtlich ihrer Eigenschaften nicht der DIN EN 197 entsprechen, benötigen für ihre Verwendung im Beton eine „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung“, die vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) ausgestellt wird. Als Konformitätsnachweis wird von der Zertifizierungsstelle ein Übereinstimmungszertifikat ausgestellt und das Produkt mit dem Ü-Zeichen gekennzeichnet (Abb. 1.1.28).

Zemente

Für die Herstellung von Beton sind weitere Eigenschaften des Zements von Bedeutung.

Dichte

Die Dichte, auch Reindichte genannt, ist die Masse eines Stoffes bezogen auf sein hohlraumfreies Volumen. Diese Eigenschaft wird benötigt, um die Zementeinwaage für die Herstellung eines bestimmten Betons zu berechnen (siehe Kap. 3.6 »Stoffraumrechnung«). Wenn ein körniger Stoff als Haufwerk geschüttet wird, spricht man hingegen von der Schüttdichte. Sie wird aus dem Verhältnis der Masse der Schüttung zu einem genormten Schüttvolumen ermittelt. Die Schüttdichte kann in lose eingefülltem oder in verdichtetem Zustand geprüft werden. Richtwerte für die Dichte und Schüttdichte von Normalzementen sind in Abb. 1.1.30 aufgeführt.

Farbe

Die Farbe eines Zements ist nicht normiert und ist zumindest bei Grauzement kein Qualitätsmerkmal. Bei Weißzementen ist der Weißheitsgrad eine charakteristische Eigenschaft. Die Farbe hängt z. B. von den verwendeten Rohstoffen, der Zementart, der Mahlfineinheit und dem Herstellverfahren ab.

Schwankungen im Grauton der Zemente sind unvermeidlich. Sie sind jedoch bei Zementen desselben Lieferwerks und der gleichen Festigkeitsklasse klein. Weit größere Auswirkung auf die Farbe des Betons haben z. B. die Betonzusammensetzung und -verarbeitung, die Konsistenz sowie das Schalungsmaterial und die Verdichtungsart (siehe Kap. 3.1 «Betontechnologische Grundlagen»).

Zementtemperatur

Die Zementherstellung, insbesondere die Zementmahlung, ist ein energieaufwendiger Prozess. Dabei erwärmt sich der feingemahlene Zement auf bis zu 120 °C und wird anschließend auf ca. 60 °C abgekühlt. Die Zementtemperatur hat nur geringfügigen Einfluss auf die Frischbetontemperatur und damit auf die Hydratations- und Festigkeitsentwicklung des Betons (siehe Kap. 3.1 »Betontechnologische Grundlagen«). Eine Erhöhung der Zementtemperatur um 10 °C bewirkt eine Erhöhung der Frischbetontemperatur um 1 °C. Für spezielle Anwendungen kann eine Begrenzung der Zementtemperatur sinnvoll sein.

Vermischbarkeit im Betonwerk

Zemente sollten nicht miteinander vermischt werden. Jeder Zement ist für sich hinsichtlich seines Erstarrungsverhaltens und seiner Festigkeitsentwicklung optimiert. Ist für besondere Anwendungen ein Mischen von Zementen technisch und wirtschaftlich sinnvoll, muss die Eignung der Mischung durch eine

Erstprüfung am Beton nachgewiesen werden. Im Übrigen gilt, dass jeder zugemischte Zement für die festgelegte Expositions-kategorie des Betons zugelassen sein muss.

Zementart	Dichte [kg/dm ³]	Schüttdichte [kg/dm ³]	
		lose eingefüllt	ingerüttelt
Portlandzement	≈ 3,1		
Hochofenzement Portlandschlierzement Portlandkalksteinzement	≈ 3,0	0,9 bis	1,6 bis
Portlandpuzzolanzement Portlandflugaschezement	≈ 2,9	1,2	1,9
Portlandzement - SR	≈ 3,2		

Abb. 1.1.30
Dichten verschiedener Zemente

Hydratation des Zements

Wird Zement mit Wasser gemischt, erfolgt eine chemische Reaktion. Man nennt dies die Hydratation des Zements. Sie ist mit erheblicher Wärmeentwicklung, der sogenannten Hydratationswärme, verbunden (Abb. 1.1.31). Die Hydratationsreaktion führt zum Erstarren des Zementleims und mit fortschreitender Erhärtung zur Bildung von Zementstein.

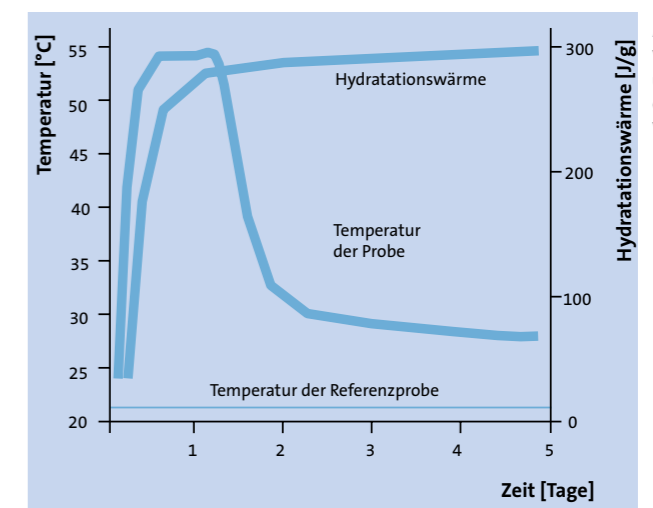


Abb. 1.1.31
Verlauf von Temperatur und Hydratationswärme eines CEM I 42,5 N im Versuch nach Langavant

Durch die Zementhydratation entstehen im Wesentlichen zwei neue mineralische Stoffe (Abb. 1.1.25):

- kleine nadelförmige Gebilde aus Kalziumsilikathydraten (CSH-Phasen) von leicht schwankender Zusammensetzung, die sich miteinander verfilzen und damit ein dichtes Gefüge von hoher Festigkeit bilden
- große plattige Kalziumhydroxidkristalle – Ca(OH)₂ –, die keinen Beitrag zur Festigkeit erbringen, jedoch infolge ihrer hohen alkalischen Wirkung die Bewehrung vor Korrosion schützen

Abb. 1.1.27
CE-Kennzeichnung für EG-Konformität nach DIN EN 197



Abb. 1.1.28
Ü-Zeichen zum Konformitätsnachweis für einen Zement mit „Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung“ z. B. Holcim Durabilo 4 N-SR (Schieferhochofenzement)



Abb. 1.1.29
Silofahrzeuge bei der Beladung

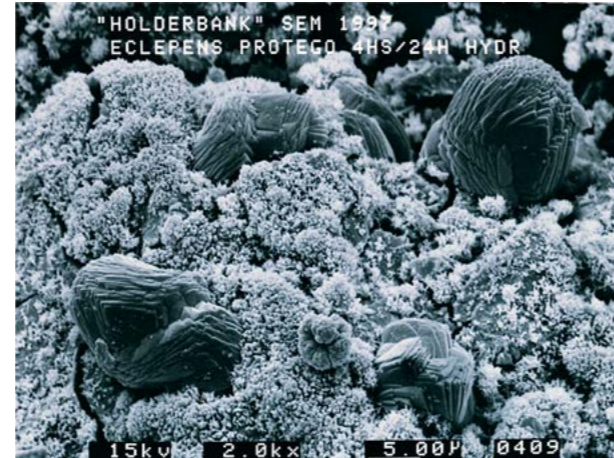


Zemente

Zementhydratation

Die beiden Reaktionsprodukte der Zementhydratation wirken sich wie folgt aus:

- CSH + Betonfestigkeit
- + Dichtigkeit
- + Betondauerhaftigkeit
- Ca(OH)₂ + Bewehrungsschutz gegen Korrosion (pH > 12)
- Wasserlöslichkeit
- Kalkausblühungen
- Reaktionspartner bei Sulfatangriff und Alkali-Kieselsäure-Reaktion.



Zementlagerung und Haltbarkeit

Zement nimmt bei längerer und/oder ungeschützter Lagerung Feuchtigkeit auf, was zur Klumpenbildung und einer Minderung des Erhärtungsvermögens führt. Lassen sich die Klumpen noch zwischen den Fingern zerdrücken, ist die Festigkeitsminderung vernachlässigbar klein. In Säcken lässt sich Zement nur eine beschränkte Zeit lagern. Sackzement lagert man am besten in trockenen Gebäuden. Vorübergehend im Freien gestapelter Sackzement muss auf einer belüfteten Kantholzunterlage gelagert werden (Abb. 1.1.33). Abdeckfolien dürfen die Zementsäcke nicht unmittelbar berühren, da bei Kondenswasserbildung die Säcke feucht werden.

REACH-Verordnung

Gemäß der europäischen REACH-Verordnung (EG) Nr. 1902/2006 müssen in Deutschland alle Zemente chromatarm hergestellt werden, d. h. mit einem Maximalgehalt von löslichem Chromat (Cr(VI)) von 2 ppm. Die Einhaltung des Grenzwerts wird im Zementwerk durch Zugabe eines Reduktionsmittels gewährleistet. Die Wirksamkeit der Chromreduktionsmittel ist jedoch zeitlich begrenzt. Die Holcim (Deutschland) GmbH gibt für ihre Zemente eine Dauer von zwei bzw. sechs Monaten an, in der das Reduktionsmittel wirksam ist, vorausgesetzt der Zement wird trocken und sachgerecht gelagert.

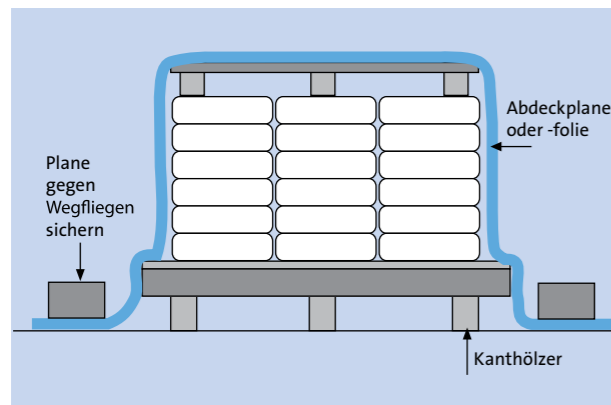


Abb. 1.1.33-1
Sacklagerung im Freien



Abb. 1.1.33-2
Schrumpffolie zum Schutz von Sackzement vor Feuchtigkeit

Zemente

ÜBERSICHT ZEMENTPRODUKTE: CO₂-EINSPARUNG ...



Das Holcim
ECO Label hilft,
effektiv CO₂
zu sparen*.
Einsparung ...



... UND LIEFERWERKE

AK = Altkirch
BK = Beckum
BR = Bremen
CZ = Čížkovice
DO = Dotternhausen
DT = Dortmund
HV = Höver
LD = Lägedorf
RO = Rostock
SL = Schwelgern

Siloware

Sackware

Zementart	Handelsname	Normbezeichnung	CO ₂ -Kategorie*					Zementart	Handelsname	Lieferwerke Siloware								Lieferwerke Sackware				Details siehe ...					
			A+	A	B	C	D			E	Altkirch	Beckum	Bremen	Čížkovice	Dortmund	Dotternhausen	Höver	Lägedorf	Rostock	Schwelgern	Čížkovice		Höver	Lägedorf	Rostock		
ECOPlanet CEM III und CEM II Zemente	ECOPlanet B3	CEM III/B 32,5 N-LH/SR (na)	DT						ECOPlanet B3					DT													•Seite 8
	ECOPlanet B4	CEM III/B 42,5 L-LH/SR (na)		HV					ECOPlanet B4																		•Seite 9
	ECOPlanet A3	CEM III/A 32,5 N		DT, SL, BR	LD				ECOPlanet A3			BR		DT													•Seite 9
	ECOPlanet A3 NA	CEM III/A 32,5 N (na)		DT					ECOPlanet A3 NA					DT													•Seite 10
	ECOPlanet A3 LH	CEM III/A 32,5 N-LH		SL					ECOPlanet A3 LH																		•Seite 10
	ECOPlanet A3 LH/NA	CEM III/A 32,5 N-LH (na)		DT, BR	LD				ECOPlanet A3 LH/NA			BR		DT													•Seite 10
	ECOPlanet A3 LH/SR/NA	CEM III/A 32,5 N-LH/SR/LA			LD				ECOPlanet A3 LH/SR/NA																		•Seite 10
	ECOPlanet A5	CEM III/A 52,5 R						DT		ECOPlanet A5					DT												•Seite 11
ECOPlanet C4	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N						BK		ECOPlanet C4		BK															•Seite 12	
Hochofen- zemente	Holcim Duo 4 N	CEM III/A 42,5 N			BR, DT, HV, SL	LD			Holcim Duo 4 N			BR		DT		HV	LD										•Seite 14
	Holcim Duo 4 N-NA	CEM III/A 42,5 N (na)			BR, DT, HV	LD			Holcim Duo 4 N-NA			BR		DT		HV	LD										•Seite 14
	Holcim Duo 4 N-LH/NA	CEM III/A 42,5 N-LH (na)			LD				Holcim Duo 4 N-LH/NA								LD										•Seite 15
	Holcim Duo 5 N	CEM III/A 52,5 N			DT				Holcim Duo 5 N						DT												•Seite 16
	Holcim Duo 5 N-SR/NA	CEM III/A 52,5 N-SR/LA			DT				Holcim Duo 5 N-SR/NA						DT												•Seite 16
Portland- hütten- zemente	Holcim Ferro 3 R	CEM II/B-S 32,5 R					LD, RO		Holcim Ferro 3 R								LD										•Seite 17
	Holcim Ferro 3 R-NA	CEM II/B-S 32,5 R (na)					LD		Holcim Ferro 3 R-NA								LD										•Seite 17
	Holcim Ferro 4 N	CEM II/B-S 42,5 N					RO		Holcim Ferro 4 N				CZ						RO								•Seite 18
	Holcim Ferro 4 N-NA	CEM II/B-S 42,5 N (na)					RO		Holcim Ferro 4 N-NA										RO								•Seite 18
	Holcim Ferro 4 R	CEM II/A-S 42,5 R					LD, HV		Holcim Ferro 4 R				CZ			HV	LD										•Seite 19
	Holcim Ferro 5 R	CEM II/A-S 52,5 R					BK		Holcim Ferro 5 R		BK																•Seite 20
Portland- kalkstein- zemente	Holcim Fluvio 3 R	CEM II/A-LL 32,5 R							Holcim Fluvio 3 R				CZ														•Seite 20
	Holcim Fluvio 4 N	CEM II/A-LL 42,5 N					HV		Holcim Fluvio 4 N	AK			CZ			HV				CZ	HV					•Seite 21	
	Holcim Fluvio 5 N**	CEM II/A-LL 52,5 N					DO		Holcim Fluvio 5 N**						DO											•Seite 22	
	Holcim Fluvio 5 R	CEM II/A-LL 52,5 R					HV		Holcim Fluvio 5 R				CZ			HV										•Seite 23	
Portland- komposit- zemente	Holcim Optimo 4 N**	CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N (az)					DO		Holcim Optimo 4 N**						DO												•Seite 24
	Holcim Optimo 5 N**	CEM II/B-M (T-LL) 52,5 N (az)					DO		Holcim Optimo 5 N**						DO												•Seite 25
	Holcim Optimo 5 R**	CEM II/B-M (T-LL) 52,5 R (az)					DO		Holcim Optimo 5 R**						DO												•Seite 26
PSK-CSA- Zement	Holcim Rapido 4 R DO	Portland-Schiefer-Kalkstein- CSA-Zement 42,5 R							Holcim Rapido 4 R DO																		•Seite 27
Portland- zemente	Holcim Pur 4 N	CEM I 42,5 N					HV, DO**	LD	Holcim Pur 4 N				CZ		DO	HV	LD				CZ	HV	LD	RO			•Seite 29
	Holcim Pur 4 N-NA	CEM I 42,5 N (na)						LD	Holcim Pur 4 N-NA								LD										•Seite 29
	Holcim Pur 4 R	CEM I 42,5 R					BK, HV	LD	Holcim Pur 4 R		BK		CZ			HV	LD					HV	LD			•Seite 30	
	Holcim Pur 4 R-NA	CEM I 42,5 R (na)						LD	Holcim Pur 4 R-NA								LD										•Seite 30
	Holcim Pur 5 N	CEM I 52,5 N					HV	LD	Holcim Pur 5 N	AK						HV	LD									•Seite 31	
	Holcim Pur 5 R	CEM I 52,5 R					DO**	LD	Holcim Pur 5 R				CZ		DO		LD					HV	LD			•Seite 32	
	Holcim Pur 5 R-NA	CEM I 52,5 R (na)						LD	Holcim Pur 5 R-NA								LD									•Seite 32	
	Holcim Pur 5 Premium	CEM I 52,5 R					HV, BK		Holcim Pur 5 Premium		BK					HV										•Seite 33	
	Holcim Sulfo 5 R	CEM I 52,5 R-SR3 (na)						LD	Holcim Sulfo 5 R								LD					HV	LD	RO		•Seite 34	
Spezial- zemente	Holcim Trass	CEM II/B-P 32,5 R					LD		Holcim Trass													HV	LD			•Seite 35	
	Holcim Durabilo 5 N-SR**	Schieferhochofenzement 52,5 N-SR					DO		Holcim Durabilo 5 N-SR**						DO											•Seite 36	
	Holcim Hydroport	CEM I 42,5 N (hy)						LD	Holcim Hydroport								LD									•Seite 37	
	Holcim Pur 4 Press	CEM I 42,5 R					HV	LD	Holcim Pur 4 Press													HV	LD			-	
	Lafarge Superblanc	CEM I 52,5 N							Lafarge Superblanc													HV	LD	RO		•Seite 38	
Mauerbinder	Holcim Binder	MC 5					HV		Mauerbinder	Holcim Binder												HV	LD			•Seite 39	

* Die Einstufung in CO₂-Effizienz kategorien wurde nur für Zemente aus den deutschen Zementwerken vorgenommen. Sie gilt nicht für Zemente aus Altkirch und Čížkovice. Sie basiert auf zertifizierten EPDs.
** Die Einteilung in CO₂-Effizienz kategorien der Zemente aus Dotternhausen basieren auf Ökobilanzen.

Anmachwasser

Allgemeines

Zur Hydratation des Zementes wird Wasser benötigt, ohne Wasser ist kein Reaktionspartner für den Zement vorhanden. Für die Festigkeit des Festbetons ist der sogenannte Wasserzementwert (w/z-Wert), das Verhältnis von Wasser zu Zement, entscheidend.

Der auf den Wasserzementwert anrechenbare Wassergehalt setzt sich zusammen aus:

- dem Zugabewasser
- der Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung
- gegebenenfalls dem Wasseranteil der Zusatzmittel und Zusatzstoffe (Silikastaub-, Pigmentsuspensionen usw.)

Neben den zu erzielenden Festbetoneigenschaften muss der Frischbeton auch gut verarbeitbar sein. Die Konsistenz kann dabei durch den Wassergehalt, im Rahmen der Normvorgaben und Grenzwerte, gesteuert werden.

In hochwertigen Betonzusammensetzungen kommen heute in der Regel verflüssigende Betonzusatzmittel zum Einsatz. Diese ermöglichen die unabhängige Beeinflussung von Frisch- und Festbetoneigenschaften in gewissen Grenzen (siehe Kap. 1.5).

Anforderungen an das Zugabewasser

Das Zugabewasser zur Herstellung von Beton muss den Vorgaben der DIN EN 1008 entsprechen.

Als Zugabewasser ist das in der Natur vorkommende Wasser geeignet, sofern es nicht erhebliche Mengen an Stoffen enthält, die:

- das Erhärten des Betons verzögern oder verhindern (z. B. Zucker, Humussäuren)
- unkontrolliert Luftporen einführen und dadurch die Festigkeit des Betons mindern (z. B. Algen, Öle und Fette, Schwebstoffe, verschiedene anorganische Salze)
- zur Korrosion der Bewehrung führen

Das Zugabewasser soll klar, farb- und geruchlos sein und beim Schütteln keinen bleibenden Schaum bilden. Die Gehalte an betonschädigenden Stoffen wie Chloride, Sulfate, Alkalien oder organische Verunreinigungen dürfen gewisse Grenzen nicht überschreiten und müssen gegebenenfalls ermittelt werden. Viele betonschädliche Stoffe sind im Zugabewasser harmloser als in Wasser, das später auf erhärteten Beton einwirkt. Sulfat- und kohlenstoffhaltige Wässer gelten beispielsweise als betonaggressiv, d. h. Festbeton kann von außen her geschädigt oder zerstört werden.

Als Zugabewasser kann bei bestimmten Betonen, unter Einhaltung der Grenzwerte, auch Restwasser verwendet werden.

Anmachwasser

Restwasser

Als geeignet gilt auch Restwasser aus der Betonherstellung (Abb. 1.2.2 /1.2.3).

Es darf als Zugabewasser für unbewehrten, bewehrten und vorgespannten Beton verwendet werden, wenn die folgenden Anforderungen nach DIN EN 1008 erfüllt sind:

- die zusätzliche Menge von Feinstoffen, die bei der Verwendung von Restwasser erzielt wird, muss weniger als 1 Prozent der Gesamtgewichtsmenge der in der Mischung enthaltenen Gesteinskörnung betragen
- der mögliche Einfluss des Restwassers muss bei besonderen Anforderungen an den Beton, wie z. B. bei Sichtbeton, Spannbeton, Luftporenbeton, selbstverdichtendem Beton, aggressiven Umgebungseinflüssen ausgesetztem Beton usw., berücksichtigt werden. In der Praxis wird Restwasser bei diesen Betonen nicht verwendet
- die Menge des verwendeten Restwassers muss möglichst gleichmäßig über eine Tagesproduktion verteilt werden

Einschränkend gilt gemäß DIN 1045-2:

- die Verwendung von Restwasser ist nur möglich für Beton bis einschließlich Festigkeitsklasse C50/60 oder LC50/55
- für die Herstellung von hochfestem Beton und Luftporenbeton darf Restwasser nicht verwendet werden
- die Verwendung von Restwasser für die Herstellung von Beton nach ZTV-ING ist ebenfalls nicht erlaubt
- bei hohen Anforderungen an Sichtbeton sollte auf Restwasser verzichtet werden

Restwasser in der Praxis

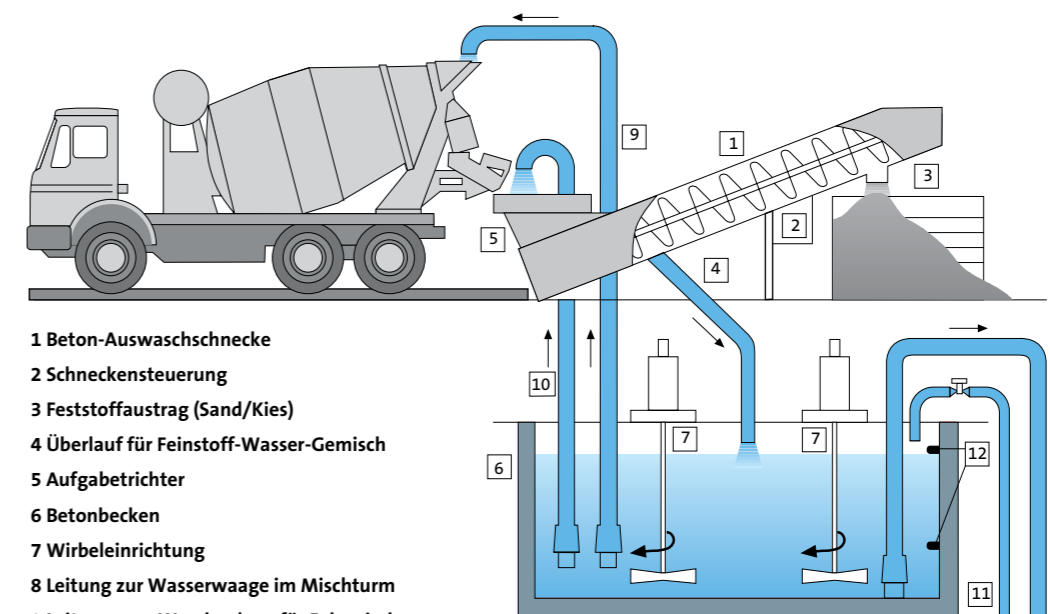
Beim Einsatz von Restwasser im Beton muss die Wasserdichte regelmäßig bestimmt werden. Bei einer Dichte bis ca. 1,04 kg/dm³ ist keine große Beeinträchtigung der Betoneigenschaften erkennbar. Liegt die Dichte deutlich höher, bei ca. 1,06 bis 1,08 kg/dm³, ist mit erheblichen Beeinträchtigungen der Frischbetoneigenschaften zu rechnen. Die Ausgangskonsistenz wird deutlich geringer und das Ansteifverhalten nimmt drastisch zu.

Hier ist also Vorsicht geboten. Im Problemfall sollte der Beton mit Frischwasser hergestellt werden, man erkennt dann ganz schnell den Einfluss des Restwassers.

Abb. 1.2.1
Zugabewasser aus der Trinkwasserversorgung



Abb. 1.2.2
Recyclinganlage Holcim Werk Stuttgart



- 1 Beton-Auswaschschnelle
- 2 Schneckensteuerung
- 3 Feststoffaustrag (Sand/Kies)
- 4 Überlauf für Feinstoff-Wasser-Gemisch
- 5 Aufgabetrichter
- 6 Betonbecken
- 7 Wirbelrichtung
- 8 Leitung zur Wasserwaage im Mischturm
- 9 Leitung zum Waschgalgen für Fahrmischer
- 10 Spüleleitung für Schneckenrichter
- 11 Frischwasserzufuhr
- 12 Niveauschalter für Frischwasserzufuhr

Abb. 1.2.3
Recyclinganlage mit Auswaschschnelle. Schematische Darstellung

Gesteinskörnungen

Allgemeines

In Deutschland gibt es ein reichhaltiges Angebot an natürlichen Gesteinskörnungen. Von den mehr als 260 Mio. Tonnen, die hier jedes Jahr gefördert werden, findet mehr als die Hälfte den Weg in die unterschiedlichen Betonanwendungen. Diese Gesteinskörnungen, die aus natürlichen Locker- und Festgesteinslagerstätten gewonnen werden, werden ergänzt durch deutlich geringere Mengen an industriell hergestellten Gesteinskörnungen (z. B. Schlacken) und rezyklierten Gesteinskörnungen (Kap. 1.4).

Herstellung von Gesteinskörnungen

Kies- und Sandgruben

Der überwiegende Teil der natürlichen Gesteinskörnungen, die als Betonzuschlag eingesetzt werden, wird in Sand- und Kiesgruben produziert. Diese finden sich zumeist an den großen Flußsystemen wie Rhein, Donau, Weser oder Elbe, da dort die von den Flüssen abgelagerten Lockergesteine (Kies und Sand) zu finden sind.



Abb. 1.3.1
Kies- und Sandgewinnung aus natürlichen Vorkommen

Die Gesteinsarten, aus denen sich diese Körnungen zusammensetzen, und damit auch deren Eigenschaften, hängen dabei von den im Liefergebiet abgetragenen Festgesteinen und der zurückgelegten Strecke im Flußtransport ab. Des Weiteren findet man vor allem in Norddeutschland Lagerstätten, die durch die Ablagerung von Sedimenten durch Gletscher entstanden sind. Diese nicht verfestigten Sedimente werden entweder im Trockenabbau per Radlader oder durch Nassabbau-Verfahren (z. B. Schwimmgreifer oder Saugbagger) gewonnen und anschließend Aufbereitungsanlagen zugeführt. Dort werden die Rohstoffe meistens gewaschen (z. B. Schwertwäschen und Setzmaschinen) und von Verunreinigungen wie Lehm, Holz und Kohle befreit. Anschließend erfolgt mithilfe von Siebmaschinen und gegebenenfalls Zyklonen oder Schöpfrädern die Klassierung, also die Aufteilung in die jeweiligen Korngruppen.

Auch wenn in der Regel in Kiesgruben nur selten Gesteinskörnungen durch Brechen hergestellt werden, gibt es Standorte, wo es aufgrund des hohen Anteils größerer Fraktionen sinnvoll ist, durch Zerkleinern in Brechern (z. B. Prallmühlen) gebrochene Kieskörnungen zu produzieren.



Abb. 1.3.2
Kies- und Sandgewinnung mit dem Schwimmgreifer

Steinbrüche

Ein Teil der eingesetzten Betonzuschlagstoffe wird aus Festgesteinslagerstätten zumeist durch Sprengen gewonnen. Das dabei entstandene Rohmaterial wird in mehreren Brechstufen durch z. B. Backen- und Kegelbrecher sowie Prallmühlen zerkleinert und durch mehrere Siebanlagen in die einzelnen Korngruppen klassiert. Das Waschen der so gewonnenen Gesteinskörnungen erübrigt sich in den meisten Fällen. Diese Steinbrüche finden sich in den Mittelgebirgen und den Alpen. Die dort vorkommenden Gesteinsarten (z. B. Basalt, Diabas, Granit, Kalkstein) und die verwendete Aufbereitungstechnik bedingen die Eigenschaften der dort hergestellten Splitte, Brechsande und Füller.



Abb. 1.3.3
Steinbruch, Festgesteinlagerstätte

Gesteinskörnungen

Korngrößen-Fractionen

Gesteinskörnungen werden unabhängig von ihrer Gesteinsart und ihren Aufbereitungsprozessen in verschiedenen Korngrößen-Abstufungen angeboten.

Füller

Bei den feinsten Fraktionen, die üblicherweise erhältlich sind, handelt es sich entweder um gezielt durch Mahlung hergestellte Gesteinsmehle oder in Steinbrüchen anfallende Füller. Beide zeichnen sich dadurch aus, dass mindestens 70 % ihrer Masse kleiner als 0,063 mm sein sollten, um sie für die Betonherstellung zur Regelung des Mehlkorngeltes einsetzen zu dürfen.

Feine Gesteinskörnungen

Bei der nächst größeren Klasse von Gesteinskörnungsfractionen handelt es sich um Sande. Diese sind per Definition aus DIN EN 12620 kleiner als 4 mm. Übliche Korngruppen sind dabei 0/1, 0/2 oder 0/4. In Abhängigkeit von ihrer Herstellung können Sande zusätzlich noch in Natursande (aus Lockergesteinen) und Brechsande (aus Festgesteinen) unterschieden werden.

Grobe Gesteinskörnungen

Alle Gesteinskörnungen deren Größtkorn Durchmesser größer 4 mm aufweisen, werden als grobe Gesteinskörnungen bezeichnet. Üblicherweise werden Korngruppen wie z. B. 2/8, 8/16 oder 16/32 für die Betonproduktion angeboten. Dabei werden diese Körnungen üblicherweise als Kies bezeichnet, wenn sie aus Lockergesteinslagerstätten gewonnen und nicht gebrochen wurden. Grobe Gesteinskörnungen die durch Brechen hergestellt werden, sind als Splitt oder Edelsplitt bekannt.

Korngemische

Je nach Ausstattung des Herstellwerkes können auch Mischungen aus verschiedenen Korngruppen angeboten werden. Korngemische wie 0/8 oder 0/16 können entweder über Dosierbänder oder per Radlader nach festgelegter Rezeptur zielgerichtet gemischt werden.



Abb. 1.3.4
Feine Gesteinskörnung,
Natursand 0 - 2 mm
oder 0 - 4 mm



Abb. 1.3.5
Sand 0 - 4 mm



Abb. 1.3.6
Grobe natürliche
Gesteinskörnung,
Kies 32 mm



Abb. 1.3.7
Gebrochene Gesteinskörnung, Splitt

Gesteinskörnungen

Normung

Gesteinskörnungen, die für die Herstellung von Beton nach DIN EN 206-1 herangezogen werden, müssen die Anforderungen aus DIN EN 12620 („Gesteinskörnungen für Beton“) erfüllen. Somit ist der Hersteller verpflichtet, die dort festgelegten Produktprüfungen in den entsprechenden Prüfrhythmen im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) durch interne und/oder externe Baustoffprüflabore durchführen zu lassen.

Die so ermittelten Eigenschaften, sprich vor allem die wesentlichen Merkmale der Gesteinskörnungen, können somit in die entsprechenden Kategorien eingeteilt und in Leistungserklärungen deklariert werden. Solcherart überwachte Produkte können mit CE-Zeichen versehen werden.

Zusätzlich gelten für Betonzuschlagstoffe die Anforderungen der DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton“ („Alkali-Richtlinie“). Dort werden Regelungen und Maßnahmen auch für Gesteinskörnungen formuliert, die verhindern sollen, dass Betonbauwerke durch Alkalireaktion Schädigungen erleiden (Kap. 10.7).

Eigenschaften

Wie beschrieben, werden die Eigenschaften von Gesteinskörnungen hauptsächlich bestimmt durch die Gegebenheiten ihrer Lagerstätte und die Art ihrer Aufbereitung. Die Anforderungen, die an die Gesteinskörnungen als Betonzuschläge gestellt werden, ergeben sich vornehmlich aus der Betonrezeptur unter Berücksichtigung der betreffenden Expositionsklassen (Kap. 3.4). Die wichtigsten Eigenschaften von Gesteinskörnungen werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

Kornverteilung

Die Bezeichnung der Korngruppe d/D muss bei jeder Gesteinskörnung angegeben werden, wobei d dem kleinsten und D dem größten Korndurchmesser dieser Korngruppe in Millimetern entspricht und damit im Zusammenspiel mit den entsprechenden Kategorien der DIN EN 12620 Anforderungen eindeutig definiert und überprüft werden können.

Die damit am häufigsten kontrollierte Eigenschaft ist die Korngrößenverteilung. Diese wird ermittelt durch Siebung nach DIN EN 933-1 oder andere vergleichbare und anerkannte Verfahren (z. B. photo-optische Verfahren und Lasergranulometrie).

Bei den Siebanalysen, die in der Regel wöchentlich durchgeführt werden müssen, werden die Siebrückstände gewogen, die auf den jeweiligen Sieben nach gründlicher maschineller und/oder händischer Siebung zurückbleiben. Die zum Einsatz kommenden Siebe (Abb. 1.3.8) richten sich nach der zu untersuchenden Korngruppe und werden in DIN EN 12620 festgelegt. Die ermittelten Gewichte werden in M-%, bezogen auf die Gesamtmasse, umgerechnet und aufaddiert. Dadurch erhält man die Korngrößenverteilung als kumulative Siebdurchgangskurve. Diese kann zur anschaulichen Auswertung als sogenannte „Sieblinie“ grafisch dargestellt und zum Abgleich mit den Normanforderungen aus DIN EN 12620 herangezogen werden (Abb. 1.3.9).

Gesteinskörnungen

Über- und Unterkorn

Korngruppen für die Betonherstellung dürfen bzw. müssen einen gewissen Prozentsatz an Körnern enthalten, die über das durch die Korngruppe (z. B. 4/8 in Abb. 1.3.10) angegebene Größtkorn (im Beispiel 8 mm) hinausgeht; das sogenannte „Überkorn“. Der Anteil, der kleiner als die untere Begrenzung der Korngruppe (also 4 mm) ist, wird als „Unterkorn“ bezeichnet. Neben der Korngruppen-Bezeichnung gibt die entsprechende Kategorie aus Tabelle 2 der DIN EN 12620 weitere Aufschlüsse über die Kornverteilung (Abb. 1.3.11).

Eine häufig anzutreffende Kategorie ist z. B. $G_{c,85/20}$. Für eine Korngruppe 4/8 würde diese Kategorie unter anderem bedeuten, dass sie höchstens 20 M-% Durchgang bei 4 mm (also Unterkorn) und mehr als 85 M-% Durchgang durch das 8 mm-Sieb aufweisen darf. Letzteres bedeutet, dass das Überkorn, also der Anteil an Körnern größer 8 mm, 15 M-% nicht übersteigen darf. Dabei ist anzumerken, dass in der Regel Siebdurchgänge für das Größtkorn nur bis 99 M-% zulässig sind. Dadurch wird erreicht, dass mindestens 1 M-% Überkorn vorhanden sein muss.

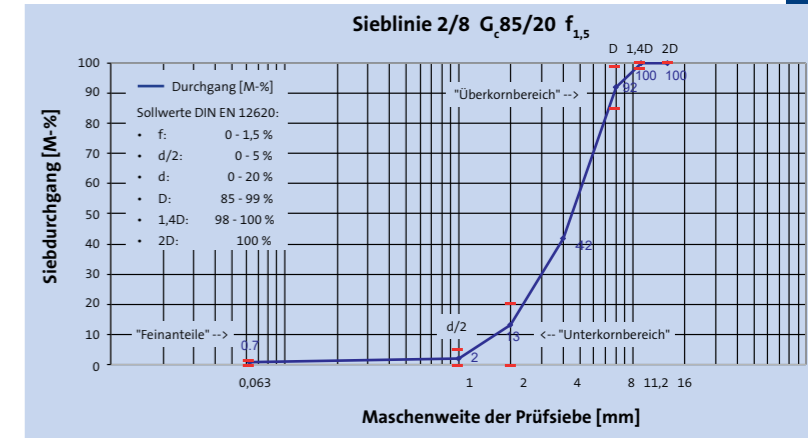


Abb. 1.3.9
Kornmischabstufung in der Sieblinie

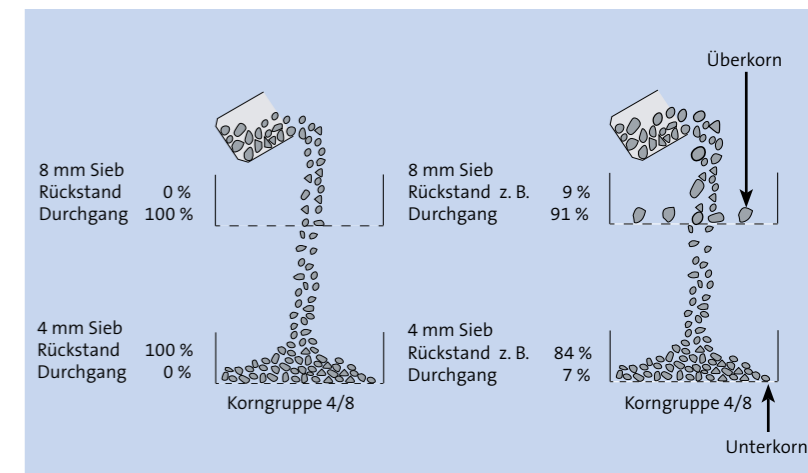


Abb. 1.3.10
Korngruppe 4/8 mm ohne Über- und Unterkorn (links) und mit Über- und Unterkorn (rechts)

	Maschensiebe [mm Lochweite]					Quadratlochsiebe [mm Lochweite]					
	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	32	63	
Ergänzungssiebsatz 1, Nennbezeichnung (5), (11), (22)						5,6	11,2		22,4	45	
Ergänzungssiebsatz 2						6,3	10	12,5	14	20	40

Abb. 1.3.8
Begrenzungs- und Prüfsiebe gemäß DIN EN 12620

Gesteinskörnung	Korngröße	Durchgang in Massenanteil in Prozent					Kategorie
		2 D	1,4 D ^{1), 2)}	D ³⁾	D ²⁾	d/2 ^{1), 2)}	
Grob	$D/d \leq 2$ oder $D \leq 11,2$ mm	100	98 bis 100	85 bis 99	0 bis 20	0 bis 5	$G_{c,85/20}$ $G_{c,80/20}$
	$D/d > 2$ und $D > 11,2$ mm	100	98 bis 100	90 bis 99	0 bis 15	0 bis 5	$G_{c,90/15}$
Fein	$D \leq 4$ mm und $d = 0$	100	95 bis 100	85 bis 99	-	-	$G_{c,85}$
Natürlich zusammengesetzte Gesteinskörnung 0/8	$D = 8$ mm und $d = 0$	100	98 bis 100	90 bis 99	-	-	$G_{nc,90}$
Kornmisch	$D \leq 45$ mm und $d = 0$	100	98 bis 100	90 bis 99	-	-	$G_{c,90}$
		100	98 bis 100	85 bis 99	-	-	$G_{c,85}$

Abb. 1.3.11
Tabelle 2 der DIN EN 12620:2008-07, Allgemeine Anforderungen an die Kornzusammensetzung

¹⁾ Wenn die errechneten Siebgrößen nicht mit der ISO-565:1990-R20-Reihe übereinstimmen, ist stattdessen das nächstliegende Sieb der Reihe heranzuziehen
²⁾ Für Beton mit Ausfallkörnung oder andere spezielle Verwendungszwecke können zusätzliche Anforderungen vereinbart werden
³⁾ Der Siebdurchgang durch D darf unter Umständen auch mehr als 99 % Massenanteil betragen; in diesen Fällen muss der Hersteller die typische Kornzusammensetzung aufzeichnen und angeben, wobei die Siebgrößen D , d $d/2$ und die zwischen d und D liegenden Siebe des Grundsiebsatzes plus Ergänzungssiebsatz 1 oder des Grundsiebsatzes plus Ergänzungssiebsatz 2 enthalten sein müssen. Siebe, die nicht mindestens 1,4-mal größer sind als das nächstkleinere Sieb, können davon ausgenommen werden
⁴⁾ Weitere Produktnormen für Gesteinskörnungen umfassen andere Anforderungen an die Kategorien

Gesteinskörnungen

Feinanteile

Da bei feinen Gesteinskörnungen (z. B. 0/2) und Korngemischen (z. B. 0/32) die untere Grenze mit 0 mm angegeben ist, können diese verständlicherweise kein Unterkorn aufweisen. Bei diesen Körnungen spielt der Feinanteilgehalt eine wichtige Rolle. Die Feinanteile, also die Körner kleiner 0,063 mm, werden nach DIN EN 933-1 aus der trockenen Messprobe ausgewaschen, deren Massenanteil berechnet und in die oben beschriebene Berechnung der Siebdurchgangskurve mit einbezogen. Für die Feinanteile findet sich in Tabelle 11 der DIN EN 12620 eine Übersicht über die Kategorien, in die die Gesteinskörnungen entsprechend ihrer Feinanteilgehalte eingeteilt werden können (Abb. 1.3.12).

Neben den bereits erwähnten Kategorien finden sich in Kap. 4.3 der DIN EN 12620 noch weitere, die zur Formulierung und Überprüfungen von Anforderungen an die Sieblinie hinsichtlich Siebdurchgängen an den Zwischensieben und Grenzabweichungen herangezogen werden können bzw. müssen. Für die Herstellung von Beton (vgl. Kap. 3.1) werden zumeist einzelne feine und grobe Korngruppen (z. B. 0/2, 2/8 und 8/16) herangezogen und im Betonwerk nach festgelegter Rezeptur, die von den Anforderungen an den Beton abhängig ist, zusammengesetzt (z. B. 0/16). Um die so für den Beton optimal zusammengesetzte Sieblinie zu erreichen, ist es eine Grundvoraussetzung, auf Gesteinskörnungen zurückzugreifen, die den Anforderungen an die Korngrößenverteilung voll entsprechen.

Kornform

Eine weitere Eigenschaft von Gesteinskörnungen, die die Qualität des Betons unmittelbar mitbestimmt, ist die Kornform. Längliche oder plattige Körner führen im Beton im Gegensatz zu kubisch-gedrungenen zur Verschlechterung von Frischbetoneigenschaften wie Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit und bedingen einen höheren Wasserbedarf (Abb. 1.3.15). Die Kornform von ungebrochenen Gesteinskörnungen kann aufbereitungstechnisch nur sehr wenig beeinflusst werden; bei gebrochenen Gesteinskörnungen wird diese Eigenschaft durch die Art und Abstimmung des Brechers bestimmt. Die Kornform von groben Gesteinskörnungen wird wiedergegeben durch die Kornformkennzahl (Shape Index, *SI*) bzw. die Plattigkeitskennzahl (Flakiness Index, *FI*). Diese sind definiert als der prozentuale Massenanteil von ungünstig geformten Körnern, also Körnern, die das Verhältnis Länge zu Dicke von 3:1 überschreiten. Die Kornformkennzahl wird dabei mit Hilfe eines Kornform-Messschiebers nach DIN EN 933-4 und die Plattigkeitskennzahl mit Hilfe von Stabsieben nach DIN EN 933-3 ermittelt. Die zugehörigen Kategorien finden sich in den entsprechenden Tabellen des Kapitels 4.4 der DIN EN 12620 (Abb. 1.3.13 und 1.3.14).

Gesteinskörnungen

	natürlich		gebrochen	
Kornform	kugelig	nicht kugelig (plattig)	kubisch	nicht kubisch (plattig)
Kantigkeit	rund		kantig	
Oberflächenrauigkeit	glatt		rau	
Kornoberfläche Wasserbedarf	→ → → → →		zunehmend → → → → →	
Verarbeitbarkeit Verdichtbarkeit	→ → → → →		abnehmend → → → → →	

Abb. 1.3.15 Kornform und ihre Eigenschaften

Rohdichte

Die Rohdichte von Gesteinen, die für die Erstellung von Betonrezepturen eine entscheidende Bedeutung einnimmt (vgl. Kap. 3.6), ist bei natürlichen Gesteinskörnungen allein abhängig von der Gesteinsart und kann in der Regel nicht durch Maßnahmen im Aufbereitungsprozess beeinflusst werden. Eine Einteilung von Gesteinskörnungen anhand ihrer Rohdichte zeigt Abb. 1.3.17. Nach Kapitel 5.5 der DIN EN 12620 muss die Rohdichte mit einem der in DIN EN 1097-6 beschriebenen Verfahren bestimmt werden.

Die Kapitel 4.7 und 6.4 der DIN EN 12620 geben teilweise Auskunft über die Überprüfung der Wirksamkeit der durchgeführten Maßnahmen.



Abb. 1.3.16 Aussieben und Waschen von Gesteinskörnern in einem Kieswerk

Verunreinigungen

Durch die, auf die Gegebenheiten der Lagerstätte, angepassten Maßnahmen versuchen Gesteinskörnungshersteller Verunreinigungen ihrer Produkte durch organisches Material (z. B. Holz oder Kohle), Ton, Metalle oder anderes zu verhindern. Einen wesentlichen Einfluss hat dabei neben den installierten Aufbereitungsaggregaten auch die Sorgfalt, mit der die Körnungen gelagert, verladen und transportiert werden.

Gesteinskörnung	Rohdichte [kg/m³]	Gesteinskörnungstyp	Anwendung
Regelgesteinskörnung	~ 2.550 – 2.800	Fluss- oder Gletscherablagerungen, gebrochene Gesteine	Bewehrter und unbewehrter Beton, Betonwaren
Schwere Gesteinskörnung	≥ 3.000	Baryt (Schwerspat), Eisenerz, Hämatit, Stahlgranulat	Beton für Strahlenschutz, Schwerbeton
Leichte Gesteinskörnung (DIN EN 13055-1)	≤ 2.000	Blähton, Bims, Blähschiefer, Blähglas	Leichtbeton, Isolierbeton, Überbeton
Rezyklierte Gesteinskörnung	> 2.000	Betonsplitt, -brechsand, Bauwerksplitt, -brechsand	Recyclingbeton

Abb. 1.3.17 Unterteilung der Gesteinskörnung nach ihrer Rohdichte

Abb. 1.3.12 Tabelle 11 der DIN EN 12620:2008-07, Kategorien für Höchstwerte des Gehalts an Feinteilen

Gesteinskörnung	Siebdurchgang durch das 0,063 mm-Sieb in Massenanteil in Prozent	Kategorie <i>f</i>
Grobe Gesteinskörnung	≤ 1,5 ≤ 4 > 4	$f_{1,5}$ f_4 $f_{\text{angegeben}}$
	keine Anforderung	f_{NR}
Natürlich zusammengesetzte Gesteinskörnung 0/8 mm	≤ 3 ≤ 10 ≤ 16 > 16	f_3 f_{10} f_{16} $f_{\text{angegeben}}$
	keine Anforderung	f_{NR}
Korngemisch	≤ 3 ≤ 11 > 11	f_3 f_{11} $f_{\text{angegeben}}$
	keine Anforderung	f_{NR}
Feine Gesteinskörnung	≤ 3 ≤ 10 ≤ 16 ≤ 22 > 22	f_3 f_{10} f_{16} f_{22} $f_{\text{angegeben}}$
	keine Anforderung	f_{NR}

Abb. 1.3.13 (rechts oben) Tabelle 8 der DIN EN 12620:2008-07, Kategorien für Höchstwerte der Plattigkeitskennzahl

Plattigkeitskennzahl	Kategorie <i>FI</i>
≤ 15 ≤ 20 ≤ 35 ≤ 50 > 50	FI_{15} FI_{20} FI_{35} FI_{50} $FI_{\text{angegeben}}$
keine Anforderung	FI_{NR}

Kornformkennzahl	Kategorie <i>SI</i>
≤ 15 ≤ 20 ≤ 40 ≤ 55 > 55	SI_{15} SI_{20} SI_{40} SI_{55} $SI_{\text{angegeben}}$
keine Anforderung	SI_{NR}

Abb. 1.3.14 (rechts unten) Tabelle 8 der DIN EN 12620:2008-07, Kategorien für Höchstwerte der Kornformkennzahl

Gesteinskörnungen

Widerstand gegen mechanische Beanspruchung

Für manche anspruchsvolleren Betonanwendungen gibt es Regelungen, in denen Anforderungen an die groben Gesteinskörnungen hinsichtlich ihres Widerstands gegen mechanische Beanspruchung formuliert werden. In Deutschland am gebräuchlichsten, und in Kap. 5 der DIN EN 12620 beschrieben, sind dabei der Widerstand gegen Zertrümmerung und der gegen Abrieb. Erstgenannter kann zum einen durch den Schlagzertrümmerungswert (SZ-Wert), zum anderen durch den Los Angeles-Koeffizienten (LA-Wert) beschrieben werden. Für beide gilt: Je kleiner der ermittelte Wert, desto besser die Qualität der Gesteinskörnung. Diese Eigenschaft ist in erster Linie abhängig von der Gesteinsart, von der Kornform und damit auch in geringem Maße von der Art der Aufbereitung. Der Widerstand gegen Abrieb oder Polieren, der z. B. wichtig bei befahrenen Oberflächen ist, wird ausgedrückt durch den Polierwert (PSV, engl.: polished stone value). Hierbei gilt: Je höher dieser Wert, desto hochwertiger die Gesteinskörnung. Diese Eigenschaft wird hauptsächlich bestimmt durch die Oberflächenstruktur der Gesteinskörnung und ist somit von der Gesteinsart abhängig.

Abb. 1.3.18
Tabelle 13 der DIN EN 12620:
Kategorien für Höchstwerte des Widerstands gegen Schlagzertrümmerung

Schlagzertrümmerungswert %	Kategorie SZ
≤ 18	SZ ₁₈
≤ 22	SZ ₂₂
≤ 26	SZ ₂₆
≤ 32	SZ ₃₂
> 32	SZ _{angegeben}
keine Anforderung	SZ _{NR}

Abb. 1.3.19
Tabelle 12 der DIN EN 12620:
Kategorien für Höchstwerte von Los-Angeles-Koeffizienten

Los-Angeles-Koeffizient	Kategorie LA
≤ 15	LA ₁₅
≤ 20	LA ₂₀
≤ 25	LA ₂₅
≤ 30	LA ₃₀
≤ 35	LA ₃₅
≤ 40	LA ₄₀
≤ 50	LA ₅₀
> 50	LA _{angegeben}
keine Anforderung	LA _{NR}

Abb. 1.3.20
Tabelle 15 der DIN EN 12620:
Kategorien für Mindestwerte des Widerstands gegen Polieren

Polierwert	Kategorie PSV
≥ 68	PSV ₆₈
≥ 62	PSV ₆₂
≥ 56	PSV ₅₆
≥ 50	PSV ₅₀
≥ 44	PSV ₄₄
Zwischenwerte und solche < 44	PSV _{angegeben}
keine Anforderung	PSV _{NR}

Frost-Tau-Widerstandsfähigkeit

Für einige Betonrezepturen für Bauteile in frostgefährdeten Gebieten muss eine hohe Widerstandsfähigkeit der Gesteinskörnungen gegen Frost-Tau-Wechsel nachgewiesen sein (vgl. Anhang F der DIN EN 12620). Einen ersten Hinweis darauf gibt die Wasseraufnahmefähigkeit des Gesteins. Je poröser die innere Struktur der Gesteinskörner, desto höher die Fähigkeit Wasser aufzunehmen und bei niedrigerer Temperatur durch dessen Gefrieren zu zerspringen. Eine direkte Prüfmethode, bei der Gesteinskörnungen unter Wasser mehreren Zyklen von Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt und anschließend die dadurch entstandenen Abwitterung ermittelt werden, ist in DIN EN 1367-1 beschrieben. Bei Bauteilen, die sich im Einfluß von salzhaltigen Wässern befinden, muss zudem die Tausalzbeständigkeit nach DIN EN 1367-2, der sogenannte Magnesiumsulfat-Wert, angegeben werden. Ebenfalls gebräuchlich in diesem Zusammenhang ist die Kochsalz-Methode, hier wird dem bei den Frost-Tau-Wechseln benutzten Wasser Natriumchlorid beigemischt. Für die beschriebenen Gesteinskennwerte gilt, wie im Kapitel 7 der DIN EN 12620 beschrieben: Je höher die Kategorie, desto frostempfindlicher das Material (vgl. Abb. 1.3.21 und 1.3.22).

Abb. 1.3.21
Tabelle 18 der DIN EN 12620:2008-07,
Kategorien für Höchstwerte des Frost-Tau-Widerstands

Frost-Tau-Widerstand Massenverlust in % ¹	Kategorie F
≤ 1	F1
≤ 2	F2
≤ 4	F4
> 4	F _{angegeben}
keine Anforderung	F _{NR}

¹ In extremen Situationen von kaltem Wetter und/oder einer Sättigung mit Salz- oder Taumittellösung kann es sinnvoller sein, Prüfungen unter Verwendung einer Salzlösung oder Urea, wie in EN 1367-1, Anhang B, beschrieben, durchzuführen. Die Grenzwerte dieser Tabelle sind dann nicht anwendbar.

Abb. 1.3.21
Tabelle 18 der DIN EN 12620:2008-07,
Kategorien für Höchstwerte des Frost-Tau-Widerstands

Abb. 1.3.22
Tabelle 19 der DIN EN 12620:2008-07,
Kategorien für die Magnesiumsulfat-Widerstandsfähigkeit

Magnesiumsulfat-Wert Massenverlust in %	Kategorie MS
≤ 18	MS ₁₈
≤ 25	MS ₂₅
≤ 35	MS ₃₅
> 35	MS _{angegeben}
keine Anforderung	MS _{NR}

Abb. 1.3.22
Tabelle 19 der DIN EN 12620:2008-07,
Kategorien für die Magnesiumsulfat-Widerstandsfähigkeit

Gesteinskörnungen

Chemische Eigenschaften

Chemische Anforderungen an Gesteinskörnungen werden in Kapitel 6 der DIN EN 12620 beschrieben und müssen wie dort dargestellt vom Hersteller bestimmt und angegeben werden. Die Untersuchungsmethoden zur Ermittlung der Gehalte an Chlorid, Schwefel und weiteren, die Erstarrung von Beton behindernden Bestandteilen werden in den zugehörigen Abschnitten der DIN EN 1744-1 erläutert.

Alkaliempfindlichkeitsklasse

Einige Gesteinskörnungen enthalten alkalireaktive Kieselsäure. Diese Gesteinskörnungen können mit dem im Porenwasser des Betons gelösten Alkalihydroxid zu einem Alkalisilikat reagieren. Unter bestimmten Voraussetzungen kann diese Reaktion zu einer Volumenvergrößerung mit anschließender Schädigung des Betons führen. Diese Reaktion wird als „Alkali-Kieselsäure-Reaktion“ (AKR) bezeichnet. Ablauf und Ausmaß der Reaktion hängen insbesondere von der Art und Menge der alkaliempfindlichen Gesteinskörnung, ihrer Größe und Verteilung, dem Alkalihydroxidgehalt in der Porenlösung sowie den Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen des erhärteten Betons ab. Eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton kann auch erst nach Monaten oder Jahren auftreten und zu schwerwiegenden Schäden führen.

Zur Vermeidung solcher Schäden findet in Deutschland die DAfStb-Richtlinie »Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton« (Alkali-Richtlinie) Anwendung. Dort wird das Verfahren beschrieben, welches zur Einstufung von Gesteinskörnungen in die entsprechenden Alkaliempfindlichkeitsklassen herangezogen werden muss (Abb. 1.3.24).

Gesteinskörnungen, die anhand einer positiven petrografischen Prüfung nach DIN EN 932-3 und aufgrund ihrer geografischen Zuordnung (außerhalb des in Abb. 1.3.23 benannten Gebietes) als unbedenklich eingestuft werden, fallen in die Klasse E I. Alle weiteren und damit verdächtigen Gesteinskörnungen müssen entsprechend der AKR-Richtlinie genauer untersucht und gegebenenfalls in weitere AKR-Klassen (z. B. E II-O, E II-OF oder E III-S) eingestuft werden.



Abb. 1.3.23
Anwendungsbereiche und Gewinnungsgebiete von Gesteinskörnungen mit Opalsandstein, Flint und präkambrischer Grauwacke

Bei Gesteinskörnungen für Beton muss die Alkaliempfindlichkeitsklasse auf Leistungserklärungen und Lieferscheinen immer angegeben werden.

Weitere Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden durch AKR hinsichtlich der Betonzusammensetzung und der Wahl des geeigneten Zements in Abhängigkeit von der jeweiligen Feuchtigkeitsklasse werden in Kapitel 10.7 erläutert.

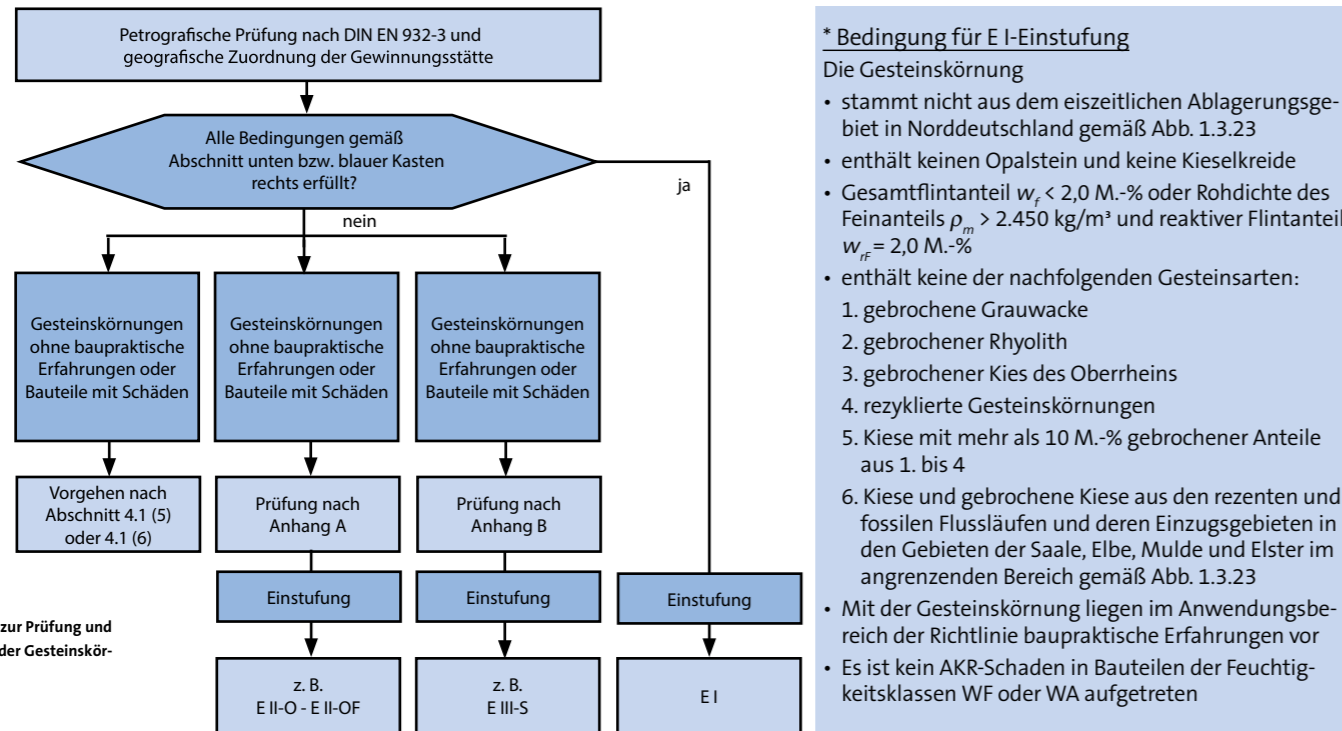
Die Feuchtigkeitsklasse WS, wird ausschließlich im Straßenbau angewendet. Eine Eignung von Gesteinskörnungen muss anhand einer sogenannten WS-Grundprüfung oder einer AKR-Performance-Prüfung nachgewiesen werden. Mit Hilfe von z. B. Mörtelschnelltests und speziellen Betonversuchen wird bei erstgenanntem Verfahren die Verwendungsfähigkeit einer speziellen groben Gesteinskörnung untersucht, wohingegen beim Performance-Test die gesamten Inhaltsstoffe einer bestimmten Betonrezeptur einschließlich feiner Gesteinskörnung und Zement hinsichtlich ihres Dehnungsverhaltens geprüft werden. Gesteinskörnungen, deren Eignung für Fahrbahndeckenbetone so nachgewiesen wurde, werden in den entsprechenden Listen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) aufgeführt. Die Untersuchungsergebnisse müssen in bestimmten Abständen durch sogenannte Bestätigungsprüfungen belegt werden, um diese Leistung aufrecht zu erhalten.

Gesteinskörnungen

Gesteinskörnungen

1.3

1.3



*** Bedingung für E I-Einstufung**
 Die Gesteinskörnung

- stammt nicht aus dem eiszeitlichen Ablagerungsgebiet in Norddeutschland gemäß Abb. 1.3.23
- enthält keinen Opalstein und keine Kieselkreide
- Gesamtflintanteil $w_f < 2,0$ M.-% oder Rohdichte des Feinanteils $\rho_m > 2.450$ kg/m³ und reaktiver Flintanteil $w_{rf} = 2,0$ M.-%
- enthält keine der nachfolgenden Gesteinsarten:
 1. gebrochene Grauwacke
 2. gebrochener Rhyolith
 3. gebrochener Kies des Oberrheins
 4. rezyklierte Gesteinskörnungen
 5. Kiese mit mehr als 10 M.-% gebrochener Anteile aus 1. bis 4
 6. Kiese und gebrochene Kiese aus den rezenten und fossilen Flussläufen und deren Einzugsgebieten in den Gebieten der Saale, Elbe, Mulde und Elster im angrenzenden Bereich gemäß Abb. 1.3.23
- Mit der Gesteinskörnung liegen im Anwendungsbereich der Richtlinie baupraktische Erfahrungen vor
- Es ist kein AKR-Schaden in Bauteilen der Feuchtigkeitsklassen WF oder WA aufgetreten

Abb. 1.3.24 Systematik zur Prüfung und Einstufung der Gesteinskörnungen

Kennzeichnung der Gesteinskörnungen

Gesteinskörnung für die Herstellung von Beton nach EN 206-1 und DIN 1045-2 muss unabhängig vom Gewinnungsgebiet bezüglich ihrer Alkalireaktivität beurteilt und gekennzeichnet werden.

Die Prüfung, Einstufung und Überwachung wird in der Alkali-Richtlinie geregelt. Die Richtlinie behandelt Gesteinskörnung aus gebrochenem oder rezykliertem Gestein.

Gesteinskörnungen sind in eine der Alkaliempfindlichkeitsklassen einzustufen (siehe Abb. 1.3.25). Diese Klassen reichen von E I (unbedenklich) bis E III (bedenklich). Ohne Zertifizierung nach Alkali-Richtlinie wird die Gesteinskörnung in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E III eingestuft.

Auf dem Betonlieferschein sind die Feuchtigkeitsklasse und die Alkaliempfindlichkeitsklasse der Gesteinskörnung anzugeben. Ohne diese Angaben darf der Beton nur für Feuchtigkeitsklasse WO (Innenbauteile) eingesetzt werden.

Abb. 1.3.25 Alkaliempfindlichkeitsklassen für Gesteinskörnungen

Klasse	Gesteinskörnungen	Beurteilung hinsichtlich AKR
E I-O	• Opalsandstein einschließlich Kieselkreide	unbedenklich
E II-O		bedingt brauchbar
E III-O		bedenklich
E I-OF	• Opalsandstein einschließlich Kieselkreide und Flint	unbedenklich
E II-OF		bedingt brauchbar
E III-OF		bedenklich
E I-S	<ul style="list-style-type: none"> • gebrochene Grauwacke • gebrochener Quarzporphyr (Rhyolith) • gebrochener Oberrhein-Kies • rezyklierte Körnungen • Kies mit > 10 M.-% der vorgenannten Körnungen • andere gebrochene, nicht als unbedenklich eingestufte Gesteinskörnungen • andere gebrochene Gesteinskörnungen ohne baupraktische Erfahrungen 	unbedenklich
E III-S		bedenklich

Rezyklierte Gesteinskörnungen

Gesteinskörnung aus rezykliertem Beton oder Bauschutt

Unter rezyklierter Gesteinskörnung versteht man Gesteinskörnungen, die aus mineralischem Bauschutt oder Restbeton durch Brechen, Sieben und gegebenenfalls Waschen hergestellt werden.



Die überwiegenden Mengen dieser anfallenden RC-Körnungen finden zur Zeit als z. B. 0/45 im Tief- und Straßenbau Verwendung. Um den Forderungen eines Stoffkreislaufs auch in der Bauwirtschaft nachzukommen, ist es möglich, rezyklierter Gesteinskörnungen herzustellen, die für die Produktion von Beton verwendet und nach dessen Nutzungsdauer wieder dem Kreislauf zugeführt werden können.

Dabei ist zu beachten, dass derzeit nur der Einsatz von groben RC-Gesteinskörnungen (z. B. 2/8, 8/16, 4/16) normativ geregelt und zugelassen ist; die Sandfraktion aus den Brechprozessen der Bauschuttaufbereitung kann im Moment noch nicht für die Herstellung von Beton DIN EN 206-1 herangezogen und wiederverwendet werden.

Forschungsvorhaben und Erfahrungen aus Bauprojekten zeigen, dass bei sorgfältiger Aufbereitung und bei sachgerechter Herstellung der Gesteinskörnung aus rezykliertem Altbeton (Abb. 1.4.1) oder Bauschutt ein ebenso dauerhafter Beton hergestellt werden kann wie mit herkömmlichen natürlichen Gesteinskörnungen. Dazu muss die rezyklierter Gesteinskörnung für die Anwendung im Beton die Eigenschaften nach DIN EN 12620 erfüllen. Das bedeutet, dass der Hersteller die Eigenschaften seiner Gesteinskörnungen in einer Leistungserklärung deklarieren und diese damit im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle überwachen muss. Sind diese Voraussetzungen erfüllt, können RC-Gesteinskörnungen mit CE-Kennzeichen versehen werden.

In Abhängigkeit der Zusammensetzung werden in DIN 4226-101 die folgenden Typen unterschieden.

Typ 1:

- mind. 90 % Altbeton, höchstens 10 % nicht porosierte Ziegel, Mauersteine etc.

Typ 2:

- mind. 70 % Altbeton, höchstens 30 % nicht porosierte Ziegel, Mauersteine etc.

Typ 3:

- mind. 80 % nicht porosierte Ziegel, Mauersteine etc.

Typ 4:

- mind. 80 % Altbeton, nicht porosierte Ziegel, Mauersteine etc.

Als rezyklierter Gesteinskörnung zur Herstellung von Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 sind nur Typ 1 und 2 mit einer Körnung > 2 mm und einer Rohdichte $\geq 2,0 \text{ kg/dm}^3$ zugelassen.

Typ 1 beschreibt eine Mischung aus überwiegend Altbeton oder Gesteinskörnung > 90 %.

Nach der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton darf Typ 1 je nach Expositionsklasse bis zu 45 Vol.-% in der Gesteinskörnung enthalten sein.

Typ 2 erlaubt einen Anteil an gebrochenem Mauerwerk von maximal 30 %, sodass die Anteile an aufbereitetem Altbeton oder Gesteinskörnung hier bei > 70 % liegen.

Nach der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton darf Typ 2 je nach Expositionsklasse bis zu 35 Vol.-% in der Gesteinskörnung enthalten sein.

Darüber hinaus sind in DIN 4226-101 Grenzwerte für gefährliche Substanzen des Eluats sowie des Feststoffs zu finden. Die zugehörigen Typprüfungen und die Anforderungen an die werkseigene Produktionskontrolle sind in DIN 4226-102 definiert und deren Umsetzung im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle durch den Hersteller nachzuweisen.



Rezyklierte Gesteinskörnungen

RC-Körnung im Beton nach DIN 1045-2 (Entwurf)

Beim Aufbereiten der rezyklierten Gesteinskörnung fallen auch feine Gesteinskörnungen $\leq 2 \text{ mm}$ an, die derzeit nach den normativen Regeln nicht im Beton verwendet werden. Bei Drucklegung dieser Betonpraxis ist der Entwurf der DIN 1045 im Gelbdruck erschienen. Hier wird zukünftig die Verwendung dieser feinen rezyklierten Gesteinskörnung bei der Verwendung im Beton geregelt. Unter 5.2.3.4 der DIN 1045-2 (Entwurf) ist geregelt, wenn der Anteil der groben rezyklierten Gesteinskörnung $\leq 25 \%$ bezogen auf die Gesamtsieblinie beträgt, darf feine ($\leq 2 \text{ mm}$) rezyklierter Gesteinskörnung des Typs 1 verwendet werden, wenn sie aus der gleichen Produktion wie die grobe Gesteinskörnung stammt. Das Verhältnis von Sand zu grober Gesteinskörnung muss der Gesamtsieblinie entsprechen. Die Verwendung rezykliertem feiner Gesteinskörnung ($\leq 2 \text{ mm}$) des Typs 2 im Beton nach DIN 1045-2 (Entwurf) ist nicht zulässig. Beträgt der Anteil der rezyklierten Gesteinskörnung mehr als 25 % der Gesamtsieblinie sind die Anforderungen im Anhang der Norm beschrieben. Diese beschriebene Norm ist bisher noch nicht gültig, es handelt sich lediglich um einen Entwurf!

Feinteile und Wasseraufnahme bei GK > 2 mm

Da mit einem geringeren Gehalt schluffiger oder toniger Bestandteile zu rechnen ist, darf der Feinanteil ($< 0,063 \text{ mm}$) bei feinen Gesteinskörnungen bis zu 4 % und bei groben Gesteinskörnungen bis zu 3 % betragen. Eine weitere Besonderheit ist die Begrenzung der Wasseraufnahme rezykliertem Gesteinskörnungen. Da der enthaltene Zementmörtel gerade zu Beginn Wasser aufsaugen kann, darf die Wasseraufnahme 10 % (Typ 1) bzw. 15 % (Typ 2) nicht überschreiten.



Abb. 1.4.3
Geschliffene R-Betonoberfläche mit RC-Körnung Typ 2



Abb. 1.4.4
Lagerbox mit RC-Körnung Typ 1

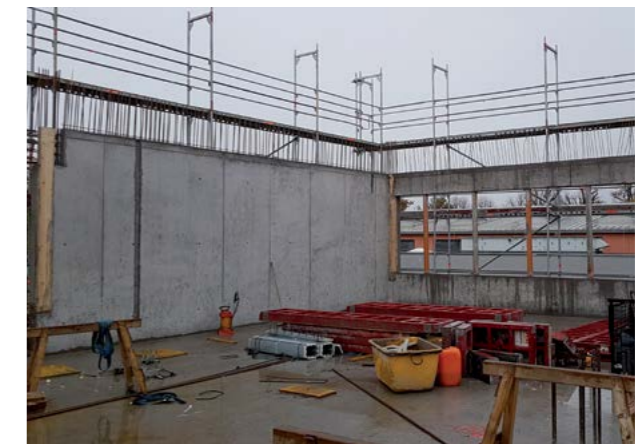


Abb. 1.4.5
Sichtbeton Treppenhaus aus R-Beton mit Gesteinskörnung Typ 2



Abb. 1.4.6
Sichtbeton Treppenhaus aus R-Beton mit Gesteinskörnung Typ 2

Zusatzmittel

Einleitung

Zusatzmittel werden in flüssiger, pulverförmiger oder granulatartiger Form während des Mischens von Beton zugegeben, um die Eigenschaften des Betons durch chemische und/oder physikalische Wirkungen zu beeinflussen. Je nach Art des eingesetzten Zusatzmittels können sowohl die Eigenschaften des Frischbetons, wie z. B. die Verarbeitbarkeit und das Erstarrungsverhalten, als auch die Eigenschaften des Festbetons, wie z. B. die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit, gezielt gesteuert werden.

Für den Einsatz von Zusatzmitteln gibt es technologische und wirtschaftliche Gründe. So lässt sich z. B. durch die Zugabe von geringen Mengen eines Fließmittels ein Teil des Zugabewassers bei der Betonherstellung einsparen. Durch die damit verbundene Senkung des w/z-Wertes kann, bei vergleichbarer Verarbeitbarkeit, ein dichter Beton mit wenig Kapillarporen und dadurch verbesserter Dauerhaftigkeit hergestellt werden.

Als Wirkstoffe für Zusatzmittel werden eine Vielzahl anorganischer und organischer Substanzen verwendet. Für eine optimale Wirksamkeit müssen allerdings die Zusatzmittel auf den Zement abgestimmt werden.

Weitere Einflüsse auf die Wirksamkeit der Betonzusatzmittel können der Wassergehalt, der Zusatzstoff, die feine Gesteinskörnung (Sand), die Außentemperatur sowie die Mischintensität und -dauer haben.

Normative Anforderungen

In DIN EN 934-2 werden die Zusatzmittel bezüglich Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung definiert (Abb. 1.5.1). Ihre Verwendung ist in DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 geregelt.

Abb. 1.5.1 Bezeichnung, Abkürzung und Beschreibung der Zusatzmittel (Auswahl)

Bezeichnung	Abkürzung	Wirkung
Betonverflüssiger	BV	Verminderung des Wasseranspruchs und/oder Verbesserung der Verarbeitbarkeit
Fließmittel	FM	Starke Verminderung des Wasseranspruchs und/oder Verbesserung der Verarbeitbarkeit
Luftporenbildner	LP	Einführung kleiner, gleichmäßig verteilter Mikroluftporen zur Erhöhung des Frost- und Frost-Taumittelwiderstandes
Verzögerer	VZ	Abbindeverzögerung des Betons (Betonieren bei hohen Temperaturen)
Erstarrungsbeschleuniger	BE	Beschleunigung des Abbindens von Beton nach dem Mischen
Erhärtungsbeschleuniger	BE	Beschleunigung der Erhärtung des Betons (Frühfestigkeit) mit und ohne Veränderung der Abbindezeit
Dichtungsmittel	DM	Verminderung der kapillaren Wasseraufnahme
Stabilisierer	ST	Erhöhung des Zusammenhaltes, Verbesserung der Kohäsion
Zusatzmittel für Einpressmörtel (Einpresshilfe)	EH	Verbesserung der Fließfähigkeit, Verminderung des Wasseranspruchs und der Absetzneigung (Bluten), leichte Quellwirkung
Viskositätsmodifizierer	VMA	Minimierung der Entmischung, Verbesserung der Kohäsion
Schaumbildner	SB	Einführung gleichmäßig verteilte Luftporen
Schwindreduzierer	SRA	Verminderung des Schwindens, Minimierung von Rissen/Verformungen

Lagerfähigkeit/Haltbarkeit

Zusatzmittel sind bei ihrer Lagerung vor Verunreinigungen und starker, direkter Sonneneinstrahlung zu schützen. Bei einer Lagertemperatur von ca. 20 °C können Zusatzmittel bis zu einem Jahr haltbar sein. Flüssige Zusatzmittel sind frost-

sicher aufzubewahren; pulverförmige Zusatzmittel sind vor Feuchtigkeit zu schützen. Im Allgemeinen sind die Angaben vom Hersteller zu beachten.

Zusatzmittel

Dosierung

Die zulässigen Zugabemengen von Zusatzmitteln nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 sind in der Tabelle (Abb. 1.5.2) gezeigt. Bei der Dosierung sind die vom Hersteller angegebenen Zugabemengen (Höchst- und/oder Mindestwert) zu beachten. Die Zugabemenge, bezogen auf das Zementgewicht, liegt im Allgemeinen im Bereich von 0,2 bis 2 M.-%. Bei Dosierungen von mehr als 3 l/m³ Beton muss die darin enthaltene Wassermenge bei der Berechnung des w/z-Wertes berücksichtigt werden. Ebenso muss bei Verwendung von Luftporenmitteln der Zuwachs an eingeführter Luft im Stoffraum mitberechnet werden. Dosierungen unter 0,2 Gewichtsprozenten (2 g/kg Zement) sollten nicht verwendet werden; ansonsten sind sie in einem Teil des Zugabewassers aufzulösen. Bei solchen kleinen Mengen treten erhebliche Dosierungsungenauigkeiten auf. Unterdosierungen verringern meist deutlich den angestrebten Effekt. Überdosierungen können dagegen unerwünschte Effekte wie Erhärtungsverzögerung, Druckfestigkeitsverluste oder Entmischungen mit sich bringen.

Anwendungsbereich	Zugabemengen je kg Zement [ml bzw. g]	
	Mindestzugabe ¹⁾	Höchstzugabe ¹⁾
Beton, Stahlbeton, Spannbeton	2 ²⁾	50 ³⁾
Beton mit alkaliempfindlicher Gesteinskörnung		20 ⁴⁾ oder 50 ⁴⁾
Hochfester Beton		70 ^{5), 6)}

¹⁾ Maßgebend sind auch die Angaben des Herstellers/Zulassungsbescheides
²⁾ < 2 ml bzw. g möglich, wenn in einem Teil des Zugabewassers aufgelöst
³⁾ Bei Verwendung mehrerer Zusatzmittel unterschiedlicher Wirkungsgruppen: Gesamtmenge ohne besonderen Nachweis 60 ml/g bezogen a. Z. zulässig. Bei Zementen nach DIN 1164-11 oder 12 begrenzt auf 50 ml/g
⁴⁾ Abhängig vom Alkaligehalt des Zusatzmittels, dem Zementgehalt und der Anzahl der verwendeten Zusatzmittel [18]
⁵⁾ Bei einer Zugabemenge > 5 M.-% bezogen a. Z.: Zulassung erforderlich
⁶⁾ Bei Verwendung mehrerer Zusatzmittel unterschiedlicher Wirkungsgruppen: Gesamtmenge 80 ml/g zulässig. Bei Zementen nach DIN 1164-1 oder 12 begrenzt auf 70 ml/g

Abb. 1.5.2 Zugabemenge von Zusatzmittel nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2

Eigenschaften der wichtigsten Zusatzmittel

Betonverflüssiger (BV) und Fließmittel (FM)

Betonverflüssiger und Fließmittel sind die am häufigsten gebrauchten Zusatzmittel. Die verflüssigende Wirkung wird entweder durch grenzflächenaktive Stoffe (Ligninsulfonat, Naphthalinsulfonat) oder durch dispergierende Stoffe (Melaminsulfonat, Polycarboxylatether) erreicht.

Die Wirkung eines Fließmittels ist in Abb. 1.5.3 anschaulich dargestellt: Fließmittel verbessern bei gleichem w/z-Wert die Verarbeitbarkeit des Betons oder vermindern bei gleicher Verarbeitbarkeit den Wasseranspruch und damit den w/z-Wert, was zu

einer Erhöhung von Festigkeit und einer Verringerung der Porosität führt. Eine gleichzeitige Verbesserung der Verarbeitbarkeit und Verminderung des w/z-Wertes ist ebenfalls möglich. Eine Reihe von Betonen ist ohne den Einsatz von Verflüssigern gar nicht herstellbar. So ist die praxiserhaltende Herstellung von Selbstverdichtendem Beton nur durch den Einsatz von speziellen Verflüssigern und Fließmitteln auf Polycarboxylatether-Basis möglich. Als mögliche Nebenwirkung der Verflüssiger ist die Verzögerung des Erhärtens zu nennen. Hinsichtlich der Wirkungen von verflüssigenden Zusatzmitteln spielen die Eigenschaften des Zements sowie auch die Betonrezeptur eine wichtige Rolle. Deswegen ist zu empfehlen, die Auswirkungen an ausgewählten Zusatzmittel-Zement-Kombinationen zu überprüfen.

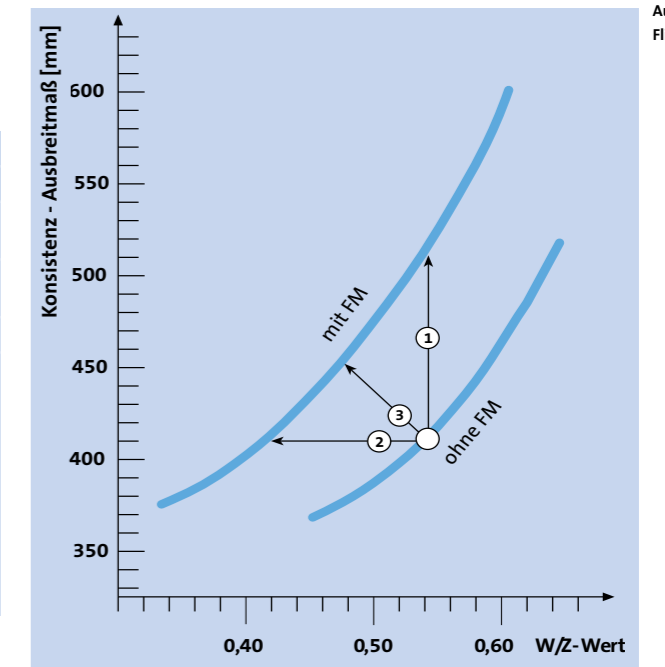


Abb. 1.5.3 Auswirkungen von Fließmitteln

In der folgenden Tabelle (Abb. 1.5.4) ist der Einfluss der wichtigsten Betonverflüssiger und Fließmittel auf die mögliche Wasserreduktion im Beton zusammengestellt. Für die relative Wasserreduktion wird eine Dosierung des Betonverflüssigers bzw. Fließmittels von 1 % bezogen auf das Zementgewicht zugrunde gelegt.

Die Wasserersparnis nimmt in der Reihenfolge – Lignin-, Melamin- und Naphthalinsulfonat sowie Polycarboxylat zu.

Wirkstoff des Betonverflüssigers bzw. Fließmittels	Relative Wasserreduktion [M.-%]
Ligninsulfonat	5 - 10
Melaminsulfonat	15 - 20
Naphthalinsulfonat	15 - 20
Polycarboxylatether (PCE)	20 - 35

Abb. 1.5.4 Wasserreduktion der wichtigsten Betonverflüssiger und Fließmittel

Zusatzmittel

Luftporenbildner (LP)

Luftporenbildner sind grenzflächenaktive Stoffe (Wurzelharze und deren Modifikationen sowie synthetische Tenside). Die Aufgabe der Luftporenbildner ist es, sogenannte Mikroluftporen mit einem Durchmesser von ca. 10 bis 300 µm gleichmäßig in den Beton einzuführen. Dadurch wird die Frost- und Frost-Taumittelbeständigkeit des Betons wesentlich erhöht, jedoch nimmt die Druckfestigkeit je nach eingeführtem Luftgehalt deutlich ab. Die Luftporen nehmen beim Gefrieren des Betons das verdrängte Kapillarwasser zum Teil auf und bieten Ausdehnungsraum für das gefrierende Wasser. Sie vermindern somit die Gefahr der Zersprengung des Betons infolge des Eisdrucks (Abb. 1.5.5).

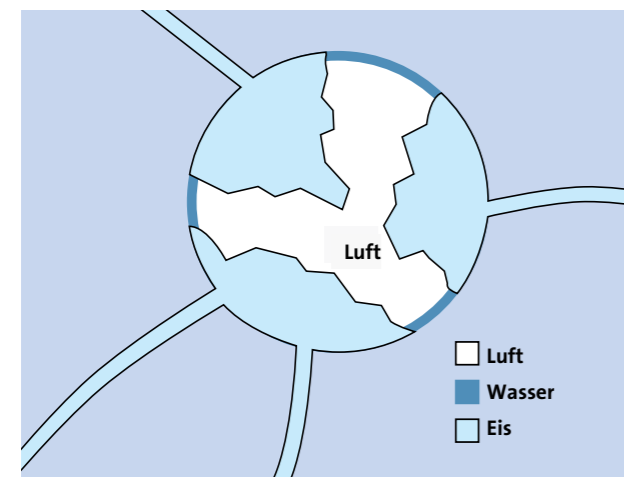


Abb. 1.5.5 Eisbildung in der Luftpore (schematisch)

Faustregel: Ein Prozent zusätzlich eingeführte Luftporen ermöglicht eine Wassereinsparung von etwa fünf Litern je m³ Frischbeton und erzielt im Hinblick auf die Verarbeitbarkeit die gleiche Wirkung wie etwa 10 bis 15 kg Mehlkorn.

Faustregel: Jedes Prozent Luftporen bedeutet einen Druckfestigkeitsverlust von bis zu 5 %.

Der Zielwert für den Luftgehalt im Zementstein liegt bei etwa 13 %. Für den gesamten Beton bedeutet das je nach Größtkorn Luftgehalte zwischen 3 und 6 %. Für die Einstellung der Luftgehalte genügen meist geringe Mengen an Zusatzmitteln (0,1 – 0,5 M.-%). Allerdings hängt die entstehende Luftporenmenge nicht allein von der Art und der Dosierung des Luftporenbildners ab, sondern auch von einer Vielzahl anderer Faktoren, wie Zementart, Gesteinskörnung und Kornzusammensetzung, Konsistenz, Temperatur, Mischintensität und Mischdauer, dem

Vorhandensein anderer Zusatzmittel usw. Bei kombiniertem Einsatz von Luftporenbildner und Verflüssiger sollte der Verflüssiger erst nach dem Luftporenbildner zudosiert werden. Die Verträglichkeit neuer Kombinationen muss unbedingt durch Erstprüfungen nachgewiesen werden.

Verzögerer (VZ)

Verzögerer bewirken eine Verzögerung beim Erhärten des Zementleims und erlauben damit eine Verlängerung der Verarbeitbarkeit von Betonen. Ihre wichtigsten Anwendungsgebiete sind:

- Betonieren bei heißem Wetter
- Transport von Beton über große Distanzen
- Betonieren großer Kubaturen oder Flächen
- Vermeidung von Arbeitsfugen bei eingeplanten Arbeitsunterbrechungen (nahtloser Anschluss von neuem Beton an zuvor eingebrachten Beton)

Beton, der Verzögerer enthält, erhärtet zu Beginn etwas langsamer (Abb. 1.5.6). Seine 28 Tage Festigkeit ist in der Regel etwas höher als die eines Betons, dem kein Verzögerer zugegeben wurde. Wegen seiner anfänglich langsameren Erhärtung ist ein verzögerter Beton besonders sorgfältig nachzubehandeln. Da die Wirkung stark von der Art des Verzögerers, aber auch vom verwendeten Zement und von der Temperatur abhängt, sind umfassende Erstprüfungen – auch bei verschiedenen Temperaturen – erforderlich. Bei Überdosierung kann die Wirkung bei einigen Verzögerern umschlagen – sie können dann zu Beschleunigern werden.

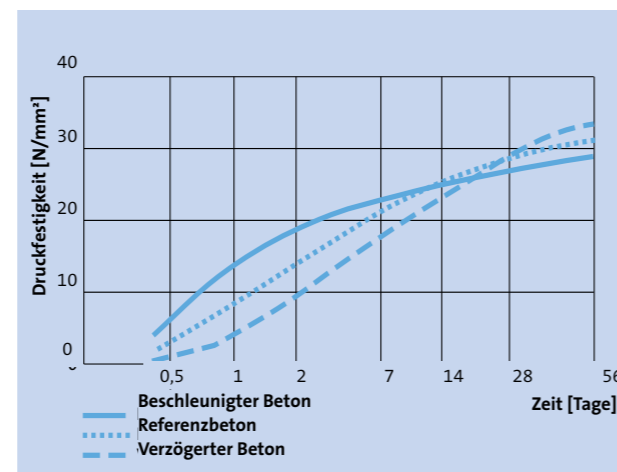


Abb. 1.5.6 Wirkung von Verzögerer und Beschleuniger auf die Betonfestigkeit

Zusatzmittel

Beschleuniger (BE)

Bei den Beschleunigern wird unterschieden in Abbindebeschleuniger und Erhärtungsbeschleuniger (siehe Abb. 1.5.1). Diese Zusatzmittel werden eingesetzt, um die Abbinde- und Erhärtungszeit eines Betons zu verkürzen. Sie sorgen für eine raschere Hydratation, um den Beton früher ausschalen, abheben, belasten oder dem Frost aussetzen zu können.

Erstarrungsbeschleuniger finden Verwendung bei:

- Spritzbeton (geringer Rückprall und gute Klebfähigkeit)
- Instandsetzungsarbeiten (Reparaturarbeiten mit kurzen Abbindezeiten)
- Betonieren in fließenden Gewässern
- Abdichtung bei Wassereintrüben und Infiltrationen (Blitzmörtel)

Erhärtungsbeschleuniger werden eingesetzt für:

- Betonieren bei tiefen Temperaturen
- Betonieren mit kurzen Ausschalungsfristen
- Fertigteilwerke
- Einsetzen von Ankern

Der Effekt der Beschleuniger ist von den verwendeten Wirkstoffgruppen, aber auch von der chemischen Zusammensetzung des Zements abhängig. Bei einer Überdosierung kann das Erstarren und Erhärten statt beschleunigt verzögert werden (gegenteilige Wirkung). Beschleuniger bewirken oft eine mehr oder weniger starke Herabsetzung der Endfestigkeit des Betons. Die früher häufig verwendeten chloridhaltigen Beschleuniger dürfen heute nicht mehr eingesetzt werden, weil sie eine ausgesprochen korrosionsfördernde Wirkung auf die Bewehrung ausüben.



Abb. 1.5.7 Vorschriftsmäßiges Tanklager für Zusatzmittel in einem Transportbetonwerk

Bewertung der wichtigsten Zusatzmittel

Zusatzmittel können die Betoneigenschaften sowohl im Frischbeton als auch im Festbeton erheblich beeinflussen. Dies ist oft mit komplexen chemischen und/oder physikalischen Reaktionen verbunden. Deshalb sollen Zusatzmittel verschiedener Wirkungsweise nicht miteinander gemischt werden. Ebenso sollen Zusatzmittel gleicher Wirkungsweise, aber verschiedener Hersteller, nicht miteinander kombiniert werden. Um die geeignetsten Zusatzmittel in richtiger Dosierung für einen Beton herauszufinden sind Erstprüfungen unabdingbar.

Die Wirkungen der wichtigsten Zusatzmitteltypen auf ausgewählte Frisch- und Festbetoneigenschaften wird in Abb. 1.5.8 qualitativ dargestellt.

Wirkung auf	Verflüssiger/Fließmittel	Luftporenbildner	Verzögerer	Beschleuniger
Verarbeitbarkeit	++	+	+	-
Entmischen/Bluten	+	+	-	o
Erstarren beschleunigen	o	o	-	++
Erstarren verzögern	-	-	++	-
Pumpfähigkeit	+	-	o	-
Frühfestigkeit	+	-	-	++
Endfestigkeit	+	-	+	-
Permeabilität	+	+	o	-
Frostbeständigkeit	+	++	-	+
Betonieren bei kalter Witterung	+	o	-	++
Betonieren bei warmer Witterung	+	o	++	-

++ gewünschter positiver Effekt
 + möglicher positiver Effekt
 o vernachlässigbarer Effekt
 - möglicher negativer Effekt

Abb. 1.5.8 Wirkung wichtiger Zusatzmitteltypen auf ausgewählte Frisch- und Festbetoneigenschaften

Zusatzstoffe

Allgemeines

Zusatzstoffe sind in der Regel feine mineralische oder organische Stoffe. Durch sie können bestimmte Eigenschaften des Betons verbessert oder erst erreicht werden. So erhöhen einige Zusatzstoffe die Verarbeitbarkeit oder aber die Pumpbarkeit des Betons. Im Festbeton können sie zu einem dichten Gefüge beitragen und mechanische Eigenschaften, wie Druck- und Zugfestigkeit, oder aber die Dauerhaftigkeit des Betons positiv beeinflussen. Ebenso werden Zusatzstoffe zur Reduzierung der Wärmeentwicklung während der Betonerhärtung eingesetzt. Im Gegensatz zu Betonzusatzmitteln wird dem Beton üblicherweise eine größere Menge von Zusatzstoffen zugegeben. Zusatzstoffe sind in jedem Fall bei der Stoffraumrechnung zu berücksichtigen.

Verwendung im Zementwerk

Manche Zusatzstoffe werden bereits im Zementwerk durch gemeinsames Vermahlen mit dem Klinker oder durch Mischen in den Zement eingebracht. Bei diesem Herstellungsprozess wird der Zusatzstoff als Hauptbestandteil bezeichnet und findet sich in der Zementbezeichnung wieder (z. B.: S für Hüttensand, P für natürliche Puzzolane wie Trass, LL für Kalkstein und T für gebrannten Schiefer).

Für dieses Vorgehen sprechen gute Gründe. Dadurch wird sowohl eine genaue und gleichbleibende Dosierung als auch eine homogene Verteilung der Zementbestandteile erreicht.

Zement und Zusatzstoff sind in einem exakten und normgerechten Zementssystem integriert, das als Ganzes angesehen wird und zu 100 % beim Mindestzementgehalt sowie bei der Ermittlung des Wasserzementwertes rechnerisch zum Ansatz gebracht werden kann.

Verwendung im Betonwerk

Zusatzstoffe können ebenso erst im Betonwerk der Mischung zugefügt werden. Dies hat den Vorteil, dass das Verhältnis von Zusatzstoff zu Zement frei gewählt werden kann. Dadurch wird die Flexibilität bei der Zusammensetzung des Betons erhöht. Allerdings sind damit auch einige Nachteile verknüpft. Die getrennte Lagerung der Zusatzstoffe verlangt zusätzliche Silos und Dosiereinrichtungen sowie zusätzliche Kontrollen. Manche Zusatzstoffe neigen bei längerer Lagerung zur Knollenbildung. Weiterhin kann der im Betonwerk zugegebene Zusatzstoff nur anteilig auf den Wasserzementwert angerechnet werden.

	Bezeichnung	Chemische Reaktion	Wirkung	Zusatzstoffe
Typ I DIN EN 206-1	Inert	Keine oder höchstens oberflächliche Reaktion	• Füllereffekt, d. h. vermindert Porosität und verbessert Verarbeitbarkeit	• Kalksteinmehl • Quarzmehl
			• Färbt	• Pigmente
Typ II DIN EN 206-1	Puzzolanisch	Reaktion mit Kalziumhydroxid und Wasser unter Bildung von zementhydratähnlichen Stoffen	• Vermindert Porosität • Erhöht Dauerhaftigkeit • Vermindert Frühfestigkeit • Senkt Hydratationswärme • Erhöht Endfestigkeit	• Steinkohlenflugasche • Natürliche und thermisch aktivierte Puzzolane • Dorobase® • Gebrannter Schiefer
	Latent hydraulisch	In Gegenwart von Anregern (Alkali, Kalk, Sulfat) und Wasser erfolgt Bildung von zementhydratähnlichen Stoffen	• Vermindert Porosität • Erhöht Dauerhaftigkeit • Vermindert Frühfestigkeit • Senkt Hydratationswärme • Erhöht Endfestigkeit	• Hüttensandmehl
	Hydraulisch	Reaktion mit Wasser unter Bildung von zementhydratähnlichen Stoffen	• Verbessert Verarbeitbarkeit, und Dichtigkeit, Füllereffekt, d. h. vermindert Porosität	• Dorobase® • Gebrannter Schiefer

Zusatzstoffe

Einteilung der Zusatzstoffe

Die EN 206-1/DIN 1045-2 unterscheidet zwei Typen von Beton-zusatzstoffen. Inerte Zusatzstoffe des Typs I sind Stoffe, die keine chemische Bindung eingehen. Darunter fallen beispielsweise Kalkstein- oder Quarzfüller sowie Pigmente. Als reaktive Zusatzstoffe des Typs II werden latent hydraulische und puzzolanische Stoffe wie Hüttensandmehl oder aber Steinkohlenflugasche bezeichnet, die dank ihrer Reaktivität zur Festigkeitsbildung des Zementsteins beitragen. Dieser Zusammenhang ist in Abb. 1.6.1 dargestellt.

Inerte Zusatzstoffe

Mineralische Füller

Mineralische Füller werden durch das Aufbereiten von natürlichen, industriell produzierten oder rezyklierten Materialien hergestellt. Der überwiegende Anteil der mehlkornfeinen Partikel ist dabei kleiner als 0,063 mm.

Aufgrund ihrer geringen Korngröße, ihrer Kornzusammensetzung und Kornform verbessern mineralische Füller den Kornaufbau des Betons im Mehlkornbereich. Sie sind nicht reaktiv, somit inert. Sie werden zugesetzt, um beispielsweise bei der Verwendung von geringen Zementgehalten oder mehlkornarmen Sanden die Verarbeitbarkeit zu verbessern oder aber um die Fließfähigkeit und die Stabilität von selbstverdichtenden Betonen sicherzustellen. Weiterhin führt der sogenannte Füllereffekt zu einer höheren Packungsdichte, wodurch die Festbetoneigenschaften positiv beeinflusst werden können.

Für eine Verwendung im Beton müssen mineralische Füller die Anforderungen der DIN EN 12620 erfüllen. Sie sollten immer auf ihre Eignung für den vorgesehenen Zweck geprüft werden. Gängige mineralische Füller sind Kalkstein- und Quarzmehl. Die üblichen Dosierungen liegen zwischen 20 kg/m³ bis 60 kg/m³ bei Normalbeton und bis zu 250 kg/m³ bei selbstverdichtendem Beton.

Anorganische Pigmente

Anorganische Pigmente werden zum Einfärben von Beton und Mörtel verwendet. Den hohen Anforderungen bezüglich Beständigkeit und Korngrößenverteilung genügen praktisch nur Oxidpigmente. Pigmente haben keine chemische Wirkung im Beton, verhalten sich demnach inert. Wegen ihres meist höheren Wasserbedarfs bedingen sie einen höheren Wasserzementwert, sofern dieser Effekt nicht durch den Einsatz eines Betonverflüssigers oder Fließmittels kompensiert wird.

Für das Einfärben mit Pigmenten eignen sich insbesondere helle Hochofenzemente oder Weißzemente. Die Pigmentdosierung richtet sich nach der gewünschten Farbintensität und wird in Bezug auf den Zementgehalt angegeben. Übliche Feststoffdosierungen bewegen sich zwischen 2 M.-% bis 8 M.-% vom Zementgehalt. Es werden ebenso wässrige Farbpigmentaufbereitungen mit einem Feststoffgehalt von rund 50 % angeboten. Der Wasseranteil muss auf den Wasserzementwert angerechnet werden. Im Gegensatz zum pulverförmigen Pigment ist dieses sogenannte Farbpigment Slurry für eine Dosierung in den frischen Beton geeignet. Pigmente zum Einfärben von Beton müssen die Anforderungen der DIN EN 12878 erfüllen.

Für die Herstellung einwandfrei gefärbter Bauteile bedarf es großer Erfahrung. Eine homogene Betonmischung sowie geeignete und gleichmäßige Ausgangsstoffe sind die Voraussetzung, um gleichmäßig gefärbte Betonoberflächen zu erzielen. Reste von gefärbtem Beton müssen sorgfältig aus dem Mischer, dem Transportfahrzeug sowie aus Fördergeräten entfernt werden und dürfen nicht in das Restwasser gelangen, um die nachfolgenden Betonchargen nicht ungewollt einzufärben. Auch optimale Herstellprozesse und beste Farbpigmente verhindern nicht, dass Betonfarben mit der Zeit etwas stumpfer werden.



Abb. 1.6.2
Zugabe von Flüssigfarbe



Abb. 1.6.3
Eingefärbter Beton aus dem Fahrmischer

Abb. 1.6.1
Einteilung der Zusatzstoffe

Zusatzstoffe

Reaktive puzzolanische Zusatzstoffe

Allen puzzolanischen Zusatzstoffen ist gemein, dass sie im erhärtenden Beton in Gegenwart von genügend Wasser langsam mit dem aus dem Zement abgespaltenen Kalziumhydroxid reagieren, zementhydratähnliche Stoffe bilden und dadurch zur Festigkeitsbildung beitragen. Diese puzzolanische Reaktion verringert die Betonporosität und verbessert damit die Dauerhaftigkeit des Betons. Betone mit puzzolanischen Zusätzen (ausgenommen Silikastaub) erhärten etwas langsamer als solche ohne, insbesondere bei tiefer Temperatur. Die Nachbehandlungsdauer und die Ausschallfrist sind gegebenenfalls angemessen zu verlängern.

Um eine ausreichende Alkalität der Porenlösung bei Stahl- und Spannbeton zu gewährleisten, sind in DIN EN 206-1/DIN 1045-2 höchstzulässige Mengen puzzolanischer Zusatzstoffe vorgegeben. Ebenso ist in der Norm die Anrechenbarkeit der Zusatzstoffe des Typs II auf den Wasserzementwert sowie den Mindestzementgehalt mit einem k-Wert-Ansatz geregelt.

Steinkohlenflugasche

Steinkohlenflugaschen fallen bei der Stromerzeugung in thermischen Kraftwerken an. Ihre Qualität hängt von der verwendeten Kohle sowie von der Art des Kraftwerks und seiner Betriebsweise ab und kann deshalb in weiten Grenzen schwanken. Die Verwendung von Steinkohlenflugasche aus verlässlicher Herkunft hat sich jedoch als Betonzusatzstoff bewährt und ist normativ in der DIN EN 450 geregelt.

Die meist hohe Feinheit der Steinkohlenflugaschen und deren charakteristische kugelige Kornform bewirken eine Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Auch die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit des Betons werden erhöht, wenn eine Steinkohlenflugasche von hoher puzzolanischer Aktivität mit der gebotenen Sorgfalt bezüglich Betonzusammensetzung und Nachbehandlung verwendet wird.

Da Steinkohlenflugaschen die Hydratationswärmeabgabe der erhärtenden Betone reduzieren, lassen sich mit ihr in massigen Betonbauteilen Temperaturspitzen vermindern. Weiterhin werden sie zur Erhöhung des Sulfatwiderstandes des Betons verwendet.

Die üblichen Dosierungen von Steinkohlenflugasche liegen:

- zwischen 20 kg/m³ bis 60 kg/m³ bei Normalbeton und
- bis zu 250 kg/m³ bei selbstverdichtendem Beton

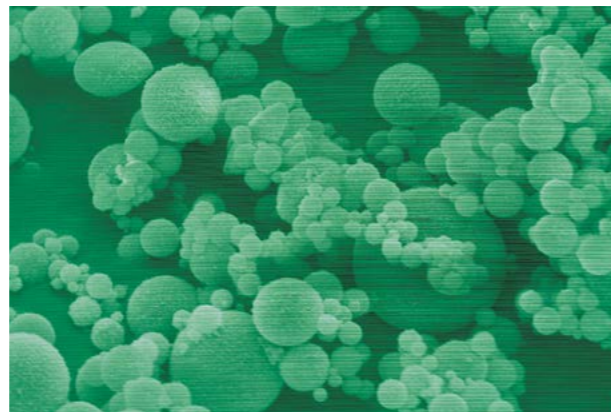


Abb. 1.6.4
Charakteristische Kornform von Steinkohlenflugasche (rasterelektronenmikroskopische Aufnahme)

Trass

Trass zählt zu den natürlichen Puzzolanen und ist ein natürliches Gestein meist vulkanischen Ursprungs. Seine puzzolanische Wirkung war schon den römischen Baumeistern bekannt. Trass als Betonzusatzstoff ist in DIN 51034 geregelt. Trass verbessert die Verarbeitungseigenschaften von Beton und kann dessen Ausblühneigung reduzieren. Trass bindet Kalziumhydroxid, dadurch wird deutlich weniger an die Betonoberfläche transportiert, das später zu Ausblühungen führen kann. Im Gegensatz zur Steinkohlenflugasche kann Trass nicht auf den Wasserzementwert angerechnet werden.

DOROBASE® (Gebrannter Schiefer)

DOROBASE® ist fein gemahlener gebrannter Schiefer, der puzzolanische und hydraulische Eigenschaften aufweist. Durch seine sehr hohe Mahlfeinheit können Betone mit hervorragenden Eigenschaften hergestellt werden. In Bereichen, bei denen das sehr fein abgestufte Kornband, von Vorteil ist, z. B. Sichtbeton, WU-Beton, Spritzbeton, Pumpbeton usw., bringt DOROBASE® eine dichtere geschlossene Oberfläche, erhöht die Schmierneigung und die Stabilität des Betons. Durch die hydraulischen Eigenschaften wird die Druckfestigkeit in Verbindung mit reaktivem Klinker deutlich erhöht. Eine Verringerung des Mindestzementgehalts, bei Anrechnung von DOROBASE® als Betonzusatzstoff, ist nur bei CEM I und CEM II/A-LL bei allen Expositionsklassen außer XF2 und XF4 zulässig. Unter diesen Voraussetzungen darf der k-Wert 0,9 und max. 0,33 · z für die Anrechenbarkeit auf den w/z-Wert angesetzt werden. Der Einsatz von DOROBASE® wird durch eine "Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung" vom DIBT geregelt, in der die Anforderungen genau beschrieben sind (siehe Seite 47).

Zusatzstoffe

Silikastaub

Silikastaub, auch Kieselsäurestaub oder Mikrosilika genannt, entwickelt wegen seiner extrem hohen Feinheit und seines sehr hohen Kieselsäuregehalts eine sehr große puzzolanische Aktivität.

Mit einer Dosierung von 5 M.-% bis 10 M.-% Silikastaub bezogen auf das Zementgewicht, lassen sich nachhaltige Verbesserungen der Betoneigenschaften erzielen:

- gesteigerte Kohäsion und stark erhöhtes Wasserrückhaltevermögen des Frischbetons mit geringem Entmischungsrisiko
- Verminderung des Rückpralls beim Spritzbeton
- bedeutende Erhöhung der Betonfestigkeit; erlaubt die Herstellung von hochfestem Beton
- erhebliche Verminderung der Betonporosität, damit einhergehend eine wesentliche Verbesserung der Dauerhaftigkeit
- erhöhter Widerstand gegen Frost-, Frosttau-Mittel- und Sulfatangriff sowie gegen andere chemisch aggressive Stoffe
- langsamer Karbonatisierungsfortschritt für dauerhaften Bewehrungsschutz

Die Zugabe von Silikastaub zur Betonmischung verschlechtert deren Verarbeitbarkeit und verändert nachhaltig deren rheologische Eigenschaften (Fließeigenschaften). Durch den Zusatz besonderer Fließmittel lässt sich eine ausreichende Verarbeitbarkeit erzielen.

Um unangenehme Überraschungen beim Einbringen des Frischbetons zu vermeiden, sind Versuche zur Verarbeitbarkeit erforderlich. Infolge seiner extremen Feinheit kann Silikastaub gewisse Probleme bei der Dosierung und bei der Homogenisierung der Betonmischung verursachen. Bei nicht sachgerechter Handhabung kann sich eine übermäßige Feinststaubentwicklung einstellen.

Je nach gegebenem Fall lassen sich diese Probleme mit drei unterschiedlichen Arten des Angebots vermeiden:

- als in den Zement integrierter Bestandteil
- als Silikastaub-Slurry (in Wasser aufgeschlämmtes Produkt)
- als granulierter Silikastaub

Silikastaub wird in Deutschland vorwiegend im Spritzbeton sowie im Hochleistungsbeton eingesetzt.

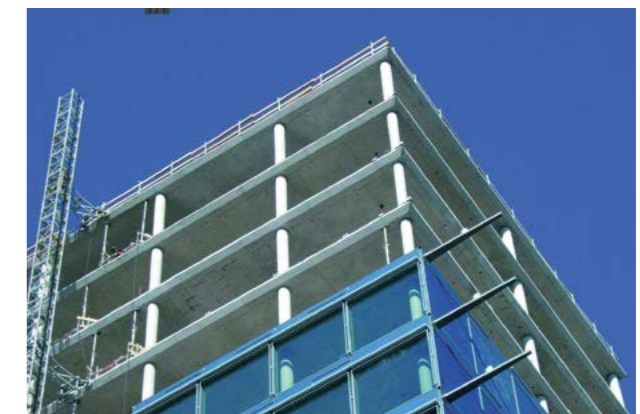


Abb. 1.6.5
Stark belastete Stütze aus Hochleistungsbeton mit Silikastaub

Reaktive latent hydraulische Zusatzstoffe

Latent hydraulische Stoffe benötigen, anders als die Puzzolane, nicht das Ca(OH)₂ aus der Zementhydratation als ständigen Reaktionspartner. Sie reagieren schon in Gegenwart geringer Mengen sogenannter Anreger wie z. B. alkalischen Stoffen oder Sulfaten. Gemeinsam mit Wasser reagieren sie dann unter Bildung von zementhydratähnlichen Stoffen und verfestigen sich wie Zement.

Hüttensand

Hüttensand kann aufgrund seiner latent hydraulischen Eigenschaften wie kein anderer Zusatzstoff den Zementklinker nahezu vollständig ersetzen. Dieser Effekt wird bei der Herstellung von hüttensandhaltigen Zementen wie z. B. Portlandhüttenzementen CEM II/-S oder Hochofenzementen CEM III ausgenutzt. Vorteilhaft dabei ist, dass bei der Verwendung hüttensandhaltiger Zemente der Hüttensandanteil als Zementbestandteil vollständig auf den Wasserzementwert angerechnet wird.

Anrechenbarkeit von Hüttensandmehl auf den w/z-Wert

Die Anforderungen an Hüttensandmehl zur Verwendung als Zusatzstoff im Beton, im Mörtel und im Einpressmörtel sind in DIN EN 15167 geregelt. Eine gleichzeitige Anrechnung von Hüttensandmehl mit Steinkohlenflugasche oder Silikastaub ist nicht zulässig.

Zusatzstoffe

Anrechenbarkeit puzzolanischer Typ II Zusatzstoffe auf den Wasserzementwert

Steinkohlenflugasche, Hüttensandmehl und Silikastaub können auf den Wasserzementwert angerechnet werden.

Dieser wird dann als äquivalenter Wasserzementwert bezeichnet.

Hüttensandmehl darf nicht gleichzeitig mit Steinkohlenflugasche oder Silikastaub angerechnet werden.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Möglichkeiten dargestellt

	Flugasche [f]	Silikastaub [s]	Flugasche und Silikastaub	Hüttensandmehl [h]
Maximaler Zusatzstoffgehalt zur Gewährung der Alkalität	$f_{\max} = 0,15 \cdot z^{1)}$	$s_{\max} = 0,11 \cdot z$	$s_{\max} = 0,11 \cdot z$ $f_{\max}^{(2)} = 0,66 \cdot z - 3 \cdot s$ $f_{\max}^{(3)} = 0,45 \cdot z - 3 \cdot s$	$h_{\max} = 0,15 \cdot z^{1)}$
Anrechenbare Zusatzstoffmenge auf den Wasserzementwert	$f_{\max} = 0,33 \cdot z^{4)}$ $f_{\max} = 0,25 \cdot z^{5)}$ $f_{\max} = 0,15 \cdot z^{6)}$ $f + z \geq z_{\min}$	$s_{\max} = 0,11 \cdot z$ $s + z \geq z_{\min}$	$f_{\max} = 0,33 \cdot z$ und $s_{\max} = 0,11 \cdot z$ $f + s + z \geq z_{\min}$	$h_{\max} = 0,33 \cdot z^{4)}$ $h_{\max} = 0,25 \cdot z^{5)}$ $h_{\max} = 0,15 \cdot z^{6)}$ $h + z \geq z_{\min}$
k-Wert	$k_f = 0,4$	$k_s = 1,0$	$k_f = 0,4$ $k_s = 1,0$	$k_h = 0,4$
Äquivalenter Wasserzementwert w/z ⁸⁾	$w/(z + k_f \cdot f)$	$w/(z + k_s \cdot s)^{7)}$	$w/(z + k_f \cdot f + k_s \cdot s)^{7)}$	$w/(z + k_h \cdot h)$
Reduzierter Mindestzementgehalt ⁹⁾	240 kg/m ³ bei XC1, XC2 und XC3, sonst 270 kg/m ³ , wenn die Zusatzstoffmenge mindestens der Zement-Verringerungsmenge entspricht			
Zulässige Holcim Zementarten	CEM I CEM II-S CEM II/B-T CEM II/A-LL CEM III/B (mit $s_{\max}^{9)} \leq 70\%$)	CEM I CEM II-S CEM II/B-T CEM II/A-LL CEM III/A CEM III/B	CEM I CEM II-S CEM II/B-T CEM II/A-LL CEM III/A	CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM II/A-LL, CEM II/A-P, CEM II/A-V, CEM II/A-M (S,D,P,V,T,LL), CEM II/B-M (S-D, S-T, D-T), CEM III/A ³⁾ , CEM III/B mit $\leq 70\%$ Hüttensand ³⁾
Zementgehalt z, Flugaschegehalt f, Silikastaubgehalt s und Hüttensandmehl h, alle in kg/m ³				

¹⁾ für Zemente mit D
²⁾ für CEM I
³⁾ für CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM III/A und andere (siehe DIN 1045-2)
⁴⁾ für Zemente ohne P, V und D
⁵⁾ für Zemente mit P oder V ohne D
⁶⁾ für Zemente mit D
⁷⁾ für alle Expositionsklassen außer XF2 und XF4
⁸⁾ die Anrechnung auf den Mindestzementgehalt und den w/z-Wert ist nur bei Verwendung von f zulässig. Bei gleichzeitiger Zugabe von f + s ist eine Anrechnung auch für f ausgeschlossen.
⁹⁾ s = Hüttensandgehalt

Für die Verwendung von Flugasche in Unterwasserbeton gilt: $(z + f) \geq 350 \text{ kg/m}^3$; $w/z_{\text{eq}} = w/(z + 0,7 \cdot f) \leq 0,60$

Abb. 1.6.6
Maximale Zusatzstoffmengen des Typs II zur Gewährung der Alkalität und der Anrechenbarkeit auf den Wasserzementwert und den Mindestzementgehalt

Zusatzstoffe

DOROBASE® als Betonzusatzstoff

Die in der DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 angegebene Verringerung des Mindestzementgehalts bei Anrechnung von DOROBASE® als Betonzusatzstoff, ist nur bei CEM I und CEM II/A-LL zulässig wenn der Gehalt an DOROBASE® mindestens der Zementverringermenge entspricht.

Eine Verringerung des Zementgehaltes bei Beton für die Expositionsklassen XF2 und XF4 ist nicht zulässig.

Bei Beton mit Ausnahme von XF2 und XF4 darf bei CEM I und CEM II/A-LL anstelle des w/z-Wertes der Wert:

	DOROBASE® (gebrannter Schiefer) [t]
Maximaler Zusatzstoffgehalt zur Gewährung der Alkalität	$t_{\max} = 0,33 \cdot z$
Anrechenbare Zusatzstoffmenge auf den Wasserzementwert	$t_{\max} = 0,33 \cdot z$
k-Wert	$k_t = 0,9$
Äquivalenter Wasserzementwert w/z ⁸⁾	$w/(z + k_t \cdot t)$
Reduzierter Mindestzementgehalt ⁸⁾	240 kg/m ³ bei XC1, XC2 und XC3, sonst 270 kg/m ³ , wenn die Zusatzstoffmenge mindestens der Zement-Verringerungsmenge entspricht
Zulässige Zementarten	CEM I CEM II/A-LL
Zementgehalt z und DOROBASE® t, alle in kg/m ³	
Einschränkungen:	
<ul style="list-style-type: none"> Eine Verringerung des Mindestzementgehaltes und Anrechnung auf den w/z-Wert beim Einsatz von DOROBASE als Betonzusatzstoff ist nur für Betone mit Portlandzement (CEM I) oder Portlandkalksteinzement (CEM II/A-LL) zulässig Dorobase darf nicht für die Expositionsklassen XF2/XF4 auf den Mindestzementgehalt oder den w/z-Wert angerechnet werden 	

Abb. 1.6.7
Maximale Zusatzstoffmengen von DOROBASE® und der Anrechenbarkeit auf den Wasserzementwert

$(w/z)_{\text{eq}} = w/(z + k \cdot a)$ für den geforderten höchstzulässigen w/z-Wert verwendet werden. Der Gehalt an DOROBASE® darf höchstens mit:

$a = 0,33 \cdot z$ in Ansatz gebracht werden.

Bei CEM I und CEM II/A-LL beträgt der k-Wert 0,9, das bedeutet:

$w/(z + 0,9 \cdot t)$.

Der Einsatz von DOROBASE® als Betonzusatzstoff wird durch eine "Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung" vom DIBt geregelt.



Abb. 1.6.8
Schieferbruch mit Brecher und Förderbändern

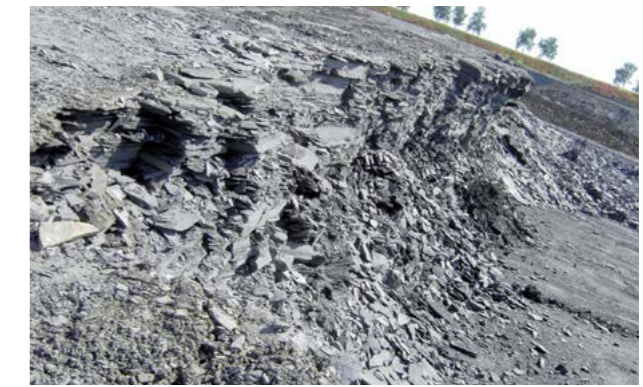


Abb. 1.6.9
Schieferwand vor dem Abbau



Abb. 1.6.10
Schiefer gebrochen auf dem Weg zur thermischen Aufbereitung

Fasern

Allgemeines

Fasern können aus verschiedenen Werkstoffen bestehen. Gleichmäßig im Beton verteilte Fasern sollen die Eigenschaften des Betons verbessern. In der Regel werden Fasern eingesetzt, um dem spröden Baustoff Beton eine gewisse Zähigkeit zu verleihen. Eine weitere Anwendung findet sich im Brandschutz. Schmelzende Polymerfasern entspannen den Dampfdruck und verhindern das explosionsartige Versagen des Betons. Stahl- und Polymerfasern sind in der DIN EN 14889 genormt. Sollen andere Fasern verwendet werden, sind entsprechende Nachweise zur Verwendbarkeit im Beton, z. B. eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ), erforderlich.

Faserwerkstoffe

Grundsätzlich sind Fasern aus unterschiedlichsten Werkstoffen zur Verwendung verfügbar. Die Wahl des Faserwerkstoffes hängt im Wesentlichen von der Betonanwendung ab. Zur Steigerung der Duktilität und Tragfähigkeit im gerissenen Zustand bieten sich Werkstoffe mit hohem Elastizitätsmodul und Bruchdehnungen an. Für den Brandschutz werden Werkstoffe mit niedrigen Schmelzpunkten erforderlich. Eine Auswahl von Faserwerkstoffen und deren Eigenschaften ist in Abb. 1.7.2 dargestellt.

Abb. 1.7.1
Eigenschaften
einer Auswahl von
Faserwerkstoffen

Faserwerkstoff	Stahl	AR-Glas	Polypropylen	Polyacrylnitril	Kohlenstoff
E-Modul [KN/mm ²]	160 - 210	72 - 75	3,5 - 18	15 - 20	150 - 450
Zugfestigkeit [N/mm ²]	270 > 1.000	1.500 1.700	320 560	330 530	2.600 6.300
Bruchdehnung [%]	3 - 10	1,5 - 2,4	5 - 20	6 - 20	0,4 - 1,6
Dichte [g/cm ³]	7,85	2,68	0,91	1,18	1,6 - 2,0

Abb. 1.7.2 (Links)
Verschiedene Arten von
Stahlfasern



Abb. 1.7.3 (Mitte)
Polypropylenfasern



Abb. 1.7.4 (Rechts)
Glasfasern, geschnitten
und gebündelt



Stahlfasern

Stahlfasern sind die in der Praxis am häufigsten verwendeten Fasern. Sie sind in DIN EN 14889-1 geregelt. Gleichmäßig im Beton verteilte Stahlfasern verbessern dessen Verhalten unter Biegezugbeanspruchung. Im gerissenen Zustand erhöhen sie die Verformbarkeit bei Aufrechterhaltung einer Resttragfähigkeit durch die sogenannte Nachrisszugfestigkeit. Weiterhin wirken sie sich positiv auf das Verhalten bei dynamischen Lasten sowie auf den Verschleißwiderstand und die Grünstandfestigkeit des Betons aus.

Stahlfasern nach DIN EN 14889-1 Einteilung nach Gruppen	
Gruppe I	kalt gezogener Stahldraht
Gruppe II	aus Blech geschnittene Fasern
Gruppe III	aus Schmelzgut extrahierte Fasern
Gruppe IV	von kaltgezogenem Draht gespannte Fasern
Gruppe V	von Stahlblöcken gehobelte Fasern

Abb. 1.7.5
Gruppierung von Stahlfasern

Stahlfasern nach DIN EN 14889-1 Maßgebliche Eigenschaften	
Gruppe und Form	
Länge und äquivalenter Durchmesser	
Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul	
Verformbarkeit (falls erforderlich)	
Einfluss auf die Betonkonsistenz (Referenzbeton)	
Einfluss auf die Biegezugfestigkeit (Referenzbeton)	

Abb. 1.7.6
Eigenschaften von Stahlfasern

Fasern

Stahlfasern zur Bemessung von Betonbauteilen

Eine erfolgreiche Anwendung setzt eine auf die jeweilige Bauaufgabe ausgerichtete Planung voraus. Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit sowie der Tragfähigkeit ist daher die DAfStb-Richtlinie »Stahlfaserbeton« anzuwenden. Ein durch sogenannte Leistungsklassen definierter Stahlfaserbeton kann vom Planer bemessen werden. Für tragende Anwendungen sind ausschließlich Stahlfasern der Gruppe I nach Abb. 1.7.2 verwendbar.

Verwendung von Stahlfasern

Der erforderliche Stahlfasergehalt bewegt sich in weiten Grenzen. Als Anhaltspunkt kann von 20 bis 50 kg/m³ Stahlfasern pro Kubikmeter Beton ausgegangen werden. Die Zugabe von Stahlfasern benötigt eine besondere Dosiervorrichtung, um eine homogene Verteilung sicherzustellen. Das Einmischen von Stahlfasern führt in der Regel zu einer steiferen Konsistenz als der des Ausgangsbetons. Eine gute Verarbeitbarkeit ist durch betontechnologische Maßnahmen sicherzustellen. In der Regel wird daher die Zugabe eines Betonverflüssigers bzw. eines Fließmittels erforderlich. Aufgrund der hohen Dichte des Stahls ist auf mögliche Sedimentations- oder Separationseffekte zu achten. Der Leim sollte über eine ausreichende Viskosität verfügen.

Der Hersteller eines Stahlfaserbetons für tragende Zwecke muss dafür Sorge tragen, dass die Materialeigenschaften sicher erreicht werden. Dies geschieht durch erweiterte Erstprüfungen, da die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton von vielen Faktoren beeinflusst wird. Sie ist u. a. abhängig vom Fasertyp, der Faserschlankheit, dem Fasergehalt sowie der gleichmäßigen Verteilung der Faser durch einen geeigneten Einmischprozess.



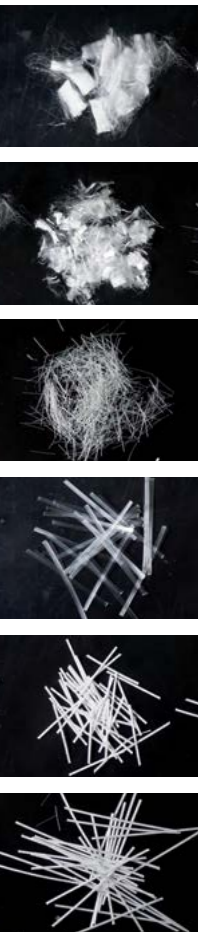
Abb. 1.7.8
Dosieren von Stahlfasern

Polymerfasern

Polymerfasern werden dem Beton beigemischt, um Frühwindrisse zu reduzieren. Typische Anwendungsfälle sind Bodenplatten, Estriche oder aber Betonfertigteile und Betonwaren. Ebenso werden sie zur Verbesserung des Brandschutzes und zur Reduktion des Rückpralls bei Spritzbeton verwendet. Polymerfasern sind in DIN EN 14889-2 geregelt. Übliche Dosierungen für diese Anwendungsfälle sind 0,5 bis 2 kg pro Kubikmeter Beton. Bei der Verwendung für tragende Anwendungen sind weitere Zustimmungen oder Zulassungen erforderlich. Die Dosierung richtet sich nach der geforderten Leistungsfähigkeit. In der Regel ist jedoch von Gehalten ab 3 kg pro Kubikmeter Beton auszugehen. Aufgrund der geringen Dichte der Polymerfasern ist auf das Einmischen der Fasern ein besonderes Augenmerk zu legen.

Polymerfasern nach DIN EN 14889-2	
Klasse Ia	Mikrofasern mit d < 0,30 mm (Monofilamente)
Klasse Ib	Mikrofasern mit d < 0,30 mm (fibrilliert)
Klasse II	Makrofasern mit d > 0,30 mm
Maßgebende Eigenschaften	Klasse, Polymerart, Form, Bündelung und Oberflächenbehandlung
	Länge, äquivalenter Durchmesser und Feinheit (Klasse I)
	Feinheitsbezogene Kraft (Klasse I), Zugfestigkeit (Klasse II), Elastizitätsmodul
	Schmelzpunkt und Entzündungstemperatur
	Einfluss auf die Betonkonsistenz (Referenzbeton)
	Einfluss auf die Biegezugfestigkeit (Referenzbeton)

Abb. 1.7.7
Einteilung von Polymerfasern



Glasfasern

Glasfasern können auf Grundlage einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) oder einer Zustimmung im Einzelfall verwendet werden.

Aufgrund ihrer stofflichen Zusammensetzung, ihres relativ hohen Elastizitätsmodul sowie der guten Zugfestigkeit bieten sie sich zur Anwendung im ungerissenen Zustand an. Wegen fehlender normativer Regelungen sind sie baupraktisch zur Zeit auf die qualitative Verbesserung der Eigenschaften von Betonbauteilen beschränkt.

Weitergehende Anwendungen müssen wiederum durch zusätzliche Zulassungen oder Zustimmungen abgesichert werden. Die Glasfaserdichte von rund 2,7 kg/dm³ führt zu einer guten Einmischbarkeit in den Frischbeton. Dabei ist jedoch darauf zu achten, dass die Glasfasern zum Schluss der Mischung zugegeben werden, da die recht spröde Ausgangsfaser bei zu langem Mischen zerstört werden kann.

Abb. 1.7.9
Auswahl verschiedener
Ausführungen von
Polymerfasern

Nachhaltig Bauen mit Beton

Einleitung

Eine Welt ohne Beton ist schwer vorstellbar. Dieser Baustoff aus zumeist heimischen Rohstoffen sichert weltweit den Ausbau und Erhalt von Infrastruktur und Wohnraum für Millionen von Menschen. Beton ist dauerhaft, vielseitig, erschwinglich, recycelbar und im Wesentlichen aus regionalen Quellen. Es gibt somit eine Vielzahl von Vorteilen. Andererseits sind Bauwerke für einen erheblichen Anteil des weltweiten Ressourcenbedarfs und der CO₂-Emissionen verantwortlich.

Das Bauen in der Zukunft muss daher klimaneutral und in der Nutzung der Ressourcen kreislaufbasiert werden. Natur und Umwelt müssen geschützt werden. Darüber hinaus besteht die Aufgabe, die Lebensqualität für alle zu verbessern. Letztendlich sind die 17 Ziele für nachhaltige Entwicklung der Vereinten Nationen Leitlinie für die zukünftige Entwicklung des Bausektors (Abb. 2.1.1).



Abb. 2.1.1 Nachhaltigkeitsfaktoren der Vereinten Nationen

Nachhaltigkeitsfaktoren

Die Nachhaltigkeitsstrategie von Holcim Deutschland hat vier Pfeiler: Klima und Energie, Kreislaufwirtschaft, Umwelt sowie Gesellschaft (Abb. 2.1.2). Die Holcim Gruppe hat sich konkrete Nachhaltigkeitsziele bis 2022 bzw. 2030 gesetzt.

Die Holcim Deutschland Gruppe wirkt an der Erreichung der weltweiten Ziele von Holcim mit und setzt teilweise eigene Akzente. Beispielsweise ist Holcim in Deutschland im Bereich „Klima und Energie“ schon auf einem sehr guten Weg.

Strategische Pfeiler	Klima und Energie	Kreislaufwirtschaft	Umwelt	Gesellschaft
Anspruch	Reduktion der CO ₂ -Emissionen	Steigende Wiederverwertung von Abfällen	Reduktion der Frischwasserentnahme	Schaffung gemeinsamen Wertes
Indikator	Ausgestoßene CO ₂ -Emissionen (kg pro Tonne Cementious Material**)	Menge an wiederverwendetem Abfall (Mio. Tonnen)	Entnommenes Frischwasser (Liter Frischwasser pro Tonne Cementious Material)	Auswahl neu erreichter Menschen pro Jahr (Mio. neuer Begünstigter)

Abb. 2.1.2 Strategische Pfeiler der Holcim Nachhaltigkeitsstrategie

Ökobilanzen/ Umweltproduktdeklarationen

Ökobilanzen und Umweltproduktdeklarationen (EPD)

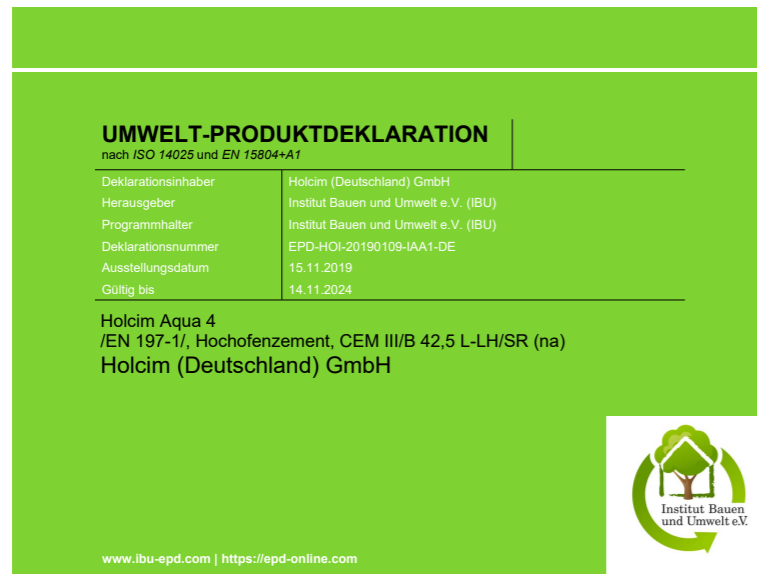
Um die Umweltwirkung von Produkten objektiv zu bewerten, können Ökobilanzen erstellt werden. Dies geschieht nach festgelegten Regeln, den sogenannten 'Product Category Rules (PCR)'. Für Zement sind die PCR durch DIN EN 16908 festgelegt.

Ökobilanzen sind Grundlage für die Erstellung von Umweltproduktdeklarationen bzw. EPDs (Environmental Product-Declaration). Für die Erstellung einer EPD muss die Ökobilanz eines Produkts durch einen unabhängigen Gutachter verifiziert werden.

Die DIN EN 15804 bzw. ISO 14025 schreibt vor, welche Anforderungen an eine EPD gestellt werden und wie sie zu erstellen ist. EPDs können individuell für einzelne Produkte (z. B. Holcim CEM III/B 42,5 L-LH/SR (na), Abb. 2.2.1) verfasst werden aber auch für Produktgruppen (z. B. Verbands-EPD für Zement). Hinsichtlich der Datenqualität und Aussagekraft sind individuelle EPDs höher zu bewerten als z. B. Branchen- oder Verbands- EPDs. EPDs sind über verschiedene Datenbanken (z. B. ÖKOBAUDAT des BMI) öffentlich zugänglich und können dazu dienen, die Umweltwirkung verschiedener Produkte zu vergleichen.

Abb. 2.2.1

Umweltproduktdeklaration (EPD) für den Holcim Hochofenzement (CEM III/B 42,5 L-LH/SR (na)) aus dem Werk Höver

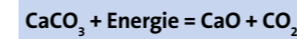


CO₂-Emissionen bei der Zementherstellung

CO₂-Emissionen bei der Zementherstellung

Die Herstellung von Zement ist ein energie- und rohstoffintensiver Prozess und mit der Emission von Kohlendioxid (CO₂) verbunden. Der Energieaufwand für die Zementproduktion ist erheblich, dennoch entsteht der weitaus größte Anteil der CO₂-Emissionen nicht durch den Einsatz von Brennstoffen oder indirekt durch Stromverbrauch, sondern ist prozessbedingt (siehe Abb.2.3.1).

Bei der thermischen Umwandlung von Kalkstein und Ton zu Zementklinker wird CO₂ freigesetzt:



Die Holcim (Deutschland) GmbH hat in den vergangenen Jahren den Brennstoffenergiebedarf für die Zementherstellung deutlich gesenkt und dabei ein verfahrenstechnisches Optimum nahezu erreicht. Die Möglichkeiten mit konventioneller Technik auf diesen Wegen CO₂-Emissionen einzusparen sind daher nahezu ausgeschöpft.

Das derzeit größte Potenzial, CO₂-Emissionen zu vermeiden, bietet die Herstellung von Zementen, bei denen ein Teil des Zementklinkers durch eine Komponente ersetzt wird, die eine deutlich geringere CO₂-Fracht mit bringt. Hüttsand ist in besonderer Weise als Klinkerersatzstoff geeignet (siehe »Hüttsandhaltige Zemente« auf Seite 10), da er dem Zementklinker sehr ähnliche Eigenschaften hat.

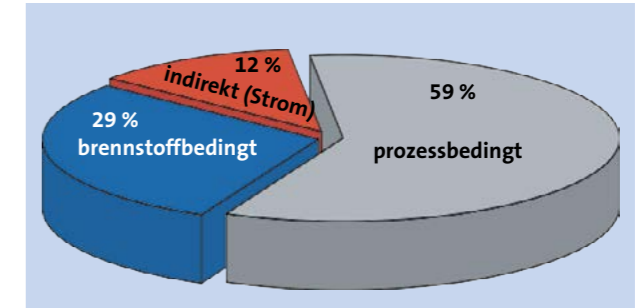


Abb. 2.3.1
CO₂-Emission bei der Zementherstellung

Neben dem Aspekt der Einsparung von CO₂-Emissionen hilft die Verwendung von Klinkerersatzstoffen aus bestehenden industriellen Prozessen, natürliche Ressourcen zu schonen.

Um hinsichtlich der herstellungsbedingten CO₂-Emissionen Transparenz zu schaffen hat Holcim Deutschland für seine Zemente eine Einteilung in CO₂-Effizienzklassen vorgenommen. Ausgehend von einem klinkerreichen Portlandzement werden die CO₂-Einsparungen der verschiedenen Zemente ausgewiesen (Tabelle Holcim Zemente ECO-Label, Seite 22 - 23).

Das Holcim ECO Label hilft, effektiv CO₂ zu sparen*. Einsparung ...



Abb. 2.3.2
Holcim ECO Label und CO₂-Effizienzklassen

CO₂-Emissionen bei der Zementherstellung

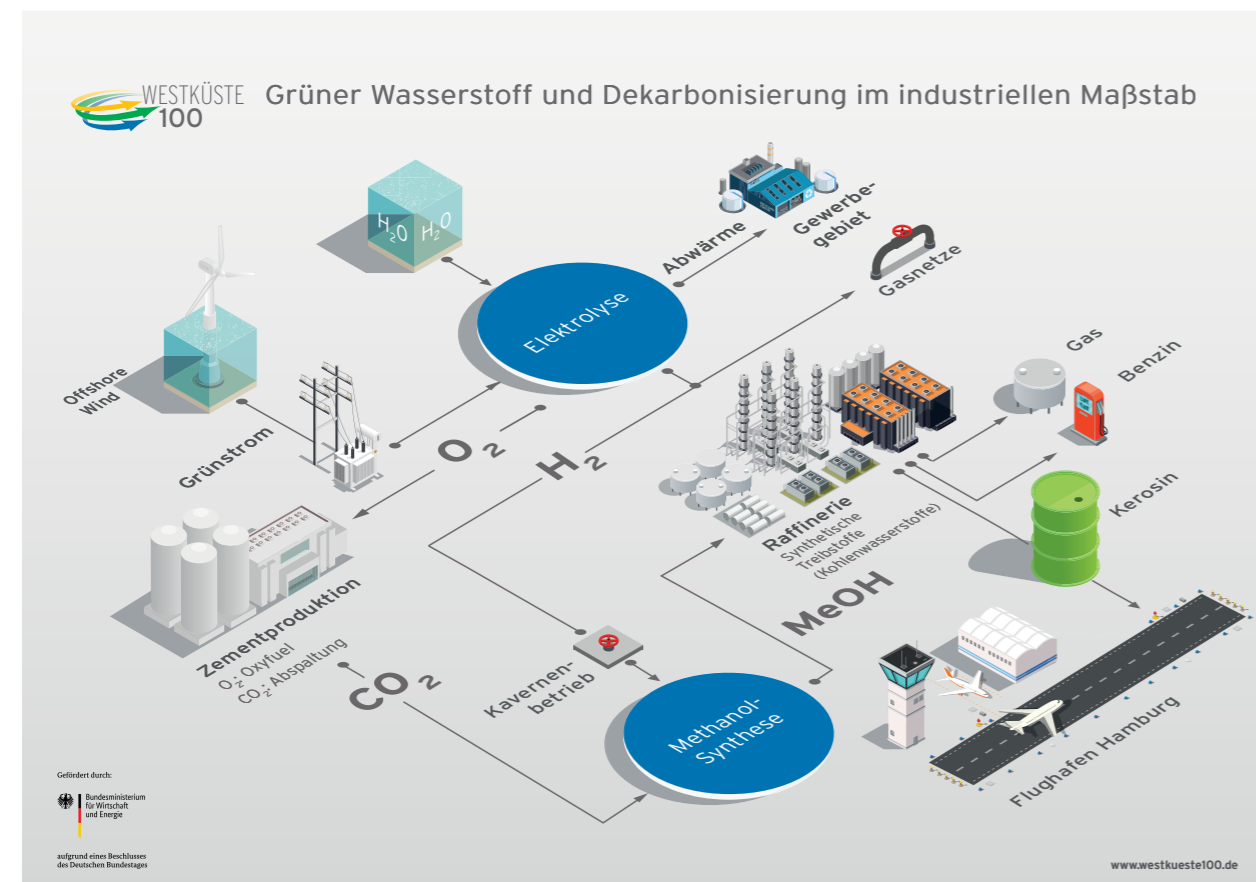
Zukunftstechnologie Carbon Capture®

Nur mit der Entwicklung und Umsetzung von neuen Technologien lassen sich die CO₂-Emissionen auf das erforderliche Maß reduzieren.

Zwei Ansätze werden derzeit verfolgt. Beide setzen voraus, dass das CO₂ aus dem Prozess separiert und aufgefangen wird (Carbon capture).

Anschließend kann das CO₂ entweder deponiert werden (Carbon capture and storage, CCS) oder es wird z. B. zur Herstellung synthetischer Brennstoffe verwendet (Carbon capture and usage, CCU).

Holcim Deutschland ist Partner im Projekt Westküste 100 (Abb. 2.3.3). In diesem Projekt soll im Verbund verschiedener Projektpartner die Dekarbonisierung der Zementherstellung in industriellem Maßstab umgesetzt werden.



CO₂-reduzierte Zemente und Betone

CO₂-Fußabdruck

Solange noch keine CO₂-neutralen Klinker aus Produktionsanlagen mit Carbon Capture Technologie (s. Kap. 2.3) zur Verfügung stehen, besteht das größte Potenzial den CO₂-Fußabdruck von Betonen zu reduzieren darin, den Klinkergehalt im Beton zu minimieren.

Holcim bietet mit seinen CO₂-optimierten ECOPlanet-Zementen Bindemittel für verschiedene Anwendungen, die hinsichtlich ihres Klinkergehalts höchstmögliche Effizienz aufweisen (siehe Kapitel 1.1, Abb. 1.1.35 (Übersicht Holcim Zementprodukte) und Abb. 2.4.1 (CO₂-Emission bei der Zementherstellung)).

Die Herstellung eines Betons mit möglichst geringem CO₂-Fußabdruck gelingt mit den folgenden Maßnahmen.

- Einsatz von Zementen mit geringer CO₂-Fracht (siehe ECOPlanet-Zement Tabelle)
- Verwendung von weiteren CO₂-armen Rohstoffen (z. B. Kalksteinmehl)
- Vermeidung von Rohstofftransporten durch die Verwendung lokal verfügbarer Materialien
- Optimierung der Betonzusammensetzung im Hinblick auf den CO₂-Gehalt der Inhaltsstoffe



Abb. 2.4.1
Holcim ECOPlanet - Zement mit reduziertem CO₂-Fußabdruck

Gegenüber Betonen mit Standardrezepturen besteht über die oben angeführten Maßnahmen ein erhebliches Potential zur CO₂-Einsparung. Die ECOFact-Betone von Holcim setzen dieses Konzept um und weisen einen optimierten CO₂-Footprint aus. (Abb. 2.4.2 - ECOFact).

Kompensationsmaßnahmen

Auch bei CO₂-optimierten Betonen verbleibt eine Restmenge an CO₂-Emissionen, die mit ihrer Herstellung verbunden sind. Über Kompensationsmaßnahmen wie z. B. die Wiedervernäsung ausgetrockneter Moore oder die Wiederaufforstung von Kahlfleichen besteht die Möglichkeit, CO₂ aus der Atmosphäre zu binden. Durch die Unterstützung solcher Projekte mit dem Erwerb entsprechender CO₂-Zertifikate können Betonhersteller die Restmenge CO₂ aus der Betonherstellung kompensieren und dem Kunden klimaneutrale Betone anbieten.

Siehe Kapitel 3.5 Nachhaltige Betone



Abb. 2.4.2
Holcim ECOFact - Beton mit reduziertem CO₂-Fußabdruck

CSC-Zertifizierung

Nachhaltigkeits-Zertifizierung durch das Concrete Sustainability Council (CSC)

Das CSC-Zertifizierungssystem (Abb. 2.5.1) ist ein unabhängiges und aufwendiges Nachweis- und Prüfungsverfahren, das Betonhersteller, Zementhersteller und Hersteller von Gesteinskörnungen honoriert, die sich für nachhaltiges Wirtschaften engagieren und dies transparent machen. CSC-Zertifikate sind ein hochwertiger Nachweis für die nachhaltige Gewinnung von Rohstoffen und die Produktion von Baustoffen. Sie geben für Beton, Zement und Gesteinskörnungen Aufschluss darüber, inwieweit in der Lieferkette ökologisch, sozial und ökonomisch verantwortlich operiert wird. Der Wert des CSC-Zertifikats ergibt sich insbesondere aus der Anerkennung durch lokale und internationale Zertifizierungssysteme für den Nachhaltigkeitsnachweis von Gebäuden (Abb. 2.5.3).

Das CSC-Zertifizierungssystem ist von der DGNB (Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen) anerkannt, die das in Deutschland wichtigste Nachhaltigkeitszertifikat für Gebäude vergibt. Auch internationale Zertifizierungssysteme wie BREEAM akzeptieren die Wertigkeit des CSC-Zertifikats. Der Bundesverband Transportbeton ist Systembetreiber des CSC in Deutschland.

Seit 2018 haben bereits 30 verschiedene Standorte der Holcim Deutschland Gruppe in den Bereichen Gesteinskörnung, Zement und Transportbeton erfolgreich eine CSC-Zertifizierung durchlaufen und dabei hervorragende Ergebnisse erzielt (Abb. 2.5.2).



Abb. 2.5.2
CSC-Zertifikat in Gold für das Holcim Transportbetonwerk Frankfurt

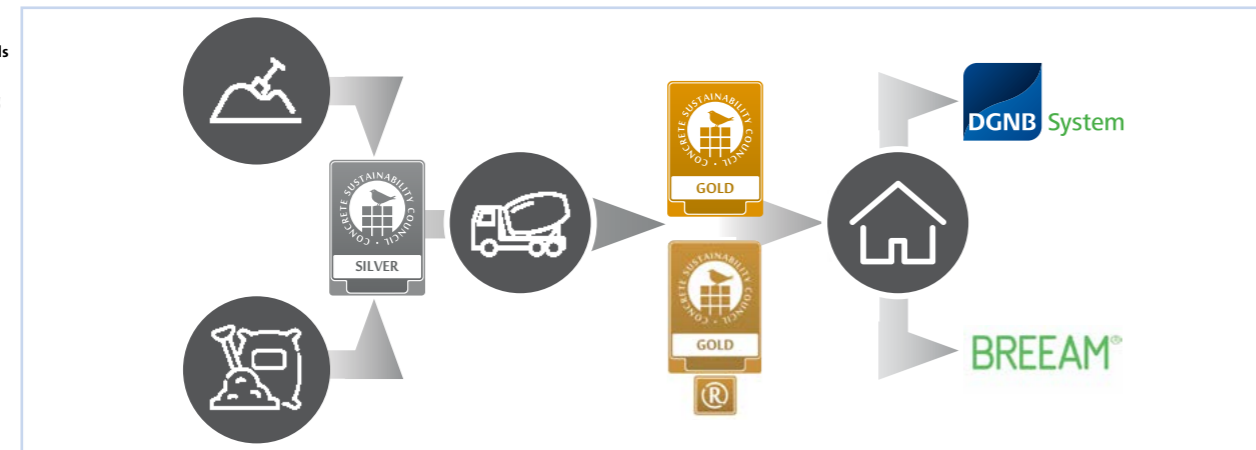


Abb. 2.5.1
Concrete Sustainability Council (CSC)

Abb. 2.5.3
Die CSC-Zertifizierung als Baustein für die Nachhaltigkeitszertifizierung von Gebäuden

Betontechnologische Grundlagen

Beton als 5-Stoff-System

Beton wird heute als 5-Stoff-System beschrieben (Abb. 3.1.1). Basierend auf den drei elementaren Betonkomponenten Gesteinskörnung, Zement und Wasser können noch weitere Stoffe hinzugefügt werden. Die Zugabe von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen dient der Optimierung von Frisch- und Festbetoneigenschaften und hilft, die stetig steigenden Anforderungen an die Leistungsfähigkeit von Beton zu erfüllen.

Im Gegensatz zu den Bestandteilen des 3-Stoff-Systems – Gesteinskörnung, Zement und Wasser – ist die Verwendung von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen optional und richtet sich im Wesentlichen nach den gestellten Frisch- und Festbetonanforderungen. Beispielsweise ist die Herstellung von weichen oder fließfähigen Betonen mit hohen Druckfestigkeitsanforderungen ausschließlich mit sogenannten Betonverflüssigern oder Fließmitteln möglich.

Eine Erhöhung der Konsistenz durch Wasserzugabe scheidet aufgrund der damit einhergehenden Abnahme der Betondruckfestigkeit aus und würde nicht zum Ziel führen.

Soll der Beton hingegen bei gleich hoher Druckfestigkeit über eine nur steife oder plastische Konsistenz verfügen, ist der Einsatz von Betonverflüssigern nicht zwingend erforderlich und kann entfallen. In der Praxis ist der Einsatz von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen heutzutage allerdings eher die Regel als die Ausnahme.

Einen weiteren, jedoch ungewollten Bestandteil von Beton stellt eingeschlossene Luft dar. Diese gelangt bei der Herstellung, dem Transport sowie bei der Förderung und dem Einbau in den Frischbeton und kann selbst durch fachgerechtes Verdichten des Frischbetons nicht vollständig aus dem Beton getrieben werden.

Als Faustformel geht man bei ausreichend verdichtetem Frischbeton von einem Restluftporenvolumen von ca. 1,5 Vol.-% (entspricht ca. 15 Liter oder dm^3 je Kubikmeter Beton) aus. Da die Luft nicht planmäßig dem Beton zugegeben wird, wird sie auch nicht im 5-Stoff-System beschrieben.

Bei der Berechnung einer Betonzusammensetzung muss das Restluftporenvolumen hingegen in jedem Fall berücksichtigt werden. Dies wird in Kap. 3.6 »Stoffraumrechnung« beispielhaft gezeigt.

Betontechnologische Grundlagen

Zusammensetzung des Betons

Die Zusammensetzung des Betons bestimmt maßgeblich seine Eigenschaften. So können über die Art sowie die Mengenanteile der fünf Komponenten Gesteinskörnung, Zement, Wasser, Zusatzmittel und Zusatzstoffe Betone für die verschiedensten Bauaufgaben hergestellt werden. Beton soll im Allgemeinen eine Nutzungsdauer der Bauteile und Bauwerke von 50 Jahren sicherstellen. Neben den spezifischen Eigenschaften wie der Festigkeit oder der Wasserundurchlässigkeit ist deshalb ein besonderes Augenmerk auf die Dauerhaftigkeit des Betons zu richten. Das bedeutet, dass der Beton so fest, dicht und beständig gegen schädigende Angriffe aus seiner Umgebung sein soll, dass seine Gebrauchstauglichkeit über die gesamte Nutzungsdauer erhalten bleibt. Darüber hinaus ist sicherzustellen, dass das alkalische Milieu im Beton dauerhaft aufrechterhalten wird, um die Bewehrung vor Korrosion zu schützen.

In diesem Kapitel werden ausschließlich betontechnologische Zusammenhänge und Steuerungsgrößen beschrieben.

Die Betoneigenschaften und die Dauerhaftigkeit werden ebenso von der Betonherstellung, dem Einbringen und Verdichten sowie von der Nachbehandlung beeinflusst. Darauf wird in anderen Kapiteln näher eingegangen.

Weiterhin spielt die konstruktive Ausbildung von Betonbauteilen eine entscheidende Rolle zur Sicherstellung der Funktionalität sowie der Dauerhaftigkeit eines Betonbauteils. Grundlegende Materialeigenschaften des Betons sollten durch den Planer berücksichtigt und dementsprechend umgesetzt werden. In Abb. 3.1.2 ist eine Auswahl von Betonanforderungen mit den dazugehörigen betontechnologischen Maßnahmen aufgeführt.

Abb. 3.1.1
3-Stoff-System und
5-Stoff-System

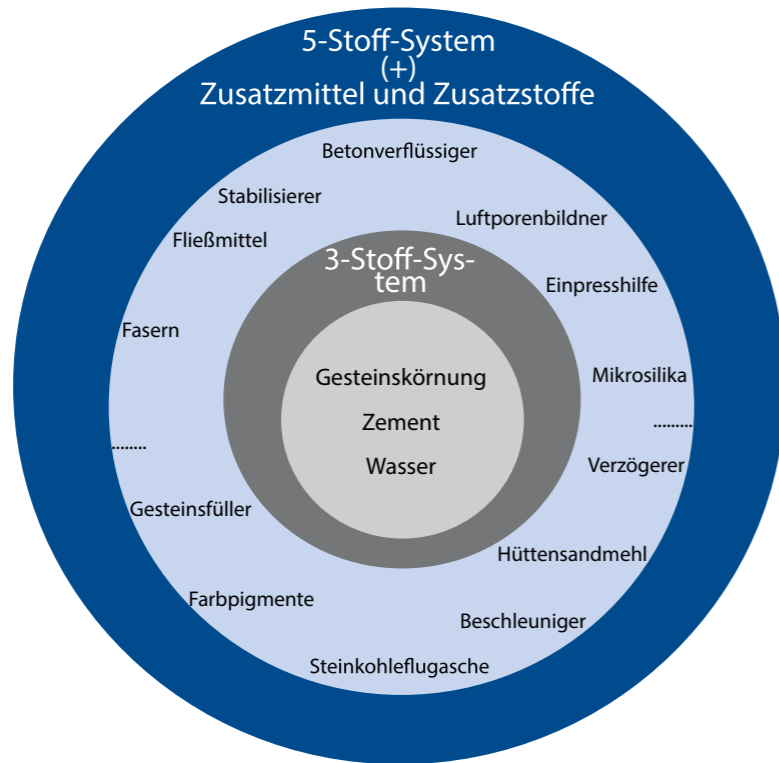


Abb. 3.1.2
Auswahl betontechnologischer Maßnahmen

Betonanforderung	Betontechnologische Maßnahmen	Effekt	Muss beachtet werden
Druckfestigkeit	Wahl der Zementart und des Wasserzementwertes nach Walz-Diagramm	Verklebung der Gesteinskörnung durch einen den Anforderungen entsprechenden Zementstein	-
Schutz der Bewehrung vor den Folgen der Karbonatisierung sowie der Chloridkorrosion	Festlegung eines ausreichend niedrigen Wasserzementwertes sowie Beachtung des Mindestzementgehaltes	Reduzierung der Porosität des Zementsteins sowie Sicherstellen des alkalischen Milieus im Beton	Eine abnehmende Porosität führt zu höheren Druck- und Zugfestigkeiten. Dies wiederum erfordert höhere Gehalte an Betonstahlbewehrung zur Rissbreitenkontrolle
	Größere Kornverteilung der Gesteinskörnung und Optimierung der Packungsdichte	Reduzierung des erforderlichen Zementleimvolumens und damit der Angriffsfläche	Verarbeitbarkeit des Betons sowie Einbettung der Betonstahlbewehrung
Schutz des Betons gegen Frost oder Frost- und Tausalzangriff	Wie zuvor und zusätzlich ggf. Einführen von Mikroluftporen durch sogenannte Luftporenbildner	Reduzierung des Gefrierdrucks durch Eisbildung innerhalb der Mikroluftporen. Steigerung des Frostwiderstandes	Abnahme der Betondruckfestigkeit durch die eingeführten Mikroluftporen. Begrenzung der Frischbetonkonsistenz für stabile Mikroluftporen
Beton mit reduzierter Schwindneigung	Optimierung der Kornverteilung der Gesteinskörnung sowie Begrenzung des Zement- und Wassergehaltes	Die Schwindneigung des Betons ist abhängig von der Menge und der Qualität des Zementleims	Verarbeitbarkeit des Betons sowie Einbettung der Betonstahlbewehrung. Unter Umständen Probleme beim Pumpen des Betons
Reduktion der Rissgefahr durch Temperaturspannungen	Verwendung von Zementen mit niedriger Hydratationswärme sowie Reduzierung des Zementgehaltes. Optimierte Kornverteilung der Gesteinskörnung	Die bei der Erhärtung freiwerdende Wärme ist abhängig von der Zementart und dem Zementgehalt. Eine optimale Kornverteilung erlaubt die Reduktion des Zementgehaltes bei ausreichender Verarbeitbarkeit	Sehr langsame Festigkeitsentwicklung des Betons beim Bauablauf beachten. Nachbehandlungsdauer verlängert sich. Sonst wie zuvor

Betontechnologische Grundlagen

Der Wasserzementwert

Ein zentraler Kennwert des Betons ist der Wasserzementwert. Er beschreibt das Verhältnis von Wasser und Zement:

$$w/z\text{-Wert} = w : z$$

w/z-Wert: Wasserzementwert
w: Masse des Wassers in kg
z: Masse des Zements in kg

Zur vollständigen Hydratation des Zements werden rund 40 Massenprozent Wasser benötigt. Dies führt zu einem theoretischen Wasserzementwert von $w \approx 40/100 \approx 0,40$. Bei diesem Massenverhältnis wird das gesamte zur Verfügung stehende Wasser in die Hydratationsprodukte des Zements eingebunden und es verbleibt keine freie Wassermenge im Zementstein. Bei höheren Wasserzementwerten verbleibt das nicht benötigte Wasser während der Erhärtung im Porensystem des Zementsteins und bildet anfänglich wassergefüllte Kapillarporen aus (Abb. 3.1.4). Je nach Umgebungsbedingung trocknen die Kapillarporen aus.

Das bedeutet, dass der Wasserzementwert als Kennwert für die Porosität des Zementsteins verstanden werden kann. Je höher der Wasserzementwert, desto höher die Porosität des Zementsteins und umgekehrt. Dieser Zusammenhang ist in der Abb. 3.1.3 dargestellt.

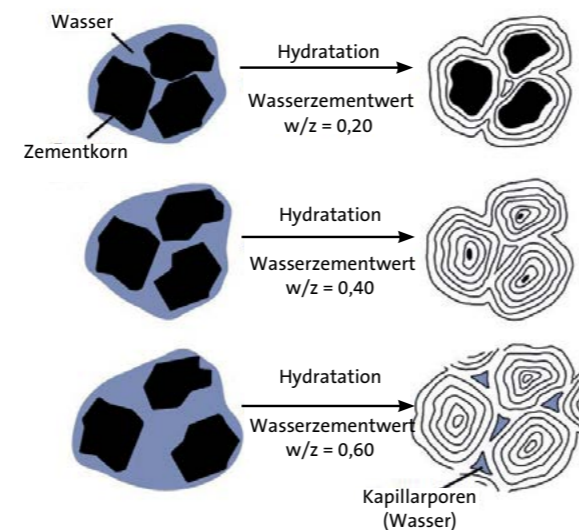


Abb. 3.1.4 Schematische Darstellung der Hydratation von Zement bei unterschiedlichen Wasserzementwerten

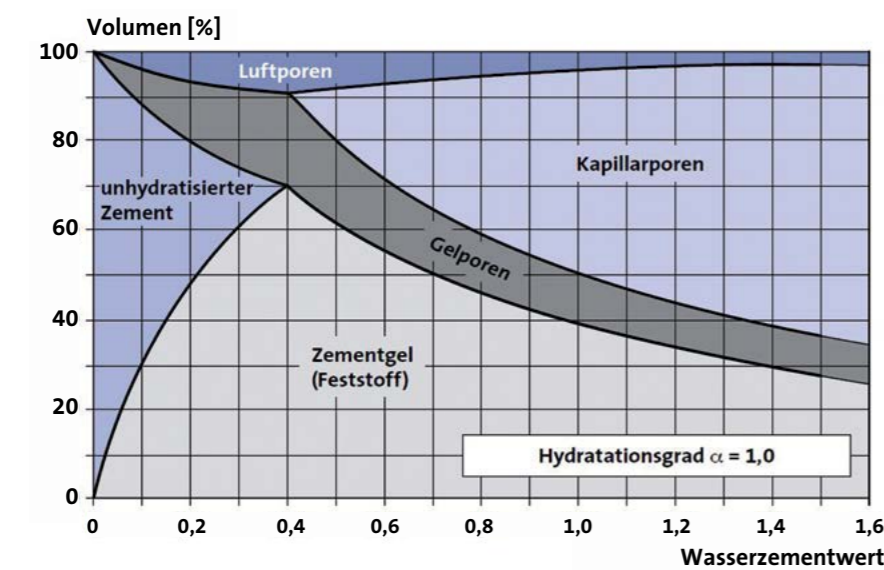


Abb. 3.1.3 Zusammensetzung des Zementsteins in Abhängigkeit des Wasserzementwertes

Betontechnologische Grundlagen

Bedeutung des Wasserzementwertes

Für die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken hat der Zusammenhang von Wasser und Zement eine entscheidende Bedeutung. Es soll verhindert werden, dass Stoffe innerhalb der Nutzungsdauer in den Beton eindringen, und zwar in dem Umfang, der zu einer Schädigung des Betons oder der Betonstahlbewehrung führt. Bei steigenden Angriffsrisiken kann dies durch eine Reduzierung der Porosität des Zementsteins erreicht werden. Beispielsweise muss im Fall einer Schädigung der Betonstahlbewehrung durch Chloride, das Chlorid in gelöster Form durch den Beton zur Bewehrung gelangen und sich dort anreichern, bevor der Schädigungsprozess beginnen kann. Der Stofftransport wird durch dichtere, d. h. weniger poröse Betone verlangsamt. Diese Abhängigkeit findet sich bei der Umsetzung der Anforderungen aus den Expositionsklassen in der Normung wieder.

Mit steigendem Angriffsrisiko verringert sich der höchstzulässige Wasserzementwert. Weitere Eigenschaften wie die Wasserundurchlässigkeit, das Schwindmaß oder aber die Blutneigung werden durch eine zu hohe Porosität ebenfalls negativ beeinflusst (Abb. 3.1.6).

Mit der Zunahme der Porosität sinkt weiterhin die Festigkeit des Zementsteins und damit des Betons ab. Daher wird der Wasserzementwert in der Praxis ebenfalls als Steuerungsgröße für die Festlegung der Festigkeit verwendet. Dies geschieht mithilfe des sogenannten Walz-Diagrammes (Abb. 3.1.5).

Das Walz-Diagramm ist als Korrelation zwischen dem Wasserzementwert und der zur erwartenden Betondruckfestigkeit zu verstehen. Dies erklärt auch, weshalb höhere Angriffsrisiken in den Expositionsklassen normativ höhere Mindestdruckfestigkeitsklassen zur Folge haben. Die höhere Druckfestigkeit resultiert aus einem weniger porösen und damit dichteren Zementstein.

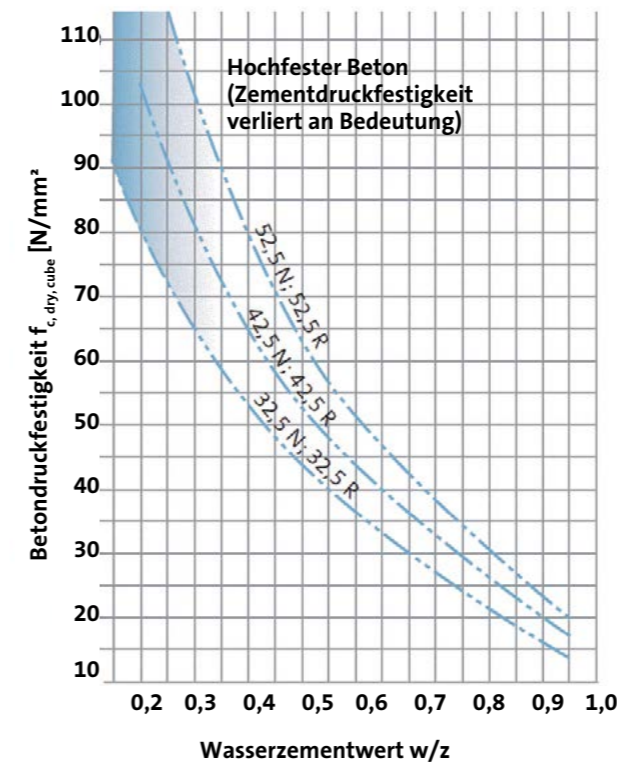


Abb. 3.1.5 Walz-Diagramm

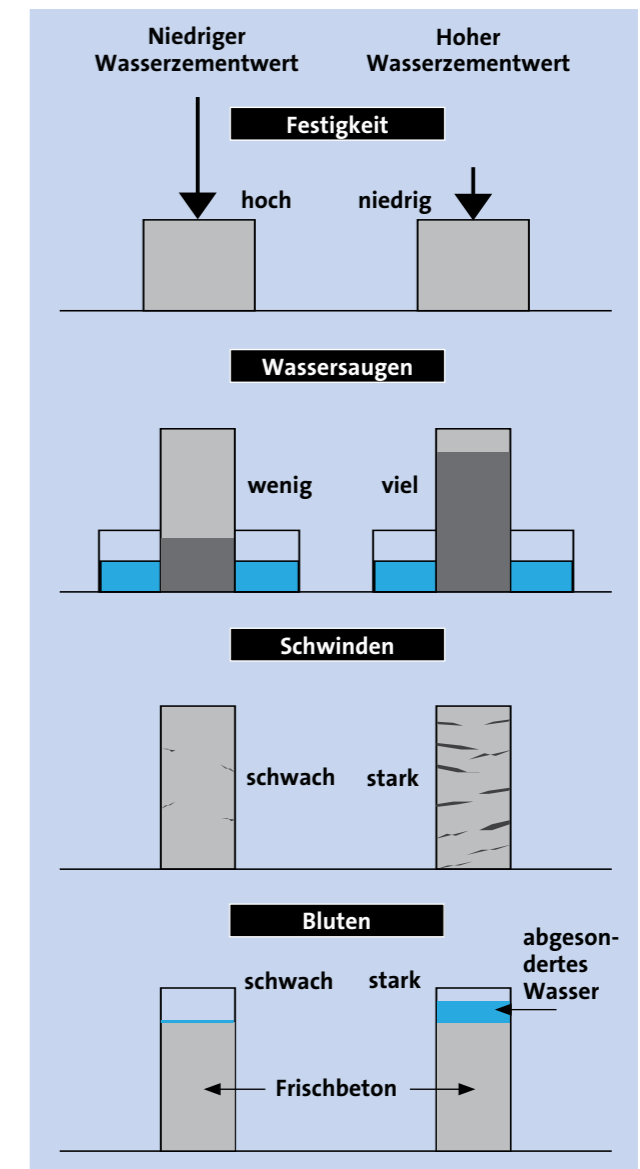


Abb. 3.1.6 Einfluss des Wasserzementwertes auf Betoneigenschaften

Betontechnologische Grundlagen

Wahl der Gesteinskörnung

Ein Korngemisch mit wohlhabgestimmter, kontinuierlicher Kornzusammensetzung führt zu einem Beton mit guter Verarbeitbarkeit und geringer Entmischungsneigung. Sowohl der Wasseranspruch des Korngemischs als auch der für eine gute Verarbeitbarkeit erforderliche Zementleimgehalt werden begrenzt (Abb. 3.1.7 und Abb. 3.1.8). Der daraus resultierende Festbeton hat dadurch eine niedrige Porosität, was ihm eine hohe Dauerhaftigkeit verleiht.

Zur Optimierung des erforderlichen Leimvolumens und damit des Wasser-, Zement- und Zusatzstoffgehaltes wird in der Praxis der Ansatz nach Fuller am häufigsten verwendet.

Die nach Fuller ermittelten günstigen Kornverteilungen finden sich in den Sieblinien der DIN 1045 wieder (Abb. 3.1.9). Dabei erhöht sich die Feinheit der Sieblinien von A über B nach C. Dies kann in Abb. 3.1.9 z. B. am Siebdurchgang durch das 2 mm-Sieb verdeutlicht werden. Sind bei Sieblinie A nur 14 % der Gesteinskörner kleiner als 2 mm, steigt die Feinheit bei B bereits auf 37 %. Bei der Sieblinie C sind dann über die Hälfte (53 %) der Gesteinskörner kleiner als 2 mm. Ist die Kornverteilung zu eng – sie besteht beispielsweise nur aus einer Korngruppe (siehe Abb. 3.1.7 und Abb. 3.1.9 rote Kurve) – verbleibt ein großes Porenvolumen, das durch Leim ausgefüllt werden muss.

Abb. 3.1.7 Schlechte Raumverfüllung, hohe Porosität bei Beton mit nur einer Korngruppe (schematische Darstellung)

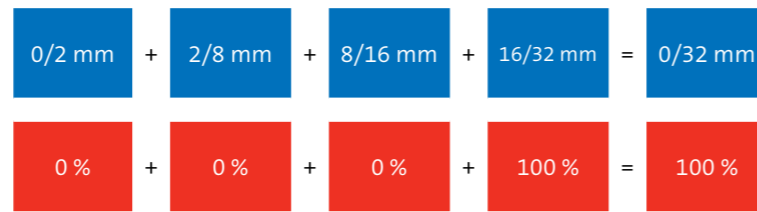


Abb. 3.1.8 Gute Raumverfüllung, niedrige Porosität bei Beton mit gut abgestuftem Korngemisch (schematische Darstellung)

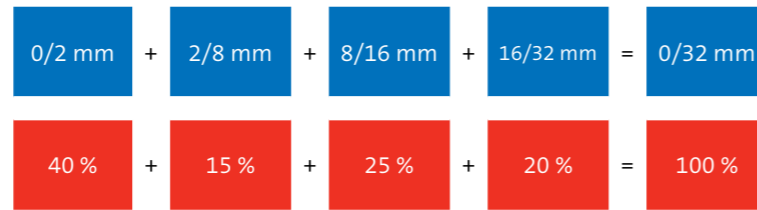
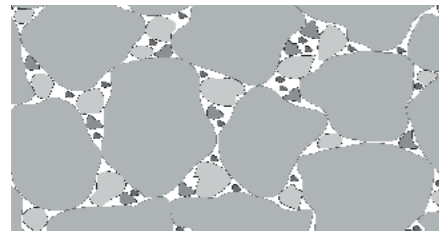
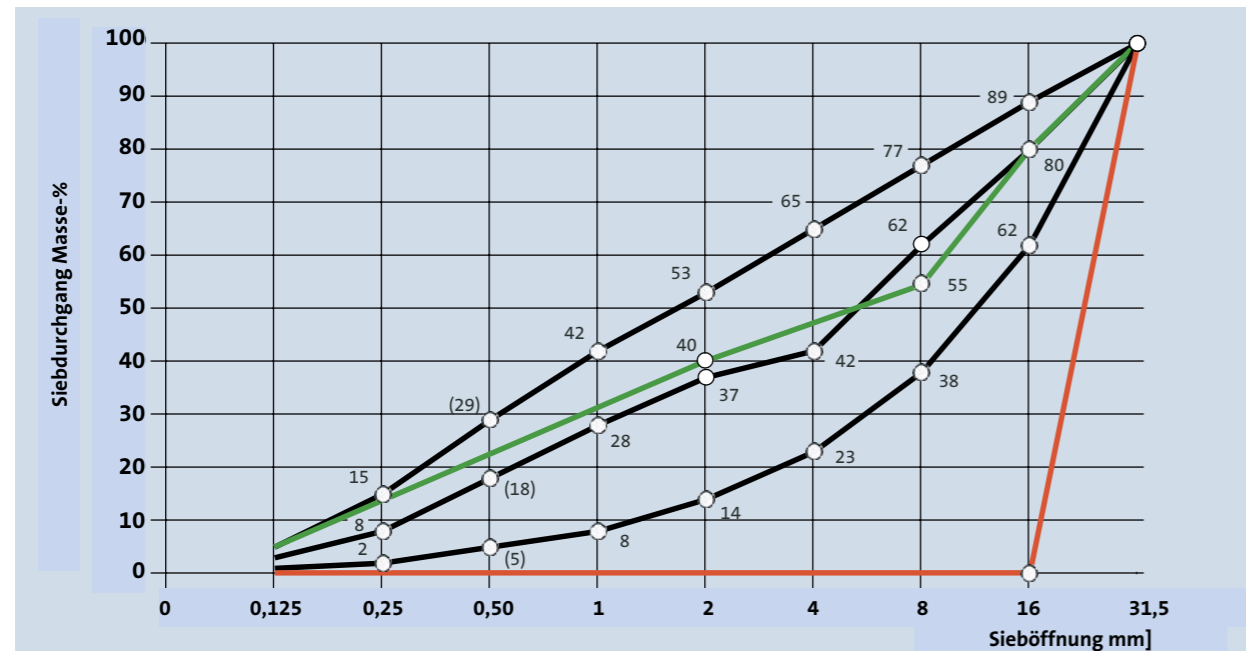


Abb. 3.1.9 Sieblinien und Sieblinienbereiche für ein Größtkorn von 32 mm nach DIN 1045 mit der beispielhaften Darstellung einer günstig abgestimmten (grün) sowie einer ungünstig abgestimmten (rot) Kornverteilung



Betontechnologische Grundlagen

Sieblinie	Körnungsziffer ¹⁾	D-Summe ²⁾	Konsistenzbezeichnungen		
			steif	plastisch	weich ³⁾
A 32	5,48	352	130	150	170
B 32	4,20	480	150	170	180
C 32	3,30	570	170	190	210
A 16	4,60	440	140	160	180
B 16	3,66	534	160	180	200
C 16	2,75	625	190	210	230
A 8	3,64	536	155	180	200
B 8	2,89	611	190	205	230
C 8	2,27	673	210	230	250

Abb. 3.1.10 Wasseranspruch in kg/m³ Frischbeton für verschiedene Konsistenzbereiche (Richtwerte)

¹⁾ Körnungsziffer: Summe der in Prozent angegebenen Rückstände auf den Sieben 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 16; 31,5 und 63 mm, geteilt durch 100
²⁾ D-Summe: Summe der in Prozent angegebenen Durchgänge durch die Siebe 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 16; 31,5 und 63 mm
³⁾ Beton weicher Konsistenz nur durch den Einsatz von Fließmittel

Bedeutung des Wasseranspruchs

Mit zunehmender Feinheit einer Sieblinie steigt der Wasseranspruch zum Erreichen derselben Betonkonsistenz an. Gleiches gilt bei der Reduktion des Größtkorns, wodurch die Sieblinie de facto ebenfalls feiner wird. Das Ausfüllen eines Volumens mit kleineren Partikeln führt zu größeren zu benetzenden Oberflächen als bei entsprechender Ausfüllung mit groben Partikeln. Da in der Praxis Anforderungen an den Wasserzementwert gestellt werden, führt eine feinere Sieblinie und damit ein höherer Wasseranspruch daher auch zu höheren Bindemittelgehalten (siehe Abb. 3.1.11). Die oben angegebenen Wasseransprüche sind als Richtwerte zu verstehen.

Einsatz von Zusatzmitteln

Neben dem Leimvolumen (Wasser + Zement + ggf. Zusatzstoff und Zusatzmittel) wird die Konsistenz des Betons ebenso von den Eigenschaften des Leimes bestimmt. Betonverflüssiger oder Fließmittel erhöhen die Konsistenz des Leimes und damit die Konsistenz des Betons. Dies gilt insbesondere bei steigenden Leimgehalten.

Der tatsächliche Wasseranspruch hängt unter anderem noch von der Kornform der Gesteinskörner ab und sollte durch Frischbetonprüfungen ermittelt werden.

Gewählte Sieblinie	Gewählte Konsistenzklasse	Wasseranspruch nach Abb. 3.1.10	Vorgabe des Wasserzementwertes w/z (z. B. aus den Expositionsklassen)	Erforderlicher Zementgehalt zur Einhaltung des Wasserzementwertes
A/B 16	Plastisch (F2)	(160+180)/2 = 170 kg/m³	w/z = 0,60	z = w/0,60 = 170/0,60 = 285 kg/m³
B 16	Plastisch (F2)	180 kg/m³	w/z = 0,60	z = w/0,60 = 180/0,60 = 300 kg/m³

Abb. 3.1.11 Beispielhafte Darstellung der Abhängigkeit von Wasseranspruch und Bindemittelgehalt zum Erreichen einer Betonkonsistenz

Betonentwurf nach DIN EN 206-1 und DIN1045-2

Festlegung der Betone nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2

Verantwortung

DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 sind Produktnormen, die die Herstellung, die Lieferung und den Konformitätsnachweis von Beton zum Inhalt haben. Sie definieren die Anforderungen an die Ausgangsstoffe, die Festlegung des Betons, die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton und deren Nachweis, die Verfahren der Produktionskontrolle, die Konformitätskriterien sowie die Beurteilung der Konformität. Die Normen gelten für alle vollständig verdichteten Betone, von Normalbeton, Leichtbeton bis Schwerbeton, jedoch nicht für Spezialbetone.

Gemäß der Norm kann Beton grundsätzlich nach Eigenschaften oder nach Zusammensetzung hergestellt werden. Dabei werden die Verantwortlichkeiten aufgeteilt in die der Ausschreibenden – im Wesentlichen also Architekten, Planer und Ingenieure –, in die der Betonhersteller und in die der bauausführenden Firmen (Abb. 3.2.1):

- **Beton nach Eigenschaften:**
 - ➔ Kunde bestellt Eigenschaften, Transportbetonwerk stellt sicher, dass diese erreicht werden. Hier haftet das Betonwerk für die geforderten Eigenschaften
- **Beton nach Zusammensetzung:**
 - ➔ Kunde bestellt Zusammensetzung, Transportbetonwerk stellt sicher, dass diese eingehalten wird. Betonlieferant haftet nur für die Zusammensetzung, nicht für die Eigenschaften. Nachweis durch Chargenprotokoll
- **Standardbeton (früher Rezeptbeton):**
 - ➔ Eine Erstprüfung entfällt, Standardbeton ist baupraktisch bedeutungslos. Zu hohe Vorhaltemaße und zu hohe Zementgehalte

Durch die Übernahme der Alkali-Richtlinie in die DIN 1045-2 ergeben sich neue Zuständigkeiten (Abb. 3.2.2).

Die Planer haben neben der Festlegung der Expositionsclassen zusätzlich die Aufgabe, die Feuchtklasse für «Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion» auszuweisen.

Produzenten von Gesteinskörnung stufen ihre Gesteinskörnungen in Alkaliempfindlichkeitsklassen ein.

Die Zementhersteller bieten (na)-Zemente an.

Die Betonhersteller stellen durch die Auswahl der geeigneten Zemente und Gesteinskörnungen sicher, dass die Anforderungen der Richtlinie eingehalten werden. Die Feuchtklassen müssen auf dem Lieferschein angegeben werden.

Festlegungen des Betons	Beton nach Eigenschaften	Beton nach Zusammensetzung
Festlegung der Anforderungen	Planer	Planer
Betonzusammensetzung	Betonhersteller	Planer
Erstprüfung		
Produktionskontrolle	Betonhersteller (Frisch- und Festbetoneigenschaften)	Betonhersteller (Zusammensetzung, Chargenprotokoll)
Konformität	Betonhersteller	Planer
Annahmeprüfung	Bauunternehmen	Bauunternehmen

Maßnahmen	Zuständigkeit
Festlegung der Feuchtklassen	Verfasser der Festlegung
Einstufung der Alkaliempfindlichkeitsklasse	Produzent der Gesteinskörnung
Begrenzung des Alkaligehalts im Zement	Zementhersteller
Anpassung der Rezeptur	Betonhersteller
Angabe der Feuchtklassen	

Betonentwurf nach DIN EN 206-1 und DIN1045-2

Beton nach Eigenschaften

Der Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 wird anhand seiner Eigenschaften eindeutig gekennzeichnet und festgelegt. Dazu wird nicht nur die rechnerisch erforderliche Druckfestigkeit des Betons vereinbart (Druckfestigkeitsklasse), sondern auch seine Dauerhaftigkeit in Bezug auf die vielfältigen Einflüsse seiner Umgebung (Expositionsclassen, Chloridgehaltsclassen) sowie die Verarbeitbarkeit (Größtkorn und Konsistenzclassen).

Der Kunde bestellt Eigenschaften, deren Erreichen das Betonwerk sicherstellen muss.

Grundlegende Anforderungen sind festzulegen:

- Bezug auf DIN EN 206-1 und DIN 1045-2
- Druckfestigkeitsclassen
- Expositionsclassen
- Größtkorn der Gesteinskörnung
- Unbewehrt, Stahlbeton, Spannbeton oder Klasse des Chloridgehalts
- Konsistenzclassen

Zusätzliche Anforderungen dürfen festgelegt werden, z. B. Zement, besondere Anforderungen an die Gesteinskörnung, Luftporen, Frischbetontemperatur, Festigkeitsentwicklung, Wärmeentwicklung, verzögertes Ansteifen, Wassereindringwiderstand, Abriebwiderstand, Spaltzugfestigkeit und besondere technische Anforderungen.

Beton nach Zusammensetzung

Der Kunde bestellt eine bestimmte Betonzusammensetzung, das Betonwerk muss lediglich mit einem Chargenprotokoll sicherstellen, dass der Beton diesen Anforderungen entsprechend zusammengesetzt ist. Die Verantwortung für das Erreichen der Eigenschaften liegt hier beim Besteller.

Grundlegende Anforderungen sind festzulegen:

- Bezug auf DIN EN 206-1 und DIN 1045-2
- Zement: Art, Festigkeitsclassen, Gehalt
- Wasserzementwert oder Konsistenz
- Gesteinskörnung: Art, Größtkorn, Sieblinie
- Betonzusätze: Art, Menge, Herkunft

Zusätzliche Anforderungen dürfen festgelegt werden, z. B. an die Herkunft aller Ausgangsstoffe, an die Gesteinskörnung, an die Frischbetontemperatur sowie weitere besondere technische Anforderungen.

Standardbeton

Standardbetone sind vereinheitlichte Betonzusammensetzungen zum Erreichen bestimmter Eigenschaften. Eine Erstprüfung muss nicht erfolgen. Der Einsatzbereich beschränkt sich auf Normalbetone der Druckfestigkeitsclassen bis C16/20 sowie auf die Expositionsclassen X0, XC1 und XC2.

Angaben zur Zusammensetzung eines Standardbetons sind der DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 zu entnehmen. In Abhängigkeit der angestrebten Konsistenz und Druckfestigkeitsclassen werden Mindestzementgehalte vorgeschrieben.

Standardbetone basieren auf einem klassischen 3-Stoff-System. Neben Zement dürfen ausschließlich natürliche Gesteinskörnung und Wasser eingesetzt werden. Demnach sind Zusatzmittel sowie Zusatzstoffe von der Verwendung ausgeschlossen.

In der Praxis haben Standardbetone kaum eine Bedeutung. Es werden zum überwiegenden Anteil Betone nach Eigenschaften eingesetzt. Die Gründe sind naheliegend – moderne Produktionstechnik und eine ständige Qualitätskontrolle bei der Herstellung von Transportbeton ermöglichen deutlich wirtschaftlichere Lösungen bei besserer Betonqualität. Zudem kann eine Reihe von vorteilhaften Eigenschaften erst durch den Einsatz von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen erreicht werden.

Festigkeitsclassen	Mindestzementgehalt [kg/m³] für Konsistenzbezeichnung		
	steif	plastisch	weich
C8/10	210	230	260
C12/15	270	300	330
C16/20	290	320	360

Abb. 3.2.3 Vorgaben für Standardbetone mit einem Zement der Festigkeitsclassen 32,5 und einem Größtkorn von 32 mm

Betonentwurf nach DIN EN 206-1 und DIN1045-2

Deskriptiver Ansatz

Bei den in der DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 zur Verfügung stehenden Entwurfskonzepten handelt es sich um sogenannte deskriptive Entwurfskonzepte.

Das bedeutet, dass bei der Einhaltung von vorgeschriebenen Grenzwerten der Zusammensetzung der Beton die geforderten Eigenschaften erfüllt.

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit hoch wassergesättigter Betone mit Tausalzangriff darf beispielsweise der Wasserzementwert 0,50 nicht übersteigen. Zusätzlich muss ein Mikroluftporenvolumen von mindestens 4 Vol.-% bei einem Größtkorn von 16 mm sowie ein Mindestzementgehalt von 320 kg je Kubikmeter Beton eingehalten werden. Ein expliziter Nachweis der Frostsicherheit durch Prüfungen ist in der Regel nicht erforderlich. Bei Einhaltung der Grenzwerte der Betonzusammensetzung erfolgt die Qualitätskontrolle im Wesentlichen durch die Überprüfung der Betondruckfestigkeit als Maß für die Dichtheit des Betons. In diesem Fall muss der Beton mindestens der Druckfestigkeitsklasse C30/37 entsprechen.

Zusätzliche Nachweise der Betonleistungsfähigkeit

Für bestimmte Anwendungen wird bereits heute die Prüfung des Frostwiderstandes von Beton verlangt. Dies gilt insbesondere im Straßen- und Wasserbau.

Mit dem CIF-Test (englisch: Capillary suction, Internal damage and freeze-thaw-test) und dem CDF-Test (englisch: Capillary suction of deicing solution and freeze-thaw-test) werden Prüfverfahren zur Verfügung gestellt, mit dem der Frostwiderstand im Versuch gemessen werden kann.

Die geforderte Eigenschaft des Frostwiderstandes wird also zusätzlich durch eine Prüfung abgesichert.

Vergleichbare Prüfverfahren liegen für die Bestimmung des Chloridmigrationswiderstandes oder aber für den Karbonatisierungswiderstand vor und werden auch in der Praxis angewendet. So ist der Nachweis des Frost-, Chlorid- oder Karbonatisierungswiderstandes bereits heute in der Schweiz normativ geregelt und damit für bestimmte Betone obligatorisch.

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

Druckfestigkeitsklasse

Der Beton wird anhand seiner Druckfestigkeit in verschiedene Druckfestigkeitsklassen eingeteilt. Dabei wird zwischen den Druckfestigkeitsklassen für Normal- und Schwerbeton und für konstruktiven Leichtbeton unterschieden.

Um die unterschiedlichen Prüfmethode innerhalb Europas zu berücksichtigen, wird je Druckfestigkeitsklasse die Mindestdruckfestigkeit sowohl für zylindrische als auch für würfelförmige Prüfkörper angegeben.

	Druckfestigkeitsklasse	Zylinder ^{1) 2)}	Würfel ^{1) 3)}
		$f_{ck, cyl}$ [MPa]	$f_{ck, cube}$ [MPa]
Normal- und Schwerbeton	C8/10	8	10
	C12/15	12	15
	C16/20	16	20
	C20/25	20	25
	C25/30	25	30
	C30/37	30	37
	C35/45	35	45
	C40/50	40	50
	C45/55	45	55
	C50/60	50	60
Hochfester Beton	C55/67	55	67
	C60/75	60	75
	C70/85	70	85
	C80/95	80	95
	C90/105 ⁴⁾	90	105
	C100/115 ⁴⁾	100	115

	Druckfestigkeitsklasse	Zylinder ^{1) 2)}	Würfel ^{1) 3)}
		$f_{ck, cyl}$ [MPa]	$f_{ck, cube}$ [MPa]
Leichtbeton	LC8/9	8	9
	LC12/13	12	13
	LC16/18	16	18
	LC20/22	20	22
	LC25/28	25	28
	LC30/33	30	33
	LC35/38	35	38
	LC40/44	40	44
	LC45/50	45	50
	LC50/55	50	55
Hochfester Leichtbeton	LC55/60	55	60
	LC60/66	60	66
	LC70/77 ⁴⁾	70	77
	LC80/88 ⁴⁾	80	88

Abb. 3.3.1 Druckfestigkeitsklassen für Normal- und Schwerbeton (Abb. links; $\geq 2.000 \text{ kg/m}^3$) sowie Leichtbeton (Abb. rechts; $\leq 2.000 \text{ kg/m}^3$) nach DIN EN 206-1 und N 1045-2. Angegeben sind die charakteristischen Mindestdruckfestigkeiten

¹⁾ Lagerung der Probe unter Wasser, Prüfdauer 28 Tage
²⁾ Zylinder: $D = 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$
³⁾ Würfel: Kantenlänge = 150 mm
⁴⁾ Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall erforderlich

Abb. 3.2.4 (links) Messung des Frost- bzw. Frost-Tausalzwidestands mit der CDF-Truhe (Schleibinger)



Abb. 3.2.5 (rechts) Boxen zur Lagerung der Prüfkörper in Prüfflüssigkeit



Abb. 3.2.6 (links) Prüfkörper nach 28 FTSW mit starken Abwitterungen



Abb. 3.2.7 (rechts) Probekörper nach 28 FTSW mit geringen Abwitterungen



Abb. 3.3.2 (links) Lagerung der Probekörper im Wasserbad

Abb. 3.3.3 (rechts) Messen des Würfels vor der Prüfung

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

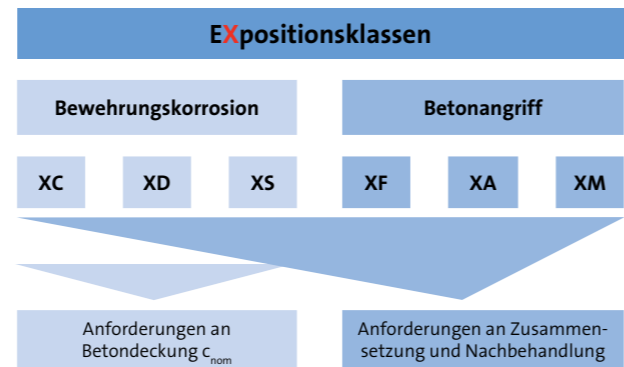
Expositionsklassen

Expositionsklassen beschreiben das Angriffsrisiko von Umwelteinflüssen auf den Beton und die Bewehrung. Ausgehend davon werden entsprechende Mindestanforderungen an den Beton gestellt, z. B. in Form eines Mindestzementgehalts, der Begrenzung des maximalen Wasserzementwerts oder der Festlegung eines Luftgehalts im Beton, um die Dauerhaftigkeit der Betonkonstruktion zu gewährleisten.

Die unterschiedlichen Expositionsklassen mit ihren differenzierten Angriffsgraden sind in Abb. 3.3.8 dargestellt.

Die Expositionsklassen des Betons eines Bauteils:

- sind die wichtigste Information in der Festlegung eines Betons
- bestimmen die Zusammensetzung des Betons (w/z-Wert, Mindestzementgehalt, Zementart, LP-Gehalt, Gesteinskörnung etc.)
- bestimmen die Mindestdruckfestigkeitsklasse eines Betons
- bestimmen die Mindestbetondeckung des Bauteils
- bestimmen die bei der Ausführung geltende Überwachungs-kategorie



Für jedes Bauobjekt müssen sämtliche Expositionsklassen bauteilbezogen festgelegt werden. Nicht selten ergeben sich aus den Expositionsklassenanforderungen höhere Druckfestigkeitsklassen als aus statischen Gründen notwendig. Für die Betonhersteller ist bei mehr als einer Expositionsklasse jeweils die mit den höchsten Anforderungen an den Beton für die Betonzusammensetzung maßgebend.

Abb. 3.3.4 (rechts) Vereinfachte Übersicht über die Expositionsklassen

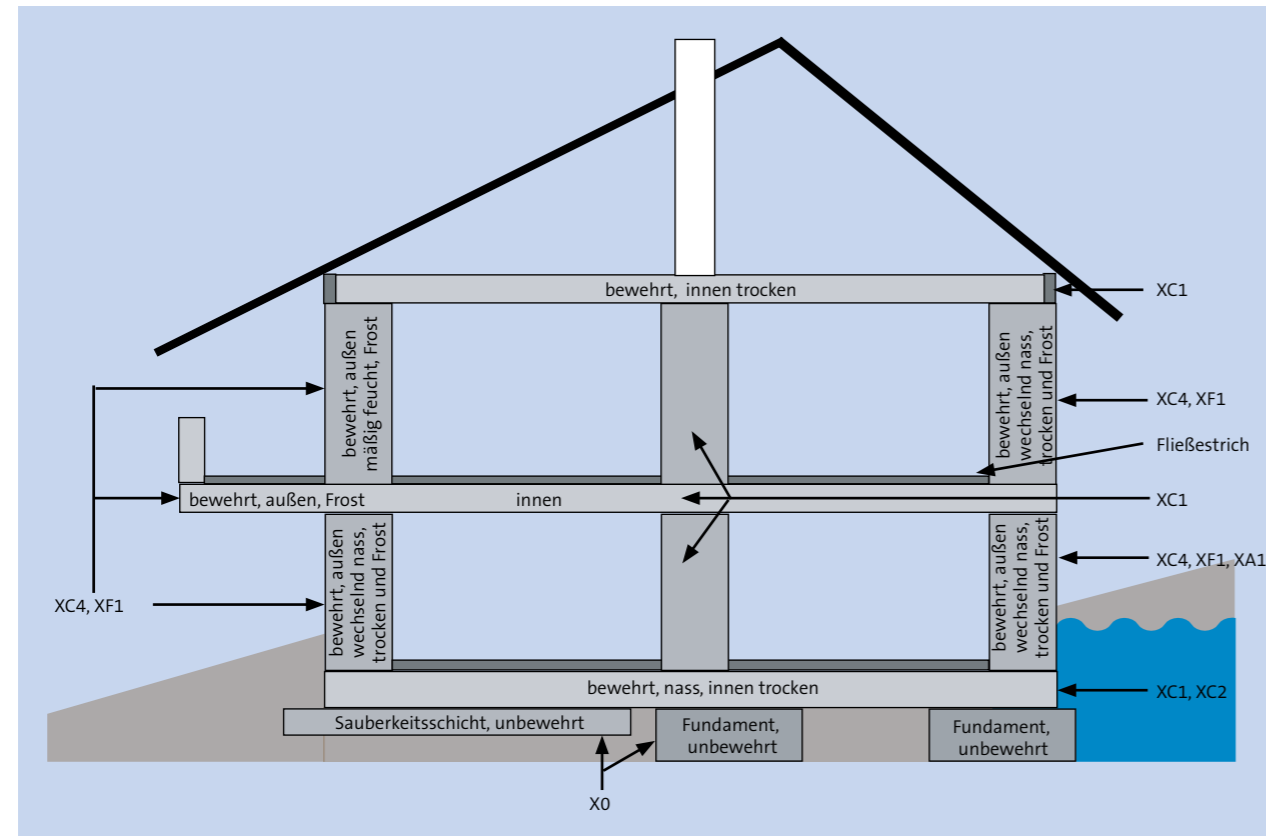


Abb. 3.3.5 Expositionsklassen am Beispiel einer Prinzipskizze für den Hochbau

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

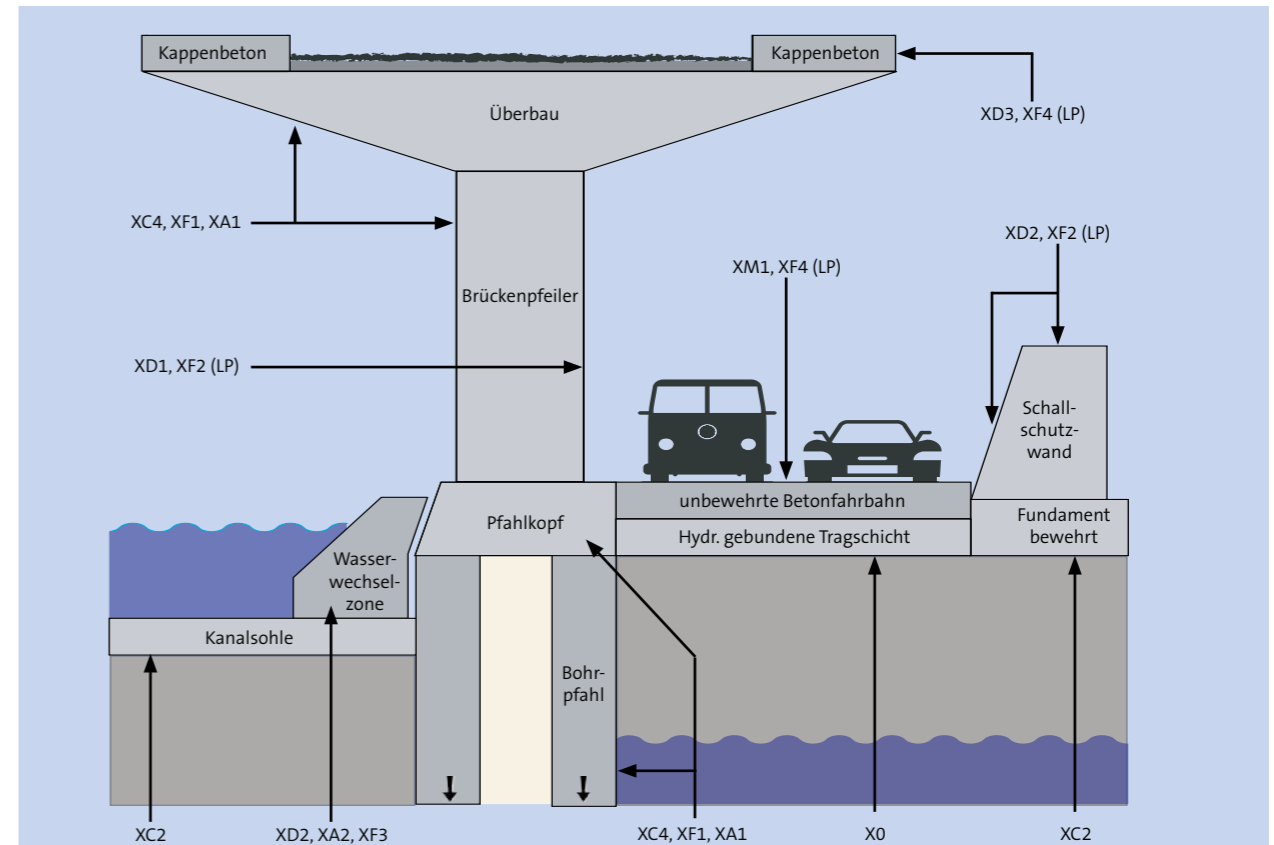


Abb. 3.3.6 Expositionsklassen am Beispiel einer Prinzipskizze für den Ingenieurbau

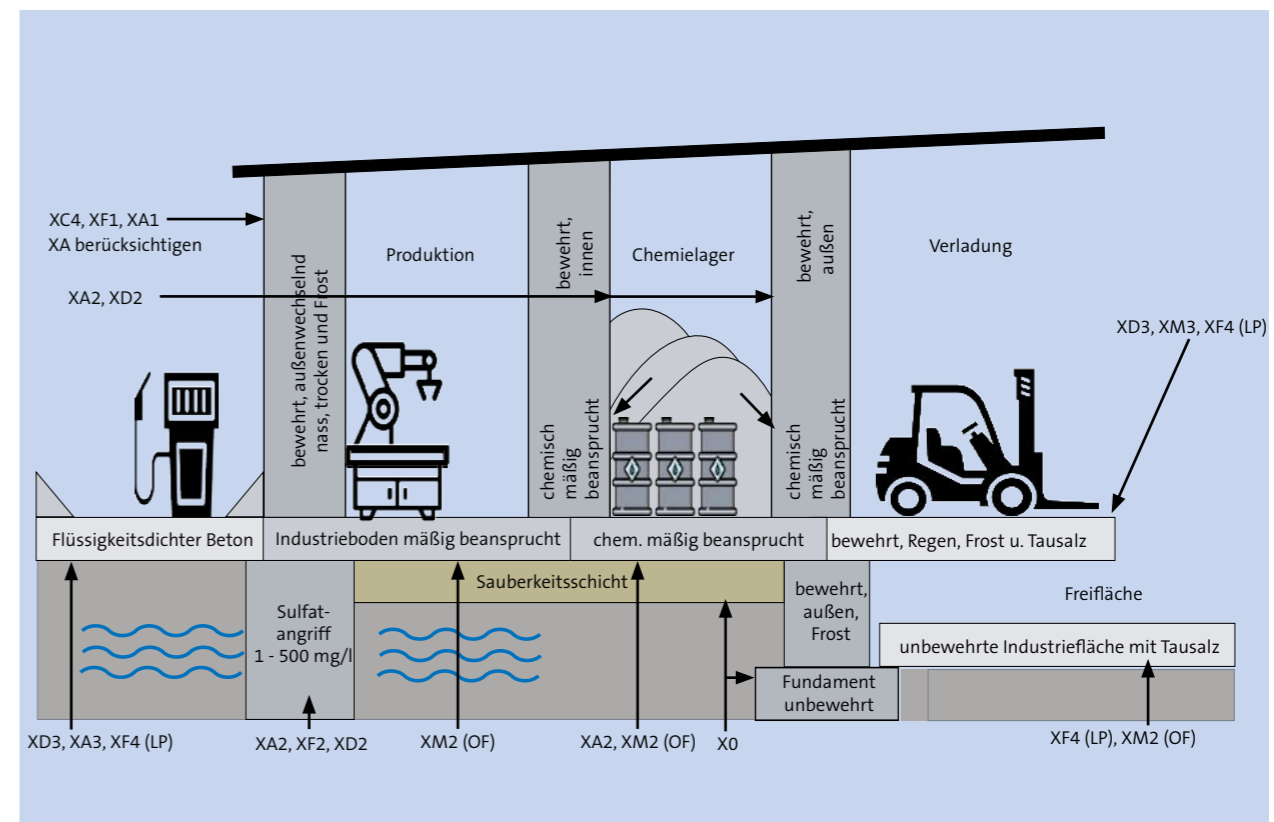


Abb. 3.3.7 Expositionsklassen am Beispiel einer Prinzipskizze für den Industriebau

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

Abb. 3.3.8
Expositionsklassen nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2

Kl.	Umgebung	Anwendungsbeispiele	max. w/z bzw. max. w/z _{eq}	Mindestdruckfestigkeitsklasse	Mindestzementgehalt in kg/m³	Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m³	CEM I Holcim Pur	CEM II Holcim Ferro Holcim Fluvio Holcim Optimo	CEM III/A Holcim Duo	CEM III/B Holcim Aqua	Schieferhochfester Zement Holcim Durabilo
Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko X0			Bauteile ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall in nicht Beton angreifender Umgebung								
X0		unbewehrte Fundamente ohne Frost; unbewehrte Innenbauteile	-	C8/10	-	-	X	X	X	X	X
Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung XC			Beton, der Bewehrung oder anderes Metall enthält und der Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt ist								
XC1	trocken oder ständig feucht	bewehrte Innenbauteile; Bauteile, die ständig in Wasser getaucht sind	0,75	C16/20	240	240	X	X	X	X	X
XC2	nass, selten trocken	Teile von Wasserbehältern; Gründungsbauteile	0,65	C20/25	260	240	X	X	X	X	X
XC3	mäßige Feuchte	vor Regen geschützter Beton im Freien; offene Hallen, Feuchträume	0,60	C25/30	280	270	X	X	X	X	X
XC4	wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Bewitterung; Beleuchtungsmasten, Balkone									
Bewehrungskorrosion durch Chloride, ausgenommen Meerwasser XD			Beton, der Bewehrung oder anderes Metall enthält und der chloridhaltigem Wasser einschließlich Taumittel, ausgenommen Meerwasser, ausgesetzt ist								
XD1	mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebel von Verkehrsflächen; Einzelgaragen	0,55	C30/37	300	270	X	X	X	X	X
XD2	nass, selten trocken	Bauteile, die chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt sind; Solebäder	0,50	C35/45	320	270	X	X	X	X	X
XD3	wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken mit Spritzwasserbeanspruchung; Fahrbahndecken, Parkdecks	0,45	C35/45	320	270	X	X	X	X	X
Bewehrungskorrosion durch Chloride aus Meerwasser XS			Beton, der Bewehrung oder anderes Metall enthält und der Chloriden aus Meerwasser oder salzhaltiger Seeluft ausgesetzt ist								
XS1	salzhaltige Luft*	Außenbauteile in Küstennähe	0,55	C30/37	300	270	X	X	X	X	X
XS2	unter Wasser	Bauteile in Hafenanlagen, die ständig unter Wasser liegen	0,50	C35/45	320	270	X	X	X	X	X
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen	0,45	C35/45	320	270	X	X	X	X	X
Frostangriff mit und ohne Taumittel XF			Durchfeuchteter Beton, der erheblichem Angriff durch Frost-Tau-Wechsel ausgesetzt ist								
XF1	mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel	Außenbauteile	0,60	C25/30	280	270	X	X	X	X	X
XF2	mäßige Wassersättigung, mit Taumittel	Betonbauteile im Sprühnebel- oder Spritzwasserbereich taumittelbehandelter Verkehrsflächen, soweit nicht XF4; Betonbauteile im Sprühnebelbereich von Meerwasser	0,55 0,50	C25/30 C35/45	300 320	270 270	X	X	X	X	X
XF3	hohe Wassersättigung, ohne Taumittel	Offene Wasserbehälter; Bauteile in der Wasserwechselzone von Süßwasser	0,55 0,50	C25/30 C35/45	300 320	270 270	X	X	X	X	X
XF4	hohe Wassersättigung, mit Taumittel	Mit Taumitteln behandelte Verkehrsflächen; überwiegend horizontale Bauteile im Spritzwasserbereich taumittelbehandelter Verkehrsflächen; Räumlerlaufbahnen von Kläranlagen; Meerwasserbauteile in der Wechselzone	0,50	C30/37	320	270	X	X	X	X	X
Betonkorrosion durch chemischen Angriff XA			Beton, der chemischem Angriff durch natürliche Böden, Grundwasser, Meerwasser gemäß DIN EN 206-1, Tab. 2, und Abwasser ausgesetzt ist								
XA1	chemisch schwach angreifend	Entsprechend den Grenzwerten nach DIN EN 206-1, Tab. 2; Kläranlagen, Güllebehälter, Bauteile im Kontakt mit Meerwasser oder in Beton angreifenden Böden, Industrieabwasseranlagen mit chemisch angreifendem Abwasser, Gärfermenter und Futtertische der Landwirtschaft; Kühltürme mit Rauchgasableitung	0,60	C25/30	280	270	X	X	X	X	X
XA2	chemisch mäßig angreifend		0,50	C35/45	320	270	X	X	X	X	X
XA3	chemisch stark angreifend		0,45	C35/45	320	270	X	X	X	X	X
Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung XM			Beton, der erheblichen mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt ist								
XM1	mäßige Verschleißbeanspruchung	Tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luftbefeuchte Fahrzeuge	0,55	C30/37	300	270	X	X	X	X	X
XM2	starke Verschleißbeanspruchung	Tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibefehrte Gabelstapler	0,55 0,45	C30/37 C35/45	300 320	270	X	X	X	X	X
XM3	sehr starke Verschleißbeanspruchung	Tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch elastomer- oder stahlrollenbefeuchte Gabelstapler; häufig mit Kettenfahrzeugen befahrene Oberflächen; Wasserbauwerke mit Geschiebebelastung, z. B. Tosbecken	0,45	C35/45	320	270	X	X	X	X	X

A Nur für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Material

B Für massive Bauteile (kleinste Bauteilabmessung 80 cm) gilt der Mindestzementgehalt von 300 kg/m³

C Gilt nicht für Leichtbeton

D Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden. In diesem Fall darf **E** nicht angewendet werden

E Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger

F Der mittlere Luftgehalt im Frischbeton, unmittelbar vor dem Einbau, muss bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 8 mm ≥ 5,5 Vol.-%, 16 mm ≥ 4,5 Vol.-%, 32 mm ≥ 4,0 Vol.-% und 63 mm ≥ 3,5 Vol.-% betragen. Einzelwerte dürfen diese Anforderungen um höchstens 0,5 Vol.-% unterschreiten

G Zusatzstoffe des Typs II dürfen zugesetzt, aber nicht auf den Zementgehalt oder den w/z_{eq} angerechnet werden

H Gesteinskörnungen bis D_{max} 4 mm müssen überwiegend aus Quarz oder Stoffen mindestens gleicher Härte bestehen, das größere Korn aus Gestein oder künstlichen Stoffen mit hohem Verschleißwiderstand. Die Körner aller Gesteinskörnungen sollen eine mäßig raue Oberfläche und gedrungene Gestalt haben. Das Gesteinskörnungsgemisch soll möglichst grobkörnig sein

I Höchstzementgehalt 360 kg/m³, jedoch nicht bei hochfesten Betonen

J Erdfeuchter Beton mit w/z ≤ 0,40 darf ohne Luftporen hergestellt werden

K Gesteinskörnungen mit Regelanforderungen und zusätzlich Widerstand gegen Frost bzw. Frost- und Taumittel (DIN EN 12620 und DIN V 20000-103)

L Oberflächenbehandlung des Betons, z. B. Vakuumieren und Flügelglätten des Betons

M Hartstoffe nach DIN 1100

N CEM III/B darf nur für die folgenden Anwendungsfälle verwendet werden (auf Luftporen kann in beiden Fällen verzichtet werden)

a) Meerwasserbauteile: w/z ≤ 0,45; Mindestfestigkeitsklasse C35/45 und z ≥ 340 kg/m³

b) Räumlerlaufbahnen w/z ≥ 0,35; Mindestfestigkeitsklasse C40/50 und z ≥ 360 kg/m³; Beachtung von DIN 19 569-1, Kläranlagen, Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen. Allgemeine Grundsätze

O Schutzmaßnahmen erforderlich

P Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen (r < 0,30) eine Festigkeitsklasse niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die geforderte Druckfestigkeitsklasse ist auch in diesem Fall an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen

Q Über die Zulassung bzw. Verwendung anderer Holcim-Zemente beraten wir Sie gerne

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

Druckfestigkeit und Expositionsklassen

Abb. 3.3.9
Anwendungsbereiche
für Zemente nach
DIN 1045-2

Expositionsklassen	Kein Korrosions-/Angriffsrisiko	BEWEHRUNGSKORROSION											Betonangriff									Spannstahtverträglichkeit					
		Durch Karbonatisierung verursachte Korrosion					durch Chloride verursachte Korrosion						Frostangriff				Aggressive chemische Umgebung			Verschleiß							
							andere Chloride als Meerwasser			Chloride aus Meerwasser																	
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2		XM3				
CEM I		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X				
A/B	S	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X				
	A	D	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X			
	A/B	P/Q	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	O	X	O	X	X	X	O		
	A/B	V	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X	X		
	A	W	X	X	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O		
	B		X	O	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O		
CEM II	A/B	T	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X	X		
	A	LL	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X	X		
			B	X	X	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	X	
	A	L	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					O	O	O	O	X	X	X	X		
			B	X	X	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	X	
	A	M	X	X	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O		
B			X	O	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O		
CEM III	A	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X ¹⁾	X	X	X	X	X	X	X
	B	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X ²⁾	X	X	X	X	X	X	X
	C	X	O	X	O	O	O	X	O	O	X	O					O	O	O	O	X	X	X	O	O	O	O
CEM IV	A	X	O	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
	B	X	O	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
CEM V	A	X	O	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
	B	X	O	X	O	O	O	O	O	O	O	O					O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O

¹⁾ Festigkeitsklasse $\geq 42,5$ oder Festigkeitsklasse 32,5 R mit einem Hüttensand-Massenanteil von $\leq 50\%$

²⁾ CEM III/B darf nur für die folgenden Anwendungsfälle verwendet werden:

^{a)} Meerwasserbauteile: $w/z \leq 0,45$; Mindestfestigkeitsklasse C35/45 und $z \geq 340 \text{ kg/m}^3$

^{b)} Räumlerlaufbahnen: $w/z \leq 0,35$; Mindestfestigkeitsklasse C50/50 und $z \geq 360 \text{ kg/m}^3$; Beachtung von DIN 19569-1; auf Luftporen kann in beiden Fällen verzichtet werden

Betonentwurf nach Performance-Konzepten und Widerstandsklassen

Performance-basierter Betonentwurf anhand „Environmental Resistance Classes (ERC)“

Stand heute werden Betone nach dem deskriptiven Verfahren (deemed-to-satisfy rules, DtS) entworfen bzw. zusammengesetzt. Die Prinzipien hierzu sind in DIN EN 206-1/DIN 1045-1 geregelt (siehe Kapitel 3.2). Dabei müssen in Abhängigkeit der Expositionsklassen einige Mindestanforderungen u. a. hinsichtlich des maximalen w/z-Werts, der Mindestfestigkeitsklassen und des Mindestzementgehaltes eingehalten werden. Diese Grenzwerte stammen in den meisten Fällen aus den Erfahrungen heraus und berücksichtigen nicht unbedingt die Entwicklungen der letzten Jahre in Bezug auf neue Ausgangsstoffe und Bauweisen sowie Dauerhaftigkeits- und Nachhaltigkeitsaspekte.

Aus diesem Grund wird derzeit auf europäischer und nationaler Ebene diskutiert, einen neuen performance-basierten Ansatz beim Betonentwurf einzuführen. Dabei werden je nach Anwendungsfall bestimmte Dauerhaftigkeitsanforderungen (Exposure Resistance Classes, ERC) an den Beton definiert, welche direkt in Zusammenhang mit der Lebensdauer und den relevanten Expositionsklassen des Bauwerks stehen. Dabei hat der Betonhersteller eine gewisse Freiheit, den Beton quasi „beliebig“ zusammensetzen, vorausgesetzt, dass er die erforderliche ERC für den Beton erfüllt, welche für die vom Planer angegebenen Mindestbetondeckung maßgebend sind.

In Abb. 3.4.1 wird an einem Beispiel die Mindestbetondeckung in Abhängigkeit der Expositionsklasse (Karbonatisierung) und ERC vom Beton dargestellt.

Abb. 3.4.1 Mindestbetondeckung in Abhängigkeit der Expositionsklasse (Karbonatisierung) und ERC vom Beton (nur Beispiel)

ERC	Expositionsklasse (Karbonatisierung)							
	XC1		XC2		XC3		XC4	
	Bemessungslebensdauer (Jahre)							
	50	100	50	100	50	100	50	100
XRC 0,5	10	10	10	10	10	10	10	10
XRC 1	10	10	10	10	10	15	10	15
XRC 2	10	15	10	15	15	25	15	25
XRC 3	10	15	15	20	20	30	20	30
XRC 4	10	20	15	25	25	35	25	40
XRC 5	15	25	20	30	25	45	30	45
XRC 6	15	25	25	35	35	55	40	55
XRC 7	15	30	25	40	40	60	45	60

Zunahme der minimalen Betondeckung aufgrund der Abnahme des Karbonatisierungswiderstands

Definition des Karbonatisierungsverhaltens unter Referenzbedingungen

Anmerkung 1: Die Bezeichnung der XRC-Klassen zur Beständigkeit gegen, durch Karbonatisierung verursachte Korrosion, wird abgeleitet von der Karbonatisierungstiefe [mm] (charakteristischer Wert 90 % Fraktilität), die nach 50 Jahren unter Referenzbedingungen (400 ppm CO₂ in einer konstanten Umgebung von 65 % relativer Luftfeuchtigkeit und bei 20 °C) erhalten bleibt. XRC hat die Dimension einer Karbonatisierungsrate von [mm/√ (Jahre)].

Anmerkung 2: Die empfohlenen Mindestwerte für die Betondeckung ($C_{min,dur}$), erfordern eine Bemessung und Nachbehandlung gemäß EN13670 mit einer Mindestbemessungsklasse 2 und Nachbehandlungs-kategorie 2.

Anmerkung 3: Die Mindestdeckungen sollten durch ein zusätzliches Sicherheitselement ($\Delta C_{dur,y}$) erhöht werden, wenn besondere Anforderungen bspw. extremere Umweltbedingungen vorliegen.

Betonentwurf nach Performance-Konzepten und Widerstandsklassen

Es gilt: Je höher die ERC des Betons, desto geringer die erforderliche Betondeckung. Die ERC-Prinzipien werden zunächst für die bewehrungskorrosionsrelevanten Expositionsklassen „Karbonatisierung und Chloridangriff“ sowie die betonkorrosionsrelevante Expositionsklasse „Frost-Taumittel-Angriff“ angewendet.

Das performance-basierte Entwurfskonzept ist in vielerlei Hinsicht ein hilfreiches Tool, den Beton je nach Bauteilanforderung maßgeschneidert zusammensetzen und neue alternative Ausgangsstoffe zum Einsatz zu bringen. Diese Maßnahmen tragen letztendlich dazu bei, die Betonbauweise langfristig nachhaltiger zu gestalten. Allerdings gibt es noch einige offene Punkte, die zur Umsetzung der Entwurfsmethodik geklärt werden müssen:

- Festlegung von Prüfmethode zur Erfassung der Dauerhaftigkeitseigenschaften
- Bestimmung der dauerhaftigkeitsrelevanten Grenzwerte
- Detaillierungsgrad der ERC
- Verknüpfung der ERC mit Mindestanforderungen an die Betonzusammensetzung
- Priorisierung der Entwurfverfahren in Betonnormen (ERC vs. DtS)
- Definition ERC-für Frost-Taumittel-Angriff



Abb. 3.4.3 Mischungsentwurf maßgeschneiderte Zusammensetzung



Abb. 3.4.4 Einwaage der Komponenten



Abb. 3.4.2 Abstandhalter sorgt für ausreichende Betondeckung



Abb. 3.4.5 Schnitt durch Betonstütze mit Sicht auf Bewehrungseinlage

Nachhaltige Betone

Abb. 3.5.1
Klimaneutraler Beton
ECOPact

Holcim ECOPact

Klimafreundliche und klimaneutrale Betone

Nachhaltiges Bauen fängt mit der Auswahl der richtigen Baustoffe an. Als moderner Baustoff trägt Beton auf ganz unterschiedliche Art und Weise zur Nachhaltigkeit von Bauwerken bei. Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken, technische Kriterien wie Wärme und Brandschutz sowie Standsicherheit sind wesentliche Aspekte, mit denen Beton als Baustoff punktet.

Regionale Rohstoffe, effiziente Baustoffe

Rohstoffe möglichst aus der Region zu beziehen, ist ökonomisch wie auch ökologisch von Vorteil. Zusätzlich verwenden Transportbeton-Werke der Holcim Deutschland Gruppe zur Herstellung von Transportbeton vorzugsweise hüttensandhaltige Zemente (CEM III-Zemente). Im Vergleich zum Einsatz reiner Portlandzemente sinken dadurch die CO₂-Emissionen deutlich. Der Einsatz von Steinkohlenflugasche – einem Nebenerzeugnis aus dem Betrieb von Kohlekraftwerken – wirkt sich ebenso positiv auf die Umweltbilanz aus. Deren Verwendung schont natürliche Ressourcen und spart Energie, die man für vergleichbare Baustoffe zur Aufbereitung oder Herstellung benötigen würde.

Dauerhaftigkeit

Dauerhaftigkeit ist eines der Leitmotive für nachhaltiges Handeln. Beton erfüllt dieses Kriterium wie kein anderer Baustoff, gerade im Bezug auf den Lebenszyklus und auch im Vergleich zu Holz: Denn mit Beton werden Gebäude errichtet, die nicht nur heute, sondern auch für mehrere zukünftige Generationen nutzbar sind – ohne permanente Pflege. Und selbst wenn ein Gebäude aus Beton wieder abgerissen wird – seine Bestandteile können nahezu vollständig dem Recycling zugeführt werden.

Betonrecycling

Frisch- sowie auch Festbetonrecycling ist in verschiedenen Punkten des Baustoffzyklus möglich. Frischbetonrecycling sowie Restwassernutzung zählen im Betonwerk bereits zum Alltag, während künftig vor allem die erneute Zuführung von bereits erhärtetem Beton in den Baustoffkreislauf auch aus ökologischen Gründen immer wichtiger wird.

Recycling-Beton – oder R-Beton – weist eine vergleichbare Performance wie Beton mit natürlicher Gesteinskörnung auf und kann daher bei einigen Anwendungen gleichwertig eingesetzt werden.

CO₂-Emissionen reduzieren

Die Holcim Deutschland Gruppe hat sich als Ziel gesetzt, ihre CO₂-Emissionen immer weiter zu reduzieren. Dafür werden die Produktionsprozesse optimiert, Rezepturen angepasst und verstärkt alternative Energien eingesetzt.

Seit 2000 haben wir den Anteil von CO₂-intensiven Portlandzementen in unseren Betonen stetig reduziert. So wurden in 2019 mehr als 90 % aller Holcim Betone mit CO₂-reduzierten Zementen (CEM II und III) produziert.

Unser künftiges Angebot umfasst eine noch stärkere Einbeziehung der CO₂-Bilanz unserer Produkte in den Alltag. Dabei steht die Reduktion von CO₂-Emissionen im Vordergrund.

Holcim Standard

Dank optimierter Produktions- und Logistikprozesse sowie der Verwendung von CO₂-reduzierten Zementen (CEM II/CEM III) verfügen unsere Standardbetone größtenteils über geringere CO₂-Emissionswerte als der Branchendurchschnitt. Holcim ECOPact ist ein nachhaltiges Produkt der Holcim Deutschland Gruppe. Durch die Verwendung CO₂-reduzierter Zemente sowie einer optimalen Betonzusammensetzung ist Holcim ECOPact ein klimafreundlicher Beton, der den Normen DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 entspricht.

Nachhaltige Betone

Der Klimafreundliche Beton

ECOPact

Für unsere ECOPact-Betone verwenden wir ausschließlich CO₂-reduzierte Zemente (CEM II und CEM III). Zusätzlich haben wir die Rezepturgestaltung unserer ECOPact-Betone hinsichtlich der Bindemittelgehalte optimiert (gemäß Norm DIN EN 206 und DIN 1045-2) und erreichen somit nochmals niedrigere CO₂-Emissionswerte.

Kompensation durch MoorFutures

MoorFutures fördert Wiedervernässungs-Projekte von Mooren in verschiedenen Bundesländern – ein zeitgemäßes und wirkungsvolles Instrument für den CO₂-Ausgleich, denn Moore sind die größten und effektivsten Kohlenstoffspeicher auf der Erde. Ein MoorFutures-Zertifikat entspricht der Emissionsminderung von einer Tonne CO₂-Äquivalent.

Produkteigenschaften ECOPact

Bei der Entwicklung unserer ECOPact-Betone stand die Reduktion von CO₂-Emissionen im Vordergrund:

- Einsatz ausschließlich CO₂-reduzierter Zemente und Verwendung weiterer CO₂-armer Rohstoffe
- Zusätzliche Optimierung der Betonrezeptur in Hinblick auf den CO₂-Gehalt der Inhaltsstoffe
- Herstellung in CSC-zertifizierten Betonwerken

Holcim ECOPact erhalten Sie in den Festigkeitsklassen C20/25, C25/30 sowie C30/37 mit unterschiedlichen Körnungen, um die verschiedensten Anwendungsbereiche abzudecken.

Anwendungsbereiche

Holcim ECOPact ist für alle Bauteile im Hochbau geeignet: vom Fundament über Außen- und Innenwände bis hin zu Treppenläufen und Decken. Weitere Applikationen sind technisch möglich und können mit unseren Betontechnologen vor Ort oder im persönlichen Telefonat erörtert werden.

Unsere ECOPact-Betone können deutschlandweit in jedem unserer CSC-zertifizierten Betonwerke hergestellt und im normalen Lieferradius des Betonwerks ausgeliefert werden.

Die verwendeten Rohstoffe kommen aus Deutschland. Einige Rohstoffe für ECOPact-Betone, die einen großen Anteil an der CO₂-Reduzierung des fertigen Betons haben, sind nicht in allen Regionen aus den nächstgelegenen Rohstoffdepots zu beziehen. In diesen Fällen müssen die Rohstoffe längere Strecken zum Betonwerk Ihrer Wahl transportiert werden. Dadurch ergeben sich höhere CO₂-Emissionen, die wir in unseren Berechnungen beim Ausweis der CO₂-Emissionen der ECOPact-Betone berücksichtigen.

Holcim hat bereits seit über 20 Jahren den Anteil von CO₂-intensiven Portlandzementen in seinen Betonen stetig reduziert. Im Jahr 2007 haben wir den damaligen Standardzement CEM I 32,5 R durch den Kompositzement CEM II A-S 42,5 N erfolgreich ersetzt. Im Jahr 2019 wurden mehr als 90 % aller Holcim Betone mit CO₂-reduzierten Zementen (CEM II und III) hergestellt.

Die Holcim ECOPact Serie stellt die noch weiter CO₂-reduzierte Linie von Betonen der Holcim Deutschland Gruppe dar. Für unsere ECOPact-Betone werden nur spezielle Rohstoffe eingesetzt, die im Rahmen der gültigen Normung zu einer CO₂-optimalen Zusammensetzung gemischt werden.

Auf Basis unserer langjährigen Erfahrungen wird unser gesamtes Produktportfolio weiterhin optimiert, da die stetige Verbesserung unseres CO₂-Fußabdruckes die höchste Priorität der Holcim Deutschland Gruppe ist.

Nachhaltige Betone

Holcim ECOPact R

Der klimafreundliche und ressourcenschonende Beton

Holcim ECOPact R ist ein nachhaltiges Produkt der Holcim Deutschland Gruppe. Durch die Verwendung CO₂-reduzierter Zemente, rezyklierter Gesteinskörnungen sowie einer optimalen Betonzusammensetzung ist Holcim ECOPact R ein klimafreundlicher und ressourcenschonender Beton.

Anwendungsbereiche

Holcim ECOPact R ist für alle Bauteile im Hochbau geeignet: vom Fundament über Außen- und Innenwände bis hin zu Treppenläufen und Decken. Weitere Anwendungen sind technisch möglich – unsere Betontechnologen beraten Sie gerne, sei es vor Ort oder telefonisch. ECOPact R Betone können deutschlandweit in jedem unserer CSC R-zertifizierten Betonwerke hergestellt und im normalen Lieferradius des Betonwerks ausgeliefert werden.

Produkteigenschaften

ECOPact R Betone sind speziell darauf ausgerichtet, natürliche Ressourcen zu schonen und die Reduktion von CO₂-Emissionen maximal zu reduzieren:

- Einsatz ausschließlich CO₂-reduzierter Zemente und Verwendung weiterer CO₂-armer Rohstoffe
- Zusätzliche Optimierung der Betonrezeptur in Hinblick auf den CO₂-Gehalt der Inhaltsstoffe
- Verwendung der maximal möglichen Anteile an rezyklierter Gesteinskörnungen, gemäß den aktuellen normativen Rahmenbedingungen

- Die Herstellung erfolgt in Transportbetonwerken, die mit dem CSC R-Modul zertifiziert sind. Dies ist die Garantie für eine ressourcenschonende Betonproduktion
- Holcim ECOPact R erhalten Sie standardmäßig bis zur Druckfestigkeitsklasse C30/37 mit unterschiedlichen Körnungen, um die verschiedensten Anwendungsbereiche abzudecken



Abb. 3.5.3
R-Beton - Schnitt durch R-Beton-Würfel

Nachhaltige Betone

Ressourcenschonung durch Recycling

Durch die erhöhten Anforderungen an die Nachhaltigkeit von Bauwerken gewinnt die Verwendung von rezyklierter Gesteinskörnung zur Herstellung von R-Beton zunehmend an Bedeutung.

R-Beton muss dieselben Anforderungen erfüllen wie herkömmlicher Beton. Daher unterliegt die Produktion von R-Beton einem deutlich höheren Überwachungsaufwand als die Produktion von Beton mit ausschließlich natürlicher Gesteinskörnung.



Abb. 3.5.4
Nachhaltiger Bauen durch Kreislaufwirtschaft

Hinter dem Begriff R-Beton, verbirgt sich ein ressourcenschonendes Produkt, welches rezyklierte Gesteinskörnungen enthält, die aus der Aufbereitung bereits verwendeter Baustoffe stammen. Im Transportbetonwerk werden diese hochwertigen Rohstoffe erneut im Beton eingesetzt und somit dem Kreislauf wieder zugeführt. Grundsätzlich gelten für R-Beton die Anforderungen an Gesteinskörnungen in DIN EN 12620. Die Verwendung von rezyklierten Gesteinskörnungen für Beton ist in der DAfStb-Richtlinie „Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620“ geregelt.

Vor dem Hintergrund, dass der Einsatz von zertifiziertem Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen in verschiedenen Gebäudezertifizierungssystemen (u. a. DGNB, BREEAM und LEED) mit Punkten berücksichtigt wird, hat das CSC das optionale, ergänzende R-Modul für Betonhersteller eingeführt. Bei dem CSC R-Modul handelt es sich um ein Produktzertifikat, welches durch ein ergänzendes „R“-Label zum Ausdruck gebracht wird. Zum Beispiel sind unsere Transportbetonwerke Stuttgart und Kirchheim/Teck in Baden-Württemberg sowie Herne und Wuppertal in Nordrhein-Westfalen bereits nach dem CSC R-Modul zertifiziert. Somit kann nicht nur Holcim ECOPact R sondern auch das Produktportfolio Holcim R-Pact mit angeboten werden.

Stoffraumrechnung

Stoffraumrechnung

Die Stoffraumrechnung dient zur Ermittlung der Raumanteile der einzelnen Ausgangsstoffe an einem Kubikmeter (1 m³ = 1.000 dm³) verdichtetem Frischbeton. Die Raumanteile werden aus dem Quotienten der Massen [kg] und der Dichten [kg/dm³] der jeweiligen Ausgangsstoffe berechnet.

$$1.000 \text{ dm}^3 = \frac{z}{\rho_z} + \frac{w}{\rho_w} + \frac{g}{\rho_g} + \frac{f}{\rho_f} + p$$

z, ρz Masse bzw. Dichte des Zements
 w, ρw Masse bzw. Dichte des Wassers
 g, ρg Masse bzw. Dichte der Gesteinskörnung
 f, ρf Masse bzw. Dichte des Zusatzstoffs
 p Porenvolumen (Luftgehalt)

In der Praxis wird nun folgender Ansatz verfolgt:

Zum Erreichen bestimmter Frisch- und Festbetoneigenschaften müssen entsprechende Anforderungen erfüllt werden. So erhält man den benötigten Wassergehalt für eine Konsistenz aus der Kornzusammensetzung der eingesetzten Gesteinskörnung z. B. nach dem k-Wert-Verfahren (siehe Abb. 3.6.2, Körnungsziffer).

Sollen verflüssigende Zusatzmittel eingesetzt werden, muss der ermittelte Wassergehalt angepasst oder aus bestehenden Erfahrungswerten genommen werden.

Im nächsten Schritt ist der Wasserzementwert w/z zu wählen. Dies geschieht in Abhängigkeit der anvisierten Betondruckfestigkeit in der Regel mit Hilfe des Walz-Diagramms (Abb. 3.6.3). Zu beachten sind dabei in jedem Fall die Anforderungen, die sich aus den Expositionsclassen nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 ergeben.

In diesem Zusammenhang sind auch weitere Grenzwerte der Betonzusammensetzung wie z. B. Mindestzementgehalt, anrechenbarer Steinkohlenflugaschegehalt, Mindestluftporengehalt oder der höchstzulässige Mehlkorngehalt einzuhalten.

Für verdichtete Frischbetone ohne luftporenbildende Zusatzmittel kann ein Porenvolumen von 1 bis 2 Vol.-% angenommen werden. Flüssige Zusatzmittel sind auf den Wasserzementwert anzurechnen, wenn ihr Gehalt 3 Liter/m³ überschreitet.

Der verbleibende Stoffraum wird nun durch die Gesteinskörnung aufgefüllt. Die Stoffraumrechnung wird grundsätzlich für oberflächentrockene Gesteinskörnungen durchgeführt. Abb. 3.6.1 verdeutlicht einen möglichen Rechengang für einen Beton nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 mit den Anforderungen C30/37; XC4, XD3, XF4; D_{max} 32; CL 0,20; F3.

DIN EN 206-1 / DIN 1045-2	Ausgangsstoffe	Masse [kg]	Dichte [kg/m³]	Stoffraum [dm³]	Rechenweg
Beton für Expositionsclassen XC4, XD3, XF4	Zement	360	3,1	116	360 : 3,1 = 116
	Wassergehalt	162	1,0	162	162 : 1,0 = 162
Mindestdruckfestigkeitsklasse C30/37	Fließmittel (FM) 1,0 M.-% v. Zementgehalt	3,6	1,1	3,3	3,6 : 1,1 = 3,3
	Luftporenbildner (LP) 0,2 M.-% v. Zementgehalt	0,72	1,0	0,72	0,72 : 1,0 = 0,72
z _{min} = 320 kg/m³	Luftporen			40	40
max. w/z = 0,45	Zementleim			322	116 + 162 + 3,3 + 0,72 + 40 = 322
Mindestluftporengehalt: 4,0 Vol.-%	Gesteinskörnung ¹⁾	1.797	2,65	678	1. Schritt: 1.000 - 322 = 678 2. Schritt: 678 * 2,65 = 1.797
	Zugabewasser ¹⁾	158			162 - 3,6 - 0,72 = 157,68 = 158
	Summe			1.000	

¹⁾ Die verwendete Gesteinskörnung ist in der Regel oberflächenfeucht (Sand ca. 4 - 6 M.-%, Kies ca. 1 - 4 M.-%). Bei der Herstellung des Betons ist dies bei der Kieseinwaage durch Addition und bei der Zugabewasserermittlung durch Subtraktion zu berücksichtigen.

Stoffraumrechnung

Sieblinie	Körnungsziffer ¹⁾	D-Summe ²⁾	Wasseranspruch [kg/m³]		
			steif	plastisch	weich ³⁾
A32	5,48	352	130	150	170
B32	4,20	480	150	170	180
C32	3,30	570	170	190	210
A16	4,60	440	140	160	180
B16	3,66	534	160	180	200
C16	2,75	625	190	210	230
A8	3,64	536	155	180	200
B8	2,89	611	190	205	230
C8	2,27	673	210	230	250

¹⁾ Körnungsziffer: Summe der in Prozent angegebenen Rückstände auf den Sieben - 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 16; 32 und 63 mm, geteilt durch 100
²⁾ D-Summe: Summe der in Prozent angegebenen Durchgänge durch die Siebe - 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 16; 32 und 63 mm
³⁾ Beton weicherer Konsistenz nur durch den Einsatz von Fließmitteln

Abb. 3.6.2 Wasseranspruch für verschiedene Konsistenzbereiche (Richtwerte)

Der Wasseranspruch ist zusätzlich abhängig vom Mehlkorngehalt, der Kornform sowie der Rauigkeit der Kornoberfläche. Er kann in ungünstigen Fällen bis zu 20 kg/m³ Frischbeton höher liegen.

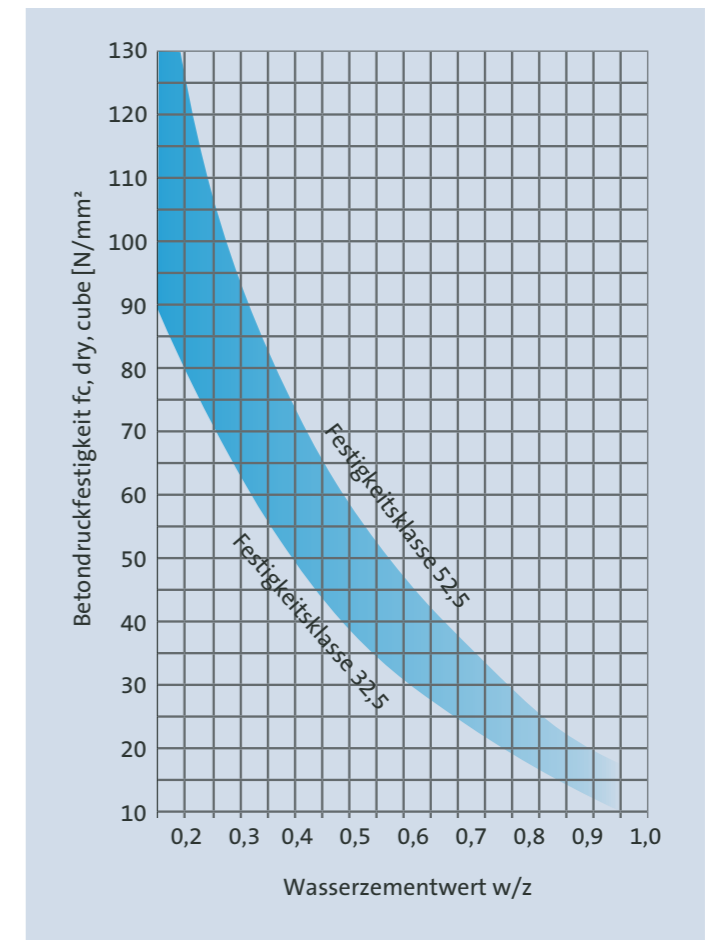


Abb. 3.6.3 Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vom w/z-Wert für Zemente unterschiedlicher Festigkeitsklasse (Richtwerte)

Mehlkorngehalt

Mehlkorngehalt

Die Korngruppe 0 – 4 mm kann bei der Aufbereitung in der Regel aus verschiedenen Komponenten zusammengesetzt werden (z. B. Natursand gewaschen/Brechsand trocken und/oder Brechsand gewaschen).

Die Korngruppe 0 – 4 mm ist wegen ihres hohen Oberflächenanteils an der Gesteinskörnung die Schlüsselkomponente für die Qualität eines Korngemisches.

Die entscheidende Rolle spielen dabei der Mehlkorngehalt (Zement, Zusatzstoffe und Anteile der Gesteinskörnung $\leq 0,125$ mm) und der Feinanteil ($\leq 0,063$ mm).

Ein zu hoher Gehalt an Mehlkorn kann nachteilig sein:

- Erhöhung vom Wassergehalt der Mischung
- Verringerung des Frost- und Frosttausalz widerstands
- Verringerung des Verschleißwiderstands

Der Mehlkorngehalt darf daher in Abhängigkeit der Expositivonklassen, die in Abb. 3.7.1 angegebenen Werte nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 nicht überschreiten.

Ein optimaler Mehlkorngehalt

- erhöht die Schmierfilmmenge ohne nennenswerte Erhöhung des Anmachwassers
- gewährt eine verbesserte Verarbeitbarkeit des Betons
- verbessert das Wasserrückhaltevermögen und verhindert das »Bluten« des Betons während und nach der Verarbeitung
- verhindert eine Entmischung beim Einbringen und erleichtert das Verdichten des Betons
- erhöht die Gefügedichte und damit die Wasserdichtigkeit
- verbessert die Wirksamkeit von Zusatzmitteln

Dabei muss beachtet werden, dass es sich bei den Feinanteilen nicht um quellfähige Tonminerale handeln darf.

Abb. 3.7.1 Zementgehalt und höchstzulässiger Mehlkorngehalt (Zement, Zusatzstoffe und Anteile der Gesteinskörnung $\leq 0,125$ mm) in Abhängigkeit von Druckfestigkeits- und Expositionsklasse

Druckfestigkeitsklasse	Zementgehalt [kg/m ³]	Höchstzulässiger Mehlkorngehalt [kg/m ³]
\leq C50/60 und LC50/55 bei den Expositionsclassen XC, XD, XS, XA		550
\leq C50/60 und LC50/55 bei den Expositionsclassen XF, XM	\leq 300	400
	\geq 350	450
\geq C55/67 und LC55/60 bei allen Expositionsclassen	\leq 400	500
	450	550
	\geq 500	600

Die Werte sind linear zu interpolieren.
Die Werte der mittleren Zeile dürfen erhöht werden:

- wenn der Zementgehalt 350 kg/m^3 übersteigt, um den über 350 kg/m^3 hinausgehenden Zementgehalt, oder
- wenn ein puzzolanischer Betonzusatzstoff des Typs II verwendet wird, um den Gehalt des Zusatzstoffs jedoch höchstens um 50 kg/m^3
- Die angegebenen Werte dürfen um 50 kg/m^3 erhöht werden, wenn das Größtkorn der Gesteinskörnung 8 mm beträgt

Verarbeitbarkeit und Konsistenz

Bedeutung der Verarbeitbarkeit

Von der Verarbeitbarkeit des Betons hängt es wesentlich ab, wie gut und wie leicht und mit welchen Kosten er sich auf der Baustelle umschlagen, fördern und in die Schalung einbringen und verdichten lässt. Vom sachgerechten Einbringen, der einwandfreien Umhüllung der Bewehrung mit Beton und von einer guten Verdichtung hängen entscheidend die Qualität des erhärteten Betons, seine Festigkeit und vor allem seine Dauerhaftigkeit ab.

Definitionen von Verarbeitbarkeit und Konsistenz

Der Begriff Betonverarbeitbarkeit lässt sich nicht präzise definieren. Man versteht darunter ein Bündel von verschiedenen Eigenschaften, wie Konsistenz, Kohäsion (Zusammenhalt bzw. Entmischungsneigung, Fließverhalten und Abziehbarkeit Finishverhalten), die alle voneinander abhängen. Die Konsistenz lässt sich mit verschiedenen Prüfmethode praxisgerecht charakterisieren.

Konsistenzklassen nach DIN EN 12350 Teil 2 bis 5:

- Setzmaßklassen (DIN EN 12350-2)
- Setzzeitklassen (DIN EN 12350-3)
- Verdichtungsmaßklassen (DIN EN 12350-4)
- Ausbreitmaßklassen (DIN EN 12350-5)

Konsistenzprüfmethode

Die in Deutschland am meisten verwendeten Konsistenzprüfmethode sind das Verdichtungsmaß nach Walz, das Ausbreitmaß, sowie das Setzmaß (im englischen Sprachgebiet »Slump« genannt). Die genannten Prüfmethode (Abb. 3.8.1, Abb. 3.8.2, Abb. 3.8.3) sind nicht im gesamten Konsistenzbereich gleichermaßen geeignet. Aus Abb. 3.8.6 sind die gebräuchlichen Bezeichnungen für die verschiedenen Konsistenzbereiche, die hierfür geeigneten Prüfmethode sowie die für den betreffenden Bereich charakteristischen Messwerte ersichtlich.

Die Verarbeitbarkeit bei Betonierbeginn überprüfen

Gleiche Konsistenzmesswerte von Beton aus verschiedenen Werken bürgen nicht unbedingt für gleiche Verarbeitbarkeit, da das Messergebnis von der Art der Betonrohstoffe wie auch der Herstellung etwas beeinflusst wird. Es ist deshalb angezeigt, bei Beginn des Betonierens die Verarbeitbarkeit praktisch zu überprüfen und, falls notwendig, die Konsistenz zu korrigieren. Insbesondere muss beim Wechsel der Betonausgangsstoffe die für das gegebene Bauteil geeignete Konsistenz mit einer Erstprüfung neu festgelegt werden.

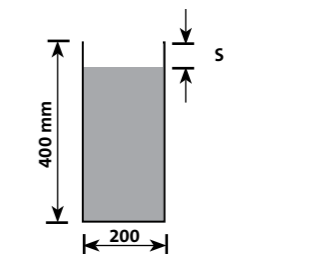


Abb. 3.8.1 Verdichtungsmaß nach Walz

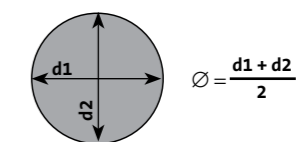


Abb. 3.8.2 Ausbreitmaß

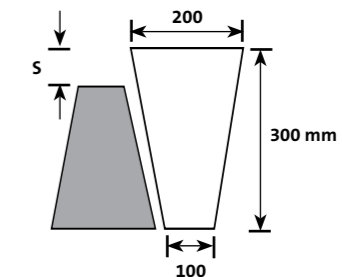


Abb. 3.8.3 Setzmaß (Slump)

Verarbeitbarkeit und Konsistenz

Steuergrößen für die Konsistenz und Betonfestigkeit

Neben Zusatzmitteln beeinflussen noch eine Menge anderer Faktoren die Betonkonsistenz. Eine Veränderung eines oder mehrerer Faktoren wirkt sich nicht nur auf die Konsistenz, sondern auch auf die Festigkeit (und auf andere Eigenschaften) des Betons aus, oft jedoch nicht in der gleichen Richtung. Abb. 3.8.4 zeigt, wie sich verschiedene betontechnologische Maßnahmen auf Konsistenz und Betondruckfestigkeit auswirken.

Veränderung der Konsistenz mit Hilfe von Zusatzmitteln
Über den Einsatz von Fließmitteln ist es möglich, Beton mit einem w/z-Wert von 0,50 und weniger herzustellen, der gleichwohl eine plastische bis sehr fließfähige Konsistenz hat (siehe auch Kap. 1.5 «Zusatzmittel»).

Die Verarbeitbarkeit des Betons darf nie durch nachträglichen Wasserzusatz verbessert werden.

Änderung	Konsistenz	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
Stetige Kornverteilung	↗	↗
Rundkorn	↗	↗
Mehr gebrochenes (kantiges) Korn	↘	↘
Mehr Zugabewasser	↗	↘
Höhere Betontemperatur	↘	↘
Einsatz von Verflüssigern (BV, FM)	↗	↗
Einsatz von Luftporenbildnern (LP)	↗	↘
Einsatz von Verzögerern (VZ)	↗	↗
Zusatzstoffe Typ II	↗	↗

↗ Positiver Einfluss
 ↘ Negativer Einfluss
 ↔ Keine wesentliche Änderung

Die Verarbeitbarkeit nimmt nach dem Anmachen ab

Es ist unvermeidlich, dass der Beton nach dem Mischende langsam anzusteuern beginnt und sich die Verarbeitbarkeit dadurch verschlechtert (Abb. 3.8.5). In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass die angegebene Konsistenz sich in der Regel auf den Zeitpunkt unmittelbar nach dem Ende des Mischens oder auf den Zeitpunkt der Ankunft bzw. Übergabe des Betons auf der Baustelle bezieht. Das Ansteuern erfolgt bei hoher Betontemperatur sowie bei rasch erhärtenden Zementen schneller.

Mit der Verwendung langsamer erhärtender Zemente oder geeigneter Zusatzmittel lässt sich diesem Effekt entgegenwirken.

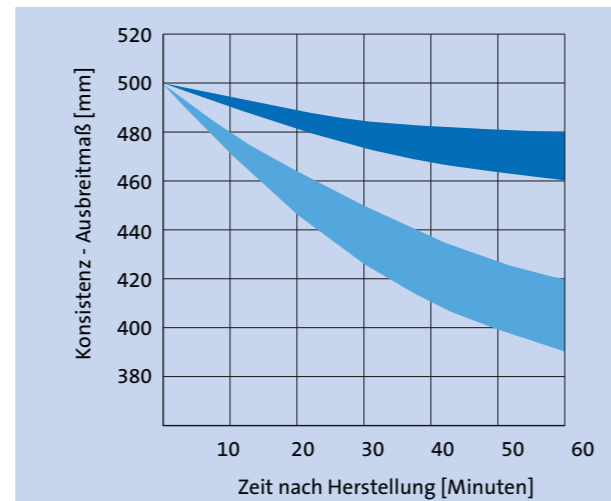


Abb. 3.8.5 Einfluss der Zeit auf die Konsistenz nach dem Anmachen des Betons. Der dunkle Bereich gilt für Fließmittel auf PCE-Basis, der helle für herkömmliche Fließmittel

Verarbeitbarkeit und Konsistenz

Konsistenzklasse

Für die Verarbeitung des Betons ist die Auswahl der geeigneten Konsistenz ebenfalls von Bedeutung. Abhängig von den in Deutschland üblichen Prüfmethode der Konsistenzmessung (Ausbreitmaß, Verdichtungsmaß nach Walz) wurden den einzelnen Messbereichen nun entsprechende Konsistenzklassen (Abb. 3.8.6) zugeteilt. Die Abstufung der Messbereiche ist dabei identisch zur bisherigen Praxis, es werden den Bereichen aber neue Klassenbezeichnungen zugeordnet.

Für die Konsistenz kann eine Konsistenzklasse, oder ein Konsistenz-Zielwert (DIN EN 206-1) vereinbart werden.

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Bei SVB handelt es sich um einen extrem fließfähigen Beton, der lediglich unter Wirkung der Schwerkraft selbstständig entlüftet und sich dabei verdichtet (siehe dazu Kap. 7.5 «Selbstverdichtender Beton»). Die Konsistenzmessung erfolgt hier durch das sogenannte Setzfließmaß sowie die Trichterauslaufzeit oder die t_{500} Zeit.

Ausbreitmaß		Verdichtungsmaß		Setzmaß		Setzzeitklassen (Vebe)		Konsistenzbeschreibung
Klasse	Wert [mm]	Klasse	Wert [-]	Klasse	Wert [mm]	Klasse	Setzzeit [s]	
		C0	≥ 1,46			V0	≥ 31	sehr steif
F1	≤ 340	C1	1,45 bis 1,26	S1	10 bis 40			steif
F2	350 bis 410	C2	1,25 bis 1,11	S2	50 bis 90	V1	30 bis 21	plastisch
F3	420 bis 480	C3	1,10 bis 1,04	S3	100 bis 150	V2	20 bis 11	weich
F4	490 bis 550			S4	160 bis 210	V3	10 bis 6	sehr weich
F5	560 bis 620			S5	≥ 220	V4	5 bis 3	fließfähig
F6	≥ 630							sehr fließfähig

Abb. 3.8.6 Konsistenzklassen nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2. In Deutschland angewandte Prüfmethode und Konsistenzbeschreibung



Vergleichbarkeit

Eine allgemein verbindliche Korrelation zwischen den Konsistenzklassen existiert nicht, jedoch hat die Praxis eine annähernde Gleichwertigkeit gezeigt.

Abb. 3.8.7 (links) Konsistenzmessung mit dem Ausbreitmaß



Abb. 3.8.8 (rechts) Setzmaß - Selbstverdichtender Beton, mit Blockiering

Abb. 3.8.9 (links) Konsistenzbereich, Durchmesser des Betonkuchens

Herstellung

Dosieren und Mischen der Ausgangsstoffe

Die Herstellung des Betons steht in engem Zusammenhang mit der eingesetzten Maschinenteknik.

Die Dosierung hat die Aufgabe, die Ausgangsstoffe der Betonmischung wie Zement, Zugabewasser, Gesteinskörnung, Zusatzmittel und Zusatzstoffe in bestimmten Mengen zu dosieren, sodass ein definiertes Mischungsverhältnis mit großer Genauigkeit erzielt wird. Zwei Systeme werden eingesetzt, die volumetrische und/oder die massenmäßige Dosierung, wobei letztere genauere Resultate ergibt.

Dosiergenauigkeit

Die Komponenten des Betons sind mit einer Genauigkeit von ± 3 Prozent beizugeben.

Die Reihenfolge der Zudosierung ist für jede Mischanlage durch systematische Vorversuche zu bestimmen.

Sie ist zusammen mit dem Mischer entscheidend für:

- den Aufschluss (Dispergierung) des Zements und der Zusatzstoffe
- den Mischeffekt
- die Mischintensität
- die optimale Wirkung der Zusatzmittel
- die optimale Umhüllung der Gesteinskörnung mit dem Feinstmörtel (Zementleim)
- die Anlagenleistung
- die Mischdauer
- den Verschleiß

Bei Transportbetonwerken wird üblicherweise ein Zwangsmischer eingesetzt, der diskontinuierlich mit Einzelchargen arbeitet. Jeder Mischertyp verlangt eine Mindest-Chargengröße. Ein Unterschreiten dieser Chargengröße wirkt sich negativ auf die Frischbetonqualität aus.

Mischdauer

Die Mischdauer ist von der Mischerleistung abhängig. Sie ist durch Versuche festzulegen. Die Nassmischzeit darf 30 s nicht unterschreiten. Beim Einsatz von PCE-Fließmitteln ist es oft sinnvoll, die Mischzeit zu erhöhen, damit das Fließmittel seine volle Wirkung entfalten kann.

Bei Sichtbeton hilft eine Erhöhung der Mischzeit auf 60 s um eine gleichmäßigere Durchmischung allen Komponenten zu erzielen und somit eine gleichmäßigere Betonoberfläche zu erzeugen.

Definition

Die Mischdauer (= Nassmischdauer) beginnt, wenn alle Ausgangsstoffe im Mischer sind.

Gemäß DIN EN 206-1, Art. 9.8, und DIN 1045-2 muss das Mischen der Ausgangsstoffe so lange dauern, bis die Mischung gleichförmig erscheint (mindestens 30 Sekunden).

Wird während des Mischvorganges eine Feinnachdosierung des Zugabewassers zum Erreichen der vorgegebenen Frischbetonkonsistenz notwendig, ist die Mischdauer angemessen zu verlängern.

Abb. 4.1.1
Empfohlene Mischdauer

Empfohlene Mischdauer für die Nassmischzeit im Transportbetonwerk	Dauer [s]
Normalbeton	60
Beton mit besonderen Eigenschaften (z. B. Luftporenbeton)	90
Beton mit Silikastaub (Slurry/Granulat)	≥ 120
Selbstverdichtender Beton (Kap. 7.5)	≥ 120
Empfohlene Mischdauer bei Zugabe von Zusatzmitteln im Fahrmischer	Dauer [s]
Normalbeton	min. 1 Minute pro m ³ aber nicht kürzer als 5 Minuten

Herstellung

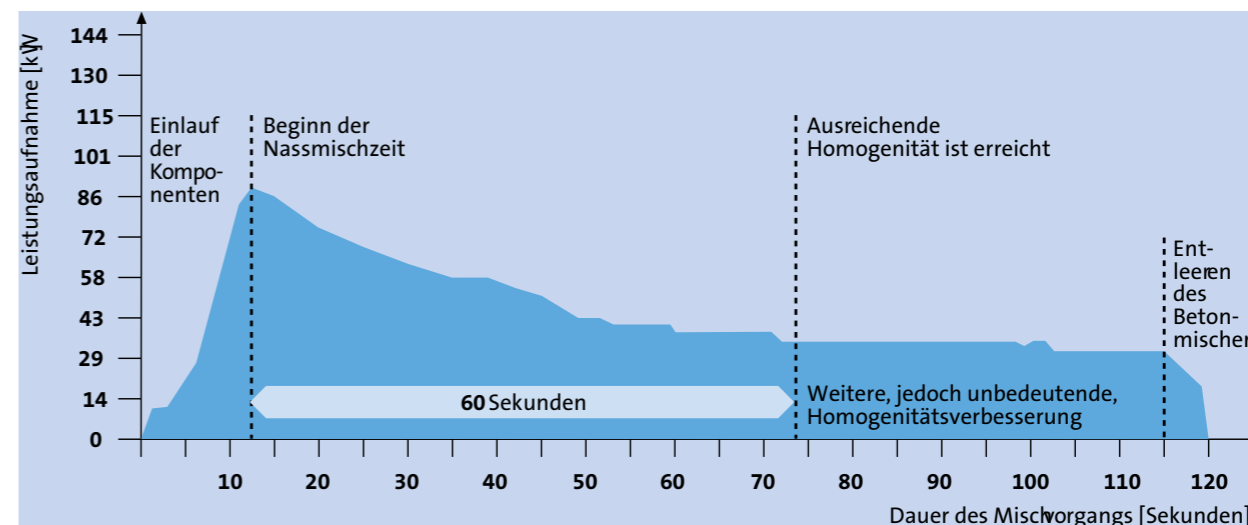


Abb. 4.1.2
Typischer Verlauf der Leistungsaufnahme des Mischermotors während des Mischvorgangs für Rüttelbeton

Versuche und die Praxis haben gezeigt, dass noch andere Faktoren als die Homogenität für die Qualität des Betons eine wesentliche Rolle spielen. Die in das Mischgut eingebrachte Energie aktiviert den Zement und übt einen Einfluss auf die Konsistenz und Festigkeitsentwicklung des Betons aus (Abb. 4.1.2).

Anlagentechnik

Heutige Transportbetonanlagen verfügen in der Regel über rechnergestützte Misch- und Dosiereinrichtungen. Die Mischungszusammensetzungen sind im Steuerungsrechner hinterlegt und können durch Eingabe der Sortennummer abgerufen werden.

Der Steuerungsrechner regelt dabei qualitätsrelevante Prozesse. So wird z. B. die Menge der einzuwiegenden oberflächenfeuchten Gesteinskörnung automatisch bestimmt und das Zugabewasser angepasst.

Der Anlagenführer überwacht den Herstellungsprozess am Bildschirm.

In Abb. 4.1.2 ist ein typischer Verlauf der Leistungsaufnahme des Mischermotors dargestellt. Diese sogenannte Misch- oder Konsistenzkurve kann zur Beurteilung der Frischbetonkonsistenz bei der Herstellung verwendet werden. Weiterhin verfügen Transportbetonanlagen oft über eine Mischerkamera. Damit kann der Anlagenführer den gerade produzierten Frischbeton visuell beurteilen.



Abb. 4.1.3
Moderne Transportbetonanlage

Eine solche Anlagentechnik gewährleistet höchste Qualität bei maximaler Produktionsleistung. Wegen der vielfältigen Anforderungen an die Frisch- und Festbetoneigenschaften kann heute auf moderne Anlagentechnik kaum noch verzichtet werden.



Abb. 4.1.4
Blick in einen Doppelwellenmischer

Transport, Betonübergabe und Förderung

Betontransport

Transportbeton ist nach seiner Herstellung im Betonwerk möglichst rasch auf die Baustelle zu transportieren und zu verarbeiten. Dadurch lassen sich Qualitätseinbußen vermeiden. Das Ansteifen des Frischbetons wird so gering wie möglich gehalten, um eine optimale Verarbeitbarkeit sicherzustellen. Wird der Beton nach dem Erstarrungsbeginn eingebaut, kann sich dies negativ auf die Festbetoneigenschaften auswirken. Des Weiteren birgt der Transport die Gefahr des Entmischens. Diese Gefahr erhöht sich bei weicheren Frischbetonkonsistenzen.

Daher werden zum Frischbetontransport in der Regel Fahrmischer eingesetzt. Diese halten den Beton während des Transportes durch Drehen der Trommel in Bewegung und verhindern so eine Entmischung. Gleichzeitig schützt die geschlossene Bauweise des Fahrmischers den Frischbeton vor Witterungseinflüssen wie z. B. Regen, Sonne oder Wind. Bei einem Transport ohne Fahrmischer sind geeignete Maßnahmen zum Schutz des Betons zu ergreifen. Dies kann durch Abdecken des Betons mit einer Plane geschehen.

Transportfahrzeuge mit Mischwirkung müssen 90 min nach Wasserzugabe und Transportfahrzeuge ohne Rührwerk müssen 45 min nach Wasserzugabe entladen sein.

Betonübergabe

Auf der Baustelle muss jeder Lieferschein vom Baustellenverantwortlichen überprüft und der Beton augenscheinlich begutachtet werden. Im Zweifelsfall ist eine Überprüfung der Konsistenz sinnvoll. Weitergehende Prüfungen sind je nach Art des Betons oder entsprechend seiner Eigenschaften erforderlich. Die Angaben der DIN EN 206-1/DIN 1045-3 sind zu beachten. Bei Fahrmischertransporten soll der Beton nach der Ankunft auf der Baustelle unmittelbar vor dem Entladen 1 bis 2 min durchgemischt werden. Besonders wichtig ist dies bei Luftporenbeton. Eine nachträgliche Wasserzugabe ist zu unterlassen. Wird vom Baustellenverantwortlichen eine Zugabe von Zusatzmitteln veranlasst, gelten die Mindestmischzeiten nach Abb. 4.1.1. Jede Veränderung des Betons muss auf dem Lieferschein vermerkt werden. Bei Fahrzeugen ohne Nachmischmöglichkeit ist jede Veränderung des Betons zu unterlassen.

Kann der Beton auf der Baustelle nicht sofort entladen werden, sind vor dem Einbringen in jedem Fall die Eigenschaften des Betons (Konsistenz, Luftgehalt usw.) darauf zu überprüfen, ob sie den getroffenen Vereinbarungen und Anforderungen noch entsprechen. Der Frischbeton sollte spätestens nach 90 min (bei steifer Konsistenz und dem Transport ohne Fahrmischer nach 45 min) vollständig entladen sein.

Transport, Betonübergabe und Förderung

Fördermittel	Betonkonsistenz						
	C1	C2 / F2	C3 / F3	F4	F5	F6	> F6 (SVB)
Förderband							
Kübel							
Betonpumpe							
Kübel mit Fallrohr							

Abb. 4.2.2 Fördermittel in Abhängigkeit von der Konsistenz

Fördern

Es gibt drei wesentliche Förderarten, fördern in Gefäßen (Betonkübel), fördern in Rohrleitungen (Pumpe) oder fördern auf Bändern. Bei jeder Förderart ist darauf zu achten, dass sich der Beton nicht entmischt.

Je nach örtlichen Gegebenheiten und Fördermittel auf der Baustelle sind die in Abb. 4.2.2 genannten Konsistenzen geeignet.

Für die Entladung von Beton ist das Pumpen die weitaus schnellste Variante im Vergleich zu Krankübel oder Schubkarre. In Abb. 4.2.3 sind beispielhaft die Entladezeiten für 8 m³ Transportbeton aufgeführt. So kann der Beton eingebaut und verdichtet werden, bevor er wesentlich ansteift. Das wirkt sich positiv auf die Qualität des Betons aus, nicht zuletzt bei Sichtbeton oder Betonen mit hohen Dauerhaftigkeitsanforderungen. Die grundlegenden Anforderungen von Beton nach Eigenschaften gemäß der Norm DIN EN 206-1/DIN 1045-2 sind für Pump- und Kranbeton gleich. «Pumpbeton» ist als zusätzliche Anforderung zu bezeichnen.





	Bei 8 m³ ergeben sich folgende Ladezeiten:
	Pumpe 30 m³/h – 3 Personen Entladezeit 16 min
	Kran 6 m³/h – 5 Personen bei 200 l Kübel und 2 min Kranfahrt Entladezeit 80 min
	Schubkarren 3 m³/h – 7 Personen bei 6 Schubkarren á 50 l und 6 min „Fahrt“ Entladezeit 160 min

Abb. 4.2.3 Richtwerte für den Zeitbedarf beim Entladen von 8 m³ Beton in Abhängigkeit der verwendeten Fördermethode

Transport, Betonübergabe und Förderung

Hinweise für das Planen vom Pumpen des Betons

Allgemeines

Um ein wirtschaftliches Pumpen des Betons sicherzustellen, sollten folgende Hinweise beachtet werden:

- Ein reibungsloser Ablauf ist durch frühzeitige Absprache zwischen Betonpumpenbetreiber, Bauunternehmen und Betonlieferanten sicherzustellen
- Die Anlieferungsfrequenz des Betons und die Förderleistung der Betonpumpe sind der Einbauleistung der Verarbeitungsequipe anzupassen
- Der Transport des Pumpbetons zur Betonpumpe sollte zur Vermeidung jeglicher Entmischungen nur in Fahrmischern erfolgen

Sicherheitsaspekte beim Einsatz von Betonpumpen

Das Fördern und Einbauen von Pumpbeton birgt Gefahren.

Es muss insbesondere geprüft werden:

- ob die Wand- und Stützenschalungen dem erhöhten Schalungsdruck (höhere Steiggeschwindigkeit) angepasst sind
- ob Stromfreileitungen im Einsatzbereich des Auslegers der Betonpumpe verlaufen
- ob die Größe des Pumpeninstallationsplatzes genügt, um die Abstützungen der Betonpumpe vollständig auszufahren (Kippgefahr)
- ob die Tragfähigkeit des Pumpeninstallationsplatzes genügt



Abb. 4.2.6
Einrichten der Betonpumpe auf der Baustelle



Abb. 4.2.4 (links)
Betonieren eines
Tunnels, in offener
Bauweise, mit einer
Autobetonpumpe,
beschickt durch
Fahrmischer

Abb. 4.2.5 (rechts)
Fahrmischer und Pumpe
von Holcim im Einsatz

Einbringen und Verdichten

Fördern und Einbringen

Je nach Konsistenz und/oder örtlichen Gegebenheiten werden die entsprechenden Fördermittel eingesetzt. Der Beton wird entweder direkt entladen oder mit Betonpumpe, Kübel oder Förderband an den jeweiligen Einbauort gebracht.

Die Anlieferungsmenge und die Einbauleistung müssen aufeinander abgestimmt sein. Das Einbringen des Betons soll mit gleichbleibender Geschwindigkeit in möglichst gleichmäßig dicken, horizontalen Schichten erfolgen.

Um das Entmischen zu vermeiden, soll die Schütthöhe höchstens 50 cm betragen. Bei Fallhöhen von über 2 m sollte der Beton durch ein Fallrohr oder einen Verteilschlauch eingebracht werden.

Verdichten

Gutes, vollständiges Verdichten, überall und ausreichend, ist die Voraussetzung für einen dauerhaften Beton. Der Beton sollte nicht überverdichtet werden, da sonst Entmischungen im Gefüge entstehen können.

Die Vorteile eines gut verdichteten Betons sind:

- erhöhte Dichtigkeit
- verbesserte Dauerhaftigkeit
- gute Druckfestigkeit
- bessere Haftung zwischen Bewehrung und Beton

Verdichtungsarten

Die Wahl der Verdichtungsart ist abhängig von der Konsistenz. Bei Verwendung gebräuchlicher Konsistenzen C4/F4 und C3/F3 wird in der Regel durch Rütteln verdichtet. Nur bei sehr niedrigen Konsistenzen C1 wird gestampft.

Das Rütteln erfolgt mit Innenrüttlern oder mit Außenrüttlern (Schalungsvibratoren, Oberflächenfertiger mit Flächenvibratoren). Häufig werden die Methoden auch kombiniert eingesetzt.

Beim Rütteln werden Schwingungen erzeugt, die die innere Reibung zwischen den Gesteinskörnern fast vollständig überwinden. Die Einzelkörner lagern sich dichter aneinander, die eingeschlossene Luft entweicht in Form von Luftblasen an die Oberfläche (natürlicher Luftgehalt nach der Verdichtung noch 1 bis 2 Vol.-%), die Hohlräume füllen sich mit Feinstmörtel und der Frischbeton verdichtet sich unter der Einwirkung der Schwerkraft.

Selbstverdichtender Beton entlüftet vollkommen selbstständig mithilfe der Schwerkraft. Er darf nicht zusätzlich verdichtet werden, da sonst die Gefahr des Entmischens besteht.

Bei leichtverdichtbaren Betonen (Konsistenz F5 und insbesondere F6) ist nur eine geringe Verdichtungsenergie notwendig, da es auch hier schnell zum Entmischen kommen kann.



	Konsistenzklassen						
	C1/F1	C2/F2	C3/F3	C4/F4	F5	F6	> F6
Stampfen, Walzen							
starkes Verdichten							
normales Verdichten							
geringes Verdichten							
schwaches Verdichten (Stochern, Klopfen)							
sehr leichtes Verdichten (Schwabbeln)							
kein Verdichten							

Einbringen und Verdichten

Wirkungsbereich elektrischer Hochfrequenz-Innenrüttler

Erfahrungsgemäß hat sich die Frequenz von 12.000 Umdrehungen pro Minute für üblichen Beton als am günstigsten erwiesen. Für feinkörnige Betone ist die Frequenz des Rüttlers zu erhöhen (bis 18.000 U/min).

Durchmesser Innenrüttler [mm]	Durchmesser des Wirkungsbereichs [cm]	Abstand zwischen den Eintauchstellen [cm]
< 40	30	25
40 bis 60	50	40
> 60	80	70

Abb. 5.1.4 Anhaltswerte für den Durchmesser des Wirkungsbereichs und den Abstand der Eintauchstellen

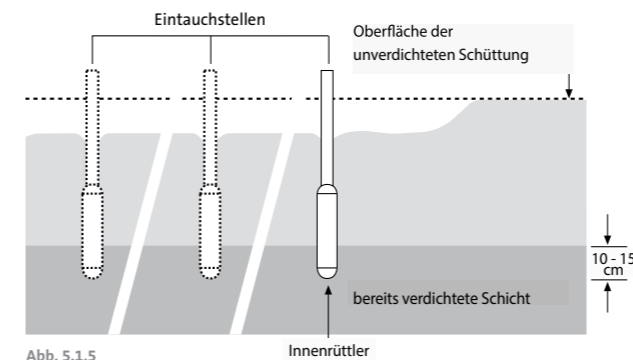


Abb. 5.1.5 Frischbetoneinbau und Verdichtung

Regeln für gutes Verdichten

- Der Innenrüttler ist rasch in möglichst gleichen Abständen in den Beton einzuführen und nach kurzem Verharren im Tiefpunkt langsam herauszuziehen, wobei sich die Oberfläche des Betons schließen muss. Schließt sich die Oberfläche nicht mehr, ist die Konsistenz zu steif, das Erstarren des Betons hat bereits begonnen, oder die Rütteldauer war nicht ausreichend
- Der Beton soll nicht mit dem Innenrüttler verteilt werden
- Das Rütteln ist zu beenden, sobald sich an der Oberfläche eine dünne Feinstmörtelschicht gebildet hat und größere Luftblasen nur noch vereinzelt austreten
- Der Abstand der Eintauchstellen ist so zu wählen, dass sich die von der Rüttelbewegung erfassten Betonbereiche überschneiden

Wird Beton in mehreren Schichten (frisch in frisch) eingebracht, muss der Innenrüttler durch die zu verdichtende Schicht hindurch noch etwa 10 bis 15 cm tief in den sich darunter befindenden Beton eintauchen, damit eine Verbindung der beiden Schichten gewährleistet ist und der Beton sachgemäß vernadelt wird (Abb. 5.1.5).

Faustregel

Abstand der Eintauchstellen = 8- bis 10-facher Durchmesser des Innenrüttlers



Abb. 5.1.6 Verdichten von Frischbeton

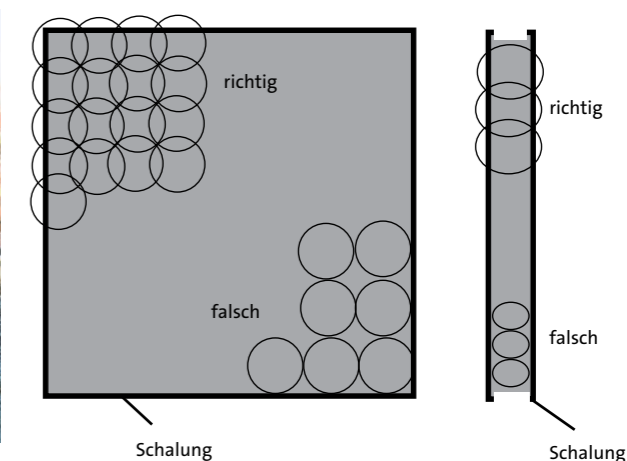


Abb. 5.1.7 Überschneiden der Wirkungsbereiche (links); Abstimmen der Größe der Vibrirnadel auf die Bauteilabmessungen (rechts)

Nachbehandlung

Zweck und Ziele

Die Nachbehandlung hat den Zweck, den jungen Beton vor Wasserverlust und schädlichen Einwirkungen zu schützen. Druckfestigkeit allein garantiert keine Dauerhaftigkeit, der Beton muss auch dicht sein. Gerade im oberflächennahen Bereich ist ein Zementstein mit hoher Dichtigkeit und einer möglichst geringen Porosität sehr wichtig für einen erhöhten Widerstand gegen Karbonatisierung und das Eindringen schädigender Stoffe.

Unter Nachbehandlung versteht man alle Maßnahmen, die dazu geeignet sind, den frisch verarbeiteten und jungen Beton bis zum Erreichen einer ausreichenden Festigkeit zu schützen. Detaillierte Angaben zur Nachbehandlung sind in der DIN 1045-3 in Verbindung mit DIN EN 13670 beschrieben.

Die wichtigsten Ziele der Nachbehandlung sind der Schutz vor:

- vorzeitigem Austrocknen durch Wind, Sonne, trockene Kälte
- extremen Temperaturen (Kälte / Hitze) und raschen Temperaturwechseln
- Niederschlägen
- vorzeitigen Einwirkungen von Fremdstoffen (Öl usw.)

Vorzeitiges Austrocknen

Besonders wichtig ist der Schutz gegen vorzeitiges Austrocknen, mit dem unmittelbar nach dem Einbringen zu beginnen ist.



Abb. 5.2.1
Abdecken einer Betonplatte mit Folie

Folgen des zu frühen Wasserverlusts im oberflächennahen Bereich sind:

- starke Fröhschwindrissneigung (Kap. 10.3 «Schwinden und Rissbildung»)
- geringe Festigkeit
- Neigung zum Absanden
- geringere Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit
- verminderter Verschleißwiderstand

Schutzmaßnahmen gegen vorzeitiges Austrocknen

- in der Schalung belassen
- mit Folien abdecken (Abb. 5.2.1)
- mit Thermomatten abdecken (Abb. 5.2.2)
- wasserhaltende Abdeckungen aufbringen (Jute, Geotextilmatten)
- flüssige Nachbehandlungsmittel aufbringen (Curing compound, Abb. 5.2.3)
- kontinuierliches Besprühen mit Wasser
- Unterwasserlagerung
- Kombination der aufgeführten Maßnahmen



Abb. 5.2.3
Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels

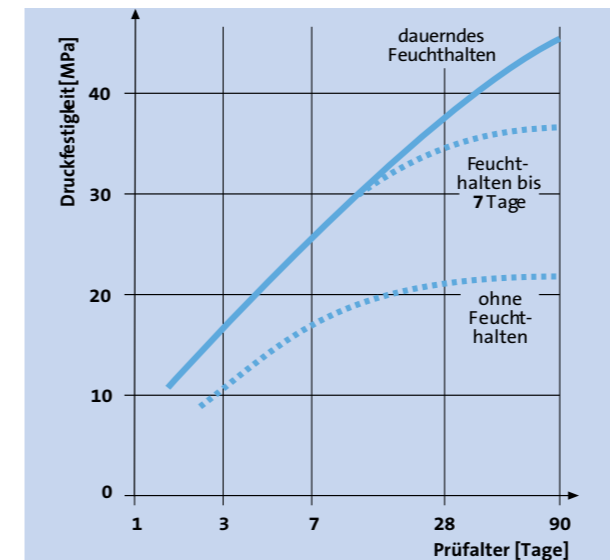


Abb. 5.2.2
Ummantlung einer Betonstütze mit Thermomatte

Nachbehandlung

Austrocknungsgeschwindigkeit

Ungeschützter Beton ist sehr anfällig gegen Austrocknung an der Betonoberfläche, welche zu einer verstärkten Riss- und Schwindneigung sowie einem Abfall der Druckfestigkeit und Beständigkeit im oberflächennahen Bereich führen kann. Typische Auswirkungen dieser Faktoren sind in Abb. 5.2.4 und Abb. 5.2.5 dargestellt.



Die Austrocknungsgeschwindigkeit hängt ab von der:

- Lufttemperatur
- Betontemperatur
- relativen Luftfeuchte
- Windgeschwindigkeit

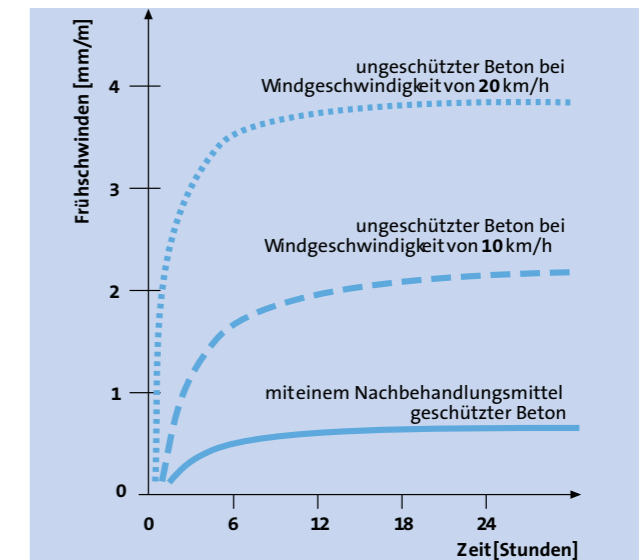
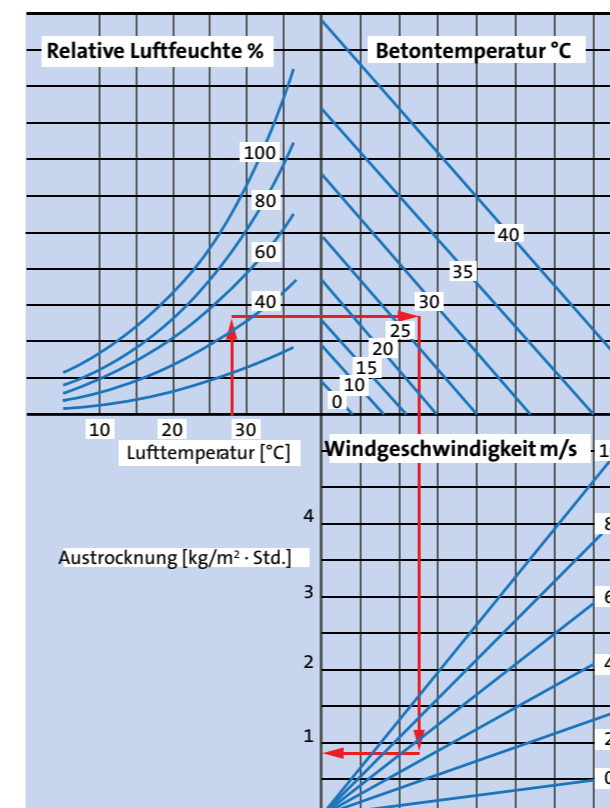


Abb. 5.2.4 (links)
Einfluss des Feuchthaltes auf die Festigkeitsentwicklung des Betons im Oberflächenbereich

Abb. 5.2.5 (rechts)
Fröhschwinden als Folge mangelhafter Nachbehandlung bei extremen Witterungsbedingungen



Die Abbildung links zeigt Zusammenhänge zwischen den oben genannten Größen auf und kann zum Abschätzen der Austrocknungsrate verwendet werden.

Eingezeichnetes Beispiel:

- Lufttemperatur: 28 °C
- relative Luftfeuchte: 50 %
- Betontemperatur: 28 °C
- Windgeschwindigkeit : 5 m/s

Ergebnis:
Auströcknungsrate = 0,8 kg/m² · Std.

Abb. 5.2.6 (links)
Diagramm zum Abschätzen der Auströcknungsrate an offenliegenden Betonflächen

Nachbehandlung

Abb. 5.2.7
Einfluss der Austrocknungsrate von 0,8 kg/(m² · h) auf den Wasserverlust eines ungeschützten Betons

Berechnung des Wasserverlusts eines ungeschützten Betons

Annahme:

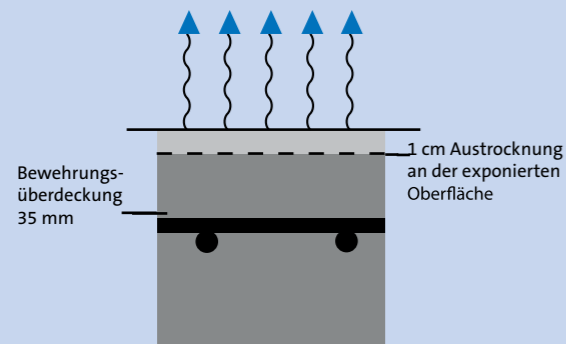
Wassermenge im Beton:

$$165 \text{ kg/m}^3 = 1,65 \text{ kg (cm} \cdot \text{m}^2)$$

Austrocknungsrate: 0,8 kg (m² · h)

$$\frac{1,65 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{h}}{0,8 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{cm}} = 2,1 \frac{\text{h}}{\text{cm}}$$

Nach ca. 2 Stunden ist 1 cm des Oberflächenbetons ausgetrocknet



Extreme Temperaturunterschiede

Bei Wärme dehnt sich der Beton aus, bei Kälte zieht er sich zusammen. Dies führt zu Spannungen, wenn der Beton bei der Verformung behindert wird oder wenn sich extreme Temperaturunterschiede innerhalb des Betonkörpers einstellen können. Deshalb ist zu verhindern, dass zwischen der Betonoberfläche und dem Betonkern größere Temperaturunterschiede als 15 °C entstehen und der noch nicht ausreichend erhärtete Beton schroffen Temperaturwechseln ausgesetzt wird.

Abb. 5.2.8
Nachbehandlungsmaßnahmen bei verschiedenen Außentemperaturen

Maßnahmen	Außentemperaturen [°C]				
	unter -3	-3 bis +5	5 bis 10	10 bis 25	über 25
<ul style="list-style-type: none"> Holzschalung nässen Stahlschalung vor Sonneneinstrahlung schützen Abdecken oder Aufsprühen von Nachbehandlungsmittel Feuchthalten durch kontinuierliches Benetzen 				●	●
<ul style="list-style-type: none"> Abdecken oder Aufsprühen von Nachbehandlungsmittel 			●	●	
<ul style="list-style-type: none"> Vorwärmen der Schalung und Bewehrung Abdecken oder Aufsprühen von Nachbehandlungsmittel Auflegen von Thermomatten 		●			
<ul style="list-style-type: none"> Vorwärmen der Schalung und Bewehrung Abdecken mit Thermomatten Betontemperatur mindestens 3 Tagelang auf +10 °C halten (Bauteil umschließen und beheizen) 	●				

Überschreiten die Spannungen die noch geringe Zugfestigkeit des jungen Betons, führt dies zu Rissen.

Maßnahmen zur Verminderung der Temperaturunterschiede sind in Abb. 5.2.8 aufgeführt. Weitere Maßnahmen zum Vermeiden oder Verringern von Temperaturunterschieden oder deren Auswirkungen finden sich in Kap. 10.3 «Schwinden und Rissbildung».

Nachbehandlungsmaßnahmen

Die Art (Abb. 5.2.8) und die Dauer der Nachbehandlung richten sich vorwiegend nach den herrschenden Witterungsbedingungen und den zu schützenden Bauteilen. DIN 1045-3 macht Angaben zur Mindestdauer der Nachbehandlung (Abb. 5.2.9). In der DIN EN 13670 wird "Nachbehandlung und Schutz" des Betons genau erläutert.

Nachbehandlungs- und Ausschalfrieten sind um die Zeit zu verlängern, an denen die Temperatur unter 5 °C lag.

Hinweis

Wird zur Nachbehandlung ein Nachbehandlungsmittel (Curing) aufgesprüht, sollte darauf geachtet werden, ob der Beton nachträglich beschichtet werden soll.

Ist das Curing wachshaltig, muss bei nachträglicher Betonbeschichtung der Untergrund vorbehandelt werden (z. B. Sandstrahlen, Wasserhochdruck, Kugelstrahlen). Wachshaltige Curing-Mittel dürfen nicht in die Betonoberfläche eingeglättet werden. Es gibt neuerdings wachsfreie Curings, die als Glätthilfen dienen. Zum einen lässt sich der Beton leichter glätten, zum anderen kann man das Curing trotz nachträglicher Beschichtung in die Betonoberfläche mit einglätten.

Nachbehandlung

In Abb. 5.2.11 ist die Mindestdauer der Nachbehandlung in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des Betons für alle Expositionsklassen nach DIN 1045-3 dargestellt. Für die Expositionsklassen XC2, XC3, XC4 und XF1 dürfen die erforderlichen Nachbehandlungsdauern auch über die Frischbetontemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus festgelegt werden, wenn ein übermäßiges Auskühlen des Betons im Anfangsstadium ausgeschlossen wird. Bei mehr als fünf Stunden Verarbeitbarkeitszeit des Betons ist die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern.

Niederschläge

Niederschläge können häufig bleibende Schäden (hohe Porosität, verminderte Dauerhaftigkeit, Auswaschungen) am frischen oder jungen Beton verursachen. Deshalb ist vor dem Betonieren die vorbereitete Schalung von stehendem Wasser zu befreien. Der frisch eingebrachte Beton ist vor Regen zu schützen, gegebenenfalls mit Folien oder durch Einhausung (Abb. 5.2.9).



Abb. 5.2.9
Einhausungen bieten einen hohen Schutz vor unerwünschten Witterungseinflüssen



Abb. 5.2.10
Witterungsgeschütztes Arbeiten unter der Einhausung

Expositionsklasse	Erforderliche Festigkeit im oberflächennahen Bereich	Minstdauer der Nachbehandlung
X0, XC1	–	0,5 Tage (mindestens 12 Stunden)
Alle Klassen, außer X0, XC1, XM	$0,5 \cdot f_{ck}$	Minstdauer gemäß Tabelle 2
XM	$0,7 \cdot f_{ck}$	Minstdauer gemäß Tabelle 2 verdoppeln

Oberflächentemperatur T [°C] ²⁾	Minstdauer der Nachbehandlung in Tagen			
	Festigkeitsentwicklung des Betons: $r = f_{cm2}/f_{cm28}^{1)}$			
	r ≥ 0,50 schnell	r ≥ 0,30 mittel	r ≥ 0,15 langsam	r < 0,15 sehr langsam
≥ 25	1	2	2	3
25 > T ≥ 15	1	2	4	5
15 > T ≥ 10	2	4	7	10
10 > T ≥ 5	3	6	10	15

¹⁾ f_{cm2} bzw. f_{cm28} bezeichnen die Mittelwerte der Druckfestigkeit nach 2 bzw. 28 Tagen.
²⁾ Statt der Oberflächentemperatur des Betons darf die Lufttemperatur angesetzt werden.

XC2 bis XC4, XF1: Frischbetontemperatur T [°C] ²⁾	Minstdauer der Nachbehandlung in Tagen			
	Festigkeitsentwicklung des Betons: $r = f_{cm2}/f_{cm28}^{1)}$			
	r ≥ 0,50 schnell	r ≥ 0,30 mittel	r ≥ 0,15 langsam	r < 0,15 sehr langsam
≥ 15	1	2	4	k. A.
15 > T ≥ 10	2	4	7	k. A.
10 > T ≥ 5	4	8	14	k. A.

¹⁾ f_{cm2} bzw. f_{cm28} bezeichnen die Mittelwerte der Druckfestigkeit nach 2 bzw. 28 Tagen.²⁾ Kann ein übermäßiges Auskühlen des Betons im Anfangsstadium ausgeschlossen werden, können für die Expositionsklassen XC2, XC3, XC4 und XF1 die erforderlichen Nachbehandlungsdauern auch über die Frischbetontemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus festgelegt werden

Die Tabellen geben die normativen Kriterien wieder. Bauteilbezogen kann vor Ort auch der Reifegrad des Betons mit einer entsprechenden Messeinrichtung bestimmt werden, mit dem der Bauablauf beschleunigt werden kann.

Abb. 5.2.11
Minstdauer der Nachbehandlung nach DIN 1045-3



Abb. 5.2.12
Wasserhaltende Nachbehandlung mit Folie

Betonieren bei extremer Witterung „Warme Temperaturen“

Temperaturbedingte Festigkeitsentwicklung

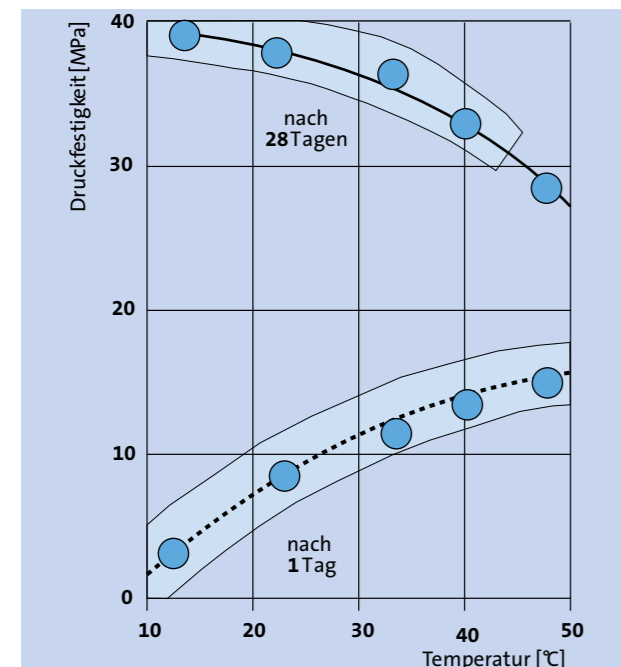
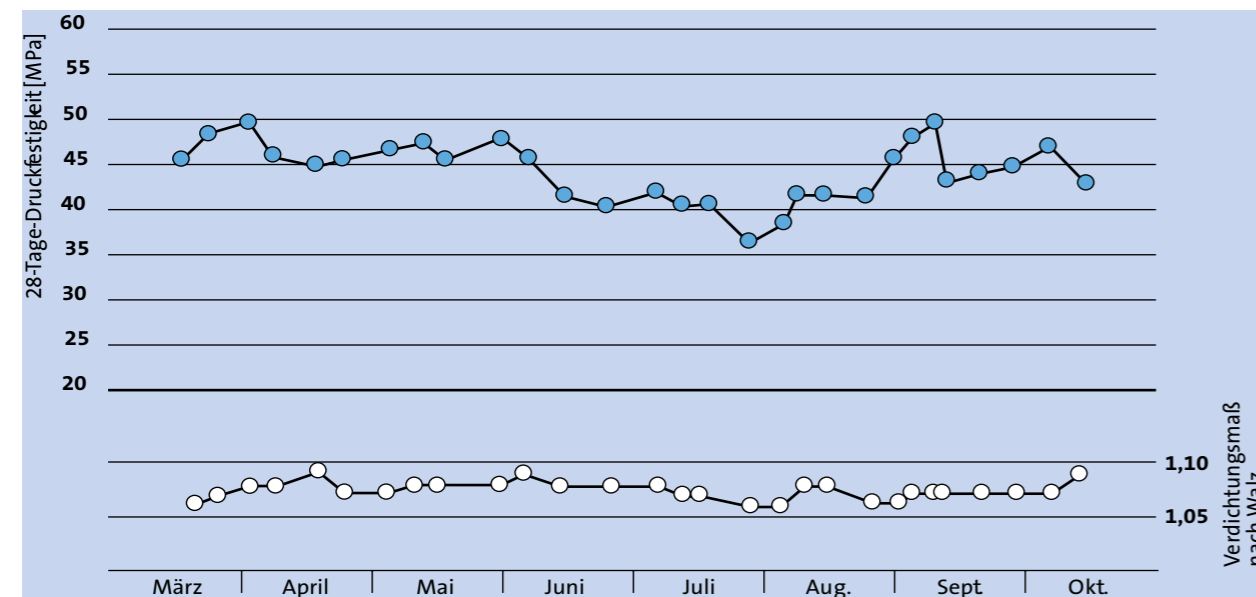
Der frische und junge Beton reagiert empfindlich auf die Umgebungstemperaturen. Sowohl die Verarbeitungszeit als auch der spätere Festigkeitsverlauf werden dadurch beeinflusst. Bei hohen Temperaturen muss von einer kürzeren Verarbeitungszeit und einer schnelleren Festigkeitsentwicklung ausgegangen werden. Bei niedrigen Temperaturen kann es dementsprechend zu einer längeren Verarbeitungszeit und einem gemäßigteren Festigkeitsverlauf kommen.

Betonieren bei warmer Witterung

Im Sommerhalbjahr stellt man oft einen Abfall der durchschnittlichen 28-Tage-Betondruckfestigkeit von einigen MPa fest. Man spricht vom sogenannten Sommerloch (Abb. 5.3.1). Es handelt sich dabei um eine aus allen Ländern mit ausgeprägten saisonalen Temperaturunterschieden bekannte Erscheinung.

Sie ist vornehmlich auf zwei Ursachen zurückzuführen:

- Höhere Frischbetontemperatur
- Unzulässige Wasserzugabe



Höhere Betontemperatur

Die im Allgemeinen höhere Betontemperatur bewirkt eine schnellere Zementhydratation. Diese führt zu einer höheren Frühfestigkeit, weil sich gegenüber niedrigeren Temperaturen rascher Zementhydratkristalle bilden, die allerdings kleiner sind. Kleinere Kristalle können sich weniger intensiv verfilzen als größere. Es stellt sich auch eine höhere Porosität ein. Da der Grad der Kristallverfilzung und die Porosität die Endfestigkeit des Betons erheblich beeinflussen, wird diese abnehmen (Abb. 5.3.2).

Gleichzeitig wird bei identischen Betonzusammensetzungen das Anfangsausbreitmaß bei höheren Temperaturen immer weiter reduziert (siehe Abb. 5.3.3).

Betonieren bei extremer Witterung „Warme Temperaturen“

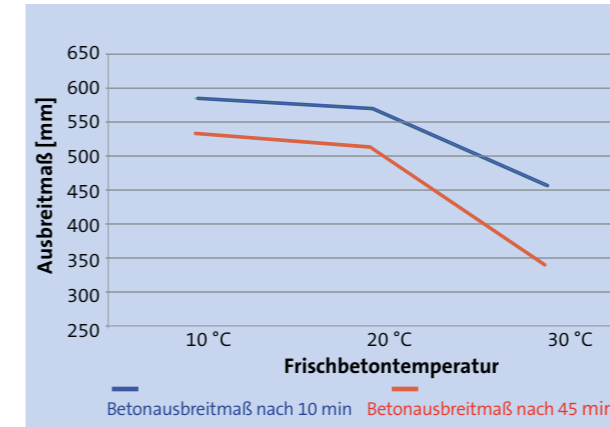


Abb. 5.3.3: Entwicklung der Ausbreitmaße in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur bei identischen Betonrezepturen



Abb. 5.3.4: Stark angesteifter Beton, infolge hoher Außentemperaturen

Unbemerkte und unzulässige Wasserzugabe

Wenn bei höheren Frischbetontemperaturen nicht rechtzeitig mit korrigierten Zusatzmittelgehalten gegengesteuert wird, passiert es in TB-Werken oft genug, dass die Ausgangskonsistenz nur durch eine Wasserkorrektur erreicht wird. Fälschlicherweise wird angenommen, dass aufgrund hoher Temperaturen sich die Feuchtegehalte der Gesteinskörnungen verringert hätten und die voreingestellten Feuchten der Gesteinskörnung verändert werden. Dadurch wird der Mischung unbemerkt mehr Wasser zugegeben. Eine Kontrolle durch entsprechende Darrprüfungen würde hier Abhilfe schaffen.

Leider passiert es auch immer noch, dass das stärkere Rücksteifen durch eine höhere Ausgangskonsistenz, die über Wasserzugabe eingestellt wird, korrigiert wird. Dies ist dann in jedem Fall eine unzulässige Wasserzugabe.

Doch bereits mit geringen Mengen zusätzlichen Wassers wird die Festigkeit des Betons reduziert, noch mehr aber leidet die Dauerhaftigkeit des Betons.

Faustregel

10 Liter mehr Zugabewasser pro m³ Beton verursachen einen 28-Tage-Druckfestigkeitsverlust von rund 3 bis 5 MPa.

Um den Betonfestigkeitsabfall bei heißer Witterung in engen Grenzen zu halten, schreibt die DIN 1045-3 eine Frischbetontemperatur von höchstens 30 °C vor. Bei Beton, an den besondere Anforderungen gestellt werden, sollte die Frischbetontemperatur auf maximal 25 °C begrenzt werden.

Neben dem Verlust an Endfestigkeit (Abb. 5.3.2) und Dauerhaftigkeit hat eine höhere Betontemperatur noch weitere unerwünschte Auswirkungen:

- Die schnellere Zementhydratation bewirkt ein rascheres oder sogar vorzeitiges Ansteifen des Betons, wodurch seine Verarbeitbarkeit beeinträchtigt wird
- Die Betonoberfläche trocknet rascher aus. Dies gilt insbesondere bei hoher Windgeschwindigkeit, intensiver Sonneneinstrahlung und niedriger relativer Luftfeuchte
- Die Nachbehandlung (Kap. 5.2 «Nachbehandlung») soll den Wasserentzug vermeiden, oder es muss für kontinuierliche Wasserzufuhr auf die Betonoberfläche gesorgt werden. Andernfalls bleibt die Zementhydratation unvollständig, wodurch die Endfestigkeit der vorzeitig ausgetrockneten, oberflächlichen Partien, insbesondere aber deren Dauerhaftigkeit, noch zusätzlich reduziert würde
- Auch neigen solche Bauteile stark zum Fröhschwinden und der damit zusammenhängenden Rissbildung (Kap. 10.3 «Schwinden und Rissbildung») sowie bei Sichtbeton zu unschönen Unterschieden in den Grautönen.

Betonieren bei extremer Witterung „Warme Temperaturen“

Maßnahmen zur Kontrolle der Betontemperatur

Die Temperatur T eines Frischbetons kann mit folgender Formel näherungsweise abgeschätzt werden:

$$T_b = 0,7 \cdot T_g + 0,2 \cdot T_w + 0,1 \cdot T_z$$

T_b : Betontemperatur
 T_g : Gesteinskörnungstemperatur
 T_w : Wassertemperatur
 T_z : Zementtemperatur

Beispiel:

Bekannt sind:

$$T_g = 21 \text{ °C}$$

$$T_w = 15 \text{ °C}$$

$$T_z = 50 \text{ °C}$$

Gesucht ist die Betontemperatur T_b :

$$T_b = 0,7 \cdot 21 + 0,2 \cdot 15 + 0,1 \cdot 50 = 22,7 \text{ °C}$$

Der Einfluss der Zementtemperatur auf die Frischbetontemperatur ist nach dieser Formel eher gering. Eine Veränderung der Gesteinskörnungstemperatur hat das größte Potential um die Frischbetontemperatur zu beeinflussen.

Maßnahmen zum Senken der Betontemperatur

- Anbringen einer Wärmeisolation am Kiessilo
- Kühlen des Grobkieses durch Besprengen mit Wasser¹⁾
- Kühlen des Zugabewassers mit Eis¹⁾
- Kühlen der Betonmischung mit flüssigem Stickstoff

¹⁾ Die Zugabewassermenge ist entsprechend zu reduzieren

Betonieren bei warmer Witterung

Betonieren bei warmer Witterung verlangt gute Planung und Vorbereitung. Wichtig ist hierbei eine gute Abstimmung der Betonanlieferungen mit dem Betonwerk.

Die Anlieferung und Verarbeitung des Frischbetons muss so koordiniert werden, dass der Beton zügig eingebaut werden kann. Abstimmung der Lieferintervalle auf die Einbauleistung. Standzeiten auf der Baustelle sollten vermieden werden. Für das Betonieren sind genügend Gerätschaften und Personal einzuplanen, damit das Einbringen, das Verdichten und die Nachbehandlung ohne Verzug erfolgen können.

Unterlage und Schalung dürfen dem Frischbeton kein Wasser entziehen. Die Schalung ist deshalb vor dem Einbringen des Betons zu benetzen (Abb. 5.3.4). Übermäßiges Wässern von Schalung und Untergrund ist zu vermeiden (keine Wasserlachen).

Sind die für ein erfolgreiches Betonieren bei hoher Temperatur erforderlichen Voraussetzungen aus bestimmten Gründen nicht gegeben, muss auf eine kühlere Tageszeit ausgewichen werden.

Das Verwenden von Erhärtungsverzögerern kann die Nachteile der rascheren Zementhydratation weitgehend beheben. Sie sind aber wenig wirksam gegen vorzeitiges Ansteifen des Betons, auch erfordert ihr Einsatz eine verlängerte Nachbehandlung. Wenn die Wirkung eines bestimmten Verzögerers auf einen Zement nicht schon von früheren Verwendungen her bekannt ist, muss sie durch Vorversuche abgeklärt werden, um eine zweckentsprechende Verzögererdosierung zu ermöglichen.



Abb. 5.3.5
Besprühen der Schalung und Bewehrung bei heißen Außentemperaturen

Betonieren bei extremer Witterung „Warme Temperaturen“

Einbringen und Verdichten:

- Lange Transport- und Liegezeiten des Betons vermeiden
- Rasches Entladen, Verarbeiten und Verdichten sind oberstes Gebot
- Das Baustellenpersonal ist mit den Besonderheiten und Anforderungen des Betonierens bei hohen Temperaturen vertraut zu machen
- Bei Verzögerungen und längeren Standzeiten muss das Lieferwerk sofort benachrichtigt werden
- Sind unvorhergesehene Wartezeiten nicht zu vermeiden, kann der Beton im Fahrzeug durch Berieseln der Mischtrommel mit Wasser gekühlt werden
- Beton mit zu niedriger Konsistenz nicht mehr einbauen. Konsistenz ggf. durch Fließmittel korrigieren
- Die Frischbetontemperatur darf im Allgemeinen 30 °C nicht überschreiten
- Bei Lufttemperaturen über 30 °C und bei ÜK II und ÜK III ist die Frischbetontemperatur im Bautagebuch zu dokumentieren

Zwischennachbehandlung

Insbesondere bei Glättbetonen ist der Beton als Zusatzmaßnahme zwischen Einbau und Glätten vor Feuchtigkeitsverlust, Austrocknung und Auskühlen zu schützen.

Folgende Maßnahmen sind bei heißen Temperaturen zwingend erforderlich, um schadensfreie Betonflächen erstellen zu können:

- Besprühen mit einem geeigneten Nachbehandlungsmittel (Curing)
- Beton mit feinem Wassernebel besprühen
- Folien auflegen
- Gegebenenfalls Wärmedämmmatten auflegen, um die Temperaturunterschiede zwischen Kern und Oberfläche gering zu halten (massige Bauteile)

Nachbehandlung – die ersten Stunden nach dem Einbringen sind entscheidend:

- Frühzeitige und fortgesetzte Nachbehandlung verhindert rasches Austrocknen, mindert die Rissgefahr und steigert zudem die Dichtigkeit und die Druckfestigkeit
- Über Nachbehandlungsverfahren, Nachbehandlungs- und Abdeckmittel informiert das Kap. 5.2 «Nachbehandlung»
- Die Nachbehandlung muss unmittelbar nach dem Einbringen des Betons beginnen (Abb. 5.3.4 und Abb. 5.3.5)
- Die Nachbehandlung muss sich über mehrere Tage erstrecken
- Detaillierte Angaben über ihre Dauer sind der DIN 1045-3 zu entnehmen. Sie ist u. a. abhängig von der Festigkeitsentwicklung des Betons



Abb. 5.3.6
Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels unmittelbar nach dem Einbringen



Abb. 5.3.7
Abdecken mit Kunststofffolien und sichern durch Bretter

Betonieren bei extremer Witterung „Kalte Temperaturen“

Betonieren bei kalter Witterung

Gefahren bei tiefer Temperatur

Der frische und junge Beton reagiert empfindlich auf tiefe Temperaturen und nimmt bei Frost Schaden.

Die Gründe dafür sind:

- Die Festigkeitsentwicklung wird verlangsamt, je tiefer die Umgebungstemperatur liegt. Unter dem Gefrierpunkt kommt sie sogar zum Stillstand
- Das Gefrieren des Wassers im Beton schädigt dessen Gefüge. Geschädigter Beton muss entfernt werden

Gefrierbeständigkeit

Beton kann als gefrierbeständig gelten, wenn:

- sein Zementgehalt > 270 kg/m³ beträgt
- sein w/z-Wert < 0,60 ist
- er vor starkem Feuchtezutritt geschützt ist
- er eine schnelle Festigkeitsentwicklung aufweist und
- seine Temperatur nach dem Einbauen mindestens 3 Tage bei > 10 °C liegt
- die Druckfestigkeit mindesten 5 N/mm² beträgt

Zu beachten ist:

- Gefrierbeständige Betone erhärten nach einmaligem Durchfrieren zwar normal weiter; mehrfaches Durchfrieren überstehen aber auch solche Betone nicht
- Luftporenbildner tragen nicht zur Gefrierbeständigkeit bei
- Die Zugabe von Beschleunigern führt zwar zu einem schnelleren Erhärten; dies ist aber nur schwer kontrollierbar

Kühle Witterung erfordert deshalb zusätzliche Maßnahmen bei der Herstellung und dem Einbau von Beton. Nach DIN 1045-2, Ziffer 5.2.8, darf die Temperatur des Betons beim Einbringen im Allgemeinen + 5 °C nicht unterschreiten. Bei Lufttemperaturen unter - 3 °C muss die Betontemperatur mindestens drei Tage lang auf + 10 °C gehalten werden.

Bei Betonoberflächen mit erhöhten Anforderungen wird empfohlen, die Frischbetontemperatur stets auf + 10 °C zu erhöhen.

Beton ist immer vor dem Gefrieren zu schützen, solange er eine Druckfestigkeit von 5 N/mm² noch nicht erreicht hat.

Planen und Vorbereiten von Betonagen bei kühler Witterung

Schon bei der Betonherstellung kann die bei kühler Witterung erforderliche Festigkeits- und Wärmeentwicklung durch folgende Maßnahmen günstig beeinflusst werden:

- Anheben der Frischbetontemperatur durch gezielte Erwärmung des Zugabewassers und/oder Erwärmung der Gesteinskörnung
- Anheben des Zementgehalts und/oder Verwenden eines Zements mit höherer Wärmeentwicklung bei sonst gleichen Ausgangsstoffen
- Herabsetzen des w/z-Werts durch Einsatz eines Betonverflüssigers (BV) und/oder eines Fließmittels (FM)
- Beschleunigen der Festigkeitsentwicklung durch den Einsatz eines chloridfreien Erhärtungsbeschleunigers (BE)
- Bauteile oder ganzes Bauwerk vor Wärmeverlust und Luftzug schützen. Verwendung von Materialien mit erhöhten thermischen Isolationseigenschaften für die Schalung (z. B. Holz) und für die Nachbehandlung (z. B. Thermomatten)

Die Frischbetontemperatur lässt sich durch Erwärmen der Ausgangsstoffe erhöhen. Die vereinfachte Formel zur Berechnung der Frischbetontemperatur ist auf Seite 102, links oben im blauen Kasten, zu finden.

Einfluss der Frischbetontemperatur

Um die Festigkeitsentwicklung bei kühlen Außentemperaturen zu steigern ist eine Umstellung auf eine höhere Zementfestigkeitsklasse nicht die optimalste Lösung. Die Erhöhung der Frischbetontemperatur ist wesentlich effektiver und bringt eine deutliche Steigerung der Festigkeitsentwicklung (Abb. 5.3.8).

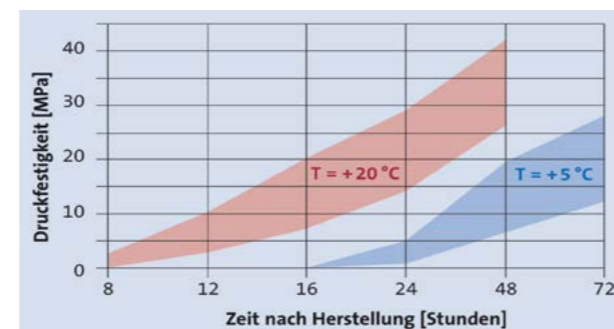


Abb. 5.3.8 Frühfestigkeitsentwicklung bei unterschiedlichen Zementen (CEM 32,5 R: untere Begrenzung, CEM 52,5 R: obere Begrenzung) und unterschiedlich hohen Außentemperaturen (+ 5 °C und + 20 °C)

Betonieren bei extremer Witterung „Kalte Temperaturen“

Lufttemperatur	Mindesttemperatur des Frischbeton beim Einbau
+ 5 °C bis - 3 °C	+ 5 °C im allgemeinen Fall + 10 °C bei < 240 kg/m ³ Zement oder bei LH-Zementen
< - 3 °C	+ 10 °C sollte mindestens 3 Tage lang gehalten werden

Abb. 5.3.9 Mindesttemperatur von Luft und Beton

Maßnahmen auf der Baustelle bei kühler Witterung

Betonieren bei niedrigen Außentemperaturen erfordert auch auf der Baustelle entsprechende Schutzmaßnahmen:

- Auf gefrorenem Baugrund darf nicht betoniert werden, ebenso wenig auf gefrorene Bauteile
- Schalungsflächen und Bewehrungen frei von Eis und Schnee halten, jedoch nie mit Wasser, sondern durch Wärmebehandlung
- Der vorgewärmte Beton muss zügig in die von Schnee und Eis befreite Schalung eingebaut und sofort verdichtet werden
- Im eingebrachten Beton sind ggf. Vorkehrungen zu treffen, um die Betontemperatur laufend messen zu können
- Unmittelbar nach dem Einbringen muss der Beton vor Wärmeentzug geschützt werden. Damit wird die eigene Wärmeentwicklung durch die Zementhydratation aufrechterhalten. Als geeignetes Mittel erweist sich das Abdecken mit Thermomatten (Abb. 5.3.12)
- Thermomatten sind ein geeignetes Mittel sowohl zum Schutz der frischen Betonoberfläche direkt nach dem Betonieren, als auch zum Schutz des jungen Bauteils nach dem Ausschalen
- Während der Erhärtungszeit muss der Beton nicht nur vor Wärmeverlust, sondern auch vor Feuchtigkeitsverlust geschützt werden, weil bei kaltem und/oder trockenem Wetter der Feuchtigkeitsgehalt der Luft sehr gering ist
- Sinkt die Betontemperatur während des Erhärtens zeitweise unter den Gefrierpunkt, sind die Ausschalfrieten mindestens um die Anzahl der Frosttage zu verlängern
- Erfolgt kein Festigkeitsnachweis, richtet sich die Dauer der Nachbehandlung nach der Expositionsklasse, der Oberflächentemperatur und der Festigkeitsentwicklung des Betons (s. DIN 1045-3)



Abb. 5.3.10 Halten der Frischbetontemperatur über 10 °C für mind. 3 Tage



Abb. 5.3.11 Schutz des Betons vor Auskühlung durch belassen in der Schalung und Abdecken der Oberfläche mit Folien



Abb. 5.3.12 Vorhalten von Wärmedämmmatten zur thermischen Nachbehandlung



Kürfel	Anz. Werte	Statistik
23	23	23
24	24	24
25	25	25
26	26	26
27	27	27
28	28	28
29	29	29
30	30	30
31	31	31
32	32	32
33	33	33
34	34	34
35	35	35
36	36	36
37	37	37
38	38	38
39	39	39
40	40	40
41	41	41
42	42	42
43	43	43
44	44	44
45	45	45
46	46	46
47	47	47
48	48	48
49	49	49
50	50	50
51	51	51
52	52	52
53	53	53
54	54	54
55	55	55
56	56	56
57	57	57
58	58	58
59	59	59
60	60	60
61	61	61
62	62	62
63	63	63
64	64	64
65	65	65
66	66	66
67	67	67
68	68	68
69	69	69
70	70	70
71	71	71
72	72	72
73	73	73
74	74	74
75	75	75
76	76	76
77	77	77
78	78	78
79	79	79
80	80	80
81	81	81
82	82	82
83	83	83
84	84	84
85	85	85
86	86	86
87	87	87
88	88	88
89	89	89
90	90	90
91	91	91
92	92	92
93	93	93
94	94	94
95	95	95
96	96	96
97	97	97
98	98	98
99	99	99
100	100	100

Kürfel: 23 Anz. Werte f. Statistik: 23

Zeilen sind Ausreißer und werden nicht in die Statistik einbezogen.



Konformität

Konformitätsnachweis

Mit dem Nachweis der Konformität wird sichergestellt, dass die zugesicherten Eigenschaften des Produktes eingehalten werden.

Auf Grundlage von zufällig entnommenen, repräsentativen Proben wird die Beurteilung des Produktionsprozesses vorgenommen und die Konformität (der Nachweis der Übereinstimmung der festgestellten Ergebnisse mit den Festlegungen) geprüft. Neben dem Konformitätsnachweis können die Auswertungsergebnisse zur Lenkung der Produktion dienen.

Nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 kann der Konformitätsnachweis an einzelnen Betonen oder an Betonfamilien durchgeführt werden. Der Konformitätsnachweis wird für Betoneigenschaften geführt, die mit genormten Prüfverfahren bestimmt werden, u. a. Druckfestigkeit, Luftgehalt von LP-Beton, Frischbetondichte. Die tatsächlichen Werte der Betoneigenschaften im Bauwerk können von den in den Prüfungen ermittelten abweichen. Beeinflusst wird dies z. B. durch die Bauteilabmessungen, das Einbringen, Verdichten und Nachbehandeln des Betons oder auch die klimatischen Bedingungen.

Der Probenahme- und Prüfplan und die Konformitätskriterien müssen den Vorgaben der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 entsprechen. Diese Regelungen gelten auch für Betonfertigteile, sofern in der entsprechenden Produktnorm keine anderen Regelungen angegeben sind. Falls der Verfasser der Festlegung eine größere Probenahmehäufigkeit fordert, muss dies im Voraus vereinbart werden. Für Eigenschaften, die in der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 nicht berücksichtigt werden, müssen der Probenahme- und Prüfplan und die Konformitätskriterien zwischen Hersteller und Verfasser der Festlegung vereinbart werden.

Der Entnahmeort der Proben für die Konformitätsprüfungen muss so gewählt werden, dass sich die maßgebenden Betoneigenschaften und die Betonzusammensetzung zwischen dem Ort der Probenahme und dem Ort der Übergabe nicht wesentlich ändern können.

Für Leichtbeton mit nicht wassergesättigten Gesteinskörnungen sind die Proben am Ort der Übergabe zu entnehmen. Die Entnahme von repräsentativen Proben ist die Voraussetzung für eine ordnungsgemäße Auswertung der Prüfergebnisse.

Die Konformität oder Nichtkonformität ist nach den Konformitätskriterien zu beurteilen. Nichtkonformität kann zu weiteren Maßnahmen am Ort der Herstellung und auf der Baustelle führen.

Die Auswertung der Prüfergebnisse erfolgt in Häufigkeitsdiagrammen. Die Gestalt der Häufigkeitsdiagramme nähert sich in vielen Fällen der Gauß'schen Glockenkurve. Bei ausreichender Übereinstimmung mit der Glockenkurve spricht man von einer normalen Verteilung der Häufigkeiten, kurz Normalverteilung genannt. Bei statistischer Auswertung von Betondruckfestigkeitsergebnissen wird in der Regel mit genügender Genauigkeit die Annahme der Normalverteilung zugrunde gelegt.

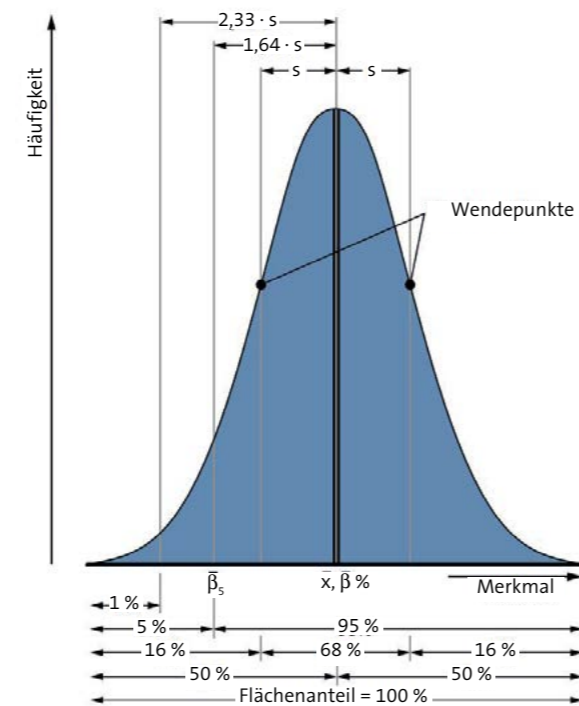


Abb. 6.1.1 Gauß'sche Normalverteilung

Die Standardabweichung (Streuung) ist ein Maß für die Abweichung der Einzelwerte vom arithmetischen Mittelwert. Mithilfe der Standardabweichung können Intervalle um den arithmetischen Mittelwert abgegrenzt werden, die einen vorgegebenen Anteil der Beobachtungswerte enthalten. In einer normal verteilten Grundgesamtheit entspricht die Standardabweichung dem halben Abstand der Wendepunkte (Punkte einer Kurve, an denen ein Richtungswechsel vorliegt) voneinander. Das Symbol der Standardabweichung für eine Zufallsvariable wird mit „σ“ angegeben, das für eine Stichprobe mit „s“.

Konformität

Die zugehörige Formel für die Standardabweichung s lautet:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

Ein Anhaltspunkt für die Bewertung einer Betonproduktion wird in der folgenden Abb. 6.1.2 dargestellt. Diese Tabelle basiert ausschließlich auf langjähriger Erfahrung aus der Praxis.

Bereich der Standardabweichung [N/mm ²]	Bewertung der Betonproduktion
< 3	außergewöhnlich gleichmäßig
3 bis < 4	gleichmäßig
4 bis < 5	noch gleichmäßig
7 bis < 9	ungleichmäßig
> 9	sehr ungleichmäßig

Abb. 6.1.2 Anhaltswerte für die Standardabweichung

Konformitätskontrolle für die Druckfestigkeit Allgemeines

Für Normalbeton und Schwerbeton der Festigkeitsklassen von C8/10 bis C55/67 oder Leichtbeton der Druckfestigkeitsklassen LC8/9 bis LC55/60 müssen Probenahme und Prüfung entweder an einzelnen Betonzusammensetzungen oder an Betonfamilien mit festgestellter Eignung durchgeführt werden. Das Prinzip der Betonfamilien darf nicht auf Betone mit höheren Druckfestigkeitsklassen und R-Beton angewendet werden. Leichtbeton darf nicht in eine Betonfamilie einbezogen werden, die Normalbeton enthält. Für Leichtbeton mit nachweisbar ähnlicher Gesteinskörnung darf eine eigene Betonfamilie gebildet werden.

Beton nach Eigenschaften Konformitätskontrolle

Transportbeton		Baustelle	
DIN EN 206-1, Abs. 8.2 DIN 1045-2		DIN 1045-3 Tab. A1 und A3	
Auswertung über Betonfamilie	Sortenbezogene Auswertung	Transportbeton	Baustellenbeton

Abb. 6.1.3 Unterschiedliche Regelungen für die Konformität bei der Transportbetonherstellung und der Verwendung auf der Baustelle

Bei der Anwendung von Betonfamilien muss der Hersteller die Kontrolle über alle Betone der Familie sicherstellen und die Probenahme muss sich über den gesamten Bereich der Betonsorten, die innerhalb dieser Familie hergestellt werden, erstrecken.

Wenn die Konformitätskontrolle auf eine Betonfamilie angewendet wird, ist als Referenzbeton entweder der am häufigsten hergestellte Beton oder ein Beton aus dem Mittelfeld der Betonfamilie auszuwählen. Um Ergebnisse aus Druckfestigkeitsprüfungen jeder einzelnen Betonprüfung auf den Referenzbeton übertragen zu können, werden Zusammenhänge zwischen jeder einzelnen Betonzusammensetzung einer Familie und dem Referenzbeton hergestellt. Der Zusammenhang ist anhand von Originalwerten der Druckfestigkeitsprüfung, bei jedem Nachweis und bei erheblichen Änderungen der Herstellbedingungen erneut zu überprüfen. Zusätzlich ist beim Nachweis der Konformität der Betonfamilie zu bestätigen, dass jeder einzelne Beton zur Betonfamilie gehört.

Für den Probenahme- und Prüfplan und die Konformitätskriterien von einzelnen Betonzusammensetzungen oder Betonfamilien wird zwischen der Erstherstellung und stetiger Herstellung unterschieden. Die Erstherstellung beinhaltet die Herstellung bis zum Erreichen von mindestens 35 Prüfergebnissen.

Stetige Herstellung ist erreicht, wenn innerhalb eines Zeitraumes von nicht mehr als zwölf Monaten mindestens 35 Prüfergebnisse vorliegen.

Wenn die Herstellung einer einzelnen Betonzusammensetzung oder einer Betonfamilie für mehr als sechs Monate unterbrochen wurde, muss der Hersteller die Kriterien sowie den Probenahme- und Prüfplan für die Erstherstellung anwenden.

Während der fortlaufenden Produktion darf der Hersteller auch den Probenahme- und Prüfplan und die Kriterien für die Erstherstellung anwenden.

Ist die Festigkeit für ein abweichendes Alter festgelegt, ist die Konformität an Probekörpern zu beurteilen, die im festgelegten Alter geprüft wurden.

Konformität

Wenn die Identität eines definierten Betonvolumens mit einer Gesamtheit nachzuweisen ist, die als übereinstimmend mit den Anforderungen an die charakteristische Festigkeit beurteilt wurde, muss dies nach DIN EN 206-1/ DIN 1045-3: Anhang A.2, erfolgen.

$$f_{cm} \geq f_{ck} + (1,65 - 2,58/\sqrt{n}) \sigma$$

Dabei ist:
 f_{ck} die charakteristische Druckfestigkeit des verwendeten Betons
 σ die Standardabweichung der Stichprobe für $n \geq 35$, wobei
 $\sigma \geq 3 \text{ N/mm}^2$ für Überwachungsklasse 2
 $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$ für Überwachungsklasse 3
 Für $6 < n < 35$ gilt unabhängig der Überwachungsklasse $\sigma = 4 \text{ N/mm}^2$

Abb. 6.1.4 Nachweis der Konformität für die Annahmepfung der Baustelle

Probenahme- und Prüfplan

Betonproben müssen zufällig ausgewählt und nach EN 12350-1 entnommen werden. Die entnommenen Proben müssen von unter gleichen Bedingungen hergestellten Betonen stammen. Die Mindesthäufigkeit der Probenahme und der Prüfung für die Erstherstellung und die stetige Herstellung von Beton muss mit derjenigen Häufigkeit nach Abb. 6.1.5 «Mindesthäufigkeit der Probenahme zur Beurteilung der Konformität» übereinstimmen, die die höhere Probenanzahl ergibt.

Abb. 6.1.5 Mindesthäufigkeit der Probenahme zur Beurteilung der Konformität

Unbeschadet der Anforderungen an die Probenahme müssen die Proben nach der Zugabe von Wasser oder Zusatzmitteln unter der Verantwortung des Herstellers entnommen werden. Eine Probenahme vor der Zugabe von Betonverflüssiger oder Fließmittel in der zugelassenen Menge hat keine negativen Auswirkungen auf die Festigkeit des Betons. Bei Leichtbeton muss die Probenahme am Ort der Verwendung erfolgen.

Das Prüfergebnis muss von einer einzelnen Probenahme stammen oder als Mittelwert berechnet werden, wenn zwei oder mehr aus einer Probe hergestellte Prüfkörper im selben Alter geprüft werden.

Wenn zwei oder mehr Prüfkörper aus einer Probe hergestellt werden und die Spannweite der Prüfwerte mehr als 15 % des Mittelwertes beträgt, müssen die Ergebnisse außer Betracht bleiben. Gegebenenfalls ergibt eine Untersuchung einen annehmbaren Grund für das Verwerfen eines einzelnen Prüfwertes.

Konformität für die Druckfestigkeit

Der Nachweis der Konformität muss auf Grundlage von Prüfergebnissen erfolgen, die während eines Nachweiszeitraumes erhalten wurden, der die vergangenen zwölf Monate nicht überschreiten darf.

Die Konformität der Betondruckfestigkeit wird an Probekörpern im Alter von 28 Tagen nachgewiesen für:

- Reihen von nicht überlappenden oder überlappenden, aufeinanderfolgenden Prüfergebnissen f_{cm} (Kriterium 1); beim Nachweis an überlappenden Prüfergebnissen ist dies vor Produktionsbeginn zu entscheiden und unter Angabe der Überlappungsintervalle der Überwachungsstelle mitzuteilen.
- jedes einzelne Prüfergebnis f_{ci} (Kriterium 2).

Die Konformitätskriterien wurden auf der Grundlage nicht überlappender Prüfergebnisse entwickelt.

Die Anwendung der Kriterien auf überlappende Prüfergebnisse erhöht das Risiko der Zurückweisung.

Die Konformität ist nachgewiesen, wenn die beiden angegebenen Kriterien (Abb. 6.1.6) für die Erstherstellung und die stetige Herstellung erfüllt sind.

Herstellung	Mindesthäufigkeit der Probenahme	
	Erste 50 m ³ Produktion	Nach den ersten 50 m ³ Produktion ¹⁾
Erstherstellung (bis mindestens 35 Ergebnisse vorliegen)	3 Proben	Normalbeton 1/200 m ³ oder 2/Produktionswoche
		Leichtbeton 1/100 m ³ oder 1/Produktionstag
		hochfester Beton 1/100 m ³ oder 1/Produktionstag
Stetige Herstellung ²⁾ (wenn mindestens 35 Werte vorliegen)		Normalbeton 1/400 m ³ oder 1/Produktionswoche
		Leichtbeton 1/200 m ³ oder 1/Produktionstag
		Hochfester Beton 1/200 m ³ oder 1/Produktionstag

¹⁾ Die Probenahme muss über die Herstellung verteilt sein und für je 25 m³ sollte höchstens eine Probe genommen werden.
²⁾ Wenn die Standardabweichung der letzten 15 Prüfergebnisse 1,37 σ überschreiten, ist die Probenahmehäufigkeit für die nächsten 35 Prüfergebnisse auf diejenigen zu erhöhen, die für die Erstherstellung gefordert wird.

Konformität

Herstellung	Anzahl n der Ergebnisse in der Reihe	Kriterium 1 Mittelwert von n Ergebnissen f_{cm} [N/mm ²]	Kriterium 2 Jedes einzelne Prüfergebnis f_{ci} [N/mm ²]
Erstherstellung	3	Normalbeton $\geq f_{ck} + 4$ hochfester Beton: $\geq f_{ck} + 5$	Normalbeton $\geq f_{ck} - 4$ hochfester Beton: $\geq f_{ck} - 5$
Stetige Herstellung	15	$\geq f_{ck} + 1,48 \sigma$ $\sigma \geq 3 \text{ N/mm}^2$ hochfester Beton $\geq f_{ck} + 1,48 \sigma$ $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$	hochfester Beton $\geq 0,9 \cdot f_{ck}$

Abb. 6.1.6 Konformitätskriterien für die Druckfestigkeit

Zu Beginn ist die Standardabweichung (σ) aus mindestens 35 aufeinanderfolgenden Prüfergebnissen zu berechnen, die in einem Zeitraum entnommen sind, der länger als drei Monate ist und der unmittelbar vor dem Herstellungszeitraum liegt, innerhalb dessen die Konformität nachzuprüfen ist. Dieser Wert ist als der Schätzwert der Standardabweichung der Gesamtheit anzunehmen. Die Gültigkeit des übernommenen Wertes ist während der nachfolgenden Herstellung zu beurteilen. Zur Ermittlung des Schätzwertes für σ sind zwei Verfahren zulässig, wobei die Wahl des Verfahrens im Voraus zu wählen ist.

Verfahren 1

Der Anfangswert der Standardabweichung darf für den nachfolgenden Zeitraum angewandt werden, innerhalb dessen die Konformität zu überprüfen ist, vorausgesetzt, dass die Standardabweichung der letzten 15 Ergebnisse (s_{15}) nicht signifikant von der angenommenen Standardabweichung abweicht.

Dies wird unter folgender Voraussetzung als „Gültig“ angesehen:

$$0,63 \sigma \leq s_{15} \leq 1,37 \sigma$$

Falls der Wert von s_{15} außerhalb der Grenzen liegt, muss ein neuer Schätzwert σ aus den letzten 35 verfügbaren Prüfergebnissen ermittelt werden.

Verfahren 2

Der neue Wert für σ darf nach einem kontinuierlichen Verfahren geschätzt werden und dieser Wert ist zu übernehmen. Die Empfindlichkeit des Verfahrens muss mindestens der des Verfahrens 1 entsprechen.

Auswertung einzelner Betone Konformitätskontrolle im Transportbetonwerk

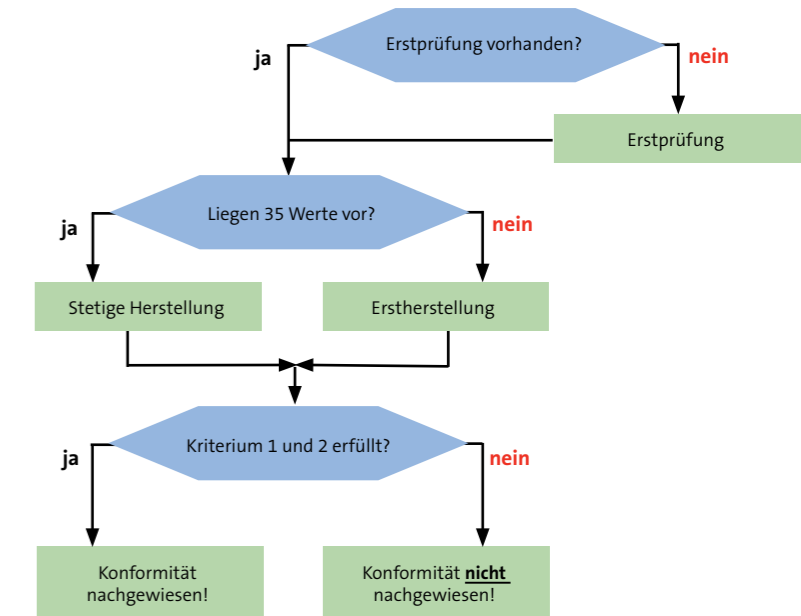


Abb. 6.1.7 Flussdiagramm für die Konformitätskontrolle im Transportbetonwerk

Konformität

Konformitätsnachweis unter Verwendung von Betonfamilien

Für die Produktionssteuerung und des Nachweises der Konformität kann die Anwendung von Betonfamilien sinnvoll sein. Dann muss sich der Prüfplan über alle Mitglieder der Betonfamilie erstrecken.

Für die Bildung einer Betonfamilie sind folgende Kriterien zur berücksichtigen:

- Zement einer Art, Festigkeitsklasse und eines Ursprungs
- Nachweisbar ähnliche Gesteinskörnung und Zusatzstoffe des Typs I
- Betone sowohl mit als auch ohne wasserreduzierende/verflüssigende Zusatzmittel
- Gesamter Bereich der Konsistenzklassen
- Betone mit einem begrenzten Bereich von Festigkeitsklassen. Betone der Druckfestigkeitsklassen C8/10 bzw. LC 8/9 bis LC50/55 sind in mindestens zwei Betonfamilien einzuteilen

Betone mit einem Zusatzstoff des Typs II sind in getrennten Familien zuzuordnen.

Betone mit besonderen Zusatzmitteln, die Auswirkungen auf die Druckfestigkeit haben, Verzögerer, Beschleuniger, Luftporenbildner oder hochwirksame Fließmittel (z. B. PCE) werden als einzelne Betone oder eigenständige Familien betrachtet. Die Gesteinskörnung muss nachweisbar vergleichbar sein und aus dem gleichen geologischen Ursprung stammen.

Vor Einführung der Familien muss die Plausibilität der Ergebnisse zur Auswertung der einzelnen Sorte geprüft werden.

Damit die Ergebnisse der Druckfestigkeiten verschiedener Betonfestigkeitsklassen in einer Familie berechnet werden können, müssen die Ergebnisse zu einer äquivalenten Druckfestigkeit im Verhältnis zum Referenzbeton transformiert werden.

Dazu stehen drei Methoden zur Verfügung:

- Differenzverfahren unter Anwendung eines linearen Zusammenhangs
- Quotientenverfahren auf der Grundlage des Proportionaleffekts
- Wasserzementwert-Verfahren

Zusatzstoffart	Regelwerk	Typ	Spezifische Oberfläche nach Blaine [cm²/g]	Dichte [kg/m³]	Schüttdichte [kg/dm³]
Quarzmehl	DIN EN 12620	I	≥ 1.000	ca. 2,65	1,3 ... 1,5
Kalksteinmehl	DIN EN 12620		≥ 3.500	2,0 ... 2,7	1,0 ... 1,3
Pigmente	DIN EN 12878		50.000 200.000	4,0 ... 5,0	-
Flugasche	DIN EN 450 und Zulassung für die Umweltverträglichkeit	II	2.000 ... 8.000	2,2 ... 2,4	0,9 ... 1,1
Trass	DIN 51043		≥ 5.000	2,4 ... 2,6	0,7 ... 1,0
Hüttensandmehl	DIN EN 15167 oder Zulassung		≥ 2.750	-	0,9 ... 1,1
Silikastaub ¹⁾	DIN EN 13263		150.000 ... 350.000	ca. 2,2	0,3 ... 0,6
Silikasuspension ¹⁾	DIN EN 13263		-	ca. 1,4	-

¹⁾ Bei Verwendung von Zementen, die Silikastaub als Hauptbestandteil enthalten, darf Silikastaub (Silikasuspension) nicht als Zusatzstoff eingesetzt werden.

Konformität

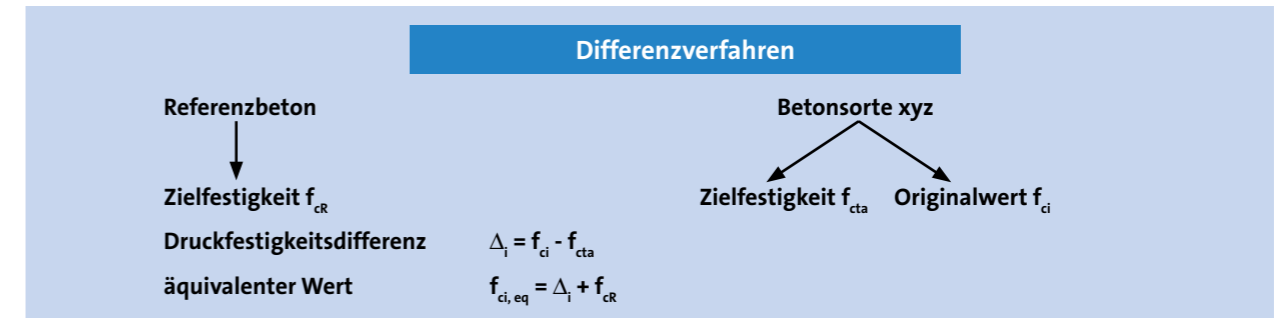


Abb. 6.1.9 Darstellung des Differenzverfahrens

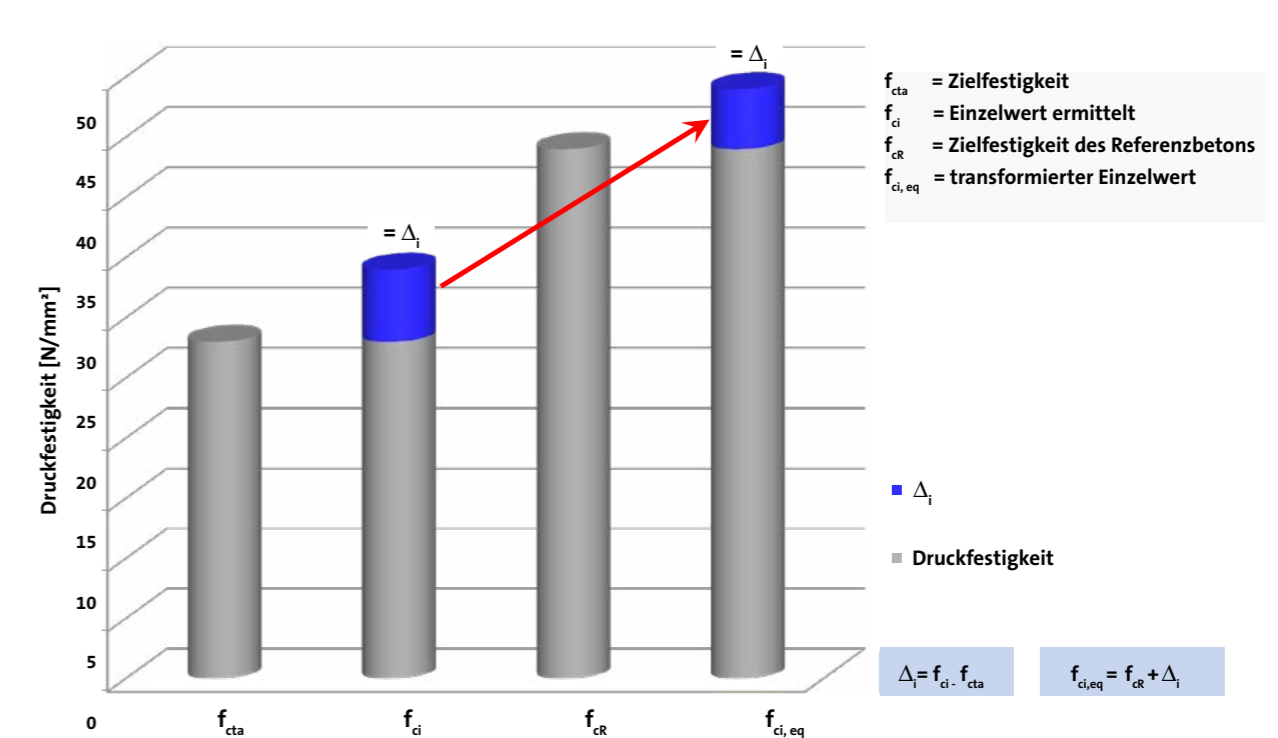


Abb. 6.1.10 Funktion und Darstellung des Differenzverfahrens

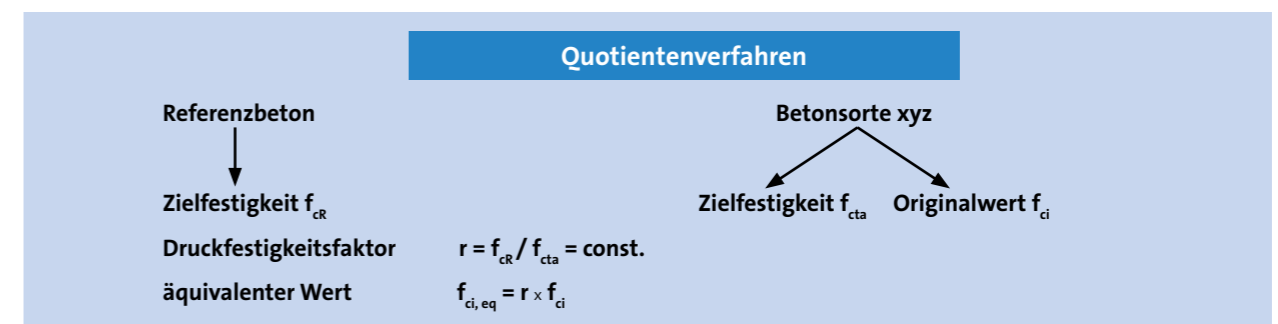


Abb. 6.1.11 Darstellung des Quotientenverfahrens

Konformität

Wasserzementwertverfahren

Abb. 6.1.12 Darstellung des w/z-Verfahrens

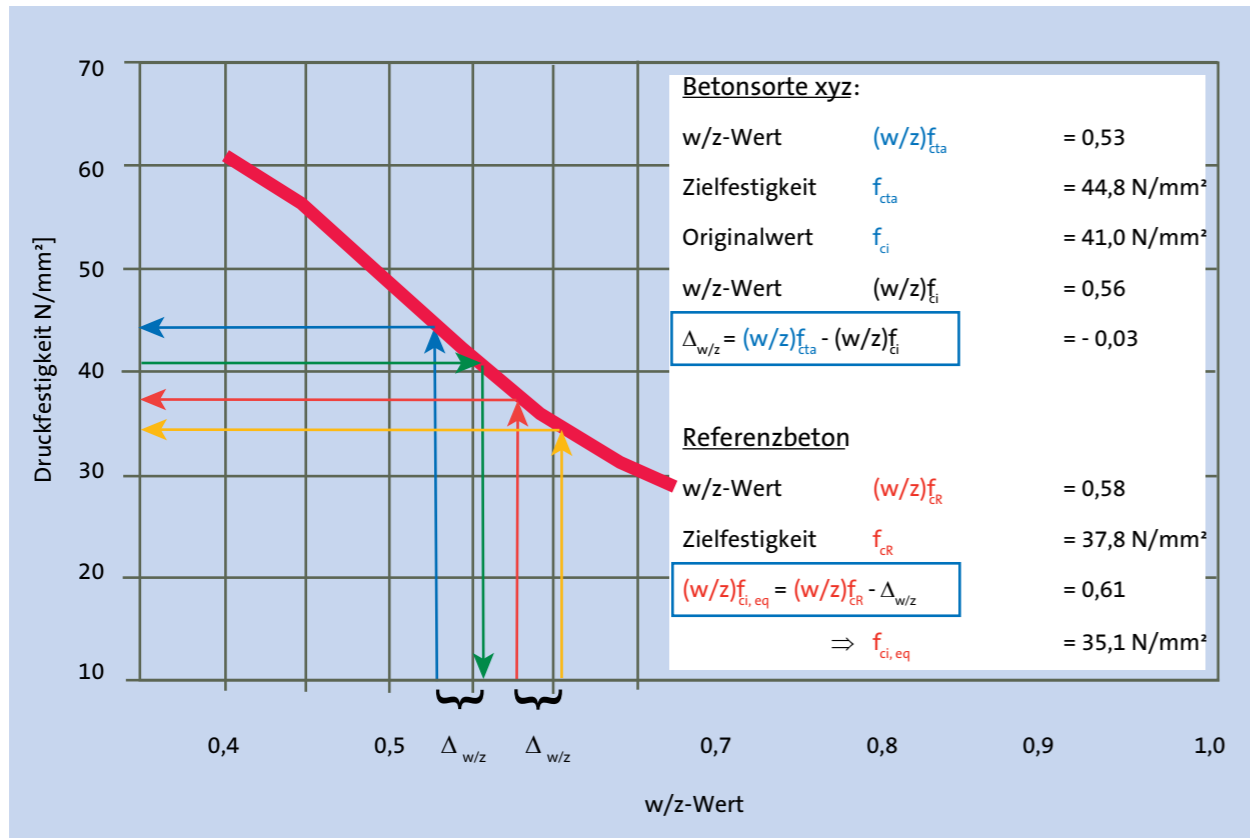


Abb. 6.1.13 Bestätigungskriterium 3 für eine Betonsorte aus einer Betonfamilie

Anzahl n der Prüfergebnisse für die Druckfestigkeit eines einzelnen Betons	Kriterium 3	
	Mittelwert von n Ergebnissen (f_{cm}) für einen einzelnen Beton der Betonfamilie [N/mm ²]	
2	$\geq f_{ck} - 1,0$	
3	$\geq f_{ck} + 1,0$	
4	$\geq f_{ck} + 2,0$	
5	$\geq f_{ck} + 2,5$	
6 bis 14	$\geq f_{ck} + 3,0$	
≥ 15	$\geq f_{ck} + 1,48 \sigma$ ($\sigma \geq 3,0$ N/mm ²)	

Die Ergebnisse müssen 3 Kriterien erfüllen:

- Kriterium 1 Mittelwertkriterium $f_{cm} \geq f_{ck} + 4$
- Kriterium 2 Einzelwertkriterium $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$
- Kriterium 3 Bestätigungskriterium einer einzelnen Sorte einer Familie

Überprüfung aller drei Konformitätskriterien

Reihenfolge:

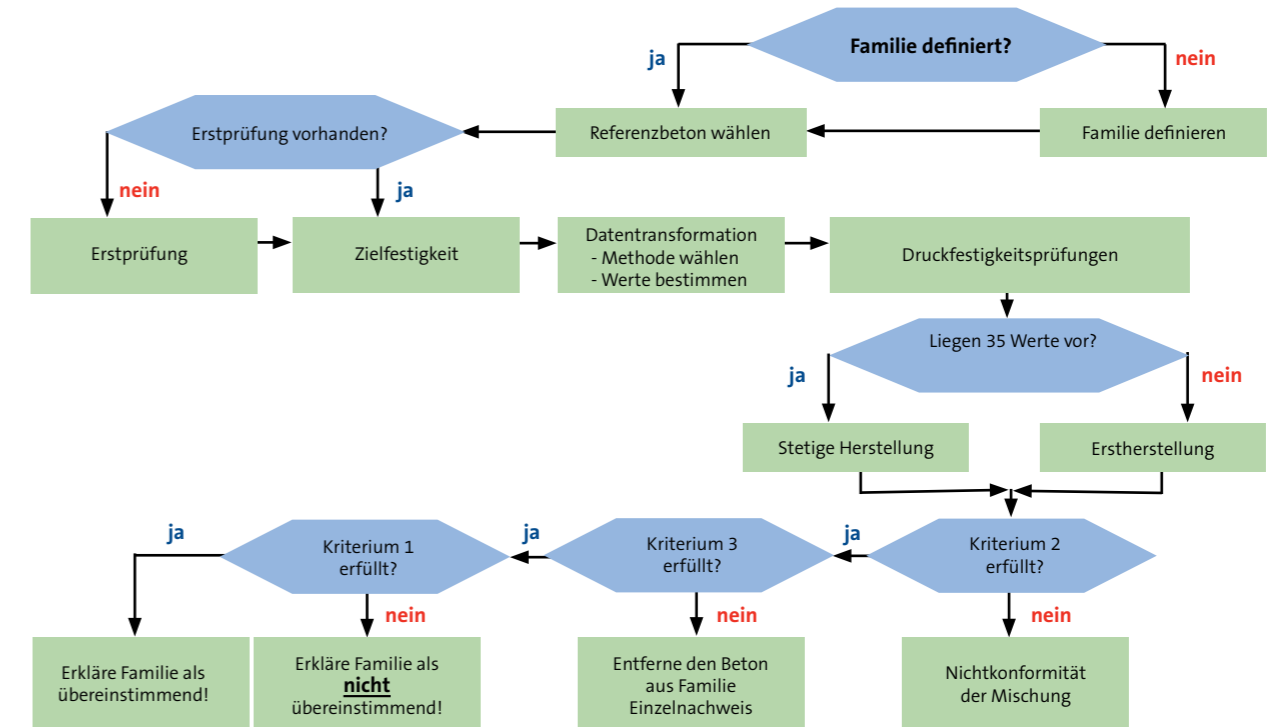
- Kriterium 2 – Kriterium 3 – Kriterium 1

Kriterium 2 und 3 werden anhand der ursprünglichen, nicht transformierten Prüfergebnisse überprüft.

Kriterium 1 ist auf den Referenzbeton unter Berücksichtigung aller transformierten Prüfergebnisse anzuwenden.

Konformität

Abb. 6.1.14 Flussdiagramm zum Nachweis der Konformität einer Betonfamilie



Konformität und statistische Auswertung Maßnahmen bei Nichtkonformität

Die folgenden Maßnahmen muss der Hersteller im Fall der Nichtkonformität ergreifen:

- Nachprüfen der Prüfergebnisse; falls diese fehlerhaft sind, Berichtigen der Fehler
- Falls sich die Nichtkonformität bestätigt, z. B. durch Wiederholungsprüfung, sind korrigierende Maßnahmen zu ergreifen, einschließlich einer Nachprüfung der maßgebenden Verfahren der Produktionskontrolle
- Falls sich die Nichtkonformität mit der Festlegung bestätigt und dies bei Lieferung nicht offensichtlich war, sind der Verfasser der Festlegung und Verwender zu verständigen, um jegliche Folgeschäden zu vermeiden
- Aufzeichnen der zuvor genannten Maßnahmen

Die Bewertung der Druckfestigkeitsklasse von Beton im Zweifelsfall ist in der DIN EN 13791 „Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen“ geregelt. Ein NA ist bei Drucklegung als Norm-Entwurf DIN EN 13791/A20 erschienen.

In einem Screening-Test (z. B. mit dem Rückprallhammer am Bauwerk nach DIN EN 12504-2 „Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung - Bestimmung der Rückprallzahl“) darf die Gleichmäßigkeit der Betonzusammensetzung im Prüfbereich bestimmt werden. Bereiche von geringerer Druckfestigkeit sind zu lokalisieren und anhand der Ergebnisse abzuschätzen, ob die erforderliche Druckfestigkeitsklasse erreicht wird.

Werden bei der Prüfung mit dem Rückprallhammer keine ausreichenden Werte ermittelt, wird eine in Abhängigkeit von der Bauteilgröße festzulegende Anzahl an Bohrkernen entnommen.

Die Prüfung der Bohrkern erfolgt nach den genannten Normen DIN EN 12504-1 „Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben- Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit“ und DIN EN 12390-3 „Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern“. Weisen die Bohrkern ausreichende Druckfestigkeiten auf, kann der Nachweis der Druckfestigkeitsklasse geführt werden.

BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)

Einleitung

Bauen mit Beton ist komplex. Vom Entwurf bis zur Nutzung sind unterschiedliche Fachleute maßgeblich am Bauwerk beteiligt. Bereits bei der Planung werden Baustoffe und Bauverfahren gewählt und festgelegt. Daraus ergeben sich notwendige Abstimmungen zwischen der Planung, Baustofftechnologie und der Ausführung. Nicht zuletzt muss auch der Bauherr seine Anforderungen allen Beteiligten deklarieren. Damit die Zusammenarbeit der Fraktionen reibungslos über die gesamte Bauzeit, die mit der Planung beginnt, entsprechend den Erfordernissen geregelt sind, werden die Beton Bau Qualitätsklassen eingeführt.

Aufbau und Anwendung

Der neue Teil 1000 der zukünftigen DIN 1045 beinhaltet die Grundlagen der BetonbauQualitätsklassen und ist auf die Teile 1-4 der DIN 1045 anzuwenden. Von der Bemessung und Konstruktion bis hin zur Bauausführung inklusive der Betonfertigteile.

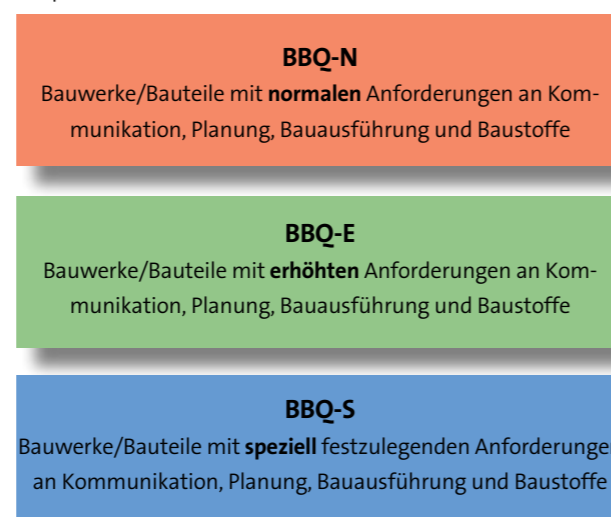
DIN 1045-1000 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Grundlagen und Betonbauqualitätsklassen (BBQ)			
DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion	DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 2: Beton	DIN 1045-3 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 3: Bauausführung	DIN 1045-4 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 4: Betonfertigteile
Umsetzung EN 1992 für Deutschland	Umsetzung EN 206 für Deutschland	Umsetzung EN 13670 für Deutschland	Umsetzung EN 13369 für Deutschland

Begriffe und Klassen

Die BetonbauQualitätsklasse (BBQ-Klasse) beinhaltet die Erfordernisse der Schnittstellenübergreifenden Zusammenarbeit der Beteiligten basierend auf der Komplexität des Bauvorhabens und den Qualitätsanforderungen insbesondere auf:

- der vorgesehenen Nutzung und der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes oder des Bauteils
- den Einwirkungen auf das Bauwerk/Bauteil
- der Bauwerks- bzw. Bauteilkonstruktion (z. B. Bewehrungsgehalte, Einbauteile, spezielle Bauteilgeometrien, Oberflächenbeschaffenheiten der Art des Betons (z. B. Leichtbeton, Schwerbeton, selbstverdichtender Beton, Faserbeton, Beton mit künstlich eingeführten Luftporen)
- dem eingesetzten Bauverfahren, gegebenenfalls weiteren Randbedingungen

Daraus ergeben sich 3 Klassen mit unterschiedlichen Ansprüchen:



BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)

Die Festlegung, zu welcher BBQ-Klasse ein Bauvorhaben gehört, ergibt sich aus den Teilbereichen:

PK + **Planungsklasse**
BK + **Betonklasse**
AK + **Ausführungsklasse**

Bei den BBQ-Klassen E muss nur einer der drei Teilbereiche als E (erhöhte Anforderungen) eingestuft sein.

Das gleiche gilt für die BBQ-Klasse S, auch hier bedarf es nur der Einstufung eines Teilbereiches in S (spezielle Anforderungen).

Der Teilbereich mit der höchsten Anforderung bestimmt die BBQ-Klasse.

Bei der BBQ-Klasse N sind alle drei Teilbereiche mit N (normalen Anforderungen) einzustufen, das liegt grundsätzlich immer vor.

Anforderungen	normal (N)	erhöht (E)	speziell festzulegen (S)
Planungs-, Beton- oder Ausführungsklasse	PK-N und BK-N und AK-N	PK-E oder BK-E oder AK-E	PK-S oder BK-S oder AK-S
Betonbauqualitätsklasse	BBQ-N	BBQ-E	BBQ-S

Abb. 6.2.2 Verknüpfung der Klassensystematik

Um die einzelnen Leistungsphasen interdisziplinär zu betreuen bedarf es eines Betonfachmann (z. B. Betoningenieur).

Dabei handelt es sich um eine einzelne Person und/oder eine Gruppe, die Erfahrung in der Konstruktion und Bemessung sowie der Baustofftechnologie und der Bauausführung und Qualitätssicherung hat.

Der Betonfachmann hat mitwirkende Verantwortung und ist Mitglied in den BBQ-Gesprächen, die die Kommunikation der Beteiligten in den aufbauenden Phasen sicherstellt. Durch die Zusammenarbeit von Planung, Technologie und Ausführung wird die Qualität des Bauwerkes erreicht.

Der Planer ist verpflichtet, die BBQ-Klasse festzulegen und die Beteiligten zu koordinieren.

In den einzelnen Phasen der Bauplanung und Ausführung (siehe Abb. 6.2.3) kann festgestellt werden, dass doch eine höhere BBQ-Klasse erforderlich ist, dann sind die beteiligten Fachleute darüber zu informieren und die sich daraus ergebenden Wechselwirkungen und erforderlichen Ergänzungen und Änderungen abzustimmen.

Diese Anforderungen an den Betonfachmann sind notwendig, damit sichergestellt ist, dass die Wechselwirkungen der Leistungsphasen erkannt und geregelt werden. Dabei wird die Konstruktionsplanung mit der Tragwerksplanung genauso unterstützt, wie die Baustofftechnologie und die Umsetzung auf der Baustelle.

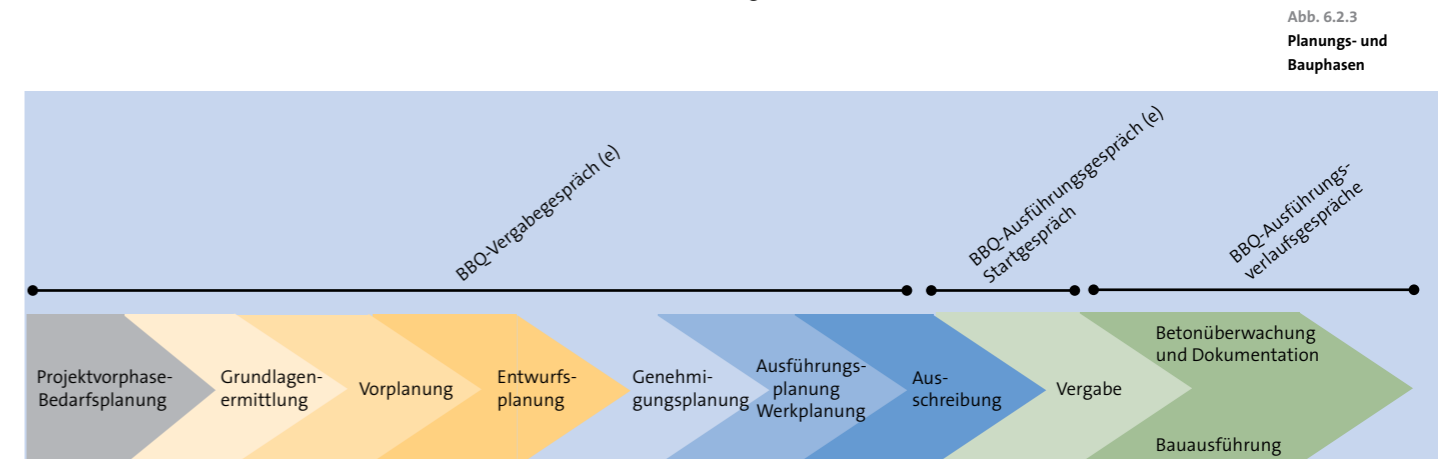


Abb. 6.2.3 Planungs- und Bauphasen

BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)

In den Phasen vor der Ausschreibung müssen die Inhalte eines BBQ-Vergabegesprächs erarbeitet werden. Ziel dieses Gespräches ist es, das vorläufige Baukonzept mit allen Besonderheiten und Randbedingungen detailliert zu beschreiben und festzulegen.

Dazu ist die Abstimmung von:

- der ausschreibenden Stelle
- des Projektplaners
- des Tragwerksplaners
- des Fachmanns für Betonbautechnik
- ggf. auch des Fachplaners, Bauherrn, Prüfengeieurs, der Tragwerksplanung, Architekt (wenn er nicht mit dem Projektleiter identisch ist), Vertreter der Genehmigungsbehörde, erforderlich



Beispielhaft können dazu folgende Themen genannt werden:

- Bauteilabmessungen mit ihren Bewehrungsgehalten und ihren Anforderungen an die Dauerhaftigkeit
- Anschlußpunkte von Sohle und Wand (insbesondere bei wasserundurchlässigen Konstruktionen)
- Jahreszeitliche Witterungseinflüsse und erforderliche Maßnahmen
- Betonierabfolge inklusive Betoniergeschwindigkeit bei großen Bauteilen
- Fugenanordnung und Ausbildung, Einbauteile
- Einflüsse aus zu vermeidenden Lärmbelastungen, Einschränkungen aus der Baugenehmigung
- Nachbehandlung der Betonbauteile
- Anforderungen an die frühe Belastung der Bauteile oder verzögerte Erhärtungsphase des Betons
- Anforderungen an die Betoneigenschaften
- Einbauverfahren und erforderliche Geräte
- Architektonische Ansprüche an die Farbe, Struktur oder Ebenheit der Betonoberfläche

Das Ergebnis muss sich dann in der Ausschreibung wiederfinden und kann z. B. weitergehende Anforderungen und Bedingungen enthalten:

- Erforderliche Vorlaufzeiten zur Erstellung von Erstprüfungen für Betone mit besonderen Eigenschaften, die nicht zum Standard-Lieferumfang des Betonlieferwerkes gehören
- Betoniergeschwindigkeit bei der geplanten Schalung
- Ergänzende Prüfungen bei besonderen Betoneigenschaften
- Abweichende Qualitätsmaßnahmen, die über die Normen- anforderungen hinausgehen
- Ausführungstechnische Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen

Nach der Vergabe der Bauaufgabe sind die Details in einem BBQ-Vergabe-Startgespräch zu besprechen und die Ergebnisse festzulegen.

Teilnehmer bei diesem BBQ-Vergabe-Startgespräch sind grundsätzlich:

- Vertreter der Bauleitung der ausführenden Firma
- Vertreter des Beton- bzw. Fertigteillieferanten
- die ausschreibende Stelle
- der Projektplaner
- der Tragwerksplaner
- der Fachmann für Betonbautechnik
- ggf. auch der Fachplaner, Bauherr, Prüfengeieur, der Tragwerksplanung, Architekt (wenn er nicht mit dem Projektleiter identisch ist), Vertreter der Genehmigungsbehörde

Da dieser Kreis für die Umsetzung der Bauaufgabe verantwortlich ist, ist es erforderlich, diese Personen namentlich zu benennen und Anschriften und Kontaktdaten diesen Gesprächsteilnehmern zugänglich zu machen. Gegebenenfalls sind weitere Personen in die Liste mit aufzunehmen und weitere Verantwortlichkeiten festzulegen.



Abb. 6.2.5
BBQ-Vergabe-Startgespräch

BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)

Aus der Planung sind folgende Punkte beispielsweise zu besprechen und zu erstellen:

- Projektspezifischer Qualitätssicherungsplan
- Förder- und Einbaugeräte unter Berücksichtigung der Zugänglichkeit der Baustelle
- Musterbauteile (z. B. bei Sichtbeton)
- Fugenanordnungen, Fugenausbildung, Zeitpunkt der Anlage von Scheinfugen unter Berücksichtigung der zu erwartenden Witterungsverhältnisse
- Festlegung der Eigen- und Fremdüberwachung, wenn es sich um ÜK 2 oder ÜK 3 Baustellen handelt
- Sonstige technische Festlegungen für eine planmäßige Umsetzung der Bauaufgabe

Mit dem Betonlieferanten sind beispielsweise folgende Punkte zu besprechen und zu erstellen:

- Ein baustellenbezogenes Sortenverzeichnis, das mit den Bauteilbezeichnungen ergänzt werden soll
- Lieferwerke mit Ersatzlieferwerken bei Havarie mit den dazugehörigen Lieferwegen und Fahrzeiten
- Vorlaufzeiten des Betonabrufes mit den Ansprechpartnern (ggf. schriftlicher Abruf, um Missverständnisse zu vermeiden)
- Maximale Liefermengen pro Stunde oder Tag unter Berücksichtigung der Witterungsverhältnisse, die eventuell einen vorgewärmten oder gekühlten Beton erfordern
- Zuwegungen von Fahrmischern/Fertigteiltransportern/Betonpumpen zur Baustelle
- Ausnahmegenehmigungen für den Betoneinbau außerhalb der gesetzlichen Arbeitszeiten
- Erforderliche Zeiten für die Erstellung der notwendigen Erstprüfungen
- Festlegung von Annahmekriterien (z. B. max. Luftporengehalt, Dichtebereich, Konsistenzbereich, Verzögerungszeit oder beschleunigter Beton)

Zur geregelten Förderung und zum Einbau des Betons oder Betonbauteils sind folgende Punkte im Detail ergebnisorientiert festzulegen:

- Festlegung von besonderen Betonierpunkten (Anschlussmischung am Wandboden oder Größtkorn bei punktuell erhöhtem Bewehrungsgrad)
- Verdichtungsgerät und Geräte zur Nachbearbeitung der Betonoberfläche und der dazu erforderlichen Konsistenz
- Maßnahmen zum Schutz des jungen Betons gegen Witterungseinflüsse sowie Nachbehandlungsmaßnahmen und Dauer
- Qualifizierung und Schulung der Mitarbeiter, die den Beton verarbeiten
- Dokumentation zum Beton und dessen Verarbeitung inklusive der erforderlichen Prüfungen

Jede Baustelle ist ein Unikat und unterliegt speziellen Anforderungen und Randbedingungen, die nicht immer statisch sind.

Darum ist es erforderlich, dass sich die Verantwortlichen des Startgesprächs auch während der Bauzeit kontinuierlich im Austausch befinden und je nach den Erfordernissen zu BBQ-Ausführungsgesprächen – Bauverlaufgesprächen zusammenkommen.

Bei diesen Gesprächen soll kontinuierlich die Umsetzung der Planung bewertet und Abweichungen und Auffälligkeiten sowie Hindernisse besprochen und zielorientierte Maßnahmen festgelegt werden.

Diese Festlegungen sind durch qualifizierte Protokolle zu dokumentieren.

Dabei sollten folgende Punkte in dem Protokoll erfasst werden:

- Objekt
- Datum
- Teilnehmer
- Abweichung, Auffälligkeit, Hindernis, festgelegte Maßnahmen
- Verantwortlichkeiten für die Durchführung der Maßnahmen
- Termin zur Umsetzung der Maßnahmen



Abb. 6.2.6
Ausführungsgespräch

BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)

Aus den Qualitätsmanagement-Systemen bekannte Verantwortungsmatrixen helfen hier, die Verantwortlichkeiten der Teilnehmer der verschiedenen BBQ-Gespräche übersichtlich darzustellen.

Abb. 6.2.7 Qualitätsmanagement-system

Aufgabe	Bauherr	Objektplaner	Tragwerksplaner	Experte für Betonbautechnologie	Fachplaner	Bauleitung	Betonlieferant
Projektspezifischer Qualitätssicherungsplan							
Musterbauteile (z. B. bei Sichtbeton)							
Festlegung von Annahmekriterien (z. B. max. Luftporengehalt, Dichtebereich, Konsistenzbereich, Verzögerungszeit oder beschleunigter Beton)							
Lieferwerke mit Ersatzlieferwerken bei Havarie mit den dazugehörigen Lieferwegen und Fahrzeiten							
Verdichtungsgerät und Geräte zur Nachbearbeitung der Betonoberfläche und die dazu erforderliche Konsistenz							
	I	M	I	M	M	V	M
	I	I	V	M	I	I	M
	I	V	M	M	V	M	M
	I	I	I	V	M	M	M

I = informell
 V = verantwortlich
 M = mitwirkend

BBQ - zukünftige Anforderungen (BBQ-Klassen)

Der Planer muss bei der Bearbeitung des Projektes, gegebenenfalls mit dem Fachmann für Betonbautechnik die Betonbauklassen des Betons für die einzelnen Bauteile festlegen. Der Fachmann für Betonbautechnik kann durch eine einzelne Person vertreten werden oder durch eine Gruppe. Dieser Fachmann für Betonbautechnik muss Grundkenntnisse in der Bemessung und Konstruktion (konstruktiver Ingenieur) sowie Erfahrungen und besondere Kenntnisse der Betontechnik, Ausführung und Qualitätssicherung haben.

Bei der Festlegung der Betonbauklasse BK-N und BK-E sind, wenn notwendig, folgende Richtlinien zu berücksichtigen:

- DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)“
- DAfStb-Richtlinie „Herstellung und Verwendung von Trockenbeton und Trockenmörtel (Trockenbeton-Richtlinie)“
- DAfStb-Richtlinie „Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton)“
- DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“
- DAfStb-Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“
- DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)“
- DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“

Bei erhöhten Anforderungen (BBQ-E) oder speziellen Anforderungen (BBQ-S) ist ein Betonbaukonzept erforderlich.

In einem Startgespräch wird von den beteiligten Personen vor Baubeginn ein Betonbaukonzept erarbeitet, das beispielweise folgende Punkte beinhaltet.

Allgemeine Vereinbarungen:

- Festlegung von Verantwortlichkeiten und Ansprechpartnern (z. B. in einer Matrix)
- gegebenenfalls weitere Punkte

Planungsvorgaben:

- Anforderungen an die Betonoberflächen, ggf. Musterflächen für Sichtbeton, sowie Farbmuster sofern erforderlich
- besondere Betoneigenschaften oder Oberflächeneigenschaften, wie Beschichtungen oder Ableitfähigkeit projektspezifischer Qualitätssicherungsplan
- Anordnung und Ausbildung von Fugen
- gegebenenfalls weitere Vorgaben

Angaben für die Betonherstellung und Lieferung:

- ein bauteilbezogenes Beton-Eigenschaftsverzeichnis
- vorgesehene Betonmischanlagen einschließlich Ersatzmischanlagen; Leistungsfähigkeit der Mischanlagen (im regulären Betrieb und bei Heiz- bzw. Kühlbetrieb)
- Anforderungen an Frischbeton- oder Bauteiltemperatur
- Betontransportwege, Konsistenz, Transportzeit, Betonübergabe
- Lieferzeiträume, zeitabhängige Liefermengen, Vollaufzeiten für Abrufe
- erforderliche Nachweise (z. B. Erstprüfung) oder Ergebnisse von zusätzlichen Prüfungen für (z. B. Frostwiderstand, Spannbeton, Gleitbauweise, Freivorbau)
- gegebenenfalls weitere Angaben

Angaben für den Betoneinbau und Bauablauf:

- jahreszeitlich erforderliche Maßnahmen (Sommer-/Winterbetone, besondere Nachbehandlungsmaßnahmen, besondere Schutzmaßnahmen etc.), sofern erforderlich
- Festlegungen zu Anschlussmischungen (z. B. bei WU-Bauteilen)
- Betonrelevante Baustellenlogistik: Fördergeräte, Einbauart, Betonverdichtung, Oberflächenbearbeitung
- Arbeitsfugenausbildung und Vorbehandlung, Fugenausbildung
- Zeitpunkt des Anlegens von Scheinfugen
- Ausschalzeit bei der zu erwartenden Witterung
- Nachbehandlungsart
- Betonreife
- gegebenenfalls weitere Angaben.



Abb. 6.2.8 Planungsunterlagen

Das Betonbaukonzept ist zu dokumentieren und über die Bauzeit fortzuschreiben.

Bei normalen Anforderungen (BBQ-N) ist kein Betonkonzept erforderlich.

Eigen- und Fremdüberwachung (Überwachungsklassen)

Überwachungsklassen für Beton nach DIN 1045-3

Der Beton wird gemäß DIN 1045-3 in drei Überwachungsklassen eingeteilt. Wird Beton der Überwachungsklassen 2 und 3 eingebaut, muss die Überwachung durch das Bauunternehmen zusätzlich die Anforderungen von Anhang B

(DIN 1045-3) erfüllen und eine Überwachung durch eine dafür anerkannte Überwachungsstelle nach Anhang C (DIN 1045-3) durchgeführt werden.

Gegenstand	Überwachungsklasse 1	Überwachungsklasse 2	Überwachungsklasse 3
Druckfestigkeitsklasse für Normal- und Schwerbeton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2	≤ C25/30 ¹⁾	≥ C30/37 und ≤ C50/60	≥ C55/67
Druckfestigkeitsklasse für Leichtbeton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 der Rohdichteklassen	nicht anwendbar	≤ LC25/28	≥ LC30/33
		LC30/33 und LC35/38	≥ LC40/44
D1,0 – D1,4 D1,6 – D2,0	≤ LC25/28	LC30/33 und LC35/38	≥ LC40/44
Expositionsklasse nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2	X0, XC, XF1	XS, XD, XA, XM ²⁾ , ≥ XF2	–
Besondere Betoneigenschaften nach DIN 1045-2	Stahlfaserbeton der Leistungsklasse LK ≤ L1-1,2	<ul style="list-style-type: none"> Beton für wasserundurchlässige Bauteile (weiße Wannen)³⁾ Unterwasserbeton Beton für hohe Temperaturen (T ≤ 250 °C) Strahlenschutzbeton (außerhalb des Kernkraftwerksbaus) Stahlfaserbeton der Leistungsklasse LK > L1-1,2 Spritzbeton Selbstverdichtender Beton (SVB) FD-/FDE-Betone gemäß Rili Beton für besondere Anwendungsfälle (z. B. verzögerter Beton, Fließbeton, Beton im Umgang mit wassergefährdenden Stoffen) sind die jeweiligen DAfStb-Richtlinien anzuwenden 	

¹⁾ Spannbeton der Festigkeitsklasse C25/30 ist stets in Überwachungsklasse 2 einzuordnen.
²⁾ Gilt nicht für übliche Industrieböden, jedoch bei Industrieböden mit tragender Funktion.
³⁾ WU-Beton grundsätzlich ÜK 2, nur bei Bodenfeuchte Beanspruchungsklasse 2 darf ggf. ÜK 1 angewendet werden, Kriterien für die Klassifizierung (die höchste Anforderung ist maßgeblich).

Abb. 6.3.1 Überwachungsklassen für Beton

Eigen- und Fremdüberwachung (Überwachungsklassen)

Prüfgegenstand	Überwachungsklasse 1 (ÜK 1)	Überwachungsklasse 2 (ÜK 2)	Überwachungsklasse 3 (ÜK 3)
Konsistenz	in Zweifelsfällen	<ul style="list-style-type: none"> beim ersten Einbringen jeder Betonzusammensetzung bei Herstellung von Probekörpern für Festigkeitsprüfung in Zweifelsfällen 	
Luftgehalt des Frischbetons bei LP-Zusatz	–	<ul style="list-style-type: none"> zu Beginn jedes Betonierabschnitts in Zweifelsfällen 	
Druckfestigkeit an in Formen hergestellten Probekörpern	in Zweifelsfällen	3 Körper • je 300 m ³ oder • je 3 Betoniertage	3 Körper • je 50 m ³ oder • je Betoniertag

Die Forderung, die die größte Anzahl von Probekörpern ergibt, ist maßgebend.

Abb. 6.3.2 Mindesthäufigkeit der Prüfungen

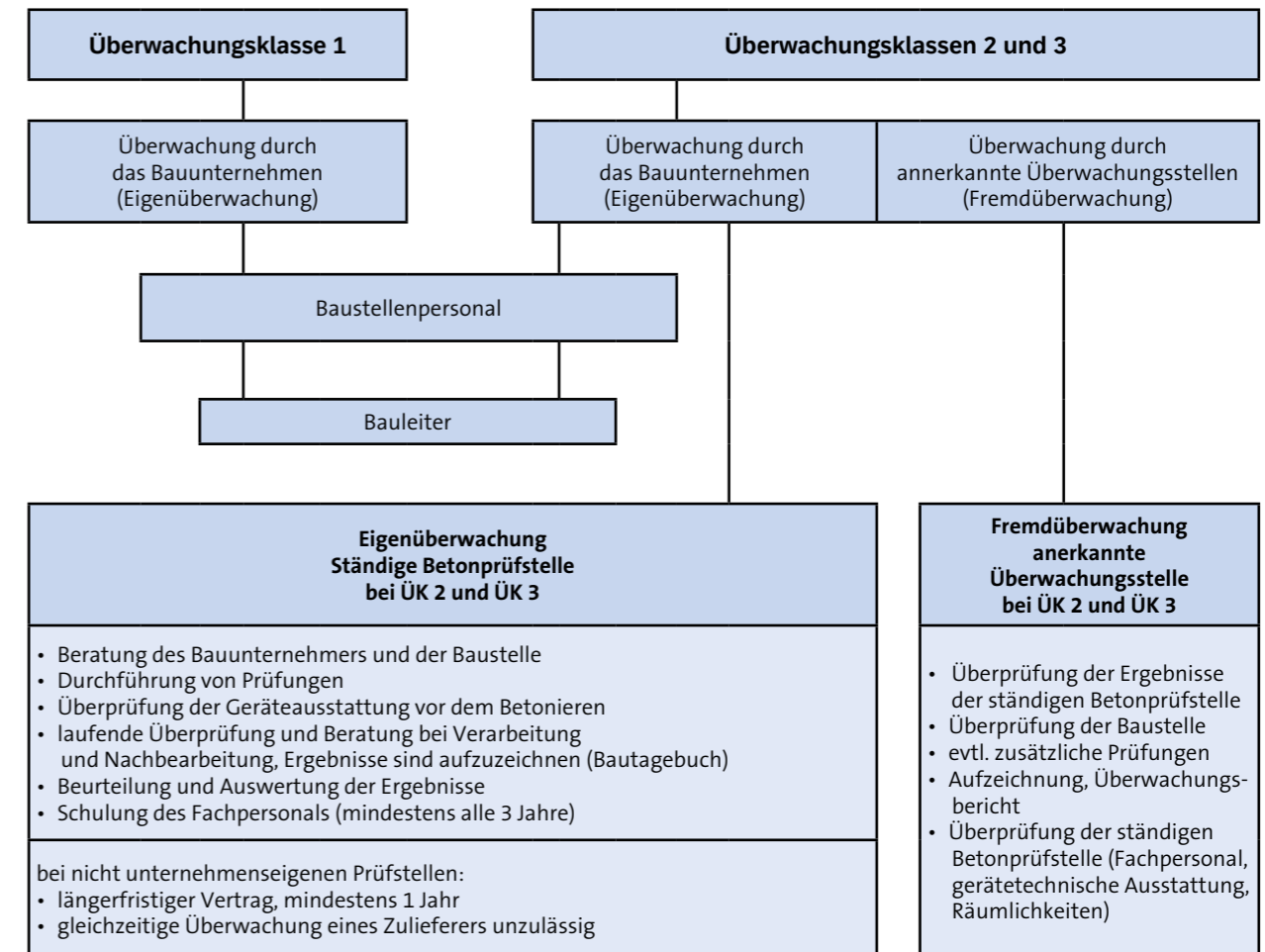


Abb. 6.3.3 Vorgehen bei verschiedenen Überwachungsklassen

Qualitätssicherung auf der Baustelle

Bei der Betonanlieferung auf der Baustelle:

- Lieferscheinkontrolle
- Augenscheinliche Kontrolle des Betons
- Im Zweifelsfall Konsistenz überprüfen (Ausbreitmaß/Verdichtungsmaß)
- Bei der Annahme des Betons durch die Unterschrift auf dem Lieferschein, ist rein rechtlich die Ware ordnungsgemäß übergeben worden, auch wenn der falsche Beton geliefert wurde
- Transportbeton möglichst sofort nach Anlieferung verarbeiten
- Beim Einbringen und Verdichten ist darauf zu achten, dass der Beton nicht entmischt
- Hierfür sind Schläuche und Fallrohre zu verwenden
- Der Beton wird lagenweise in die Schalung eingebracht (Richtwert für Schüttaglagen ca. 50 cm); jede Lage ist vollständig zu verdichten
- Um Schüttaglagen zu vermeiden wird der Beton vernadelt, d. h. die Rüttelflasche wird jeweils 10 bis 20 cm in die untere bereits verdichtete Schicht eingetaucht
- In manchen Fällen empfiehlt sich eine Nachverdichtung
- Der Beton darf nur solange verarbeitet werden wie er sachgerecht verdichtet werden kann, er sollte in einer geeigneten Konsistenz eingebaut werden
- Der Beton darf mit der Rüttelflasche nicht verteilt oder getrieben werden

Überwachung auf der Baustelle

Für die Betonüberwachung müssen folgende Parameter überprüft und aufgezeichnet werden (Bautagebuch, Zuordnung zum Lieferschein):

- Frisch- und Festbetoneigenschaften
- Frischbetontemperatur, Rohdichte und bei Bedarf Luftporen- und Wassergehalt
- Lufttemperatur und Witterungsverhältnisse
- Bauabschnitt und Bauteil
- Art und Dauer der Nachbehandlung

Überwachungsklassen (ÜK)

Für die Überprüfung der maßgebenden Frisch- und Festbetoneigenschaften wird der Beton in drei Überwachungsklassen eingeteilt. Diese Einstufung legt den Umfang und die Häufigkeit der durchzuführenden Prüfungen fest.

Mindesthäufigkeit der Prüfungen

Die Proben müssen gleichmäßig über die Betonierzeit verteilt und aus verschiedenen Lieferfahrzeugen entnommen werden, wobei aus jeder Probe ein Probekörper herzustellen ist.

Bei Überwachungsklasse 2 und 3 muss das Bauunternehmen über eine ständige Betonprüfstelle verfügen.

Folgende Angaben müssen aufgezeichnet werden:

- Zeitpunkt und Dauer der einzelnen Betonvorgänge
- Lufttemperatur und Witterungsverhältnisse vom Betonieren bis zum Ausschalen
- Art und Dauer der Nachbehandlung
- Frischbetontemperatur bei Lufttemperaturen unter 5 °C und über 30 °C
- Namen der Lieferwerke, Nummerierung der Lieferscheine
- Ergebnisse der Prüfungen

Die Aufzeichnungen der Ergebnisse sind nach Beendigung der bauüberwachenden Behörde und der Überwachungsstelle zu übergeben.

Qualitätssicherung auf der Baustelle

Frischbeton Probenahme

Üblicherweise wird aus einem Teil der Mischerfüllung eine Probe entnommen und gründlich durchgemischt. Hier spricht man von einer Stichprobe.

Verfahren

Anhand des Probenahmeplans sind die Proben zu entnehmen. Die Betonproben für die Druckfestigkeitsprüfung müssen gleichmäßig über die Betonierzeit verteilt und aus verschiedenen Lieferfahrzeugen entnommen werden, wobei aus jeder Probe ein Probekörper herzustellen ist.

Die Gesamtmenge der Proben muss mindestens das 1,5-fache der für die Prüfungen benötigten Menge betragen.

Einzelproben werden mit der Probenahmeschaufel dem Mischer oder der Betonmasse entnommen und in einem geeigneten Behälter aufbewahrt.

Bei Sammelproben sollen weder vom ersten noch letzten Teil der Betonlieferung Proben entnommen werden. Es sollen an mindestens 5 bezüglich Tiefe und Ort unterschiedlichen Stellen Einzelproben entnommen werden. Diese lokal repräsentative Probenahme gilt auch bei der Entnahme aus frei fallenden Betonströmen.

Die Proben sind jederzeit gegen Verunreinigung, Wasseraufnahme bzw. -verlust und extreme Temperaturen zu schützen.



Abb. 6.4.2 Probenahme am Fahrermischer

Nachbehandlung

Während der ersten Tage der Hydratation ist der Beton nachzubehandeln und zu schützen, um:

- das Fröhschwinden gering zu halten
- eine ausreichende Festigkeit und Dauerhaftigkeit der Betonrandzone sicherzustellen
- das Gefrieren zu verhindern
- schädliche Erschütterungen, Stoß oder Beschädigung zu vermeiden

Nachbehandlungsverfahren

- Belassen in der Schalung
- Abdecken mit dampfdichten Folien
- Auflegen von wasserspeichernden Abdeckungen unter ständigem Feuchthalten
- Aufrechterhalten eines sichtbaren Wasserfilms an der Betonoberfläche (Fluten)
- Anwendung von Nachbehandlungsmitteln mit nachgewiesener Eignung

Beginn der Nachbehandlung

Nach Abschluss des Verdichtens und der Oberflächenbearbeitung des Betons ist die Oberfläche unverzüglich nachzubehandeln. Die Nachbehandlung sollte so früh als möglich, den Witterungsbedingungen entsprechend, durchgeführt werden.

Dazu gehören: Schutz des Betons vor Austrocknung, Auskühlung, Frost, Erschütterungen, Regen und schroffen Temperaturunterschieden. Soll die Rissbildung an der freien Oberfläche infolge Fröhschwinden vermieden werden, ist eine zwischenzeitliche Nachbehandlung vor der Oberflächenbearbeitung durchzuführen.

Zwischennachbehandlung

Liegt die Verdunstung an der Betonoberfläche deutlich über der Überschußwassermenge (Blutwassermenge), ist eine Zwischennachbehandlung zu empfehlen.

Generell gilt: sobald als möglich und je früher, desto besser.

Abb. 6.4.1 Annahmekriterien für die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung

Annahmekriterien für die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung ¹⁾ der Baustelle (Beton nach Eigenschaften – Transportbeton)			
Anzahl „n“ der Einzelwerte	Mittelwert ²⁾ f _{cm} [N/mm ²]	Einzelwert f _{ci} [N/mm ²]	
		ÜK 1 + ÜK 2	ÜK 3
3 bis 4	f _{cm} ≥ f _{ck} + 1		
5 bis 6	f _{cm} ≥ f _{ck} + 2	f _{ci} ≥ f _{ck} - 4	f _{ci} ≥ 0,9 * f _{ck}
> 6	f _{cm} ≥ f _{ck} + (1,65 - 2,58 / √n) * σ		

¹⁾ Mittelwert von „n“ nicht überlappenden Einzelwerten.
²⁾ σ ist Standardabweichung der Stichprobe für n ≥ 35, wobei σ ≥ 3 N/mm² für ÜK 2 und σ ≥ 5 N/mm² für ÜK 3. Bei Stichproben für n < 35 gilt σ ≥ 4 N/mm².

Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

WU-Beton

Bei wasserundurchlässigen Bauteilen, umgangssprachlich auch WU-Bauwerke genannt, übernimmt der Beton nicht nur die tragende und aussteifende Funktion, sondern auch die abdichtende. Dies erfordert aber eine fachgerechte Fugenabdichtung und Konstruktion.

Die WU-Richtlinie (12/2017 vom DAfStb) gilt für die sogenannte „Weiße Wanne“ und regelt die Planung und die Ausführung von wasserundurchlässigen Bauwerken hinsichtlich der Dichtfunktion gegenüber Wasser.

Wasserundurchlässige Bauwerke sind so zu planen und auszuführen, dass die gemeinsam herausgearbeiteten und dokumentierten Gebrauchstauglichkeits- und Nutzungsanforderungen erfüllt werden. Daher sind Beanspruchungsklasse und Nutzungsklasse eindeutig definiert.

In der WU-Richtlinie werden verschiedene Entwurfsgrundsätze festgelegt, nach denen man die Wasserundurchlässigkeit und die vorgegebene Nutzungsqualität herstellen und erreichen kann.

Wasserundurchlässigkeit wird erzielt durch die Begrenzung des Feuchttransportes über die Bauteildicken, durch den Beton, durch Fugen, Einbauteile und Risse. Es ist deshalb eine möglichst zwangsfreie, am besten trennrissfreie Konstruktion anzustreben.

Es sind je nach Nutzungsanforderung drei unterschiedliche Entwurfsgrundsätze (EWG) und Konstruktionsprinzipien anzuwenden.

Entwurfsgrundsatz festlegen

Bauteilbezogen muss ein Entwurfsgrundsatz festgelegt werden:

Entwurfsgrundsatz a

Risse vermeiden

Entwurfsgrundsatz b

Risse für Selbstheilung begrenzen

Entwurfsgrundsatz c

Einzelrisse zulassen und planmäßig abdichten

Die in der Richtlinie gestellten Forderungen an das WU-Bauwerk können nur dann erfüllt werden, wenn alle Maßnahmen optimal ausgeführt werden. Daher ist eine gewissenhafte Planung und Ausführung und das Zusammenspiel aller Beteiligten sehr entscheidend.

Die WU-Richtlinie gilt für teilweise oder vollständig ins Erdreich eingebettete WU-Betonbauwerke (Weiße Wanne) sowie Decken und Dächer aus Beton (WU-Dächer), die nach DIN EN 1992-1 mit DIN EN 206 und DIN 1045 1-4 geplant und ausgeführt werden.

Anwendungsbereich

- Allgemeiner Hoch- und Wirtschaftsbau
- Vollständig oder teilweise ins Erdreich eingebettete Untergeschosse
- Dächer aus Beton

ACHTUNG: Sie gilt nicht

- für Silos und Behälterbauwerke (EC2, Teil 3)
- für Tunnel- und Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING oder ZTV-W

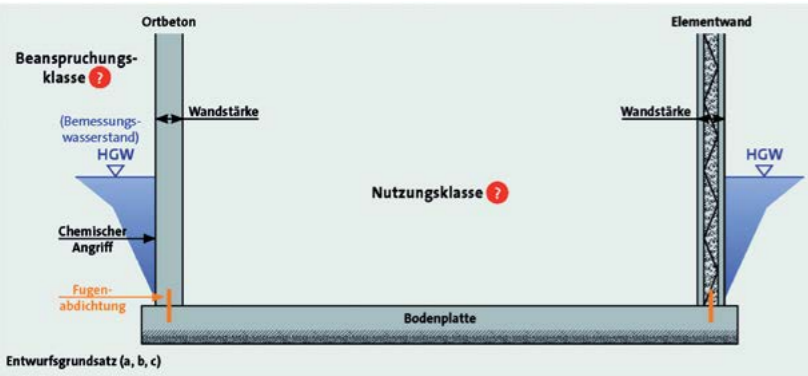


Abb. 7.1.1 Beanspruchungs- und Nutzungsklassen bei WU-Betonen

Bei der ungerissenen Bauweise erfüllt der Beton, bei Einhaltung der Planungs- und Ausführungsorgfalt, hohe Dichtheitsanforderungen auch bei hohem Wasserdruck. Wichtig hierbei sind die Bauteildicke, die Betonqualität und die Fugenabdichtungssysteme.

Ein temporärer Wasserdurchtritt ist bei allen Trennrissen, auch bei einer Rissbreite unter 0,1 mm, generell möglich. Für eine hochwertige Nutzung ist selbst ein temporärer Wasserdurchtritt unzulässig.

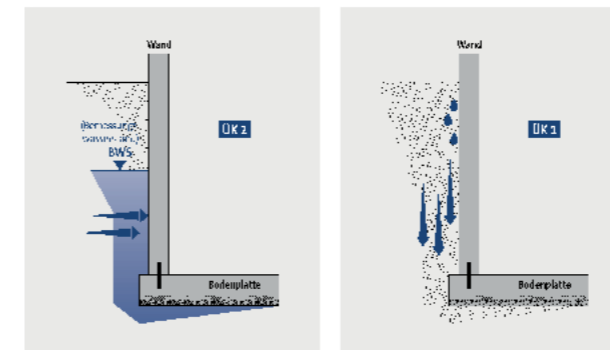
Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

Festlegung der Beanspruchungsklasse

Die Beanspruchungsklasse muss unter Berücksichtigung anfallender Nässe oder Feuchte und angreifender Wässer und Böden festgelegt werden. Hierfür ist das Bodengutachten entscheidend. Daraus ergeben sich die Anforderungen an die Expositionsclassen und die Höhen für den Bemessungswasserstand.

Der Planer sollte den Bauherrn über mögliche Ausführungsvarianten und Möglichkeiten aufklären, sowie Vor- und Nachteile besprechen. Künftige Nutzungsänderungen sind hier ebenfalls mit einzubeziehen. Es sollte auch ganz klar definiert werden, ab wann die geplante Wasserundurchlässigkeit hergestellt sein muss und wann Nutzungsbeginn sein wird.

Beanspruchungsklasse 1	Beanspruchungsklasse 2
NASS	FEUCHT
<ul style="list-style-type: none"> • ständig und zeitweise drückendes Wasser • immer für WU-Dächer 	<ul style="list-style-type: none"> • Bodenfeuchte und an der Wand frei ablaufendes Wasser



Festlegung der Nutzungsklasse

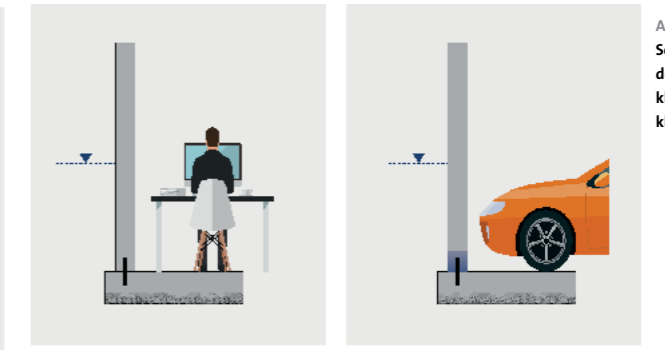
Die Nutzungsklasse erfasst die Art der Nutzung des Objekts im Sinne eines Kellerraums oder eines Wohnraums. Bei hochwertiger Nutzung ist ein Wasserdurchtritt durch Risse und Fugen, auch temporär während der Nutzung auszuschließen. Alternativ, die Nutzungsanforderungen sind so gering, dass ein temporärer Wasserdurchtritt akzeptiert werden kann, wenn die Bauteiloberflächen einsehbar und Wasserdurchtrittsstellen nachträglich abgedichtet werden können.

Die Nutzungsklasse und der Nutzungsbeginn müssen definiert werden. Der Bauherr legt mit Unterstützung des Planers die vorgesehene Nutzung und die Anforderungen an das Raumklima fest. Aufgrund dieser Anforderung definiert der Planer die erforderliche Nutzungsklasse.

Nutzungsklasse A

- Feuchtstellen auf der luftseitigen Bauteiloberfläche als Folge von Wasserdurchtritt nicht zulässig
- Anforderungen an Bauteiloberflächen ohne Tauwasserbildung und/oder trockenes Raumklima erfordern entsprechende raumklimatische und bauphysikalische Maßnahmen (siehe DBV-Merkblatt)
- Kellerräume für hochwertige Nutzung. Nähere Angaben im DBV-Merkblatt „Hochwertige Nutzung von Untergeschossen - Bauphysik und Raumklima“. Hrsg. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein.

Nutzungsklasse A	Nutzungsklasse B
TROCKEN	FEUCHT
<ul style="list-style-type: none"> • Standard für Wohnungsbau • Lagerräume mit hochwertiger Nutzung 	<ul style="list-style-type: none"> • Einzelgaragen, Tiefgaragen • Installations- und Versorgungsschächte • Kanäle • Lagerräume mit geringen Anforderungen



Nutzungsklasse B

- Begrenzter Wasserdurchtritt, Feuchtstellen auf der luftseitigen Bauteiloberfläche als Folge von Wasserdurchtritt zulässig
- Feuchtstellen sind definiert als feuchtebedingte Dunkelfärbungen. Jedoch kein Abfließen oder Abtropfen von Wassertropfen oder Wasserdurchtritte, die zu Pfützen führen

Abb. 7.1.2 Beanspruchungsklassen und Nutzungsklassen

Abb. 7.1.3 Schematische Darstellung der Beanspruchungsklassen und Nutzungsklassen

Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

Drei Entwurfsgrundsätze

a) Vermeidung von Trennrissen durch die Festlegung von:

Konstruktiven Maßnahmen:

- ➔ Vermeidung von Reibung und Zwang
- ➔ Gleitschichten
- ➔ Keine Festhaltepunkte
- ➔ Hydratationsgassen
- ➔ Anordnen von Fugen

Betontechnologischen Maßnahmen:

- ➔ Betonrezepturen mit niedriger Hydratationswärme
- ➔ Wärmehaltende Nachbehandlung
- ➔ Kühlen des Frischbetons
- ➔ Möglichst niedrige Frischbetontemperaturen

Ausführungstechnischen Maßnahmen:

- ➔ Frühzeitig einsetzende Nachbehandlung
- ➔ Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung
- ➔ Wahl des richtigen Betonierzeitpunkts
- ➔ Wärmehaltende Nachbehandlung

b) Festlegung von Trennrissbreiten

- ➔ Risse für die Selbstheilung begrenzen
- ➔ Bauweise mit Trennrissen, festlegen von Rissbreiten (viele kleine Risse mit geringen Rissbreiten, Wasserdurchtritt kann hier durch Selbstheilung begrenzt werden)
- ➔ Bei hochwertiger Nutzung (Nutzungsklasse A) unzulässig

c) Festlegung von Trennrissbreiten mit planmäßigen Dichtmaßnahmen

- ➔ Einzelrisse zulassen und planmäßig abdichten
- ➔ Bauweise mit Trennrissen, festlegen von Rissbreiten (wenig breite Risse) in Kombination mit planmäßigen Dichtmaßnahmen.

Zulässige Rissbreiten im Betonbau, die bei der Tragwerksplanung berücksichtigt werden müssen

< 0,1 mm	< 0,2 mm	< 0,3 mm	< 0,4 mm	> 0,4 mm
kaum sichtbar	Vorspannung mit Verbund	Stahlbeton Außenbauteile XC2, XC4, XD, XS Vorspannung ohne Verbund	Stahlbeton Innenbauteile XC1	Einfluss auf die Dauerhaftigkeit (daher Maßnahmen erforderlich)
WU-Bauwerke, Auffangbauwerke (nach Wasserhaushaltsgesetz WHG)				

Selbstheilung von Rissen

Selbstheilung von Rissen durch Neubildung von Kalziumkarbonat an den Rissflanken. Dieser Vorgang entsteht nur bei Wasserführenden Rissen.

Vorgang der Selbstheilung

Durch die Hydratation des Zementes (Reaktion Zement mit Wasser) wird Kalziumhydroxid in der Porenlösung freigesetzt. Dieses Kalziumhydroxid wird mit dem Wasser in den Riss transportiert, das Wasser verdunstet, das Kalziumhydroxid lagert sich an und reagiert mit dem CO₂ an der Luft zu Kalziumkarbonat, also reinem Kalk. Das ist vergleichbar mit der Stalaktitbildung in einer Tropfsteinhöhle. Ein Feuchtedurchtritt ist trotzdem auch nach Jahren immer noch möglich.



Abb. 7.1.5 Selbstheilung von Rissen

Bauteildicke

Die Mindestdicke und Konstruktion von WU-Bauteilen sind so zu wählen, dass die Bauteile unter Beachtung der Betondeckung, der Bewehrung, der Fugenabdichtungen und der Einbauteile fachgerecht betoniert werden können. Die tragende und die dichtende Funktion müssen zusätzlich zu den anderen geforderten Eigenschaften erfüllt werden. Empfohlene Mindestbauteildicken für WU-Bauteile für alle Nutzungsklassen sind in der unten aufgeführten Tabelle in Abhängigkeit der gewählten Beanspruchungsklasse angegeben. Diese Angaben gelten für Betone gemäß der DAFStb-Richtlinie »Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton« Ausgabe Dezember 2017.

In vielen Fällen führen die genannten Mindestabstände aufgrund der Anforderung zur Betonierbarkeit gegebenenfalls zu dickeren Bauteilen als die Mindestdicken nach WU-Richtlinie.

Anforderungen an den Beton

- Konsistenzklasse F3 und weicher – bei Mindestbauteildicken und Beanspruchungsklasse 1
- Wasserzementwert $w/z_{eq} \leq 0,55$ ergibt in der Regel C30/37, was auch rechnerisch anzusetzen ist
- Größtkorn ≤ 16 mm
- Automatisch ÜK 2
- Bei Erhöhung des w/z-Werts auf maximal 0,60, Erhöhung der Wanddicke um 15 % von 240 mm auf 280 mm

Empfohlene Mindestwandstärken nach WU-Rili

Bauteil	Beanspruchungsklasse	Ausführungsart		
		Ortbeton [mm]	Elementwände oder Elementdecken mit Ortbetonergänzung [mm]	Fertigteile [mm]
Wände	1 (Wasser)	240	240 - Ortbetonergänzung ≥ 120	200
	2 (Feucht)	200	240 - Ortbetonergänzung ≥ 120	100
Bodenplatte	1 (Wasser)	250	X	200
	2 (Feucht)	150	X	100
Dächer ohne WD	1 (Wasser)	200	240 - Ortbetonergänzung ≥ 180	180
Dächer mit WD	1 (Wasser)	180	220 - Ortbetonergänzung ≥ 160	160



Abb. 7.1.6 Ortbeton

Erhöhung der Mindestwandstärken um 15 %

Bauteil	Beanspruchungsklasse	Ausführungsart		
		Ortbeton [mm]	Elementwände oder Elementdecken mit Ortbetonergänzung [mm]	Fertigteile [mm]
Wände	1 (Wasser)	280 (+ 40)	280 (+ 40) - Ortbetonergänzung ≥ 120	230 (+ 30)
	2 (Feucht)	200	240 - Ortbetonergänzung ≥ 120	100
Bodenplatte	1 (Wasser)	290 (+ 40)	X	230 (+ 30)
	2 (Feucht)	150	X	100
Dächer ohne WD	1 (Wasser)	230 (+ 30)	280 (+ 40) - Ortbetonergänzung ≥ 180	210 (+ 30)
Dächer mit WD	1 (Wasser)	210 (+ 30)	250 (+ 30) - Ortbetonergänzung ≥ 160	180 (+ 20)



Abb. 7.1.7 Elementwände mit Ortbetonergänzung

Rezepturvorgabe bei Ausnutzung der Mindestwandstärke

Beanspruchungsklasse 1 (Wasser)	Beanspruchungsklasse 2 (Feuchte)
Rezeptur bei 1 - Wasser - Ausnutzung der Mindestwandstärke	Rezeptur bei 2 - Feuchte und Erhöhung der Mindestwandstärke um 15 %
$w/z \leq 0,55$ (ergibt in der Regel C30/37) Größtkorn 16 mm ÜK 2	$w/z \leq 0,60$ (Beton mit hohem Wassereindringwiderstand) Größtkorn 16 mm ÜK 1 (bei 1 - Wasser immer ÜK 2)



Abb. 7.1.8 Fertigteile

Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

Betonierbarkeit

Für Ortbeton- oder Elementwände bei Beanspruchungsklasse 1 (drückendes Wasser) gelten über den empfohlenen Mindestbauteilstärken laut Tabelle besondere Anforderungen an die lichten Innenmaße zur Sicherstellung der Betonierbarkeit und eines fachgerechten Einbaus von innenliegenden Fugenabdichtungen.

Größtkorn in Abhängigkeit vom lichten Bewehrungsabstand

Die folgenden Werte gelten grundsätzlich zwischen den Bewehrungslagen und bei Elementwänden ohne Bewehrung in der Ortbetoneingangsung zwischen den Innenflächen der Fertigteilwände.

Ortbetonwand
Lichtes Maß zwischen den Bewehrungslagen

Elementwand
Füllbeton

Bei Fallhöhen > 1 m und bei Mindestwandstärke Anschlussmischung D8 mm mind. 30 cm

immer Anschlussmischung D8 (Größtkorn 8 mm) mind. 30 cm

mind. 30 mm Aufständern

Beanspruchungsklasse 1

$b_{w,i} \geq 18 \text{ cm}$	$D_{max} = 32 \text{ mm}$	$d \geq 24 = (w/z)_{eq} \leq 0,55$ $\leq 16 \text{ mm Größtkorn}$
$b_{w,i} \geq 14 \text{ cm}$	$D_{max} = 16 \text{ mm}$	
$b_{w,i} \geq 12 \text{ cm}$	$D_{max} = 8 \text{ mm}$	

D_{max} - Durchmesser des Größtkorns der GK

Größtkorn in Abhängigkeit vom lichten Maß zwischen den Bewehrungslagen $b_{w,i}$



Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

Anforderungen an Beton für wasserundurchlässige Bauwerke nach WU-Richtlinie

Voraussetzung: keine Anforderungen aus XA und XS

	Beanspruchungsklasse	Bauteildicke [mm]	Betonzusammensetzung (hoher Wassereindringwiderstand)	$b_{w,i}$ [mm] ¹⁾	Größtkorn [mm]	Anschlussmischung	Bemerkung
Wände (Ortbeton)	1	Mindestdicke 240	$(w/z)_{eq} \leq 0,55$ $\approx C30/37$	< 120	-	-	nicht erlaubt
				≥ 120	8	-	-
				≥ 140	16	8 mm	-
	2	Mindestdicke 200	$(w/z)_{eq} < 0,60$ $= C25/30$	≥ 140	16	Bei Fallhöhe > 1 m auch 8 mm	-
				≥ 180	32		-
				> 200	keine Anforderungen	-	-
Bodenplatte	1	Mindestdicke 250	$(w/z)_{eq} < 0,55$ $\approx C30/37$	keine Anforderungen		-	-
	2	150	$(w/z)_{eq} < 0,60$ $= C25/30$	keine Anforderungen		-	-
Kernbeton für Elementwände	1	Mindestdicke 240 Kern > 120 mit 8 mm GK	$(w/z)_{eq} < 0,55$ $\approx C30/37$	< 120	-	-	nicht erlaubt
				≥ 120	8	8 mm	-
				≥ 140	16	8 mm	-
	2	Mindestdicke 240 (200) ²⁾	$(w/z)_{eq} < 0,60$ $= C25/30$	≥ 140	16	8 mm	-
				≥ 180	32	8 mm	-
				> 240	keine Anforderungen	8 mm	-

Abb. 7.1.12 Anforderungen an Beton für wasserundurchlässige Bauwerke nach WU-Richtlinie

¹⁾ Lichtes Maß zwischen Bewehrungslagen bei Wänden bzw. zwischen Innenflächen der Fertigteile bei Kernbeton
²⁾ Besondere betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen

zusätzliche Anforderungen (ggf. sinnvoll)	<ul style="list-style-type: none"> LH-Zemente oder Zemente mit normaler Festigkeitsentwicklung Begrenzung der Frischbetontemperatur besondere Nachbehandlungsmaßnahmen (z. B. um kontrollierten Wärmeabfluss zu ermöglichen)
Anschlussmischung	bei Fallhöhen > 1 m: immer Anschlussmischung mit max. 8 mm Größtkorn Höhe = Bauteildicke, jedoch mind. 30 cm hoch
Konsistenzklasse	F3, F4, F5 oder F6 (SVB möglich) - Frischbetondruck und Steiggeschwindigkeit beachten (abhängig vom Einbauverfahren), Schalung oder Fertigteilenelement
Stahlfaserbeton	Stahlfaserbeton (SFB) möglich: Abminderung der konventionellen Bewehrung nach DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton

Abb. 7.1.13 Zusätzliche Maßnahmen und Hilfen

Leitfaden für WU-Beton

Für weitere, detailliertere und umfangreiche Informationen steht unser „Leitfaden für WU-Beton“ als Broschüre oder als PDF-Datei auf unserer Homepage (www.holcim.de) zur Verfügung.



Abb. 7.1.9 Anforderung an Beton und Größtkorn

Abb. 7.1.10 (links) Aufständern von Elementwänden

Abb. 7.1.11 (rechts) Abschalung der Aufständern

Frost- und Frost-Tausalzbeständiger Beton

Allgemeines

Der Schadensmechanismus und die Schadensbilder durch Frost- und Frost-Tausalz-Angriff werden im Kapitel 10.4 näher beschrieben. In diesem Kapitel werden die Anforderungen zur Herstellung von Frost- und Frost-Tausalzbeständigen Betonen beschrieben.

Betonzusammensetzung bei Frost- und Frost-Taumittel-Angriff

Bauteile, die unmittelbar Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, müssen einen ausreichenden Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand während ihrer Nutzungsdauer aufweisen. Die Beanspruchung reicht von geringem Frost-Angriff bis zu starkem Frost-Tausalz-Angriff.

Die Wahl einer geeigneten Betonzusammensetzung kann Schäden durch Frost- und Frost-Taumittel-Angriff weitestgehend vermeiden.

Zur Erzielung eines ausreichenden Widerstandes legen die DIN EN 206-1 und die DIN 1045-2 Anforderungen an die Ausgangsstoffe und die Betonzusammensetzung fest.

Die Anforderungen entsprechend der Expositionsklassen sind in der Abbildung 7.2.1 enthalten

Es werden maximale w/z-Werte, Mindestdruckfestigkeitsklassen und Mindestzementgehalte festgelegt.

Es ist auf die Verwendung von Frost- bzw. Frost-Tausalzbeständiger Gesteinskörnung zu achten.

Betone der Expositionsklasse XF2 und XF3 können mit Luftporenbildner hergestellt werden. Dann darf die Mindestdruckfestigkeitsklasse eine Stufe niedriger und der maximale w/z-Wert höher ausfallen. Betone der Expositionsklasse XF4 müssen mit LP-Bildner hergestellt werden.

Der Mindestluftgehalt bei Verwendung von LP-Bildnern ist in der Abbildung 7.2.2 in Abhängigkeit vom Größtkorn dargestellt.

Für Fließbeton ist der Mindestluftgehalt nach Abbildung 7.2.2 um 1 % zu erhöhen. In diesem Fall ist das „Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton“ der FGSV zu beachten.

Größtkorn [mm]	8	16	32	63
Mindestluftgehalt [Vol.-%]	5,5	4,5	4,0	3,5

Einzelwerte dürfen diese Werte um maximal 0,5 % unterschreiten.

Abb. 7.2.2
Mittlerer Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau

Expositionsklasse	max. w/z bzw. w/z _{eq}	Mindestdruckfestigkeitsklasse ¹⁾ [N/mm ²]	Mindestzementgehalt ²⁾ [kg/m ³]	Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen ^{2), 3)} [kg/m ³]	Mindestluftgehalt [Vol.-%]	Andere Anforderungen
XF1	0,60	C25/30	280	270	-	F44
XF2	0,55 ³⁾	C25/30	300	270 ⁵⁾	6)	MS25 ⁴⁾
	0,50 ³⁾	C35/45 ^{7), 8)}	320 ⁸⁾	270 ⁵⁾	-	
XF3	0,55	C25/30	300	270	6)	F2 ⁴⁾
	0,50	C35/45 ^{7), 8)}	320 ⁸⁾	270	-	
XF4 ⁵⁾	0,50 ³⁾	C30/37 ⁷⁾	320 ⁸⁾	270 ⁵⁾	6), 9)	MS18 ⁴⁾

¹⁾ Mindestdruckfestigkeitsklasse gilt nicht für Leichtbeton
²⁾ Bei 63 mm Größtkorn darf der Zementgehalt um 30 kg verringert werden
³⁾ Für die Anrechnung von Zusatzstoffen sind die Bedingungen von DIN 1045-2 einzuhalten
⁴⁾ Gesteinskörnungen mit Regelanforderungen und zusätzlich Widerstand gegen Frost bzw. Frost und Taumittel
⁵⁾ Nur Anrechnung von Flugasche zulässig. Weitere Zusatzstoffe dürfen zugesetzt, aber nicht auf den Zementgehalt oder den w/z-Wert angerechnet werden.
 Bei Zugabe von Flugasche und Silikastaub ist jegliche Anrechnung ausgeschlossen.
⁶⁾ Mittlerer Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau: es gelten die Angaben von Abb. 7.2.2
⁷⁾ Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen (r < 0,30) eine Festigkeitsklasse niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die Festigkeitsklasse ist auch in diesem Fall nach 28 Tagen zu bestimmen.
⁸⁾ Nach DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ sind kleinere Grenzwerte möglich.
⁹⁾ Herstellung ohne Luftporen ist zulässig für erdfeuchten Beton mit w/z-Wert ≤ 0,40 sowie bei Anwendung von CEM III/B für Meerwasserbauteile und Räumlaufbahnen.

Frost- und Frost-Tausalzbeständiger Beton

Wirkungsweise der Luftporen im Beton

Mit Hilfe von Zusatzmitteln (Luftporenbildner – LP-Mittel) werden künstlich kleine, fein verteilte kugelige Mikroluftporen in den Beton eingebracht, die eine bestimmte Größe (Durchmesser ≤ 0,3 mm) und einen bestimmten maximalen Abstand (Abstandsfaktor AF ≤ 0,2 mm) aufweisen müssen.

Die positive Wirkung dieser eingeführten Luftporen ist vor allem darauf zurückzuführen, dass dem gefrierenden Wasser im Beton Expansionsraum zur Verfügung gestellt wird. Des Weiteren wird das sonst durchgängige Kapillarsystem des Betons unterbrochen und damit die Wasseraufnahme des Betons verringert. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme hängt wesentlich vom Einhalten des Mindestluftgehaltes und des Abstandsfaktors ab. Neben der positiven Wirkung der Mikroluftporen kommt es zu Verlusten der Druckfestigkeit des Betons.

Diese entsprechen etwa folgender Beziehung: Erhöhung des Luftporengehaltes um 1 Vol-% bewirkt eine Verminderung der Druckfestigkeit um 3 MPa und mehr.

Dieser Einfluss kann zum Teil durch betontechnologische Maßnahmen kompensiert werden, wenn die verflüssigende Wirkung des Luftporenbildners zur Verringerung des Wassergehaltes und somit zur Reduzierung des w/z-Wertes genutzt wird, oder auch durch den Einsatz von Zementen höherer Festigkeitsklasse. Diese Abschätzung gilt für Normalbeton. Bei hochfesten Betonen kann der Verlust der Druckfestigkeit höher ausfallen.

Grundsätzlich ist die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton sehr anspruchsvoll und wird von vielen Faktoren beeinflusst:

- Verwendete Betonausgangsstoffe (Zement, Gesteinskörnung, Zusatzstoffe, Zusatzmittel)
- Konsistenz des Betons
- Mischzeit und -intensität
- Temperatur
- Einbauart
- Verdichtungsart und -dauer

Prüfmethoden zur Bestimmung der Luftporen im Beton

Der Luftporengehalt lässt sich sowohl am Frischbeton als auch am Festbeton überprüfen. Wegen seiner einfachen Handhabung wird in Deutschland am häufigsten der Luftporentopf (Druckausgleichsverfahren nach DIN EN 12350-7) benutzt (siehe Abbildung 7.2.3 und 7.2.4). Die Bestimmung der Luftporenkennwerte am Festbeton erfolgt nach DIN EN 480-11 an geschliffenen Festbetonproben mittels Stereomikroskop (Abbildung 7.2.4). Der Einsatz bildgebender Systeme ist möglich.

Das Luftporengefüge wird durch folgende Kenngrößen beschrieben:

- Gesamter Luftporengehalt
- Spezifische Oberfläche eingeführter Luftporen
- Abstandsfaktor
- Porengrößenverteilung
- Gehalt an Mikroluftporen (Durchmesser < 300 µm)



Abb. 7.2.3 und 7.2.4
Gerät zur Messung des Luftgehalts von Frischbeton (Luftporentopf)



Abb. 7.2.5
Stereomikroskop mit automatischer Bildanalyse zur Ermittlung der Luftporenkennwerte am Festbeton

Mikrohohlkugeln als Alternative für Luftporenbetone

Als Alternative für die Verwendung von Luftporenbildnern wurden Mikrohohlkugeln entwickelt. Von den Herstellern von Mikrohohlkugeln gibt es bauaufsichtliche Zulassungen für die Verwendung im Beton, welche bei der Verwendung von Mikrohohlkugeln zu berücksichtigen sind. Der Nachweis des Luftgehaltes funktioniert nicht mit dem Luftporentopf. Der Nachweis von Mikrohohlkugeln im Frischbeton ist durch Auswaschen nach ASTM C-173/C-173M-01 möglich. Der zur erforderlichen Dosierung gehörende Roll-A-Meter-Wert ist während der Erstprüfung zu bestimmen.

Für den Nachweis der Expositionsklasse XF3 ist der CIF-Test und für den Nachweis der Expositionsklasse XF4 ist der CDF-Test in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen vorgeschrieben. Der Grenzwert für XF4 ist von 1.500 g/m² auf 1.200 g/m² reduziert. Aufgrund der geringeren Festigkeitsreduzierung bei Einsatz von Mikrohohlkugeln gegenüber herkömmlichem Luftporenbeton ist eine Absenkung der Festigkeitsklasse, wie in Abbildung 7.2.1 dargestellt, nicht zulässig.

Beton mit hohem chemischen Widerstand

Allgemeines

Betone können unterschiedlichen chemischen Einflüssen ausgesetzt sein. Bei chemischem Angriff auf Beton unterscheidet man grundsätzlich zwischen lösendem und treibendem Angriff. In der Regel ist der Zementstein chemisch weniger beständig als die deutlich dichtere Gesteinskörnung. Allgemein kann die chemische Beständigkeit des Betons mit betontechnologischen Maßnahmen, vor allem mit einer hohen Dichtigkeit und der Wahl eines geeigneten Zements verbessert werden.

Weitere Informationen zu Schäden durch treibenden und lösenden Angriff werden in dem Kap. 10 „Ursachen und Vermeidung von Betonschäden“ gegeben.

Die DIN EN 206-1 sieht folgende Klassifizierung aufgrund chemischen Angriffs vor:

- XA1: chemisch schwach angreifende Umgebung
- XA2: chemisch mäßig angreifende Umgebung
- XA3: chemisch stark angreifende Umgebung.

Besteht der Verdacht auf aggressive Stoffe, ist eine Beurteilung der betonangreifenden Wässer, Böden und Gase mit Hilfe von chemischen Analysen erforderlich. Der Angriffsgrad von Grundwasser und Böden vorwiegend natürlicher Zusammensetzung wird in der Norm DIN EN 206-1 nach Grenzwerten beurteilt (Abb. 7.3.1). Sie gelten für sehr geringe Fließgeschwindigkeiten, bei denen nahezu hydrostatischer Druck angenommen werden kann, sowie für Umgebungstemperaturen zwischen 5 °C und 25 °C.

Der höchste Wert für jedes einzelne chemische Merkmal in Abb. 7.3.1 bestimmt die Expositionsklasse. Wenn zwei oder mehrere chemische Merkmale zu derselben Expositionsklasse führen, muss der nächsthöhere Angriffsgrad gewählt werden, sofern Fachleute nicht ein anderes Vorgehen vorschlagen. Bei Grundwässern kann aufgrund der geologischen Situation die betonschädigende Wirkung abgeschätzt werden (kalklösende Kohlensäure, Härtegrad). Schmelzwasser, Regenwasser und Oberflächengewässer sind normalerweise weiche Wässer. Grundwasser kann in der Nähe von Kohle- und Schlackehalden oder in Tonboden Sulfate enthalten. Durch Oxidation von Pyrit entstehen u. a. Schwefelverbindungen.

Schmelzwasser, Regenwasser und Oberflächengewässer sind normalerweise weiche Wässer. Grundwasser kann in der Nähe von Kohle- und Schlackehalden oder in Tonboden Sulfate enthalten. Durch Oxidation von Pyrit entstehen u. a. Schwefelverbindungen.

Freie Säuren sind in der Natur, abgesehen von der Kohlensäure, selten zu finden. Kohlensaures Wasser kann als Quellwasser auftreten, aber auch durch Gärprozesse von tierischen und pflanzlichen Stoffen in Faulwasser entstehen.

In Moor- und Sumpfgebieten können durch Oxidation des Schwefelwasserstoffs saure Grundwässer entstehen, wenn Kalk zur Neutralisation im Boden fehlt. Dagegen können Industrieabwässer spezifische Säuren (z. B. Milchsäuren) oder Salze (z. B. Sulfate) enthalten.

Chemisches Merkmal	XA1 (schwach angreifend)	XA2 (mäßig angreifend)	XA3 (stark angreifend)
Grundwasser			
pH-Wert	6,5 ... 5,5	< 5,5 ... 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
kalklösende Kohlensäure (CO ₂) [mg/l]	15 ... 40	> 40 ... 100	> 100 bis zur Sättigung
Ammonium ³⁾ (NH ₄ ⁺) [mg/l]	15 ... 30	> 30 ... 60	> 60 ... 100
Magnesium (Mg ²⁺) [mg/l]	300 ... 1.000	> 1.000 ... 3.000	> 3.000 bis zur Sättigung
Sulfat ⁴⁾ (SO ₄ ²⁻) [mg/l]	200 ... 600	> 600 ... 3.000	> 3.000 und ≤ 6.000
Boden			
Sulfat ⁵⁾ (SO ₄ ²⁻) [mg/kg] insgesamt	2.000 ... 3.000 ⁶⁾	> 3.000 ⁶⁾ ... 12.000	> 12.000 und ≤ 24.000
Säuregrad	> 200 Baumann-Gully	in der Praxis nicht anzutreffen	

³⁾ Werte gültig für Wassertemperatur zwischen 5 °C und 25 °C sowie bei sehr geringer Fließgeschwindigkeit (näherungsweise wie für hydrostatische Bedingungen)
⁴⁾ Der schärfste Wert für jedes einzelne Merkmal ist maßgebend. Liegen zwei oder mehrere angreifende Merkmale in derselben Klasse, davon mindestens eines im oberen Viertel (bei pH im unteren Viertel), ist die Umgebung der nächsthöheren Klasse zuzuordnen. Ausnahme: Nachweis mittels spezieller Studie, dass dies nicht erforderlich ist.
⁵⁾ Gülle darf, unabhängig vom NH₄⁺-Gehalt, in Expositionsklasse XA1 eingeordnet werden.
⁶⁾ Sulfatgehalte oberhalb 600 mg/l sind im Rahmen der Festlegung des Betons anzugeben. Bei chemischen Angriffen durch Sulfat (ausgenommen bei Meerwasser) für Expositionsklasse XA2 und XA3 ist ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zement) erforderlich. Für SO₄²⁻ ≤ 1.500 mg/l ist anstelle von SR-Zement eine Mischung aus Zement und Flugasche zulässig.
⁷⁾ Tonböden mit einer Durchlässigkeit ≤ 10–5 m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden.
⁸⁾ Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton – zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen – besteht, ist der Grenzwert von 3.000 mg/kg auf 2.000 mg/kg zu vermindern.

Beton mit hohem chemischen Widerstand

Mindestanforderungen

DIN EN 206-1 legt für Betone mit hohem chemischen Widerstand für die einzelnen Expositionsklassen die Mindestanforderungen fest (Abb. 7.3.2).

Expositionsklassen	Betonkorrosion durch chemischen Angriff		
	XA1	XA2 ⁵⁾	XA3 ^{3), 6)}
max. w/z	0,60	0,50	0,45
Minstdruckfestigkeitsklasse ¹⁾	C25/30	C34/45 ^{3), 4)}	C35/45 ⁴⁾
Mindestzementgehalt ²⁾ [kg/m ³]	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen ²⁾ [kg/m ³]	270	270	270

¹⁾ Gilt nicht für Leichtbeton
²⁾ Bei einem Größtkorn von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden
³⁾ Bei Verwendung von Luftporenbeton eine Festigkeitsklasse niedriger. In dem Fall darf Fußnote⁴⁾ nicht angewendet werden
⁴⁾ Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen (r<0,30) eine Festigkeitsklasse niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die geforderte Druckfestigkeitsklasse ist an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen. In dem Fall darf Fußnote³⁾ nicht angewendet werden
⁵⁾ Bei chemischem Angriff durch Sulfat (ausgenommen bei Meerwasser) muss oberhalb der Expositionsklasse XA1 Zement mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zement) verwendet werden
⁶⁾ Schutzmaßnahmen erforderlich, ggf. besonderes Gutachten für eine Sonderlösung

Abb. 7.3.2 Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton zur Vermeidung von Betonkorrosion durch chemischen Angriff

Widerstand

Der Widerstand von Beton gegenüber einem lösenden Angriff und Sulfatangriff setzt sich aus einem physikalischen und einem chemischen Widerstand zusammen. Für den physikalischen Widerstand ist ein dichtes Betongefüge maßgebend, welches vor allem über den w/z-Wert, die Zementart, eine sorgfältige Verdichtung und ausreichend lange Nachbehandlung gesteuert wird. Für den chemischen Widerstand sind der Zement und ggf. eingesetzte Zusatzstoffe ausschlaggebend.

Der w/z-Wert ist der maßgebende Parameter für die chemische Beständigkeit von Beton und darf nach Norm DIN EN 206-1 je nach Angriffsart und Expositionsklasse 0,50 nicht überschreiten.

Portlandkompositzemente mit chemisch reaktiven Zementzusatzstoffen wie Hüttensand, Flugasche oder Silikastaub können die chemische Beständigkeit des Betons verbessern, indem sie und ihre Hydratphasen den Gelporenraum zwischen den Hydratationsprodukten des Zements ausfüllen und somit zu einer Verdichtung des Betongefüges gegenüber aggressiven Stoffen beitragen. Zudem binden sie das Kalziumhydroxid (Ca(OH)₂) in die Kalziumsilikathydratphasen (C-S-H) während der puzzolanischen oder latent hydraulischen Reaktionen ein, so dass weniger

leicht lösliches, auswaschbares oder austauschbares Kalziumhydroxid zur Verfügung steht. Der chemische Widerstand eines Zements hängt bei einem Sulfatangriff von der Zusammensetzung des Zementklinkers (C₃A-Gehalt) und dem Klinkergehalt sowie von der Art und dem Anteil der Hauptbestandteile des Zements ab.

Die natürlichen Gesteinskörnungen sind normalerweise viel dichter und chemisch beständiger als der Zementstein. Die chemische Beständigkeit der Gesteinskörnung kommt erst bei starkem Angriff durch Säuren oder Laugen zum Tragen.

Inerte Betonzusatzstoffe beeinträchtigen die chemische Beständigkeit des Betons, da sie in der Regel den Wasseranspruch erhöhen und damit ein poröses Betongefüge schaffen.

Reaktive Betonzusatzstoffe, wie z. B. Flugaschen oder Silikastaub, können bei ausreichender Dosierung und Mahlfeinheit einen positiven Effekt auf die chemische Beständigkeit haben. Die Wirksamkeit muss in Kombination mit dem gewählten Zement überprüft werden.

Leichtverdichtbarer Beton

Entwicklung

Seit Beginn des modernen Betonbaus ist eine kontinuierliche Zunahme der verwendeten Betonkonsistenzen zu beobachten. Im Wesentlichen ist dies auf die fortschreitende Entwicklung von geeigneten Betonzusatzmitteln wie der neuen Fließmittelgeneration auf Polycarboxylatether-Basis (PCE) zurückzuführen.

Durch den Einsatz von Verflüssigern und Fließmitteln wird es möglich, weiche Frischbetone mit hohen Druckfestigkeiten sowie sedimentationsstabile Betone hoher Konsistenzen verlässlich herzustellen. Anspruchsvolle Bauteile können so durch eine bessere Verarbeitbarkeit des frischen Betons mangelarmer und dauerhafter erstellt werden.

In der Praxis bezeichnet man Betone der Ausbreitmaßklasse F5 und F6 als leichtverdichtbare Betone. Sie sind ähnlich fließfähig wie selbstverdichtende Betone, fallen allerdings in den Regelungsbereich der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 und bedürfen trotz der hohen Fließfähigkeit einer leichten Verdichtung.



Abb. 7.4.1
Leichtverdichtbarer Beton F6

Einsatzgebiete

Die Einsatzmöglichkeiten von leichtverdichtbaren Betonen sind vielfältig. Die leichte Verarbeitbarkeit bietet Vorteile bei dicht bewehrten sowie schlecht zugänglichen Bauteilen. Dies ist besonders dann der Fall, wenn anspruchsvolle Bauaufgaben realisiert werden sollen. Wasserundurchlässige Konstruktionen lassen sich beispielsweise sehr vorteilhaft erstellen. Insbesondere der Anschluss der Wände an die Sohlplatte ist aufgrund der schweren Zugänglichkeit beim Verdichten ein kritischer Punkt während der Bauausführung.

Leichtverdichtbare Betone können hier besonders vorteilhaft eingesetzt werden und führen zu einer verbesserten Qualität der Wannenkonstruktion.

Aufgrund ihrer Zusammensetzung bieten leichtverdichtbare Betone ein äußerst dichtes Betongefüge. Die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen kann so gesteigert werden. Weitere Vorteile bietet leichtverdichtbarer Beton zur Herstellung von Sichtbetonflächen. Zum einen basiert dies auf einfachem und somit gleichmäßigerem Einbau, zum anderen werden unterschiedliche Schalhäute aufgrund der Materialeigenschaften des Betons optimal abgebildet.

Im Bereich des Wohnungsbaus wird leichtverdichtbarer Beton immer häufiger zur Herstellung von Sohl- und Bodenplatten verwendet. Gründe dafür sind der einfache und schnelle Einbau sowie eine bessere Qualität.



Abb. 7.4.2
Leichtverdichtbarer Beton vereinfacht den Einbau



Abb. 7.4.3
Sichtbetonflächen aus leichtverdichtbarem Beton

Leichtverdichtbarer Beton

Technologie

Die Fließfähigkeit leichtverdichtbarer Betone wird durch eine spezielle Betonzusammensetzung erreicht. Im Gegensatz zu Betonen vergleichbarer Druckfestigkeitsklasse und steiferer Konsistenz kann von einem erhöhten Mehlkorngehalt ausgegangen werden. Als Anhaltswert ist ein Bindemittelgehalt von ca. 420 kg/m³ zu nennen. Als zweckmäßig hat sich die Verwendung von Steinkohlenflugasche oder Kalksteinmehl als Zusatzstoff erwiesen. Zusammen mit einem planmäßig moderaten bis niedrigen Wassergehalt wird so ein stabiler Leim erreicht. Als Fließmittel werden überwiegend Produkte auf Polycarboxylatether-Basis (PCE) verwendet. Der Einsatz von Kombinationsprodukten aus herkömmlichen Fließmitteln und Fließmitteln auf PCE-Basis ist ebenso denkbar.

Vorteilhaft ist weiterhin die Verwendung von stabilisierenden Zusatzmitteln. Diese erhöhen die Robustheit des Frischbetons gegenüber naturgemäßen Schwankungen der Ausgangsstoffe.

Für die Gesteinskörnung muss insbesondere dem Sand eine gesteigerte Aufmerksamkeit geschenkt werden. Zu scharfe Sande wirken sich negativ auf die Sedimentationsstabilität aus. Die Fließfähigkeit des Frischbetons kann durch zu feine Sande, mit einem zu hohen Anteil abschlämmbarer Anteile, negativ beeinflusst werden. Aufgrund der mit steigendem Durchmesser zunehmenden Sedimentationsneigung ist das Größtkorn – ähnlich wie bei selbstverdichtendem Beton – auf 16 mm begrenzt.

Frischbetonprüfungen

Leichtverdichtbarer Beton wird hergestellt nach den Regeln der DIN EN 206-1/DIN 1045-2. Demnach wird die Konsistenz durch die Prüfung des Ausbreitmaßes gemäß DIN EN 12350-5 festgestellt. Eine qualitative Beurteilung von Fließverhalten und Sedimentationsstabilität sollte in jedem Fall erfolgen. Die Prüfung von Fließzeit und Setzfließmaß (vgl. Kap. »Selbstverdichtender Beton«) ist für leichtverdichtbare Betone normativ nicht erforderlich. Gleichwohl kann die Beurteilung von leichtverdichtbaren Betonen nach eben diesen Kriterien hilfreich sein.

Herstellung von leichtverdichtbarem Beton im Transportbetonwerk

Leichtverdichtbarer Beton ist ein Beton mit besonderen Frischbetoneigenschaften. Es dürfen ausschließlich geeignete Einsatzstoffe verwendet werden. Ähnlich wie bei selbstverdichtendem Beton ist ein Wechsel der Einsatzstoffe ohne vorige Prüfung nicht empfehlenswert.

Für eine exakte Dosierung des Zugabewassers ist eine Erfassung der Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung während der Produktion vorteilhaft.

Die Herstellung von leichtverdichtbarem Beton erfordert in der Regel eine längere Nassmischzeit. Als Richtwert kann von 60 Sekunden ausgegangen werden.



Abb. 7.4.4
Ausbreitmaß Leichtverdichtbarer Beton F6

Leichtverdichtbarer Beton

Verarbeitung auf der Baustelle

Wie aus der Namensgebung des Betons deutlich wird, bietet leichtverdichtbarer Beton gute Verarbeitungseigenschaften. Gleichwohl ist vor Beginn und während des Betoneinbaus auf einige Besonderheiten zu achten. Die verwendete Schalung muss ausreichend dicht sein. Einbauteile müssen entsprechend gegen Auftrieb gesichert werden. Bei aufgehenden Bauteilen wie Wänden oder Stützen muss der erhöhte Schalungsdruck beachtet werden. Der Einbau erfolgt in der Regel mit der Betonpumpe. Das Einbringen mittels Krankübel ist ebenso möglich wie die Betonierung direkt aus dem Fahrnischer.

Trotz seiner ausgezeichneten Fließigenschaften ist leichtverdichtbarer Beton in der Regel nicht selbstnivellierend. Das bedeutet, dass die Herstellung von oberflächenfertigen Platten (z. B. Industrieböden, Bodenplatten oder Decken) ohne zusätzliche Bearbeitung des Frischbetons während des Einbaus nicht möglich ist. Eine Kontrolle der Einbauhöhen während des Betonierens muss erfolgen. Entlüftet wird der Beton in der Regel durch leichtes Stochern. Vom Rütteln des Frischbetons ist grundsätzlich abzuraten, da dies schnell zu einer Sedimentation führen kann.

Eine weitere Möglichkeit der Verdichtung bei plattenartigen, stahlfaserbewehrten Bauteilen ist das tiefe Eintauchen mit der sogenannten Schwabbelstange. Die Betonoberfläche wird anschließend durch wellenartige Bewegungen mit der Schwabbelstange hergestellt. Dieser Arbeitsgang ersetzt das übliche Abziehen des höhengerecht eingebauten Betons. Die Nachbehandlung muss unmittelbar im Anschluss beginnen.



Abb. 7.4.6
Leichtverdichtbarer Beton F6



Abb. 7.4.5
Leichtverdichtbarer Beton F6

Leichtverdichtbarer Beton

Vorteile von leichtverdichtbarem Beton - LVB

Die Baukosten lassen sich mit leichtverdichtbarem Beton senken, da der Zeit- und Personalaufwand bei gleicher oder sogar besserer Qualität des Betons deutlich geringer sind.

Weitere Vorteile von LVB:

- leichte Verarbeitbarkeit
- reduzierter Verdichtungsaufwand
- bessere Oberflächenqualität
- Verringerung der Lärmbelästigung
- erhöhte Dauerhaftigkeit
- freie Bauteilplanung

Bewehrungsgrad	Bauteilgeometrie		
dicht	F6/SVB	SVB	SVB
locker	F5/F6	F6	SVB
unbewehrt	F5	F5/F6	F6/SVB

Abb. 7.4.7
Anwendungsbereiche von LVB und SVB in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Bauteilgeometrie



Abb. 7.4.8
LVB - Konsistenzklasse F5 / F6 direkt aus dem Fahrnischer

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Allgemeines

Selbstverdichtender Beton (SVB) wurde Ende der 80er-Jahre in Japan entwickelt. Die selbstverdichtende Eigenschaft des Betons wird durch seine extrem hohe Fließfähigkeit erreicht. Diese ermöglicht, dass der Frischbeton entmischungsfrei durch die Schalung fließt und sich dabei selbständig entlüftet und somit verdichtet. Wegen der speziellen Zusammensetzung solcher Betone sowie des sehr hohen Konsistenzmaßes fällt SVB aus dem Anwendungsbereich der DIN EN 206-1 und der DIN 1045-2 heraus. Aus diesem Grund wurde als Ergänzung bzw. Änderung dieser Normen die DAfStB-SVB-Richtlinie »Selbstverdichtender Beton« eingeführt, in der die Herstellung, die Anwendung und die Qualitätssicherung von SVB geregelt ist.

Anwendungsgebiete

Der Einsatz von SVB ist grundsätzlich in allen Bereichen des klassischen Betonbaus denkbar. Der erhöhte Aufwand bei der Produktion und der Qualitätssicherung beschränken den Einsatz bis dato jedoch hauptsächlich auf Spezialanwendungen. Ein Schwerpunkt liegt dabei auf der Herstellung von exponierten Sichtbetonflächen mit komplexen Geometrien und hohen Bewehrungsgraden (sog. Architekturbeton). Die Materialeigenschaften von SVB ermöglichen die Herstellung exzellenter Sichtbetonflächen. Diese meist sehr filigranen Bauteile sind in der geforderten Sichtbetonqualität häufig nur mit SVB herstellbar. Daneben kommt SVB als Ort beton vermehrt zum Einsatz, wenn das Betonieren mit konventionellen Betonen – meist aus Gründen mangelnder Zugänglichkeit bzw. Verarbeitungsmöglichkeit auf der Baustelle – nicht oder nur unter großem Aufwand möglich ist. Ein weiteres wichtiges Einsatzgebiet ist die Herstellung von Betonfertigteilen. Hohe Sichtbetonqualitäten sowie die idealen Einbaubedingungen bei der Betonfertigteile-Produktion sind dafür entscheidend, dass SVB gerade in diesem Bereich eine immer zunehmende Anwendung findet.

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Technologie

Im Gegensatz zum konventionellen Beton richtet sich beim SVB das Hauptaugenmerk auf die zu erzielenden Frischbetoneigenschaften. Die Rezeptentwicklung unterscheidet sich daher grundsätzlich von der konventioneller Betone. Aufgrund der erhöhten Mehlkorngelalte und des Einsatzes spezieller Betonverflüssiger sowie der gleichzeitig relativ geringen Wassergehalte, ergeben sich in der Regel Betone der Druckfestigkeitsklassen C35/45 oder höher. Niedrigere Druckfestigkeitsklassen als C30/37 sind schwierig herstellbar. Die Einhaltung der DAfStB-Richtlinie »Selbstverdichtender Beton« gewährleistet, dass die übrigen Festbetoneigenschaften (E-Modul, Schwinden, Kriechen) mit denen von Normalbetonen vergleichbar sind.

Für die Rezeptentwicklung stellt das in Japan entwickelte Verfahren nach Okamura bis heute die Grundlage dar. Ausgangspunkt ist die gezielte Beeinflussung von Viskosität und Fließgrenze des Frischbetons. Durch Voruntersuchungen am Leim (Gemisch von Zement, Zusatzstoff und Wasser) wird der Wasserbedarf (β -Wert) ermittelt, welcher gerade zur Wassersättigung des Mehlkorns benötigt wird. Eine solche Leimsuspension verfügt über eine höchstmögliche Viskosität und stellt sicher, dass die schwereren Gesteinskörner nicht im Leim absinken und vom Beton in Fließrichtung mitgetragen werden.

Aus dem Leim wird unter Zugabe geeigneter Gesteinskörnung ein Beton hergestellt. Durch den Einsatz eines hochwirksamen Betonverflüssigers (meist Polycarboxylatether PCE) wird die Fließgrenze des Betons soweit abgesenkt, dass der Frischbeton selbstständig ins Fließen gerät. Ist eine ausreichende Menge an fließfähigem Mörtel im Beton enthalten, schwimmen die Gesteinskörner im Mörtel und werden von ihm in Fließrichtung mittransportiert. Allerdings steigt mit zunehmender Korngröße die Gefahr der Sedimentierung, d. h. das Absinken der Gesteinskörnung im Mörtel. Daher wird SVB in der Regel mit einem maximalen Größtkorn von 16 mm hergestellt.

Die Auswahl der Ausgangsstoffe und deren Zusammenstellung haben dabei eine zentrale Bedeutung, da die Leistungsfähigkeit des SVB maßgeblich davon abhängt. Ein Wechsel einer Komponente kann zu signifikanten Veränderungen der SVB-Eigenschaften führen.

Abb. 7.5.1
Wohnhaus in SVB
ausgeführt



Abb. 7.5.2
Treppenelement aus SVB



Abb. 7.5.3
Hochwertige Fertigteile aus SVB



Abb. 7.5.4
Würfelfüllung mit Hilfe einer Rinne zur Entlüftung des Betons

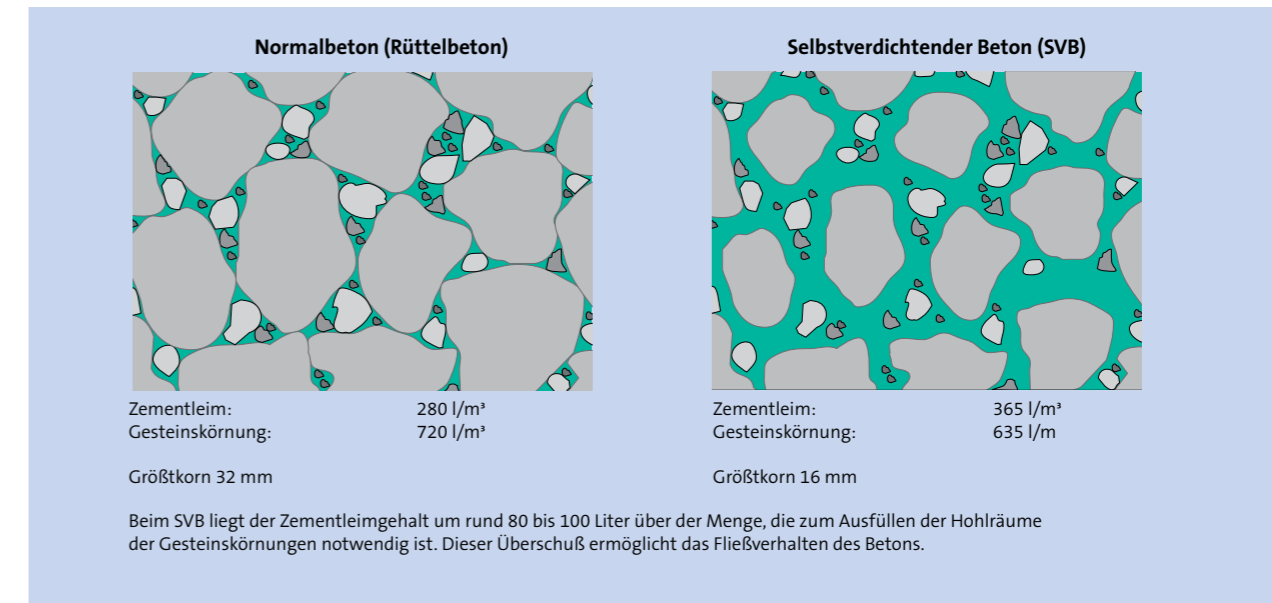


Abb. 7.5.5
Unterschiedliche Volumenverhältnisse von Normalbeton und selbstverdichtendem Beton

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Frischbetonprüfungen

Die Anforderungen an die Frischbetoneigenschaften eines SVB sind vielfältig. Deshalb ist der Umfang der Frischbetonprüfungen umfangreicher als der konventioneller Betone. Wird die Konsistenz konventioneller Betone durch ein Ausbreitmaß bzw. Verdichtungsmaß gemessen, reicht diese Messmethode beim SVB nicht mehr aus. Eine adäquate Charakterisierung der Konsistenz von SVB erfordert die Erfassung der maßgebenden rheologischen Parameter – Fließgrenze und Viskosität. Während die Fließgrenze durch das sogenannte Setzfließmaß abgeschätzt wird, wird die Viskosität mit Hilfe der Fließzeit (entweder relative Trichterauslaufzeit oder Fließzeit t_{500}) ermittelt. In der Praxis ist die Fließzeit t_{500} praktikabler, da sie parallel zur Prüfung des Setzfließmaßes ermittelt werden kann. Dabei wird die Zeit gemessen, welche der Beton nach dem Ziehen des Setztrichters benötigt, um auf einen Durchmesser von 500 mm zu fließen. Der Blockier- oder J-Ring wird zur Beurteilung der Blockierneigung von SVB verwendet.

Zielwerte

Die in der Erstprüfung ermittelten Zielwerte und zulässigen Toleranzen der Konsistenz werden durch Angabe eines Verarbeitbarkeitsbereiches dargestellt, welcher maßgebend für die Annahmeprüfung auf der Baustelle ist. Zu beachten ist dabei die Außen- und Frischbetontemperatur, da diese erheblichen Einfluss auf die Betoneigenschaften hat. Für unterschiedliche Temperaturen werden in der Regel unterschiedliche Verarbeitbarkeitsbereiche definiert.

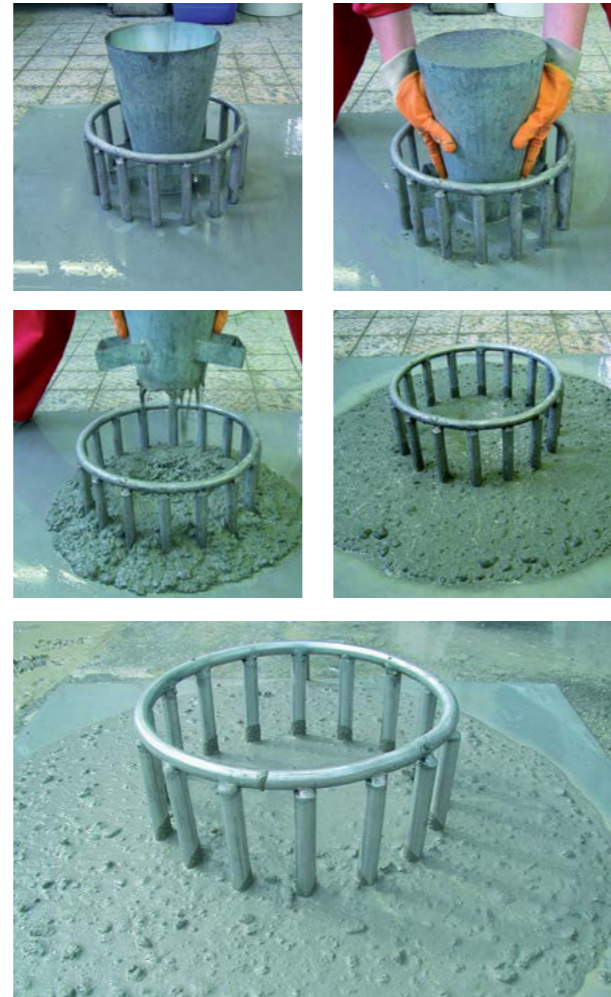


Abb. 7.5.6 bis 7.5.10
Messung des Setzfließmaßes mit Blockierring sm_u sowie Fließzeit t_{500}

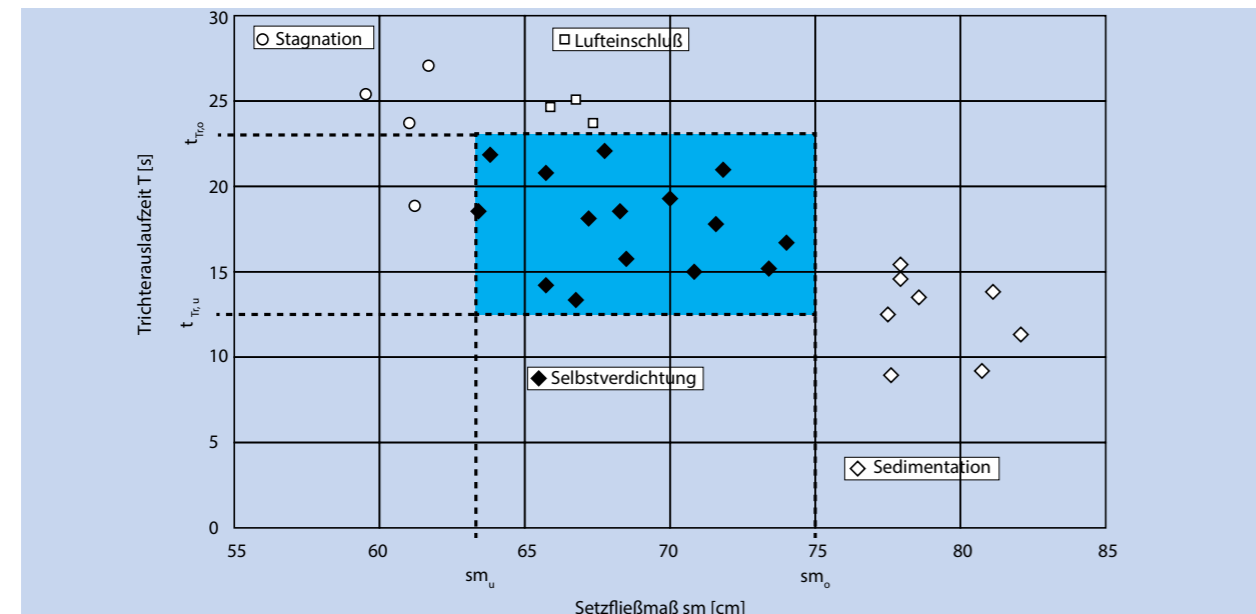


Abb. 7.5.11
Beispiel für einen Verarbeitbarkeitsbereich eines selbstverdichtenden Betons

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Herstellung von SVB im Transportbetonwerk

Für den erfolgreichen Einbau von SVB ist die zielsichere Herstellung im Transportbetonwerk von entscheidender Bedeutung. Neben der kontinuierlichen Überwachung der Ausgangsstoffe sind weitere Maßnahmen zur Qualitätssicherung notwendig.

Aufgrund der erheblichen Sensibilität des SVB gegenüber Wassergehaltsschwankungen ist eine kontinuierliche Erfassung der Feuchten der Gesteinskörnung während der Produktion unabdingbar. Dies kann durch Feuchtemesssonden geschehen. Der planmäßig niedrige Wassergehalt sowie die Tatsache, dass sich die volle Wirkung des PCE-Betonverflüssigers erst nach einer gewissen Zeit einstellt, führt zu deutlich erhöhten Mischzeiten.

Verarbeitung auf der Baustelle

Zum Sicherstellen eines qualitätsgerechten Einbaus sollte ein Betonierkonzept vorhanden sein. Weiterhin ist ein Prüfplan für die erforderlichen Abnahmeprüfungen sinnvoll. Die notwendigen Abnahmeprüfungen sind in der DAFStB-Richtlinie »Selbstverdichtender Beton« beschrieben. In der Regel werden auf der Baustelle von jedem Transportfahrzeug Annahmeprüfungen durchgeführt. Dabei werden das Setzfließmaß mit oder ohne Blockierung und die Trichterauslaufzeit zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit des SVB angewendet.

Je nach Verwendung des SVB sind einige Besonderheiten zu beachten. Beim Betonieren von vertikalen Bauteilen ist – ohne vorherige Prüfung – von hydrostatischem Schalungsdruck auszugehen.

Generell sollte die Forderung nach einem kontinuierlichen und zügigen Betoneinbau gestellt werden. Bei längerer Ruhezeit des Frischbetons bzw. Betonierpausen kann es wegen des thixotropischen Verhaltens von SVB zur sogenannten Elefantenhautbildung kommen. Diese kann sich später auf der Betonfläche zeigen oder bei starker Ausprägung sogar zum Verlust des Verbundes führen.



Abb. 7.5.13
Eine Person genügt, um eine Wand mit SVB zu betonieren



Abb. 7.5.12
Bei hohen Wänden können Arbeitsfugen mit Hilfe einer Trapezleiste erstellt werden

In diesem Zusammenhang muss auch beachtet werden, dass die Entlüftung von SVB ausschließlich während des Fließvorganges stattfindet. Daher muss grundsätzlich eine ausreichende Fließstrecke zur Verfügung stehen. Dies bedeutet ebenso, dass möglichst wenig Einfüllstellen vorgesehen werden sollten.

Im Bereich der Einfüllstellen ist es vorteilhaft, den Beton zusätzlich durch Stochern zu entlüften, da es dort vermehrt zu Luften einschließen kann. Ein Rütteln darf in gar keinem Fall geschehen, da die Viskosität des Frischbetons mit zunehmender Schergeschwindigkeit sinkt, was letztendlich zur Entmischung des SVB führen kann.

Leichtbeton

Definition

Das wesentliche Merkmal von Leichtbeton ist eine Rohdichte kleiner 2.000 kg/m³. Diese verringert das Eigengewicht und verbessert gleichzeitig die Wärmedämmeigenschaften gegenüber Normalbeton (Rohdichte zwischen 2.000 und 2.600 kg/m³). Technisch ist es möglich, Raumgewichte bis 350 kg/m³ (Infra-leichtbeton) zu erreichen.

Es werden die folgenden Leichtbetonarten unterschieden:

- Gefügedichter Leichtbeton mit Kornporosität (Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge)
- Haufwerksporiger Leichtbeton mit dichter oder poröser Gesteinskörnung
- Porenleichtbeton (Leichtbeton mit einer porösen Matrix und ggf. poröser Gesteinskörnung)
- Porenbeton

Eines der ältesten erhaltenen Gebäude der Welt ist das Patheon in Rom, welches aus römischem Beton mit einer nach oben abnehmenden Rohdichte erbaut wurde.

Neben dem niedrigen Eigengewicht und den guten wärmedämmenden Eigenschaften zählt Leichtbeton zur Baustoffklasse A1 „nicht brennbar“ (nach DIN 4102). Darüber hinaus weist Leichtbeton trotz des niedrigen Gewichts eine hohe Schallabsorption auf, welche auf die porige Struktur zurückzuführen ist.

Gefügedichter Leichtbeton (auch Konstruktionsleichtbeton)

Gefügedichter Leichtbeton mit einer Rohdichte von 800 bis 2.000 kg/m³ ist in DIN 1045-2, DIN EN 206-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 und NA geregelt. Zur Herstellung wird ganz oder teilweise leichte Gesteinskörnung verwendet, welche wie bei Normalbeton von einer dichten Matrix umgeben ist. Somit steht die Rohdichte (Einteilung siehe Abb. 7.6.1) in direktem Zusammenhang mit der verwendeten Gesteinskörnung.

Leichte Gesteinskörnung

Die Eigenschaften leichter Gesteinskörnung für die Anwendung im Beton sind in DIN EN 13055 geregelt.

Danach dürfen die folgenden Arten von leichter Gesteinskörnung verwendet werden:

- Natürliche leichte Gesteinskörnung: Bims, Schlacke und Tuffstein.
- Aus natürlichen Ausgangsstoffen hergestellte leichte Gesteinskörnung: Blähton, Blähtonschiefer, Blähschiefer, Blähperlit und expandierter Vermiculit.
- Aus Nebenprodukten industrieller Prozesse oder aus rezyklierten Ausgangsstoffen hergestellte leichte Gesteinskörnung: Gesinterte Flugasche, kalt gebundene Flugasche, Hochofen-(Eisen)-Schaumslagge und geblähte gekörnte Hochofen-(Eisen)-Schlacke, Blähglas und Schaumglas.
- Leichte Gesteinskörnung als Nebenprodukte industrieller Prozesse: Ofenklinker, Kesselasche und Flugasche.



Abb. 7.6.2
Bims



Abb. 7.6.3
Blähton

Leichtbeton

Planung und Herstellung von Frischbeton

Je nach Anforderung an das zukünftige Bauobjekt wird vorab die erforderliche Rohdichteklasse des Leichtbetons festgelegt. Anschließend wird, wie bei herkömmlichem Beton, eine geeignete Gesteinskörnung gewählt, wobei deren Wasseraufnahme besonders zu beachten ist. Bei saugender Gesteinskörnung ist es vonnöten, ein Vorhaltemaß für die Wasserzugabe zu berücksichtigen und diese ggf. vor der Verarbeitung zu wässern, um ein übermäßiges Ansteifen des Frischbetons von der Herstellung bis zum Einbau zu vermeiden.

Pumpbarkeit des gefügedichten Leichtbetons

Der Einbau von Leichtbeton erfolgt meist mit Kübeln. Grundsätzlich lässt sich gefügedichter Leichtbeton auch pumpen, jedoch sollte hierbei der Pumpendruck so niedrig wie möglich gehalten werden. Ansonsten kann ein übermäßiges Eindringen des Zugabewassers in die leichte Gesteinskörnung in Folge des Pumpendrucks zum Ansteifen des Betons führen. Dem kann entgegengesteuert werden, indem man die Gesteinskörnung vorher ausreichend vornässt und eine Betonzusammensetzung wählt, die einen erhöhten Leimgehalt aufweist und sehr fließfähig ist. Eine Erstprüfung mit Pumpversuch sollte aber auf jeden Fall vorher durchgeführt werden.

Frischbetoneigenschaften und -prüfung

Die Frischbetonprüfung wird unter Beachtung der Verdichtungs- und Ausbreitmaßklassen durchgeführt (siehe Abb. 7.6.5 und 7.6.6).

Klasse	Verdichtungsmaß	Konsistenzbeschreibung
C0	≥ 1,46	sehr steif
C1	1,45 bis 1,26	steif
C2	1,25 bis 1,11	plastisch
C3	1,10 bis 1,04	weich
C4	Nicht für Leichtbeton anwendbar	

Abb. 7.6.5
Verdichtungsmaßklassen

Klasse	Ausbreitmaß Durchmesser [mm]	Konsistenzbeschreibung
		sehr steif
F1	≤ 340	steif
F2	350 bis 410	plastisch
F3	420 bis 480	weich
F4	490 bis 550	sehr weich
F5	560 bis 620	fließfähig
F6 ¹⁾	≥ 630	sehr fließfähig

Abb. 7.6.6
Ausbreitmaßklassen

¹⁾ Außerhalb des empfohlenen Anwendungsbereichs des Prüfverfahrens



Abb. 7.6.7
Baustelle: Kirche aus Leichtbeton Freiburg - Umkirch



Abb. 7.6.8
Kirche aus Leichtbeton Freiburg - Umkirch



Abb. 7.6.4
Konsistenzmessung bei Leichtbeton

Abb. 7.6.1
Rohdichteklassen zur Lastermittlung

Rohdichteklasse	Rohdichtebereich	charakteristischer Wert zur Lastermittlung [kg/m³]	
		unbewehrt	bewehrt
D1,0	≥ 800 und ≤ 1.000	1.050	1.150
D1,2	> 1.000 und ≤ 1.200	1.250	1.350
D1,4	> 1.200 und ≤ 1.400	1.450	1.550
D1,6	> 1.400 und ≤ 1.600	1.650	1.750
D1,8	> 1.600 und ≤ 1.800	1.850	1.950
D2,0	> 1.800 und ≤ 2.000	2.050	2.150

Leichtbeton

Eigenschaften des Festbetons

Leichtbeton wird in die Festigkeitsklassen LC8/9 bis LC50/55 eingestuft. Ab einer Festigkeit von LC55/60 spricht man von hochfestem Leichtbeton (siehe Abb. 7.6.9).

Zudem wird Leichtbeton in Rohdichteklassen eingeteilt. Die Rohdichtebereiche dienen u. a. zur Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit (siehe Abb. 7.6.11) wie auch der charakteristischen Lastermittlung.

Abb. 7.6.9 Festigkeitsklassen und Festbetonprüfung

Druckfestigkeitsklasse	Zylinder ¹⁾ f _{ck, cyl} [N/mm ²]	Würfel ²⁾ f _{ck, cube} [N/mm ²]	Betonart
LC8/9	8	9	Leichtbeton
LC12/13	12	13	
LC16/18	16	18	
LC20/22	20	22	
LC25/28	25	28	
LC30/33	30	33	
LC35/38	35	38	
LC40/44	40	44	
LC45/50	45	50	Hochfester Leichtbeton
LC50/55	50	55	
LC55/60	55	60	
LC60/66	60	66	
LC70/77 ³⁾	70	77	
LC80/88 ³⁾	80	88	

¹⁾ f_{ck, cyl}: charakteristische Festigkeit von Zylindern, Durchmesser 150 mm, Länge 300 mm, Alter 28 Tage
²⁾ f_{ck, cube}: charakteristische Festigkeit von Würfeln, Kantenlänge 150 mm, Alter 28 Tage
³⁾ Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall erforderlich

Abb. 7.6.11 Wärmeleitfähigkeit (Bemessungswerte nach DIN 4108-4)

Rohdichteklasse	Rohdichtebereich [kg/m ³]	Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit λ _r ²⁾ [W/(m*K)]
D1,0	≤ 900 ≤ 1.000	0,44 0,49
D1,2	≤ 1.100 ≤ 1.200	0,55 0,62
D1,4	≤ 1.300 ≤ 1.400	0,70 0,79
D1,6	≤ 1.500 ≤ 1.600	0,89 1,00
D1,8	≤ 1.800	1,15
D2,0	≤ 2.000	1,35

¹⁾ Werte gelten nur für Gesteinskörnungen mit porigem Gefüge ohne Quarzsandzusatz



Überwachungsklassen

Leichtbeton ist wie herkömmlicher Beton in Überwachungsklassen 1 bis 3 einzuteilen.

Abb. 7.6.10 Festigkeitsklassen und Festbetonprüfung

Festigkeitsklasse für Leichtbeton der Rohdichteklassen	Überwachungsklasse 1	Überwachungsklasse 2 ¹⁾	Überwachungsklasse 3 ¹⁾
D1,0 bis D1,4	nicht anwendbar	≤ LC25/28	≥ LC30/33
D1,6 bis D2,0	≤ LC25/28	LC30/33 und LC35/38	≥ LC40/44
Expositionsklasse nach DIN 1045-2	X0, XC, XF1	XS, XD, XA, XM, XF2, XF3, XF4	

¹⁾ Das Bauunternehmen muss über eine ständige Betonprüfstelle zur Eigenüberwachung verfügen. Fremdüberwachung durch eine anerkannte Überwachungsstelle erforderlich.

Leichtbeton

Haufwerksporiger Leichtbeton

Die Absenkung der Rohdichte wird bei haufwerksporigem Leichtbeton über das Erzeugen eines Haufwerks mit der Gesteinskörnung erreicht. Dazu wird die Korngrößenverteilung angepasst, sodass Hohlräume zwischen den einzelnen Körnern entstehen. Zusätzlich wird der Leimgehalt reduziert, um die Gesteinskörnung nur zu umhüllen und an den Berührungspunkten zu verkitten. Somit entsteht ein eher steifer und offener Beton. Eine Normung wie bei gefügedichtem Leichtbeton gibt es nicht, jedoch kann DIN EN 1520 („Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton und mit statisch anrechenbarer oder nicht anrechenbarer Bewehrung“) genutzt werden.

Haufwerksporiger Leichtbeton kann sowohl mit normaler als auch mit leichter Gesteinskörnung hergestellt werden. Meist findet die Verwendung leichter Gesteinskörnung in Form von Mauersteinen oder Wandelementen Anwendung.

Eigenschaften des Festbetons

Nach DIN EN 1520 wird haufwerksporiger Leichtbeton von 400 bis 2.000 kg/m³ ebenfalls in Rohdichteklassen eingeteilt (siehe Abb. 7.6.13).

Abb. 7.6.13 Rohdichteklassen von Haufwerksporigem Leichtbeton

Rohdichteklasse	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Mittlere Trockenrohddichte	≥ 400 ≤ 500	> 500 ≤ 600	> 600 ≤ 700	> 700 ≤ 800	> 800 ≤ 900	> 900 ≤ 1.000	> 1.000 ≤ 1.200	> 1.200 ≤ 1.400	> 1.400 ≤ 1.600	> 1.600 ≤ 1.800	> 1.800 ≤ 2.000

Die Druckfestigkeit liegt in einem Bereich von 2 bis 25 N/mm² und wird nach DIN EN 1520 in die folgenden Klassen eingestuft (Abb. 7.6.14).

Abb. 7.6.14 Festigkeitsklassen von Haufwerksporigem Leichtbeton

Festigkeitsklasse	LAC 2	LAC 4	LAC 6	LAC 8	LAC 10	LAC 12	LAC 15	LAC 20	LAC 25
f _{ck}	2	4	6	8	10	12	15	20	25

Porenleichtbeton (auch Schaumbeton)

Die Reduzierung der Rohdichte von Porenleichtbeton wird durch das Einbringen von Luftporen in den Zementleim bzw. Mörtel sichergestellt. Gesteinskörnung wird meist nur in Form von Sand mit einem Größtkorn von 2 mm verwendet. In manchen Fällen werden zusätzlich Polystyrolkugeln oder leichte Gesteinskörnung zugegeben. Als nicht genormtes Produkt wird Porenleichtbeton aufgrund der fließfähigen Konsistenz für Ausgleichsschichten oder Verfüllungen von Hohlräumen verwendet. Die Rohdichte liegt im Bereich von etwa 400 bis 2.000 kg/m³. Dabei werden Druckfestigkeiten zwischen etwa 1 und 25 N/mm² erreicht.



Porenbeton

Siehe Abschnitt „Porenbeton“ Kapitel 9.4 Seite 267.



Schwerbeton

Schwerbeton

Schwerbeton nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 ist Beton mit einer planmäßigen Trockenrohddichte über 2.600 kg/m³ (bei Strahlenschutz 2.500 kg/m³). Je nach Zusammensetzung können Festbetonrohddichten bis zu 5.000 kg/m³ erreicht werden. Ermöglicht wird dieses hohe Raumgewicht durch die Zugabe von schweren Gesteinskörnungen wie z. B. Baryt, Magnetit, Hämatit, Metallschlacken und Metallgranulat. Eine Übersicht über die für Schwerbetone anwendbaren Gesteinskörnungen zeigt Abb. 7.7.1.

Je nach Anwendungsgebiet wird zwischen Ballastbeton und Strahlenschutzbeton unterschieden.

Ballastbeton

Ballastbeton wird für besonders schwere Fundamente (z. B. Stahlindustrie), als Gegengewichte für z. B. Krane, Brücken und Schiffe sowie als Tresorbeton verwendet.

Strahlenschutzbeton

Strahlenschutzbeton (Abschirmbeton) findet im Reaktorbau, bei Röntgenanlagen und als Strahlenschutz im Bereich der Medizin, Werkstoffprüfung und Forschung sowie bei Röntgenanlagen beim Zoll Anwendung.

Zum Schutz des Menschen wurden vom Gesetzgeber Höchstwerte für die zulässige Strahlenbelastung festgelegt. Strahlenschutzbeton dient dem Abschwächen gefährlicher Strahlung.

Planung

Der Nachweis der Strahlenschwächung ist keine Aufgabe des Betoningenieurs.

Die erforderlichen Kennwerte für den Betonentwurf unter Berücksichtigung konstruktiver Gegebenheiten müssen vom Strahlenschutzspezialisten verantwortungsvoll geplant werden:

- Festbetonrohddichte
- Chemischmineralogische Zusammensetzung der Gesteinskörnungen
- Gehalt an chemisch gebundenem Wasser
- Anteil von Zusatzstoffen hoher Neutroneneinfangwahrscheinlichkeit

Gesteinskörnung mit normaler Kornrohddichte	Kornrohddichte [kg/dm ³]
Kiessand	2,6 – 2,7
Kalkstein	2,6 – 2,8
Granit	2,6 – 2,8
Basalt	2,9 – 3,1
Natürliche Gesteinskörnungen mit hoher Rohddichte	
Baryt (Schwerspat)	4,0 – 4,3
Illmenit (Titaneisenspat)	4,6 – 4,7
Magnetit (Magnetiteseisenstein)	4,6 – 4,8
Hämatit (Roteisenstein)	4,7 – 4,9
Künstliche Gesteinskörnungen mit hoher Kornrohddichte	
Metallschlacken	3,5 – 3,8
Stahlgranalien	6,8 – 7,5
Stahlsand	7,5 – 7,6

Abb. 7.7.2
(Quelle: Zementmerkleblatt Betontechnik B10: 1.2002)

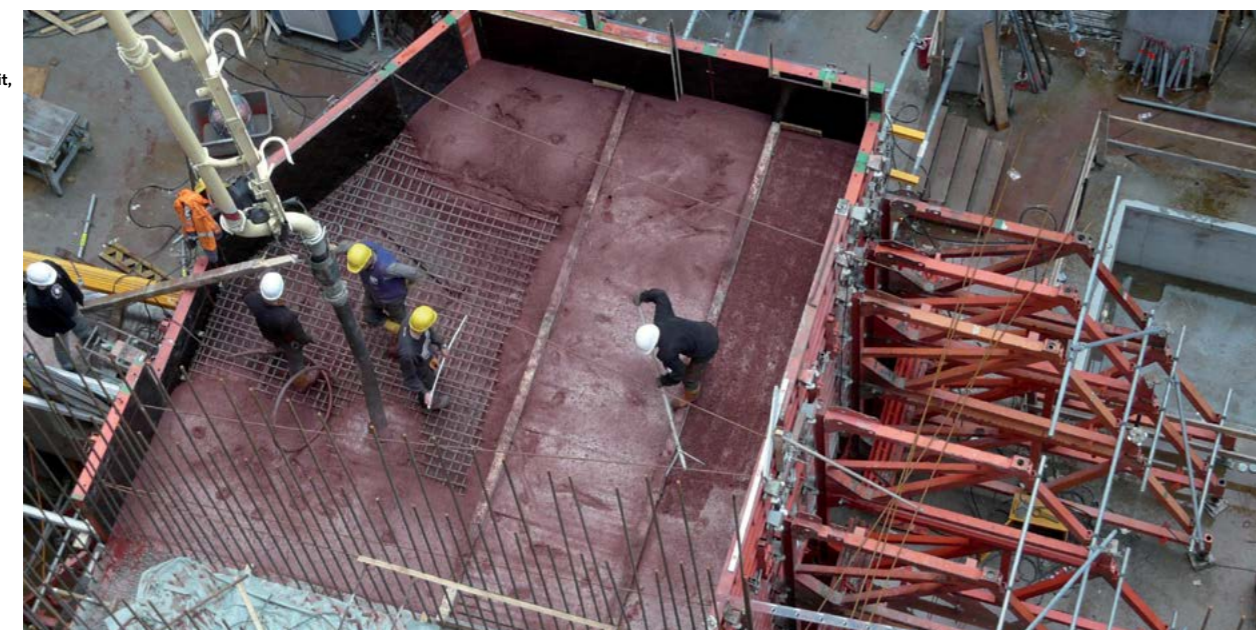


Abb. 7.7.1
DESY: Einbau Strahlenschutzbeton mit Hämatit, Trockenrohddichte 3.750 kg/m³

Schwerbeton

Weitere Anforderungen an den Beton können sich ergeben durch:

- Temperaturbeanspruchungen
- Mechanische und chemische Angriffe

Grundsätzlich gelten für alle Strahlenschutzbetone dieselben einschlägigen Normen wie für Normalbeton, insbesondere DIN EN 206-1, DIN 1045, DIN 25416 Klassifikation von Abschirmelementen.

Teil 1: Abschirmung von Neutronenstrahlung

Teil 2: Abschirmung von Gammastrahlung

Das DBV-Merkblatt Strahlenschutzbetone wurde zurückgezogen.

Herstellen und Verarbeiten

Alle Mischungsbestandteile sind nach Masse (Gewicht) zu dosieren. Die erforderliche Mischzeit ist in Vorversuchen zu bestimmen, um sowohl die Homogenität zu sichern als auch die Entmischungsstabilität der schweren Gesteinskörnung in der Betonmatrix zu gewährleisten.

Das zulässige Ladegewicht der Fahrmischer ist zu beachten.

Bei Schwerbeton erfolgt der Einbau überwiegend mit Kübel oder Förderbändern. Bei Nutzung der Betonpumpen ist die höhere Dichte des Betons bei der Planung der Pumpentfernung mit dem Ausleger zu berücksichtigen. Ein Verarbeitungsversuch unter Baustellenbedingungen ist sinnvoll und gibt Aufschluss ob sich durch das Pumpen die Frischbetoneigenschaften verändern. Zur Vermeidung von Entmischungserscheinungen bei unterschiedlichen Rohdichten der Gesteinskörnungen sollte die freie Fallhöhe so gering wie möglich gehalten werden. Ein erhöhter Verdichtungsaufwand ist zu beachten. Insbesondere die Steiggeschwindigkeit bei Wänden ist wegen des erhöhten Schalungsdruckes festzulegen.

Strahlenschutzbeton ist zur Vermeidung von Rissen besonders sorgfältig und ohne Unterbrechung nachzubehandeln. Der Beton ist gegen Austrocknen zu schützen, damit der Zement möglichst viel Wasser chemisch binden kann. Anschließend soll der Beton das Überschusswasser nur langsam abgeben.

Der Übereinstimmungsnachweis für Strahlenschutzbeton ist nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 zu führen. Die Überwachung der Bauausführung erfolgt nach DIN 1045-3 in der Überwachungsklasse 2 oder für hochfeste Betone in der Überwachungsklasse 3.



Abb. 7.7.3
Schwerzuschlag Hämatit



Abb. 7.7.4
Ausbreitmaß von Schwerbeton mit Hämatit



Abb. 7.7.5
Konsistenzmessung

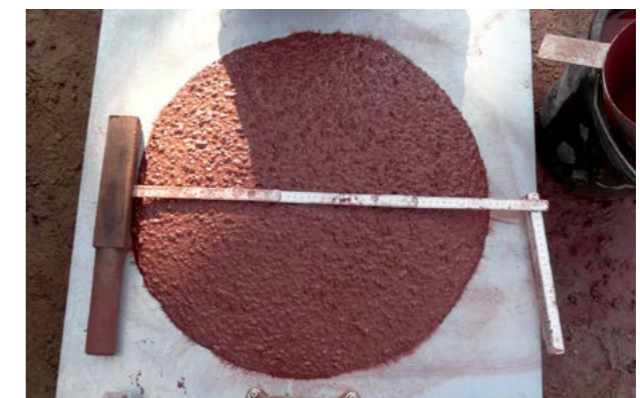


Abb. 7.7.6
Konsistenzmessung

Faserbeton

Faserbeton

Faserbeton ist ein Beton, dem Fasern zugegeben werden, um bestimmte Betoneigenschaften zu verbessern. Als Faserwerkstoffe kommen in der Praxis Stahl, Kunststoff und alkaliresistentes Glas zum Einsatz. Das Fasermaterial wird im Wesentlichen anhand der Anwendung und geforderten Eigenschaften ausgewählt. In Abb. 7.8.1 sind die gebräuchlichsten Faserwerkstoffe sowie deren Eigenschaften dargestellt.

Faserwerkstoff	Stahl	AR-Glas	Polypropylen
E-Modul [kN/mm ²]	160 - 210	72 - 75	3,5 - 18
Zugfestigkeit [N/mm ²]	270 - 1.000	1.500 - 1.700	320 - 560
Bruchdehnung [%]	3 - 10	1,5 - 2,4	5 - 20
Dichte [g/cm ³]	7,85	2,68	0,91

Weiterhin sind verschiedene Fasergeometrien in unterschiedlichen Abmessungen, d. h. unterschiedlichen Längen und Durchmessern verfügbar. Sie haben neben der üblicherweise in Kilogramm je Kubikmeter Beton angegebenen Dosierung der Faser entscheidenden Einfluss auf die Leistungsfähigkeit des Faserverbundbaustoffes.

Stahlfaserbeton

Entwicklung

Stahlfaserbeton kommt in Deutschland ungefähr seit Mitte der 1970er-Jahre zum Einsatz. Er wurde zur Herstellung von Fuß- und Industrieböden sowie zur temporären Gewölbesicherung im Tunnelbau verwendet. Bis heute sind dies wesentliche Einsatzgebiete für Stahlfaserbeton.

Die fortschreitende Entwicklung hat seitdem zu einer Erweiterung der Anwendungsmöglichkeiten von Stahlfaserbeton geführt. Von entscheidender Bedeutung ist in diesem Zusammenhang die stärkere Eigenschaftsorientierung der verwendeten Stahlfaserbetone. Mit der Veröffentlichung des Merkblattes „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins e.V. im Oktober 2001 wurde die Grundlage zur Anwendung, Bemessung, Herstellung, Prüfung und zum Einbau von eigenschaftsorientiertem Stahlfaserbeton geschaffen.

Durch die Veröffentlichung der DAFStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ im Jahr 2010 wurden die Anwendungsmöglichkeiten für die Verwendung von Stahlfaserbeton nochmals erweitert.

Eigenschaften und Anwendungen

Im Gegensatz zu unbewehrtem Beton ist Stahlfaserbeton ein duktiler Baustoff. Durch die eingebrachten Stahlfasern können Kräfte im gerissenen Zustand übertragen werden. Die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons wird neben dem Stahlfasergehalt ebenso von der Stahlfaserart sowie von der Qualität des Ausgangsbetons bestimmt.

Zu beachten ist, dass bei üblichen Stahlfasergehalten (20 kg/m³ bis ca. 50 kg/m³) in der Regel mit einem unterkritischen Materialverhalten zu rechnen ist. Die zum Erstriss führende Spannung kann vom Stahlfaserbeton nicht komplett aufgenommen werden. Sie wird auf geringer belastete Bauteilabschnitte verteilt und führt zu einer optimalen Ausnutzung des Tragsystems. Der konstruktive Einsatz von ausschließlich mit Stahlfasern bewehrtem Beton beschränkt sich daher grundsätzlich auf statisch unbestimmte Systeme – z. B. Bodenplatten.

Eine statische Berechnung zur Verwendung von Stahlfaserbeton ist immer erforderlich.

Stahlfaserbeton kann ebenso in schlaff bewehrten Bauteilen zum Einsatz kommen. Die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton kann beispielsweise zur Begrenzung der Rissbreite für wasserundurchlässige Konstruktionen herangezogen werden. Bei stark bewehrten Bauteilen kann der Bewehrungsgehalt reduziert und das Bauteil problemloser betoniert werden. Die Bauteilqualität wird so erhöht.

Durch die Verwendung von Stahlfasern können weitere Eigenschaften des Betons verbessert werden. Stahlfaserbeton besitzt eine höhere Grünstandfestigkeit, eine erhöhte Schlagzähigkeit, ein verbessertes Dauerschwingverhalten sowie einen erhöhten Verschleißwiderstand. Weiterhin sind Bauteile aus Stahlfaserbeton bis in die Randzone bewehrt. Zum einen schützt dies Bauteilkanten und -ecken vor Beschädigungen durch Schlag, zum anderen führt die positive Beeinflussung der Rissneigung und -entwicklung in der Randzone zu einem dichteren Betongefüge. Dadurch kann die Dauerhaftigkeit von Bauteilen gesteigert werden. Die Anwendungsmöglichkeiten von Stahlfaserbeton werden in der DAFStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ beschrieben. Sie ist als Ergänzung zur DIN 1045 angelegt und gilt für Tragwerke des Hoch- und Ingenieurbaus aus Stahlfaserbeton sowie Stahlfaserbeton mit Betonstahlbewehrung bis einschließlich zur Druckfestigkeitsklasse C50/60.

Faserbeton

Die Richtlinie gilt nicht für:

- Bauteile aus vorgespanntem Stahlfaserbeton
- Gefügedichten und haufwerksporigen Leichtbeton
- Hochfesten Beton der Druckfestigkeitsklassen ab C55/67
- Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung in den Expositionsklassen XS2, XD2, XS3 und XD3, bei denen die Stahlfasern rechnerisch in Ansatz gebracht werden
- Selbstverdichtenden Beton
- Stahlfaserspritzbeton

Technologie

In der Praxis wird üblicherweise die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton ausschließlich durch Angabe des Stahlfasergehaltes festgelegt. Dieser Ansatz kann jedoch unsicher oder unwirtschaftlich sein, da er nicht alle Einflussfaktoren für die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton berücksichtigt.

Der Ansatz entspräche der Festlegung der Betondruckfestigkeit durch die Vorgabe eines Zementgehaltes, ohne zusätzliche Parameter wie Wasserzementwert, Sieblinie oder aber den Einsatz von Zusatzmitteln zu berücksichtigen.

Für einen sicheren und wirtschaftlichen Einsatz von Stahlfaserbeton wird daher ein eigenschaftsorientierter Ansatz dringend empfohlen.

So ist bei Stahlfaserbeton von einem höheren Bindemittelgehalt auszugehen. Dies kann unter anderem die Anhebung des Zementgehaltes oder aber den Einsatz von Füllern wie Steinkohlenflugasche bedeuten. Dadurch soll eine gute Einbindung der Fasern in die Zementmatrix sichergestellt werden. Das verwendete Größtkorn sowie die eingesetzte Stahlfaser müssen aufeinander abgestimmt sein, um eine möglichst optimale Verankerung der Stahlfaser zu erreichen. Bei üblichen Faserlängen von 50 mm sollte das Größtkorn 16 mm nicht überschreiten. Ebenso spielt der Faserdurchmesser eine entscheidende Rolle, da mit abnehmendem Durchmesser die Anzahl der zur Verfügung stehenden Fasern je Kilogramm erhöht wird.

Die zusätzliche Oberfläche der Stahlfasern führt zu einer steiferen Betonkonsistenz im Vergleich zum Ausgangsbeton. Daher ist die planmäßige Zugabe von Fließmitteln immer zwingend erforderlich. Übliche Zielkonsistenzen sind F3 bzw. F4. Bei der Herstellung von Stahlfaserbeton ist auf eine homogene Untermischung der Fasern zu achten. Am besten ist dies durch die Zugabe der Stahlfasern im Transportbetonwerk zu erreichen.



Abb. 7.8.2
Stahlfaserbeton bei der Probekörperherstellung

Festbetonprüfungen

Die Verwendung von Stahlfaserbeton sollte auf Grundlage der Richtlinie Stahlfaserbeton erfolgen.

Grundsätzlich sind die geforderten Stahlfaserbetoneigenschaften durch erweiterte Erstprüfungen nachzuweisen. Die Konformität ist im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle zu bestätigen.

Zur Prüfung der Leistungsfähigkeit werden sogenannte Biegebalken verwendet. Es sind mindestens 6 Biegebalken je Prüfung erforderlich. Als Ergebnis der weggesteuerten Prüfung erhält man die Leistungsklassen L1 und L2 für die Verformungen bei 0,5 mm sowie bei 3,5 mm. Diese Materialkennwerte können für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sowie der Tragfähigkeit verwendet werden.

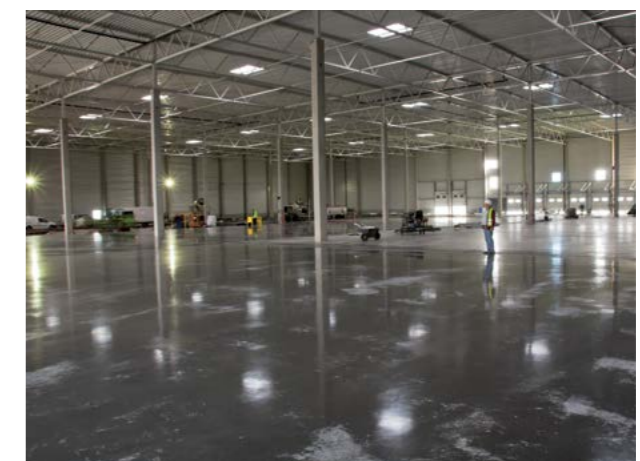


Abb. 7.8.3
Hallenboden
Steelcompact_A Peine

Abb. 7.8.1
Faserwerkstoffe

Faserbeton

Nur für flächenhafte Bauteile $b > 5 \cdot h$

Herstellung im Transportbetonwerk

Stahlfaserbeton sollte in einem Transportbetonwerk hergestellt werden. Die Stahlfasern werden während des Herstellungsprozesses in den Fahrmischer dosiert und so optimal untergemischt. Die nachträgliche Zugabe der Stahlfasern auf dem Werksgelände ist ebenso möglich. Dafür bieten Dosierbänder sowie Einblasgeräte Vorteile, da mit moderater Mischleistung bereits eine optimale Durchmischung der Fasern im frischen Beton erreicht wird. Werden Aufzüge verwendet, ist auf eine ausreichende Mischzeit zu achten. Als Richtwert kann von einer Minute je Kubikmeter ausgegangen werden – bei einer Mindestmischdauer von fünf Minuten.

Grundsätzlich sollte die Ausgangskonsistenz des Betons im Bereich plastisch bis weich liegen, um eine gute Vermischung der Stahlfasern zu erreichen.



Abb. 7.8.6
Gekrüpfte Stahdrahtfaser

Verarbeitung auf der Baustelle

Die Verarbeitungskonsistenz sollte zwischen F3 und F4 liegen. Eine steifere Konsistenz – z. B. zur Herstellung eines Gefälles – ist ebenso möglich. Stahlfaserbeton muss grundsätzlich verdichtet werden. Die Verdichtungsintensität ist auf die gewählte Konsistenz abzustimmen. Auf ein ausgiebiges Nachverdichten sollte möglichst verzichtet werden, um Sedimentationen oder ungewollte Faserorientierungen zu vermeiden. Im Zweifelsfall wird eine enge Abstimmung zwischen den Bauausführenden und dem Stahlfaserbetonlieferanten empfohlen. Nach Fertigstellung des Bauteiles ist unmittelbar mit der Nachbehandlung zu beginnen.

Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit [f_{ct0} in N/mm ²]					
Verformung 1	Verformung 2				
	$f_{ct0,L1}$	L2	$f_{ct0,L2}$	$f_{ct0,u}$	$f_{ct,s}$
0	< 0,16	0	-	-	-
0,4	0,16	0,4	0,10	0,15	0,15
0,6	0,24	0,6	0,15	0,22	0,22
0,9	0,36	0,9	0,23	0,33	0,33
1,2	0,48	1,2	0,30	0,44	0,44
1,5	0,60	1,5	0,38	0,56	0,58
1,8	0,72	1,8	0,45	0,67	0,67
2,1	0,84	2,1	0,53	0,78	0,78
2,4	0,96	2,4	0,60	0,89	0,89

Abb. 7.8.7
Auszug der Stahlfaserbetonleistungsklassen L1 und L2

Faserbeton

Alkaliresistente Glasfasern

Alkaliresistente Glasfasern (AR Glasfasern) können aufgrund ihrer Materialeigenschaften grundsätzlich zur Verbesserung der Nachrisszugfestigkeit des Betons eingesetzt werden. Ebenso können sie einen gewissen Vorteil im noch ungerissenen Beton bieten. Aufgrund ihrer betonähnlichen Dichte von rund 2,6 kg/dm³ lassen sie sich in der Regel problemlos in den Beton einbringen und sind sedimentationsstabil. Wie bei allen Faserbetonen ist der Konsistenzrückgang durch die zusätzlich eingebrachte hohe Faseroberfläche zu berücksichtigen. Dies geschieht in der Regel durch eine ausreichende Bindemittelmenge sowie den planmäßigen Einsatz von Betonverflüssigern und Fließmitteln.

Aktuell muss die Anwendung in baurechtlich relevanten Bereichen für tragende oder rissbreitenbeschränkende Zwecke durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erfolgen. Entsprechende Regelungen wie für Stahlfaserbeton gibt es zur Zeit noch nicht.



Abb. 7.8.8
Fahrmischer bei der Übergabe auf die Betonpumpe



Abb. 7.8.9
Übergabe von Stahlfaserbeton auf die Betonpumpe



Abb. 7.8.10
Einbringen von Stahlfaserbeton



Abb. 7.8.11
Verdichten von Stahlfaserbeton

Kunststofffasern

Polypropylenfasern, die meist verwendeten organischen Fasern, werden dem Beton beigemischt, um Fröhschwindrisse zu vermeiden. In Beton mit erhöhtem Feuerwiderstand werden sie zur Abminderung des Wasserdampfdrucks im Zementstein eingesetzt.

Pro Kubikmeter Beton sind etwa 1 kg Fasern notwendig. Das Einmischen geschieht relativ einfach und erfordert keine speziellen Vorkehrungen oder Einrichtungen.



Abb. 7.8.12
Kunststofffasern

Abb. 7.8.3
Verformungswerte und Leistungsklassen für Stahlfaserbeton

Leistungs-klasse	Nachweise im Grenz-zustand der ...	Verformungswerte im Versuch
L1	... Gebrauchstauglichkeit	$\epsilon_{s1} = 0,5 \text{ mm}$
L2	... Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit bei Verwendung von Betonstahlbewehrung	$\epsilon_{s2} = 3,5 \text{ mm}$

Abb. 7.8.4
Last-Durchbiegungs-Beziehung zur Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeiten

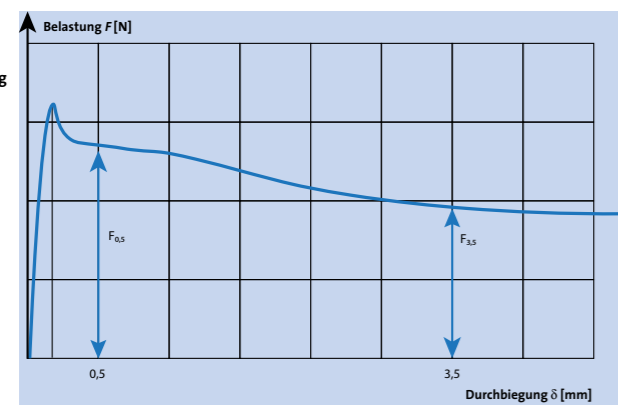


Abb. 7.8.5
Bezeichnung von Stahlfaserbeton Holcim Steelpect

Holcim Steelpect	
C30/37, L1,2/0,9, XC4, XF1, XM1, F4, 16 mm	
L1,2/0,9	Stahlfaserbeton der Leistungsklasse L1-1,2 für die Verformung 1 und der Leistungsklasse L2-0,9 für die Verformung 2, Charakteristischer Wert der äquivalenten Zugfestigkeit: 1,0 N/mm ² im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 0,8 N/mm ² im Grenzzustand der Tragfähigkeit
C30/37	Druckfestigkeitsklasse
XC4, XF1, XM1	Expositions-klassen
F4	Konsistenz F4, sehr weich
16 mm	Größtkorn 16 mm

Hochfester Beton

Hochfester Beton

Betone ab der Festigkeitsklasse C55/67 (LC55/60 für Leichtbeton) gelten als hochfeste Betone und sind in DIN EN 206-1 bzw. 1045-2 geregelt. Erst für die Festigkeitsklassen C90/105 und C100/115 (LC70/77 und LC80/88 für Leichtbeton) ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Hochfeste Betone zeichnen sich durch ein dichtes und homogenes Gefüge mit einem geringen Kapillarporengehalt aus. Mit hochwirksamen Fließmitteln, sehr niedrigen Wasserzementwerten und der Zugabe feiner Betonzusatzstoffe lassen sich Betonfestigkeiten von über 100 MPa erzielen.

Hochfeste Betone erlauben deutlich geringere Wandbreiten oder Abmessungen, was Platz spart und den Betonverbrauch reduziert. Gerade bei Säulen und Stützen werden häufig kleinere Durchmesser gefordert. Auch für Fertigteilwerke ist hochfester Beton interessant, da die Fertigteile so deutlich leichter werden, was den Transport wesentlich vereinfacht.

Die häufigsten Einsatzbereiche sind:

- Konstruktiver Hochbau
- Stützen, Wände
- Brückenbau
- Druckbeanspruchte, schlanke Tragglieder
- Hochhausbau

Hohe Dichtigkeit

Aufgrund der hohen Dichtigkeit hochfester Betone, welche mit der Betonkonzeption einhergeht, wird auch der Widerstand gegen chemische Einwirkungen sowie der Verschleißwiderstand erhöht. Dadurch ergeben sich für hochfeste Betone weitere Einsatzmöglichkeiten im Bereich von Kläranlagen und Abwasserleitungen.

Zusammensetzung

Normalbeton weist in der Regel w/z-Werte von 0,5 bis 0,6 auf. Dieser Wert reduziert sich bei hochfesten Betonen auf 0,32 bis 0,36, manchmal sogar auf 0,28. Baustellengerecht verarbeitbare Betone mit niedrigen Wasserzementwerten lassen sich deshalb nur mit Hilfe leistungsfähiger Fließmittel herstellen. Damit enthalten diese Betone weniger Wasser, als zur vollständigen Hydratation des Zements (w/z ~ 0,40) benötigt wird. Der Zementstein bleibt so fast frei von ungebundenem Wasser, was die Bildung von Kapillarporen vermindert. Der verbleibende, unhydratisierte Zement wirkt als hochfester Zuschlag, der einen optimalen Verbund zum umgebenden Zementstein aufweist. In der Regel werden zur Herstellung hochfester Betone Bindemittelgehalte zwischen 350 und 450 kg/m³ verwendet.

Aufgrund des dichteren Zementsteins nimmt auch die Bedeutung der Druckfestigkeit der Gesteinskörnung zu. Deshalb sollte vorzugsweise gebrochene Körnung mit mäßig rauer Oberfläche und geringem Feinstanteil zum Einsatz kommen.



Abb. 7.9.2
Über zwei Stockwerke reichende Stützen, die hohen Lasten widerstehen müssen

Hochfester Beton

Silikastaub

Durch das Beimengen feinsten Zusatzstoffe ergeben sich höhere Betonfestigkeiten. Üblicherweise wird hochfesten Betonen daher Silikastaub zugegeben. Die Silikapartikel sind rund 30 bis 100 Mal kleiner als die Zementkörner. Ihre festigkeitssteigernde Wirkung ist durch drei Effekte zu erklären:

Aufgrund ihrer Gestalt und Größe können Silikapartikel einen Teil des Porenraumes zwischen den Zementkörnern auffüllen. Damit wird die aufgrund der dispergierenden Wirkung der Fließmittel bewirkte Gefügeverdichtung des Zementsteins noch einmal deutlich gesteigert und eine höhere Dichtigkeit erreicht (Mikrofüllereffekt).

Zusätzlich zur Zementhydratation läuft eine puzzolanische Sekundärreaktion zwischen dem bei der Zementhydratation entstehenden Kalziumhydroxid und dem Silikastaub ab, bei der das härtere Kalziumsilikathydrat gebildet wird.

Die Mikrostruktur in der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskorn wird deutlich verbessert. Der Grund ist eine Reduzierung des Kalzium- und Ettringitgehaltes in der Kontaktzone. Dies lässt sich auch an den Bruchflächen von hochfesten Betonprüfkörpern erkennen: Diese sind relativ glatt, und der Bruch erfolgt nicht wie bei normalfestem Beton um die Körner herum, sondern durch die Gesteinskörnung hindurch (siehe Abb. 7.9.4).

Wesentlich sind die Füllereigenschaften und der verbesserte Verbund. Die puzzolanische Sekundärreaktion trägt nur rund 20 % zur Festigkeitssteigerung bei.

Die Zugabe von Mikrosilika versteift den Frischbeton und macht diesen klebriger, weshalb eine fließfähige Konsistenz anzustreben ist. Diese lässt sich bedingt durch den niedrigen Wasserzementwert nur mit der Verwendung von Fließmitteln herstellen. Diese leistungsfähigen Fließmittel verringern die Agglomeratbildung und dispergieren die Zementpartikel. Gleichzeitig wird die Benetzung zwischen Wasser und Feststoff verbessert und eine elektrostatische Abstoßung der Partikel untereinander erzeugt.



Verarbeitung

Bei der Anwendung von hochfesten Betonen muss der Herstellung und Verarbeitung große Aufmerksamkeit gewidmet werden. Eine genaue Dosierung der Ausgangsstoffe ist ebenso von Bedeutung wie die Berücksichtigung der klebrigen Konsistenz. Diese verlangt mehr Mischenergie und damit verbunden meist eine längere Mischzeit.

Neben der Herstellung unterscheidet sich auch der Einbau im Vergleich zu Normalbeton. Das Personal sollte anhand eines Versuchsversuches eingewiesen werden, wobei gleichzeitig die Eignung der zur Anwendung kommenden Maschinen geprüft wird. Die intensivere Verdichtung sollte bereits in der Planung berücksichtigt werden, indem die Anzahl an Eintauchstellen erhöht und die Rüttelzeit verlängert wird.

Die niedrigen Wassergehalte in Kombination mit einem hohen Zementgehalt erhöhen die Gefahr von Oberflächenrissen in hochfestem Beton. Deshalb ist die Nachbehandlung von großer Bedeutung und sollte unverzüglich begonnen werden, um ein Frühschwinden des Betons zu vermeiden.

Verringerter Brandwiderstand

Das dichte und homogene Gefüge des hochfesten Betons mit seinem geringen Kapillarporenanteil garantiert bei Normaltemperatur eine hohe Festigkeit, wirkt sich jedoch unter Brandbeanspruchung ungünstig aus. Bei Temperaturen von etwa 150 °C verdampft auch das physikalisch gebundene Wasser im Zementstein. Kann der dabei entstehende Dampfdruck wegen des dichten Gefüges nicht über die Kapillarporen entweichen, führt dies zu Betonabplatzungen. Bei höheren Festigkeiten sind deshalb Zusatzmaßnahmen erforderlich. Entweder lässt sich die Betondeckung durch eine oberflächennahe Netzbewehrung gegen Abplatzen sichern oder es werden dem Beton Polypropylenfasern beigemischt. Im Brandfall verbrennen oder schmelzen die Fasern und hinterlassen röhrenförmige Poren, die für den Abbau des Wasserdampfdruckes sorgen.



Abb. 7.9.3 (links)
Bruchbild von Normalbeton.
Beim Normalbeton (links) bricht zuerst der Zementstein.

Abb. 7.9.4 (rechts)
Bruchbild von hochfestem Beton.
Der Bruch geht beim hochfesten Beton (rechts) durch das Gesteinskorn.

Abb. 7.9.1
Fertigteile aus hochfestem Beton



Spritzbeton

Spritzbeton

Spritzbeton findet seine Anwendungen hauptsächlich im Untertagebau, im Vortrieb und in der Felssicherung. Spritzbeton wird aber auch zur Baugruben- oder Hangsicherung und nicht zuletzt bei Instandsetzung und Verstärkung von Betonbauten eingesetzt. Dabei gibt es unterschiedliche Anwendungsverfahren, Trockenspritzbeton oder Nassspritzbeton.

Spritzbeton als Betonierverfahren

Spritzbeton wird nach der Art seiner Verarbeitung bezeichnet. Wie der Name sagt, wird er in einem geschlossenen überdruckfesten Schlauch und/oder einer Rohrleitung zur Einbaustelle gefördert und dort durch Spritzen aufgebracht. Durch die Wucht des Aufpralls verdichtet sich dabei der Beton. Im Gegensatz zu Rüttelbetonen, die eingebracht und erst anschließend verdichtet werden, erfolgt beim Spritzbeton beides gleichzeitig. Beim Auftreffen an der Auftragsfläche prallt ein Teil des Spritzguts, das Rückprallgut, zurück.

Grundsätzlich wird zwischen dem Trocken- und dem Nassspritzverfahren unterschieden. Die Verfahren unterscheiden sich in der Zusammensetzung der Ausgangsmischung und den Spritzbetonmaschinen.

Beim Trockenspritzverfahren wird ein sogenanntes Trockengemisch gefördert, dem erst an der Spritzdüse das Zugabewasser mit oder ohne Beschleuniger zugegeben wird.

Beim Nassspritzverfahren ist das Zugabewasser bereits im Ausgangsgemisch des Spritzguts enthalten. Zur Erzeugung des nötigen Aufpralldrucks wird dem Spritzgut an der Düse Druckluft zugeführt. Weitere Details zu den unterschiedlichen Verfahren sind in Abb. 7.10.1 aufgeführt. In diesem Zusammenhang wird auf die DIN EN 14 487-2 hingewiesen.

Einsatzmöglichkeiten der verschiedenen Spritzbetonsysteme und -verfahren

Die Größe des Bauvorhabens und die örtlichen Randbedingungen beeinflussen die Wahl der Spritzbetonsysteme. Kleinere Spritzbetonetappen werden in der Regel im Trockenspritzverfahren ausgeführt, das bei beengten Platzverhältnissen Vorteile bietet. Das Nassspritzverfahren gelangt aus wirtschaftlichen Überlegungen erst bei größeren Mengen zur Anwendung (Abb. 7.10.2).

Spritzbeton als Baustoff

Spritzbeton ist in aller Regel Normalbeton, der mit den Ausgangsstoffen Zement, Sand/Kies, Wasser, Erstarrungsbeschleuniger und bei Bedarf mit Zusatzmitteln und Zusatzstoffen hergestellt wird. Weiterführende Regelungen sind aus DIN EN 14487-1 ersichtlich.

Abb. 7.10.1w
Übersicht über die verschiedenen Spritzbetonsysteme

Verfahren	Trockenspritzen			Nassspritzen
	1	2	3	4
System-Nummer	1	2	3	4
Wassergehalt der Gesteinskörnung	< 5 Massen-%		ofentrocken	keine Anforderung
Korngröße	8 (max. 16) mm		4 (max. 8) mm	8 (max. 16) mm
Bindemittel	Zement nach DIN EN 197-1	Spritzbindemittel (SBM) nach der österreichischen Spritzbetonrichtlinie		Zement nach DIN EN 197-1
Zementgehalt	ca. 350 kg/m ³	ca. 330 kg/m ³		ca. 425 kg/m ³
Erstarrungsbeginn ohne Beschleuniger	> 120 Minuten	< 3 Minuten		> 120 Minuten
Beschleuniger getrennt beigegeben	ja	nein		ja
Herstellungsort des Spritzguts	Transportbeton oder vor Ort	vor Ort		Transportbeton oder vor Ort
Fördergerät/System	Rotor		Rotor oder Dosierblanschnecke	Betonpumpe
Wassergehalt des Spritzguts	< 4 Massen-%, erdfeucht		ofentrocken	nass
Förderart	Dünnstrom			Dichtstrom

Spritzbeton

Abb. 7.10.2
Einsatzgebiete von Spritzbeton und Eignung der Verfahren

Verfahren	trocken			nass
	1	2	3	4
System-Nummer	1	2	3	4
Untertagebau, Vortriebssicherung im Fels (Ausbruchssicherung)	+	+	-	++
Untertagebau, Vortriebssicherung im Lockergestein (Ausbruchssicherung)	++	+	++	-
Untertagebau, einschaliger Ausbau	+	+	-	+
Untertagebau, Abdichten von Wassereintrüben	+	++	++	-
Untertagebau, Ausgleich und Tragschicht für Abdichtungen	+	+	-	++
Versiegelung der Felsoberfläche als Verwitterungsschutz	++	-	+	+
Baugrubensicherung	++	-	+	+
Instandsetzung und Verstärkung von Betonbauten	++	+	++	-
Bauwerke (Schalen, Kuppeln, Schwimmbassins, Spritzbetonhäuser)	++	+	+	-
Künstliche Felsen, Rollbrettbahnen, Rodel- und Bobsisten usw.	++	+	+	-

Die Eigenschaften des Spritzbetons sind bezüglich Rohdichte, Druck-, Zug- und Scherfestigkeit etwa vergleichbar mit jenen von Normalbeton. Dank seines besonderen Gefügebauaufbaus ist Spritzbeton aber in der Regel dichter und frostbeständiger als üblicher Beton gleicher Zusammensetzung. Auch seine hervorragende Haftung auf der Auftragsfläche und die beliebige Oberflächengestaltung zeichnen Spritzbeton aus.

Je nach Anforderungen kann er mit Bewehrungsnetzen mit oder ohne Rückverankerung durch Anker und Dübel zusätzlich gesichert werden. Dank der einfachen Handhabung gewinnt der alternative Einsatz von Stahlfasern im Spritzbeton für verschiedene Anwendungen an Bedeutung. Beispiele für Spritzbetonzusammensetzungen zeigt Abb. 7.10.3.

Abb. 7.10.3
Mögliche Spritzbetonrezepturen für das Trocken- und das Nassspritzverfahren

Spritzbetonrezeptur	Trockenspritzen	Nassspritzen
Druckfestigkeitsklasse	C 25/30	C 35/45
Expositionsklasse	XC3	XC3, XA2
Größtkorn D _{max}	8 mm	8 mm
Chloridgehaltsklasse	Cl 0,40	Cl 0,40
Konsistenzklasse	C0	F4
Zusätzliche Anforderungen:		
Verarbeitungszeit	3 Std.	6 Std.
Frühfestigkeit nach 4 Std.		4 N/mm ²
Frühfestigkeit nach 12 Std.	10 N/mm ²	
Zementgehalt	350 kg/m ³	425 kg/m ³
Zusatzstoffe (Silikastaub)		25 kg/m ³
Gesteinskörnung	1.650 kg/m ³	
Sand 0–4 mm	60 M.-%	55 M.-%
Kies 4–8 mm	40 M.-%	45 M.-%
Fließmittel (FM)	nein	1,0 M.-% v. Z.
Verzögerer (VZ)	0,2 M.-% v. Z.	0,4 M.-% v. Z.
Beschleuniger (BE)	4,0 M.-% v. Z.	5,0 M.-% v. Z.

Für die Stoffraumrechnung gilt bei:

- Trockenspritzen: Zementgehalt in kg pro 1.000 Liter lose geschüttete Gesteinskörnung.
- Nassspritzen: Die Einwaage aller Betonkomponenten, fertig verdichtet, ergibt 1 m³ fertigen Beton.



Abb. 7.10.4
Trockenspritzen: Baugrubensicherung



Abb. 7.10.5
Felssicherung mit Spritzbeton direkt beim Abbau

Spritzbeton

Anwendung

Spritzbeton wird für die Ausführung von bewehrten und unbewehrten Bauteilen verwendet. Der anteilig häufigste Einsatz erfolgt im Untertagebau für Sicherungsarbeiten bzw. für den Ausbau. Aber auch zur Auskleidung von Becken und Kanälen, zur Sicherung von Hängen, Böschungen und Baugruben (Abb. 7.10.7) oder zur Instandsetzung schadhafter Bauwerke aus Beton und Mauerwerk gelangt Spritzbeton zur Anwendung. Einen Aufschwung erfuhr die Spritzbetontechnik durch den Einsatz schnell erhärtender Spritzbetone zur Sofortsicherung im Untertagebau sowie durch die immer weiter fortschreitende Entwicklung der Applikationstechnik. Abb. 7.10.9 zeigt einen Spritzbetonroboter im Einsatz.

Keine andere Verarbeitungstechnologie erfordert so umfangreiche Kenntnisse und praktische Erfahrung wie der Spritzbeton. Besonders die Wasserdosierung, die Druckluftförderung und Applikation beeinflussen die Qualität und Effektivität des Spritzbetons erheblich. Die Ausführung von Spritzbetonarbeiten ist deshalb im Allgemeinen Spezialfirmen mit den notwendigen Fachkräften und Maschinen vorbehalten.

Junger Spritzbeton

Junger Spritzbeton kann anhand seiner Frühfestigkeitsentwicklung klassifiziert werden. Die Klassifikation beruht auf einem mittleren Bereich der typischen Erhärtungsgeschwindigkeit entsprechend dem gewählten Produktionsprozess und den Anforderungen. Sind entsprechende Frühfestigkeitsklassen definiert, so muss die Festigkeitsentwicklung des jungen Betons im Bereich der jeweiligen Klasse, J₁, J₂ oder J₃, verlaufen (siehe Abb. 7.10.10). Die Frühfestigkeitsklasse ist durch mindestens drei Punkte (Druckfestigkeit gegenüber der Zeit) zwischen den Linien zu definieren. Bei J₁ ist das zwischen Linie A und B, bei J₂ zwischen Linie B und C und bei J₃ oberhalb der Linie C.

Die Frühfestigkeitsentwicklung muss mit dem Eindringnadelverfahren nach prEN 14488-2 und/oder mit dem Bolzentreibverfahren nach prEN 14488-2 entsprechend den zu erwartenden Festigkeitsbereichen bestimmt werden.

Einteilung des Spritzbetons in J-Kurven

Für bestimmte Anforderungen im Untertagebau wird Spritzbeton, anhand seiner Frühfestigkeitsentwicklung in J-Kurven eingestuft. So muss Spritzbeton bei Aufbringen über Kopf mindestens J₂ erreichen. Bei Wasserführung oder besonderer Anforderungen sogar J₃. Für Hangsicherungen reicht in der Regel J₁.



Abb. 7.10.7
Sicherung einer Baugrube mit Spritzbeton



Abb. 7.10.8
Sicherung des Gebirges mit Spritzbeton



Spritzbeton

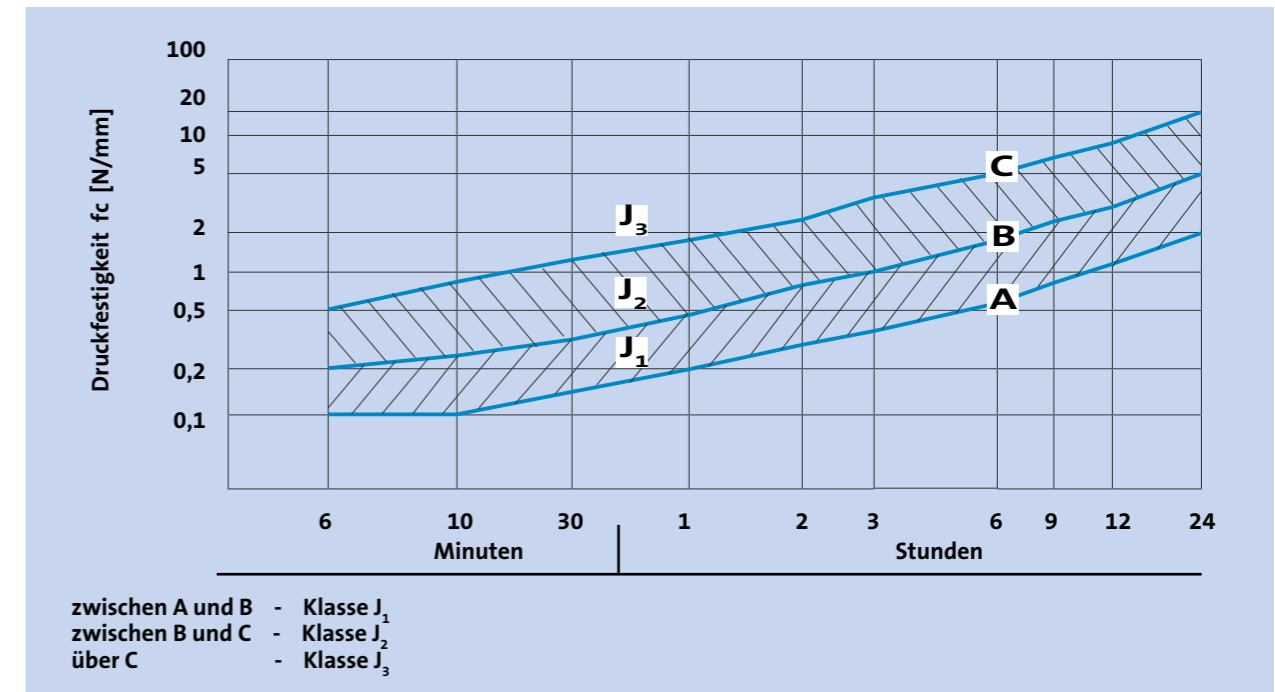


Abb. 7.10.10
Diagramm J-Kurven zur Ermittlung der Frühfestigkeit bei Spritzbeton



Abb. 7.10.11 (links)
Herstellen einer Spritzkiste zur Messung der Festigkeitsentwicklung

Abb. 7.10.12 (rechts)
Zwei fertiggestellte und markierte Spritzkisten



Abb. 7.10.6 (links)
Spritzmobil im Einsatz bei der Tunnelsicherung

Abb. 7.10.9 (rechts)
Aufbringen von Spritzbeton mit einem Spritzbetonroboter am Tunnelportal



Abb. 7.10.13 (links)
Messung der Frühfestigkeit mit der Penetrationsnadel nach wenigen Minuten

Abb. 7.10.14 (rechts)
Messung der Eindringtiefe mit Nägeln nach einigen Stunden

Dränbeton

Dränbeton

Unter Dränbeton versteht man einen haufwerksporigen, hohlraumreichen Beton für Entwässerungsaufgaben. Hierbei ist die Gesteinskörnung von dem Zementleim bzw. -mörtel nur umhüllt und berührt sich, auch nach dem Verdichten, nur punktförmig. Um einen von außen zugänglichen Hohlraumgehalt von mindestens 15 Vol-% zu erreichen, wird beim Dränbeton häufig eine Sieblinie mit Ausfallkörnung im Bereich 2/4 oder 2/8 mm und/oder einem möglichst geringen Sandanteil verwendet. Auch eine Ausführung als Einkornbeton ist möglich.

Durch die Beigabe von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen (Polymere, Kunststofffasern) können die Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie die Dauerhaftigkeit des Dränbetons weiter verbessert werden. Insbesondere wird die Druck- und Biegezugfestigkeit, der Frostwiderstand und der Frost-Tausalz-Widerstand erhöht.

Zum Einsatz kommt Dränbeton hauptsächlich im Straßenbau (Versickerungsfähige Verkehrsflächen, Abb. 7.11.1), zur Abführung des Niederschlagswassers und/oder zur Lärminderung. Weitere Anwendungsfälle können z. B. Betonfilterrohre, Filtersteine oder Lärmschutzwände sein.



Abb. 7.11.1
Dränbeton beim Einbau, Abziehen mit der Rüttelbohle

Eigenschaften

An Dränbetondecken (DBD) und -tragschichten (DBT) werden in den FGSV-Merkblättern »Dränbetontragschichten« (M DBT) und »Versickerungsfähige Verkehrsflächen« (M VV) diverse Anforderungen gestellt. Beispielsweise wären da zu nennen:

- Schichtdicke
- Druckfestigkeit
- Biegezugfestigkeit (bei DBD)
- Anforderungen an die Gesteinskörnung (Zusammensetzung, Eigenschaften – TL Gestein-StB)
- Wasserdurchlässigkeit (kf-Wert).

Eine weitere Eigenschaft des Dränbetons ist die Lärminderung. So wird die Lärmentwicklung von Kraftfahrzeugen ab einer Geschwindigkeit von 50 km/h fast ausschließlich von den Rollgeräuschen der Reifen auf der Fahrbahn verursacht. Dieses wird hauptsächlich von der Fahrbahn und dem Reifenprofil beeinflusst (Abb. 7.11.2). Kompressions- und Dekompressionseffekte in der Reifenaufstandsfläche erzeugen Schall, den der Dränbeton aufnehmen kann und so die Geräuschentwicklung deutlich reduziert.

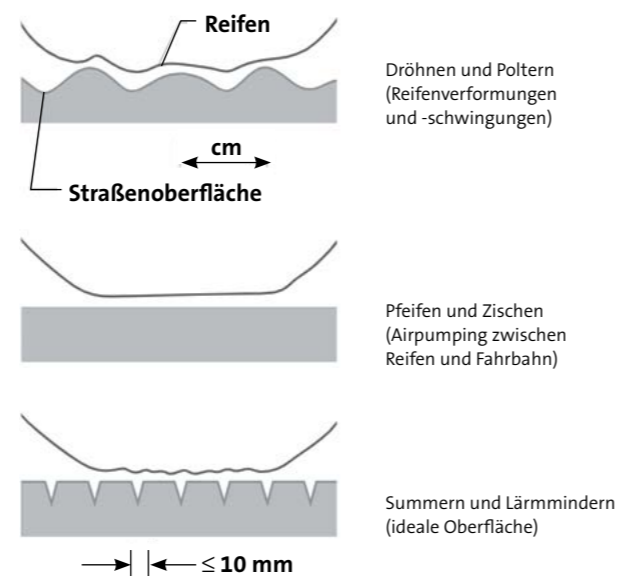


Abb. 7.11.2
Schematische Darstellung von Fahrbahnoberflächen

Dränbeton

Anhaltswerte für die Zusammensetzung von Dränbeton sind im FGSV-Merkblatt MVV in der nachfolgenden Tabelle (Abb. 7.11.3) zusammengestellt.

		Decke DBD 8		Tragschicht DBT 22 oder DBT 32	
		mit PM [kg/m³]	ohne PM [kg/m³]	mit PM [kg/m³]	ohne PM [kg/m³]
Druckfestigkeitsklasse	-	C16/20 bis C25/30	C16/20 bis C25/30	C8/10 bis C16/20	C8/10 bis C16/20
Gesteinskörnung	fGK 0/1 ¹⁾	60 - 100	-	-	-
	fGK oder 0/2	-	-	150 - 180 ²⁾	150 - 180 ²⁾
	gGK 5/8	1.400 - 1.500	1.500 - 1.600	-	-
	gGK 8/22 oder 8/32	-	-	1.500 - 1.600	1.500-1.600
Zement	32,5 R/42,5 N	300 - 350	300 - 350	150 - 300 ³⁾	150 - 300 ³⁾
Wasser	Frischwasser	40 - 75 ⁵⁾	85 - 115	52 - 73 ⁵⁾	60 - 90 ⁵⁾
w/z-Wert (eq)	-	0,25 - 0,28	0,28 - 0,33	0,30 - 0,40	0,30 - 0,40
Polymere (PM) (z. B. Kunststoffdispersion)	15 - 20 % v. Z.	45 - 70	-	-	-
	10 - 15 % v. Z.	-	-	15 - 34	-
Zusatzmittel	FM oder BV	1 - 3	-	-	-
Kunststofffasern (z. B. PAN, PVA)	Länge 6 - 12 mm	1 - 2	-	-	-
Konsistenz (Einbau)	Verdichtungsmaß	1,30 - 1,34 ⁴⁾ (steif, C1)	1,30 - 1,34 ⁴⁾ (steif, C1)	1,30 - 1,45 ⁴⁾ (steif, C1)	1,30 - 1,45 ⁴⁾ (steif, C1)

¹⁾ Die Verwendung einer polierresistenten feinen Gesteinskörnung (z. B. Quarzsand) ist für die Verbesserung der Griffigkeit von DBD zweckmäßig.
²⁾ Polierversuch (PWS) gemäß den TB Gestein-StB, Teil 5.4.2 (PWS-Wert ≥ 0,55).
³⁾ Die Verwendung von Sand 0/1 mm kann vorteilhaft sein.
⁴⁾ Die höheren Werte werden bei der Verwendung von Beton-Recyclingmaterial benötigt.
⁵⁾ Die Einbaukonsistenz ist auf das Einbauverfahren abzustimmen.
⁶⁾ Der Wasseranteil der PM ist beim Zubehälter berücksichtigt.

Abb. 7.11.3
Anhaltswerte für die Zusammensetzung von Dränbeton gemäß FGSV-Merkblatt MVV

Ausführung

Die DBT sollte möglichst gleichmäßig hergestellt werden, so dass die Anforderungen an z. B. die Druckfestigkeit und den Hohlraumgehalt zielsicher erfüllt werden.

Schon kleine Abweichungen von der in der Erstprüfung festgelegten Zusammensetzung können zu großen Schwankungen der Qualität führen. So steigt bei höherem Sand- und Zementgehalt zwar die Druckfestigkeit des Gemisches, aber der Hohlraumgehalt wird, besonders durch den erhöhten Sandanteil, deutlich vermindert. Wird nur der Sandgehalt erhöht, führt dies zu einer deutlichen Reduzierung der Druckfestigkeit sowie des Hohlraumgehaltes. Ebenso hat eine Änderung des Wassergehaltes, schon bei kleinen Abweichungen von der festgelegten Rezeptur, einen deutlichen Einfluss auf die Druckfestigkeit.

Eingebaut werden DBT mit den üblichen Straßenbaugeräten im Zentral- oder Baumischverfahren. Dabei weist das Gemisch, welches im Zentralmischverfahren gemischt wurde und mit Fertiger, Scraper oder Grader eingebaut wird, eine höhere Gleichmäßigkeit auf.

Die Verdichtung der DBT erfolgt in der Regel durch die Bohle des Fertigers (Vorverdichtung) und durch das Abwalzen mit einer Glattmantelwalze ohne Vibration. Hierbei ist darauf zu achten, dass die erforderliche Druckfestigkeit erreicht wird, ohne den von außen zugänglichen Hohlraumgehalt zu unterschreiten.

Der Einbau der DBD sollte, um eine gleichmäßige Verdichtung zu erreichen, möglichst maschinell mit einem Fertiger erfolgen. Durch eine gleichmäßige Verdichtung ist sichergestellt, dass alle geforderten Eigenschaften zielsicher erreicht werden. Bei einem Einbau mit dem Fertiger ist eine zusätzliche Verdichtung mit einer Walze in der Regel nicht erforderlich. Einbau und Verdichtung der DBD sollten einschichtig und einlagig erfolgen und können fugenlos oder mit Fugen hergestellt werden.

Dränbeton

Abb. 7.11.4
Anforderungen an
Dränbeton gemäß
FGSV-Merkblatt MVV

Mindestfestigkeit des Dränbetons im Alter von 28 Tagen für einen von außen zugänglichen Hohlraumgehalt von ≥ 15 Vol.-% und eine Wasserdurchlässigkeit von $k, \geq 5 \cdot 10^{-5}$ m/s			
Schicht	Druckfestigkeit ¹⁾ [Mpa]	Biegezugfestigkeit ²⁾ [Mpa]	Spaltzugfestigkeit ³⁾ [Mpa]
1	2	3	4
	$f_{ck, cyl} / f_{ck, cube}$	f_{ctm} (BZ)	f_{ctm} (SZ)
Dränbetontragschicht (DBT)	C8/10 ⁴⁾	-	-
	C12/15	-	-
	C16/20	-	-
Dränbetondecke (DBD)	C16/20	3,0	2,0
	C20/25	3,2	2,2
	C25/30	3,5	2,5
	C30/37	4,0	2,7

¹⁾ Zylinder $\varnothing 150$ mm, $h/d = 1$ oder Würfel $150 \times 150 \times 150$ mm (DIN EN 12390-3)
²⁾ Prisma $L \geq 525 \times 150 \times 150$ mm (DIN EN 12390-5)
³⁾ Zylinder $\varnothing 150$ mm oder Würfel Kantenlänge 150 mm (DIN 12390-6)
⁴⁾ Nur unter DBD (nicht unter Pflasterdecken) zu verwenden
 Spalte 2: Betonfestigkeitsklasse
 Spalten 3 und 4: Mittlere Festigkeit von 3 zusammengehörigen Probekörpern

Anforderungen

Die Anforderungen an DBT und DBD sind im FGSV-Merkblatt M VV in der obenstehenden Tabelle dargestellt (Abb. 7.11.4) und gelten in Verbindung mit der TL Beton-Stb.

Wie beim herkömmlichen Beton, müssen auch beim Dränbeton die Eigenschaften der Zusammensetzung vorab in einer Erstprüfung bestätigt werden. Für die Druckfestigkeit empfiehlt sich, hier ein Vorhaltemaß von 3 bis 5 MPa anzunehmen. Bei einem von außen zugänglichen Hohlraumgehalt von ≥ 15 Vol.-% wird erfahrungsgemäß die geforderte Wasserdurchlässigkeit $k_f \geq 5 \cdot 10^{-5}$ m/s erreicht. Dies kann in Anlehnung an die DIN 18507 nachgewiesen werden.

Während des Einbaus kann es sinnvoll sein, die Wasserdurchlässigkeit zu überprüfen, um das Einbauverfahren, falls erforderlich, anzupassen. Dies kann mittels Schnelltest vor Ort gemacht werden. Das Verfahren wird in dem FGSV-Merkblatt MVV, Abschnitt 8.2, beschrieben.

Instandhaltung

Um die Wasserdurchlässigkeit von versickerungsfähigen Verkehrsflächen zu gewährleisten, muss für den Dränbeton ein erhöhter Aufwand betrieben werden. So kann es notwendig sein, z. B. Laub häufiger zu entfernen als bei herkömmlichen Verkehrsflächen.

Ebenso sollte auf diesen Flächen ein Verkehr mit hohem Schmutzeintrag (z. B. Baustellenverkehr) vermieden werden.

Ein natürlicher Eintrag von mineralischen und organischen Bestandteilen in das Porengefüge kann allerdings nicht gänzlich vermieden werden. Da hierdurch die Wasserdurchlässigkeit der Verkehrsfläche zurückgeht, kann es notwendig werden, die Wasserdurchlässigkeit mit speziellen Reinigungsverfahren (z. B. Reinigung mit Wasserhochdruck und Absaugung) wieder zu verbessern. Die ursprüngliche Durchlässigkeit kann in der Regel aber nicht wieder hergestellt werden.

Im Winter sollte, um Schäden an der Oberfläche zu vermeiden, beim Räumen von Schnee auf einen Kehrbesen oder eine Schneefräse zurückgegriffen werden. Diese belasten die Oberfläche weniger als die Räumung mit einem Schild. Auch abstumpfende Streustoffe sollten nicht verwendet werden, da diese die Poren verstopfen können und die Wasserdurchlässigkeit reduzieren.



Abb. 7.11.4
Demonstration der Wasserdurchlässigkeit an einem Stein aus Dränbeton

Dränbeton

Holcim CampoDrain

Holcim CampoDrain ist ein offenes Betonsystem zur Herstellung von farbigen und visuell ansprechenden Betonoberflächen.

Seine ausgewiesene Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Drainagefähigkeit des Oberflächenwassers ermöglicht eine hohe Dauerhaftigkeit des Betonsystems.

Holcim CampoDrain wird im Transportbetonwerk hergestellt und mit dem Fahrmischer oder Kipperfahrzeug zum Einbaort geliefert. Der Einbau erfolgt mit Straßenfertigern oder im Handeinbau.



Abb. 7.11.5
Holcim CampoDrain Handeinbau und Verdichtung

Anwendungsbereiche für Holcim CampoDrain:

- Geh- und Radwege mit hohem gestalterischen Anspruch
- in Parkanlagen
- in Wohnanlagen
- Alternative zum Pflaster bei Hauseinfahrten
- Stellplätze
- Gartenwege

Aufbau CampoDrain

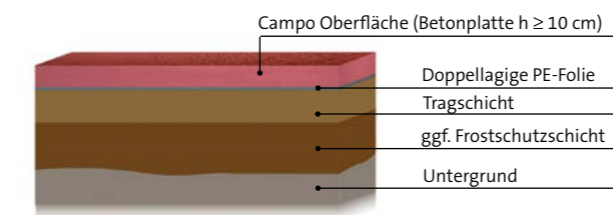


Abb. 7.11.6
Aufbau CampoDrain

Die auf die Fertigungstechnik abgestimmte Betonrezeptur ermöglicht eine homogene Produktqualität und somit einen schnellen Baufortschritt. Holcim CampoDrain verfügt über eine lange Lebensdauer und zeichnet sich durch einen geringen Wartungsaufwand aus.

Eigenschaften von Holcim CampoDrain:

- Druckfestigkeitsklasse C16/20
- Expositionsklasse XF4 nachgewiesen durch CDF-Test
- Hohlraumgehalt 20 ± 3 Vol.-%
- stark durchlässig nach DIN 18130-1
- variable Konsistenz, passend zum Einbaugerät
- individuelle Farbgebung möglich, z. B. gelb, rot, braun oder schwarz oder ungefärbt in „Betongrau“

Entsprechend den örtlichen Gegebenheiten und Anforderungen an Holcim CampoDrain ist die Herstellung einer Deck- bzw. Tragschicht ab 12 bzw. 15 cm möglich.

Vorteile Design und Ästhetik

- Dauerhafte, dekorative und wasserdurchlässige Betonoberfläche
- Alternative zum Pflaster (z. B. bei geschwungenen Wegen)
- Unterschiedliche Betonoberflächen von grob bis fein ausführbar
- Vielfältige Farbvarianten realisierbar
- Einbau und Verarbeitung
- Schneller und zielsicherer Einbau
- Einbauhöhen, -dicken und -breiten individuell und fugenlos ausführbar in Abhängigkeit zur Bauteilgeometrie
- Einbau mit Straßenfertigern oder im Handeinbau

Vorteile Nutzung und Funktionalität

- Nachgewiesene Dauerhaftig- und Tragfähigkeit
- Hohe Wasserdurchlässigkeit begünstigt die Drainagefähigkeit
- Geringer Wartungsaufwand
- Zertifikat zur Versickerungsfähigkeit von Holcim CampoDrain zur Verwendung bei der „gesplitteten Abwasserberechnung“
- Eingruppierung bei der „gesplitteten Abwasserberechnung“ analog Kies/Schotter möglich
- Holcim CampoDrain ist rezyklierfähig und kann beispielsweise im R-Beton wiederverwendet werden



Abb. 7.11.7 / Abb. 7.11.8
Farbvarianten bei
Holcim CampoDrain

Zementestrich (CT – Cementitious screeds)

Zementestriche

Zementestriche werden seit Jahrzehnten im Wohnungs-, Gewerbe- und Industriebau mit Erfolg eingesetzt.

Sie zeichnen sich gegenüber anderen mineralisch gebundenen Estrichen vor allem durch ihre Beständigkeit gegenüber Feuchtebeanspruchung aus und können daher sowohl im Innen- als auch im Außenbereich verwendet werden.

Als Estrich bezeichnet man eine Schicht oder Schichten aus Estrichmörtel, die auf der Baustelle direkt auf dem Untergrund, mit oder ohne Verbund, oder auf einer zwischenliegenden Trenn- oder Dämmschicht verlegt werden.

Ein Estrich sollte eine oder mehrere der nachstehenden Funktionen erfüllen:

- eine vorgegebene Höhenlage zu erreichen
- einen Bodenbelag aufzunehmen
- unmittelbar genutzt zu werden

Der deutsche Begriff »Estrich« bezeichnet sowohl den frischen Estrichmörtel als auch das fertige Bauteil.

Für die Planung und Ausführung von Estrichen gelten DIN EN 13318, DIN EN 13813, DIN EN 13892, DIN 18560 und DIN 18353 (siehe Abb. 7.12.1).

Norm	Titel
DIN EN 13318	Estrichmörtel und Estriche – Begriffe
DIN EN 13813	Estrichmörtel und Estrichmassen – Eigenschaften und Anforderungen
DIN EN 13892	Prüfverfahren für Estrichmörtel und Estrichmassen (Teil 1 bis 8)
DIN 18560 Teil 1 Teil 2 Teil 3 Teil 4 Teil 7	Estriche im Bauwesen • Allgemeine Anforderungen, Prüfung und Ausführung • Estriche und Heizestriche auf Dämmschichten (schwimmende Estriche) • Verbundestriche • Estriche auf Trennschicht • Hochbeanspruchbare Estriche (Industriestriche)
DIN 18353	VOB Teil C: ATV Estricharbeiten

Klassifizierung

Die Klassifizierung der Estriche erfolgt nach der Art des Bindemittels (z. B. CT) und anhand ihrer spezifischen Eigenschaften (Abb. 7.12.2).

• Druckfestigkeit: C5/C7/C12/C20/C25/C30/C35/C40/C50/C60/C70/C80
• Biegezugfestigkeit: F1/F2/F3/F4/F5/F6/F7/F10/F15/F20/F30/F40/F50
• Verschleißwiderstand nach Böhme: A22/A15/A12/A9/A6/A3/A1,5
• Verschleißwiderstand nach BCA: AR6/AR4/AR2/AR1/AR0,5
• Verschleißwiderstand gegen Rollbeanspruchung: RWA300/RWA100/20/10/1
• Oberflächenhärte: SH30/SH40/SH50/SH70/SH100/SH150/SH200
• Widerstandsklassen gegen Rollbeanspruchung (Bodenbelag): RWFC150/RWFC250/RWFC350/RWFC450/RWFC550
• Biegezugelastizitätsmodul: E1/E2/E5/E10/E20/25-30-usw.
• Haftzugfestigkeit: B0,2/B0,5/B1,0/B1,5/B2,0

Zementestrich (CT – Cementitious screeds)

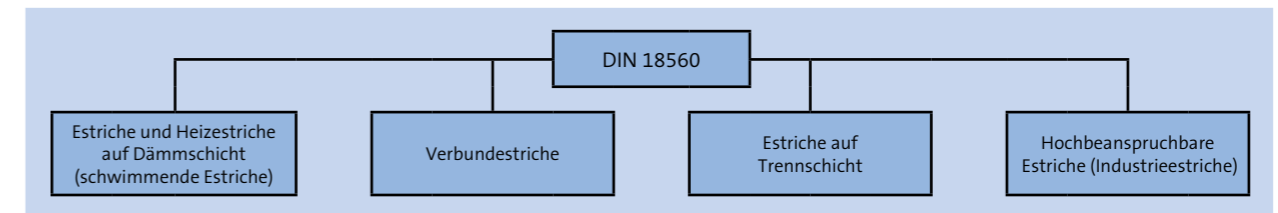
Weitere Eigenschaften sind anzugeben, wenn sie durch gesetzliche Anforderungen verlangt werden oder wenn der Hersteller sich für die Angabe einer Leistung entscheidet, selbst wenn diese durch Verordnungen nicht erfasst wird.

Anwendung

Die DIN 18560 beinhaltet die nationalen Anwendungsregeln für Estrichmörtel nach DIN EN 13813 für Deutschland.

Anzugebende Eigenschaften:

- Elektrischer Widerstand (ER Angabe in Ohm)
- Chemische Beständigkeit (CR Auflistung der Chemikaliengruppen nach prEN 13529)
- Brandverhalten (Zementestrichmörtel können der Klasse Afl (A1) zugeordnet werden, wenn der Anteil an organischen Substanzen 1 % nicht überschreitet)
- Freisetzung korrosiver Stoffe oder Korrosivität von Estrichmörteln
- Wasserdampfdurchlässigkeit (Bestimmung nach EN 12086)
- Wärmedämmung (Wärmedämmwerte nach EN 12524 oder Prüfung nach EN 12664)
- Trittschallisolierung (Systemprüfung nach EN ISO 140-6)
- Schallabsorption



Estriche und Heizestriche auf Dämmschichten (schwimmende Estriche)

Mindestanforderung an die Biegezugfestigkeitsklasse: F4

Lotrechte Nutzlasten [kN/mm²]	Biegezugfestigkeitsklasse	Estrichnenndicke ¹⁾ bei einer Zusammendrückbarkeit der Dämmschicht c ≤ 5 bzw. 3 mm bei Einzellasten ab 3 kN [mm]	Bestätigungsprüfung [N/mm²]	
			Kleinster Einzelwert	Mittelwert
≤ 2	F4 F5	≥ 45 ²⁾ ≥ 40 ²⁾	≥ 2,0 ≥ 2,5	≥ 2,5 ≥ 3,5
Einzellasten ≤ 2 Flächenlasten ≤ 3	F4 F5	≥ 65 ≥ 55	≥ 2,0 ≥ 2,5	≥ 2,5 ≥ 3,5
Einzellasten ≤ 3 Flächenlasten = 4	F4 F5	≥ 70 ≥ 60	≥ 2,0 ≥ 2,5	≥ 2,5 ≥ 3,5
Einzellasten ≤ 4 Flächenlasten = 5	F4 F5	≥ 75 ≥ 65	≥ 2,0 ≥ 2,5	≥ 2,5 ≥ 3,5

¹⁾ Bei Dämmschichten ≤ 40 mm kann die Estrichnenndicke um 5 mm reduziert werden. Die Nenndicke darf 30 mm nicht unterschreiten.

²⁾ Bei höherer Zusammendrückbarkeit (≤ 10 mm) muss die Estrichdicke um 5 mm erhöht werden.

Bei lotrechten Nutzlasten, die höher als 5,0 kN/m² nach DIN 1055-3 sind, sind die Estrichnenndicken vom Planer festzulegen.

Bei Heizestrichen sind die Biegezugfestigkeitsklassen und Estrichnenndicken entsprechend der von unbeheizten Estrichen zu wählen und bei Bauart A (Heizrohre im Estrich) zusätzlich um den Außendurchmesser des Heizrohres zu erhöhen. Die Rohrüberdeckung bei der Biegezugfestigkeitsklasse F4 muss mindestens 45 mm betragen.

Da schwimmend verlegte Estriche im Wesentlichen auf Durchbiegung beansprucht werden, gibt es keine Anforderungen an die Druckfestigkeit.

Bezeichnung:

Zementestrich der Biegezugfestigkeitsklasse 4 (F4), schwimmend (S), mit 70 mm Nenndicke, als Heizestrich (H), mit einer Überdeckung der Heizelemente von 45 mm:

Estrich DIN 18560 - CT - F 4 - S70 - H45

Abb. 7.12.1
Wesentliche
Estrichnormen

Abb. 7.12.3
Einteilung der Estriche
nach nationaler
Normung

Abb. 7.12.2
Klassifizierung der
Estriche

Abb. 7.12.4
Nenndicke und Biegezug-
festigkeit unbeheizter
Zementestriche auf
Dämmschichten für lot-
rechte Nutzlasten

Zementestrich (CT – Cementitious screeds)

Verbundestriche

Mindestanforderung an die Festigkeitsklasse bei Nutzung mit Belag: **C20/F3**

Mindestanforderung an die Festigkeitsklasse bei Nutzung ohne Belag: **C25/F4**

Beton	geeignet
Kalziumsulfatestrich Magnesiaestrich Zementestrich	mit besonderen Maßnahmen geeignet nicht geeignet geeignet
Gussasphaltestrich	mit besonderen Maßnahmen geeignet
Holz (ausreichend biegesteif)	mit besonderen Maßnahmen geeignet
Stahl (ausreichend biegesteif)	mit besonderen Maßnahmen geeignet

Bezeichnung:

Zementestrich (CT) der Druckfestigkeitsklasse 30 (F30), der Biegezugfestigkeitsklasse 5 (F5), der Verschleißwiderstandsklasse 15 (A15) als Verbundestrich (V), mit 25 mm Nenndicke:

Estrich DIN 18560 - CT - C30 - F5 - A15 - V25

Estriche auf Trennschicht

Mindestanforderung an die Biegezugfestigkeitsklasse bei Nutzung mit und ohne Belag: F4

Estrichart	Biegezugfestigkeitsklasse nach DIN EN 13813	Estrichnenndicken [mm] EL = Einzellasten ¹⁾ FL = Flächenlasten				Bestätigungsprüfung Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	
		EL ≤ 1 kN FL ≤ 2 kN/m ²	EL ≤ 2 kN FL ≤ 3 kN/m ²	EL ≤ 3 kN FL ≤ 4 kN/m ²	EL ≤ 4 kN FL ≤ 5 kN/m ²	kleinster Einzelwert	Mittelwert
Zementestrich CT	F4	≥ 35	≥ 55	≥ 65	≥ 70	≥ 2,4	≥ 2,8
	F5	≥ 35	≥ 45	≥ 55	≥ 60	≥ 3,0	≥ 3,5

¹⁾ Bei Einzellasten sind für deren Aufstandsflächen im Allgemeinen zusätzliche Überlegungen erforderlich. Dasselbe gilt für die Fahrbeanspruchung.

Bezeichnung:

Zementestrich (CT) der Biegezugfestigkeitsklasse 4 (F4) mit einer Abriebmenge von 6 cm³/50 cm², als Estrich auf Trennschicht (T) mit 45 mm Nenndicke:

Estrich DIN 18560 - CT - F4 - A6 - T45

Hochbeanspruchbare Estriche

Hochbeanspruchbare Estriche müssen die Anforderungen nach DIN 18560-1 erfüllen und gegen die mechanische Beanspruchung in der vorgesehenen Beanspruchungsgruppe widerstandsfähig sein.

Hartstoffestrich

Zementgebundener Hartstoffestrich ist unter Verwendung von Hartstoffen nach DIN 1100 herzustellen. Die Dicke der Hartstoffschicht ist nach der folgenden Tabelle zu wählen.

Beanspruchungsgruppe	Beanspruchung durch Flurförderzeuge Bereifungsart ¹⁾ , Arbeitsabläufe und Fußgängerverkehr – Beispiele	
I (schwer)	Stahl und Polyamid	<ul style="list-style-type: none"> Bearbeiten, Schleifen und Kollern von Metallteilen Absetzen von Gütern mit Metallgabeln Fußgängerverkehr mit mehr als 1.000 Personen/Tag
II (mittel)	Urethan-Elastomer (Vulkollan) und Gummi	<ul style="list-style-type: none"> Schleifen und Kollern von Holz, Papierrollen und Kunststoffteilen Fußgängerverkehr von 100 bis 1.000 Personen/Tag
III (leicht)	Elastik und Luftreifen	<ul style="list-style-type: none"> Montage auf Tischen Fußgängerverkehr bis 100 Personen/Tag

¹⁾ Gilt nur für saubere Bereifung. Eingedrückte harte Stoffe und Schmutz auf Reifen erhöhen die Beanspruchung.

Zementestrich (CT – Cementitious screeds)

Bezeichnung:

Zweischichtiger zementgebundener Hartstoffestrich (CT) der Druckfestigkeitsklasse 60 (C60), der Biegezugfestigkeitsklasse 10 (F10) der Verschleißwiderstandsklasse 1,5 nach Böhme (A1,5), mit Hartstoffen nach DIN 1100 der Gruppe A als Verbundestrich (V) mit Nenndicken von 10 mm für die Hartstoffschicht und 30 mm für die Übergangsschicht:

Estrich DIN 18560 - CT - C60 - F10 - A1,5 - DIN 1100 - A - V10/30

Ausführungshinweise:

Zur Herstellung von Zementestrichmörteln einer bestimmten Festigkeitsklasse ist der Zugabewassergehalt niedrig zu halten und der Zementgehalt auf das notwendige Maß zu begrenzen, um die erforderliche Festigkeit zu erreichen und das Schwinden klein zu halten.

Zementestrichmörtel sind unverzüglich nach Beendigung des Mischvorganges einzubringen, zu verteilen und abzuziehen. Dabei ist darauf zu achten, dass der Estrichmörtel über den gesamten Querschnitt gleichmäßig gut verdichtet wird.

Die Temperatur des Estrichmörtels und des Einbauortes (Untergrund, Raumluft) darf beim Einbau des Estrichs sowie über einen Zeitraum von drei Tagen nach dem Einbau des Estrichs 5 °C nicht unterschreiten. Gefrorene Gesteinskörnungen dürfen nicht zur Estrichherstellung verwendet werden.

Bei höheren Mörtel- und Bauteiltemperaturen ab ca. +25 °C wird die Erhärtung von Zementen beschleunigt und die Verarbeitungszeit des Estrichmörtels verkürzt. In diesem Fall können langsamer erhärtende Zemente verwendet werden, sofern sichergestellt ist, dass die geforderten Eigenschaften erreicht werden.

Zementestriche können in der Regel ab dem Alter von drei Tagen begangen und höhere Belastungen ab dem Alter von sieben Tagen aufgebracht werden. Dabei sollten 70 % der im Nutzungszustand vorgesehenen Verkehrslast nicht überschritten werden. Die maximal vorgesehene Verkehrslast darf frühestens ab dem Alter von 28 Tagen aufgebracht werden.

Zementestriche sind nach dem Einbau mindestens sieben Tage vor Zugluft und hohen Temperaturen zu schützen. In Bauwerken mit wohnungsähnlichen Raumsituationen ist dies im Allgemeinen ohne besondere Maßnahmen sichergestellt, wenn das Bauwerk geschlossen ist.

Beanspruchungsgruppe	Nenndicke bei Festigkeitsklasse [mm]		
	F 9A	F 11M	F 9KS
I (schwer)	≥ 15	≥ 8	≥ 6
II (mittel)	≥ 10	≥ 6	≥ 5
III (leicht)	≥ 8	≥ 6	≥ 4

¹⁾ Gilt nur für saubere Bereifung. Eingedrückte harte Stoffe und Schmutz auf Reifen erhöhen die Beanspruchung.

Bei üblichen Zementestrichen ist die Belegreife bei einem Feuchtegehalt ≤ 2,0 CM-% erreicht.

Die Austrocknung verändert den Feuchtegehalt des frischen und erhärteten Zementestrichs. Die Verdunstungsgeschwindigkeit des Wassers aus dem Estrich wird vor allem durch die Temperatur (Estrich und Umgebung), die relative Luftfeuchtigkeit der umgebenden Luft und die Luftbewegung beeinflusst. Dickere Estriche trocknen deutlich langsamer als dünnere Estriche. Die Austrocknung erfolgt über die Oberfläche und darf nicht behindert werden.

Aufgrund physikalischer Zusammenhänge laufen Trocknungsprozesse in Innenräumen bei fachgerecht durchgeführter Stoßbelüftung in der kalten Jahreszeit (Winter) deutlich schneller ab als in der warmen Jahreszeit (Sommer).

Aufgrund umfangreicher Untersuchungen sowohl in der Zementindustrie als auch am Institut für Fußbodentechnik im Auftrag des Bundesverbandes für Estrich und Belag konnten an Zementestrichen, hergestellt aus CEM I- und aus CEM II-Zementen, keine wesentlichen Unterschiede festgestellt werden.

Holcim bietet folgende Zemente an, die sich für die Herstellung von Zementestrich eignen.

Holcim Ferro 3 R (CEM II/B-S 32,5 R), Holcim Fluvio 4 N (CEM II/A-LL 42,5 N) und Holcim Optimo 4 N (CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N) – Standardzemente für konventionelle Zementestriche.

Holcim Pur 4 N und Holcim Pur 4 R (CEM I 42,5 N und CEM I 42,5 R), sowie Holcim Optimo 5 N (CEM II/B-M (T-LL) 52,5 N) – Zemente für höherwertige Estriche und für die Estrichherstellung in der kälteren Jahreszeit (aufgrund der Festigkeitsentwicklung).

Abb. 7.12.8 Mindestdicke der Hartstoffschicht

Abb. 7.12.5 Eignung tragender Untergründe für Verbundestriche aus Zementestrichmörtel

Abb. 7.12.6 Estrichnenndicken von Estrichen auf Trennschicht in Abhängigkeit von verschiedenen Nutzlasten

Abb. 7.12.7 Beanspruchungsgruppen

Ultrahochfester Beton

Ultrahochfester Beton

Ultrahochfester Beton (UHFB) oder auch Ultra High Performance Concrete (UHPC) zeichnet sich durch eine sehr hohe Festigkeit bzw. Dichtigkeit aus. Durch ein Absenken des w/z-Wertes auf etwa 0,25 in Kombination mit leistungsfähigen Fließmitteln lassen sich Druckfestigkeiten von 120 bis über 200 N/mm² erreichen. Dadurch können hochfeste, filigrane Fertigteile oder schlanke Stützen realisiert werden. Jedoch wird UHFB von der aktuellen Normung nicht abgedeckt, sodass bei der Verwendung eine Zustimmung im Einzelfall oder eine Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung notwendig ist. Der DAfStb ist jedoch dabei, in einem Fachausschuss die Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ zu erarbeiten.

Zusammensetzung

Die Herstellung von UHFB basiert auf mehreren Ansätzen, welche in Kombination ein sehr dichtes und hochfestes Gefüge des Betons erzeugen. Die Absenkung des w/z-Wertes auf 0,2 bis 0,3 wird durch die Verwendung leistungsstarker Fließmittel meist auf PCE (Polycarboxylatether) Basis ermöglicht. Diese können jedoch verschiedene Wechselwirkungen mit dem Zement erzeugen, wobei gerade eine übermäßige Verzögerung der Hydratation ausgeschlossen werden sollte. Aufgrund der erheblichen Absenkung des Wassergehaltes, sollte dem Wasserbedarf der einzelnen Komponenten besondere Beachtung geschenkt werden. So kann bspw. die Verwendung von C₃A- armen Zementen, welche einen geringeren Wasseranspruch aufweisen, sinnvoll sein.

Wichtig ist weiterhin die abgestimmte Zusammensetzung im Feinkornbereich zur Erhöhung der Packungsdichte, welche auf der Verwendung von hohen Zementgehalten in Kombination mit sehr feinen Zusatzstoffen beruht. Neben reaktiven Zusatzstoffen vom Typ II wie Mikrosilika oder feinem Hüttensand werden auch inerte Zusatzstoffe vom Typ I wie Gesteinsmehle verwendet. Der Gehalt an grober Gesteinskörnung wird reduziert und beschränkt sich auf die Verwendung von Hartsteinsplitt. Die reaktiven Zusatzstoffe bewirken dabei nicht nur einen Füllereffekt aufgrund ihrer Feinheit, sondern reagieren gleichzeitig mit dem bei der Hydratation von Zement freierwerdendem und festigkeitsmindernden Calciumhydroxid. Dies wirkt sich besonders in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung aus, welche bei Normalbeton meist eine Anreicherung von Calciumhydroxidkristallen aufweist. Dieser Randbereich wird somit dichter, weshalb der Bruch meist durch die Gesteinskörnung und nicht an dieser entlang eintritt. Auch die Reste von unhydratisiertem Zement, welche bei den niedrigen Wassergehalten im Beton verbleiben wirken sich ähnlich einer hochfesten Gesteinskörnung positiv auf das Gefüge aus.

Diese sollte möglichst homogen aufgebaut sein, um mögliche Spannungsspitzen zu minimieren.

Die deutliche Reduzierung des Gehalts an Kapillarporen in UHFB erhöht nicht nur die Festigkeit, sondern auch die Dichtigkeit des Betons erheblich. Dadurch weisen diese Betone eine sehr gute Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen Einwirkungen auf.



Abb. 7.13.1
Bruchbild sprödes Material - Druckfestigkeitsprüfung am Mörtelprisma

Fasern

Ultrahochfester Beton weist neben sehr hohen Druckfestigkeiten auch einen hohen E-Modul von 45.000 bis 55.000 N/mm² bei einem nahezu idealelastischen Verhalten auf. Das Versagen von UHFB aufgrund einer Druckspannung tritt jedoch explosionsartig auf, was auf ein sprödes Materialverhalten schließen lässt. Um das Verformungsvermögen dieser Betone zu erhöhen, werden Stahlfasern zugegeben, sodass ein duktileres Materialverhalten erreicht werden kann. Die Zugabe von teilweise über 3,0 Vol.-% Stahlfasern, häufig als Cocktail verschiedener Fasertypen, erhöht die Nachrisszugfestigkeit sowie die Verformbarkeit deutlich.

Um das Brandverhalten dieses sehr dichten Systems zu verbessern und Abplatzungen zu verhindern, können zur Erzeugung von Expansionsraum auch Kunststofffasern zugegeben werden.



Abb. 7.13.2
Fassade aus faserverstärktem ultrahochfestem Beton

Ultrahochfester Beton

Verarbeitung

Gerade zur Herstellung filigraner Bauteile ist eine gut verarbeitbare und fließfähige Konsistenz des Betons von Bedeutung. Diese sollte darüber hinaus auch das Entlüften des Frischbetons möglich machen. Dazu ist jedoch bei Ultrahochfestem Beton eine im Vergleich zu Normalbeton höhere Mischenergie vonnöten, weshalb meist leistungsfähige Zwangsmischer eingesetzt werden. Ultrahochfester Beton ist ein komplexes System, bei welchem viele verschiedene Ausgangsstoffe zur Anwendung kommen, die gezielt aufeinander abgestimmt sind. Es ist wichtig, diese exakt zu dosieren, weshalb sich diese Betone meist nur schwer mit den Anlagen eines Transportbetonwerks realisieren lassen, sondern häufig vorkonfektionierte Compounds genutzt werden. Ebenfalls von Bedeutung ist eine Verlängerung der Mischzeit, um eine gute Verarbeitbarkeit durch eine vollständige Aktivierung des Fließmittels sicherzustellen.



Abb. 7.13.3
Konsistenzmessung UHFB

Transport

Ultrahochfester Beton lässt sich in Fahrmischern transportieren und auch pumpen. Jedoch muss hierbei der Pumpendruck erhöht werden, da der Beton langsamer fließt. Aufgrund der hohen Betongüte muss auch der Nachbehandlung von Ultrahochfestem Beton besondere Beachtung geschenkt werden. Aufgrund des niedrigen Wassergehalts kann der Beton an der Oberfläche schnell austrocknen und häufig sogar eine Grenzschicht, auch Elefantenhaut genannt, ausbilden. Um dies zu vermeiden, sollte der Beton direkt nach dem Einbau feucht gehalten werden.

Wärmebehandlung

Zur Steigerung der Festigkeit werden Fertigteile häufig einer Wärmebehandlung von etwa 60 bis 90 °C ausgesetzt. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass Ultrahochfeste Betone

empfindlicher reagieren als Normalbeton und Änderungen der Temperatur oder der Feuchtigkeit nicht zu schnell aufgebracht werden sollten.

Anwendung

Die Bezeichnung Ultrahochfester Beton beschreibt nur die Eigenschaft der Festigkeit, wohingegen die Bezeichnung Ultra High Performance Concrete sich auf die beiden herausragenden Eigenschaften dieser Betone beziehen kann: Festigkeit und Dichtigkeit. Aufgrund der Abhängigkeit dieser Eigenschaften bedingen sie sich in gewissem Maße gegenseitig, jedoch hängen die Anforderungen von der jeweiligen Anwendung ab.

Hohe Druckfestigkeiten

Eine sehr hohe Festigkeit wird beispielsweise zum Bau höherer oder schlanker Gebäude gefordert. Dies können u. a. Fertigteile wie Platten, Träger oder Fassadenelemente sein. Aufgrund der hohen Dichtigkeit und der damit verbundenen hohen Dauerhaftigkeit, ergibt sich darüber hinaus die Anwendung in Bereichen höherer chemischer aber auch mechanischer Belastung. Dies kann sowohl bei dem Bau von Kühltürmen oder Kläranlagen, als auch im Bereich der Infrastruktur genutzt werden.



Abb. 7.13.4
Anwendung bei Brückensanierung



Abb. 7.13.5
Filigrane Bauteile aus faserverstärktem ultrahochfestem Beton

Infraleichtbeton

Definition

Infraleichtbeton zeichnet sich durch eine Rohdichte unterhalb von 800 kg/m³ aus. Somit wird die Rohdichte von gefügedichtem Leichtbeton, welche nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 zwischen 800 und 2.000 kg/m³ definiert ist, unterschritten. Dadurch ist für die Verwendung von Infraleichtbeton eine bauaufsichtliche Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Die weitere Reduzierung der Betonrohddichte gegenüber Leichtbeton wird meist über die Verwendung sehr leichter Gesteinskörnung, dem Ersatz von Sand durch Blähglas sowie dem zusätzlichen Einbringen von Poren in die Zementmatrix erreicht.

Anwendung

Infraleichtbeton wird in der Regel zur Herstellung von monolithischen Außenwänden eingesetzt, welche gleichzeitig tragfähig und wärmedämmend sind. Dadurch wird es möglich, sowohl die Innen- als auch die Außenseite als Sichtbeton herzustellen. Dies vereinfacht baukonstruktive Details und bietet ein höheres Gestaltungspotential. Die monolithische Bauweise vereinfacht zusätzlich den späteren Rückbau, da auf eine Trennung unterschiedlicher Materialien verzichtet werden kann. Die rein mineralische Zusammensetzung führt weiterhin dazu, dass Infraleichtbeton der Baustoffklasse A1 „nicht brennbar“ (DIN 4102) zugeordnet wird.

Bereits bei der Konzeption von Infraleichtbeton sollte der entstehenden Hydratationswärme besondere Beachtung geschenkt werden. Bei den meist 50 cm dicken Wänden kann diese, gerade bedingt durch die niedrige Wärmeleitfähigkeit, schlecht abfließen. Hinzu kommt der verhältnismäßig hohe Zementgehalt, welcher ebenfalls zur Wärmeentwicklung beiträgt. Somit sollte eine betontechnologische Reduzierung der Hydratationswärme schon frühzeitig in die Planung miteinbezogen werden.

Bei der Beurteilung der Verarbeitbarkeit muss die Rohdichte des Betons berücksichtigt werden. Das Ausbreitmaß kann wegen des geringeren Eigengewichts nur schlecht mit dem von Normalbeton verglichen werden, weshalb das Verdichtungsmaß herangezogen werden sollte. Zum Vergleich auf der Baustelle ist das Ausbreitmaß jedoch gut geeignet.

Infraleichtbeton wird mit Kübeln eingebracht, da ein Pumpen nicht möglich ist. In der Regel ist Infraleichtbeton selbstverdichtend, jedoch muss auf eine ausreichende Vernadelung der einzelnen Schüttlagen geachtet werden. Zur Verbesserung der Sichtbetonoberfläche kann die Verwendung von Außenrüttlern von Vorteil sein.

Eigenschaften Festbeton

Infraleichtbeton lässt sich mit Rohdichten deutlich unter 800 kg/m³ herstellen. Bei einer Rohdichte von 600 kg/m³ wird eine Druckfestigkeit von etwa 6 N/mm² erreicht. Aufgrund der Rohdichte bedingten sehr niedrigen Wärmeleitfähigkeit ist in der Regel eine 50 cm dicke Wand ausreichend, um auf eine zusätzliche Wärmedämmung verzichten zu können. Erhöhte Kriech- und Schwindverformungen müssen ebenso wie niedrigere Elastizitätsmodule bei der konstruktiven Durchbildung berücksichtigt werden. Hierbei sind ein zwängungsfreies Tragwerk und die Begrenzung der Rissbreiten zu beachten.



Infraleichtbeton

Holcim Infraleichtbeton ILC-06

Beschreibung

Holcim Infraleichtbeton ILC-06 ist ein zementgebundener Leichtbeton für statisch tragende Bauteile mit integrierter Wärmedämmung.

Anwendung

Holcim Infraleichtbeton ILC-06 wird für die Betonage von Außenbauteilen eingesetzt. Der Beton wird mit einer mobilen Mischanlage auf der Baustelle hergestellt und als Ortbeton verarbeitet.

Mobile Mischanlage

Produktvorteile:

- Hohe Dauerhaftigkeit
- Statisch tragend
- Markante Sichtbetonqualität
- Hohe Dämmwirkung
- Monolithisch, kein Wärmedämmverbundsystem
- 100 % recyclingfähig

Prüfungen/Zulassungen

Gutachten Untersuchungsbericht G2019104, Univ.-Prof. Dr.-Ing. K.-Ch. Thienel, Institut für Werkstoffe des Bauwesens, UniBw. Gutachten, Prof. Dr.-Ing. T. Braml, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, UniBw. Zustimmungen im Einzelfall wurden bereits in Bayern erteilt. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung ist in Bearbeitung.

Produktinformationen

Zusammensetzung:

- Zement, abgestuftes Blähglas, spezielle Zusätze und Zusatzmittel
- Größtkorn $D_{max} = 4 \text{ mm}$
- Konsistenz C4, leichtverdichtend
- Druckfestigkeitsklasse LAC6
- Deklarierte charakteristische Druckfestigkeit 6 MPa
- Rohdichte deklarierte Rohdichteklasse 0,6
- Deklarierter Mittelwert der Rohdichte 570 kg/m³
- Biegezugfestigkeit 0,9 N/mm²
- Elastizitätsmodul 3915 GPa
- Wärmeleitfähigkeit Prüfung gemäß DIN EN 12664
 - 10,tr = 0,125 W/m*K
 - 23/80 = 0,143 W/m*K



Abb. 7.14.4 Mobile Mischanlage für Infraleichtbetonanwendungen

Abb. 7.14.1 Wohnhaus aus Infraleichtbeton

Abb. 7.14.2 (links) Wohnhaus Innenräume

Abb. 7.14.3 (rechts) Befüllen des Betonierkübels direkt aus dem Fahrnischer

R-Beton

R-Beton

Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung (siehe Kapitel 1.4) wird als Recyclingbeton oder R-Beton bezeichnet. Es lassen sich dieselben Anforderungen wie mit Normalbeton erreichen, jedoch bei deutlich höherer Ressourceneffizienz. Der Verbrauch an natürlicher Gesteinskörnung sowie der Bedarf an Deponieflächen kann somit reduziert werden.

Die Richtlinie des DAFStb „Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620“ regelt die Anforderungen an den Beton.

Rezyklierte Gesteinskörnung

Für die Eigenschaften der rezyklierten Gesteinskörnung ist DIN EN 12620 maßgebend, welche die Anforderungen für die Anwendung im Beton darstellt. Nach der Richtlinie des DAFStb dürfen die in DIN 4226-100 definierten rezyklierten Gesteinskörnungen vom Typ 1: Betonsplitt und Typ 2: Bauwerksplitt verwendet werden. Betonsplitt setzt sich aus einer Mischung von überwiegend Altbeton und Gesteinskörnung zusammen (> 90 %) und kann je nach Expositionsklasse bis zu 45 Vol.-% der natürlichen Gesteinskörnung ersetzen. Bauwerksplitt darf maximal 30 % gebrochenes Mauerwerk enthalten und besteht somit zu > 70 % aus Altbeton und Gesteinskörnung. Natürliche Gesteinskörnung darf im Beton durch Bauwerksplitt mit maximal 35 Vol.-% ersetzt werden.

Anwendungsgebiete

Da für R-Beton dieselben Anforderungen wie für Normalbeton gelten, können auch dieselben Bemessungsgrundlagen verwendet werden. Somit muss sich nicht bereits bei der Planung für diesen Beton entschieden werden. R-Beton darf bis zur Festigkeitsklasse C30/37 eingesetzt werden, ist jedoch nicht für Spann- oder Leichtbeton zugelassen.

Besondere Beachtung muss den Feuchtigkeits- und Expositions-klassen geschenkt werden, da sich hier nach der DAFStb-Richtlinie Unterschiede zu Normalbeton ergeben. In Abb. 7.15.1 sind die zulässigen Anteile an rezyklierter Gesteinskörnung in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen dargestellt.

Anwendungsbereich		Kategorie der Gesteinskörnung	
Alkalirichtlinie	DIN EN 206-1 und DIN 1045-2	Typ 1	Typ 2
WO (trocken)	Karbonatisierung XC1		
WF ¹⁾ (feucht)	Kein Korrosionsrisiko X0 Karbonatisierung XC1 bis XC4	≤ 45	≤ 35
	Frostangriff ohne Taumittel-einwirkung XF1 ¹⁾ und XF3 ¹⁾ und in Beton mit hohem Wassereindringwiderstand	≤ 35	≤ 25
	Chemischer Angriff XA1	≤ 25	≤ 25

¹⁾ zusätzliche Anforderungen (siehe DAFStb-Richtlinie)

Abb. 7.15.1
Zulässige Anteile rezyklierter Gesteinskörnungen > 2 mm, bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung (Vol.-%) nach DAFStb-Richtlinie

Für alle weiteren Expositionsklassen (XD, XS und XM) ist eine Anwendung von R-Beton nicht zulässig. Liegt die Feuchtigkeitsklasse WF (feucht) vor, so ist die Herkunft der rezyklierten Gesteinskörnung von Bedeutung. Ist diese bekannt und kann eindeutig einer unbedenklichen Alkaliempfindlichkeitsklasse zugeordnet werden, was vom Hersteller nachgewiesen werden muss, so sind keine weiteren Maßnahmen nötig. Ist die Herkunft jedoch nicht bekannt, so ist die Gesteinskörnung nach Alkaliempfindlichkeitsklasse E III-S zu behandeln. Dies wiederum bedeutet, dass entweder vorbeugende Maßnahmen, wie die Begrenzung des Zementgehalts auf maximal 350 kg/m³, getroffen werden müssen oder ein fachkundiges Gutachten vorliegen muss, welches eine unbedenkliche Alkaliempfindlichkeitsklasse bestätigt.

In der Praxis findet meist die Begrenzung des Zementgehalts Anwendung, da somit keine weiteren Maßnahmen erforderlich sind. Eine Anwendung von R-Beton bei der Feuchtigkeitsklasse WA (feucht + Alkalizufuhr von außen) ist nur mit einem fachkundigen Gutachten zur Unbedenklichkeit möglich.

R-Beton

Betonzusammensetzung

R-Beton ist wie Normalbeton zu verwenden, jedoch müssen bei der Konzeption ein paar Besonderheiten beachtet werden. Rezyklierte Gesteinskörnung enthält Reste von Altbeton, welche im Vergleich zu natürlicher Gesteinskörnung poröser sind und eine niedrigere Rohdichte aufweisen, was den Wasseranspruch ein wenig erhöht. Weiterhin muss auch die Feuchtigkeit in der Gesteinskörnung berücksichtigt werden. Diese darf zwar dem w/z-Wert als Kernwasser nicht angerechnet werden, jedoch wird dadurch das Wasseraugen beeinflusst. Es sollte eine möglichst einheitliche Wassersättigung der Gesteinskörnung zur Anwendung kommen, um gleichbleibende Konsistenzen im Beton zu erreichen.

Die Festigkeit von R-Beton ist mit der eines Normalbetons vergleichbar, lediglich der E-Modul kann etwas niedriger ausfallen. Dies ist ebenso wie die leicht höheren Kriech- und Schwindverformungen auf die Reste von Altbeton innerhalb der rezyklierten Gesteinskörnung zurückzuführen.

Die Erstprüfung eines R-Betons nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 muss um zwei Punkte erweitert werden. Zum einen muss die Konsistenz in Abhängigkeit der Zeit bestimmt werden, nach 10, 45 und 90 Minuten (ab Wasserzugabe). Zum anderen muss der Feuchtegehalt der Gesteinskörnung als Kern- und Oberflächenfeuchte bestimmt werden.

Der Einsatz von Zusatzmitteln im Altbeton ist kein Hindernis für die Verwendung von Recycling-Gesteinskörnung, weil etwaige von den Zusatzmitteln herrührende Rückstände gebunden werden und Luft und Boden dadurch nicht belasten können.



Abb. 7.15.2
Rezyklierte Gesteinskörnung und daraus hergestellter Konstruktionsbeton



Abb. 7.15.3
Mehrfamilienhaus gebaut mit R-Beton



Abb. 7.15.4
Schulgebäude in Sichtbeton mit R-Beton

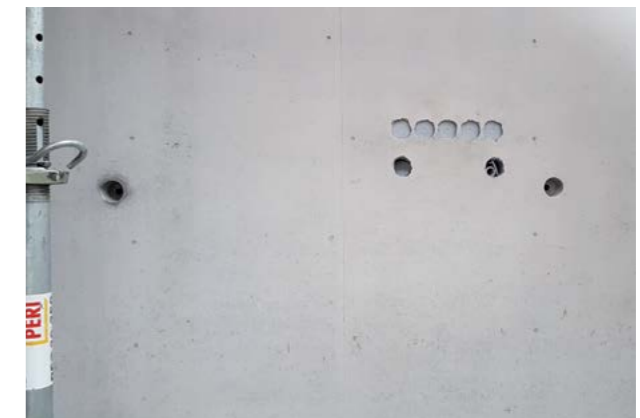


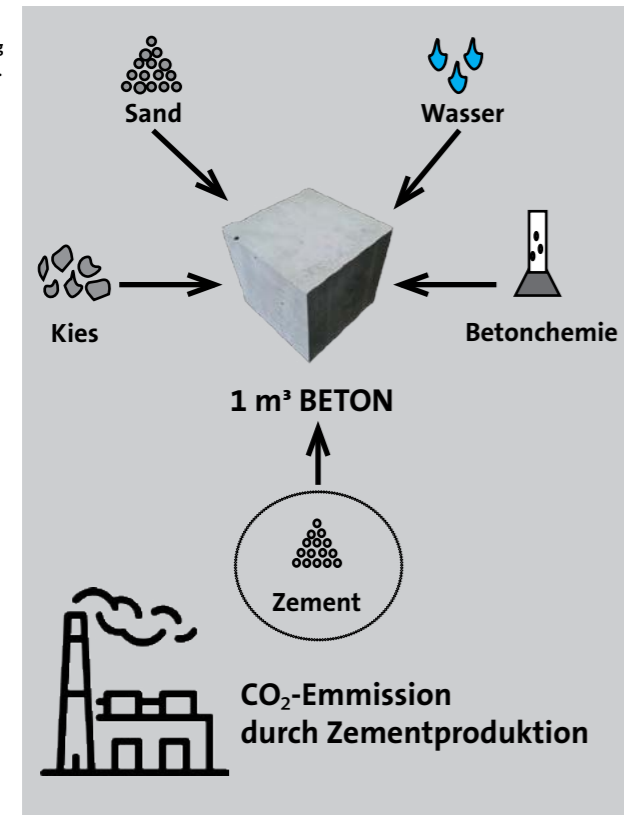
Abb. 7.15.5
R-Beton - Detailaufnahme Sichtbeton

Geopolymerbeton

Geopolymerbeton

Geopolymerbeton ist ein Sonderbeton, der durch alkalische Aktivierung von reaktiven Bindemitteln wie Hüttensandmehl, Flugasche, kalziniertem Ton oder deren Kombination hergestellt wird. Hinzu kommen Wasser, Gesteinskörnungen und /oder Zusatzmittel.

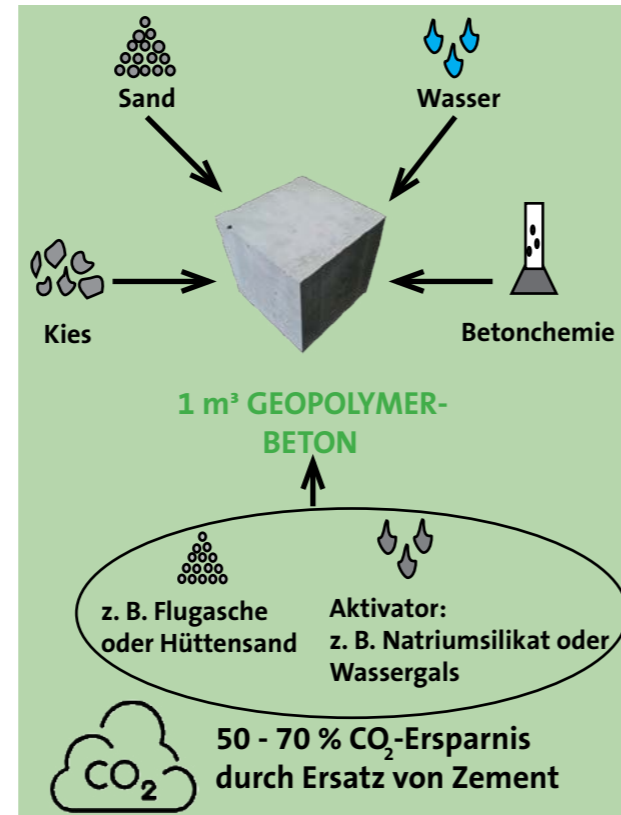
Als Aktivatoren werden üblicherweise Natriumhydroxid (NaOH) und Natriumsilikat (Na_2SiO_3) oder Kaliumhydroxid (KOH) und Kaliumsilikat ($\text{K}_2\text{Si}_2\text{O}_7$) verwendet.



Bei der alkalischen Aktivierung entstehen zunächst reaktionsfähige silikatische und aluminatische Monomere, die im weiteren Reaktionsablauf kondensieren. In Abhängigkeit der $\text{CaO-SiO}_2\text{-Al}_2\text{O}_3$ Komposition der verwendeten Ausgangsmaterialien entstehen dabei verschiedene Reaktionsprodukte:

- Typ 1:** C-A-S-H (bei Bindemittel mit höherem CaO-Gehalt, z. B. Hüttensandmehl)
- Typ 2:** N-A-S-H (bei Bindemittel mit niedrigerem CaO-Gehalt, z. B. Flugasche)

Zum Vergleich: Beim konventionellen Beton, bei dem Zement als Hauptbindemittel eingesetzt wird, entstehen durch die Hydratation Kalziumsilikathydrate C-S-H und Kalziumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$.



Bei den Bindemitteln spielen die SiO_2 -, Al_2O_3 - und ggfs. CaO-Gehalte eine entscheidende Rolle für die Entstehung der Reaktionsprodukte, die letztendlich für die Festigkeitsentwicklung des Geopolymerbetons verantwortlich sind. Die Reaktivität von CaO-armen Bindemitteln wie Flugasche und Metakaolin wird hauptsächlich vom $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ -Verhältnis beeinflusst, während bei CaO-reichen Bindemitteln das CaO/SiO_2 -Verhältnis maßgebend ist. Die Feinheit des Bindemittels hat auch einen gewissen Einfluss auf die Reaktionsgeschwindigkeit – je feiner desto schneller. Genauso wichtig ist aber auch die Art und Menge der verwendeten Aktivatoren. Die benötigte Menge und/oder Konzentration von Aktivatoren bei CaO-reichen Bindemitteln ist generell geringer als bei den CaO-armen Bindemitteln. Daher muss bei der Auswahl der Ausgangsstoffe die passende Kombination von Bindemitteln, Aktivatoren und ggfs. Zusatzmitteln gefunden werden.

Geopolymerbeton



Abb. 7.16.2 Element hergestellt aus Geopolymerbeton

Eigenschaften

In bestimmten Anwendungsfällen bietet Geopolymerbeton erhebliche Vorteile im Gegensatz zum konventionellen Beton. Hierzu zählt in erster Linie die hohe Säurebeständigkeit. Bei der Hydratationsreaktion vom Zement entsteht parallel zu den Kalziumsilikathydraten auch Kalziumhydroxid, welches sich von Säuren sehr leicht auflösen lässt. Daher ist die Anwendung von konventionellem Beton in chemisch stark angreifenden Umgebungen nur in Kombination mit zusätzlichen Schutzmaßnahmen (Beschichtungen bzw. Auskleidungen) zulässig. Geopolymerbeton ist daher, dank der anorganischen dreidimensionalen Aluminiumsilikat-Netzwerke (C-A-S-H bzw. N-A-S-H) aus der Polymerisation, weniger anfällig für Säureangriffe. Deshalb ist die Anwendung von Geopolymerbeton ohne Schutzschicht in solchen kritischen Bereichen in Verbindung mit einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) oder allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) denkbar.

Darüber hinaus besitzt Geopolymerbeton eine hohe Temperaturbeständigkeit, die maßgeblich auf den Phasenwechsel der Polymerkristalle mit steigenden Temperaturen zurückgeführt werden kann. Im Allgemeinen zeigen Geopolymerbetone auch reduziertes Schwind- und Kriechverhalten.

Die Steuerung der Verarbeitbarkeit von Geopolymerbeton ist etwas kritischer als von konventionellem Beton. Ungünstige Kombinationen von Bindemitteln, Aktivatoren und/oder Zusatzmitteln können zu einem raschen Ansteifen führen. Daher soll bei der Auswahl der Ausgangsstoffe großer Wert auf die „Verträglichkeit“ gelegt werden. Darüber hinaus können durch unterschiedliche Kombinationen von Bindemitteln und Aktivatoren die Früh- und Endfestigkeiten zielgerichtet eingestellt werden.

Umweltmerkmale

Im Hinblick auf die Umwelteinflüsse werden Geopolymerbetone generell als günstigere Alternative zu konventionellen Betonen dargestellt. Da die Klinkerherstellung bei der Zementproduktion ein energieintensiver Prozess ist (ca. 1.450 °C), ist Beton mit einem relativ hohen CO₂-Fußabdruck verbunden. Im Gegensatz dazu verwendet Geopolymerbeton andere Bindemittelsysteme, deren Herstellung zu einer CO₂-Einsparung von 50 - 70 % beitragen können.

Allerdings können die Art und Menge der eingesetzten Aktivatoren einen erheblichen Einfluss auf den CO₂-Fußabdruck des Geopolymerbetons haben. Beispielsweise werden zur Herstellung von festem Wasserglas (üblich verwendeter Aktivator) Mischungen vom Quarzsand und Kaliumkarbonat bzw. Natriumkarbonat bei ca. 1.200 °C verschmolzen. Danach wird das abgekühlte Glas aufgemahlen und bei hohen Temperaturen in flüssiges Wasserglas umgewandelt. Für diese Prozesse werden hauptsächlich Primärenergiequellen aus fossilen Brennstoffen verwendet, was zu einem erheblichen CO₂-Ausstoß führt. Deshalb sollten bei der Betrachtung der Umwelteinflüsse von Geopolymerbeton die richtigen Umweltdaten genutzt werden.



Abb. 7.16.3 Konsistenzmessung Geopolymerbeton

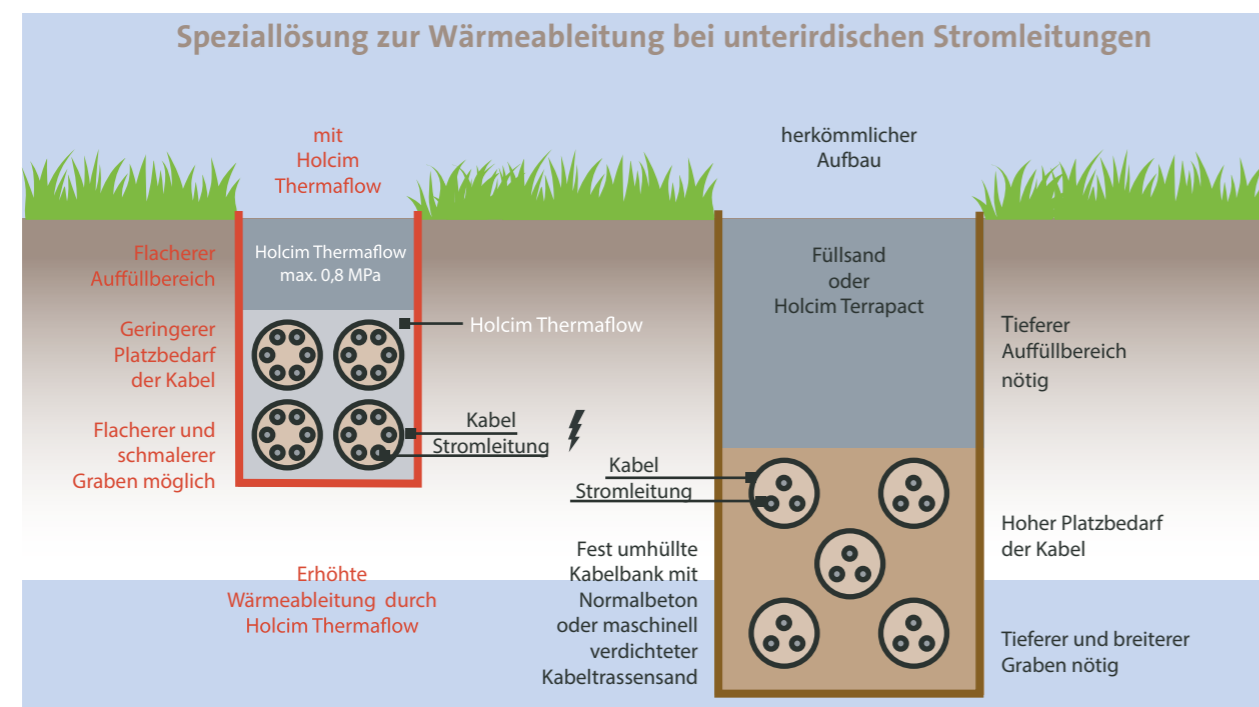
Abb. 7.16.1 Geopolymere als Beitrag zum Klimaschutz: www.bnb-potsdam.de

Wärmeleitfähiger Beton

Wärmeleitfähiger Beton

Wärmeleitfähiger Beton wird meist als Verfüllbaustoff für Leitungsgräben verwendet, da Hochspannungsleitungen immer häufiger unterirdisch verlegt werden. Dies reduziert die Anzahl der Strommasten und wirkt sich positiv auf das Landschaftsbild aus. Jedoch müssen die hohen Temperaturen, welche durch diese Kabel entstehen, berücksichtigt werden. Mithilfe einer Umantelung aus wärmeleitfähigem Beton kann die freiwerdende Wärme schneller an das umgebende Erdreich abgeführt werden. Im Gegensatz zu herkömmlichen Verfüllmaterialien wie bspw. Sand oder sandigem Boden kann auf eine anschließende Verdichtung verzichtet werden. Die meist fließfähigste Konsistenz von wärmeleitfähigen Verfüllbaustoffen ist selbstverdichtend und es werden alle Hohlräume erreicht.

Eine schnellere Ableitung der Wärme ermöglicht zusätzlich eine Reduzierung der Grabengröße und eine damit verbundene weitere Reduzierung von Aufwand und Kosten.



Wärmeleitfähiger Beton

Holcim Thermaflow

Mit Holcim Thermaflow ist ein hochleistungsfähiger Verfüllbaustoff mit hoher Wärmeleitfähigkeit, welcher in verschiedenen Festigkeiten (aushubfähig oder nicht aushubfähig) sowie in unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten verfügbar ist.

Holcim Thermaflow Fill: $\geq 1,5 \text{ W}/(\text{m}^*\text{K}) \leq 0,8 \text{ MPa}$

Holcim Thermaflow Concrete $\geq 1,5 \text{ W}/(\text{m}^*\text{K}) \text{ C12/15}$

Die Wärmeleitfähigkeit von Holcim Thermaflow:

- unterliegt der werkseigenen Produktionskontrolle
- ist extern geprüft und verifiziert durch ein unabhängiges Ingenieurbüro
- wird zielgerecht erreicht und in gleichbleibender Qualität hergestellt

Vorteile von Holcim Thermaflow

Reduktion der Baukosten durch:

- Flachere Gräben
- Geringere Aushubkosten
- Geringere Kosten für Verfüllung und Verdichtung
- Erhöhung der Leistungskapazität
- Einsparungen bei Rohrleitungen durch höhere Leistungsfähigkeit der Kabelbank
- Größere Kabelbündel realisierbar, d. h. es können mehr Kabel im gleichen Querschnitt untergebracht werden

Verringerung der Risiken:

- Geringeres Überhitzungsrisiko erhöht die Lebensdauer der Kabel
- Reduzierung von Stromausfällen
- Keine Verdichtung beim Einbau erforderlich, dadurch keine Beschädigung der Rohrleitung

Die hohe Fließfähigkeit und der geringe Größtkorndurchmesser des Holcim Thermaflow ermöglichen auch in engen Rohrleitungsgängen eine hohlraumfreie Umhüllung.

ohne Holcim Thermaflow mit Holcim Thermaflow

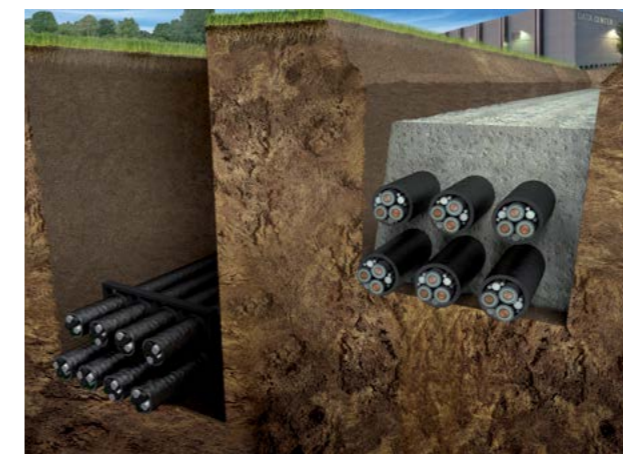


Abb. 7.17.5 Vergleich herkömmliche Verfüllung und Verfüllung mit Holcim Thermaflow

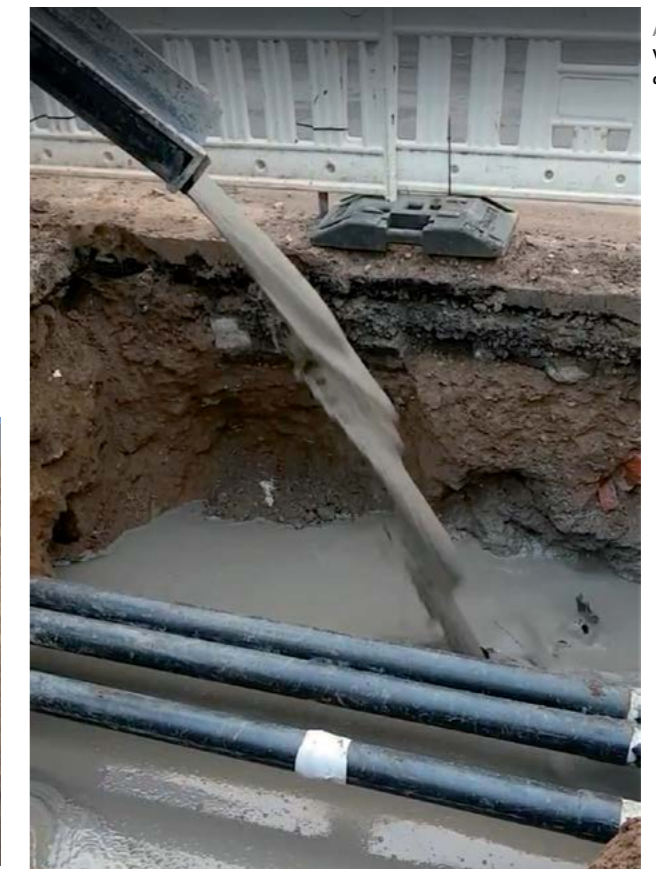


Abb. 7.17.6 Verfüllung direkt aus dem Fahrmischer

Abb. 7.17.1 (rechts) Unterirdische Verteiler und Leitungen zur Anbindung von Windparks und Rechenzentren an die bestehende Infrastruktur

Abb. 7.17.2 (links) Wärmeleitfähiger Beton zur Verfüllung von Rohrleitungsgräben

Abb. 7.17.3 (rechts) Rohrleitungen im Graben verlegt

Abb. 7.17.4 Schematische Darstellung von Verfüllungen

Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING Teil 3 Massivbau

Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING

ZTV-ING steht für „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten“. Sie gelten für den Bau und die Erhaltung von Ingenieurbauwerken nach DIN 1076, wie Brücken, Tunnel und Lärmschutzwände im Straßenwesen. Die ZTV-ING bezieht sich auf den DIN Fachbericht 100 bzw. die DIN EN 206-1 und die DIN 1045-2. Regelbaustoff nach ZTV-ING Teil 3 ist Beton nach Eigenschaften. Beton nach Zusammensetzung bedarf der Zustimmung des Auftraggebers.

ZTV-ING weicht teilweise von der Beton-Norm ab

Die ZTV-ING übernimmt zwar die grundlegenden Anforderungen der Norm, bei der Wahl der Expositionsklassen und bei den zugehörigen Druckfestigkeitsklassen gibt es jedoch Abweichungen von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 bzw. zusätzliche Anforderungen. Nachfolgend sind die abweichenden technologischen Eckdaten der ZTV-ING dargestellt.

Gesteinskörnungen Es dürfen nur Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 und DIN EN 13055-1 verwendet werden.	Organische Verunreinigungen: <ul style="list-style-type: none"> • $Q_{0,05}$ für grobe Gesteinskörnungen • $Q_{0,25}$ für feine Gesteinskörnungen (Sand) • Kornform für gebrochenes Korn mind. S_{120} • Kornzusammensetzung eng gestuft, Korngemische sind nicht zugelassen
Zement Es sind Zemente nach DIN EN 197-1, DIN EN 197-4, DIN 1164-10 oder DIN 1164-11 zu verwenden.	Für nicht genormte Zemente muss eine bauaufsichtliche Zulassung vorliegen.
Wasser	Wenn das Wasser auf Eignung für die Betonherstellung untersucht wurde, müssen die Ergebnisse dem Auftraggeber vorgelegt werden.
Zusatzstoffe	Für Betonzusatzstoffe die nicht der Norm entsprechen, muss eine bauaufsichtliche Zulassung vorgelegt werden.
Zusatzmittel	Zusatzmittel müssen der DIN EN 934 entsprechen. Ist das nicht der Fall, ist dem Auftraggeber eine bauaufsichtliche Zulassung vorzulegen.

Vorwiegend horizontale, frost- bzw. tausalzbeaufschlagte Betonflächen	XF4, XD3
Nicht vorwiegend horizontale Betonflächen im Spritzwasserbereich	XF2, XD2
Betonflächen im Sprühnebelbereich	XF2, XD1
Betonschutzwände	XF4, XD3
Gründungen	XD2
Trogsohlen (RStO), Tunnelsohlen, wasserundurchlässig als Weiße Wanne	XD2
Trogsohlen (RStO), Tunnelsohlen, ohne Wasserdruck oder mit außenliegender Folie	XD1
Tunnelinnenschalen ohne Wasserdruck oder mit außenliegender Folie	XF2, XD1
Tunnelwände ohne Wasserdruck oder mit außenliegender Folie	XF2, XD1
Tunnelwände als wasserundurchlässige Betonkonstruktion	XF2, XD2
Infahrtbereiche von Tunneln	XF2, XD2

Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING Teil 3 Massivbau

Abweichungen von DIN EN 201-1 und DIN 1045-2 (blaue Felder)	XF2		XF3		XD2, XA2	XF4, XD3
max. w/z-Wert	0,50	0,50	0,50	0,55	0,50	0,50
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30	C30/37	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30
Mindestzementgehalt [kg/m³]	300	320	320	300	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen	270	270	270	270	270	keine Anrechnung
Mindestluftgehalt	gem. Tab. 3.1.1 ZTV-ING	-	-	gem. Tab. 3.1.1 ZTV-ING	-	gem. Tab. 3.1.1 ZTV-ING
weitere Anforderungen	Gesteinskörnung F2, Frost-Tausalz-widerstand n. NaCl-Verfahren Masseverlust < 8 %		Gesteinskörnung F2		Gesteinskörnung F2 ggf. SR-Zement	Gesteinskörnung F2 Frost-Tausalz-widerstand n. NaCl-Verfahren Masseverlust < 8 %
Bauteile	Widerlager, Stützen, Pfeiler, Tunnelsohlen, Tunnelwände, Trogsohlen, -wände		Gründungen z. B. Bohrpfähle		Widerlager, Stützen, Pfeiler, Tunnelsohlen, Tunnelwände, Trogsohlen, -wände	Kappen

Abb. 8.1.3 Anforderung an Betonausgangsstoffe und Beton

Zement, Zusatzstoff	Regelung nach ZTV-ING
CEM II/-M Zement	Nur mit Zustimmung des Auftraggebers
CEM III Hochofenzement	Für Kappenbeton nicht zugelassen Betonschutzwände: nur CEM III/A mit einem Hüttensandgehalt ≤ 50 M.-%
CEM II/-P Portlandpuzzolanzement	Nur mit Trass nach DIN 51043
Flugaschezugabe	Max. 60 M.-% v. Zement; max. anrechenbar 80 kg/m³
Hochofenzement CEM III/B und Flugasche	Für Gründungsbauteile (wie z. B. Bohrpfähle) erlaubt Weitere Anwendungen nur mit Zustimmung des Auftraggebers
Silikastaub	Als homogene Suspension, ausgenommen Trockengemisch für Spritzbeton
Flugasche und Silikastaub gleichzeitig (auch als Zementbestandteil)	Mit Zustimmung des Auftraggebers

Abb. 8.1.4 Anforderung an Betonausgangsstoffe und Beton

Abb. 8.1.1 Anforderung an Betonausgangsstoffe

Abb. 8.1.2 Zuordnung der Expositionsklassen bei Frost- und/oder Tausalzeinwirkung

Wasserbauwerke nach ZTV-W

Wasserbauwerke

Die ZTV-W, «Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau» für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215), regeln den Bau von Wasserbauwerken, wie z. B. Schleusen, Wehre, Sperrwerke, Schöpfwerke, Düker, Durchlässe, Hafenanlagen, Uferwände, einschließlich deren Nebenanlagen. Sie gelten nicht für Straßen-, Eisenbahnbrücken und Tunnel (siehe hierzu ZTV-ING).

Die ZTV-W gelten in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, DIN EN 206-1 und DIN 1045-2, DIN EN 13670, DIN 1045-3 sowie DIN 19702. Die Regelungen der ZTV-W LB 215 zielen auf eine Nutzungsdauer des Bauwerks von in der Regel 100 Jahren ab. Für Bauteile der Expositionsklassen XS2 und XS3 ist bei Nutzungsdauern über 50 Jahren eine Dauerhaftigkeitsmessung durchzuführen.

Abb. 8.2.1
Expositionsklassen bezogen auf die Umgebungsbedingungen

Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Wasserbauspezifische Beispiele ¹ für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Bauteile ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall in nicht betonangreifender Umgebung	Unbewehrter Kernbeton bei zonierter Bauweise
2 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	trocken oder ständig nass	Sohlen von Schleusenammern, Sparbecken oder Wehren, Schleusenammernwände unterhalb UW, hydraulische Füll- und Entleersysteme
XC2	nass, selten trocken	Schleusenammernwände im Bereich zwischen UW und OW (sinngemäß Sparbeckenwände)
XC3	mäßige Feuchte	Nicht frei bewitterte Flächen (Außenluft, vor Niederschlag geschützt)
XC4	wechselnd nass und trocken	Freibord von Schleusenammern- oder Sparbeckenwänden, Wehrpfeiler oberhalb NW, freibewitterte Außenflächen, Kajen
3 Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
XD1	mäßige Feuchte	Wehrpfeiler im Sprühnebelbereich von Straßenbrücken
XD2	nass, selten trocken	-
XD3	wechselnd nass und trocken	Plattformen von Schleusen, Verkehrsflächen (z. B. Hafenterrassen), Treppen an Wehrpfeilern
4 Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser		
XS1	salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Außenbauteile in Küstennähe
XS2	unter Wasser	Sperrwerksohlen, Wände und Gründungspfähle unter NNTnW (niedrigster bekannter Tidewasserstand)
XS3	Tidebereich, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Gründungspfähle, Kajen, Molen und Wände oberhalb NNTnW (niedrigster bekannter Tidewasserstand)
5 Frostangriff mit und ohne Taumittel/Meerwasser		
XF1	mäßige Wassersättigung mit Süßwasser ohne Taumittel	Freibord von Sparbeckenwänden, Wehrpfeiler oberhalb HW
XF2	mäßige Wassersättigung mit Meerwasser und/oder Taumittel	Vertikale Bauteile im Spritzwasserbereich und Bauteile im unmittelbaren Sprühnebelbereich von Meerwasser
XF3	hohe Wassersättigung mit Süßwasser ohne Taumittel	Schleusenammernwände im Bereich zwischen UW-1,0 m und OW+1,0 m (Sparbeckenwände sinngemäß), Ein- und Auslaufbereiche von Dükern zwischen NW und HW, Wehrpfeiler zwischen NW und HW
XF4	hohe Wassersättigung mit Meerwasser und/oder Taumittel	Vertikale Flächen von Meerwasserbauteilen wie Gründungspfähle, Kajen und Molen im Wasserwechselbereich, meerwasserbeaufschlagte horizontale Flächen, Plattformen von Schleusen, Verkehrsflächen (z. B. Hafenterrassen), Treppen an Wehrpfeilern

Wasserbauwerke nach ZTV-W



Abb. 8.2.2 (links)
Hochwasser Einlassbauwerk - Überlauf bei Hochwasser auf dem Rhein

Abb. 8.2.3 (rechts)
Hochwasser Einlassbauwerk - Überlauf bei Hochwasser auf dem Rhein von oben

Abb. 8.2.4
Expositionsklassen bezogen auf die Umgebungsbedingungen

Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Wasserbauspezifische Beispiele ¹ für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
6 Betonkorrosion durch chemischen Angriff		
XA1	chemisch schwach angreifende Umgebung	-
XA2	chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meerwasserbauwerke	Betonbauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen (Unterwasser- und Wasserwechselbereich, Spritzwasserbereich)
XA3	chemisch stark angreifende Umgebung	-
7 Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung		
XM1	mäßige Verschleißbeanspruchung ²	Flächen mit Beanspruchung durch Schiffsreibung (z. B. Schleusenammernwände oberhalb UW-1,0 m), Bauteile für die Energieumwandlung mit Beanspruchung nur durch feinkörnige Geschiebefracht (z. B. aufgrund konstruktiver Maßnahmen wie Vorschaltung einer Geschiebefanggrube), Eisgang
XM2	starke Verschleißbeanspruchung	Wehrrücken und Bauteile für die Energieumwandlung (Tosbecken, Störkörper) mit Beanspruchung durch grobkörnige Geschiebefracht
XM3	sehr starke Verschleißbeanspruchung	Bauteile in Gebirgsbächen oder Geschiebeumleitestollen
8 Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion		
WO	Beton, der nach normaler Nachbehandlung nicht längere Zeit feucht und nach dem Austrocknen während der Nutzung weitgehend trocken bleibt	Allgemein: Nur bei nicht massigen Bauteilen (kleinste Bauteilabmessung ≤ 0,80 m). Innenbauteile von Wasserbauwerken, die nicht ständig einer relativen Luftfeuchte von mehr als 80 % ausgesetzt werden (z. B. Innenräume von Steuerständen).
WF	Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist	Allgemein: Stets bei massigen Bauteilen (kleinste Bauteilabmessung > 0,80 m) unabhängig vom Feuchtezutritt. Betonbauteile von Wasserbauwerken mit freier Bewitterung oder mit temporärer bzw. dauernder Wasserbeaufschlagung im Binnenbereich (z. B. Schleusenammernwände auf gesamter Höhe). Innenbauteile von Wasserbauwerken, bei denen die relative Luftfeuchte überwiegend höher als 80 % ist.
WA	Beton, der zusätzlich zu der Beanspruchung der Klasse WF häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist	Betonbauteile von Wasserbauwerken, die mit Meerwasser in Berührung kommen (Unterwasser- und Wasserwechselbereich, Spritzwasserbereich). Betonbauteile von Wasserbauwerken mit Tausalzeinwirkung (z. B. Planierbereiche von Schleusenammernwänden).
WS	Beton, der hoher dynamischer Beanspruchung und direktem Alkalieintrag ausgesetzt ist	Wasserbaulich nicht relevant

¹ Diese Beispiele gelten für die überwiegende Beanspruchung während der Nutzungsdauer. Abweichende Umgebungsbedingungen während der Bauzeit oder Nutzung (z. B. Trockenlegung) führen erfahrungsgemäß nicht zu Schäden.

² Schleusenammernsohlen und Füllsysteme ohne Beanspruchung durch Geschiebefracht unterliegen im Regelfall keiner Betonkorrosion infolge Hydroabrasion.

Wasserbauwerke nach ZTV-W

Abb. 8.2.5 Anforderungen an die Ausgangsstoffe

Ausgangsstoff	Anforderung
Zement	Folgende Zemente nach DIN EN 197-1, DIN EN 197-4 und DIN 1164-10 dürfen verwendet werden: <ul style="list-style-type: none"> • CEM I • CEM II/A-S, CEM II/B-S • CEM II/A-T, CEM II/B-T • CEM II/A-LL • CEM II/A-M (S-LL), CEM II/A-M (S-T), CEM II/B-M (S-T), CEM II/A-M (T-LL) • CEM III/A, CEM III/B Für massige Bauteile dürfen nur Normalzemente mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung (LH-Zemente gemäß DIN EN 197-1) verwendet werden
Gesteinskörnungen	<ul style="list-style-type: none"> • Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 sowie leichte Gesteinskörnungen nach DIN EN 13055-1 mit Konformitätsbescheinigung »2+« • Die Verwendung rezyklierter oder industriell hergestellter Gesteinskörnungen ist nicht zulässig • Die Unschädlichkeit von Feinanteilen feiner Gesteinskörnungen ist nachzuweisen • Nachweis des Frost-Tau-Widerstands bzw. des Frost-Tausalz-Widerstands der Gesteinskörnungen gemäß DIN EN 206-1, Anhang U, darf zu keinem Zeitpunkt während der Bauausführung älter als sechs Monate sein
Zugabewasser	<ul style="list-style-type: none"> • Zugabewasser muss den Anforderungen der DIN EN 1008 genügen • Die Verwendung von anderen Wassern als Trinkwasser, Brunnenwasser oder Restwasser aus Wiederaufbereitungsanlagen der Betonherstellung ist nicht zulässig
Zusatzmittel	Folgende Zusatzmittel dürfen verwendet werden: <ul style="list-style-type: none"> • Betonverflüssiger (BV) • Fließmittel (FM) • Luftporenbildner (LP) • Verzögerer (VZ) Die Verwendung anderer Zusatzmittel ist nicht zulässig
Zusatzstoffe	<ul style="list-style-type: none"> • Flugasche nach DIN EN 450-1 ist zulässig • Flugasche muss über die Dauer der Bauzeit demselben Produktzertifikat (Herkunftsort) entsprechen • Ein Wechsel der Flugasche ist mit dem Auftraggeber abzustimmen. Die Ersatzflugasche ist bei Baubeginn zu benennen • Vor einem Wechsel der Flugasche sind neue Eignungsprüfungen durchzuführen • BAW-Brief 02/2020 ist zu beachten

Abb. 8.2.6 Anforderungen an den Beton in Abhängigkeit von Expositionsklassen

Expositionsklassen	Anforderungen an den Beton
XF3	<ul style="list-style-type: none"> • Frostwiderstandsklasse der Gesteinskörnungen: F1 • Mindestluftgehalt gemäß DIN EN 206-1, Tabelle F.2.2 • Frostprüfungen am Festbeton im Rahmen der Eignungsprüfung nach Merkblatt BAW erforderlich
XF4	<ul style="list-style-type: none"> • Frostprüfungen am Festbeton im Rahmen der Eignungsprüfung nach Merkblatt BAW erforderlich
XD2, XS2, XD3, XS3	Folgende Bindemittel dürfen verwendet werden: <ul style="list-style-type: none"> • CEM I- und CEM II-Zemente mit Flugasche, Flugaschegehalt mindestens 20 M.-% von (z+f) • CEM III/A mit Flugasche, Flugaschegehalt mindestens 10 M.-% von (z+f) • CEM III/B
XM2	<ul style="list-style-type: none"> • Rundkorn mit einem quarzitären Anteil von mindestens 70 % • Größtkorn max. 16 mm • w/z ≤ 0,45 • Mindestzementgehalt 270 kg/m³

Wasserbauwerke nach ZTV-W

Abb. 8.2.7 Anforderungen an die Betonzusammensetzung

Ausgangsstoff	Anforderung
Zement	<ul style="list-style-type: none"> • Je Beton darf nur Zement desselben Zementwerks verwendet werden • Mehrere Zementsorten in einem Beton sind nicht zulässig
Gesteinskörnung	<ul style="list-style-type: none"> • Stetige Sieblinie zwischen A und B • Bei massigen Bauteilen: GK mit D_{max} ≥ 32 mm • Bei D_{max} > 8 mm mindestens drei getrennte Korngruppen • Leichtgewichtige organische Verunreinigungen <ul style="list-style-type: none"> – Feine Gesteinskörnungen: ≤ 0,25 M.-% – Grobe Gesteinskörnungen: ≤ 0,05 M.-% • Kornform von groben gebrochenen Gesteinskörnungen mindestens SI40 • Zertrümmerungswiderstand von Gesteinskörnungen aus gebrochenem Felsgestein mindestens LA50 oder SZ32 • Kornzusammensetzung von groben Gesteinskörnungen muss eng gestuft sein • Kornmische dürfen nicht verwendet werden • Natürlich zusammengesetzte (nicht aufbereitete) Gesteinskörnung darf nicht verwendet werden • Für die Beurteilung und Verwendung von Gesteinskörnungen, die schädliche Mengen an alkalilösender Kieselsäure enthalten oder bei denen diese nicht sicher auszuschließen sind, ist in Ergänzung zu DAfStb-2 zusätzlich BMVBS-AKR zu beachten
Zusatzmittel	<ul style="list-style-type: none"> • Es darf je Wirkungsgruppe nur ein Betonzusatzmittel verwendet werden • Innerhalb eines Beton dürfen nur Zusatzmittel eines Herstellers eingesetzt werden • Gesamtmenge an Zusatzmitteln darf weder die vom Zusatzmittelhersteller empfohlene Höchstdosierung, noch 50 g/kg Zement im Beton überschreiten • Fließmittel der Wirkstoffgruppen Polycarboxylat und Polycarboxylatether dürfen nur mit den gleichen Betonausgangsstoffen und nur in den Betontemperaturbereichen, mit denen die Eignungsprüfung durchgeführt wurde, verwendet werden • Beton der Konsistenzklassen ≥ F4 ist mit verflüssigenden Zusatzmitteln herzustellen, wobei die Konsistenz des Ausgangsbetons ≤ F2 sein muss • Auf der Baustelle ist eine Nachdosierung mittels Fließmittel zulässig. Nach Einstellung der Konsistenz mittels Fließmittel auf der Baustelle ist nur eine einmalige Nachdosierung zulässig. Bei Nachdosierung von Fließmittel darf der Beton nicht so weit angesteift sein, dass die zum Zeitpunkt vor der Erstdosierung gemessene Ist-Konsistenz unterschritten wird • Verzögerungszeiten über zwölf Stunden sind mit dem Auftraggeber abzustimmen • Die Festlegungen der A1-Änderung den ZTV-W LB 215, sowie das BAW Merkblatt "Entmischungssensibilität von Beton (MESB)", sind zu beachten

Abb. 8.2.8 Anforderungen an den Beton für massige Bauteile (kleinste Bauteilabmessung ≥ 0,80 m)

Beton mit Expositionsklassen	Beispiel (informativ)	$\Delta T_{\text{qadiab, 7d}}$ ¹⁾ [K]	max. Bauteiltemperatur [°C]	$f_{\text{cm, cube, 28d}}$ ²⁾ [N/mm ²]
XC1/XC2	Schleusensole	≤ 28 (33)	≤ 53	≤ 41
XC1/XC2 + XA1	Schleusensole in chemisch schwach angreifender Umgebung	≤ 31 (36)	≤ 56	≤ 43
XC1/XC2 + XA1 (+XS2)	Schleusensole in chemisch schwach angreifender Umgebung und Meerwasserbauwerke	≤ 36 (41)	≤ 61	≤ 46
XC1 ... XC4 + CF3 (+XM1)	Schleusenkammerwand zwischen UW und OW	≤ 36 (41)	≤ 61	≤ 46
XC1 ... XC4 + XF4 + XS3 x XA2 (+XM1)	Vertikale Flächen im Wasserwechselbereich von Meerwasser	≤ 40 (45)	≤ 65	≤ 49

¹⁾ Bei Frischbetontemperaturen von < 15 °C dürfen die in Klammern gesetzten Werte verwendet werden.
²⁾ Hinsichtlich der Zulässigkeit eines von 28 Tagen abweichenden Zeitpunktes für den Nachweis der Festigkeitsklasse siehe Abschnitt 5.5 der DIN EN 206-1. Allerdings ist auch für einen von 28 Tagen abweichenden Zeitpunkt des Nachweises der Festigkeitsklasse die Einhaltung von $f_{\text{cm, cube, 28d}}$ nachzuweisen.

Sichtbeton

Sichtbeton - Allgemein

An Oberflächen aus Sichtbeton werden besondere Anforderungen hinsichtlich Farbe, Gestaltung, Ebenheit und Maßgenauigkeit und Aussehen gestellt. Grundsätzlich kann man zwischen Oberflächen unterscheiden, bei denen die Schalung als Gestaltungselement genutzt wird, und solchen, die durch eine nachträgliche Oberflächenbearbeitung gestaltet werden. In beiden Fällen können zudem Farbpigmente zum Einfärben des Betons als gestalterisches Merkmal eingesetzt werden.



Abb. 8.3.1 Einkaufsstore in Metzgingen

Sichtbeton ist kein Beton, der fertig gemischt geliefert und eingebaut werden kann. Hierbei handelt es sich vielmehr um eine Gesamtleistung aus einem auf das Bauvorhaben abgestimmten Beton, einer fachgerechten Planung und einer fachmännischen Bauausführung. Bei ästhetisch anspruchsvollen Objekten ist die optimale Abstimmung aller Beteiligten untereinander unbedingt erforderlich.

Es bestehen keine verbindlichen Vorschriften zur Planung, zur Betonzusammensetzung, zur Bauausführung oder zur Beurteilung von Sichtbetonflächen. Hier ist stattdessen das „Merkblatt Sichtbeton“ des Deutschen Beton- und Bautechnikvereines e. V. zu nennen. Es besitzt zwar keinen Normen- oder Richtliniencharakter, stellt aber eine gute Grundlage für Planer, Ausführende und Bauherren dar. Mit dem Merkblatt wird die Möglichkeit eröffnet, Sichtbetonflächen präzise zu beschreiben, zu planen, auszuführen und letztendlich zu beurteilen. Es kann in den Bauvertrag eingebunden werden.

Mit Hilfe des Merkblattes kann Sichtbeton so genau beschrieben werden, dass der Ausführende dementsprechend genau versteht, welche Anforderungen zu erfüllen sind. Jedes Detail ist im Merkblatt umfassend je nach Sichtbetonklasse festgelegt und beschrieben.

Sichtbetonklassen

Zur Festlegung einer Sichtbetonfläche sind folgende Parameter genau zu beschreiben:

- Sichtbetonklasse (entsprechend Abb. 8.3.4) Schalungs- und Schalungshautsystem
- Oberflächentextur (Schalungshaut/Oberflächenbearbeitung)
- Ausbildung von Schalungsstößen
- Anker und Ankerlöcher (Lage, Ausbildung, Verschluss)
- Fugen (Lage, Verlauf, Breite, Ausbildung)
- Flächengliederung (Größe der Schalungselemente, Schalungstexturen, Fugenverlauf, Raster der Ankerlöcher, Rahmen- oder Trägerschalung, usw.)
- Ausbildung der Kanten und Ecken (scharfkantig, gebrochen)
- Farbtongebung (Zement, Gesteinskörnung, Pigmente, Anstriche)
- Oberflächenausbildung nicht geschalter Teilflächen (Oberseiten, Brüstungen)



Abb. 8.3.2 Sichtbeton im Wohnbereich



Abb. 8.3.3 Bürotrakt Leitstand Holcim (Süddeutschland) GmbH in Sichtbeton

Sichtbeton

Anforderungen an Sichtbetonklassen

Je nach Sichtbetonklasse ergeben sich Anforderungen, die mit zunehmender Sichtbetonklasse SB 1 bis SB 4 erhöhten Aufwand und erhöhte Kosten bedeuten.

Eine genaue und detaillierte Beschreibung der Forderungen ist dem „Merkblatt für Sichtbeton“ zu entnehmen. Die jeweiligen Anforderungen werden dort im Detail erläutert. Dies sind z. B. Ebenheitsanforderungen, Farbtongestaltung, Poren, Fugen und Stöße, sowie Anforderungen an die Schalungshaut.

Sichtbetonklassen gemäß „Merkblatt für Sichtbeton“

Sichtbetonklasse	Beispiele	Anforderungen an geschaltete Sichtbetonflächen nach Klassen bezüglich:						Weitere Anforderungen		Herstellkosten		
		Textur	Porigkeit ¹⁾		Farbtongleichmäßigkeit ^{2), 2)}		Ebenheit	Arbeitsfugen und Schalungsstöße	Erprobungen		Schalungshaut	
			s	ns	s	ns						
Sichtbeton geringe Anforderungen	SB 1	Betonflächen mit geringen gestalterischen Anforderungen, z. B. Kellerwände oder Bereiche mit vorwiegend gewerblicher Nutzung	T1	P1		FT1		E1	AF1	freigestellt	SHK1	niedrig
	SB 2	Betonflächen mit normalen gestalterischen Anforderungen, z. B. Treppenhäuseräume, Stützwände	T2	P2	P1	FT2	FT2	E1	AF2	empfohlen	SHK2	mittel
Sichtbeton besondere Anforderungen	SB 3	Betonflächen mit hohen gestalterischen Anforderungen, z. B. Fassaden	T2	P3	P2	FT2	FT2	E2	AF3	dringend empfohlen	SHK2	hoch
	SB 4	Betonflächen mit besonders hohen gestalterischen Anforderungen, z. B. repräsentative Bauteile	T3	P4	P3	FT3	FT2	E3	AF4	erforderlich	SHK3	sehr hoch

¹⁾ s = saugende bzw. ns = nicht saugende Schalungshaut

²⁾ Der Gesamteindruck einer Sichtbetonfläche ist i. d. R. erst nach längerer Standzeit (u. U. nach mehreren Wochen) beurteilbar. Die Farbtongleichmäßigkeit ist aus dem üblichen Betrachtungsabstand zu beurteilen

Abb. 8.3.4 Sichtbetonklassen

Die Ansichtsfläche wird beeinflusst von:

- Art und Material der Schalung
- Einsatzhäufigkeit und Reinigungszustand der Schalung
- Dichtigkeit der Schalung
- Anordnung der Bindestellen
- Steifigkeit des Schalungssystems
- Menge und Art des Trennmittels
- Betonzusammensetzung und -herstellung
- Einbau und Verdichten des Betons
- Witterung bei Herstellung und Nachbehandlung



Abb. 8.3.5 Sichtbeton Stadthalle Tuttlingen

Sichtbeton

Einflussfaktoren auf Sichtbeton

Bestimmte Einflussfaktoren erschweren optimale Sichtbetonqualitäten, z. B. bestimmte klimatische Umweltbedingungen, die Betonzusammensetzung, die Betonverarbeitung, das Trennmittel und nicht zuletzt die Schalungshaut.

Vorbereitende Maßnahmen, um die Unwägbarkeiten auf ein minimales Restrisiko zu beschränken, sind:

- Wahl des richtigen Betonierzeitpunkts (abhängig von der Witterung)
- Richtige Auswahl der Betonausgangsstoffe
- Wahl des geeigneten w/z-Wertes
- Festlegung der geeigneten Konsistenz
- Einbauverfahren (Kübel, Pumpe)
- Optimale Betonverdichtung
- Richtige und angepasste Nachbehandlung
- Trennmittelauswahl, Auftragsart und Menge
- Schalungshaut (Holz, Kunststoff, Metall)



Abb. 8.3.6 Herstellung von Sichtbeton bei ungünstigen Umweltbedingungen (kalt, nass)

Einflussfaktoren auf das Gelingen einer Sichtbetonfläche

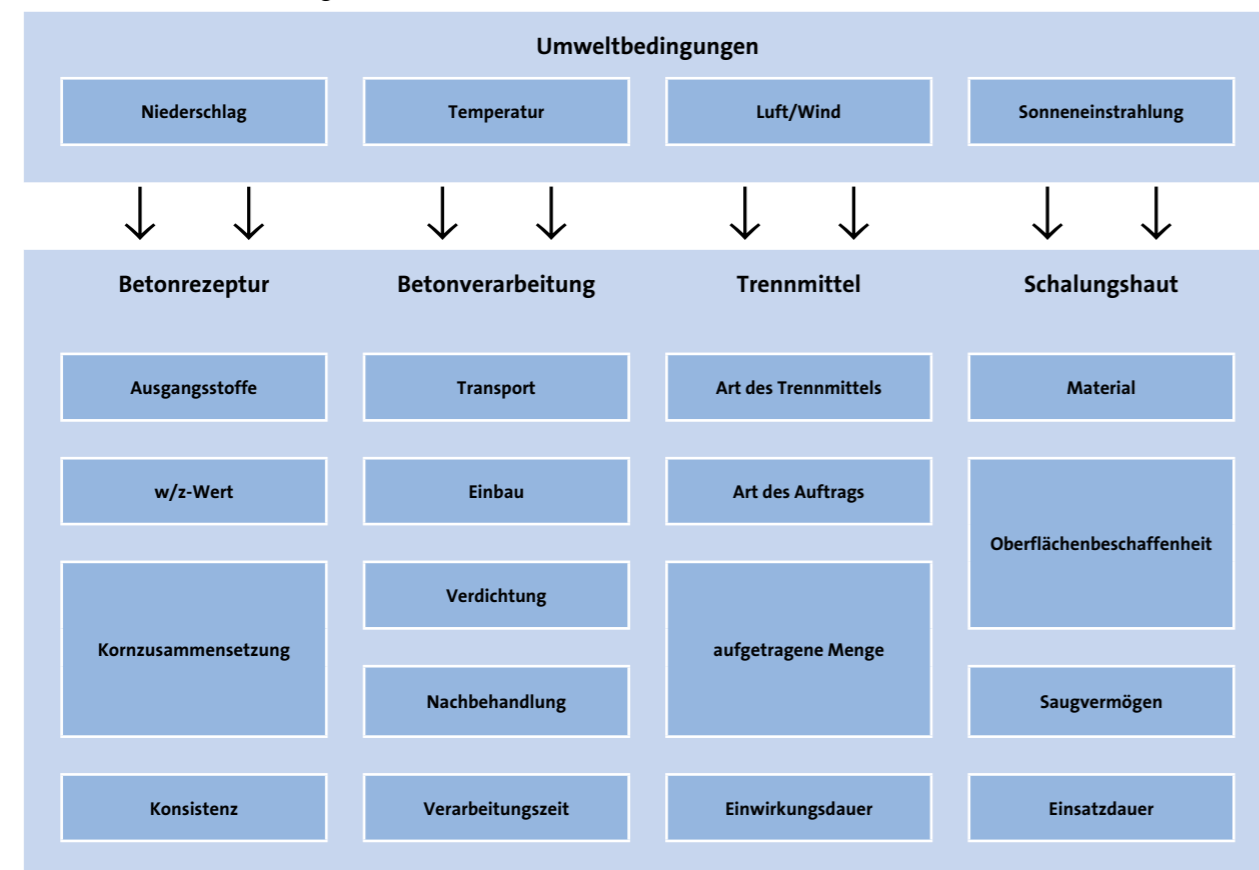


Abb. 8.3.7 Einflussfaktoren auf die Sichtbetonqualität

Sichtbeton

Umweltbedingungen

Der Einfluss des Wetters bei der Herstellung des Sichtbetons ist allgemein größer, als üblicherweise angenommen wird. Die Hydratation des Zements ist ein chemischer Vorgang, der bei hohen Temperaturen schneller, bei niedrigen langsamer verläuft. Der Hydratationsgrad ist andererseits aber auch abhängig von der zur Verfügung stehenden Feuchtigkeit. Bei kühlen, feuchten Umgebungsbedingungen können Flecken und Marmorierungen kaum vermieden werden. Durch die sehr langsame Hydratation des Zementes neigt der Beton zu Entmischungen, hier liegt die Verdunstungsfront an der Betonoberfläche. Dagegen bei warmer und trockener Umgebung bindet der Beton schnell ab und die Verdunstungszone liegt im inneren des Betons, somit erscheint die Oberfläche deutlich heller und gleichmäßiger. Wenn junger, frisch entschalter Beton mit Wasser oder hoher Luftfeuchtigkeit in Berührung kommt, neigt er zum Ausblühen. Je jünger der Beton desto eher blüht er aus, je reifer der Beton ist, desto geringer werden die Ausblühungen. Eine Sichtbetonfläche bekommt daher bei kühler Witterung und starker Verdunstung eine andere Farbe als bei warmem, feuchtem Wetter. Da feuchtes Wetter jedoch auch einen Einfluss auf den Feuchtigkeitsgehalt der Schalung hat, macht sich dieser Einfluss in Farbunterschieden auf der Betonoberfläche bemerkbar. Es ist daher keinesfalls gleichgültig, welche Wetterverhältnisse bei der Sichtbetonherstellung herrschen.

Betonausgangsstoffe und Betonzusammensetzung

Zement

Für die Herstellung von Sichtbeton sind alle Zemente nach DIN EN 197-1 geeignet. Da die Farbe der Betonoberfläche insbesondere von der Farbe des Zements beeinflusst wird, dürfen während der Ausführung eines Sichtbetonobjekts weder die Zementsorte noch das Lieferwerk gewechselt werden.

Zugabewasser und w/z-Wert

Jedes Wasser aus öffentlichen Trinkwasserversorgungen ist zur Herstellung von Sichtbeton geeignet. Restwasser ist wegen des möglichen Einflusses auf die Farbe und andere Betoneigenschaften nicht zu verwenden. Um einen gleichmäßigen Farbton sicherzustellen, ist ein möglichst gleichmäßiger w/z-Wert erforderlich. Daraus ergibt sich ein besonderes Augenmerk auf die Eigenfeuchte der Gesteinskörnung, die bei der Berechnung des Zugabewassers berücksichtigt wird. Der Wasserzementwert ist bei jeder Mischung genau einzuhalten, da eine Abweichung von $\pm 0,02$ schon erkennbare Farbunterschiede bei glatten Sichtbetonoberflächen bewirkt.

Gesteinskörnung

Sichtbeton im Freien muss frost- und witterungsbeständig sein. Dies bedeutet für die Gesteinskörnung, dass sie fest und frostbeständig sein muss. Zudem beeinflusst sie, insbesondere der Sand, die Betoneigenschaften wie beispielsweise Wasser-rückhaltevermögen oder Verarbeitbarkeit sehr deutlich, so dass es während der Ausführung eines Objekts keinen Wechsel der Herkunft geben sollte. Die Farbe von Sichtbetonflächen wird nicht nur vom Zement, sondern auch von der Farbe des Feinkornanteils der Gesteinskörnung geprägt. Bei oberflächenbearbeiteten Flächen, die die Gesteinskörnung sichtbar machen, gilt dies auch für das Grobkorn.

Betonzusatzstoffe

Als Zusatzstoffe von Sichtbeton werden hauptsächlich Kalksteinmehl, Steinkohlenflugasche sowie Farbpigmente zur Einfärbung der Betonoberfläche verwendet. Da Pigmente eine hohe spezifische Oberfläche aufweisen, können sie unter Umständen den Wasseranspruch signifikant erhöhen.

Es hat sich als empfehlenswert erwiesen, den Mehlkorngehalt (Zement + Betonzusatzstoffe + Feinstanteil der Gesteinskörnung) von Sichtbeton bei einem Größtkorn von 16 mm nicht unter 350 kg/m^3 anzusetzen.

Betonzusatzmittel

Betonverflüssiger und Fließmittel bewirken bei unverändertem w/z-Wert eine weichere Konsistenz und damit eine bessere Verarbeitbarkeit des Betons. Bei gleichbleibender Konsistenz besteht die Möglichkeit zur Senkung des Wasserzementwerts und damit zur Verbesserung vieler Betoneigenschaften wie beispielsweise Erhöhung der Dichtigkeit. Zusatzmittel haben einen nur indirekten Einfluss auf die Farbe der Betonoberfläche. Durch die mögliche Reduktion des Wassergehaltes ergeben sich in der Regel dunklere Oberflächen.

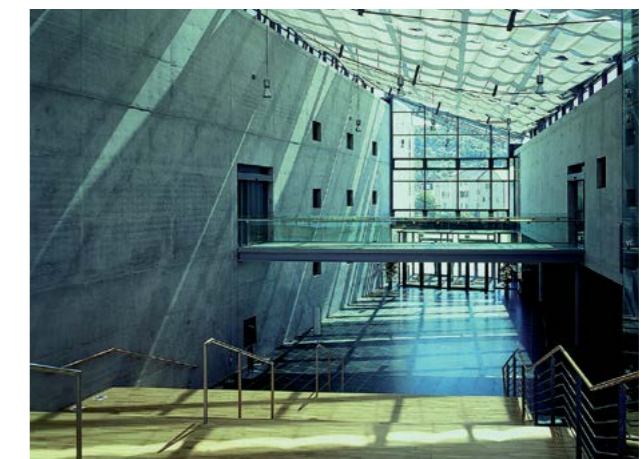


Abb. 8.3.8 Foyer der Stadthalle Tuttlingen

Sichtbeton

Betonverarbeitung

Der Transport auf die Baustelle und das Entladen sollte möglichst schnell, ohne Standzeiten erfolgen, damit der Beton zügig eingebaut werden kann.

Um Qualitätseinbußen u. a. durch Entmischungen, Farbtonunterschiede oder vorzeitiges Abbinden zu vermeiden, hat sich das Einhalten insbesondere folgender Erfahrungswerte bewährt.

Erfahrungswerte:

- Mindestmischzeit von 60 Sekunden
- präzise Abstimmung von Betonherstellung, Transportzeiten und Einbaugeschwindigkeit
- Durchmischen des Betons zum Homogenisieren vor dem Entladen (mindestens zwei Minuten pro Fahrmischer)
- keine nachträgliche Wasserzugabe auf der Baustelle
- möglichst gleiche Frischbetontemperatur bei allen Lieferchargen

Das fachmännische Einbringen des Betons in die Schalung ist eine wichtige Voraussetzung für das Erreichen einer hohen Sichtbetonqualität. Die Fallhöhe ist gegenüber üblichen Normalbetonen zu halbieren (< 70 cm). Beim Einbau des Betons in mehreren Schichten ist darauf zu achten, dass die Vibriernadel etwa 10 bis 15 cm tief in die bereits verdichtete Schicht eingetaucht (vernadelt) wird, damit eine ausreichende Durchdringung der beiden Schichten gewährleistet ist und ein Abzeichnen der einzelnen Lagen auf der Betonoberfläche infolge farblicher Unterschiede vermieden wird.

Bei mehreren Etappen von Sichtbetonbauteilen ist darauf zu achten, dass die jeweilige Verweildauer des Betons in der Schalung konstant gehalten wird. Im Weiteren sollte das Ausschalen eines Bauteils ohne Unterbrechung erfolgen und die einmal ausgeschalteten Flächen freigehalten werden (kein Anlehnen von Schalungen), um eine Fleckenbildung zu vermeiden. Bei Sichtbeton muss der Nachbehandlung besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Grundsätzlich gelten die allgemeinen Vorgaben zur Nachbehandlung gemäß DIN 1045-3.

Zement braucht zur vollständigen Hydratation Wasser. Wasser auf jungen Betonflächen verursacht jedoch eine Verfärbung durch Umwandlung des Kalziumhydroxids in Kalziumkarbonat. Dieses unlösliche Kalziumkarbonat nennt man auch Ausblühungen bzw. Aussinterungen.

Da derartige Verfärbungen auf Sichtbeton unerwünscht sind, muss um die Sichtbetonflächen herum ein Feuchtraum geschaffen werden, in dem sich weder Luft bewegen, noch Wasser ansammeln kann.

Ein sogenannter Feuchtraum entsteht nach dem Ausschalen durch Vorhängen einer Folie in einem gewissen Abstand von der Betonfläche oder einem direkt auf die Betonfläche aufgetragenen Geotextil. Beim Vorhängen einer Folie muss darauf geachtet werden, dass die Folie den Beton nicht berührt und zwischen der Folie und dem Beton zudem keine Kaminwirkung entsteht.

Achtung!

Sichtbetonwände sollten nicht vor oder bei stärkeren Niederschlägen entschalt und nicht unmittelbar nach dem Ausschalen mit Wasser besprüht werden (Ausblühungen).



Abb. 8.3.9
Leitstand Holcim (Süddeutschland) GmbH



Abb. 8.3.10
Hallenbad Tuttlingen

Sichtbeton

Trennmittel

Trennmittel werden verwendet, um die Schalungselemente einwandfrei von der Betonoberfläche lösen zu können und gleichzeitig das Schalungsmaterial zu schützen und zu konservieren. Sie sind dünn, mit hohem konstantem Druck (Vernebelung), gleichmäßig sowie grundsätzlich vor dem Einbau der Bewehrung aufzutragen. Überschüssiges Trennmittel ist mit einem Gummischaber oder Lappen abzuwischen.

Trennmittel können bei Überdosierungen zu Fleckenbildung sowie zur Abmehlung oder Absandung der Betonoberflächen führen.

Fleckenbildung sowie unterschiedliche Grautönungen auf Betonoberflächen sind häufig auf unsachgemäßes Auftragen des Trennmittels zurückzuführen.



Abb. 8.3.11
Trennmittel zu dick aufgetragen- Fleckenbildung und Porenanhäufung

Wirkungsweise der Trennmittel

Hydrophobe (wasserabweisende) Trennmittel verhindern eine frühzeitige Zementleimhaftung auf den Schalungsoberflächen. Damit ermöglichen sie, dass beim Verdichtungsprozess Luftblasen an die Schalnhaut gelangen.

Hydrophile (wasseranziehende) Trennmittel begünstigen die Zementleimhaftung auf den Schalungsoberflächen und verhindern damit, dass die Luftblasen beim Verdichtungsprozess an die Schalnhaut gelangen können.

Betonoberflächen

Die Qualität der Betonoberflächen, insbesondere die Lunkerbildung, wird im Wesentlichen von zwei Parametern beeinflusst:

- Schalungshaut
- Trennmittelauftragsmenge

Wahl der Schalungen

Die Schalungen spielen eine wichtige Rolle für das Gelingen eines Bauwerks. Sie verleihen der Betonoberfläche Form, Struktur und Farbe und geben dem Beton die maßgerechte Form. Oft wird den Schalungen nicht die nötige Beachtung geschenkt.

Die Wahl der Schalung erfolgt in der Regel durch das ausführende Bauunternehmen nach den folgenden Kriterien:

- Bauobjekt/Bauteil
- angestrebte Qualität der Betonoberfläche
- Anzahl der möglichen Wiederverwendungen
- Aufwand für die Erstellung
- Einbring- und Verdichtungsart des Betons
- Wärmeisoliationsvermögen
- Preis

Saugverhalten

Hinsichtlich des Saugverhaltens sind folgende grundsätzliche Unterschiede zu beachten:

- Saugende Schalnhaut ermöglicht den Entzug von Luft und/oder Überschusswasser aus der Betonrandzone und fördert die Herstellung von Oberflächen mit wenigen Poren sowie einem relativ gleichmäßigen Farbton.
- Nicht saugende Schalnhaut ermöglicht die Herstellung nahezu glatter Oberflächen. Sie begünstigt aber auch das Entstehen von Poren, Marmorierungen, Wolkenbildungen und Farbtonunterschieden.



Abb. 8.3.12
Saugende Schalnhaut



Abb. 8.3.13
Nichtsaugende Schalnhaut

Sichtbeton

Abb. 8.3.14
Betonoberflächen mit unterschiedlichen Schalungshäuten



Abb. 8.3.15 (rechts)
Gummimatrizen mit unterschiedlichen Oberflächen

Die Schalung als Gestaltungselement

Die Struktur der Schalungshaut und die Anordnung der Ankerlöcher prägt die Sichtbetonfläche. Die Betonfläche ist letztlich das Spiegelbild der Schalung und übernimmt sämtliche Formen und Abdrücke sowie entsprechend auch Fehlstellen, Kratzer und Nagellöcher (Abb. 8.3.16, 17 und 18).

Abb. 8.3.16 (rechts)
Beschädigungen und Nagellöcher in der Schalungshaut

Die Schalungshaut kann je nach Material aus Holz, Kunststoff oder Metall bestehen. Die Oberfläche kann glatt oder strukturiert, saugend oder nichtsaugend sein. Durch das Einlegen von Matrizen (Kautschuk- oder Gummieinlagen) kann jede gewünschte Betonoberfläche hergestellt werden (Abb. 8.3.15). Die Betonoberfläche wird durch die Matrizen relativ gleichmäßig im Farbton. Lunker, Poren und Marmorierungen treten hier deutlich weniger auf und sind kaum sichtbar.

Sichtbetonfläche als Spiegelbild der Schalungshaut

Schalungshaut

Abb. 8.3.17 (links)
Beschädigte Schalungshaut



Abb. 8.3.18 (rechts)
Sichtbetonoberfläche als Spiegelbild der Schalungshaut

Weitere Anforderungen an die Schalung betreffen

- Maßgenauigkeit
- Dichtigkeit
- Steifigkeit, keine Deformationen
- Sauberkeit
- geringe Haftung am erhärteten Beton
- gefällige Oberflächenstruktur



Sichtbetonoberfläche



Sichtbeton

Oberflächenbearbeitung

Wenn das Bauteil erhärtet ist und ausgeschalt werden kann, gibt es unterschiedliche Verfahren, die Betonoberfläche nachträglich zu gestalten. Hierbei muss jedoch die geforderte Betondeckung eingehalten werden.

Verfahren zur Oberflächengestaltung:

- Feinwaschen
- Grobwaschen
- Absäuern
- Hochdruckwasserstrahlen
- Sandstrahlen
- Flammstrahlen
- Schleifen
- Polieren
- Stocken
- Spitzen
- Bossieren
- Scharrieren

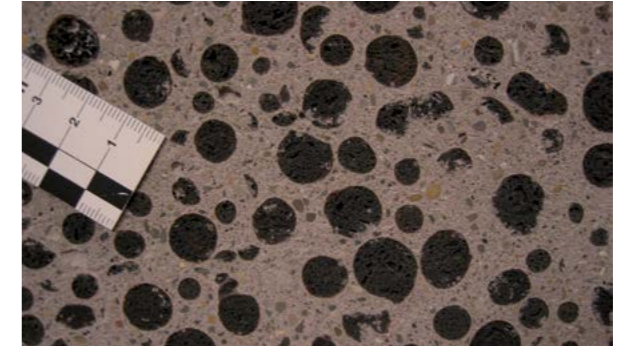


Abb. 8.3.19
Grob geschliffene Oberfläche



Abb. 8.3.20
Stocken einer Betonoberfläche



Abb. 8.3.21 (links)
Abgesäuerte Oberfläche

Abb. 8.3.22 (rechts)
Scharrierte Oberfläche

Abb. 8.3.23 (links)
Grob gewaschene Oberfläche

Abb. 8.3.24 (links unten)
Fein geschliffene Oberfläche

Leitfaden für Sichtbeton

Für weitere, detailliertere und umfangreichere Informationen steht unser „Leitfaden für Sichtbeton – Baustelle“ als Broschüre oder als PDF-Datei auf unserer Homepage (holcim.de) zur Verfügung.



Industrieböden aus Beton

Industrieböden aus Beton

Industrieböden für gewerblich oder industriell genutzte Hallen oder Freiflächen müssen besondere Anforderungen erfüllen, damit eine störungsfreie Nutzung über längere Zeiträume sichergestellt wird. Die Nutzungsarten sind in der Regel Produktionsflächen, Lagerflächen, Parkflächen oder Fahrflächen. In den meisten Fällen handelt es sich um monolithische einschichtige Bodenplatten, bei denen die Oberflächen direkt befahren oder genutzt werden. Teilweise werden auch Schutzschichten (Hartkornestrich) nass in nass, oder nachträglich zur Erhöhung der Oberflächenfestigkeit und der Verschleißfestigkeit aufgebracht.

Diese Betonböden sind starken mechanischen Beanspruchungen und chemischen Einwirkungen ausgesetzt.

Einige Beanspruchungen und Einwirkungen sind:

- Eigenlasten
- Punktförmige veränderliche Lasten (Regale, Container)
- Dynamische veränderliche Lasten (Fahrzeuge, Gabelstapler, Bremsenwirkung)
- Flächig wirkende veränderliche Lasten (Lagernde Güter)
- Temperatureinwirkungen (Innen- und Außenbereich, Winter/Sommer)
- Frosteinwirkung, mit und ohne Taumittel
- Chemische Beanspruchung (Lagergüter)
- Mechanischer Abrieb (Befahren, Bewegen von Gütern)

Daraus ergeben sich besondere Anforderungen an die Betonoberfläche:

- Ebenheitstoleranzen (Regallager)
- Rutschhemmung (Unfallverhütung)
- Griffbarkeit (Freiflächen)
- Verschleißfestigkeit (Expositionsklasse XM)
- Frostangriff (Expositionsklasse XF)
- Chemische Beanspruchung (Expositionsklasse XA)

Bei der Entwurfsplanung muss in Abstimmung mit den Anforderungen aus der Nutzung und dem Betrieb des Industriebodens ein Entwurf für die Konstruktion festgelegt werden.

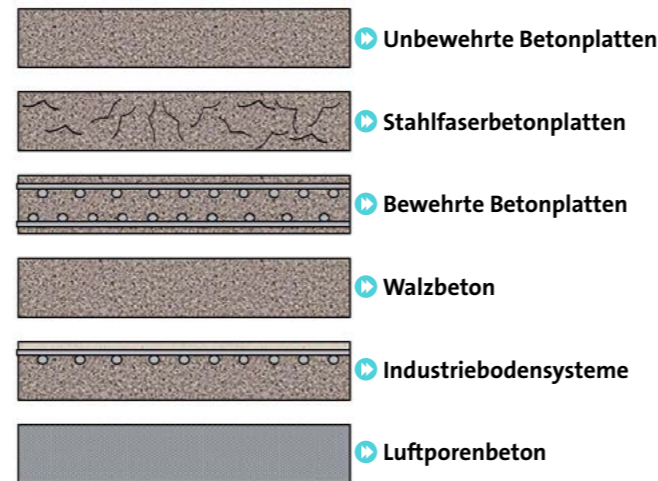


Abb. 8.4.3
Konstruktionsarten von Industrieböden



Abb. 8.4.4
Industriebodenaufbau im System



Abb. 8.4.1 (links)
Stark befahrenes
Parkhaus

Abb. 8.4.2 (rechts)
Produktions- und Lager-
halle

Industrieböden aus Beton

Entwurfskonzept - Unbewehrte Betonplatte

Bei der unbewehrten Betonplatte werden planmäßig Fugen eingearbeitet. Dafür ist ein Fugenplan zu erstellen. Durch das definierte Anordnen von planmäßigen Fugen (sogenannte Scheinfugen bzw. Sollrissstellen) können unkontrollierte Spannungsrisse vermieden werden. Die Fugenabstände werden in Abhängigkeit der zu erwartenden Reibung zwischen Bodenplatte und Tragschicht, der Temperaturbeanspruchung und der Abmessungen der Bodenplatte vom Planer festgelegt. Durch die richtigen Fugenabstände wird die Zugfestigkeit des Betons innerhalb eines Plattenfeldes nicht erreicht und es entstehen keine Spannungsrisse. Bei hohen Radlasten, wie z. B. bei Fahrbahnen muss eine Fugenverdübelung angewendet werden. Entscheidend ist auch ein gleichmäßiger Tragschichteinbau und somit eine gleichmäßige Betondicke.



Abb. 8.4.5
Planmäßig ein-
geschnittene und
gerissene Fuge

Entwurfskonzept - Stahlfaserbetonplatte

Der Einbau von Stahlfaserbeton ermöglicht ein deutlich einfacheres und schnelleres Einbauen als konstruktiv bewehrter Beton. Der Beton kann direkt mit dem Fahrmixer, meist ohne Pumpe, ins Bauteil gebracht werden. Die Stahlfaser verhindert Fröhschwindrisse und erhöht die Oberflächenfestigkeit, die Schlag- und Abriebfestigkeit, die Biegezugfestigkeit und verringert die Schwindrissneigung.

Die Verwendung von Stahlfaserbeton ersetzt zu großen Teilen die konstruktive Bewehrung. An Ecken, einspringenden Wänden, Stützen und Einbauteilen ist zusätzlich zum Stahlfaserbeton noch eine konstruktive Bewehrung einzulegen, um in diesen Bereichen Spannungsrisse zu vermeiden.

Eine Bemessung der benötigten Stahlfasermenge wird vom Faserlieferanten angeboten. Geräte zur Dosierung der Stahlfasern können ebenfalls von Stahlfaserlieferanten bereitgestellt werden.



Abb. 8.4.6
Stahlfaserbeton

Entwurfskonzept - Bewehrte Betonplatte

Großflächige Betonplatten mit durchgehender Bewehrung und eingerechneter maximaler Rissbreite werden ohne Fugen hergestellt. Bei solchen Flächen nimmt die zentrische Zugspannung zu, bis die Betonzugfestigkeit erreicht ist. Die dann in der Betonplatte entstehenden Risse müssen durch eine zweilagige durchgehende Bewehrung in ihrer Breite begrenzt werden. Ein Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite ist nach DIN 1045-2 erforderlich.

Ein Teil der Bewehrung kann auch durch eine Kombination mit schlaffer Bewehrung und Stahlfasern reduziert werden.

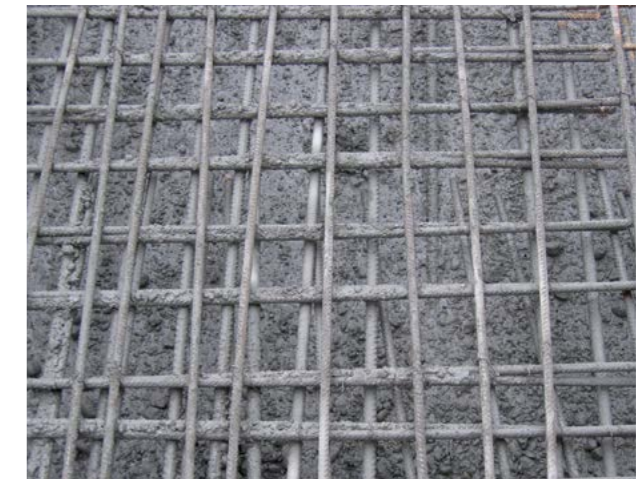


Abb. 8.4.7
Bewehrte Betonplatte

Industrieböden aus Beton

Walzbeton

Walzbetonflächen werden mit einem erdfeuchten Beton hergestellt, dieser wird händisch oder maschinell mit einem Fertiger eingebracht und durch Walzen verdichtet. Auch hier gilt, die Fugen müssen frühzeitig geschnitten werden, um eine Rissbildung zu vermeiden. Wie bei allen anderen Betonen ist auch bei Walzbeton eine frühzeitige und ausreichende Nachbehandlung erforderlich.

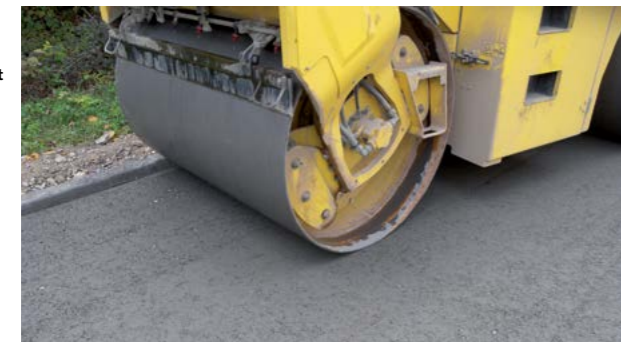


Abb. 8.4.8
Walzbeton - mit einer Straßenwalze verdichtet

Industriebodensysteme

Es gibt verschiedene Spezialfirmen, die sich auf Industriebodenbau spezialisiert haben. Diese Firmen haben Industriebodensysteme, die aus einem Monobeton, oder einem System von unterschiedlichen Betonschichten bestehen können. Die Böden werden zum Teil nass in nass oder im späteren Verbund hergestellt.



Abb. 8.4.9
Industriebodensystem in zwei Schichten: nass in nass

Luftporenbeton

Wenn ein Angriff durch Frost mit Taumitteln und starker Wassersättigung XF4, also horizontale Flächen, zu erwarten ist, wird nach DIN 1045-2 ein LP-Beton vorgeschrieben. Durch die Zugabe künstlicher Luftporen wird das kapillare Saugverhalten des Betons unterbunden und in den künstlich eingeführten Luftporen kann sich das gefrierende Wasser ausdehnen, ohne Frostschädigungen zu hinterlassen. Wasser dehnt sich bei Gefrieren um 9 % aus, diesem Druck hält ein normaler Außenbauteilbeton C25/30 stand.

Bei Zusatz von Taumitteln wird dieser Gefrierdruck nochmal um das 2,5-fache höher, in dem Fall würde ein normaler C25/30 versagen.

Eine Kombination von LP-Beton und Hartkorneinstreuung ist nicht zielsicher herstellbar. Da die Luftporen durch die Hartkorneinstreuung verschoben oder zerstört werden. Auch ein vollständiges Glätten funktioniert bei LP-Beton nicht zielsicher. LP-Beton sollte nach dem Einbau abgezogen und mit einem Besenstrich versehen werden.



Abb. 8.4.10
Überprüfung der Luftporen und Würfelherstellung

Industrieböden - Normative Anforderungen

Es gibt kein eindeutiges Regelwerk für Industrieböden, da sie in der Regel keine tragende oder aussteifende Funktion besitzen. Sie sind meist von den tragenden Bauwerksteilen durch Raumfugen entkoppelt. Deshalb müssen Industrieböden nicht nach DIN 1045-2 bemessen und ausgeführt werden. In Anbetracht der Dauerhaftigkeit und dem nicht vorhanden sein einer Norm oder eines Regelwerks, wird aber in den meisten Fällen nach den Anforderungen der Betonnorm DIN 1045-2 ausgeschrieben und bemessen.

Dauerhaftigkeit

Industrieböden müssen nicht nach Norm bemessen und ausgeführt werden, da keine Gefahr für Leib und Leben besteht. Soll aber die Dauerhaftigkeit und die Verschleißbeanspruchung gewährleistet sein, ist es sinnvoll Expositionsklassen zu definieren und danach zu bemessen. Die Druckfestigkeit und die Dichtheit von Betonplatten ist abhängig von den zu erwartenden Lasten, Temperaturen und Angriffen. Aus diesen Gründen ist es ratsam Expositionsklassen festzulegen und die Betonzusammensetzung ist hinsichtlich den Anforderungen herzustellen. Die Nachbehandlung sollte ebenfalls nach DIN 1045-3 ausgeführt werden.

Industrieböden aus Beton

Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)	Mindestdruckfestigkeit min f	Anforderungen an die Betonzusammensetzung	
				max. w/z	max. z
XM1 ¹⁾	mäßige Verschleißbeanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge	C30/37 C25/30 möglich, wenn gleichzeitig XF	0,55 300 kg/m ³ 360 kg/m ³ Mehlkorn	≤ 450 kg/m ³ (bei max. z)
XM2 ¹⁾	starke Verschleißbeanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler	C35/45 C30/37 möglich, wenn gleichzeitig XF C30/37 möglich, wenn Oberflächenbehandlung	C30/37 max. w/z 0,55 300 kg/m ³ 360 kg/m ³ C35/45 max w/z 0,45 320 kg/m ³ 360 kg/m ³ Mehlkorn	+ Oberflächenbehandlung 0,55 300 kg/m ³ 360 kg/m ³ ≤ 450 kg/m ³ (bei max. z)
XM3 ¹⁾	sehr starke Verschleißbeanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch elastomer- oder stahlrollenbereifte Gabelstapler, mit Kettenfahrzeugen häufig befahrene Oberfläche	C35/45 Hartstoffe nach DIN 1100 C30/37 LP möglich, wenn gleichzeitig Hartstoffe nach DIN 1100	C35/45 max w/z 0,45 320 kg/m ³ 360 kg/m ³ Mehlkorn	+ Hartstoffe 0,45 320 kg/m ³ 360 kg/m ³ ≤ 450 kg/m ³ (bei max. z)

¹⁾ Anforderungen an Gesteinskörnungen nach DIN Fachbericht 100 (25)

Verschleißwiderstand

Die erforderliche Plattendicke hängt von den äußeren Lasten wie Radlasten, Regal- oder Flächenlasten sowie Kontaktpressungen ab. Harte Radsysteme an Gabelstaplern führen gegenüber luftbereiften Rädern auch bei gleicher Radlast aufgrund unterschiedlicher Aufstandsflächen (Kontaktpressung) zu höheren Beanspruchungen. Mit höherer Kontaktpressung nimmt die Verschleißbeanspruchung des Bodens stark zu. In der Abb. 8.4.11 sind die Anforderungen an den Beton in Abhängigkeit der Verschleißklasse aufgeführt.

Verschleißwiderstandsklassen

Die Verschleißwiderstände werden nach DIN EN 13892 geprüft. Anhaltswerte über Betonzusammensetzungen und unterschiedliche Verschleißwiderstände sind in der Tabelle 7.3.2 aufgeführt. Der Verschleißwiderstand kann für Beton- und Estrichoberflächen vorgegeben und geprüft werden. In Deutschland wird üblicherweise der Verschleißwiderstand nach DIN 52108 (Schleifverschleiß nach Böhme) bestimmt, Abb. 8.4.13.

Klasse	A22	A15	A12	A9	A6	A3	A1,5
Abriebmenge [cm ³ /50 cm ²]	22	15	12	9	6	3	1,5

Abb. 8.4.11
Dauerhaftigkeitsfestlegungen aufgrund der Umgebungsbedingungen

Abb. 8.4.12
Expositionsklassenfestlegung aufgrund der Dauerhaftigkeit

Beschreibung der Umgebung	Expositionsklassen	Mindestdruckfestigkeitsklasse	Betondeckung [mm] (d ≤ 20 mm)
Halle, geschlossen, kein Frost	X0	C8/10 (nicht maßgebend)	-
im Freien, überdacht, Frost, kein Taumittel	XF1	C25/30	-
Freifläche, direkt bewittert, Frost-/Taumittel	XF4	C30/37 LP	-
Halle, geschlossen, kein Frost, bewehrt	XC1, XC2	C16/20 (nicht maßgebend)	35
im Freien, überdacht, Frost, kein Taumittel, bewehrt	XC3, XF1	C25/30	35
Freifläche, direkt bewittert, Frost-Taumittel, bewehrt	XC4, XD3, XF4	C30/37 LP	55

Abb. 8.4.13
Verschleißwiderstandsklassen nach DIN EN 13813 (Verfahren nach Böhme)

Industrieböden aus Beton

Anwendungsbereich	Druckfestigkeitsklasse Beton	w/z-Wert	Kornzusammensetzung und Art der Gesteinskörnung	Schleifverschleiß Abrieblänge [cm ² /50 cm ²]	Verschleißwiderstandsklasse
1. Ausstellungsräume geringe Beanspruchung, geringer Fahrverkehr mit weicher Bereifung (Radlast ≤ 10 kN Reifendruck ≤ 3 bar)	C25/30	0,53	Sieblinie A/B 32: feine Gesteinskörnung 0/2 mm grobe Gesteinskörnung 2/8 mm und 8/32 mm	≤ 15	A15
2. Parkhäuser, Tiefgaragen mittlere Beanspruchung, Gabelstapler luftbereift (Radlast ≤ 40 kN, Reifendruck ≤ 6 bar)	C30/37	0,47		≤ 12	A12
3. Metallverarbeitung, Kfz-Betriebe, Stahlbau schwere Beanspruchung, schwere Gabelstapler luft- und vollgummibereift (Radlast ≤ 80 kN, Reifendruck ≤ 10 bar, p ≤ 2 N/mm ²)	C30/37	0,42	Sieblinie A/B 22 feine Gesteinskörnung 0/2 mm grobe Gesteinskörnung 2/8 mm gebrochene Gesteinskörnung (Hartsteinsplitt) 11/22 mm	≤ 9	A9
Schwerindustrie sehr schwere Beanspruchung, sehr schwere Gabelstapler vollgummibereift (Radlast > 80 kN, Kontaktpressung p ≤ 2 N/mm ²), polyurethanbereift (p ≤ 4 N/mm ²)	C35/45	0,38	Sieblinie A/B 22 Brechsand 0/2 mm gebrochene Gesteinskörnung (Hartsteinsplitt) 5/1 mm und 11/22 mm oder Gesteinskörnung wie Bereich 1 und 2 mit Hartstoffschicht nach DIN 18560-7	≤ 6	A6

Rutsicherheit

Oft sind Anforderungen an die Rutsicherheit gestellt. Prüfverfahren zur Bestimmung der rutschhemmenden Eigenschaften sind in DIN 51130 beschrieben. Diese Norm enthält auch Angaben und Zuordnungen zu den R-Klassen und unterschiedlichen Oberflächentexturen (z. B. Besenstrich).

Oberflächenbearbeitung

Zur Oberflächenbearbeitung sind wichtige Punkte und Ratschläge im Kapitel Glättbeton näher beschrieben (Kapitel 8.14).

Hartstoffschichten

Werden Hartstoffschichten nach DIN 18560 verwendet, gelten die in Tab. 7.12.8 aufgeführten Anforderungen für die ausgewählten Hartstoffestriche. Im Gegensatz zu der üblichen Hartkorneinstreuung werden in der Hartstoffschicht (Estrich) definierte Verschleißseigenschaften in der Nutzungsfläche erreicht.

Hartstoffestriche

Hartstoffestriche werden entweder nass in nass oder im späten Verbund hergestellt. Die gewünschte Erhöhung der Verschleißseigenschaft wird mit solchen Hartstoffschichten zielsicher erreicht. Es besteht keine Gefahr der Vertrocknung in der Kontaktzone und somit keine Abplatzungen oder Hohlstellen.

Hartkorneinstreuung

Üblicherweise wird bei Betonen mit den Anforderungen an die Expositionsklasse XM3, C35/45 mit w/z-Wert unter 0,45 eine Hartkorneinstreuung in der Norm DIN 1045-2 vorgeschrieben. Betone mit w/z < 0,45 enthalten kaum Wasser, was die Verarbeitbarkeit deutlich erschwert.

Soll an diesen Betonen eine trockene Hartkorneinstreuung erfolgen, ist die Verarbeitung nahezu unmöglich. In vielen Fällen fehlt das nötige Wasser zur vollflächigen Einbindung des Hartkorns und das führt zu Schäden an der Betonoberfläche. Das verstärkt sich natürlich bei Außenflächen mit direkter Sonneneinstrahlung und Zugluft. Ein Verbund wird nicht sichergestellt und es kommt zu Hohlstellen und Abplatzungen. Wir raten in solchen Fällen eher zu einem Beton C30/37, der genügend Wasser enthält und womit auch Schäden durch mangelnden Verbund deutlich reduziert werden. Es ist besser einen C30/37 Beton mit Hartkorneinstreuung herzustellen, der funktioniert, als einen C35/45 Beton, der Probleme macht. Besser etwas geringere Festigkeiten aber ein guter Verbund mit dem Hartkorn. Die Hartkorneinstreuung soll den Verschleißwiderstand erhöhen und nicht zu Abplatzungen führen.

Achtung

Die Hartkorneinstreuung soll gleichmäßig mit Einstreuwagen und nicht von Hand aufgebracht werden. Die richtige Menge von etwa 2 bis 3 kg/m² überall an der Oberfläche verteilen. Hartkorneinstreuung nur in zugluftfreier Umgebung.



Abb. 8.4.14
Beispiele für Betonböden mit Verschleißbeanspruchung

Abb. 8.4.15 (rechts)
Hartkorneinstreuung mit Streuwagen

Industrieböden aus Beton

Beanspruchungsgruppe	Bereifung/Beanspruchung	Hartstoffschichten					
		F9A Hartstoffe Gruppe A ¹ Biegezugfestigkeit ≥ 9 N/mm ²		F11M Hartstoffe Gruppe M ¹ Biegezugfestigkeit ≥ 11 N/mm ²		F9KS Hartstoffe Gruppe KB ¹ Biegezugfestigkeit ≥ 9 N/mm ²	
		Nenn-dicken [mm]	Verschleißwiderstand mittel (cm ² /50 cm ²)	Nenn-dicken [mm]	Verschleißwiderstand mittel (cm ² /50 cm ²)	Nenn-dicken [mm]	Verschleißwiderstand mittel (cm ² /50 cm ²)
I (schwer)	Stahl, Polyamid	≥ 15		≥ 8		≥ 6	
	Schleifen und Kollern von Metall, ≥ 1.000 Personen/Tag						
II (mittel)	Urethan-Elastomer, Gummi	≥ 10	≤ 7	≥ 6	≤ 4	≥ 5	≤ 2
	Schleifen und Kollern von Holz, Papier, 100 - 1.000 Personen/Tag						
III (leicht)	Elastik, Luftreifen	≥ 8		≥ 6		≥ 4	
	Montage auf Tischen, < 100 Personen/Tag						

¹ nach DIN 1100 [8]

Abb. 8.4.16
Anforderungen an die Hartstoffschichten nach DIN 18560-7

Industrieböden - Betontechnologie

Zement

Für die Betonzusammensetzung können CEM I und CEM II Zemente eingesetzt werden. CEM III-Zemente sind wesentlich langsamer und somit auch empfindlicher und sollten nur bei dringendem Bedarf (LH oder SR) verwendet werden. Der Glättzeitpunkt verschiebt sich deutlich nach hinten und die Zwischen- bzw. Nachbehandlung muss noch viel intensiver betrieben werden.

Betonzusatzstoffe

Für Industrieböden können auch Betonzusatzstoffe wie z. B. Flugasche verwendet werden, allerdings sollte das mit dem Betoneinbauer und Glätter abgesprochen und jahreszeitlich angemessen eingesetzt werden. Flugasche kann die Frischbetoneigenschaften günstig beeinflussen, die Blutneigung reduzieren, die Hydratationswärme verringern und die Festigkeitsentwicklung verlangsamen.

Betonzusatzmittel - Fließmittel

Da ein Beton im Industriebodenbereich geringe Wasserzementwerte aufweist, ist es üblich die Konsistenz mit Fließmitteln einzustellen. Hier können übliche Fließmittel auf Basis von Melamin, Naphtalin eingesetzt werden, oder aber PCE-Fließmittel, die für den Industriebodenbau geeignet sind und deren verflüssigende Wirkung nicht allzu lange anhält.

Betonzusatzmittel - LP-Bildner

Freiflächen im Außenbereich sind in der Regel einem Frosttausalz-Angriff ausgesetzt. Diesem Beton müssen künstliche Luftporen durch Zusatzmittel zugeführt werden. Die Luftporengehalte hängen von dem Größtkorn der Gesteinskörnung ab.

Bei Größtkorn 16 mm ist ein LP-Gehalt von > 4,5 Vol.-%, bei Größtkorn 32 mm von > 4,0 Vol.-% einzustellen. Die Luftporen müssen unmittelbar vor dem Einbau auf der Baustelle nach DIN EN 12350-7 kontrolliert werden. Bei gleichzeitiger Verwendung von Fließmittel sollte der Luftporengehalt um 0,5 bis 1 % höher angesetzt werden. Bitte beachten: LP-Beton nur kurz abreiben, nicht mit dem Flügelglätter ausglätten!

Konsistenz

Die Konsistenz sollte unbedingt den Einbaubedingungen angepasst werden. Wichtig ist auch, dass die Konsistenz mit dem Betoneinbauer und dem Glätter abgestimmt ist, um spätere Konflikte zu vermeiden. In der Regel wird der Beton mit der Konsistenz F3 - F4 eingebaut.

Betoneinbau

Der Beton wird in der Regel mit Pumpen eingebaut, in manchen Fällen auch mit Kübeln, was einen deutlich längeren Bauablauf bedingt. Bei Stahlfaserbeton wird meistens direkt aus dem Fahr-mischer entladen. Egal, wie der Beton eingebaut wird, er darf sich beim Entladen nicht entmischen. Unmittelbar nach dem Einbringen sollte der Beton verdichtet, verebnet und abgezogen werden, bevor er ansteift.

Nachbehandlung

Die Nachbehandlung sollte so bald als möglich, durch Nachbehandlungsmittel oder Auflegen von Folie erfolgen. Bei kühlen Temperaturen ist eine thermische Nachbehandlung, durch Wärmedämmmatten erforderlich, um ein Auskühlen zu vermeiden. Sollte der Beton an der Oberfläche bearbeitet werden, z. B. durch Glättmaschinen, muss eine zwischenzeitliche Nachbehandlung nach DIN EN 13670 erfolgen.

Industrieböden aus Beton

Fugen

Unbewehrte Industrieböden oder Verkehrsflächen aus Beton werden in der Regel mit Fugen hergestellt. Hierfür muss ein Fugenplan erstellt werden, damit die Fugenabstände richtig abgestimmt auf die Feldgröße zugeschnitten sind.

Bewehrte Industrieböden oder Verkehrsflächen mit Nachweis der Rissbreitenbegrenzung werden fugenlos ausgeführt. Hier werden konstruktive Maßnahmen eingesetzt, um die Rissbreiten zu begrenzen. Rissfreie Betonflächen sind in der Regel nicht erzielbar. Daher ist es wichtig, die Risse für die Gebrauchstauglichkeit zu begrenzen.

Das kann erreicht werden durch:

- Rissbreitenbegrenzung
- Gleitschicht (zweilagige PE-Folie auf Sauberkeitsschicht)
- Reduzierte Wärmeentwicklung / geringe Temperaturspannung
- Richtige Nachbehandlung und Zwischennachbehandlung

Zulässige Rissbreiten:

- WU-Bauwerke < 0,2 mm
- Stahlbeton Außenbauteile < 0,3 mm
- Stahlbeton Innenbauteile < 0,4 mm
- > 0,4 mm Gefährdung der Dauerhaftigkeit

Fugen werden unterschieden in Scheinfugen, Pressfugen, Bewegungsfugen (Raumfugen, Dehnfugen) und Arbeitsfugen. Durch die richtige Anordnung der Fugen sollen Risse vermieden werden. Bauteile wie Stützen, Schächte, Einbauteile und Randbereiche sollten durch Fugen vom Industrieboden abgetrennt werden.

Scheinfugen

Scheinfugen sind sogenannte Sollbruchstellen, der Betonquerschnitt wird im oberen Drittel durch Einsägen geschwächt. Die Betonplatte wird um 1/3 der Plattendicke eingesägt, dadurch ist eine Sollbruchstelle vorgegeben. Der Beton in den unteren 2/3 reißt willkürlich, dadurch entsteht eine Rissverzahnung im unteren Bereich in dem sich der Beton verkeilt und die Querkräfte überträgt. Bei Radlasten über 40 kN ist zusätzlich noch eine Verdübelung empfehlenswert. Der Zeitpunkt für den Fugenschnitt ist entscheidend und je nach Betonrezeptur und Außentemperatur liegt der richtige Zeitpunkt zwischen 6 und 30 Stunden. Zum Fugenschnitt wird die Nachbehandlungsfolie kurz entfernt und danach sofort wieder aufgelegt.

Fugenschnitt so frühzeitig wie technisch möglich!

Einflüsse auf den Zeitpunkt des Sägeschnittes:

- Betonzusammensetzung
- Betontemperatur
- Umgebungstemperatur
- Fugenschnitt innerhalb ca. 6 bis 30 Stunden nach Fertigstellung

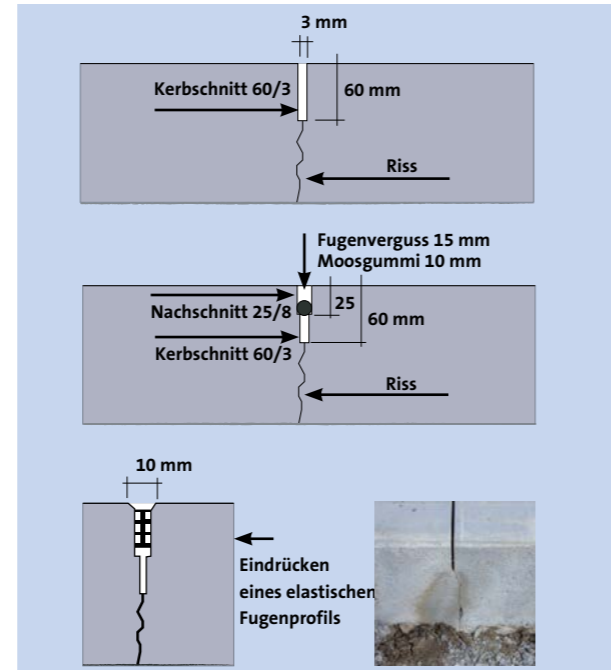


Abb. 8.4.17 Scheinfuge mit Abdichtung

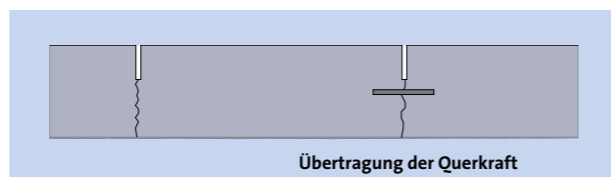


Abb. 8.4.18 Verdübelung der Scheinfuge



Abb. 8.4.19 Verdübelung durch Dübeleinlagekorb beim Betonieren

Industrieböden aus Beton

Pressfuge

Pressfugen sind Arbeitsfugen zwischen zwei Betonierschnitten, die zeitlich versetzt eingebaut wurden. Um die Querkraft zu übertragen wird entweder ein Nut- und Feder-System oder eine Verdübelung eingesetzt.



Abb. 8.4.20 und Abb. 8.4.21 Pressfuge/Arbeitsfuge

Bewegungsfugen / Raumfugen

Bewegungsfugen trennen als Raumfugen die Betonplatte im gesamten Querschnitt. Sie werden bei Anschlüssen an feste Einbauteile wie z. B. Stützen, Schächte, Wände, Kanäle usw. erforderlich um Spannungen zu vermeiden. Raumfugen sorgen dafür, dass sich die Betonplatten ausdehnen können, ohne Spannungsrisse zu erzeugen. Wichtig ist eine genügend breite Ausbildung der Bewegungsfuge.



Abb. 8.4.22 Bewegungsfuge/Raumfuge

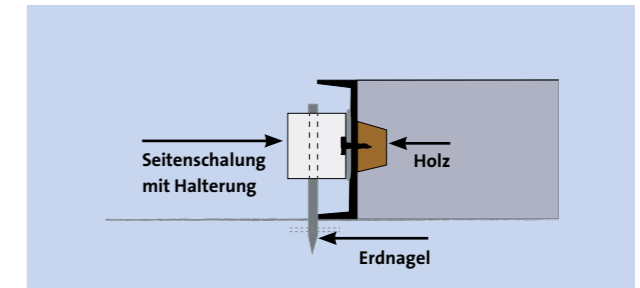


Abb. 8.4.23 Pressfuge/Arbeitsfuge Variante 1

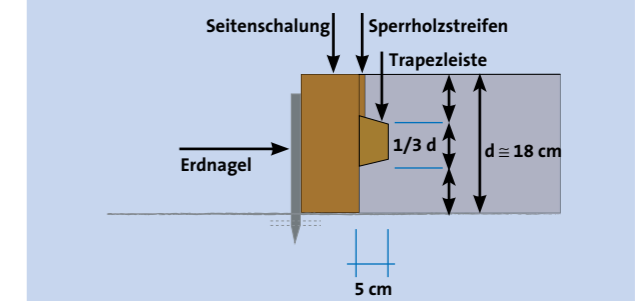


Abb. 8.4.24 Pressfuge/Arbeitsfuge Variante 2

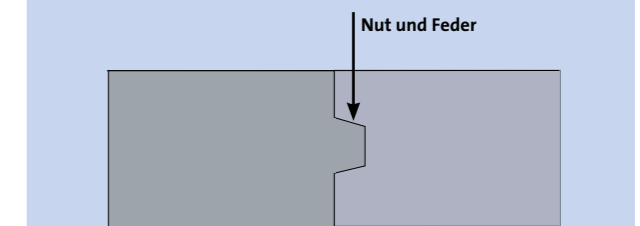


Abb. 8.4.25 Pressfuge/Arbeitsfuge Ausführung Nut und Feder

Raumfuge im Anschlussbereich an andere Bauteile (z. B. Schächte)

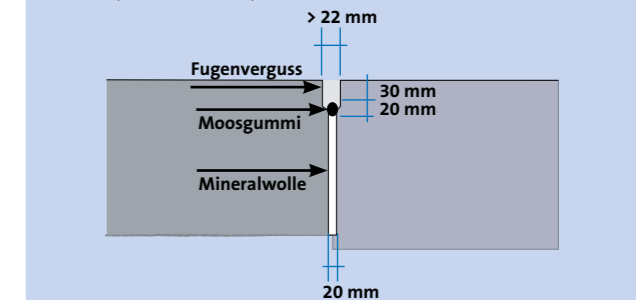


Abb. 8.4.26 Bewegungsfuge/Raumfuge

Raumfuge mit Verdübelung (z. B. Torbereich)

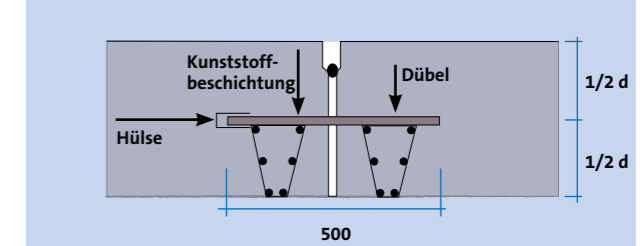


Abb. 8.4.27 Bewegungsfuge/Raumfuge mit Verdübelung

Industrieböden aus Beton

Fugenplan

Der Planer ist zuständig für die Erstellung eines Fugenplans.

Hierfür müssen folgende Punkte beachtet werden:

- Fugen sollten im Bereich von geringen Belastungen vorge-sehen werden
- Fugen im Bereich von punktförmigen Lasten vermeiden
- Fugenkreuzungen außerhalb von Hauptfahrbereichen anordnen
- Keine Längsfugen im Bereich von Hauptfahrspuren
- Dehnfugen (Raumfugen) sollten nicht innerhalb der Fläche angeordnet werden
- Dehnfugen zur Trennung der Betonplatte von anderen Bauteilen
- Scheinfugen zur Unterteilung der Fläche in möglichst quad-ratischen Feldern anordnen
- Seitenverhältnis Länge zu Breite sollte nicht größer als 1 : 1,5 sein
- Zwickel möglichst vermeiden, da sie schnell reißen oder brechen
- Längs- und Querfugen bitte kreuzen und nicht versetzt anordnen
- Einspringende Ecken sollten vermieden werden
- Bei einspringenden Teilen oder Einbauteilen sollte eine Bewehrungszulage eingebracht werden
- Querfugen im Bereich von Hauptfahrstreifen sollten verdübelt werden

Übliche Feldgrößen von Industrieböden:

- das 25- bis 30-fache der Plattendicke (bei 20 cm Stärke sind das 5 - 6 m)
- Daumenwerte: 5 m x 5 m bis 8 m x 8 m
- bei Stahlfaserbeton deutlich größere Felder
- Industriebodensysteme 25 m x 25 m, teilweise bis zu fugenlosen Betonflächen

Herstellungsbedingungen	Abstand L der Schein- bzw. Pressfuge
Freiflächen (bewittert)	$L \leq 6 \text{ m}$ und $L \leq 25 \text{ d}$
Hallenflächen (geschlossene Halle)	$L \leq 10 \text{ m}$ und $L \leq 30 \text{ d}$

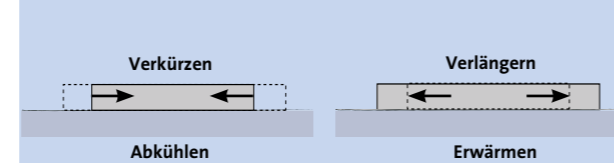
Temperaturbeanspruchung

Eine Betonplatte dehnt sich bei Wärme aus und zieht sich bei Kälte zusammen. Die Lagerung auf einer Gleitschicht ist wichtig, damit sich die Platte ohne Behinderung bewegen kann. Deshalb ist eine Sauberkeitsschicht und darauf eine zweilagige PE-Folie als Gleitschicht notwendig. Dadurch erreichen wir eine zwängungsarme Lagerung der Bodenplatte. Die Ausdehnung oder Verkürzung des Betons liegt bei einem Temperaturunter-schied von 10 °C bei ca. 0,1 mm/m, bei gleichmäßiger Tempera-turänderung. Ungleichmäßige Temperaturänderung verursacht eine Verwölbung oder Aufschüsseln der Betonplatte. Solche ungleichmäßigen Temperaturänderungen treten häufig in Einfahrtsbereichen von Hallen auf.

Hinweis

Aus diesen Konstruktionsvarianten wird ersichtlich, dass eine gleichzeitig fugenlose und rissfreie Bauweise technisch nicht möglich ist. Daher ist eine gute Abstimmung der Nutzungsbe-dingungen hinsichtlich der Fugen- bzw. Rissproblematik drin-gend angeraten. Sollen geschnittene Fugen durch eine fugen-lose Bauweise vermieden werden, muss eine maximale Rissbrei-te festgelegt werden, mit der der Auftraggeber letztlich zu-frieden sein muss. Diese festgelegte Rissbreite muss den An-forderungen der Dauerhaftigkeit und der Nutzung angepasst werden.

Gleichmäßige Temperaturänderungen ($\approx 0,1 \text{ mm/m}$ bei $\Delta T = 10 \text{ °C}$)



Ungleichmäßige Temperaturänderungen

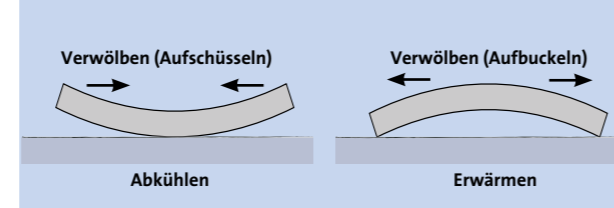


Abb. 8.4.29 Ausdehnungsverhalten von Beton infolge Temperaturänderung

Industrieböden aus Beton

Gleitlagerung

Dem Beton wird dadurch ermöglicht sich in alle Richtungen auszudehnen oder zusammenzuziehen, ohne Zwang.

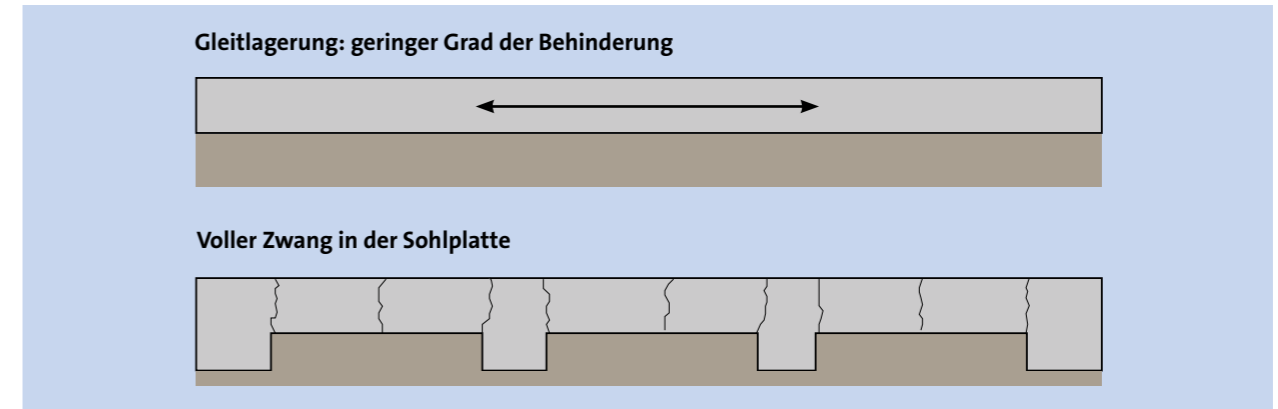


Abb. 8.4.30 Gleitlagerung der Bodenplatte - voller Zwang verursacht Risse

Die folgenden 3 Varianten zeigen Beispiele wie Konstruktionen geplant werden können.

Variante 1: ohne Bewehrung mit geplanten Sollrissfugen

Variante 2: Fugenlos, mit Rissbreitenbegrenzung 2-lagig bewehrt

Variante 3: Stahlfaserbeton mit geplanten Fugen

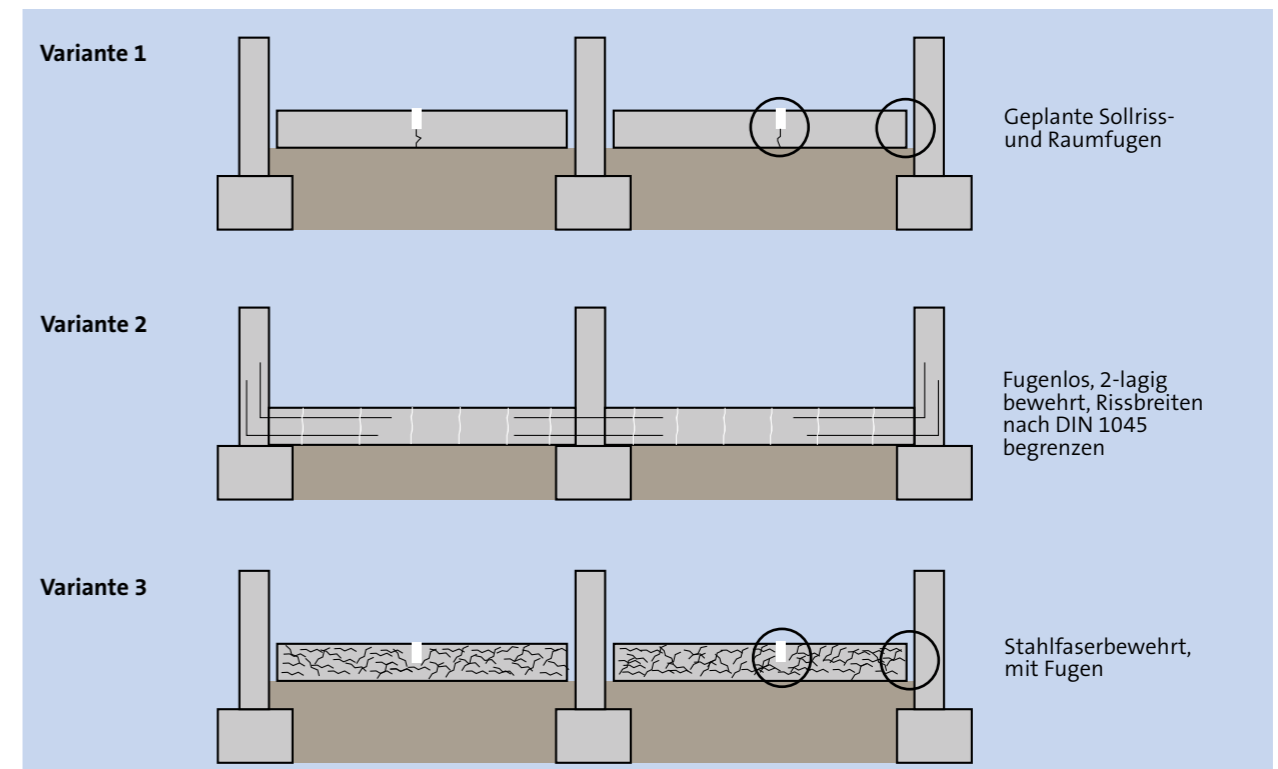


Abb. 8.4.31 Konstruktion beeinflusst Fugenplanung

Abb. 8.4.28 Fugenabstände in Abhängigkeit der Herstellungsbedingungen

Industrieböden aus Beton

Beispiele - Fugenplanung

In den folgenden Bildern werden Beispiele gezeigt, wie die Konstruktion die Fugenplanung beeinflusst und wie Fugen angeordnet werden sollten um Risse zu vermeiden. L-förmige Grundrisse, Einbauteile, Kanäle und Stützen müssen mit geeigneten Fugen versehen werden, wobei die richtige Anordnung der Fugen entscheidend ist.

Gefahr der Rissbildung bei Ecken oder Kanälen, hier kann die Rissneigung durch Fugenplanung minimiert werden.

Abb. 8.4.32
L-förmiger Grundriss mit einspringender Ecke

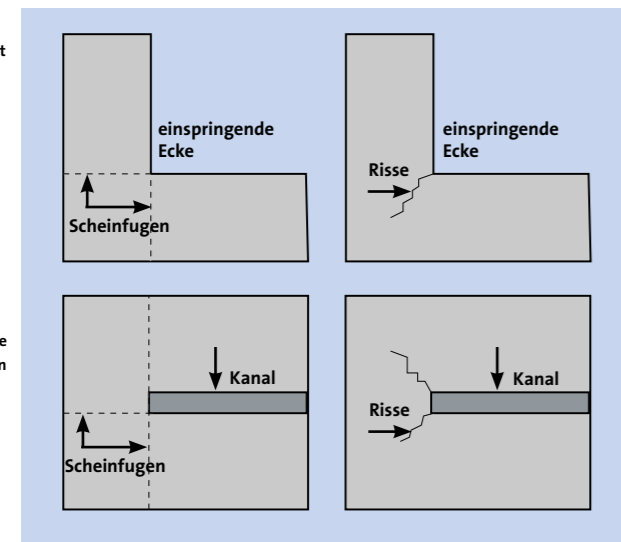


Abb. 8.4.33
Kanal in der Bodenplatte mit zwei einspringenden Ecken

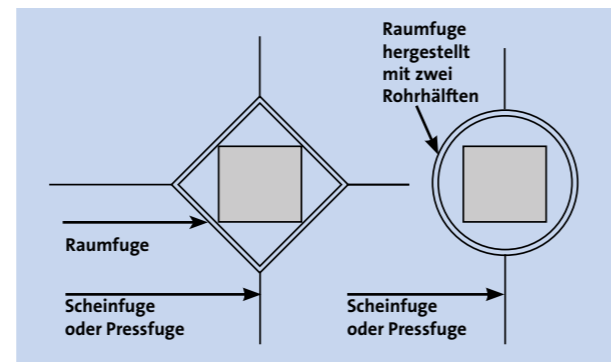


Abb. 8.4.36
Vorschläge der Fugenanordnung bei Stützen, Schächten und Einbauteilen

Abb. 8.4.34
Günstige Anordnung von Scheinfugen mit und ohne Zusatzbewehrung
Abb. A + B

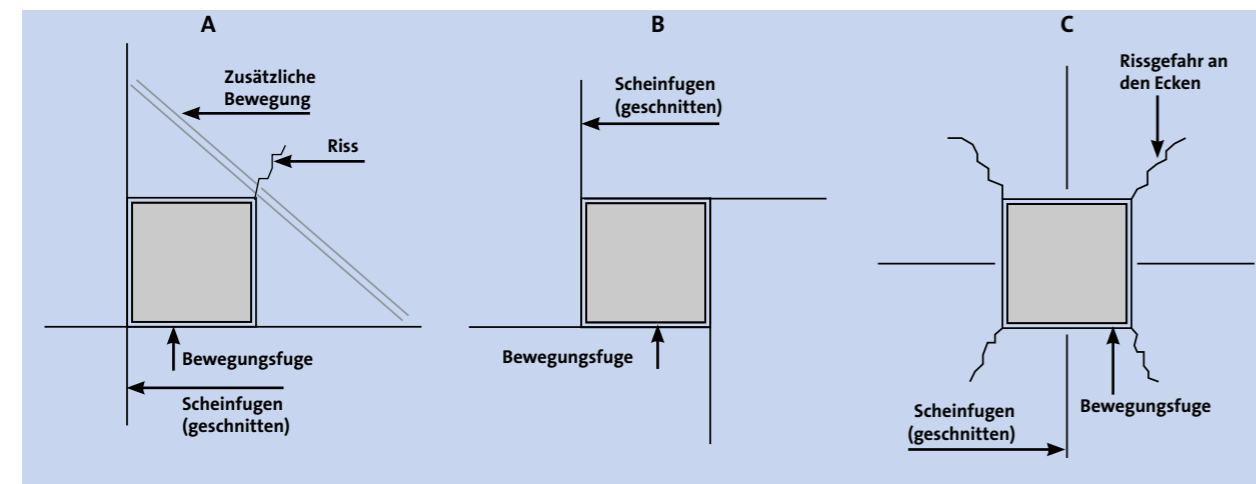


Abb. 8.4.35
Ungünstige Anordnung von Scheinfugen - Rissgefahr
Abb. C

Industrieböden aus Beton

Oberflächenbearbeitung

Die Oberflächenbearbeitung erfolgt nach Abschluss des Betoninbaus im Anschluss an das Abziehen der Betonoberfläche nach ausreichender Erhärtung des Betons. Die Oberflächenbearbeitung wird meist durch maschinelles Abreiben und Flügelglätten durchgeführt. Der Beton muss dafür noch plastisch verformbar aber auch schon begehbar sein. Durch maschinelles Abreiben können kleine Unebenheiten ausgeglichen werden, größere Unebenheiten müssen im Vorfeld beim Abziehen des Betons erfolgen. Nach dem Abreiben hat die Betonoberfläche eine leicht raue Oberfläche, die im Anschluss durch Flügelglätten in mehreren Übergängen geglättet werden kann.

Beim Abreiben oder Flügelglätten der Betonoberfläche darf weder zusätzliches Wasser zugegeben, noch Zement aufgestreut werden. Wasser verändert den Wasserzementwert an der Betonoberfläche. Daraus resultieren niedrigere Festigkeiten und eine deutlich geringere Dauerhaftigkeit. Lose eingestreuter Zement wird nicht vollständig eingebunden und verursacht Abplatzungen.

Hartstoffschicht

Bei der Oberflächenbearbeitung kann eine Hartstoffeinstreuung erfolgen oder ein nachträglich aufgebrachter Hartstoffestrich zur Erhöhung der Verschleißfestigkeit dienen.

Luftporenbeton

Luftporenbeton darf nicht vollständig ausgeglättet werden, da die Luftporen teilweise zerstört und teilweise ungleichmäßig verteilt werden. Bei Luftporenbeton ist nach dem Abziehen und kurzem Abreiben ein Besenstrich an der Oberfläche ausreichend. Von einer Hartkorneinstreuung ist dringend abzuraten. Weitere Infos zur Oberflächenbearbeitung siehe Kapitel 8.14 „Glättbetone“.



Abb. 8.4.37
Flügelglätten der Betonoberfläche - bei LP-Beton nicht glätten!

Inbetriebnahme des Industriebodens

Der Industrieboden darf erst nach ausreichender Erhärtung in Betrieb genommen werden. Das hängt im jeweiligen Fall von den Temperaturen und von der Betonrezeptur ab. Beim Einsatz von Luftporenbeton muss der Beton einmal richtig austrocknen, bevor er mit Taumittel beaufschlagt wird, damit das Luftporensystem im Bedarfsfall funktioniert.



Abb. 8.4.38
Flügelglätten der Betonoberfläche



Abb. 8.4.39
Flügelglätten mit Hartkorneinstreuung



Abb. 8.4.40
Abplatzungen durch unsachgemäße Einstreuung oder falsches Glätten

Beton für massive Bauteile

Massige Bauteile aus Beton

Massige Bauteile werden nach DAfStb-Richtlinie: „Massige Bauteile aus Beton“ geregelt.

Der Anwendungsbereich der Richtlinie gilt für massive Bauteile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nach DIN 1045-1 und DIN EN 206-1, bei denen aufgrund großer Abmessungen eine erhöhte Bauteilerwärmung infolge Hydratation auftreten kann. Die Regelungen der Richtlinie gelten für Bauteile, deren kleinste Bauteilabmessung mindestens 0,80 m beträgt. Zwang und Eigenspannungen sind in besonderer Weise zu regeln.



Die Richtlinie enthält drei Teile:

- Teil 1: Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-1
- Teil 2: Änderungen und Ergänzungen zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-2
- Teil 3: Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-3
- Erläuterungen

Gliederung der Richtlinie:

- Allgemeines
- Schnittstellen zwischen Planung, Betonherstellung und Ausführung
- Konstruktive Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten
- Betontechnologische Maßnahmen zur Reduzierung der Rissbildung und Sicherstellung der Dauerhaftigkeit
- Besonderheiten bei der Herstellung, Festlegung und Konformität von Beton
- Besonderheiten bei der Ausführung
- Literatur

Teil 1: Ergänzungen zu DIN 1045-1

Mindestbewehrung und Höchstbewehrung

Bei massigen Gründungsbauteilen und erddruckbelasteten Wänden aus Stahlbeton darf auf die Mindestbewehrung verzichtet werden, wenn das duktile Bauteilverhalten durch Umlagerung der Bodenpressung bzw. des Erddrucks sichergestellt werden kann. Dies ist in der Regel bei Gründungsbauteilen zu erwarten.

Teil 2: Ergänzungen zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-2

Klasseneinteilung (Druckfestigkeitsklasse)

Die charakteristische Festigkeit darf nach 28, 56 oder 91 Tagen ermittelt werden.

Die Festlegung des Betons sollte zusätzliche Anforderungen an die Höchsttemperatur des Frischbetons und die zulässige Wärmeentwicklung während der Hydratation mit entsprechendem Nachweisverfahren enthalten.

Lieferung von Frischbeton

Bei der Bestimmung der Druckfestigkeit nach 56 oder 91 Tagen ist für die Ermittlung der Nachbehandlungsdauer das Schätzwertverhältnis mittlere Druckfestigkeit 2 zu 56 Tage bzw. 2 zu 91 Tage zu ermitteln. Es ist eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und 56 bzw. 91 Tagen anzugeben. Bei mehr als 5 h Verarbeitbarkeitszeit ist das Nachweisalter für die Druckfestigkeit im Alter von 2 Tagen um die Verzögerungszeit zu verlängern.

Lieferschein für Transportbeton

Kennzeichnung als Beton nach dieser Richtlinie auf dem Lieferschein.

Probenahme und Prüfplan

Die Probenahme für die Konformität besteht aus einer Probe je 600 m³ bei stetiger Herstellung im Betonwerk.

Produktionskontrolle

Ein Qualitätssicherungsplan muss erstellt werden.

Grenzwerte der Betonzusammensetzung

Bei der Mindestdruckfestigkeit und dem Mindestzementgehalt kann in bestimmten Fällen abgewichen werden.



Abb. 8.5.2
Hochwasserschutz am Rhein

Beton für massive Bauteile

Teil 3: Ergänzungen zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-3

Ein Betonierkonzept bzw. ein Qualitätssicherungsplan muss erstellt werden. Der Beton darf erst dann durchfrieren, wenn er eine Druckfestigkeit von min. 5 N/mm² erreicht hat. Ein langsamer Temperaturanstieg des Betons ist anzustreben. Der Temperaturunterschied zwischen Kern- und Randzone ist gering zu halten (max. 15 K).

Die Temperaturentwicklung im Beton ist abhängig von:

- Hydratationswärme des verwendeten Zements
- Zementgehalt
- Frischbetontemperatur
- Wasserzementwert
- Bauteildicke
- Umgebungsbedingungen

Die Nachbehandlungsdauer wird durch das Verhältnis der Druckfestigkeiten von 2 Tagen zu 28, 56 oder 91 Tagen gesteuert. Die Überwachung wird im Einvernehmen mit der Überwachungsstelle geregelt. Bei Betonleistungen über 200 m³/Tag bei ÜK 2 eine Probe je 200 m³, jedoch mindestens 3 Proben je Betonsorte und Tag.

Erläuterungen

Massige Bauteile unterliegen den gleichen Grundsätzen wie herkömmliche Tragwerke aus Beton:

- DIN EN 206-1 und DIN 1045-2
- besonderes Augenmerk auf Temperaturänderungen
- Hydratationswärmeentwicklung
- Fröhschwindrisse vermeiden

Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen

Begrenzung der Temperaturänderung, Zwangs- und Eigenspannung und der Rissbildung durch unterschiedliche Maßnahmen.

Konstruktive Maßnahmen:

- Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung
- Zwangsreduzierende Anordnung von Fugen (Minimierung Anzahl und Breite)
- Zugbeanspruchungen möglichst gering halten
- Anordnung von Mindestbewehrung (Bei massigen Gründungsbauteilen darf auf Mindestbewehrung verzichtet werden, wenn ein Baugrundgutachten vorliegt)
- Größtkorn und Stababstände aufeinander abstimmen
- Größtkorn möglichst groß wählen (Verringerung der Hydratationswärme durch geringeres Zementleimvolumen)
- Betonieröffnungen und Rüttelgassen anordnen
- Vorspannung



Abb. 8.5.3
Risse infolge Fröhschwinden (Austrocknung)

Betontechnische Maßnahmen:

- Betonzusammensetzung
- Verwendung von Zementen mit niedriger Hydratationswärme (LH, VLH)
- Einsatz von latent-hydraulischen oder puzzolanischen Zusatzstoffen (Flugasche)
- geringstmöglicher Zementgehalt
- Sieblinie mit geringem Zementleimanspruch
- Einsatz von Gesteinskörnungen mit niedriger Temperaturdehnzahl (Kalkstein, Basalt)
- niedrige Fröhschbetontemperatur
- Kühlung der Gesteinskörnung durch Wasser
- Einsatz von Scherbeneis
- Kühlung des Betons mit Stickstoff

Maßnahmen bei der Bauausführung

- Arbeitsvorbereitung, Betonierplanung
- Steuerung des Wärmeabflusses

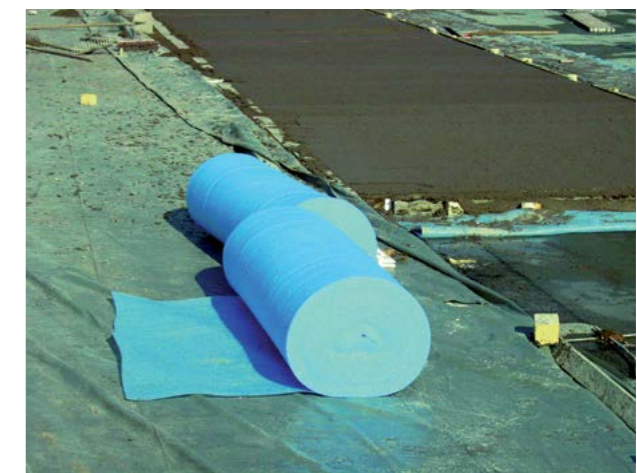


Abb. 8.5.4
Bereithalten wärmedämmender Nachbehandlungsmatten

Abb. 8.5.1
Wasserbauwerk mit sehr starken Wänden

Beton für massige Bauteile

Schnittstellenplanung, Betonherstellung und Ausführung

Durch den Einsatz von langsam erhärtenden Betonen kommt es zu Bauzeitverlängerungen und somit auch zu verlängerten Ausschallfristen. Dadurch erhöht sich das Risiko von Frostschäden. Um das zu vermeiden, sollte das Bauteil mit wärmedämmender Nachbehandlung geschützt werden. Wenn möglich beheizen des Bauteils oder Einhausung. Die Nachbehandlungsdauer muss dementsprechend verlängert werden. Das Nachweialter für die Druckfestigkeit muss festgelegt werden, entweder 28, 56 oder 91 Tage.

Qualitätssicherung bei der Ausführung:

- Freigabe einzelner Teilgewerke (Schalung, Bewehrung, ...)
- Betonierkonzept (Betonarten, Betonierfolge, Förderung, Einbau)
- Betonieranweisungen für die einzelnen Betonierabschnitte
- Überwachungskonzept der Baustelle (Prüfungen, ...)
- Nachbehandlungskonzept, Steuerung des Wärmeabflusses
- Dokumentation

Qualitätssicherungsplan

Qualitätssicherung bei der Betonherstellung und Anlieferung:

- Koordinierung der Liefer- und Ersatzwerke
- Disposition der Ausgangsstoffe
- Organisation und Prüfung der Silobelegung
- Überwachungskonzept der Mischanlage
- Betonabruf, Anlieferung des Betons
- Disposition und Einweisung der Lieferfahrzeuge
- FM-Dosierung auf der Baustelle
- Dokumentation

Für die Herstellung von Beton für massige Bauteile gilt neben der EN 206-1/DIN 1045-2 die DAfStb-Richtlinie »Massige Bauteile aus Beton«. Diese Richtlinie ergänzt bzw. ändert Regelungen in den vorgenannten Normen.

In nachstehender Tabelle sind die abweichenden Regelungen zusammengefasst. Die Abweichungen gegenüber der DIN 1045-2 sind dunkel hervorgehoben.

Expositionsklasse	Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko	Bewehrungskorrosion									
		durch Karbonatisierung verursachte Korrosion					durch Chloride verursachte Korrosion				
		Chloride außer aus Meerwasser					Chloride aus Meerwasser				
Höchstzulässiger w/z	-	0,75	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,50 ⁵⁾			
Mindestdruckfestigkeitsklasse ²⁾	C8/10	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37 ⁴⁾	C30/37 ⁴⁾	C35/45 ⁴⁾	C30/37 ^{4),5)}			
Mindestzementgehalt ³⁾ [kg/m ³]	-	240	260	280	300	300	300				
Mindestzementgehalt ³⁾ bei Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m ³]	-	240	240	270	270	270	270		siehe XD1	siehe XD2	siehe XD3
Mindestluftgehalt [%]	-	-	-	-	-	-	-	-			
Andere Anforderungen	-										

¹⁾ Nur für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall
²⁾ Gilt nicht für Leichtbeton
³⁾ Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden
⁴⁾ Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger
⁵⁾ Bei Verwendung von CEM II/B-V, CEM III/A oder CEM III/B ohne oder mit Flugasche als Betonzusatzstoff oder bei anderen Zementen der Tabelle F3.1 oder F3.2 nach DIN 1045-2 in Kombination mit Flugasche als Betonzusatzstoff, wobei der Mindestflugaschegehalt 20 % (Massenanteil) von (z+f) betragen muss
⁶⁾ Der mittlere Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau muss bei einem Größtkorn von 8 mm $\geq 5,5\%$ (Volumenanteil), 16 mm $\geq 4,5\%$ (Volumenanteil), 32 mm $\geq 4\%$ (Volumenanteil) und 63 mm $\geq 3,5\%$ (Volumenanteil) betragen. Einzelwerte dürfen diese Anforderungen höchstens 0,5 % (Volumenanteil) unterschreiten

Beton für massige Bauteile

Zusammenfassung der Anforderungen nach DAfStb-Richtlinie »Massige Bauteile aus Beton«

- kleinste Bauteilabmessung $\geq 0,80$ m
- gegenüber der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 abweichende Grenzwerte der Betonzusammensetzung (siehe Abb. 8.5.5 und Abb. 8.5.7)
- Bestimmung der Druckfestigkeit nach 28, 56 oder 91 Tagen möglich
- Angabe der Richtlinie auf dem Lieferschein
- Erstellung eines Qualitätssicherungsplans
- Mindestprüfhäufigkeit bei stetiger Herstellung: 1/600 m³ je Produktionstag

Herstellung	Mindesthäufigkeit der Probenahme	
	Erste 50 m ³ der Produktion	Nach den ersten 50 m ³ der Produktion ¹⁾
Erstherstellung (bis mindestens 35 Ergebnisse erhalten wurden) Stetige Herstellung ²⁾ (wenn mindestens 35 Ergebnisse verfügbar sind)	3 Proben	1/200 m ³ oder 2/Produktionswoche 1/600 m ³ oder 1/Produktionstag

¹⁾ Die Probenahme muss über die Herstellung verteilt sein und für 25 m³ sollte höchstens eine Probe genommen werden.
²⁾ Wenn die Standardabweichung der letzten 15 Prüfergebnisse $1,37\sigma$ überschreitet, ist die Probenahmehäufigkeit für die nächsten 35 Prüfergebnisse auf diejenige zu erhöhen, die für die Erstherstellung gefordert ist.

Betonkorrosion												
Frostangriff				Aggressive chemische Umgebung			Verschleißbeanspruchung ⁸⁾					
XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3			
0,60	0,55 ⁷⁾	0,50 ⁷⁾	0,55	0,50	0,50 ⁷⁾	0,60	0,50	0,45	0,55	0,55	0,45	0,45
C25/30	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C25/30	C30/37 ⁴⁾	C35/45 ⁴⁾	C30/37 ⁴⁾	C30/37 ⁴⁾	C35/45 ⁴⁾	C35/45 ⁴⁾
280	300	300	300	300	300	280	300	320	300 ⁹⁾	300 ⁹⁾	320 ⁹⁾	320 ⁹⁾
270	270 ⁷⁾	270 ⁷⁾	270	270	270 ⁷⁾	240	270	270	270	270	270	270
-	6)	-	6)	-	6),10)	-	-	-	-	-	-	-
Gesteinskörnungen für die Expositionsklassen XF1 bis XF4												
F ₄	MS ₂₅		F ₂		MS ₁₈	-	-	12)	-	Oberflächenbehandlung des Betons ¹¹⁾	-	Einstreuen von Hartstoffen nach DIN 1100

⁷⁾ Die Anrechnung auf den Mindestzementgehalt und den Wasserzementwert ist nur bei Verwendung von Flugasche zulässig. Weitere Zusatzstoffe des Typs II dürfen zugesetzt, aber nicht auf den Zementgehalt oder den w/z angerechnet werden. Bei gleichzeitiger Zugabe von Flugasche und Silikastaub ist eine Anrechnung auch für die Flugasche ausgeschlossen
⁸⁾ Es dürfen nur Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 verwendet werden
⁹⁾ Höchstzementgehalt 360 kg/m³, jedoch nicht bei hochfesten Betonen
¹⁰⁾ Erdfeuchter Beton mit w/z $\leq 0,40$ darf ohne Luftporen hergestellt werden
¹¹⁾ Z. B. Vakuumieren und Flügelglätten des Betons
¹²⁾ Schutzmaßnahmen siehe DIN 1045-2

Betonstraßenbau

Betonstraßenbau

Für den Betonstraßenbau gilt ein dreiteiliges Regelwerk sowie von der FGSV erarbeitete Richtlinien und allgemeine Rundschreiben des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS):



Abb. 8.6.1
Betonstraßenfertiger beim Betoneinbau

ZTV Beton-StB 07:

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton

- Die ZTV beschreibt die Anforderungen an das Herstellen der Betondecke und der Fugen, an Schutzmaßnahmen und Nachbehandlung, an Eigenschaften der Betondecke sowie an Art und Umfang der Überwachungs- und Kontrollprüfungen
- Besondere Regelungen gelten für Betondecken mit Fließmitteln

TL Beton-StB 07:

Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton

- Die TL gelten für Baustoffe und Baustoffgemische zur Herstellung von Oberbauschichten im Straßen- und Wegebau sowie für andere Verkehrsflächen. Sie enthalten Anforderungen an den Beton, die Betonausgangsstoffe wie Gesteinskörnungen und Zement und an Nachbehandlungsmittel

Die TL regeln die allgemeinen und zusätzlichen Anforderungen an die Zemente für den Fahrbahndeckenbeton

Zementart nach DIN EN 197-1 oder DIN 1164-10	Allgemeine Anforderungen	Zusätzliche Anforderungen
CEM I 32,5 R	<ul style="list-style-type: none"> Na₂O-Äquivalent siehe Abb. 8.6.3 Erstarrungsbeginn bei 20 °C ≥ 2 h bei zweischichtigem Deckbeton, Ober- und Unterbeton mit gleicher Zementart und Festigkeitsklasse Zementtemperatur bei der Verarbeitung ≤ 80 °C 	Wasseranspruch ≤ 28 M.-% 2-d-Druckfestigkeit ≤ 29 MPa ²⁾ Spez. Oberfläche ≤ 3.500 cm ² /g
CEM I 42,5 N		keine
CEM II/A-S ¹⁾ CEM II/B-S ¹⁾ CEM II/A-T ¹⁾ CEM II/B-T ¹⁾ CEM II/A-LL ¹⁾ CEM III/A 42,5 N		Die Verwendung erfordert die Zustimmung des Auftraggebers

¹⁾ Festigkeitsklasse 32,5 oder 42,5
²⁾ gilt nicht für Zemente für frühhochfesten Beton

Abb. 8.6.2
Allgemeine zusätzliche Anforderungen an die Zemente für den Fahrbahndeckenbeton

Betonstraßenbau

Die nachfolgende Tabelle der TL regelt die Anforderungen an den Alkaligehalt von Zement für den Bau von Fahrbahndecken (ehemals ARS 15/2005)

Zement	Hüttensandgehalt [M.-%]	Na ₂ -Äquivalent [M.-%]	Na ₂ -Äquivalent des Zements ohne Hüttensand bzw. Ölschiefer [M.-%]
CEM I CEM II/A-S CEM II/A-LL	-	≤ 0,80	-
CEM II/B-T	-	-	≤ 0,9
CEM II/B-S	21 - 29 30 - 35	- -	≤ 0,9 ≤ 1,0
CEM III/A	36 - 50	-	≤ 1,05

Abb. 8.6.3
Anforderungen an den Alkaligehalt von Zement



Abb. 8.6.4 (links)
Autobahn aus Beton - Oberfläche mit Besen abgetragen

Abb. 8.6.5 (rechts)
Oberflächenbearbeitung

Anforderungen an die Betonzusammensetzung

Ausgangsstoff	Anforderungen
Zementgehalt	<ul style="list-style-type: none"> Festlegung nach Erstprüfung Belastungsklassen 1,8 bis 100: max. 360 kg/m³ Waschbeton: max. 430 kg/m³
w/z-Wert	<ul style="list-style-type: none"> Belastungsklassen 1,8 bis 100: ≤ 0,45 Belastungsklassen 0,3 bis 1,0: ≤ 0,50
Feinkörnige Bestandteile < 0,25 mm	<ul style="list-style-type: none"> allgemein: ≤ 450 kg/m³ bei D_{max} 8 mm: ≤ 500 kg/m³ für Beton mit Fließmittel: ≤ 500 kg/m³ bei Waschbeton: > 500 kg/m³
Gesteinskörnung	Mindestens erforderliche Korngruppen <ul style="list-style-type: none"> Belastungsklassen 1,8 bis 100 <ul style="list-style-type: none"> - D_{max} > 8 mm: 0/2, 2/8 > 8 - 22 - D_{max} = 8 mm: 0/2, 0/4 ≤ 8 Belastungsklassen 0,3 bis 1,0: 0/4 > 4 Anteil feiner Gesteinskörnungen mit D_{max} < 2 <ul style="list-style-type: none"> - Siebdurchgang 1 mm Sieb ≤ 27 M.-% - Siebdurchgang 2 mm Sieb ≤ 30 M.-%
Betonzusatzmittel	<ul style="list-style-type: none"> Frühhochfester Beton mit Fließmittel keine Erhärtungsverzögerung durch das Fließmittel bei Belastungsklassen 0,3 bis 1,0 BV anstelle Fließmittel zulässig

Abb. 8.6.6
Anforderungen an die Betonzusammensetzung

Betonstraßenbau

TP Beton-StB 10: Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton

Zusätzliche Regelwerke sind:

ZTV LW 2007 für den ländlichen Wegebau mit Beton

RSTO 12: Die Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen RSTO Ausgabe 2012 definiert, statt der früher verwendeten Bauklassen, im Hinblick auf die zu erwartende Verkehrsbeanspruchung Belastungsklassen, und zwar von Bk 0,3 bis Bk 100. Die Zahl gibt die 10 to Achsübergänge in Millionen an.

Belastungsklassen nach RSTO 12 und Zuordnung der Feuchtigkeitsklassen

Bauklasse RSTO 2001 (alt)	Belastungsklasse RSTO 12 (neu)	Beispiel	Feuchtigkeitsklasse
SV	Bk 100	Autobahnen, Schnellstraßen	WS ¹⁾
I	Bk 32	Industriestraßen	WS ¹⁾
II	Bk 10	Hauptgeschäftsstraßen	WS ¹⁾
III	Bk 3,2	Verbindungsstraßen	WS ¹⁾
	Bk 1,8	Sammelstraßen, wenig befahrene Geschäftsstraßen	WS ¹⁾
IV	Bk 1,0	Wohnstraßen	WA ²⁾
V und VI	Bk 0,3	Wohnwege	WA ²⁾

¹⁾ Feuchtigkeitsklasse WA regelt die Alkali-Richtlinie des DAFstb 2014

²⁾ Feuchtigkeitsklasse WS regelt das ARS 04/2013

WS: feucht - hohe dynamische Belastung - hoher Alkalieintrag von außen

Beispiele für Belastungsklassen von kommunalen Verkehrsflächen:

Busverkehrsflächen:	Bk 1,8 – 100
Rastanlagen, LKW-Verkehr:	Bk 3,2 – 100
Containerabstellflächen:	Bk 3,2 – 10
Kreisverkehre:	Bk 3,2 – 10

Allgemeine Rundschreiben Straßenbau des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung

Das ARS 04/2013 beinhaltet einen Maßnahmenkatalog zur zukünftig sicheren Vermeidung von Alkali-Kieselsäure-Schäden in Fahrbahndeckenbetonen.

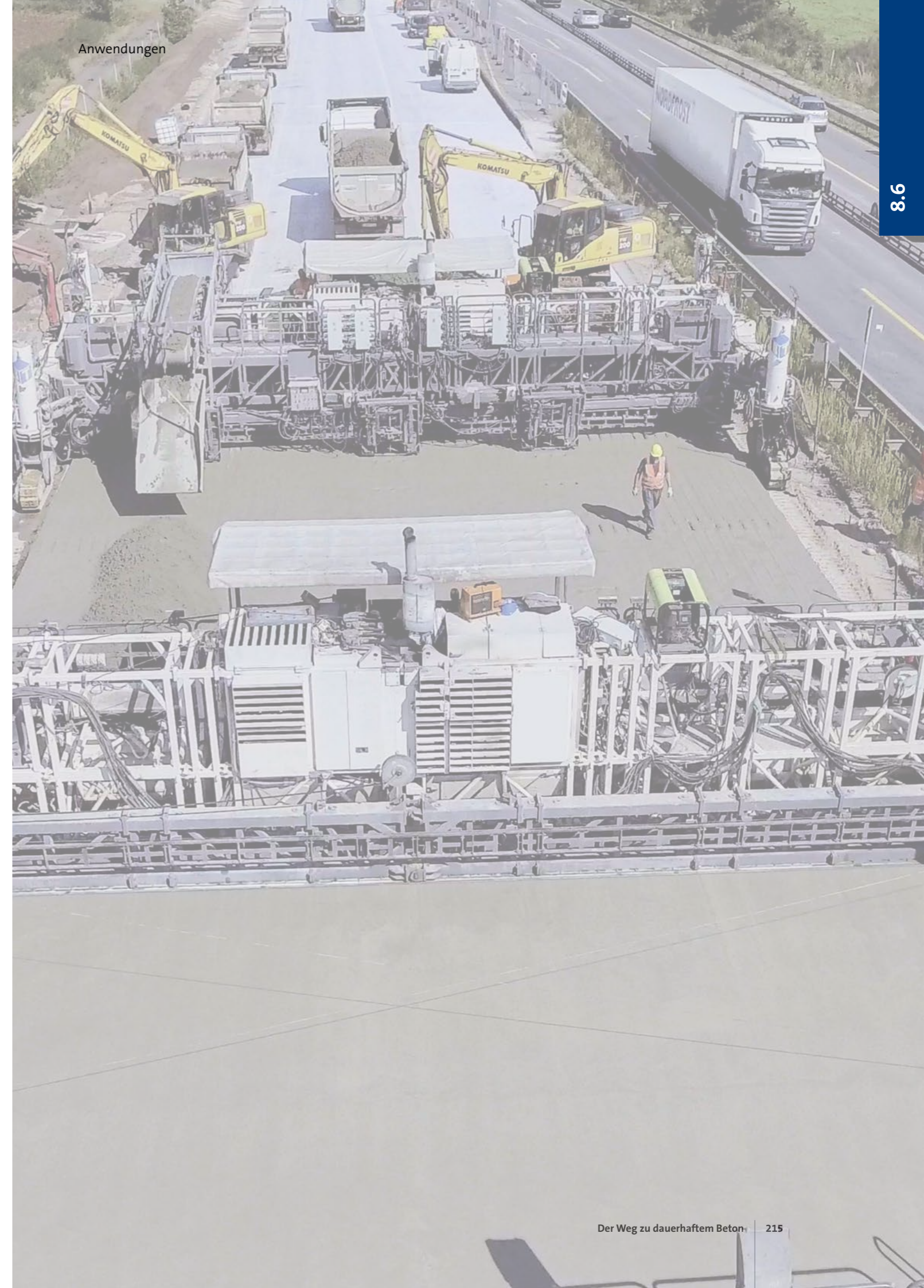
Danach muss in der Feuchtigkeitsklasse WS (Belastungsklasse 1,8 – 100) die Alkaliunempfindlichkeit der Gesteinskörnung $D > 2$ mm bzw. des Straßenbetons in einem der drei folgenden Verfahren nachgewiesen werden:

- WS-Grundprüfung der groben Gesteinskörnung (Gültigkeit vier Jahre)
- AKR-Performanceprüfung einer konkreten, objektbezogenen Betonrezeptur (Gültigkeit vier Jahre)
- WS-Bestätigungsprüfung an der Gesteinskörnung bei Vorliegen einer bestandenen WS-Grundprüfung oder AKR-Performanceprüfung

– Die AKR-Prüfungen dürfen nur von den zur Zeit sechs vom BMVBS bzw. der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) anerkannten AKR-Gutachter durchgeführt und bewertet werden

– Gesteinskörnungen bzw. Straßenbetonrezepturen, die eine WS-Grundprüfung oder AKR-Performanceprüfung bestanden haben, veröffentlicht die BASt auf ihrer Internetseite in zwei getrennten Positivlisten

– Ausführliche Informationen über WS-Grundprüfung/Performanceprüfung, ARS 04/2013 und eine Liste der anerkannten Gutachter sind unter www.bast.de (Straßenbau/Publicationen zu finden)



Tunnelbau

Tunnelbau

Im Tunnelbau gibt es zwei unterschiedliche Bauweisen - offene und geschlossene Bauweise. Bei geringer Gebirge-Überdeckung stellt die offene Bauweise eine relativ schnelle und kostengünstige Alternative dar. Dabei werden Verbauwände, Bohrpfähle oder Schlitzwände seitlich errichtet und der Tunnel wird durch Aushub der Baugrube dazwischen erstellt. Bei Bedarf kann die Baugrube nach Erreichung einer genügenden Arbeitshöhe mit Stahlbeton abgedeckt werden, damit der Straßenverkehr über den Tunnel fließen kann. Bei größeren Überdeckungen kommt die geschlossene Bauweise zum Einsatz. Dabei wird der Tunnel von einem oder beiden Endpunkten her vorangetrieben. Üblicherweise wird der Tunnel durch abschnittsweises Sprengen und anschließender Sicherung mit Spritz- und Ortbeton (gemäß Neuer Österreichischer Tunnelbauweise, NÖT) oder kontinuierlichem Vortrieb mithilfe von Tunnelbohrmaschinen in Kombination mit Stahlbetontübbingern errichtet.

Bei der Planung, Bemessung und Ausführung von Tunnelbauten sind die Stärke der Auskleidung, die Abdichtung, die Wasserführung, die Belüftung und der Brandschutz zu berücksichtigen.

Spritzbeton

Spritzbeton wird zur sofortigen Absicherung von Tunneln, Baugruben und Hängen eingesetzt. Daher gelten strenge Anforderungen hinsichtlich der hohen Frühfestigkeit und Dauerhaftigkeit sowie des reduzierten Rückpralls.



Abb. 8.7.1
Spritzbeton mit dem
Spritzmobil aufgebracht

Im Tunnelbau soll der Spritzbeton eine Mindestfestigkeitsklasse C20/25 besitzen. Je nach Anwendungsfall kann ein Trocken- oder Nassspritzverfahren zum Einsatz kommen. Zur Sicherstellung einer Abdichtung gegen drückendes und nichtdrückendes Wasser werden Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) angebracht.

Darüber hinaus wird Spritzbeton bei Instandsetzungsmaßnahmen verwendet, bei denen der Entfall der Schalung, das Aufbringen in dünnen Schichten und relativ hohe Frühfestigkeiten gefordert werden. Statisch wirksamer Spritzbeton wird zur Verstärkung von bestehenden Bauten mit unzureichender Standsicherheit bzw. erheblichen Schäden angewendet. Dahingegen kann Spritzbetonversiegelung zur Reparatur von Oberflächenschäden, welche die Standsicherheit des Bauwerks nicht gefährden, angewendet werden.

Ortbeton für Tunnelinnenschalen

Bewehrter Ortbeton wird in der Regel bei bergmännisch aufgeführten Tunneln nach Neuer Österreichischer Tunnelbauweise (NÖT) eingesetzt. Während der Spritzbeton zur vorläufigen Sicherung des Gebirges dient, dient der Ortbeton zur dauerhaften Sicherung des Tunnels.



Abb. 8.7.2
Tunnelinnenschale

Der Ortbeton wird normalerweise im Transportbetonwerk hergestellt und mithilfe von Betonpumpen in die Schalung eingebracht. Für die Verdichtung kommen hochtourige Innenrüttler oder Außenschalungs-Rüttler zum Einsatz. Die Innenschale darf mit wasserundurchlässiger Betonkonstruktion (WUB-KO) ohne Abdichtung hergestellt werden, solange die Aggressivität des Grundwassers und der äußere Wasserdruck die definierten Grenzwerte nicht überschreiten. Der Beton soll im frischen Zustand gute Verarbeitbarkeit und Entmischungs-Stabilität besitzen und im jungen Alter schnelle Festigkeitsentwicklung zeigen.

Der erforderliche Brandschutz ist i. d. R. durch den Einsatz von PP-Fasern und Baustoffen der Baustoffklasse A nach DIN 4102 sichergestellt.

Tunnelbau

Stahlbeton-Tübbinge

Tübbinge aus Stahlbetonfertigteilen werden hauptsächlich in Tunneln eingesetzt, die mit Tunnelvortriebsmaschinen (TVM) aufgeföhren werden. Die präzise Herstellung von Tübbingern findet in einer Feldfabrik oder in einem Betonfertigteilerwerk statt.



Abb. 8.7.3
Tübbinge nach der Herstellung in der Feldfabrik

In Abhängigkeit der Tunnelkonstruktion – ein- oder zweischalig – unterscheiden sich die Mindestdicke der Tübbinge und die dafür eingesetzten Betone. Während Tübbinge für einschalige Konstruktionen aus Beton mit Mindestfestigkeitsklasse C35/45 hergestellt werden, erfordern Tübbinge bei zweischaligen Konstruktionen eine Mindestfestigkeitsklasse C25/30. Zur Abdichtung der Fuge zwischen den benachbarten Tübbingern kommen bei beiden Konstruktionen jeweils Dichtungsrahmen und Kunststoff-Dichtungsbahnen zum Einsatz. Der Ringspalt zwischen dem Gebirge und der Tübbingauskleidung wird mit geeignetem Verpressmaterial verfüllt.

Zur Sicherstellung der Brandschutzanforderungen werden Tübbinge mit PP-Faserbeton hergestellt.

Ringraumverfüllung

Im Tunnelbau entsteht zwischen Gebirge und Tübbingauskleidung oftmals ein Raum. Dieser so genannte Ringspalt muss mit geeignetem Verpressmaterial verfüllt werden, um die Tübbinge zu stabilisieren und die Setzung der Oberfläche zu minimieren. Um den großen Anforderungen hinsichtlich guter und lang dauernder Verarbeitbarkeit sowie der Festigkeitsentwicklung (Scherfestigkeit) gerecht zu werden, wird in den meisten Fällen Zementmörtel für die Ringraumverfüllung verwendet.

Bei hohem Gebirgs-Wasserdruck wird wasserdurchlässiger Ringspaltmörtel eingesetzt, um das Gebirgswasser durchsickern zu lassen und außen an der wasserdichten Tübbingschale entlang abzuführen. In Abhängigkeit des Zementgehaltes werden Ringspaltmörtel als aktiv, semiinert oder inert klassifiziert.

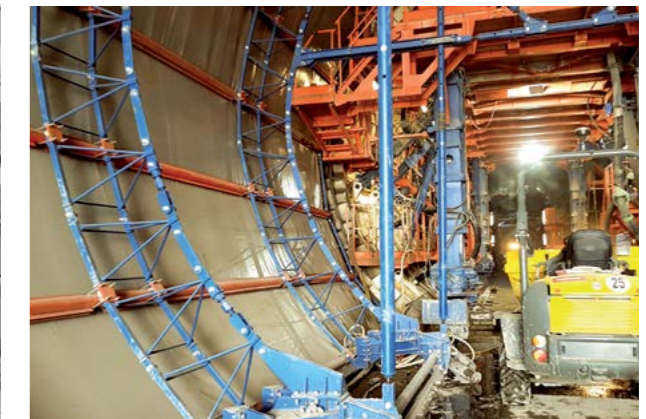


Abb. 8.7.4
Ringraumverfüllung

Regelwerke

- ZTV-ING Teil 5 - Tunnelbau: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten
- DIN EN 206-1 / DIN 1045-2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- DIN 18551: Spritzbeton - Nationale Anwendungsregeln zu DIN EN 14487
- DAfStb-Richtlinie: Herstellung und Verwendung von Trockenbeton und Trockenmörtel



Abb. 8.7.5
Tübbinge im Gewölbe
verbaut

Tiefbau (Bohrpfähle, Schlitzwände)

Abb. 8.8.1 (rechts)
Unterschiedliche Arten
von Bohrpfahlwänden

Tiefbau

Bohrpfähle und Schlitzwände werden als Baugrubenumschließung, -sicherung sowie zur Hangsicherung eingesetzt. Da sie in der Lage sind sowohl horizontale als auch vertikale Lasten abzutragen, können sie entweder temporär errichtet oder in das entstehende Bauwerk integriert werden.

Bohrpfahl

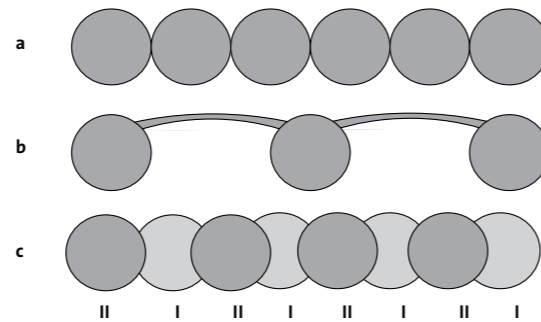
Zur Erstellung eines Bohrpfahls wird zunächst ein Hohlraum durch Aushub oder Bohren hergestellt, welcher meist durch Verrohrungen stabilisiert wird. Diese Rohre werden beim Einbringen des Betons gezogen, sodass direkt gegen den Boden betoniert wird. Dabei stellt der fließfähige Beton eine gute Verzahnung mit dem Baugrund sicher. Zur Stabilisierung des Hohlraums können auch stützende Flüssigkeiten (Bentonitsuspension oder Polymerlösung) verwendet werden. In diesem Fall oder wenn Grundwasser vorhanden ist, muss der Beton als Unterwasserbeton hergestellt werden.

Bohrpfähle übernehmen in wenig tragfähigem Boden die Aufgabe, Kräfte in den tiefer liegenden Untergrund zu übertragen, was meist über Spitzendruck oder Mantelreibung geschieht. Der Durchmesser beträgt häufig etwa 1,2 m.

Abb. 8.8.2 (links)
Erstellen von überstehenden
Bohrpfählen



Abb. 8.8.3 (rechts)
Erstellen einer
Schlitzwand



Schlitzwand

Schlitzwände können ebenfalls sowohl aufgrund ihrer statischen als auch ihrer abdichtenden Funktion zum Einsatz kommen. Übliche Wandstärken liegen zwischen 0,4 und 1,2 m. Die Herstellung von Schlitzwänden erfolgt meist in Abschnitten von mehreren Metern oder kontinuierlich. Dazu werden im oberen Bereich des Bodens Leitwände eingebracht, zwischen welchen der Boden ausgehoben wird. Anschließend wird der so entstandene Schlitz mit einer Stützflüssigkeit (Bentonitsuspension oder Polymerlösung) gefüllt, um den Baugrund zu stabilisieren. Nun kann die Bewehrung sowie der Beton eingebracht werden. Die Stützflüssigkeit wird gleichzeitig abgepumpt und gesammelt.



Anforderungen Beton

Bereits beim Entwurf eines Betons für den Spezialtiefbau sollten die folgenden Kriterien berücksichtigt werden:

- Hoher Widerstand gegen Entmischung
- Ausreichend hohe Plastizität und gutes Zusammenhaltvermögen
- Ausreichend hohe Fließfähigkeit
- Angemessene Verdichtung über die Schwerkraft
- Ausreichende Verarbeitbarkeit für die Dauer des Betoniervorganges

Die entsprechenden Regelwerke stellen Anforderungen an die Druckfestigkeit, die Wasserundurchlässigkeit sowie den Widerstand gegen chemischen Angriff.

Bohrpfahlwände

Eine Bohrpfahlwand setzt sich aus einer Reihe nebeneinander stehender, einzeln hergestellter Bohrpfähle zusammen. Berührt hierbei jeweils ein Bohrpfahl den nächsten, so spricht man von einer tangierenden Bohrpfahlwand (siehe Abb. 8.8.1). Eine aufgelöste Bohrpfahlwand (b) weist größere Abstände zwischen den einzelnen Pfählen auf, welche mit Spritzbeton gesichert werden. Bei einer überschnittenen Bohrpfahlwand (c) werden zunächst Primärpfähle (I) hergestellt, welche etwas weniger als ihr Durchmesser voneinander entfernt sind. Im Anschluss werden diese unbewehrten Pfähle angeschnitten, um bewehrte Sekundärpfähle (II) in den Zwischenräumen anzuordnen. Zur Sicherung gegen Grundwasser eignet sich nur die aufgelöste Bohrpfahlwand.

Tiefbau (Bohrpfähle, Schlitzwände)

Ausgangsstoffe

Zement

Nach DIN EN 206 dürfen die folgenden Zemente verwendet werden:

CEM I	CEM II/A-T und II/B-T
CEM II/A-S und II/B-S	CEM II/A-LL
CEM II/A-D	CEM II/A-M (S-V) und CEM II/B-M (S-V)
CEM II/A-P und II/B-P	CEM II/A-M (S-LL, V-LL) und CEM II/B-M (S-LL, V-LL)
CEM II/A-V und II/B-V	CEM III/A, III/B und III/C

Abb. 8.8.4
Zulässige Zemente nach EN 206-1

Weitere Zementarten bedürfen einer allgemein bauaufsichtlichen Zulassung. In DIN EN 1536 wird die Verwendung von Zusatzstoffen vom Typ II (oder CEM II, CEM III) empfohlen, um die Verarbeitbarkeit sowie die Dauerhaftigkeit zu verbessern und die Wärmeentwicklung sowie die Wasserabgabe zu verringern.

Gesteinskörnung

Die Gesteinskörnung muss DIN EN 12620 entsprechen. Weiterhin empfiehlt DIN EN 206 im Anhang D die Verwendung runder, stetig abgestufter Gesteinskörnungen ohne Ausfallkörnung, um ein Entmischen zu vermeiden.

Es gelten die folgenden Grenzen für das Größtkorn:

- Bohrpfähle und Schlitzwände: 32 mm bzw. 1/4 des lichten Abstandes zwischen den Längsstäben
- Verdrängungspfähle: 32 mm bzw. 1/3 des lichten Abstandes zwischen den Längsstäben
- Mikropfähle: 16 mm bzw. 1/4 des lichten Abstandes zwischen den Längsstäben
- Beim Einbringen unter Wasser: 1/6 des Innendurchmessers des Kontraktor- oder Pumprohres

Zusammensetzung Beton

Der Zement- sowie der Mehlkorngehalt sind in Abhängigkeit des Anwendungsfalles und der Anwendungsbedingungen begrenzt (siehe Abb. 8.8.5 und 8.8.6).

Anwendung	Bedingung	Zementgehalt
Bohrpfähle, Ortbeton-Verdrängungspfähle	Einbringen trocken	≥ 325 kg/m³
	Einbringen unter Wasser	≥ 375 kg/m³
	Erdfechter Beton	≥ 350 kg/m³*
Schlitzwände	Größtkorn 32 mm	≥ 350 kg/m³
	Größtkorn 22,4 mm	≥ 380 kg/m³
	Größtkorn 16 mm	≥ 400 kg/m³

* Mindestens Festigkeitsklasse C25/30

Abb. 8.8.5
Mindestzementgehalte im
Spezialtiefbau

Anwendung	Bedingung	Mehlkornggehalt
Bohrpfähle, Ortbeton-Verdrängungspfähle	Größtkorn > 8 mm	≥ 400 kg/m³ und ≤ 550 kg/m³
	Größtkorn ≤ 8 mm	≥ 450 kg/m³
Schlitzwände	Größtkorn ≤ 32 mm	≥ 350 kg/m³*
Mikropfähle	Größtkorn ≤ 16 mm	≥ 375 kg/m³

* Sandgehalt ≤ 4 mm muss mindestens 40 M.-% bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung betragen

Abb. 8.8.6
Mindestwerte des
Mehlkornggehalts im
Spezialtiefbau

Tiefbau (Bohrpfähle, Schlitzwände)

Festigkeitsklassen

Häufig kommen Betone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C45/55 zum Einsatz. Bei der überschnittenen Bohrfahlwand muss jedoch beachtet werden, dass die Primärpfähle maximal aus einem C20/25 hergestellt werden dürfen, damit das nachträgliche Bohren und Schneiden möglich ist. Üblicherweise können Zusatzmittel in Form von Betonverflüssiger, Fließmittel oder Erstarrungsverzögerer zur Anwendung kommen.

w/z-Wert

Der einzuhaltende w/z-Wert richtet sich nach den Expositions-klassen, darf jedoch einen Wert von 0,6 nicht überschreiten.

Regelwerke:

- DIN EN 1536 (Bohrpfähle)
- DIN Fachbericht 129 (Bohrpfähle)
- DIN EN 206, Anhang D
- DIN SPEC 18140 (Bohrpfähle)
- DIN EN 1538 (Schlitzwände)
- DIN EN 12699 (Ortbeton-Verdrängungspfähle)
- DIN EN 14199 (Mikropfähle)

Konsistenz

Die Konsistenz der Betone, anhand des Ausbreitmaßes nach DIN EN 12350-2 oder des Setzmaßes nach DIN EN 12350-2, ist durch die Zielwerte in Abb. 8.8.7 definiert, wobei erdfeuchte Betone ausgenommen sind.

Typische Anwendung (Beispiel)	Ausbreitmaß [mm]	Setzmaß [mm]
Betonieren im Trockenen	470 bis 530	120 bis 180
Pumpbeton oder mit Kontraktorrohren eingebrachter Unterwasserbeton	530 bis 590	150 bis 210
Im Kontraktorverfahren unter Stützflüssigkeit eingebrachter Beton	570 bis 630	170 bis 230

Abb. 8.8.7 Zielwerte der Konsistenz

Abb. 8.8.8 (links) Bohrmaschine zur Erstellung eines Bohrfahls



Abb. 8.8.9 (rechts o.) Bohrfahl direkt nach Herstellung



Abb. 8.8.10 (rechts u.) Große Baustelle bei der Erstellung von Bohrfählen



Spezialtiefbau (Dichtwände, Hochdruckinjektionen)

Spezialtiefbau

Zum Spezialtiefbau zählt man Bauverfahren und -methoden, die die mechanischen Eigenschaften und die Tragfähigkeit des Baugrunds verbessern sollen. Auch die Übertragung von Gebäudelasten auf tieferliegende tragfähige Bodenschichten gehört dazu sowie Gründungen unter Grundwasserniveau. Die Sicherung von Hängen und Geländevorsprüngen zählt ebenfalls zum Spezialtiefbau.

Für die Planung und Durchführung von Spezialtiefbaumaßnahmen sind Kenntnisse der Boden- und Felsmechanik erforderlich. Die Bausauführung erfolgt durch spezialisierte Bauunternehmen und deren teilweise aufwendigen Maschinen und Geräte.

Im Spezialtiefbau werden hydraulische Bindemittel wie Zement auch mit Sondereigenschaften wie Sulfatbeständigkeit (SR) als auch Spezialbindemittel für folgende Anwendungen eingesetzt:

- Hochdruckinjektionen
- Niederdruckinjektionen
- Bohrfähle
- Verbauarbeiten (Schlitzwände, Schmalwände, Spundwände)
- Dichtwände und Dichtsohlen
- Mikropfähle (GEWI-Pfähle, Kleinbohrpfähle)
- Ankertechniken (Injektionsanker, Dauer und temporäre Anker, Verpressanker)

Das Bindemittel kommt meist in Form einer Suspension und falls erforderlich noch Zusatzmittel und Bentonit zum Einsatz. Die Wasserbindemittelwerte können sich je nach Anwendung stark variieren.



Abb. 8.9.1 (links) Ausheben einer Schlitzwand



Abb. 8.9.2 (rechts) Verfüllen einer Schlitzwand

Erhaltung und Instandsetzung

Erhaltung und Instandsetzung

Beton ermöglicht die Herstellung qualitativ hochwertiger Gebäude mit unterschiedlichsten Nutzungsanforderungen. Trotzdem kann durch fehlerhafte Planung oder Ausführung, unplanmäßige Nutzung, außergewöhnliche Ereignisse, aber auch durch gewöhnliche Nutzung, also Verschleiß oder Alterung eine Sanierung erforderlich werden. Schäden oder Mängel an Betonbauwerken können prinzipiell in zwei Kategorien eingeteilt werden: Schäden am Beton oder Korrosion der Bewehrung. Wichtig ist zunächst die Beurteilung der Schäden auf Basis des zu ermittelnden Ist-Zustandes. Die Planung von Instandsetzungen muss dabei von einem „Sachkundigen Planer“ und die Ausführung sowie Prüfung der Arbeiten von einer „qualifizierten Führungskraft“ durchgeführt werden. Kommen Kunststoffe oder kunststoffmodifizierte Baustoffe zur Anwendung, muss der Kolonnenführer einen SIVV-Schein nachweisen können.

Die Grundprinzipien lassen sich wie in Abb. 8.10.1 zusammenfassen:

Aufgabenstellung	Maßnahmen
Schutz der Bewehrungsfläche vor Korrosion	<ul style="list-style-type: none"> Beschichtung der Bewehrung Elektrochemischer Korrosionsschutz
Wiederherstellung der Betonoberfläche	<ul style="list-style-type: none"> Verschluss von Rissen Reprofilierung von Fehlstellen
Schutz der Betonoberfläche vor dem Eindringen korrosiver Medien	<ul style="list-style-type: none"> Erhöhung der Betonüberdeckung der Bewehrung Auftrag von Oberflächenschutzsystemen

Instandsetzen von Beton

Um eine ausreichende Trag- und damit auch Haftfestigkeit des Untergrundes zu gewährleisten, ist in der Regel eine Vorbehandlung bzw. Reinigung des Untergrundes vorzusehen. Hierbei sollten alle Beschichtungen, Verschmutzungen, Mörtelreste, Korrosionsrückstände etc. entfernt werden. Häufig muss der Untergrund vorgeätzt werden, um zu starkes Wassersaugen zu vermeiden. Jedoch sollte gerade bei horizontalen Flächen darauf geachtet werden, dass die Oberfläche lediglich mattfeucht ist und sich kein stehendes Wasser darauf befindet. Zur Verbesserung des Haftverbunds können auch Haftbrücken eingesetzt werden. Diese bestehen entweder aus einem reinen Zement-Feinsand-Gemisch oder sind zementbasiert und kunststoffmodifiziert.

Beton und Mörtel

Zur Instandsetzung großer Ausbruchstellen sowie großer Flächen mit einer Schichtdicke über 50 mm wird Beton verwendet. Das Größtkorn, meist 8 oder 16 mm, sollte dabei auf $\frac{1}{3}$ der Schichtdicke begrenzt werden. Instandsetzungsmörtel wird in vergleichsweise dünnen Schichten verarbeitet und kommt bei kleineren Flächen zum Einsatz. Zum Glätten der Oberfläche kann auch die Anwendung eines Feinspachtels vonnöten sein oder eine Ausgleichsschicht zur Sicherstellung der Ebenheit. Muss die Bewehrung vor Korrosion geschützt werden, sollte ein CEM I zur Anwendung kommen. Liegt zusätzlich eine Chloridbeaufschlagung vor, sollten Zemente mit einem hohen C_3A Gehalt (keine HS- oder LH-Zemente) verwendet werden.

Gerade bei Instandsetzungsmaßnahmen kommen häufig polymermodifizierte Betone und Mörtel (PCC - polymer cement concrete) zum Einsatz, welche höhere Zug- und Biegezugfestigkeiten aufweisen. Das verbesserte Wasserrückhaltevermögen verlangsamt das Austrocknen sowie das Schwinden. Auch die Haftung auf dem Untergrund kann durch die Verwendung von polymermodifizierten Systemen verbessert werden und somit eine Haftbrücke überflüssig machen. Gerade bei dünnen Schichten ist es ebenso von Bedeutung, dass die Empfindlichkeit bezüglich der Nachbehandlung abnimmt. Jedoch müssen eine niedrigere Druckfestigkeit sowie höhere Kosten in Kauf genommen werden.

Spritzbeton und Spritzmörtel

Für großflächige Instandsetzungen werden häufig Spritzverfahren eingesetzt. In Abhängigkeit der auszuführenden Schichtdicke kann Spritzbeton (Größtkorn: 8 oder 16 mm) oder Spritzmörtel (Größtkorn: 2 oder 4 mm) verwendet werden. Durch die hohe Aufprallenergie ergibt sich ein guter Verbund mit dem Untergrund, wodurch eine Haftbrücke überflüssig wird. Aufgrund des Rückpralls sind Spritzverfahren jedoch nicht für waagerechte Flächen geeignet. Eine ausreichende Nachbehandlung ist bei Spritzbetonen oder -mörteln zu beachten, da sie verhältnismäßig geringe Schichtdicken aufweisen und ihnen sowohl durch einen trockenen Untergrund als auch durch die große Oberfläche Wasser entzogen werden kann.

Oft werden auch Spritzbetone oder -mörtel mit Zusatz von Polymeren (SPCC - sprayed polymer cement concrete) in Form von Trockenmischgut verarbeitet. Auch hier ergibt sich eine deutlich verringerte Rissneigung sowie eine bessere Verarbeitbarkeit aufgrund der Modifizierung durch Polymere.

Erhaltung und Instandsetzung

Oberflächenschutzsysteme

Oberflächenschutzsysteme werden in bestimmten Fällen angewendet, wenn die Widerstandsfähigkeit des Betons erhöht werden muss. Diese in der Regel polymerhaltigen Systeme zeichnen sich durch unterschiedliche Eigenschaften aus. Hydrophobierungen ziehen in die Oberfläche ein und schützen den Beton vor dem Eindringen von Wasser. Imprägnierungen oder Versiegelungen verringern das Eindringen von flüssigen sowie gasförmigen Stoffen. Sie sind nur eingeschränkt mechanisch belastbar, verbessern jedoch die Haftung zur nächsten Schicht. Beschichtungen bilden eine geschlossene Schicht und verhindern das Eindringen sowohl von flüssigen als auch von gasförmigen Stoffen. Sie können den Beton vor chemischen und mechanischen Angriffen schützen und Risse überbrücken.

Um die geforderten Eigenschaften zu erfüllen setzen sich Oberflächenschutzsysteme aus einer oder mehreren Schichten zusammen. Diese können sein:

- CO_2 -Dichtigkeit
- Wasserdichtigkeit
- Wasserdampfdurchlässigkeit
- Chemische Widerstandsfähigkeit
- Mechanische Widerstandsfähigkeit
- Rissüberbrückung.

Instandsetzen der Bewehrung

Schäden an Stahlbetonbauteilen entstehen meist aufgrund einer Korrosion der Bewehrung, welche unterschiedliche Ursachen haben kann. Durch Karbonatisierung kann die Passivierung der Bewehrung, also die Schutzwirkung durch die alkalische Umgebung des Betons, aufgehoben werden. Sind gleichzeitig ein Elektrolyt (bspw. Wasser) und Sauerstoff vorhanden, wird allmählich eine Korrosion der Bewehrung ausgelöst. Im fortgeschrittenen Stadium führt dies zu Rostspuren oder Betonabplatzungen aufgrund der Volumenzunahme der Korrosionsprodukte.

Das Eindringen von Chloriden kann ebenso eine Korrosion der Bewehrung auslösen, jedoch führen die so entstehenden Korrosionsprodukte seltener zu Abplatzungen des Betons. Dadurch wird eine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion meist erst spät erkannt. Ebenso gefährlich kann die sogenannte Lochfraßkorrosion sein, welche sich nicht durch eine gleichmäßige sondern durch eine punktuell stark ausgeprägte Korrosion auszeichnet. So kann lokal eine erhebliche Verminderung des Stahlquerschnitts entstehen und zu Festigkeitsverlusten führen.

Liegt bereits eine Korrosion der Bewehrung vor, ist es Aufgabe des sachkundigen Planers ein geeignetes Maßnahmenkonzept für die jeweilige Ausgangssituation zu erarbeiten. Dazu können verschiedene Instandsetzungsprinzipien angewandt werden.

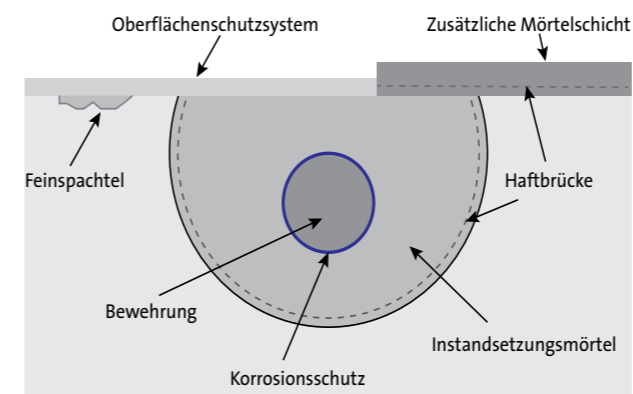


Abb. 8.10.2
Elemente einer Betoninstandsetzung



Abb. 8.10.3
Sanierungsbedürftige Brücke mit schweren Schäden

Erhaltung und Instandsetzung

Korrosion ohne Chloride

Die beste Methode ein weiteres Fortschreiten der Korrosion zu vermeiden besteht im Aufbringen von frischem Zementmörtel, um die Bewehrung erneut zu passivieren (Instandsetzungsprinzip R). Dazu muss der gesamte karbonatisierte Beton der die Bewehrung umgibt entfernt werden. Diese muss zwar nicht entrostet, aber lockere Korrosionsprodukte sollten ebenfalls entfernt werden. Dabei muss geprüft werden, ob die Restquerschnitte ausreichen, oder ob eine Zulagebewehrung notwendig ist. Ist es nicht möglich den karbonatisierten Beton zu entfernen, kann eine zusätzliche Beton- bzw. Mörtelschicht auf das Bauteil aufgebracht werden. Mit der Zeit kann so über eindringendes Wasser eine Realkalisierung des geschädigten Bereichs stattfinden, vorausgesetzt die Karbonatisierung ist nicht zu weit fortgeschritten.

Ist auch dies nicht möglich, kann auf der Oberfläche eine Schutzschicht appliziert werden, welche wasserdicht, aber auch wasserdampfdurchlässig ist. Damit kann der Beton mit der Zeit ausgetrocknet und die Korrosion gestoppt werden (Instandsetzungsprinzip W).

Liegt jedoch eine weitere Quelle (bspw. aufsteigende Feuchtigkeit) vor, welche Wasser liefert und es besteht keine Chance einer Erhöhung der Betondeckung, kann eine Beschichtung der Stahloberfläche (Instandsetzungsprinzip C) in Betracht kommen. Dafür muss der karbonatisierte Beton entfernt, die freigelegte Bewehrung entrostet und komplett mit einem Korrosionsschutz versehen werden. Meist wird zusätzlich ein Oberflächenschutzsystem angeordnet um den Karbonatisierungswiderstand zu verbessern.

Korrosion mit Chloriden

Für die Instandsetzung einer durch Chloride ausgelösten Korrosion gelten prinzipiell die gleichen Ansätze wie ohne Chloride. Jedoch muss beachtet werden, dass Chloride nicht verbraucht werden, sondern immer wieder als Katalysator für eine Korrosion dienen können. Daher ist die Entfernung des Betons mit hoher Chloridbelastung von großer Bedeutung für eine lange Nutzungsdauer. Da es sich in der Praxis jedoch als schwierig erweist, den genauen Chloridgehalt über eine größere Fläche und Tiefe zu bestimmen, sollte der Beton im Zweifelsfall großzügig abgetragen werden. Besonderes Augenmerk muss auf Bereiche mit Rissen gelegt werden, da hier Chloride besonders gut eindringen können. Ein Austrocknen des Betons ist auch bei einer Chloridbelastung möglich, es muss allerdings berücksichtigt werden, dass Chloride hygroskopisch sind und Wasser anziehen. Daher sind regelmäßige Überprüfungen des Bauwerks notwendig.

Kathodischer Korrosionsschutz

Eine weitere Möglichkeit des Korrosionsschutzes, welche meist bei chloridbelasteten Betonen angewendet wird, ist der kathodische Korrosionsschutz (Instandsetzungsprinzip K) nach DIN EN ISO 12696. Beim Fremdstromverfahren werden auf der Betonoberfläche Anoden (z. B. Titan) angebracht und ein Gleichstrom eingeleitet. Dieser lässt die Bewehrung zur Kathode werden und verhindert eine weitere Korrosion. Eine andere Variante ist das Anbringen einer Opferanode aus einem unedleren Metall (z. B. Zink oder Aluminium), welche elektrisch leitend mit der Bewehrung verbunden wird. Auch dies lässt die Bewehrung kathodisch werden, stattdessen korrodiert die Opferanode. Zwar muss diese in regelmäßigen Abständen erneuert werden, jedoch ist bei diesem Verfahren kein Fremdstrom notwendig. Beide Ansätze bedürfen einer dauerhaften Überwachung durch einen Fachmann, allerdings kann je nach Zustand des Bauwerks auf ein Entfernen des Betons verzichtet und damit der Aufwand der Instandsetzung reduziert werden.

Instandsetzung von Rissen

Risse können im Beton aufgrund unterschiedlicher Ursachen (Biegerisse, Trennrisse, Setzungsrisse, etc.) entstehen. Deshalb muss zunächst geprüft werden, ob eine Instandsetzung notwendig ist. Dazu sollten unter anderem Verlauf und Lage am Gebäude sowie Rissweite, -tiefe und -form berücksichtigt werden. Meist ist viel Erfahrung notwendig, um die Rissursache zu erkennen und zu bewerten.

Muss ein Riss instandgesetzt werden, so gibt es verschiedene Möglichkeiten der Umsetzung. Das Füllen eines Risses kann über Tränkung (oberflächennah, ohne Druck) oder Injektion (mit Druck) geschehen. Davon abgesehen kann auch eine Überdeckung mit dehnbaren Bandagen oder eine vollflächige Abdichtung mit einer Beschichtung vorgesehen werden.

Wenn ein Riss gegen das Eindringen von Schadstoffen geschlossen werden muss, kann bei horizontalen oder schwach geneigten Flächen ein Tränken oder Verspachteln ausreichen. Ist hingegen eine Wasserabdichtung gegen Durchdringung notwendig, kommt zunächst eine abdichtende Füllung mit schnell schäumendem Polyurethan zur Anwendung. Dieses einkomponentige Material reagiert mit Wasser und bildet unter Volumenzunahme einen feinzelligen Schaum, welcher das Wasser vorerst verdrängt. Anschließend wird ein zweikomponentiges Polyurethan in den Riss gepresst, das dauerhaft abdichtet und gleichzeitig dehnfähig bleibt.

Erhaltung und Instandsetzung

Ist ein kraftschlüssiges Verbinden der Rissufer aus statischen Gründen notwendig, können zweikomponentige Epoxidharze verwendet werden. Der Riss sollte jedoch trocken und nicht stark verschmutzt sein und sich nicht weiter öffnen. Sonst kann sich ein neuer Riss neben dem Verfüllten bilden. Ist gleichzeitig auch der Korrosionsschutz der Bewehrung wichtig, arbeitet man mit Zemetleimen oder -suspensionen. Diese werden meist unter Verwendung von Zusatzmitteln und mit w/z-Werten zwischen 0,5 und 10 hergestellt.

Verstärken

Bei Instandsetzungen oder Umnutzungen von Gebäuden kann es zur Sicherstellung der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit notwendig sein, Bauteile zu verstärken. Zur Aufnahme von Zugkräften kann eine Zusatzbewehrung in Form von Betonstahl, Lamellen aus Baustahl oder in korrosionsgefährdeten Bereichen aus nichtrostendem Stahl angebracht werden. Der Schutz dieser Bewehrung sowie Querschnittsergänzungen werden meist als Spritzbeton appliziert. Ist eine Vergrößerung des Querschnitts nicht oder nur begrenzt möglich, werden häufig Carbonfasern zur Verstärkung eingesetzt. Mit Kunststoffen verklebt entstehen daraus sogenannte CFK-Lamellen, welche mit Epoxidharz kraftschlüssig auf dem Beton angebracht werden können. Eine weitere Möglichkeit ist die Verwendung von textilen Gelegen aus Carbonfasern, welche mit Spritzmörtel kraftschlüssig verbunden werden.

Schadensanalyse/Bauwerksdiagnose

Die Ermittlung des aktuellen Zustands eines Gebäudes ist der Grundstein für die Planung einer Instandsetzung. Planungs- und Ausführungsunterlagen zum Bauwerk (Ausführungspläne, Bewehrungszeichnungen, etc.) können dabei hilfreiche Informationen liefern, um den Ist-Zustand besser zu beschreiben.

Untersuchungsmethoden

Die Einschätzung des Betons beginnt mit einer Inaugenscheinnahme der Oberfläche und kann ggf. durch ein Abklopfen mit einem Hammer zur Lokalisierung von Fehl- oder Hohlstellen erweitert werden. Somit können Risse, Abplatzungen, Ausblühungen etc. festgestellt, dokumentiert und deren Ausmaß bestimmt werden. Jeder Instandsetzung geht eine individuelle Bauwerksdiagnose voraus, welche sich bei jedem Bauteil anders gestaltet. Im Folgenden werden die gängigsten Untersuchungsmethoden zur Bestimmung des Zustands von Bauwerken dargestellt.

Eine Abschätzung der Druckfestigkeit eines Bauteils kann mit einem Rückprallhammer zerstörungsfrei geschehen (DIN EN 12504-2). Zuverlässigere Werte liefert hingegen die Entnahme und Prüfung von Bohrkernen nach DIN EN 12504-1. Dennoch ist die zerstörungsfreie Methode gut geeignet, um Bereiche niedrigerer Festigkeit zu bestimmen und Entnahmestellen für Bohrkern festzulegen.

Zur Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit bzw. Abreißfestigkeit nach der Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb wird ein Prüfstempel auf die vorbereitete Betonoberfläche geklebt und abgezogen. Mit ausreichender Erfahrung kann darüber hinaus das entstandene Bruchbild interpretiert werden. Meist ist eine Oberflächenzugfestigkeit von 1,5 N/mm² für das Aufbringen einer neuen Schicht ausreichend.

Mit handlichen Geräten lassen sich heutzutage auf der Baustelle sowohl Lage und Durchmesser der Bewehrung als auch die Betondeckung bis zu einer Tiefe von 10 cm zuverlässig bestimmen. Mit zerstörungsfreien, bildgebenden Verfahren können Flächen bis zu 4 m² dargestellt und statistisch ausgewertet werden (siehe auch DBV-Merkblatt: Zerstörungsfreie Prüfverfahren).

Durch Karbonatisierung sinkt die Alkalität des Betons ab, was zur Korrosion der Stahlbewehrung führen kann. Zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Beton wird eine Indikatorlösung, meist Phenolphthalein, auf eine frische Bruchfläche gesprüht. Ein Farbumschlag macht die karbonatisierten Bereiche sichtbar und ermöglicht so die Beurteilung des geschädigten Betons. Neben der Karbonatisierung kann auch das Eindringen von Chloriden eine Korrosion der Bewehrung verursachen. Um die Chlorideindringtiefe zu bestimmen, werden meist Bohrmehlproben aus unterschiedlicher Tiefe entnommen und der vorhandene Chloridgehalt bestimmt.

Anhand von Potentialmessungen lassen sich Bereiche mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit im Beton bestimmen. Dazu wird eine Spannung an die Bewehrung angelegt und mit einer Referenzelektrode das Potential an der Betonoberfläche gemessen. Jedoch kann dieses Verfahren nur Hinweise liefern, da eine bereits zum Stillstand gekommene Korrosion oder eine Karbonatisierung nicht erfasst wird. Um eine sichere Aussage über den Zustand der Bewehrung sowie den Restquerschnitt machen zu können, muss die Bewehrung freigelegt werden.

Die Regelwerke zur Instandsetzung sind unter Kapitel 11.2 hinterlegt.

Landwirtschaftliche Bauten

Beton für landwirtschaftliches Bauen

Beton hat sich als außerordentlich robuste und wirtschaftliche Bauweise in der Landwirtschaft bewährt. Der Baustoff wird während seiner Lebensphase extremen mechanischen, chemischen und witterungsbedingten Beanspruchungen ausgesetzt. Dabei stellen die Lagerstätten für Jauche, Gülle und Silage (JGS-Anlagen), sowie die Biogasanlagen und z. T. Ställe eine besondere Herausforderung dar. Entscheidend für die Langlebigkeit von Anlagen aus Beton sind eine solide Planung, eine fachgerechte Ausführung und die richtige Betonauswahl. Im landwirtschaftlichen Bauen gelten je nach Anwendung folgende Normen: DIN EN 206-1, DIN 1045 Teile 1-4, DIN 11622 Teile 1, 2 und 5. Aufgrund der extremen Beanspruchungen ist von einer Nutzungsdauer von 15-30 Jahren auszugehen.

Jauche, Gülle und Silagesickersäfte (JGS) sind grundsätzlich als wassergefährdend eingestuft. Aus diesem Grund sind neben dem baurechtlichen auch wasserrechtliche Anforderungen des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) zu berücksichtigen. Diese werden in in der „Verordnung zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen – AwSV“ umgesetzt.

JGS-Anlagen und Biogas-Anlagen müssen deshalb so beschaffen sein und betrieben werden, dass die in ihnen vorhandenen wassergefährdenden Stoffe nicht austreten können. Diese Anlagen müssen flüssigkeitsundurchlässig, standsicher und gegen die zu erwartenden mechanischen, thermischen und chemischen Einflüsse widerstandsfähig sein.



Abb. 8.11.2
Stall mit Futtertisch

Nachfolgend sollen die Grundlagen für die typischen Behälterbauwerke in der Landwirtschaft (Gärfutterflachsilo, Güllebehälter und Biogasanlagen) näher erläutert werden.



Abb. 8.11.1
Mechanische Beanspruchung Fahrsilo



Abb. 8.11.3
Güllebehälter

Landwirtschaftliche Bauten

Gärfutterflachsilo

Gärfutterflachsilos sind Anlagen zur Herstellung und Lagerung von Gärfutter (Silage).

Während ihrer Nutzungsdauer werden sie hohen chemischen, physikalischen und mechanischen Belastungen ausgesetzt:

- chemisch durch Gärsäuren (Milchsäure, Essigsäure, Buttersäure)
- physikalisch durch Frost in Verbindung mit Sickersäften (FTA)
- mechanisch durch Befüllen, Verdichten, Futterentnahme



Abb. 8.11.4
Neubau Fahrsiloanlage

Anwendungstechnische Hinweise

Beton:

- C35/45 XC4, XA3, XF3, WF mit Schutzmaßnahmen (Beschichtung)
- C30/37(LP) XC4, XA3, XF4, WF ohne Schutzmaßnahmen (Beschichtung) wenn:
 - Luft- und wasserdichte Abdeckung des Futterstocks
 - Höhe des Futterstocks ≤ 3 m
 - Füllgutklassen 1 und 2a nach DIN 11622-2, Tabelle A1
- Nur Verwendung von Bauprodukten und Bauarten mit bauaufsichtlichem Verwendbarkeitsnachweis unter Berücksichtigung wasserrechtlicher Anforderungen
- Die Nachbehandlung muss mindestens solange durchgeführt werden, bis die Festigkeit des oberflächennahen Betons 70 % der f_{ck} des verwendeten Betons erreicht hat

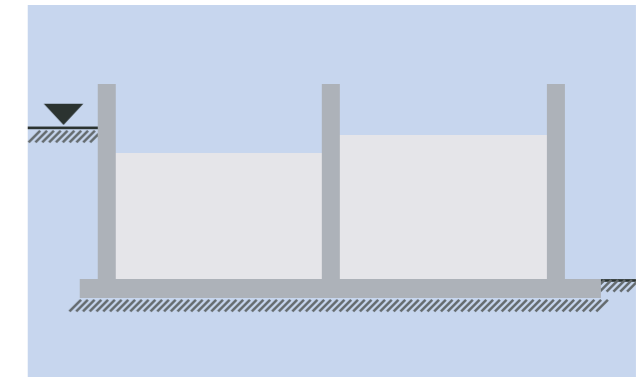


Abb. 8.11.5
Fahrsilo

Bauteil	Mindestfestigkeitsklasse	Expositionsklassen				Feuchtigkeitsklasse
		Karbonatisierung		Frost-/Tausalzmittel	Chemisch	
		C	XC _i (innen)	XC _a (außen)	XF	
Wand	C35/45	XC4		XF3	XA3 ¹⁾	WF
Bodenplatte, bewehrt	C35/45	XC4	XC2	XF3	XA3 ¹⁾	WF
Bodenplatte, unbewehrt	C35/45	-		XF3	XA3 ¹⁾	WF
Bodenplatte, bewehrt, unter Asphaltabdichtung	C25/30	XC4	XC2	XF1	XA1	WF
Bodenplatte, unbewehrt, unter Asphaltabdichtung	C25/30	-		XF1	XA1	WF

¹⁾ Auf einen zusätzlichen Schutz des Betons vor chemischem Angriff darf unter den Randbedingungen von 6.2 DIN 11622-5 verzichtet werden. Die Mindestdruckfestigkeit ist entsprechend anzupassen
XC_i (Innenseite)
XC_a (Außenseite)

Abb. 8.11.6
Anforderungen an den Beton für Fahrsilos DIN 11622-5 Expositions-klassen für Fahrsilos

Landwirtschaftliche Bauten

Güllebehälter

Güllebehälter sind ortsfeste Behälter zur Lagerung von Gülle oder Jauche, denen Niederschlagswasser und Silagesickersäfte (max. 10 Vol.-% der Behälterfüllung) zugeführt werden können.

Anwendungstechnische Hinweise:

- Beton mit hohem Wassereindringwiderstand nach DIN 1045-2 verwenden
- Chemisch schwach angreifende Umgebung
- Gülle gefriert bei niedrigeren Temperaturen als Wasser (geringerer Frostangriff)
- Rechnerische Rissbreite $w_k = 0,2 \text{ mm}$ (Behälter aus Stahlbeton)
- Bodenplatten ohne Arbeits- und Dehnfugen herstellen, Dichtheitsprüfung durch Sachverständigen
- Leckageerkennung mit Flächenabdichtung
- Die Nachbehandlung muss mindestens solange durchgeführt werden, bis die Festigkeit des oberflächennahen Betons 70 % der f_{ck} des verwendeten Betons erreicht hat.



Abb. 8.11.9
Neubau Güllebehälter

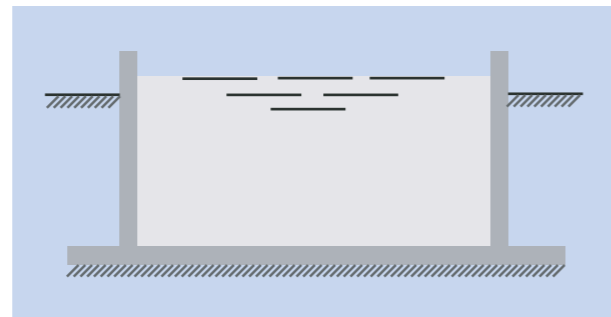


Abb. 8.11.10
Güllebehälter/Gärrestlager, offen

Zu beachten: Nur Verwendung von Bauprodukten und Bauarten mit bauaufsichtlichem Verwendbarkeitsnachweis unter Berücksichtigung wasserrechtlicher Anforderungen.

Bauteil	Mindestfestigkeitsklasse	Expositionsklassen				Feuchtigkeitsklasse
		Karbonatisierung		Frost-/Tausalzmittel	Chemisch	
		C	XC _i (innen)	XC _a (außen)	XF	
Wand allgemein	C35/45 C25/30 (LP)	XC4		XF3	XA1	WA
Wand, im Einzelfall ¹⁾	C25/30	XC4		XF1	XA1	WA
Bodenplatte	C25/30	XC4	XC2	XF1	XA1	WA

¹⁾ Gülle führt bei Beton zu einem geringeren Frostangriff als Wasser, da Gülle aufgrund der Inhaltsstoffe erst bei niedrigeren Temperaturen gefriert und die Eindringtiefe von Gülle in Beton im Vergleich zu Wasser geringer ist. Langjährige positive Erfahrungen liegen mit Güllebehältern vor, deren Konstruktion und Betonzusammensetzung der Expositionsklasse XF1 entspricht.

Minstdauer der Nachbehandlung von Beton DIN 11622-2

Oberflächentemperatur $T [^{\circ}\text{C}]$ ²⁾	Minstdauer der Nachbehandlung in Tagen			
	Festigkeitsentwicklung des Betons: $r = f_{cm2}/f_{cm28}^{1)}$			
	$r \geq 0,50$ schnell	$r \geq 0,30$ mittel	$r \geq 0,15$ langsam	$r < 0,15$ sehr langsam
≥ 25	2	4	4	6
$25 > T \geq 15$	2	4	8	10
$15 > T \geq 10$	4	8	14	20
$10 > T \geq 5$	6	12	20	30

¹⁾ f_{cm2} bzw. f_{cm28} bezeichnen die Mittelwerte der Druckfestigkeit nach 2 bzw. 28 Tagen.

²⁾ Statt der Oberflächentemperatur des Betons darf die Lufttemperatur angesetzt werden.

Landwirtschaftliche Bauten

Biogasanlagen

Die Energiegewinnung durch Vergärung organischer Stoffe in Biogasanlagen leistet einen wertvollen Beitrag zur umweltfreundlichen Energieerzeugung.

In Biogasanlagen kommt Beton vor allem im Behälterbau zum Einsatz:

- Vorlagebehälter zum Sammeln von Gülle und zum Einmischen von Co-Fermentaten
- Biogasfermenter
- Lagerbehälter für vergorenes Substrat

Anwendungstechnische Hinweise:

Beton:

z. B. Wand, Decke im Gasbereich C35/45 XC4, XF3, XA3, WF mit Beschichtung

- rechnerische Rissbreite $w_k = 0,2 \text{ mm}$ (Behälter aus Stahlbeton)
- Voraussetzung für eine ausreichende Gasdichtheit ist Beton mit einem Wasserzementwert $\leq 0,45$
- Selbstheilung der Risse ist nicht anzusetzen (Gasbereich)
- Bodenplatten ohne Arbeits- und Dehnfugen herstellen

- Nur Verwendung von Bauprodukten und Bauarten mit bauaufsichtlichem Verwendbarkeitsnachweis unter Berücksichtigung wasserrechtlicher Anforderungen
- Leckageerkennung mit Flächenabdichtung
- Die Nachbehandlung muss mindestens solange durchgeführt werden, bis die Festigkeit des oberflächennahen Betons 70 % der f_{ck} des verwendeten Betons erreicht hat.



Abb. 8.11.11
Neubau Biogasanlage

Bauteil	Ausführung	Mindestfestigkeitsklasse	Expositionsklassen				Feuchtigkeitsklasse
			Karbonatisierung		Frost/Tausalzmittel	Chemisch	
			C	XC _i (innen)	XC _a (außen)	XF	
Expositionsklassen für gedeckte außengedämmte Biogasbehälter							
Außenwand, Decke im Gasbereich, Innenwand/-stütze	mit Auskleidung	C25/30	XC2		-	XA1 ²⁾	WF
Außenwand, Decke im Gasbereich	mit Beschichtung	C35/45	XC4	XC3	-	XA3	WA
Innenwand/-stütze im Gasbereich	mit Beschichtung	C35/45	XC4	-	-	XA3	WA
Außenwand im flüssigkeitsberührten Bereich	-	C25/30	XC4	XC3	-	XA1 ³⁾	WA
Innenwand/-stütze im flüssigkeitsberührten Bereich	-	C25/30	XC4	-	-	XA1 ³⁾	WA
Bodenplatte	-	C25/30	XC4	XC2	-	XA1 ³⁾	WA

Expositionsklassen für gedeckte, ungedämmte Behälter in Biogasanlagen

Wand, Decke im Gasbereich	mit Auskleidung	C35/45 C25/30 (LP)	XC2	XC4	XF3	XA1 ²⁾	WF
Wand, Decke im Gasbereich	mit Beschichtung	C35/45	XC4		XF3	XA3	WA
Innenwand/-stütze	-	C25/30	XC4	-	-	XA1 ³⁾	WA
Wand im flüssigkeitsberührten Bereich	allgemein	C35/45 C25/30 (LP)	XC4		XF3	XA1	WA
Wand im flüssigkeitsberührten Bereich	im Einzelfall ⁴⁾	C25/30	XC4		XF1	XA1	WA
Bodenplatte	-	C25/30	XC4	XC2	-	XA1	WA

¹⁾ Auf Schutzmaßnahmen im Gasbereich darf verzichtet werden (und die Expositionsklassen für den chemischen Angriff auf Beton abgemindert werden), wenn unter Berücksichtigung der konkreten Verfahrenstechnik ein starker chemischer Angriff auf Beton ausgeschlossen werden kann

²⁾ Durch Auskleidung nach DIN EN 14879-5 kann eine Trennung von Trag- und Schutzfunktion im Gasbereich von Biogasbehältern erreicht werden, die Schutzfunktion übernimmt dauerhaft die Auskleidung

³⁾ Bei zweistufig betriebenen Biogasfermentern mit räumlicher Trennung von Hydrolyse/Versäuerung und Essigsäure-/Methanbildung gilt für die Hydrolyse/Versäuerung XA2 (damit ergibt sich eine höhere Mindestdruckfestigkeitsklasse)

⁴⁾ Gärsubstrat führt bei Beton zu einem geringeren Frostangriff als Wasser, da Gärsubstrat aufgrund der Inhaltsstoffe erst bei niedrigeren Temperaturen gefriert und die Eindringtiefe von Gärsubstrat in Beton im Vergleich zu Wasser geringer ist

Abb. 8.11.12
Expositionsklassen für gedeckte außengedämmte Biogasbehälter und Expositionsklassen für gedeckte, ungedämmte Behälter in Biogasanlagen DIN 11622-2

Unterwasserbeton

Anwendungen und Anforderungen

Als Unterwasserbeton bezeichnet man einen Beton der unter Wasser eingebaut wird. Ein Einbau unter Wasser kann immer dann erforderlich werden, wenn eine Trockenlegung des Bauplatzes aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen nicht möglich ist.

In der Praxis finden sich folgende Anwendungsgebiete:

- Betonsohlen
- Fundamente
- Bohrpfähle
- Schlitzwände
- Verfestigungen
- Schutzschichten
- Verfüllungen

Die Anforderungen an den Unterwasserbeton ergeben sich zum einen aus der geplanten Nutzung des hergestellten Bauteiles und zum anderen aus den speziellen Einbaubedingungen.

So kann das erstellte Bauteil beispielsweise für eine temporäre oder aber auch für eine dauerhafte Nutzung vorgesehen sein.

Für den Fall der dauerhaften Nutzung ist eine Einhaltung der Anforderungen der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 immer empfehlenswert. Zwingend erforderlich ist sie, sobald das Unterwasserbetonbauteil zusätzlich eine tragende oder aussteifende Funktion erfüllt. Bei Unterwasserbeton-Konstruktionen handelt es sich um unbewehrte Bauteile. Um die Tragfähigkeit des unter Wasser erstellten Bauteils zu verbessern kann stahlfaserbewehrter Unterwasserbeton eingesetzt werden.

Die Tatsache, dass der Beton unter Wasser eingebracht wird, fordert einen äußerst robusten und entmischungstabilen Frischbeton. Weiterhin ist es nicht möglich, den eingebrachten Beton unter Wasser ausreichend zu verdichten, da dies zu einer Durchmischung des Frischbetons mit dem umgebenden Wasser und damit zu einer Zerstörung des Betongefüges führen würde. Dies führt in aller Regel zu der Verwendung von Betonen mit fließfähigen Konsistenzen ($\geq F5$) oder aber von selbstverdichtendem Beton (SVB).

Unterwasserbeton

Betonzusammensetzung

Der frische Unterwasserbeton muss über eine hohe Entmischungsstabilität verfügen. Dies erreicht man durch einen ausreichenden Mehlkorngehalt, moderate bis niedrige Wasserzementwerte bei gleichzeitiger Verwendung von Betonverflüssigern oder Fließmitteln sowie durch die Verwendung einer stetigen Sieblinie. Darüber hinaus werden häufig stabilisierende Zusatzmittel eingesetzt, um den Zusammenhalt des Frischbetons zusätzlich zu verbessern.

Betonzusammensetzung:

- Ausreichender Mehlkorngehalt $\geq 350 \text{ kg/m}^3$, in der Regel $\geq 400 \text{ kg/m}^3$
- Äquivalenter Wasserzementwert $w/z_{\text{eq}} \leq 0,60$
- In der Regel Verwendung von mehlkornfeinen Zusatzstoffen
- Anrechenbarkeitsfaktor für Flugasche $k = 0,70$
- Stetige Sieblinie mit optimierter Packungsdichte
- Beton mit einem Größtkorn 8 mm, 16 mm, 32 mm (Contractorverfahren und vergleichbare Verfahren)
- Ausgussmörtel 2 mm, grobes Gesteinskörnungsgemisch $< 32 \text{ mm}$ (Colcretever- und vergleichbare Verfahren)
- In der Regel Verwendung von verflüssigenden Zusatzmitteln (FM/BV)
- Häufige Verwendung von stabilisierenden Zusatzmitteln (ST)
- Einbaukonsistenz F4 bis F6 oder aber selbstverdichtend (SVB)



Abb. 8.12.5
Ausbreitmaß
Unterwasserbeton



Abb. 8.12.6
Konsistenzbestimmung



Abb. 8.12.7
Befüllung eines LEGO-Steins mit Unterwasserbeton



Abb. 8.12.1 (links)
Betonage eines Unterwasserbauwerks



Abb. 8.12.2 (rechts)
Detailaufnahme der Betonage



Abb. 8.12.3 (links)
Taucher begleiten die Unterwasserbetonage



Abb. 8.12.4 (rechts)
Pumpenrohr unter Wasser

Unterwasserbeton

Einbau mit dem Contractorverfahren

Bei dem Contractorverfahren wird der einzubauende Beton durch ein Fall- oder Schüttrohr zum Einbauort gefördert. Während des Betonierverlaufes ist der Frischbeton durch das Rohr geschützt. Zentraler Bestandteil des Contractorverfahrens ist weiterhin, dass das Schüttrohr ständig in den bereits eingebrachten Beton eingetaucht wird. Somit wird ein direkter Wasserkontakt vermieden und die Entmischung minimiert.

Einbau mit dem Hydroventilverfahren

In der Praxis kommen eine Reihe von Variationen und Weiterentwicklungen des Contractorverfahrens zum Einsatz. Zum Beispiel das Hydroventilverfahren, bei dem der Betoneinbau nicht durch ein Rohr, sondern durch einen flexiblen Schlauch erfolgt.

Dieser stellt sicher, dass zu Beginn oder bei einer Betonierpause der Schlauch durch den vorherrschenden Wasserdruck verschlossen und somit eine Durchmischung von Beton und Wasser im Schlauch vermieden wird.

Einbau mit dem Pumpverfahren

Beim Pumpverfahren ist ebenfalls darauf zu achten, dass der Pumpenschlauch ständig in den Beton eingetaucht bleibt.

Egal mit welchen Verfahren gearbeitet wird, es erfordert eine stabile Betonrezeptur, die einen ausreichenden Mehlkorngelhalt und ein gutes Zusammenhaltevermögen aufweist.

Abb. 8.12.8 Contractorverfahren

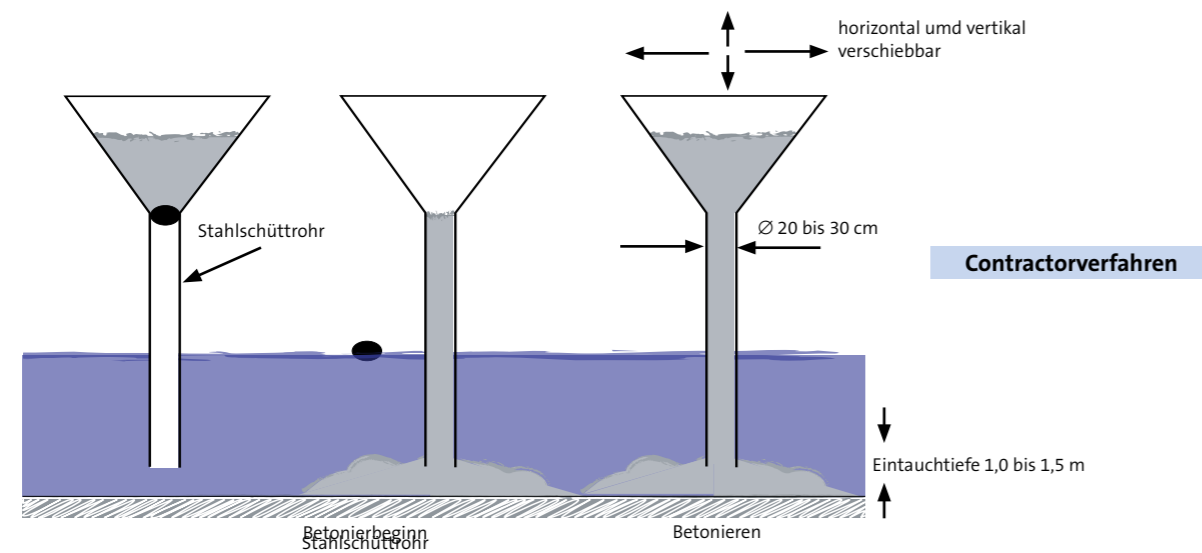


Abb. 8.12.9 (links) Hydroventilverfahren

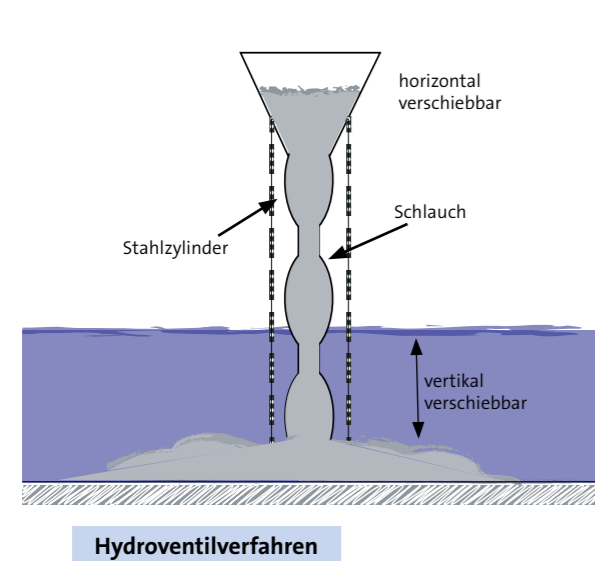
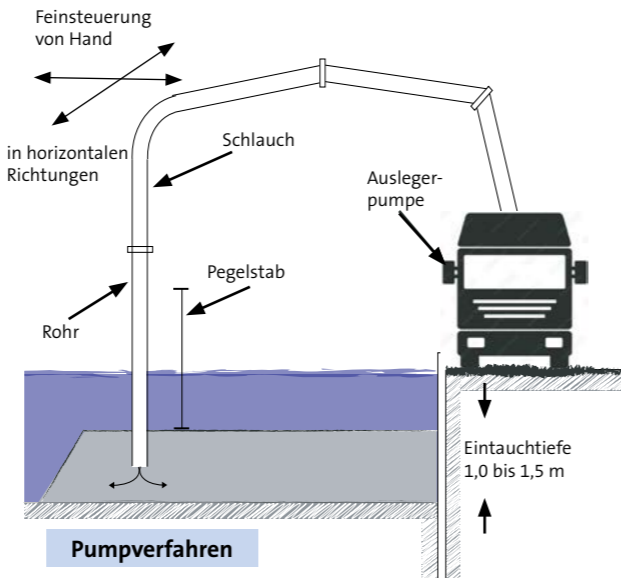


Abb. 8.12.10 (rechts) Pumpverfahren

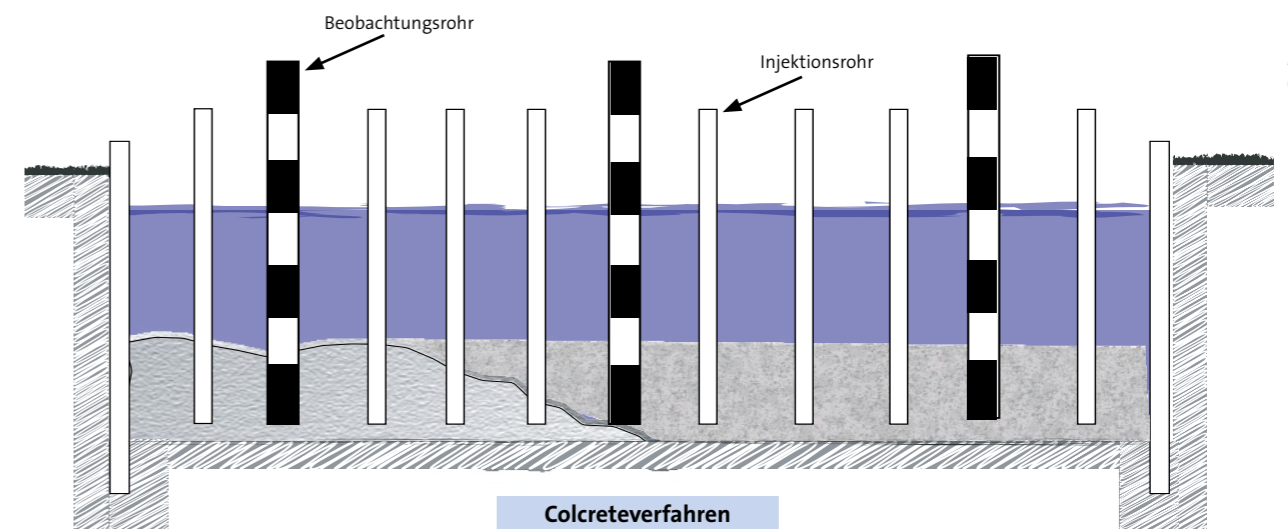


Unterwasserbeton

Einbau mit dem Colcreteverfahren

Beim Colcreteverfahren werden grobe Gesteinskörnung und Mörtel getrennt voneinander eingebaut. Im ersten Schritt wird das grobe Gesteinskörnungsgemisch entsprechend der späteren Bauteilabmessungen eingebracht. Im zweiten Schritt wird ein fließfähiger Mörtel in die verbleibenden Hohlräume von unten nach oben injiziert und das im Hohlraum befindliche Wasser dabei sukzessive verdrängt. Durch den ständigen Wasserkontakt des Mörtels bei diesem Verfahren kommt es zu einer teilweisen Durchmischung des Mörtels mit dem anstehenden Wasser. Zur Kompensation dieses Effektes wird mit niedrigen Wasserzementwerten gearbeitet.

Abb. 8.12.11 Colcreteverfahren



Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Wasserundurchlässige Bauwerke

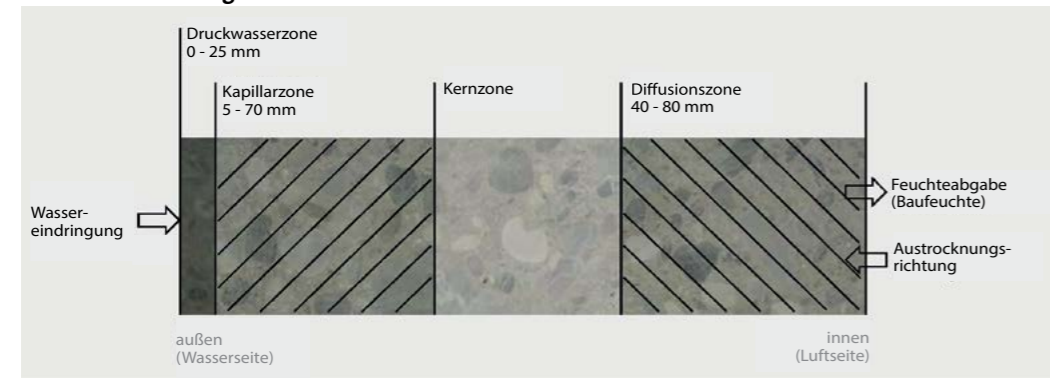
Wasserundurchlässige Bauwerke bestehen zum einen aus einem WU-Beton nach Rili (siehe Kap. 7.1 Beton für wasserundurchlässige Bauwerke) und zum anderen aus einem Abdichtungssystem der Fugen, Anschlüsse und Durchdringungen.

In diesem Kapitel wird das Abdichtungssystem, der Betoneinbau und die Ausführung von Elementwänden für WU-Beton abgehandelt. Die Wandstärke des Betons ist entscheidend für den Feuchtetransport durch den Beton.

Arbeitsmodell für den Feuchtetransport bei einseitiger Beaufschlagung mit drückendem Wasser ($w/z \leq 0,55$) [nach Beddoe; Springenschmid]

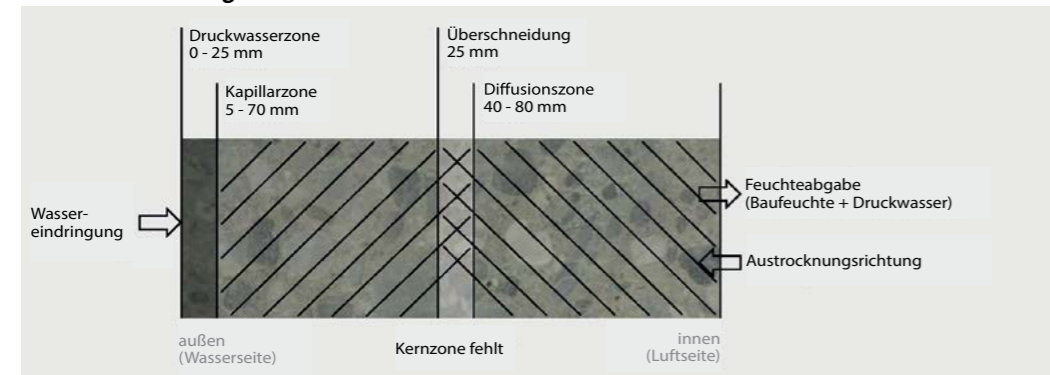
Das Modell zeigt einen WU-Beton mit 240 mm Wandstärke im Vergleich zu WU-Beton mit 150 mm Wandstärke. Beton C30/37, w/z -Wert $\leq 0,55$

Wasserundurchlässiger Beton < 240 mm Wandstärke



Man geht davon aus, dass ein Kapillartransport von Wasser durch ein WU-Betonbauteil nicht erfolgt, wenn der Kernbereich zwischen Kapillar- und Diffusionsbereich eine ausreichend große Dicke aufweist. Anhand dieser Forderungen werden Empfehlungen für Mindestbauteildicken, Mindestdruckfestigkeitsklasse, maximalem w/z -Wert und Mindestzementgehalt abgeleitet.

Wasserundurchlässiger Beton < 150 mm Wandstärke



Eine Erhöhung des Wasserzementwerts (geringere Betonqualität) und eine Abminderung des Bauteilquerschnitts kann somit zuzufolge haben, dass sich die Kapillar- und Diffusionszone überschneiden. Die Kernzone, in der kein messbarer Wassertransport stattfindet (Feuchtetransport-Gleichgewicht), entfällt. Somit befindet sich ein Teil der Kapillarzone im Austrocknungsbereich, wodurch das dort befindliche, wasserseitig eingedrungene Wasser dauerhaft in das Bauteilinnere diffundiert. Die relative Luftfeuchte wäre kontinuierlich hoch, wodurch die Gefahr von Tauwasser-/Schimmelbildung steigt.

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Entwurfsgrundsätze

Alle WU-Konstruktionen sollen eine einfache und eindeutige Lastabtragung ermöglichen.

Es wird nach drei Entwurfsgrundsätzen unterschieden:

a) Vermeidung von Trennrissen

- durch die Festlegung von konstruktiven, betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen (Vermeidung von Zwang)

b) Festlegung von Trennrissbreiten

- die so gewählt werden, dass der Wasserdurchtritt durch Selbstheilung begrenzt werden soll (viele kleine Trennrisse mit der Annahme auf Selbstheilung)

c) Festlegung von Trennrissbreiten

- mit im Entwurf vorgesehenen planmäßigen Dichtmaßnahmen. Nachzuweisen ist, dass die rechnerischen Rissbreiten luftseitig auf ein Maß begrenzt werden, um ein planmäßiges Abdichten der Risse zielsicher zu ermöglichen

Konstruktive Maßnahmen zur Vermeidung von Zwang bei den Entwurfsgrundsätzen

Vermeidung von Zwang bei Bodenplatten und WU-Dächern:

- Verminderung der Reibung durch geglättete Sauberschicht
- Anordnung von Trennlagen oder Gleitfolien
- Vermeidung von Festhaltepunkten durch glatte, ebene Unterseiten
- Anordnung von Hydratationsgassen (Schwindgassen)
- Vorspannung
- Anordnung von Fugen und Sollrissfugen
- Vermeidung von einspringenden Ecken

Hydratationsgassen (Schwindgassen)

Als Hydratationsgassen werden aneinander grenzende, aber temporär offen gelassene Bauteilabschnitte bezeichnet. Dies kann für die Rissminderung vorteilhaft sein. Die zeitlich begrenzte Trennung einzelner Bauabschnitte sollte möglichst offen bleiben, bis eine Verkürzung der beiden Bauabschnitte schon weitestgehend abgeschlossen ist, damit der Beton ungehindert schwinden kann. Zuletzt werden die Hydratationsgassen ausbetoniert.

Zur Vermeidung von Zwang bei Wänden:

- Anordnung von Sollrissfugen
- Entkoppelung der Wand vom Verbau
- Anordnung von Hydratationsgassen (kleine Abschnitte zwischen großen Abschnitten)
- Vorspannung

Lagerung der Bodenplatte

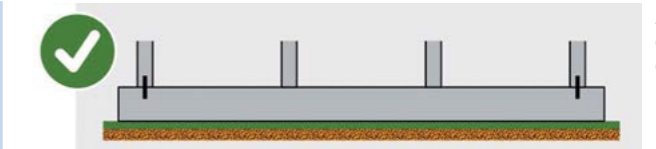


Abb. 8.13.3
Gleitlagerung - geringer Grad an Behinderung

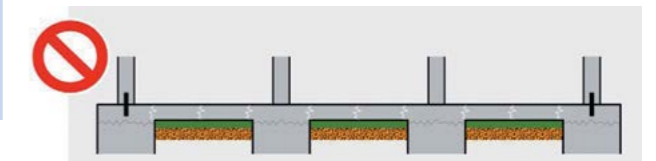


Abb. 8.13.4
Voller Zwang der Sohlplatte



Abb. 8.13.5
WU-Dächer aus Beton (Gleitlager)

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Risse in Wand und Bodenplatte:

- Gefahr der Rissbildung durch Querschnittsschwächung in Wand- und Bodenplattenbereichen, sowie Sohlenversatz oder Wandvorsprung (Abb. 8.13.7 und Abb. 8.13.8)
- Rissbildung im Anschlussbereich Wand und Bodenplatte oder Fundament
- Entstehen von Rissen in der Wand durch unberücksichtigte Einspannung des Sohle-Wand-Anschlusses durch unterschiedliche Hydratationsfortschritte, infolge unterschiedlicher Betoniertage und/oder unterschiedlicher Betonzusammensetzungen, dadurch unterschiedliche Festigkeitsentwicklung und unterschiedliches Schwindverhalten der Betone (Abb. 8.13.9)

Ausführungstechnische Maßnahmen zur Reduzierung von Verformungen:

- Frühzeitig einsetzende Nachbehandlung
- Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung
- Wahl des richtigen Betonierzeitpunkts
- Schutz vor Temperaturschwankungen
- Wärmehaltende Nachbehandlung nachdem das Beton-temperaturmaximum im Bauteil überschritten ist

Betontechnologische Maßnahmen:

- Festlegung von Betonzusammensetzungen mit der Witterung angepasster Hydratationswärme-Entwicklung (gegebenenfalls ergänzt durch wärmebehandelnde Nachbehandlung)
- Kühlen des Frischbetons
- Betonage mit möglichst niedrigen Frischbetontemperaturen, unter Berücksichtigung der Lufttemperatur
- Beton mit hohem Wassereindringwiderstand
- Wahl der Bauteilkonstruktion (Bauteildicken)
- Bei Mindestbauteildicken nach WU-Richtlinie ist bei Beanspruchungsklasse 1 ein WU-Beton mit einem $(w/z)_{eq} \leq 0,55$ und bei Wänden zusätzlich ein Größtkorn mit max. 16 mm zu verwenden.

Dies sollte in der Ausschreibung so festgelegt werden:

- Das Fugenabdichtungssystem ist als geschlossenes System für Arbeits-, Sollriss-, Dehnfugen und Durchdringungen im Detail zu planen
- Der Abstand zwischen Bewehrung und dem Fugenabdichtungssystem ist so zu planen, dass ein vollständiges Einbetonieren des Fugenabdichtungssystems möglich ist
- Für ein nachträgliches Abdichten von Rissen ist zu beachten, dass die Bauteilflächen zugänglich sind

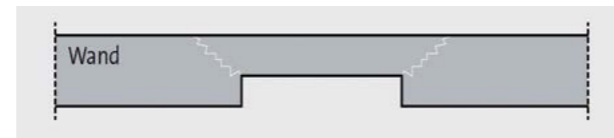


Abb. 8.13.7
Querschnittsschwächung in der Wand

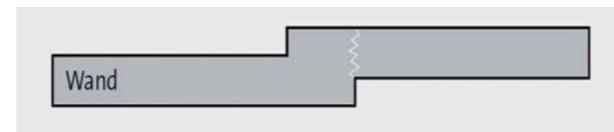


Abb. 8.13.8
Sohlversatz / Wandvorsprung



Abb. 8.13.9
Fundament verhindert Längsverformungen in der Wand



Abb. 8.13.6
WU-Bauwerk

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Fugenabdichtungen - Anwendungsregeln

Zur Fugenabdichtung dürfen nur Bauprodukte mit Verwendbarkeitsnachweis, der bestätigt, dass die für den Verwendungszweck maßgebenden Anforderungen erfüllt sind, eingesetzt werden.

Auf der Internetseite: www.abp-fugenabdichtungen.de sind gültige allgemeine Prüfzeugnisse gelistet:

- Fugenbänder gem. DIN 7865 (Elastomer-Fugenbänder zur Abdichtung von Fugen im Beton), DIN 18541 (Fugenbänder aus thermoplastischen Ausgangsstoffen zur Abdichtung von Fugen im Beton) und DIN 18197 (Abdichten von Fugen im Beton mit Fugenbändern)
- Fugenbleche nach WU-Richtlinie, nur mit Verwendbarkeitsnachweis abp (allgemein bauaufsichtliches Prüfzeugnis)

Fugenbänder

Fugenbänder gemäß DIN 7865 und DIN 18541 dürfen entsprechend den Anwendungsregeln von DIN 18197 eingesetzt werden. Fugenbänder werden zur Abdichtung von Bewegungs- und Arbeitsfugen eingesetzt. Es wird unterschieden zwischen innen- und außenliegenden Fugenbändern, sowie Fugenabschlussbändern. Fugenbänder werden aus unterschiedlichen Materialien hergestellt, Elastomer- und thermoplastische Fugenbänder, beide unterscheiden sich sowohl in ihrem physikalischen Leistungsvermögen als auch in der Fügetechnik. Sie werden entweder durch Schweißen miteinander verbunden oder durch Vulkanisierung. Die entsprechenden Anforderungen und Eigenschaften sind in der DIN 18197 dargestellt und in Auswahl- und Diagrammen angegeben. Die Fugenbänder müssen symmetrisch zur Fugenachse mit ausreichendem Abstand zur Bewehrung eingebaut werden. Dafür ist eine Bewehrungsanpassung oder eine Betonaufkantung erforderlich. Sie sind so zu platzieren, dass sich ihre Lage beim Betonieren nicht verändert. Um ein fachgerechtes Betonieren einhalten zu können, sollte zwischen dem Fugenband und der Bewehrung mindestens ein lichter Abstand von 2 cm eingehalten werden. Bei der Anschlussbewehrung und einem innenliegenden Fugenband sollte der Mindestabstand von 5 cm gewährleistet sein. Beim Betonieren sollte das Fugenband frei von Verschmutzungen und bei kühlen Temperaturen frei von Eis sein.

Es ist darauf zu achten, dass die Fugenbänder nicht beschädigt sind. Bei einer Beschädigung muss das Fugenband fachgerecht repariert oder ausgetauscht werden.

Unbeschichtete Fugenbleche

Bei unbeschichteten, fettfreien Fugenblechen gemäß DIN EN 10051 (kontinuierlich warmgewaltes Band und Blech) mit einer Blechdicke von mindestens 1,5 bis 2 mm, darf der Verwendbarkeitsnachweis entfallen, wenn die Verwendungsbedingungen entsprechend der vorliegenden Beanspruchungsklasse sowie zusätzlich die Einbaubedingungen eingehalten werden. Bei Beanspruchungsklasse 1 und Nutzungsklasse A dürfen unbeschichtete Fugenbleche nur als Fugenabdichtung in Arbeitsfugen verwendet werden. Die Breite des Fugenblechs darf 250 mm nicht unterschreiten, wenn mit bis zu 3 m Wasserdruck gerechnet werden muss. Sind die Wasserdruckhöhen zwischen 3 m und 10 m ist die Blechbreite mit mindestens 300 mm zu wählen. Wird mit noch größeren Wasserdruckhöhen gerechnet, muss die Breite des Fugenblechs angemessen vergrößert werden. Bei Beanspruchungsklasse 1 und Nutzungsklasse B gilt diese Regelung nicht nur für Arbeitsfugen, sondern auch für Sollrissquerschnitte.

Bei Beanspruchungsklasse 2 können unbeschichtete Fugenbleche in Arbeitsfugen und in Sollrissquerschnitten als Fugenabdichtung eingesetzt werden, sofern die Blechbreite mindestens 250 mm beträgt.



Abb. 8.13.10
Fugenbänder



Abb. 8.13.11
Unbeschichtetes Fugenblech



Abb. 8.13.12
Beschichtetes Fugenblech

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Fugenbleche

Die Fugenbleche müssen planmäßig beiderseits der Fuge jeweils mit der halben Blechbreite in den Beton eingebunden werden. Stoßstellen der Fugenbleche müssen durch Schweißen, Kleben oder Zusammenpressen verbunden werden. Eine Überlappung der Bleche ist nicht zulässig.

Beschichtete Fugenbleche

Beschichtete Fugenbleche werden je nach Beschichtung unterschieden in:

- Polymerbitumenbeschichtung
- mineralische Beschichtung
- quellfähige Beschichtung
- Beschichtung mit Verbundfolie

Beschichtete Fugenbleche gibt es in unterschiedlichen Ausführungen und Größen:

- einseitig beschichtet
- beidseitig beschichtet
- vollflächig beschichtet
- teilflächig beschichtet

Beschichtete Fugenbleche sind deutlich kleiner als unbeschichtete Fugenbleche. Die geringere Höhe wird durch die Beschichtung kompensiert. Dadurch können beschichtete Fugenbleche auf der oberen Bewehrungslage aufgestellt und mit Haltebügeln in die richtige Lage gebracht und gesichert werden. Hier entfällt dann die Betonaufkantung und die Bewehrungsanpassung. Die Fugenbleche müssen vor dem Betonieren fixiert werden, ein Eindringen in den Beton ist nicht zulässig. Die Einbindetiefe in die Bodenplatte beträgt je nach Betondeckung 3 bis 5 cm. Durch die geringe Einbindetiefe muss sichergestellt werden, dass der Beton die geforderte Dichtigkeit aufweist und den Wasserdurchtritt verhindert. Beschichtete Fugenbleche werden im Stoßbereich mit einer 10 cm breiten Überlappung zusammengedrückt, dabei sind die Stöße mit Stoßklammern zu sichern. Der Anschluss an Dehnfugenbänder erfolgt ebenfalls durch Klemmung. Es ist darauf zu achten, dass die Fugenbänder beim Einbau nicht verschmutzt werden, dies kann zu Umläufigkeiten führen. Oftmals sind beschichtete Fugenbleche mit einer zweiteiligen Schutzfolie versehen, die erst kurz vor dem Betonieren oder Schalen entfernt wird. Die Profilhöhe der beschichteten Fugenbleche beträgt mindestens 15 cm.

Frischbetonverbundfolie

Als Ergänzung zur Weißen Wanne ermöglicht die Frischbetonverbundfolie einen hochwertigen, zusätzlichen rissüberbrückenden, Schutz der erdberührten Bauteile.

Durch die Anwendung der Folie können aufwändige Nachinjektionen auf ein Minimum reduziert werden. Infolge der Penetration des Frischbetons ins Vlies entsteht eine vollflächige, dauerhaft mechanische Verbindung.

Der Foliendichtstoff verhindert zusätzlich das Hinterlaufen von Wasser zwischen der Frischbetonverbundfolie und dem Konstruktionsbeton. Die Frischbetonverbundfolie wird vor den Bewehrungs- und Betonierarbeiten verlegt. Die Stöße der einzelnen Bahnen werden mit Tapes verklebt.



Abb. 8.13.13
Frischbetonverbundfolie bei Ortbeton

Die Folie eignet sich bei Neubauten oder Sanierungen als Abdichtung, Feuchtigkeitssperre, Dampfbremse und Radonschutz. Die Frischbetonverbundfolie gilt als Flächenabdichtung und ist mit außen- oder innenliegenden Fugendichtungssystemen zu kombinieren.

Weitere mögliche Abdichtungssysteme

- außenliegende streifenförmige Abdichtung
- Dichtrohre
- Injektionsschläuche/Verpressschläuche
- Kompressionsdichtungen
- Quellbänder/Quellmaterialstreifen
- Kombiarbeitsfugenbänder
- Schwindrohre, Dichtprofile bei Elementwänden
- Wasserdichte Einbauteile und Durchdringungen
- Durchführungen für Versorgungsleitungen

Das gesamte Fugendichtungssystem muss gegen Verschieben, Umknicken und Beschädigungen gesichert werden. Fugensysteme sind vor dem Betonieren sorgfältig zu säubern. Beschädigte Fugendichtung muss fachgerecht repariert oder ausgetauscht werden.

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Betoneinbau

Neben den Anforderungen, die sich für das Bauteil aus den Expositionsclassen ergeben, sind die Anforderungen an Beton mit hohem Wassereindringwiderstand nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 sowie die Richtlinie Wasserundurchlässige Bauteile einzuhalten. Bei Ausnutzung der Mindestbauteildicken ist bei Beanspruchungsklasse 1 (drückendes Wasser) ein WU-Beton mit einem $(w/z)_{eq} \leq 0,55$ und bei Wänden zusätzlich ein Größtkorn der Gesteinskörnung $D_{max} \leq 16$ mm zu verwenden. Diese zusätzlichen Anforderungen sind in die Ausschreibung und in die Ausführungsunterlagen aufzunehmen.

Wenn von der Regelung der Mindestbauteildicke abgewichen werden soll, muss die Wanddicke mindestens um 15 % erhöht werden, was in der Regel je nach Wanddicke zwischen 3 bis 4 cm beträgt. Die Konsistenz sollte bei F3 oder weicher liegen. Bei der Wahl der Konsistenzklasse sollten auch weitere Beteigenschaften, wie Pumpbarkeit und Verdichtungswilligkeit, festgelegt und an die Einbaugeschwindigkeit angepasst werden.

Bei der Festlegung des Betons sind unter Berücksichtigung der Witterung, der Bauteildicke, den betontechnologischen und ausführungstechnischen Maßnahmen, weitere Parameter zu beachten, welche die Entstehung von Zwang beeinflussen:

- Unberücksichtigte Einspannung
- Frischbetontemperatur
- Hydratationswärmeentwicklung des Betons
- Festigkeitsentwicklung des Betons
- Nachbehandlung

Frischbetontemperatur

Die Frischbetontemperatur geht mit in die Austrocknungsrate ein und sollte bei warmer Witterung möglichst gering gehalten werden. Die maximal zulässige Frischbetontemperatur beim Betoneinbau beträgt 30 °C. Durch die Frischbetontemperatur und die Temperaturerhöhung aus der Hydratation wird die Festigkeitsentwicklung maßgeblich beeinflusst. Die Nachbehandlung ist dann entsprechend anzupassen.

Fallhöhen

In Wänden muss bei Fallhöhen über 1 m eine Anschlussmischung mit D8 mm mind. 30 cm hoch, verwendet werden, um eine entmischungsfreie Betonage am Fußpunkt der Wand sicherzustellen. Nicht ohne Fallrohr oder Schlauch betonieren, Fallhöhen so gering wie möglich halten.

Elementwände und Decken

Bei Elementwänden muss grundsätzlich eine Anschlussmischung, D8 mm mind. 30 cm hoch, verwendet werden. Die Innenflächen von Elementwänden sowie die Oberflächen von Elementdecken müssen eine mittlere Rautiefe von 1,5 mm aufweisen, damit eine holraumfreie Verbindung zum Kernbeton sichergestellt ist, sie sind vor dem Betonieren entsprechend vorzunässen. Bei der Verfüllung der Elementwände sollten Fallrohre oder Schläuche verwendet werden. Eine sorgfältige Verfüllung ist sehr wichtig, damit Hohlräume und Fehlstellen vermieden werden können. Um eine vollständige Verfüllung zu erzielen, ist auf eine sorgfältige und ausreichende Verdichtung zu achten.



Abb. 8.13.14
Betonierkübel mit Schlauch



Abb. 8.13.15
Nicht ohne Schlauch

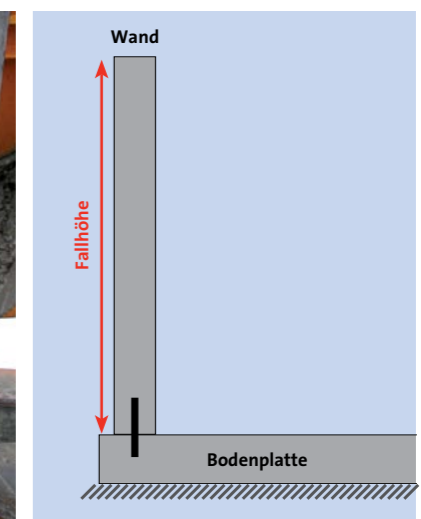


Abb. 8.13.16
Fallhöhe beachten

Glättbeton

Einleitung

Monolithisch hergestellter Beton mit den Oberflächeneigenschaften eines Hartbetonbelags wird als Glättbeton bezeichnet. Glättbeton wird als Überbeton oder als Konstruktionsbeton (Bodenplatte, Decke) erstellt. In diesem Kapitel werden ausschließlich horizontale Betonplatten im Innen- und Aussenbereich behandelt. Anwendungsgebiete sind sowohl Verkehrsflächen als auch Betonplatten im Hochbau, vornehmlich im Industrie- und Gewerbebau. Die Betonoberfläche wird nach dem Einbau, Verdichten und Abziehen zusätzlich manuell (händisch) oder maschinell bearbeitet. Details zur manuellen Bearbeitung von Verkehrsflächen, z. B. Betonstraßen, Kreisell und Bushaltstellen, sind unter Beton für Verkehrsflächen aufgeführt. Das maschinelle Glätten erfolgt durch spezielle Flügelglätter bereits nach wenigen Stunden, wenn die Betonoberfläche genügend trittfest, aber noch mattfeucht ist (Abb. 8.14.1). Die geglättete Betonrandzone mit einer Dicke von ca. 3 mm wird dadurch einerseits eben und glatt andererseits sehr hart und widerstandsfähig. Sie kann den unterschiedlichsten Beanspruchungen ohne zusätzliche Schutzbeschichtung widerstehen.

Damit entfällt eine Untergrundvorbereitung, das Aufbringen einer Haftbrücke und der Einbau einer zusätzlichen Beschichtung. Infolgedessen wird die Bauzeit verkürzt.

Normative Anforderungen

Horizontale Flächen aus Beton müssen nur dann nach DIN EN 1992-1-1 bemessen, bewehrt und überwacht werden, wenn sie im Sinne der Norm eine tragende oder aussteifende Funktion besitzen, z. B. Betonböden zur horizontalen Aussteifung der Halle oder bei Zugbändern im Beton. Üblich ist dagegen eine Entkopplung der Bodenplatte von den aufgehenden tragenden Bauwerksteilen durch Raumfugen, so dass wie im Straßenbau eine Betonplatte auf einer durchgehenden Tragschicht liegt. In diesem Fall darf die Bemessung, Ausführung und Überwachung nach anderen Grundsätzen – z. B. nach Merkblättern oder Regelungen im Straßenbau – erfolgen.

Die Abwesenheit eines eigenen Normenwerks für Glättbetone führt oft zu Unsicherheiten bei Planern, Ausführenden und Nutzern. Die folgenden Abschnitte sollen Möglichkeiten aufzeigen, wie Glättbetone zielsicher geplant, hergestellt und dauerhaft genutzt werden können.

Betontechnologie

Allgemeines

In der Regel weisen Glättbetone w/z-Werte von unter 0,50 auf, so dass für die Betonherstellung ein Fließmittel erforderlich ist. Dessen Menge hängt vom w/z-Wert und der Frischbetonkonsistenz ab. Außerdem wird der Beton, wenn er mit der Betonpumpe gefördert wird, in der Regel in einer höheren Konsistenzklasse verarbeitet als beim Einbau mit dem Kran. Führt nicht dasselbe Unternehmen den Betoneinbau und die nachfolgenden Glättarbeiten aus, sind gegebenenfalls Konflikte zu erwarten. Denn der Betoneinbauer wird, wenn er nicht für die Glättarbeiten verantwortlich ist, immer eine höhere Betonkonsistenz verarbeiten. Derzeit werden Ausbreitmaße von 520 mm bis 580 mm bevorzugt verarbeitet. Der nachfolgende Glätter wiederum möchte die Betonoberfläche möglichst schnell glätten, damit er seine Arbeit im vorgesehenen Zeitfenster ausführen kann.

Das maschinelle Glätten soll in der sogenannten Liegezeit erfolgen. Die Liegezeit ist in Abbildung 8.14.3 für Beton mit und ohne Verzögerer definiert. Das Glätten muss kurz vor dem eigentlichen Erstarrungsbeginn starten und vor Erreichen des Erstarrungsendes abgeschlossen sein.

Glättbeton

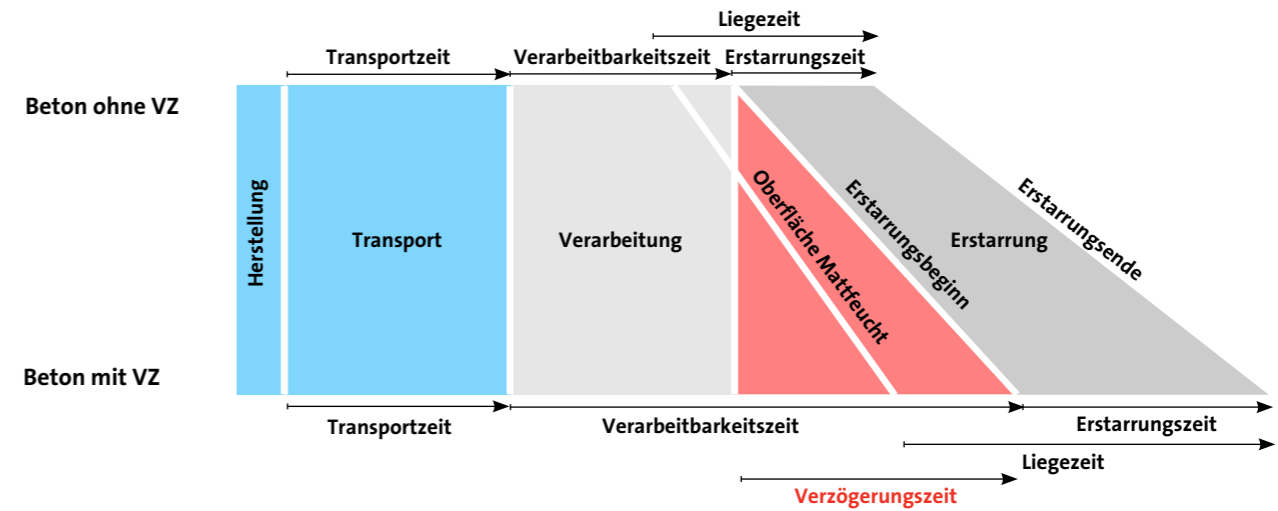


Abb. 8.14.3 Liegezeit bei Beton mit und ohne Verzögerer (VZ)

Der richtige Zeitpunkt des Glättens ist durch die sogenannte Trittfestigkeit, d. h. durch eine Begehrbarkeit, und den Feuchtigkeitszustand an der Oberfläche gekennzeichnet. Die Trittfestigkeit kann mit Hilfe eines Schuhabdrucks charakterisiert werden. Sie sollte optisch sichtbar und bei wenigen Millimetern Eindringtiefe liegen. Die Betonoberfläche sollte mattfeucht sein.

Frischbeton	Ansteifen	sichtbarer Wasserfilm	Festbeton
Eindringtiefe Schuh (mm)	25	20	12
			6
			3
			sichtbar
			nicht sichtbar
			← Früheres Glätten: Schaden an der Betonoberfläche
			→ Späteres Glätten Erreichen der erforderlichen Oberflächengüte nicht möglich
			1 2 3 4
			Zeit [h]

Abb. 8.14.4 Zeitfenster für das Glätten eines Glättbetons mit mittlerer Festigkeitsentwicklung

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Erstarrungszeiten von Beton stellt das Knetbeutelverfahren nach DIN 18218 dar. Ein zu früher Zeitpunkt des Glättens führt zu einem Einsinken des Flügelglätters und damit zu einem Verschlechtern der Ebenheit, während bei einem zu späten Zeitpunkt der Verbund der geglätteten Betonrandzone mit dem Kernbeton gestört wird. Der Feuchtigkeitszustand an der Oberfläche wird einerseits durch die Menge an abgesondertem Wasser, dem sogenannten Blutwasser, und andererseits von der Verdunstung an der Betonoberfläche beeinflusst. Die Menge an Blutwasser wird massgebend von der Betonzusammensetzung und der Betontemperatur bestimmt. Sie wird grösser mit zunehmendem Zugabewasser, mit geringerem Mehlkorngelalt, mit höherem Fließmittelgehalt, mit langsamer Hydratation, mit geringer Temperatur und bei verzögertem Beton. Die Verdunstung an der Betonoberfläche, d. h. die Menge an Verdunstungswasser, wird durch die Austrocknungsgeschwindigkeit bestimmt. Sie ist von der Lufttemperatur, relativen Luftfeuchtigkeit, Windgeschwindigkeit und Betontemperatur abhängig.

Ist die Verdunstungswassermenge kleiner als die Blutwassermenge, verbleibt noch Wasser auf der Betonoberfläche. Wird dieses eingearbeitet, erhöht sich der w/z-Wert in der geglätteten Betonrandzone. Die Folge davon sind eine geringere Festigkeit und ein erhöhtes Schwinden, wodurch netzartige Oberflächenrisse (Krakeleerisse) entstehen können. Ist die Verdunstungswassermenge größer als die Blutwassermenge, ist die Betonoberfläche vor der Begehrbarkeit bereits zu trocken, um ein maschinelles Glätten ohne Schädigungen durchführen zu können.



Abb. 8.14.5 Hartkornstreuung mit dem Streuwagen

Abb. 8.14.1 Maschinelles Glätten einer Bodenplatte mit dem Flügelglätter - Doppelglätter



Abb. 8.14.2 Maschinelles Glätten einer Bodenplatte mit dem Flügelglätter - Handglätter



Glättbeton

Ausgangsstoffe für Glättbeton

Zement

Im Glättbeton soll beim Glätten noch keine nennenswerte Hydratation und Gefügeausbildung stattgefunden haben. Das Glätten muss also kurz vor dem Erstarrungsbeginn anfangen und vor dem Erreichen des Erstarrungsendes abgeschlossen sein. Dieser Zeitraum wird maßgebend vom Ansteifverhalten des Zementes bzw. des Betons beeinflusst. Bei Zementen mit langsamer Festigkeitsentwicklung finden Erstarrungsbeginn und -ende zu wesentlich späteren Zeitpunkten als bei Zementen mit mittlerer bis schneller Festigkeitsentwicklung statt. Als Folge kann das Glätten erst zu einem späteren Zeitpunkt vorgenommen werden. Es wird empfohlen, die Festigkeitsentwicklung der Zemente bzw. Betone an den gewünschten Glättfortschritt anzupassen.

Der Zement hat keinen wesentlichen Einfluss auf die Glättarbeiten, auch wenn in der Regel Zemente mit gutem Wasserrückhaltevermögen (CEM I und CEM II) bevorzugt werden. Maßgebend ist vielmehr die Betonzusammensetzung. Sie übt den größten Einfluss auf die Verarbeitbarkeit des Betons aus. CEM III-Zemente werden nur in Einzelfällen, z. B. bei massigen Bauteilen oder hohen Sulfatgehalten, eingesetzt. Da diese Zemente in der Regel eine sehr langsame Festigkeitsentwicklung haben und dies den Glättbeginn wesentlich verzögert, werden sie sehr selten verwendet. Bei Betonen mit langsamer Festigkeitsentwicklung sind Art, Zeitpunkt und Dauer der Nachbehandlung noch entscheidender als bei Betonen mittlerer oder schneller Festigkeitsentwicklung. Bei normalen Anforderungen, abhängig von den Expositionsclassen, sollte ein Mindestbindemittelgehalt von 320 kg/m³ ausreichen. Der jeweilige erforderliche Mindestzementgehalt ist in DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 geregelt. Der Mehlkorngelalt sollte bei einem Größtkorn von 32 mm mindestens 360 kg/m³ Beton betragen.

Zusatzstoffe

Für Glättbetone eignen sich Gesteinsmehle und Flugasche. In besonderen Fällen, z. B. bei hochfesten Betonen, kann auch Silikastaub als Betonzusatzstoff zum Einsatz kommen. Flugasche verbessert im Allgemeinen die Frischbetoneigenschaften und reduziert durch die erhöhte Mehlkorngabe die Blutneigung des Betons. Die Hydratationswärmeentwicklung des Betons kann durch Zugabe von Flugasche als Zementersatz reduziert werden. Bei der angestrebten Festigkeitsentwicklung des Glättbetons ist das Verhältnis von Flugasche zu Zement (f/z) entsprechend der Jahreszeit und den Witterungsbedingungen anzupassen, da flugaschereiche Betone eine langsamere Festigkeitsentwicklung aufweisen.

Der Mehlkorngelalt sollte je nach Art der Gesteinskörnung für ein Größtkorn der Gesteinskörnung von 32 mm zwischen 370 kg/m³ und 430 kg/m³ gewählt werden (siehe Gesteinskörnung für Beton).

Zusatzmittel

Bei der Wahl des richtigen Fließmittels (FM) oder Betonverflüssigers (BV) sollte darauf geachtet werden, dass das Verarbeitungsfenster des Betons dem Betonbau und dem Glätten angepasst wird. Man unterscheidet bei den FM normale Fließmittel und solche mit verzögernder Wirkung. Verzögernde FM sind beim Glätten in den meisten Fällen nicht geeignet. Die Wahl des optimalen FM oder BV für den jeweiligen Einbau sollte mit einem Betontechnologen oder dem Fließmittelhersteller abgesprochen werden. Durch die Verwendung von FM oder BV dürfen keine ungewollten Luftporen im Beton stabilisiert werden.

Bei Verwendung von Fließmitteln auf PCE-Basis ist zu beachten, dass diese speziell für den Einsatz im Glättbeton geeignet sein müssen. Ansonsten zeigt sich über einen Zeitraum von zwei Stunden kein signifikantes Ansteifen und die Trittfestigkeit wird damit auf einen deutlich späteren Zeitpunkt verschoben. Das Wasserabsondern von Glättbetonen mit Fließmitteln auf PCE-Basis ist allgemein sehr gering. Einige Fließmittel können zu einer Hautbildung auf der frischen Betonoberfläche führen. Die Oberfläche erscheint fest, während der Kernbeton noch weich ist. Der Einsatz von Verzögerern kann bei großen Etappen sinnvoll sein.

Konsistenz

Glättbetone werden überwiegend in der Konsistenzklasse F3 angeboten. Diese Konsistenzklasse ist für die nachfolgende Glättmaßnahme ideal. In der Praxis werden jedoch erfahrungsgemäß höhere Konsistenzklassen verarbeitet, hauptsächlich dann, wenn der Betoneinbau und die Glättarbeiten nicht von derselben Firma ausgeführt werden.

Sehr weiche, insbesondere fließfähige Konsistenzen im Bereich von F5 und F6 sind bei der Herstellung von Glättbetonen grundsätzlich zu vermeiden, um Grobkornsedimentationen sowie Anreicherungen von Feinmörtel und Zementleim an der Betonoberfläche vorzubeugen, die die Oberflächenqualität beeinträchtigen und die Entstehung von Oberflächenrissen begünstigen.

Glättbeton

Zwischennachbehandlung

Im Zeitraum zwischen dem Abziehen der Betonoberfläche nach dem Verdichten und dem Glätten darf die Betonoberfläche nicht austrocknen. Besteht die Gefahr des Austrocknens, wird gemäß DIN EN 13670 / DIN 1045-3 eine Zwischennachbehandlung notwendig. Geeignete Maßnahmen zur Zwischennachbehandlung sind entweder ein Sprühnebel, z. B. mit einem Hochdruckreiniger erzeugt, oder ein Nachbehandlungsmittel auf Basis einer Kunststoffdispersion (Abb. 8.14.6). Übliche Nachbehandlungsmittel auf Basis von Paraffin sind nicht geeignet.



Abb. 8.14.6
Zwischennachbehandlung mit Curing

Das Weglassen der Zwischennachbehandlung kann zur Folge haben, dass die schnell austrocknende Oberfläche über dem noch weichen Betonkern ansteift. Die verfestigte, oberflächige Feinmörtelschicht wird in der Praxis als Elefantenhaut bezeichnet. Diese Elefantenhaut täuscht eine Tragfähigkeit des Betons vor, die in Wirklichkeit noch nicht vorhanden ist. Beim Glätten entsteht dann ein sogenannter Pudding- oder Wabbeffekt durch das Aufschwimmen der steiferen Betonrandschicht auf dem noch weichen Kernbeton.

Die Zwischennachbehandlung ersetzt aber nicht die eigentliche Nachbehandlung. Welche nach den Vorgaben der DIN EN 13670 / DIN 1045-3 durchgeführt werden muss (siehe Nachbehandlung).

In der Regel erfolgt die zwingend erforderliche Nachbehandlung in der warmen Jahreszeit durch Auflegen von dampfdichten PE-Folien. Durch diese Nachbehandlungsmaßnahme soll sichergestellt werden, dass der Beton nicht austrocknet und das Wasser an der Betonoberfläche zur vollständigen Hydratation zur Verfügung steht.

Gegebenenfalls ist eine wärmedämmende Maßnahme auch bei höheren Temperaturen empfehlenswert.

Dadurch kann das Temperaturgefälle zwischen Tag und Nacht gering gehalten werden, die Gefahr von Rissen wird dadurch minimiert. Bei niedrigen Temperaturen muss zwingend mit Wärmedämmmatten/Folien nachbehandelt werden. Diese Maßnahme ermöglicht es, die vorhandene Temperatur im Beton zu halten und nicht nach außen abfließen zu lassen. Liegt die Betontemperatur unter +5 °C, ist mit einer erheblichen Verzögerung des Erhärtungsbeginns zu rechnen.



Abb. 8.14.7
Unterschiedliches Abbindeverhalten der Betonoberfläche

Glättbeginn

Durch unterschiedliche Temperaturen, Wind oder Sonneneinstrahlung kann es zu ungleichem Abbindeverhalten des Betons kommen.

Wie in Abb. 8.14.7 dargestellt, kommt es vor, dass manche Stellen der Betonoberfläche direkter Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind und andere hingegen im Schatten liegen.

Hier ist der richtige Glättzeitpunkt sehr wichtig. Die eine Fläche darf nicht zu stark abtrocknen und die andere sollte nicht zu weich sein.

Auch hier hilft eine Zwischennachbehandlung solche Probleme zu minimieren und das Abbinden auszugleichen.

Glättbeton

Hinweise für das Planen von Glättbeton

Witterung

Glättbeton sollte nicht bei Lufttemperaturen unter 5 °C und über 30 °C eingebaut werden. Bei Temperaturen über 25 °C sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Die Lufttemperatur beeinflusst sowohl die Trittfestigkeit als auch die Blut- und Verdunstungswassermenge. Bei einer Lufttemperatur von 10 °C im Vergleich zu 20 °C wird die Trittfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt erreicht, die Blutwassermenge wird nahezu verdoppelt und die Verdunstungswassermenge fast halbiert. Bei einer Lufttemperatur von 30 °C im Vergleich zu 20 °C wird die Trittfestigkeit zu einem früheren Zeitpunkt erreicht, die Blutwassermenge wird nahezu halbiert und die Verdunstungswassermenge fast verdoppelt. Eine ungleichmäßige Beschattung oder Besonnung der Betonoberfläche kann zu unterschiedlichem Verhalten des Betons beim Glätten führen.

Einbauleistung

Häufig wird die Einbauleistung bei der Planung zu hoch angesetzt, was zu langen Wartezeiten der Betonfahrzeuge führen und damit die Qualität des Betons negativ beeinflussen kann. Bei warmer Witterung erhöhen sich die Frischbetontemperaturen, was in der Regel einen nicht eingeplanten Konsistenzverlust bewirkt, der durch nochmalige Zugabe von Fließmittel vor dem Betoneinbau korrigiert wird. Dies erfordert jedoch die Anwesenheit eines erfahrenen Betontechnologen. Kühle Witterung lässt die Frischbetontemperatur absinken. Auch dies kann sich negativ auf das Erstarrungsverhalten und auf die Festigkeitsentwicklung des Zementleims auswirken.

Durchschnittliche Einbauleistungen bei Bodenplatten betragen:
 Plattendicke 20 cm: ca. 35 m³ Beton pro Stunde
 Plattendicke 25 cm: ca. 40 m³ Beton pro Stunde
 Plattendicke 30 cm: ca. 50 m³ Beton pro Stunde

Höhere Einbauleistungen erfordern zusätzliche Maßnahmen. Meist ist eine zweite Kolonne erforderlich.

Luftporenbeton

Grundsätzlich ist mit Luftporenbeton ein Glättbeton nicht sicher realisierbar. Betone mit künstlichen Luftporen sollten, wenn überhaupt, nur kurz abgeschiebt oder abgerieben werden. Eine Vielzahl der Luftporenbetone hat Anforderungen an die Rutschsicherheit zu erfüllen.

Bei einigen Rutschhemmungsklassen ist das maschinelle Glätten nicht zulässig (TBG-Merkblatt für Fußböden in Arbeitsräumen und Arbeitsbereichen mit Rutschgefahr). Beim Glätten der Oberfläche mit Flügelglättern werden die Luftporen an der Betonoberfläche zerstört oder verschoben, so dass ihre Funktion bei oberflächiger Frosteinwirkung nicht mehr gewährleistet ist.

Fugen

Glättbetone werden häufig fugenlos geplant. Sollten Fugen aus konstruktiven Gründen notwendig werden, sind die Hinweise unter Beton für Verkehrsflächen und Risse zu beachten.

Hartstoff

Zum Erhöhen des Abrieb- bzw. Verschleißwiderstandes können Hartstoffe, wie z. B. Korund, Siliciumkarbid oder Hartstoff-Zementgemische mit einer Dosierung von 2 kg/m² bis 4 kg/m² aufgebracht und in die Oberfläche eingearbeitet werden. Das Einstreuen der Hartstoffe sollte so früh wie möglich erfolgen, entweder direkt nach dem Abziehen der Betonoberfläche mit einer maschinengeführten Einstreuvorrichtung oder sobald der Beton begehbar ist mit einem handgeführten Einstreuwagen (Abb. 8.14.5). Bei zu spätem Einstreuen können Hohlstellen und Abplatzungen entstehen. Das Einarbeiten der Hartstoffe erfolgt in der Regel mit einem Tellerglätter, während das Fertigstellen der Oberfläche mit einem Flügelglätter vorgenommen wird.

Achtung

Bei Betonen mit Wasserzementwerten $\leq 0,45$ ist die Hartstoffeinstreuung besonders bei hohen Temperaturen problematisch. In den meisten Fällen ist zum Zeitpunkt der Hartstoffeinstreuung bzw. -einarbeitung die Betonoberfläche zu trocken, d. h. ein Verbund kann nicht immer sichergestellt werden. Die Gefahr, dass Hohlstellen und Abplatzungen auftreten, ist groß. In diesen Fällen ist von einer Hartstoffeinstreuung abzuraten. Es empfehlen sich Hartstoffeinstreuungen bis zur Betongüteklasse C30/37. Diese Betone bringen ausreichende Sicherheit, haben sich in der Praxis bewährt und verfügen im Normalfall über einen ausreichenden Wassergehalt.

Es wird empfohlen, die Hartstoffeinstreuung nur in zugluftfreier Umgebung und bei einem ausreichenden Wassergehalt des Betons von ca. 160 l/m³ durchzuführen, um den Hartstoff ohne Verbundschwächung sicher in die Oberfläche einarbeiten zu können.

Glättbeton

Oberflächenbeschaffenheit

Maschinell geglättete Betonoberflächen erreichen in der Regel eine Rutschhemmung im Bereich der Bewertungsgruppen R9 bis R10. Durch Abreiben lassen sich griffigere Oberflächen erzielen (R11 bis R12). In Bereichen mit hoher Anforderung an die Rutschhemmung, z. B. bewitterten Außenflächen, Rampen und Ähnlichem, haben sich Oberflächen mit Besenstrich bewährt (R12 bis R13). Bei der Festlegung der Anforderungen ist zu berücksichtigen, dass die Herstellung von Glättbetonen mit definierter Rutschhemmung baustoff- und handwerklich bedingt nicht möglich ist. Durch vielfältige Einflüsse (z. B. Konsistenzschwankungen, Erstarrungsunterschiede, Witterungseinflüsse, Bearbeitungsart und -zeitpunkt usw.) sind Strukturunterschiede innerhalb der Fläche unvermeidbar. Nötigenfalls sollte die gewünschte Oberflächenstruktur deshalb anhand von Probe- oder Referenzflächen festgelegt werden. Für die Prüfung der Rutschsicherheit am fertigen Bauteil ist die Gleitreibmessung nach DIN 51131 geeignet.

Mechanische Bearbeitung

Glättbeton kann für ästhetische Anforderungen auch mit geschliffener Betonoberfläche hergestellt werden. Für eine gleichmäßige Oberfläche ist das maschinelle Glätten eine Voraussetzung. Je nach Betonqualität und Schichtdicke kann der Beton 20 bis 28 Tage nach dem Einbau geschliffen werden. Die Betonoberfläche wird üblicherweise in mehreren Schleifgängen so weit abgetragen, bis das betontypische Feingefüge und ggf. auch einige größere Gesteinskörner sichtbar werden (Abb. 8.14.8). Werden die Gesteinskörner noch weiter bis zu ihrem größten Querschnitt aufgeschliffen, kann eine terazzoähnliche Oberfläche erzielt werden.



Abb. 8.14.8
Oberfläche geschliffen

Je nach Anzahl der aufeinander folgenden Schleifvorgänge mit immer feiner werdenden Schleifstufen kann die fertig bearbeitete Oberfläche von seidenmatt bis hochglänzend sein. Betonböden mit ästhetischen Anforderungen sollten mit einem Oberflächenschutz versehen werden, um Aussehen und Ausstrahlung möglichst lang zu bewahren. Geschalte Betonflächen mit ästhetischen Anforderungen, werden im Kapitel Sichtbeton beschrieben.



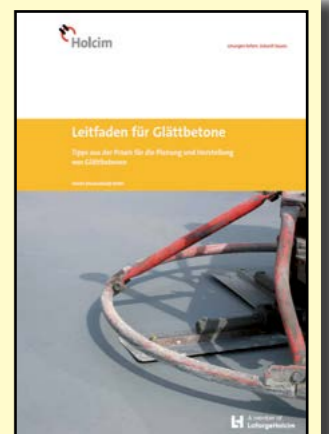
Abb. 8.14.9
Oberfläche sandgestrahlt oder gesäuert



Abb. 8.14.10
Oberfläche Besenstrich

Leitfaden für Glättbetone

Für weitere, detailliertere und umfangreichere Informationen steht unser „Leitfaden für Glättbetone“ als Broschüre oder als PDF-Datei auf unserer Homepage (holcim.de) zur Verfügung



Pumpbeton

Einsatzbereich

Das Einbringen von Beton durch Pumpen hat sich als einfache und kostengünstige Methode in den letzten Jahrzehnten bewährt. Ein Beton ist pumpfähig, wenn seine Konsistenz eine Förderung mittels Betonpumpe erlaubt und der Frischbeton während des gesamten Pumpvorganges homogen bleibt. Pumpbeton kann praktisch für alle Bauteile eingesetzt werden, besonders wenn eine hohe Einbringleistung gefordert wird oder der Einbringort schwer zugänglich ist.

Folgende Vorteile verbinden sich mit dem Pumpen von Beton:

- schneller Einbau (je nach Bauteilquerschnitt zwischen 30 bis 150 m³/h, üblicherweise ca. 90 m³/h)
- kein Kran notwendig bzw. vorhandener Kran kann für andere Arbeiten genutzt werden
- Einbau auch bei schwer zugänglichen Objekten, z. B. gedeckte Bauteile, Tunnel
- Erleichterung des Betoneinbaus für das Personal
- sauberes Einbringen in die Schalung
- Überbrückung großer Distanzen und Höhen zum Einbauort (Förderdistanz bis 2.000 m und Förderhöhen bis über 600 m)
- kontinuierlicher und rascher Einbau fördert die Betonqualität, durch rascheren Einbau wenige Schüttagungen sichtbar
- Vermeidung großer Fallhöhen des Betons durch Führung des Pumpschlauches in die Wandschalung hinein

Für die Entladung von Beton ist das Pumpen die weitaus schnellste Variante im Vergleich zu Schubkarre oder Krankübel. So kann der Beton eingebaut und verdichtet werden, bevor er wesentlich ansteift. Das wirkt sich positiv auf die Qualität des Betons aus, nicht zuletzt bei Sichtbeton oder Betonen mit hohen Dauerhaftigkeitsanforderungen.

Stationäre Pumpen und Autobetonpumpen		
Fördermenge pro Stunde	30 bis 150 m ³	
Förderdistanz	üblicher Bereich	bis 500 m
	extremer Bereich	bis 2.000 m
Förderhöhe	Steigleitung ¹⁾	bis 600 m
	Falleitung ¹⁾	je nach Situation

¹⁾ Am Anfang von Steigleitungen und am Ende von Falleitungen hat sich der Einbau von Schiebern bewährt. Sie verhindern bei Betonierunterbrechungen oder Stopfern das Entleeren der Leitungen

Abb. 8.15.3
Leistungswerte von Betonpumpen

In der Praxis wird zwischen Autobetonpumpen und stationären Betonpumpen unterschieden (Abb. 8.15.1 und 8.15.2). Für kleinere Förderleistungen und/oder Kubaturen eignet sich eine Fahrmischerpumpe.

Anforderungen an Pumpbeton

Bei der Herstellung pumpfähiger Betonmischungen müssen bei der Mischungszusammensetzung bestimmte Regeln beachtet werden, damit der Frischbeton die für eine Rohförderung notwendigen Eigenschaften erhält. Das Festlegen der Pumpbetonrezeptur sollte von sachkundigen Betontechnologen vorgenommen werden.

Beim Entwurf einer pumpfähigen Betonmischung müssen neben den verlangten Festbetoneigenschaften insbesondere die Kornzusammensetzung, der Zement und Mehlkorngelalt sowie der Mörtelgehalt und die Konsistenz beachtet werden.

Kornzusammensetzung

- Sand: Es sollte eine stetige Kornverteilung im Sand angestrebt werden. Vielfach sind Schwankungen in der Kornverteilung die Ursache für ungenügende Pumpbarkeit
- Korngruppe 4 - 8 mm oder 2 - 8 mm: Die Pumpbarkeit verbessert sich durch ihr Weglassen. Ihr Anteil am Kornmisch ist andernfalls auf 20 % zu begrenzen
- Kornform: Betonmischungen mit mehr als 20 Massenprozent gebrochener Gesteinskörner weisen einen höheren Hohlraumgehalt auf als Betonmischungen mit natürlich gerundeten Gesteinskörnern. Deshalb erfordern Betonmischungen mit gebrochenen Gesteinskörnern eine höhere Zementdosierung
- Mehlkorngelalt: Der höchst zulässige Mehlkorngelalt (Zement, Zusatzstoffe, Gesteinskörner $\leq 0,125$ mm gemäß DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 ist einzuhalten

Pumpbeton



Abb. 8.15.4
Lange Pumpleitungen helfen beim Erreichen schwer zugänglicher Stellen

Größtkorn	32 mm	16 mm
Feinstmörtelgehalt $\leq 0,125$ mm ¹⁾ , Angabe in Litern	ca. 300	ca. 330
Mörtelgehalt ≤ 2 mm ¹⁾ , Angabe in Litern	ca. 530	ca. 570
Siebdurchgang bei 2 mm, Angabe in %	ca. 33	ca. 38

Abb. 8.15.5
Richtwerte für die Zusammensetzung von Pumpbetonmischungen

Normative Anforderungen

Die grundlegenden Anforderungen gemäß der Norm DIN EN 206-1/DIN 1045-2 sind für Pump- und Kranbeton gleich. „Pumpbeton“ ist als zusätzliche Anforderung zu bezeichnen.

Zement

Für die Herstellung von Pumpbeton eignet sich grundsätzlich jeder genormte Zement. Der Zementgehalt für eine optimale Förderung des Frischbetons sollte mindestens 320 kg/m³ betragen. Zemente, die der Betonmischung eine hohe Kohäsion verleihen, sind besonders geeignet.

Zusatzstoffe

Zusatzstoffe, vor allem Steinkohlenflugasche mit ihrer kugeligen Teilchenform und Kalksteinmehl verbessern die Pumpbarkeit bei einer Zudosierung von 30 bis 50 kg pro Kubikmeter Beton.

Zusatzmittel

In der Regel werden für die Einstellung einer geeigneten Konsistenz des Pumpbetons Fließmittel benötigt. Zur Verbesserung der Pumpbarkeit können sogenannte Pumphilfen eingesetzt werden. Pumphilfen verbessern das Zusammenhaltevermögen des Frischbetons, reduzieren das Bluten und verhindern das Entmischen. Pumphilfen ersetzen aber nicht die Optimierung der Betonzusammensetzung hinsichtlich eines ausreichenden Mehlkorngelaltes und Feinstmörtelvolumens.

Konsistenz

Der Pumpbeton sollte in der Regel folgende Frischbetonkonsistenzen aufweisen:

- Ausbreitmaß (F3): 420 bis 480 mm oder
- Verdichtungsmaß nach Walz (C3): 1,04 bis 1,10

Die erforderliche Konsistenz kann jedoch erheblich von den Eigenschaften des Sandes abhängen und muss gegebenenfalls aufgrund von Vorversuchen angepasst werden.

Hinweise für das Pumpen von Beton

- Ein reibungsloser Ablauf ist durch frühzeitige Absprache zwischen Betonpumpenbetreiber, Bauunternehmen und Betonlieferanten sicherzustellen
- Die Pumpeninstallation und der Betrieb der Pumpe fallen unter die Verantwortlichkeit des Pumpenbetreibers
- Die Anlieferungsfrequenz und die Förderleistung der Betonpumpe sind der Einbauleistung des Verarbeitungspersonals anzupassen
- Der Transport des Betons zur Betonpumpe sollte zur Vermeidung jeglicher Entmischungen mit Fahrmischern erfolgen
- Das zuständige Bauunternehmen ist für die fachgerechte Verarbeitung und die Nachbehandlung des Betons verantwortlich
- Die zum Anpumpen erforderliche »Schmiermischung« in Form eines zementreichen Mörtels darf nicht für Betontragwerke verwendet werden

Sicherheitsaspekte beim Einsatz von Betonpumpen

Das Fördern und Einbauen von Pumpbeton birgt Gefahren. Es muss insbesondere geprüft werden, ob:

- die Wand- und Stützenschalungen dem erhöhten Schalungsdruck des Pumpbetons angepasst sind
- Stromfreileitungen im Einsatzbereich verlaufen
- die Tragfähigkeit des Pumpeninstallationsplatzes genügt (Kippgefahr)
- Die Anweisungen des Pumpenpersonals sind strikt zu befolgen

Faserbeton

Die Beigabe von Fasern vermindert die Konsistenz des Pumpbetons. Ein erhöhter Zementleimgehalt kann das ausgleichen.

Leichtbeton

Leichtbetone sind unter erhöhtem Anspruch an die Herstellung und Pumptechnik bedingt pumpbar. In der Regel sind Leichtbetone mit einer Rohdichte von mehr als 1.600 kg/m³ pumpbar. Versuche werden empfohlen.

Abb. 8.15.1 (links)
Betonage eines Brückenüberbaus mit mobiler Betonpumpe

Abb. 8.15.2 (rechts)
Winterbetonage mit einer stationären Betonpumpe



Stahlfaserbeton

Entwicklung

Stahlfaserbeton kommt in Deutschland ungefähr seit Mitte der 1970er-Jahre zum Einsatz. Er wurde zur Herstellung von Fuß- und Industrieböden sowie zur temporären Gewölbesicherung im Tunnelbau verwendet. Bis heute sind dies wesentliche Einsatzgebiete für Stahlfaserbeton.

Die fortschreitende Entwicklung hat seitdem zu einer Erweiterung der Anwendungsmöglichkeiten von Stahlfaserbeton geführt. Von entscheidender Bedeutung ist in diesem Zusammenhang die stärkere Eigenschaftsorientierung der verwendeten Stahlfaserbetone. Mit der Veröffentlichung des Merkblattes „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins e. V. im Oktober 2001 wurde die Grundlage zur Anwendung, Bemessung, Herstellung, Prüfung und zum Einbau von eigenschaftsorientiertem Stahlfaserbeton geschaffen.

Durch die Veröffentlichung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ im Jahr 2010 wurden die Anwendungsmöglichkeiten für die Verwendung von Stahlfaserbeton nochmals erweitert.

Eigenschaften und Anwendungen

Im Gegensatz zu unbewehrtem Beton ist Stahlfaserbeton ein duktiler Baustoff. Durch die eingebrachten Stahlfasern können Kräfte im gerissenen Zustand übertragen werden. Die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons wird neben dem Stahlfasergehalt ebenso von der Stahlfaserart sowie von der Qualität des Ausgangsbetons bestimmt. Zu beachten ist, dass bei üblichen Stahlfasergehalten (20 bis ca. 50 kg/m³) in der Regel mit einem unterkritischen Materialverhalten zu rechnen ist. Die zum Erst-riss führende Spannung kann von Stahlfaserbeton nicht komplett aufgenommen werden. Sie wird auf geringer belastete Bauteilabschnitte verteilt und führt zu einer optimalen Ausnutzung des Tragsystems. Der konstruktive Einsatz von ausschließlich mit Stahlfasern bewehrtem Beton beschränkt sich daher grundsätzlich auf statisch unbestimmte Systeme - z. B. Bodenplatten. Eine statische Berechnung zur Verwendung von Stahlfaserbeton ist immer erforderlich.

Stahlfaserbeton kann ebenso in schlaff bewehrten Bauteilen zum Einsatz kommen. Die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton kann beispielsweise zur Begrenzung der Rissbreite für wasserundurchlässige Konstruktionen herangezogen werden. Bei stark bewehrten Bauteilen kann der Bewehrungsgehalt reduziert und das Bauteil problemloser betoniert werden. Die Bauteilqualität wird so erhöht.



Abb. 8.16.1
Stahlfaserdosierung am Fahrmischer



Abb. 8.16.2
Stahlfaserbeton - Frischbeton



Abb. 8.16.3
Stahlfaserbeton – Frischbeton beim Einbau mit der Pumpe

Stahlfaserbeton

Weitere positive Eigenschaften

Durch die Verwendung von Stahlfasern können weitere Eigenschaften des Betons verbessert werden. Stahlfaserbeton besitzt eine höhere Grünstandsfestigkeit, eine höhere Schlagzähigkeit, ein verbessertes Dauerschwingverhalten sowie einen erhöhten Verschleißwiderstand. Weiterhin sind Bauteile aus Stahlfaserbeton bis in die Randzone bewehrt. Zum einen schützt dies Bauteilkanten und -ecken vor Beschädigungen durch Schlag, zum anderen führt die positive Beeinflussung der Rissneigung und -entwicklung in der Randzone zu einem dichteren Betongefüge. Dadurch kann die Dauerhaftigkeit von Bauteilen gesteigert werden.

DAfStb-Richtlinie "Stahlfaserbeton"

Die Anwendungsmöglichkeiten von Stahlfaserbeton werden in der DAfStb-Richtlinie "Stahlfaserbeton" beschrieben. Sie ist als Ergänzung zur DIN 1045 angelegt und gilt für Tragwerke des Hoch- und Ingenieurbaus aus Stahlfaserbeton sowie Stahlfaserbeton mit Betonstahlbewehrung bis einschließlich zur Druckfestigkeitsklasse C50/60.

Technologie

In der Praxis wird üblicherweise die Leitungsfähigkeit von Stahlfaserbeton ausschließlich durch Angabe des Stahlfasergehaltes festgelegt. Dieser Ansatz kann jedoch unsicher oder unwirtschaftlich sein, da er nicht alle Einflussfaktoren für die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton berücksichtigt.

Der Ansatz entspräche der Festlegung der Betondruckfestigkeit durch die Vorgabe eines Zementgehaltes, ohne zusätzliche Parameter wie Wasserzementwert, Sieblinie oder aber den Einsatz von Zusatzmitteln zu berücksichtigen. Für einen sicheren und wirtschaftlichen Einsatz von Stahlfaserbeton wird daher ein eigenschaftsorientierter Ansatz dringend empfohlen.

So ist bei Stahlfaserbeton von einem höheren Bindemittelgehalt auszugehen. Dies kann unter anderem die Anhebung des Zementgehaltes oder den Einsatz von Füllern wie Steinkohleflugasche bedeuten. Dadurch soll eine gute Einbindung der Fasern in die Zementmatrix sichergestellt werden. Das verwendete Größtkorn sowie die eingesetzte Stahlfaser müssen aufeinander abgestimmt sein, um eine möglichst optimale Verankerung der Stahlfaser zu erreichen. Bei üblichen Faserlängen von 50 mm sollte das Größtkorn 16 mm nicht überschreiten. Ebenso spielt der Faserdurchmesser eine entscheidende Rolle, da mit abnehmendem Durchmesser die Anzahl der zur Verfügung stehenden Fasern je Kilogramm erhöht wird. Die zusätzliche Oberfläche der Stahlfasern führt zu einer steiferen Betonkonsistenz im Vergleich zum

Ausgangsbeton. Daher ist die planmäßige Zugabe von Fließmitteln immer zwingend erforderlich. Übliche Zielkonsistenzen sind F3 bzw. F4. Bei der Herstellung von Stahlfaserbeton ist auf eine homogene Untermischung der Fasern zu achten. Am besten ist dies durch die Zugabe der Fasern im Transportbetonwerk zu erreichen.

Leistungs-klasse	Nachweis im Grenzu-stand der ...	Verformungswerte im Versuch
L1	... Gebrauchstauglichkeit	$\delta_{L1} = 0,5 \text{ mm}$
L2	... Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit bei Verwendung von Betonstahlbewehrung	$\delta_{L2} = 3,5 \text{ mm}$

Abb. 8.16.4
Verformungswerte und Leistungsklassen für Stahlfaserbeton

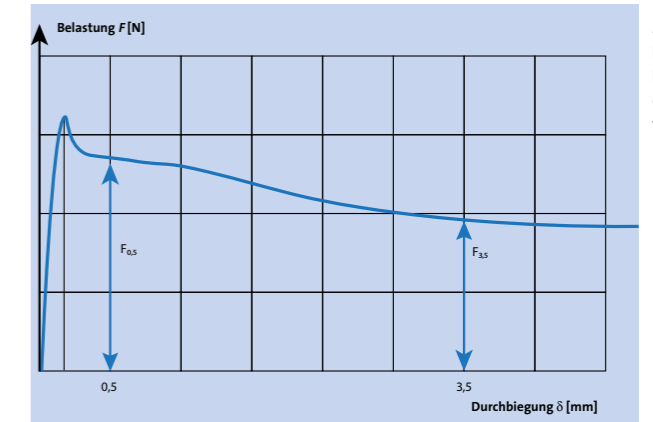


Abb. 8.16.5
Lastdurchbiegungsbeziehung zur Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeiten

Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit [f _{ct0} in N/mm²]						
Verformung 1	Verformung 2					
	L1	f _{ct0,L1}	L2	f _{ct0,L2}	f _{ct0,u}	f _{ct0,s}
0	< 0,16	0	-	-	-	-
0,4	0,16	0,4	0,10	0,15	0,15	0,15
0,6	0,24	0,6	0,15	0,22	0,22	0,22
0,9	0,36	0,9	0,23	0,33	0,33	0,33
1,2	0,48	1,2	0,30	0,44	0,44	0,44
1,5	0,60	1,5	0,38	0,56	0,58	0,58
1,8	0,72	1,8	0,45	0,67	0,67	0,67
2,1	0,84	2,1	0,53	0,78	0,78	0,78
2,4	0,96	2,4	0,60	0,89	0,89	0,89

Abb. 8.16.6
Auszug der Stahlfaserbetonleistungsklassen L1 und L2

Die Richtlinie gilt nicht für:

- Bauteile aus vorgespanntem Stahlfaserbeton
- gefügedichten und haufwerksporigen Leichtbeton
- hochfesten Beton der Druckfestigkeitsklassen ab C55/67
- Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung in den Expositions-klassen: XS2, XD2, XS3 und XD3, bei denen die Stahlfasern rechnerisch in Ansatz gebracht werden
- selbstverdichtenden Beton
- Stahlfaserspritzbeton

Stahlfaserbeton

Festbetonprüfungen

Die Verwendung von Stahlfaserbeton sollte auf Grundlage der Richtlinie Stahlfaserbeton erfolgen.

Grundsätzlich sind die geforderten Stahlfaserbetoneigenschaften durch erweiterte Erstprüfungen nachzuweisen. Die Konformität ist im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle zu bestätigen.

Zur Prüfung der Leistungsfähigkeit werden sogenannte Biegebalken verwendet. Es sind mindestens 6 Biegebalken je Prüfung erforderlich. Als Ergebnis der weggesteuerten Prüfung erhält man die Leistungsklassen L1 und L2 für die Verformungen bei 0,5 mm sowie bei 3,5 mm. Diese Materialkennwerte können für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sowie der Tragfähigkeit verwendet werden.

Herstellung im Transportbetonwerk

Stahlfaserbeton sollte in einem Transportbetonwerk hergestellt werden. Die Stahlfasern werden während des Herstellungsprozesses in den Fahrnischer dosiert und so optimal untergemischt. Die nachträgliche Zugabe der Stahlfasern auf dem Werksgelände ist ebenso möglich. Dafür bieten Dosierbänder sowie Einblasgeräte Vorteile, da mit moderater Mischleistung bereits eine optimale Durchmischung der Fasern im frischen Beton erreicht wird. Werden Aufzüge verwendet, ist auf eine ausreichende Mischzeit zu achten. Als Richtwert kann von einer Minute je Kubikmeter ausgegangen werden – bei einer Mindestmischdauer von fünf Minuten. Grundsätzlich sollte die Ausgangskonsistenz des Betons im Bereich plastisch bis weich liegen, um eine gute Vermischung der Stahlfasern zu erreichen.

Verarbeitung auf der Baustelle

Die Verarbeitungskonsistenz sollte zwischen F3 und F4 liegen. Eine steifere Konsistenz – z. B. zur Herstellung eines Gefälles – ist ebenso möglich. Stahlfaserbeton muss grundsätzlich verdichtet werden. Die Verdichtungsintensität ist auf die gewählte Konsistenz abzustimmen.

Auf ein ausgiebiges Nachverdichten sollte möglichst verzichtet werden, um Sedimentationen oder ungewollte Faserorientierungen zu vermeiden. Im Zweifelsfall wird eine enge Abstimmung zwischen den Bauausführenden und dem Stahlfaserbetonlieferanten empfohlen. Nach Fertigstellung des Bauteiles ist unmittelbar mit der Nachbehandlung zu beginnen.

Stahlfaserbeton von Holcim

Holcim Steelpack C30/37 L1,2/0,9 - XC4, XF1, XM1, F4, 16 mm	
L1,2/0,9	Stahlfaserbeton der Leistungsklasse L1-1,2 für die Verformung 1 und der Leistungsklasse L2-0,9 für die Verformung 2 Charakteristischer Wert der äquivalenten Zugfestigkeit: 1,0 N/mm ² im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 0,8 N/mm ² im Grenzzustand der Tragfähigkeit
C30/37	Druckfestigkeitsklasse
XC4, XF1, XM1	Expositionsklassen
F4	Konsistenz F4, sehr weich
16 mm	Größtkorn 16 mm

Abb. 8.16.7
Bezeichnung von Stahlfaserbeton Holcim Steelpack



Abb. 8.16.8
Konsistenzprüfung bei Stahlfaserbeton



Abb. 8.16.9
Würfelherstellung mit Stahlfaserbeton

Stahlfaserbeton

Alternative Möglichkeiten bei Faserbeton

Faserbeton ist ein Beton, dem Fasern zugegeben werden, um bestimmte Betoneigenschaften zu verbessern. Als Faserwerkstoffe kommen in der Praxis Stahl, Kunststoff und alkaliresistentes Glas zum Einsatz. Das Fasermaterial wird im Wesentlichen anhand der Anwendung und geforderten Eigenschaften ausgewählt. In Abb. 8.16.10 sind die gebräuchlichsten Faserwerkstoffe sowie deren Eigenschaften dargestellt.

Faserwerkstoff	Stahl	AR-Glas	Polypropylen
E-Modul [kN/mm ²]	160 - 210	72 - 75	3,5 - 18
Zugfestigkeit [N/mm ²]	270 > 1.000	1.500 - 1.700	320 - 560
Bruchdehnung [%]	3 - 10	1,5 - 2,4	5 - 20
Dichte [g/cm ³]	7,85	2,68	0,91

Abb. 8.16.10
Verschiedene Faserarten gegenübergestellt

Weiterhin sind verschiedene Fasergeometrien in unterschiedlichen Abmessungen, d. h. unterschiedlichen Längen und Durchmessern verfügbar. Sie haben neben der üblicherweise in Kilogramm je Kubikmeter Beton angegebenen Dosierung der Faser entscheidenden Einfluss auf die Leistungsfähigkeit des Faserverbundbaustoffes.

Alkaliresistente Glasfasern

Alkaliresistente Glasfasern (AR Glasfasern) können aufgrund ihrer Materialeigenschaften grundsätzlich zur Verbesserung der Nachrisszugfestigkeit des Betons eingesetzt werden. Ebenso können sie einen gewissen Vorteil im noch ungerissenen Beton bieten.

Aufgrund ihrer betonähnlichen Dichte von rund 2,6 kg/dm³ lassen sie sich in der Regel problemlos in den Beton einbringen und sind sedimentationsstabil. Wie bei allen Faserbetonen ist der Konsistenzrückgang durch die zusätzlich eingebrachte hohe Faseroberfläche zu berücksichtigen. Dies geschieht in der Regel durch eine ausreichende Bindemittelmenge sowie den planmäßigen Einsatz von Betonverflüssigern und Fließmitteln.

Aktuell muss die Anwendung in baurechtlich relevanten Bereichen für tragende oder rissbreitenbeschränkende Zwecke durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erfolgen.

Entsprechende Regelungen wie für Stahlfaserbeton gibt es zur Zeit noch nicht.

Kunststofffasern

Polypropylenfasern, die meist verwendeten organischen Fasern, werden dem Beton beigemischt, um Frühschwindrisse zu vermeiden. In Beton mit erhöhtem Feuerwiderstand werden sie zur Abminderung des Wasserdampfdrucks im Zementstein eingesetzt.

Pro Kubikmeter Beton sind etwa 1 kg Fasern notwendig. Das Einmischen geschieht relativ einfach und erfordert keine speziellen Vorkehrungen oder Einrichtungen.



Abb. 8.16.11
Kunststofffasern



Abb. 8.16.12
Polypropylenfaser 20 mm Länge

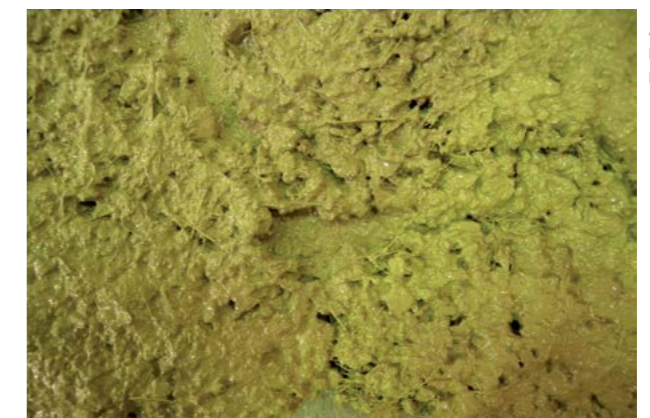
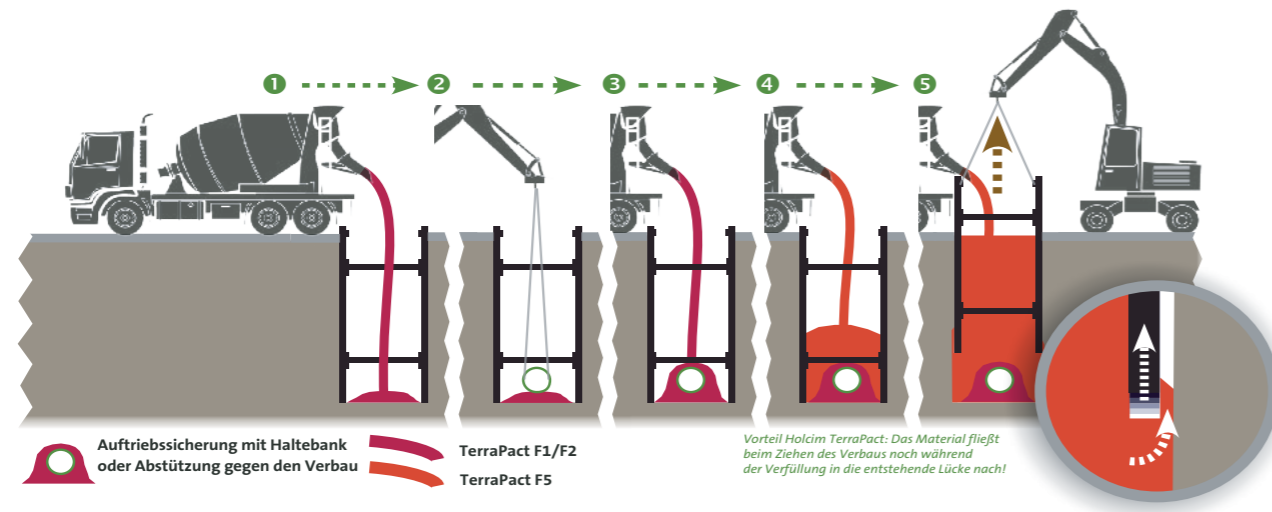


Abb. 8.16.13
Eingefärbter Beton mit Kunststofffasern

Verfüllbaustoffe

Abb. 8.17.1
Funktionsweise Grabenverfüllung (Beispiel: Terrapact)



Verfüllbaustoffe

Zeitweise fließfähige, selbstverdichtende Verfüllbaustoffe aus Böden und Baustoffen (ZFSV) werden überwiegend im Tiefbau bei der Verfüllung von offenen Baugruben und im Kanal- und Rohrleitungsbau eingesetzt. Die selbstverdichtende Eigenschaft sorgt für eine optimale Bettung sämtlicher Rohr- und Medienleitungen sowie für einen schnellen Baufortschritt. Durch die geringe Endfestigkeit ist eine langfristige Wiederaushubfähigkeit gegeben.

Extrem fließfähige Bindemittelsuspensionen sowie fließ- und pumpfähige Verfüllmörtel werden hauptsächlich bei der Verfüllung von unzugänglichen Hohlräumen wie z. B. Ringräumen, Kanal- und Rohrleitungen sowie stillgelegten Tankanlagen eingesetzt. Die technischen Eigenschaften können der jeweiligen Anforderung angepasst werden.

Abb. 8.17.2
Verfüllung eines Arbeitsraumes mit neuer Rohrleitung



Abb. 8.17.3
Einsatz einer Pumpe bei großvolumiger Bauwerkshinterfüllung

Verfüllbaustoffe

Funktionsweise Kanalverfüllung (Beispiel Fillpact ohne Sand)

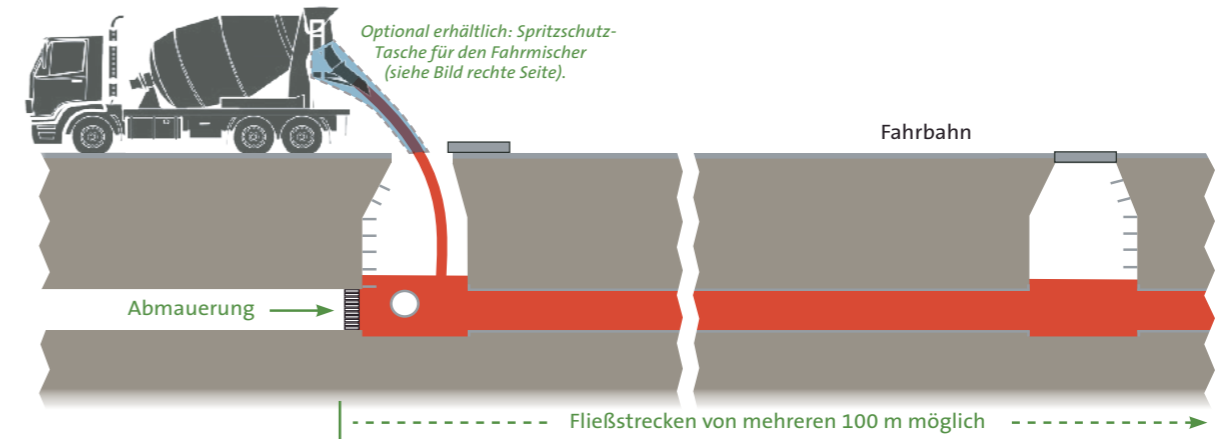


Abb. 8.17.4
Funktionsweise Ringraum-/Kanalverfüllung (Beispiel: Fillpact ohne Sand)

Zeitweise fließfähige, selbstverdichtende Verfüllbaustoffe (ZFSV) – Terrapact

Offene Gräben und Baugruben aller Art können mit Terrapact ideal verfüllt werden (siehe Abb. 8.17.1). Einbauteile wie beispielsweise Rohre und Leitungen, auch in sich kreuzenden Bereichen, sowie Schächte werden ohne zusätzliche Verdichtung vollständig ummantelt. Im Kanal- und Rohrleitungsbau wird damit eine nahezu hohlraumfreie Ummantelung des Rohres und somit eine optimale Bettung für eine lange Lebensdauer erreicht. Die Ausbildung eines leichten Gefälles – z. B. im Bereich eines Geländeabschlusses bei offenen Gräben – ist möglich.

Folgende Anwendungsgebiete im Kanal- und Rohrleitungsbau sind dabei abgedeckt:

- als Gründungsschicht
- in der gesamten Leitungszone
- für die Hauptverfüllung

Weiterhin kann ein Verhindern der Längsdrainage aufgrund der schwachen Wasserdurchlässigkeit erreicht werden. Darüber hinaus eignet sich Terrapact auch zur Verbesserung der Tragfähigkeit bei Verfüllung von Aufgrabungen im Straßenbau, bei Baugrubenverfüllungen und Bauwerkshinterfüllungen. Die Umweltverträglichkeit ist gemäß Gutachten gegeben und der Einsatz im grundwassergefüllten Bereich unbedenklich.



Abb. 8.17.5
Ringraumverfüllung nach Einzug einer neuen Rohrleitung in den alten Kanal

Fließfähige, selbstnivellierende und hydraulisch erhärtende Suspensionen – Fillpact ohne Sand

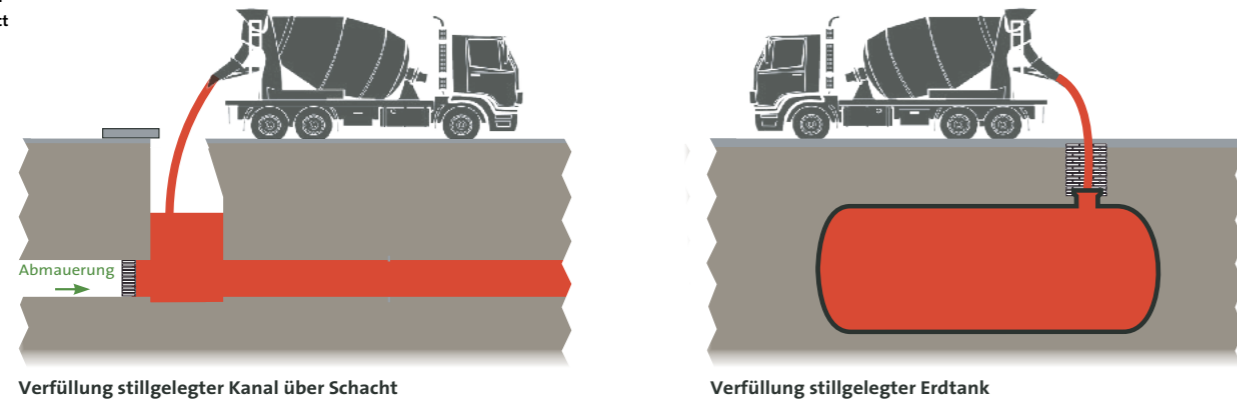
Fillpact als extrem fließfähige Suspension und Bindemittelsuspensionen aus dem Spezialbindemittel Doroflow werden hauptsächlich bei der drucklosen Verfüllung von unzugänglichen Hohlräumen wie z. B. Ringräumen und stillgelegten Kanal- und Rohrleitungen eingesetzt (siehe Abb. 8.17.4). Zur hohlraumfreien Verfüllung sind ausreichende Einfüllöffnungen und Entlüftungsmöglichkeiten vorzusehen, nicht zu verfüllende Bereiche müssen sorgfältig abgedichtet werden. Suspensionen eignen sich auch für geringe Rohrquerschnitte und gefällearme Bereiche über längere Strecken, wenn durch die Verfüllung über einen Schacht ein ausreichend hoher hydrostatischer Druck aufgebaut werden kann. In letzterem Fall kann die Verwendung einer Pumpe zweckmäßig sein.

Die technischen Eigenschaften der Bindemittelsuspensionen können den jeweiligen Anforderungen angepasst werden.

Verfüllbaustoffe

Abb. 8.17.6
Funktionsweise Hohlraumverfüllung (Beispiel Fillpact mit Sand)

Funktionsweise Hohlraumverfüllung (Beispiel Holcim FillPact)



Verfüllung stillgelegter Kanal über Schacht

Verfüllung stillgelegter Erdtank

Abb. 8.17.7
Verfüllung über Rohrleitung



Leichte, fließfähige und selbstverdichtende Suspension-Fillpact Light

Der Verfüllbaustoff eignet sich aufgrund seiner geringen Rohdichte (Frischbetonrohddichte <math>< 1,0 \text{ kg/dm}^3</math>) und der fließfähigen Konsistenz besonders bei der Sanierung von alten Rohrleitungen, bei der eine sogenannte Ringraumverfüllung ausgeführt wird. Auch für die setzungsarme Hinterfüllung von Bauwerken und Hohlräumen ist Fillpact Light das ideale Produkt.

Durch die geringe Rohdichte, die je nach Anforderungen angepasst werden kann, weist das Material wärmedämmende Eigenschaften auf.

Abb. 8.17.8 (links)
Hohlraumfreie Bauwerksverfüllung mit Treppen, Schächten und Rohrleitungen



Abb. 8.17.9 (rechts)
Hinterfüllung eines Schwimmbeckens



Bodenverfestigung

Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln

Die Bodenbehandlung (Bodenverbesserung und Bodenverfestigung) mit Bindemitteln ist eine bewährte Bauweise, die ab Mitte der 50er Jahre im Erdbau eine zunehmende wirtschaftliche Bedeutung erlangte. Die Herstellung erfolgt im Baumischverfahren.

Bodenbehandlungen sind Verfahren, bei denen Böden so verändert werden, dass die geforderten Eigenschaften erreicht werden. Man unterscheidet Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen.

Bodenverfestigungen

Sind Verfahren, bei denen der Widerstand des Bodens gegen Beanspruchung durch Verkehr und Klima durch die Zugabe von Bindemitteln so erhöht wird, dass der Boden dauerhaft tragfähig und frostbeständig wird.

Bodenverbesserungen

Sind Verfahren zur Verbesserung der Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit von Böden und zur Erleichterung der Ausführung von Bauarbeiten.

Qualifizierte Bodenverbesserungen

Sind Bodenverbesserungen mit erhöhten Anforderungen hinsichtlich des Frost- und Tragfähigkeitsverhaltens (Beispiel siehe Abb. 8.18.1).

Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln sind Betontragschichten nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 und hydraulisch gebundene Tragschichten (HGT) im Zentralmischverfahren. HGT's leiten die statischen und dynamischen Einwirkungen die auf die Deckschicht wirken in den Untergrund bzw. Unterbau ab. Sie werden auf den Straßenoberbau angerechnet.

Für die Tragschicht ist die Dicke die wesentliche Bemessungsgröße. Sie bestimmt sich aus:

- der Verkehrsbelastung
- der Tragfähigkeit des Unterbaus
- den Anforderungen an die Frostsicherheit



Abb. 8.18.2 Maschine beim Ausstreuen von Bodenverfestigungsmaterial



Abb. 8.18.3 Maschine beim Ausstreuen von Bodenverfestigungsmaterial

Qualifizierte Bodenverbesserung
Abgestufte Bindemittelgehalte
im Bereich der Brückenwiderlager

Brücke
mit hochgesetzten
Widerlagern

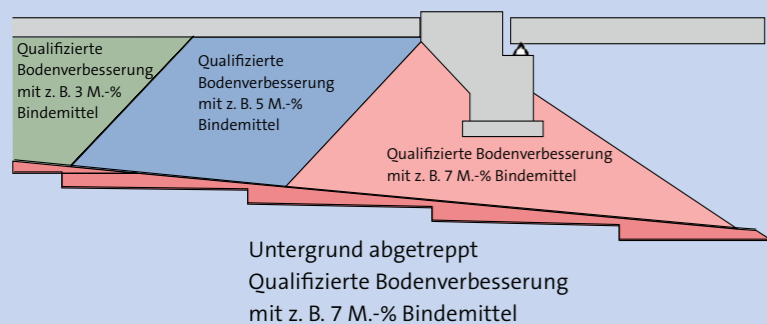


Abb. 8.18.1 Qualifizierte Bodenverbesserungen

Bodenverfestigung

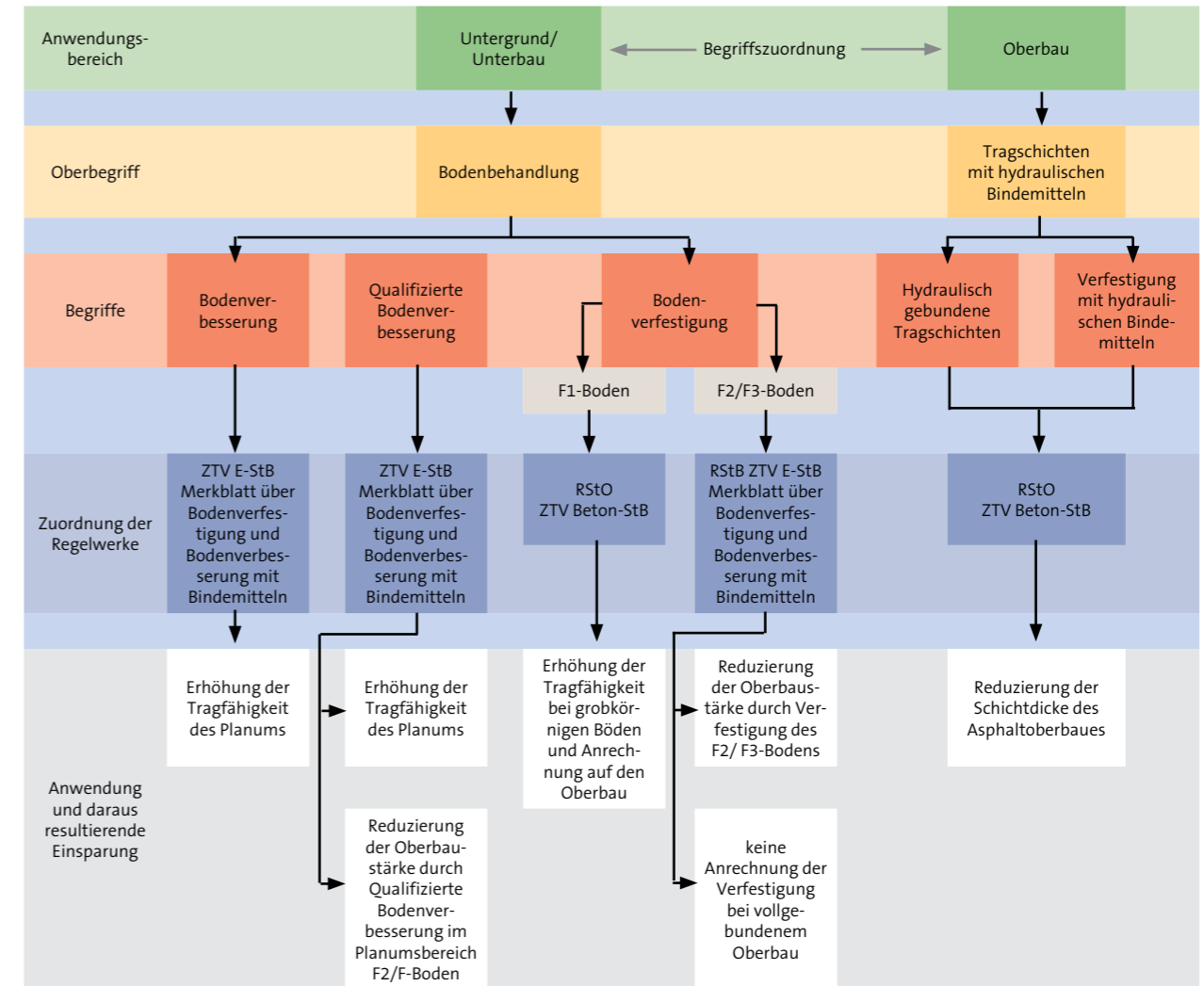


Abb. 8.18.4 Regelwerke für Bodenbehandlungen

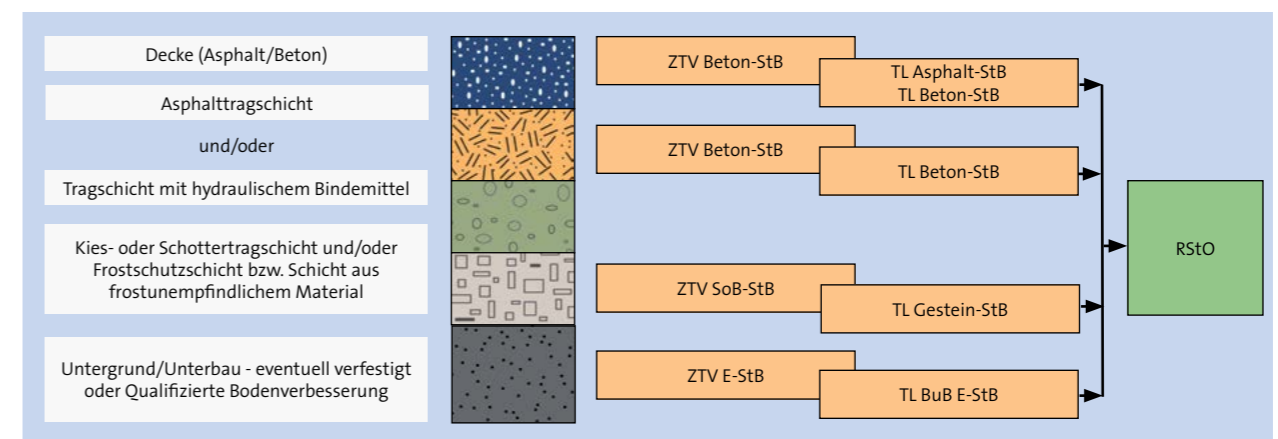


Abb. 8.18.5 Regelwerke zu den Bodenschichten

Bodenverfestigung

Bindemittel für die Bodenbehandlung

Für die Auswahl des Bindemittels sollte zuerst die Bauaufgabe und das Ziel der Bodenbehandlung definiert werden. Hierzu sind der anstehende Boden mit seinen Eigenschaften und die erdstatischen Anforderungen an das Bauwerk zu betrachten.

Bindemittelarten:

- Zemente nach DIN 197-1
- Baukalke nach DIN EN 459-1
- Hydraulische Tragschichtbinder nach DIN EN 13282
- Mischbindemittel aus genormten hydraulischen Bindemitteln oder deren hydraulischen Hauptbestandteilen nach FGSV Merkblatt 564 aus 2012

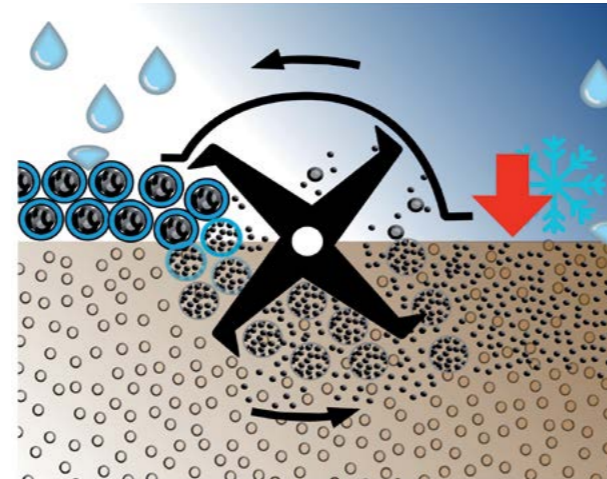


Abb. 8.18.8
Einbau von Hydroport

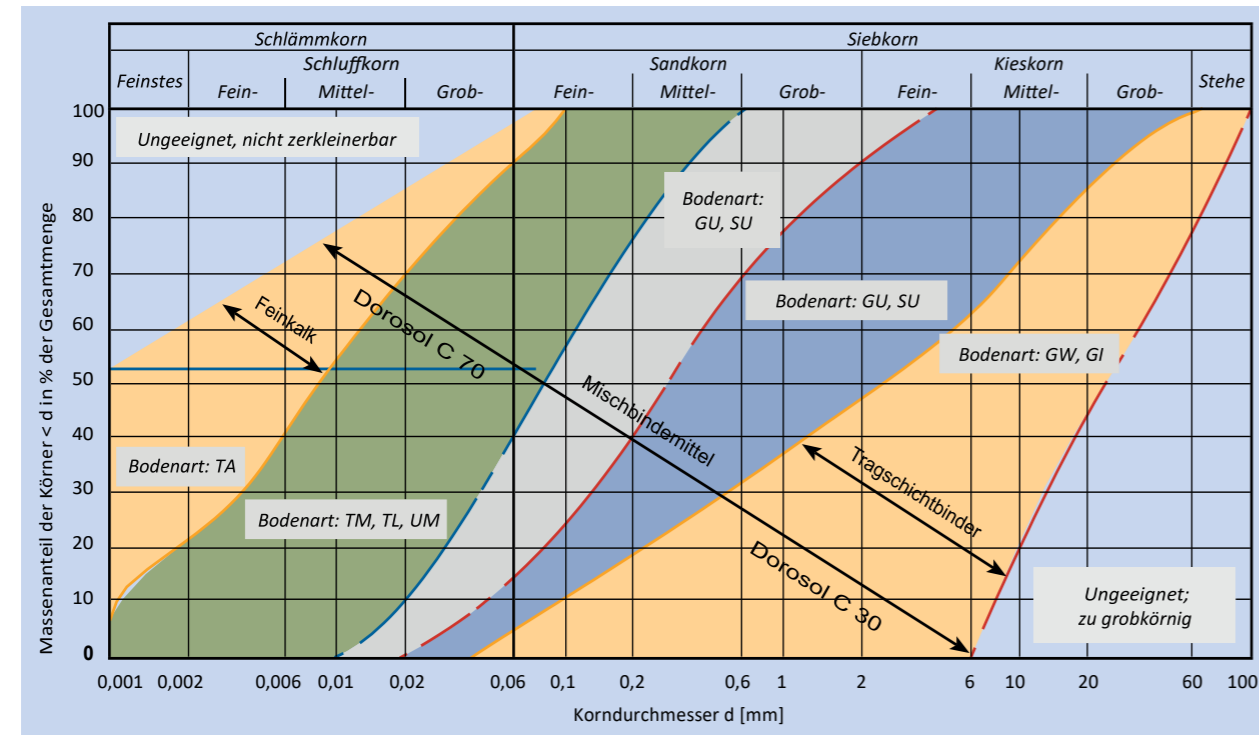


Abb. 8.18.6
Einsatzbereich der Bindemittel

Abb. 8.18.7
Ausstreuen der Bindemittel

Bodenverfestigung

Wirkungsweise der Bindemittel

- **Baukalke:** für mittel- bis hochplastische Tone (Wirkungsweise unterscheidet sich in Sofortreaktion)
 - schnelle Reduzierung des Wassergehaltes im Boden-Bindemittel-Gemisch
 - Krümelbildung
 - Aggregatbildung feinkörniger Böden und Langzeitreaktionen
 - Puzzolanische Verfestigung
 - Karbonatisierung
 - Kationenaustausch
- **Zemente:** für grobkörnige Böden mit sehr geringem Schluffanteil
 - Die Wirkung des Zements beruht auf Bindeeffekte des Zementsteins. Die Aggregate werden umhüllt und vernetzt und die Reaktion findet im Porenwasser statt
- **Mischbindemittel:** für leicht- bis mittelplastische Tone, gemischtkörnige Böden und vernässte, grobkörnige Böden
 - Die Wirkung von Kalk-Zement-Mischbindemitteln beruht auf dem Synergieeffekt von Feinkalk und Zement und nutzt von beiden Produkten alle positiven Eigenschaften
- **Hydrophobierte Bindemittel**
 - Hydrophobierte Bindemittel finden dort ihren Einsatz, wo die Bindemittel nach dem Ausstreuen nicht unmittelbar eingefräst werden können bzw. wenn die Bodenbehandlung in einer Jahreszeit stattfindet, in der mit höheren Niederschlägen gerechnet werden muss. Die Hydrophobierung wird erst mit dem Fräsvorgang aufgebrochen. Somit steht für die Verarbeitung ein längeres Zeitfenster zur Verfügung



Abb. 8.18.9
Streufahrzeug bei der Arbeit



Abb. 8.18.10 (links)
Übergabe von Bodenverbesserungsmaterial



Abb. 8.18.11 (rechts)
Streufahrzeug bei der Arbeit

Betonfertigteile

Fertigteile

Vorgefertigte Betonbauteile sind, oft serienmäßig, im Werk oder auch auf der Baustelle hergestellte Bauteile aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton. Diese werden dann, wenn nicht vor Ort gefertigt, zur Baustelle transportiert und dort mithilfe eines Krans montiert bzw. eingebaut.



Abb. 9.1.1
Betonfertigteile (Treppen) auf dem Lagerplatz

Durch die Fertigung im Betonfertigteilwerk ist es möglich, größtenteils witterungsunabhängig Bauteile in gleichmäßig hoher Qualität zu produzieren. Kurze Transportwege innerhalb eines Werkes sowie die Fertigung in Serie begünstigen einen schnellen und wirtschaftlichen Herstellprozess.

An die Herstellung, Ausgangsstoffe und Zusammensetzung sowie der Nachbehandlung des Betons von Fertigteilen werden grundsätzlich keine abweichenden Anforderungen zu denen von Ortbetonbauteilen gestellt. Es gelten die gleichen Regeln nach DIN EN 206-1 wie für Ortbetonbauteile.



Abb. 9.1.2
Elementwände auf der Baustelle aufgestellt

Abb. 9.1.3
Lagerung von Elementwänden im Fertigteilwerk

Die werksseitige Fertigung bringt jedoch einige Vorteile mit sich:

- kurze Transportwege des Betons, i. d. R. mittels Kübelbahn oder Kübel
- gezielte Aussteuerung der Betonrezepturen sowie Mischtechnik und -steuerung möglich
- auch empfindlichere Betone wie SVB möglich, sofern die Mischtechnik und -steuerung dies erlauben
- Einflussnahme auf die Umgebungstemperatur mittels Heizen einfach möglich.

Durch die Serienfertigung im Werk werden normalerweise Betonrezepturen mit einer hohen Frühfestigkeit benötigt, um innerhalb eines vorgegebenen Zeitfensters die Bauteile ausschalen und die Schalungen erneut belegen zu können. Als Mindestzielwert beim Entformen gilt gemäß DIN 1045-4 eine mittlere Druckfestigkeit von 15 N/mm². Dies kann aber je nach Bauteil und Art der Herstellung variieren.

In diesem Zusammenhang wird vor allem mit CEM I- und CEM II-Zementen gearbeitet. Durch eine angepasste Rezeptur ist jedoch auch die Verwendung von CEM III-Zementen möglich. Diese Zemente weisen einen reduzierten CO₂-Footprint auf, und haben darüber hinaus den Vorteil, dass sie eine helle Farbgebung mit sich bringen.

Wie bei Ortbeton muss auch der Beton in einem Fertigteilwerk verdichtet werden. Dies kann, wie auch bei Ortbeton, mittels Innenrüttler erfolgen. Dieser kommt häufig bei der Einzelfertigung zum Einsatz, wie z. B. bei Treppenelementen. In der Serienfertigung wird vermehrt auf Außenrüttler zurückgegriffen. So kommen z. B. in einem Betondeckenwerk hauptsächlich Rüttel- oder Schütteltische zum Einsatz.

Die Nachbehandlung erfolgt analog zum Transportbeton gemäß der DIN 1045-3.



Betonfertigteile

In nachfolgender Tabelle ist eine Übersicht einiger Betonfertigteile mit ihren geltenden Normen dargestellt.

Betonteil (Produktgruppe)	Produktnorm
Allgemeine Regeln für Betonfertigteile	DIN EN 13369
Betonfertigteile – Hohlplatten	DIN EN 1168, DIN EN 1168/A3
Betonfertigteile – Gründungspfähle	DIN EN 12794, DIN EN 12794 Berichtigung 1
Betonfertigteile – Deckenplatten mit Stegen	DIN EN 13224
Betonfertigteile – Stabförmige tragende Bauteile	DIN EN 13225
Betonfertigteile – Deckenplatten mit Ortbetonerfüllung	DIN EN 13747, DIN EN 13747/A2
Betonfertigteile – Treppen	DIN EN 14843
Betonfertigteile – Hohlkastenelemente	DIN EN 14844, DIN EN 14844/A2
Betonfertigteile – Gründungselemente	DIN EN 14991
Betonfertigteile – Wandelemente	DIN EN 14992, DIN EN 14992/A1
Betonfertigteile – Fertigteile für Brücken	DIN EN 15050, DIN EN 15050/A1
Betonfertigteile – Stützwandelemente	DIN EN 15258
Betonfertigteile – Spaltenböden für die Tierhaltung	DIN EN 12737, DIN EN 12737/A1
Betonfertigteile – Maste	DIN EN 12843
Betonfertigteile – Betonfertiggaragen – Teil 1: Anforderungen an monolithische oder aus raumgroßen Einzelteilen bestehende Stahlbetongaragen	DIN EN 13978
Betonfertigteile – Balkendecken mit Zwischenbauteilen – Teil 1: Balken	DIN EN 15037-1

Abb. 9.1.4
Übersicht einiger Produktnormen für Betonfertigteile

Die Verwendung von Betonfertigteilen ist vielfältig. Bei dem Bau von gewerblich genutzten Gebäuden, wie z. B. Industriehallen oder Bürogebäuden, ist die Verwendung von vorgefertigten Betonelementen (Stützen, Deckenplatten, Wandelemente, etc.) üblich (Abb. 9.1.2 und Abb. 9.1.3).

Im Wohnungsbau ist der Einsatz von Betonfertigteilen ebenso vielfältig möglich. So wurden in der ehemaligen DDR und werden auch heutzutage noch in vielen anderen Ländern ganze Siedlungen mit Betonfertigteilen errichtet. In Deutschland beschränkt sich der Einsatz von Fertigteilen im Wohnungsbau weitestgehend auf Systemwandelemente, Deckenplatten, Treppenhäuser und Betontreppen.

Weitere Einsatzgebiete von Betonfertigteilen finden sich bei der Errichtung von Windkraftanlagen (Hybriddürme) sowie im Tiefbau (Leitungskanäle, Betonrohre, Schächte, Kleinkläranlagen, etc.), im Straßenbau (Winkelstützwände, Straßenleitplanken, etc.), im Brückenbau (Brücken für Fußgänger und Radfahrer als komplettes Fertigteil) und im Tunnelbau, wenn dieser in der sogenannten Tübbingbauweise erstellt wird.

Betonfertigteile werden typischerweise als monolithische Bauteile, als Sandwichkonstruktion oder als Halbfertigteil hergestellt.

Bei der klassischen monolithischen Bauweise besteht das Fertigteil aus massivem Beton oder Stahlbeton. Als Beispiel können hierfür Treppen, Stützen, Träger und Wandelemente genannt werden.

Bei der Sandwichkonstruktion handelt es sich um Betonfertigteil-Wandelemente, die aus mehreren Schichten gefertigt werden. Zum Erreichen einer besseren Wärmedämmung befindet sich zwischen zwei Stahlbetonschichten eine Dämmstoffschicht. Dabei sind die beiden Außenschichten durch den Dämmstoff hindurch miteinander verankert.

Halbfertigteile kommen in Deutschland hauptsächlich als Deckenelemente vor. Hierbei ersetzt das Halbfertigteil das zeitaufwendige Erstellen einer Schalung auf der Baustelle.

Betonwaren

Betonwaren

Die Herstellung von Betonwaren erfolgt aus erdfeuchten Betonen. In Metallformen wird der Beton durch intensive Rüttel-Press-Verdichtung in Form gebracht und entweder sofort oder nach kurzer Aushärtungszeit entschalt. Das sofortige Entformen setzt eine ausreichend hohe Grünstandfestigkeit des Betons voraus, d. h. die Formgebung des Produktes muss auch unter seinem Eigengewicht stabil bleiben. In diesem Zustand erhärtet das Produkt.

An Betonwaren werden je nach Verwendungszweck hohe Qualitätsanforderungen gestellt. Zu nennen sind beispielsweise Maßhaltigkeit, Festigkeit, Frost-Tausal-Widerstand, Abriebwiderstand, Dichtigkeit und auch ästhetische Ansprüche.

Es sind eine Vielzahl von Erzeugnissen mit den unterschiedlichsten optischen Gestaltungen in der Anwendung. Es werden nachfolgend einige Produkte von Betonwaren und die jeweiligen Produktnormen genannt, siehe Abb. 9.2.3



Abb. 9.2.1
Betnpflastersteine



Abb. 9.2.2
Betonrohre direkt nach der Herstellung

Betonteil (Produktgruppe)	Produktnorm
Betonrohre Betonrohre mit Falz	DIN EN 1916, DIN V 1201 RiBoN ¹⁾
Schachtfertigteile- Abwasserkanäle Schachtfertigteile- Brunnen und Sickeranlagen	DIN EN 1917 DIN V 4034-1 DIN 4034-2
Klärgrubenfertigteile	DIN EN 12566-1 und -3 DIN 4261-1
Platten aus Beton	DIN EN 1339
Bordsteine	DIN EN 1340, DIN 483
Pflastersteine	DIN EN 1338
Mauersteine aus Beton	DIN EN 771-3
Mauersteine aus Normalbeton	DIN V 20000-403 DIN V 18153-100
Mauersteine - Hohlblöcke	DIN V 20000-403 DIN V 18153-100
Mauersteine - Vollsteine, Vollblöcke	DIN V 20000-403 DIN V 18153-100
Betondachsteine	DIN EN 490

Abb. 9.2.3
Wesentliche Betonteile (Produktgruppen) in der Betonwarenindustrie

Die Betonwaren werden überwiegend mit automatischen Produktfertigern hergestellt. Um eine hohe Produktionsauslastung zu erreichen, sind meistens vollautomatische Produktionsabläufe in den Betonwerken integriert.

Es war lange Zeit Tradition, die erdfeuchten Betone als klassisches Dreistoffsystem – Gesteinskörnung-Zement-Wasser – herzustellen. Der Einsatz von verflüssigenden Zusatzmitteln und unterschiedlichsten Zusatzstoffen macht es heute möglich, die Betonzusammensetzungen sehr kreativ zu gestalten. Diese praktikablen Fünfstoffsysteme ermöglichen mit einer beton-technologischen Flexibilität die optimalen Verarbeitungs- und Festbetoneigenschaften auch unter Berücksichtigung von wirtschaftlichen Aspekten.

Es gibt keine einheitlichen Vorgaben zur Erstellung von Betonrezepturen für erdfeuchte Betonwaren. Die unterschiedlichsten Produktionsverfahren erfordern jeweils angepasste Betonzusammensetzungen. Diese sind in der Regel ziemlich trocken und haben sehr steife Konsistenzen mit einem Wasserzementwert zwischen 0,35 und 0,45 und einen daraus resultierenden niedrigen Wassergehalt in der Gesamtmischung. Derartige Mischungen können bei einer optimalen Rüttel-Press-Verdichtung u. a. hohe Grünstandfestigkeiten aufweisen.

Betonwaren

Die üblichen Zementgehalte können zwischen 250 und 350 kg/m³ variieren, wobei Zementgehalte unter 300 kg/m³ (nicht in Vorsatzbetonen) bei Fertigungsanlagen neuerer Bauart keine Besonderheit sind. Bei Vorsatzbetonen sind Zementgehalte zwischen 350 bis 450 kg/m³ durchaus üblich. Es gibt keine festen Angaben für einen optimalen Zementgehalt. Dieser ist immer durch geeignete Prüfungen an den jeweiligen Produkten im Betonwerk festzulegen. Nicht nur die Grünstandfestigkeit ist abhängig von der richtigen Auswahl der Gesteinskörnungen nach Art und Korngröße, angepasst an das jeweilige Produkt, sondern auch die Festbetoneigenschaften bzw. optischen Qualitäten.

Der für die Betonwarenherstellung häufig verwendete Sieblinienbereich ist nahe B (Regelsieblinie) und besteht meistens aus zwei bis drei Korngruppen. Diese sind im Bereich der feinen Gesteinskörnung oberhalb 50 % und das Größtkorn liegt im Kern-/Hinterbeton zwischen 8 und 16 mm mit Rundkorn bzw. bis 8 mm mit Splitt. Die Vorsatzbetone werden in der Regel aus Gesteinskörnungen, Sand und 3 bis 5 mm Splitt hergestellt. Auch die Kornform kann die Dichtigkeiten des Betons beeinflussen, was bei Splittbetonen einen höheren Verdichtungsaufwand gegenüber Kiesbetonen auf Grund der inneren Reibungskräfte notwendig macht.

Die feinen und groben Gesteinskörnungen sollten möglichst geringe Schwankungen in den Kornzusammensetzungen aufweisen, um den Einfluss auf Wasseranspruch und Verdichtbarkeit bei der Herstellung gering zu halten.

Zu den üblich verwendeten Zusatzstoffen in der Betonwarenproduktion gehören überwiegend Steinkohlenflugaschen (SFA), ferner werden auch Gesteinsmehle o. ä. eingesetzt.

Die Verwendung von Flugaschen verbessert nicht nur die Verdichtungswilligkeit und Grünstandfestigkeit des Betons, sondern wird auch eingesetzt, um unter wirtschaftlichen Aspekten die Bindemittelgehalte zu optimieren.

Flugaschen können teilweise eine dunkle Farbgebung aufweisen, die in den Betonoberflächen ebenfalls sichtbar werden und zu Farbschwankungen führen können. Dies kann auch bei einzufärbenden Betonprodukten eine höhere Dosierung der Farbpigmente bedeuten. Daher wird in der Regel bei Betonwaren die zweischalig mit Kern- und Vorsatzbeton hergestellt werden, meistens im Vorsatzbeton keine Flugasche verwendet – und zwar nicht nur wegen der Gewährleistung gleichbleibender Farbqualitäten der Betonoberflächen, sondern wegen Erfahrungen mit der Dauerhaftigkeit bei verstärkten Frost-Tausal-Belastungen wie z. B. an Oberflächen von Betonpflastersteinen.

Farbige Betonwarenprodukte werden mit Pigmenten eingefärbt. Diese werden als Pulver oder in flüssiger Form als Slurry dem Mischvorgang zugeführt. Einige anorganische Oxidpigmente haben gezeigt, dass sie in den unterschiedlichsten Klimabedingungen sehr gute Echtheitseigenschaften aufweisen. Die Farbin-tensität ist abhängig von der Dosierung und Qualität der Farbe. Aber auch von der Eigenfarbe des Zements und des verwendeten Sandes, des Wasserzementwertes und der Dosierreihenfolge in den Betonmischer. Für den Erfolg brillanter farbiger Betonprodukte sind immer umfangreiche Farbvorversuche mit den jeweiligen Produkten notwendig.



Abb. 9.2.4
Schachtringe mit Steigeisen



Abb. 9.2.5
Schachteinsätze



Abb. 9.2.6
Konen und Ausgleichsringe

Betondachsteine

Betondachsteine

Betondachsteine sind industriell hergestellte Betonprodukte, die in einem für die Betonproduktion sehr speziellen Herstellungsprozess gefertigt werden. In einer Art Strangpressverfahren wird aus einem erdfeuchten Mörtel durch die sogenannte Dachsteinmaschine ein endloser Strang in Dachsteinform erzeugt, der anschließend auf die gewünschte Länge der Betondachsteine geschnitten wird.

Betondachsteine gelten als besonders robust und dauerhaft. Sie werden in unterschiedlichen Formen und Farben mit verschiedenen Oberflächenbeschaffenheiten hergestellt.



Abb. 9.3.2
Dachstuhl mit Betondachsteinen



Abb. 9.3.1
Betondachsteine

Porenbeton

Porenbeton

Porenbeton gehört zu der Gruppe der Leichtbetone. Aus Porenbeton werden in einem industriellen Prozess unterschiedlichste Bauelemente hergestellt wie z. B. Mauersteine oder großformatige Fertigteile. Eine zementhaltige Mischung aus Kalk, gemahlenem Quarzsand und Wasser wird unter Zugabe von Aluminiumpulver in Formen gegossen. Durch chemische Reaktion entsteht gasförmiger Wasserstoff, der ein Treiben verursacht. Es bildet sich ein Rohling mit hohem Porenanteil.

Diese Rohlinge verfestigen sich aufgrund der Hydratationsreaktionen des Zements. Die Rohlinge können durch Schneiden und Fräsen in die gewünschte Form gebracht werden. Ihre endgültige Festigkeit erhalten die Porenbetonelemente durch eine Autoklavierung (Dampfdruckerhärtung), bei der sich aus Sand und Kalk Kalziumsilikathydrate bilden.

Porenbetonelemente haben eine Rohdichte von 300 bis 1.000 kg/m³. Sie zeichnen sich unter anderem durch sehr gute Wärmedämmeigenschaften aus.



Abb. 9.4.1
Porenbetonsteine



Abb. 9.4.2
Porenbetonmauerwerk



Abb. 9.4.3
Porenbeton im Wohnungsbau

Textilbeton/Carbonbeton

Textilbeton

Textilbeton kombiniert die hohe Druckfestigkeit des Betons mit der hohen Zugfestigkeit technischer Textilien. Dadurch lassen sich schlanke und Bauteile mit geringem Eigengewicht realisieren.

Zur Herstellung der Textilien werden Carbonfasern, aber auch AR-Glas- oder Basaltfasern verwendet, welche aus einzelnen Filamenten zu Rovings, bzw. zu Garnen zusammengefasst werden. Anschließend werden diese meist zu gitterartigen Strukturen, sogenannten Gelegen, weiterverarbeitet. Dazu werden die Faserbündel in den gewünschten Abständen angeordnet und mit einer Dispersion oder einem Reaktionsharz getränkt, um so auch die inneren Fasern statisch nutzbar zu machen. Weichere Gelege werden häufig für Verstärkungen genutzt, um sie leicht der jeweiligen Form des Bauwerks anpassen zu können. Starre Bewehrungsmatten hingegen erreichen meist höhere Festigkeiten und daher können zur Herstellung von dünnen tragenden Elementen genutzt werden. Um die textile Bewehrung gut zu umschließen und somit eine kraftschlüssige Verbindung zu gewährleisten, kommen in der Regel feinkörnige und fließfähige Betone zum Einsatz.

Da die verwendeten Textilien nicht korrodieren, kann auf den Korrosionsschutz durch die Betondeckung verzichtet werden, wodurch sich dünnere und damit leichtere Bauteile herstellen lassen.

Im Instandsetzungsbereich wird Textilbeton aufgrund der Flexibilität für dünne Verstärkungsschichten genutzt. Diese können je nach Anforderung in mehreren Lagen aufgebracht werden, wobei sich das weiche Gelege vielen Formen anpassen lässt. Neben einer Erhöhung der Traglast kann Textilbeton auch zur Überbrückung von Rissen bzw. deren Begrenzung eingesetzt werden. Weitere Anwendungsbereiche sind Fassadenplatten, Schallschutzelemente und Schalen für Dächer. Auch mehrere Brückenkonstruktionen wurden bereits mit Fertigteilen aus Textilbeton hergestellt.

Momentan ist jedoch für die Herstellung von tragenden Bauteilen aus Textilbeton eine Zustimmung im Einzelfall oder eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung notwendig.



Abb. 9.5.3
Integrale Holzbrücken Remstal-1, Bild: solidian GmbH



Abb. 9.5.4
Integrale Holzbrücken Remstal-2, Bild: solidian GmbH



Abb. 9.5.1
Fotobetonfassade
Barkhausbau
TU Dresden
Bild: solidian GmbH

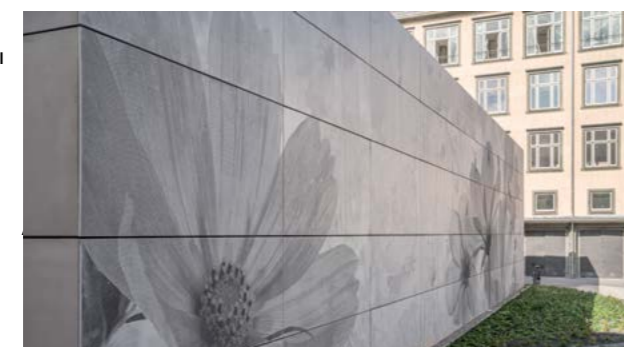


Abb. 9.5.2
Fotobetonfassade Detail
Barkhausbau
TU Dresden
Bild: solidian GmbH

Textilbeton/Carbonbeton

Carbonbeton

Die Bezeichnung Carbonbeton wird für Betone mit Matten- oder Stabbewehrung aus Carbon verwendet. Somit überschneiden sich die Begriffe Textil- und Carbonbeton bezogen auf mattenartige Bewehrung aus Carbon.

Stabbewehrung aus Carbon wird ähnlich der Matten, bzw. Gelege bei Textilbeton aus Einzelfasern im Zusammenschluss zu Rovings hergestellt. Diese Stäbe lassen sich ähnlich wie Bewehrungsstahl verarbeiten und können bspw. bei der Verwendung für Fertigteile mit Abstandhaltern in die Schalung eingebracht werden.

Im Vergleich zu Stahlbewehrung korrodiert Carbon nicht und weist eine wesentlich geringere Dichte auf. Zusammen mit der höheren Tragfähigkeit ergibt sich somit eine deutliche Gewichtsersparnis gegenüber Stahlbeton. Jedoch ist der höhere Preis von Carbon im Vergleich zu Stahl zu beachten.

Da Carbon- sowie Textilbeton aktuell noch in geringen Stückzahlen hergestellt werden, sind die Produktionsabläufe meist nicht automatisiert und viele Arbeitsschritte werden händisch ausgeführt.



Abb. 9.5.5
Carbonbetonbrücke Albstadt-1, Bild: solidian GmbH

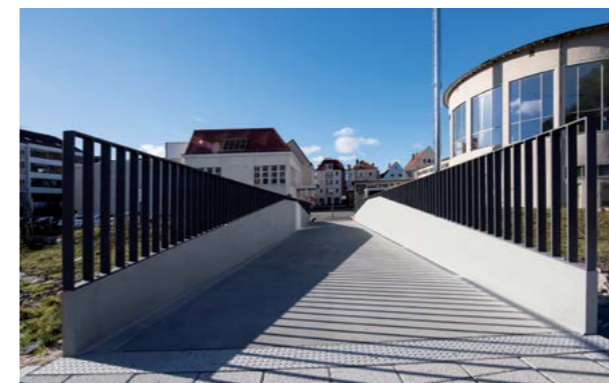


Abb. 9.5.6
Carbonbetonbrücke Albstadt-2, Bild: solidian GmbH

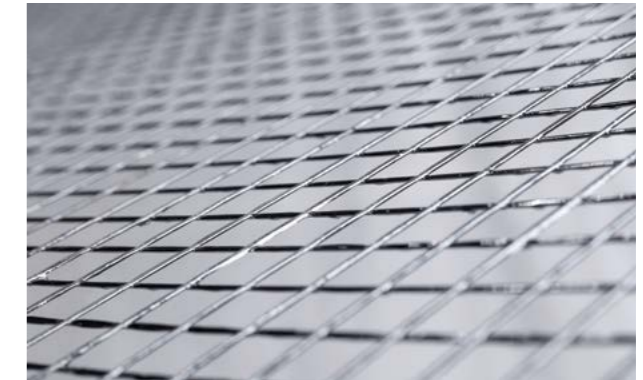


Abb. 9.5.7
solidian GRID
Bewehrungsgitter aus Carbon, das mit innovativer und zukunftsweisender Technologie hergestellt wird
Bild: solidian GmbH

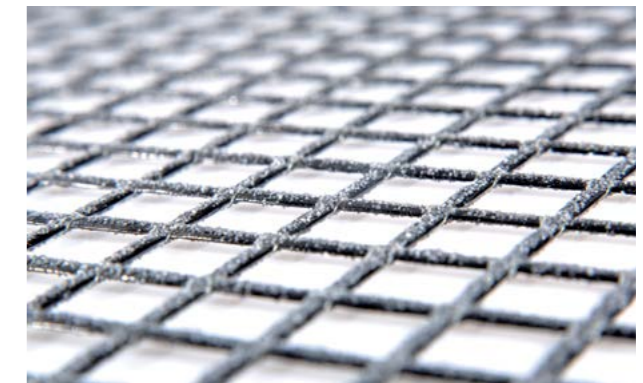


Abb. 9.5.8
solidian ANTICRACK
Weiterentwicklung der Carbonbewehrung solidian GRID, die gezielt als rissbreitenbegrenzende Bewehrung wirkt
Bild: solidian GmbH

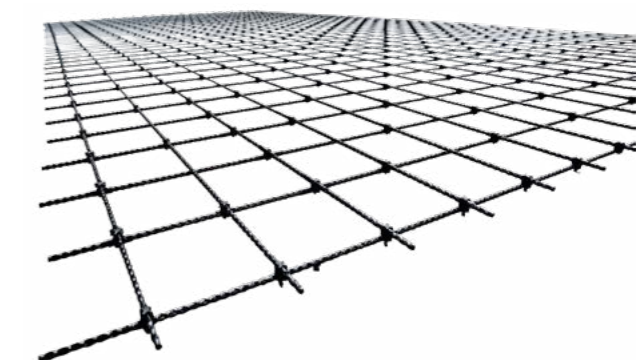


Abb. 9.5.9
solidian REMAT
solidian REMATs werden aus korrosionsfreien und extrem stabilen solidian REBARs hergestellt
Bild: solidian GmbH



Abb. 9.5.10
solidian REBAR
Die stabförmigen Bewehrungen solidian REBAR kombinieren hochfeste Fasern mit extrem widerstandsfähigen Harzen
Bild: solidian GmbH

Betonbauteile für Küstenschutz

Küstenschutz und Wasserbau

Der Küstenschutz gewinnt mehr und mehr an Bedeutung infolge des Klimawandels und dem daraus resultierenden Meeresspiegelanstieg. Dies hat Auswirkungen auf künftige extreme Wetterereignisse wie zum Beispiel hohe Sturmfluten. In der Nordsee könnten durch den Meeresspiegelanstieg bis zu über einen Meter höhere Wellen auflaufen. Bei solch hohen Wasserständen würde sich das vor Nordseesturmfluten zu schützende Gebiet von derzeit etwa 10.800 Quadratkilometern um etwa zehn Prozent vergrößern. Durch die besonders stark vertretenen Westwinde wäre in Deutschland besonders die Nordseeküste Schleswig-Holsteins betroffen.

Nachhaltige Lösungen für Wasserbau und Küstenschutz

Ob Nord- oder Ostsee: Küstenschutz ist in Niedersachsen, Schleswig-Holstein, Bremen, Hamburg und Mecklenburg Vorpommern von existenzieller Bedeutung. An den durch Sturmfluten gefährdeten Küstenniederungen und von Erosion betroffenen sandigen Küsten sind moderne und nachhaltige Lösungen zum Erhalt wichtiger Siedlungs-, Wirtschafts- und Lebensräume gefragt.

Holcim greift bei seinen Lösungen für den Wasserbau und Küstenschutz auf über 40 Jahre Erfahrung zurück, um Mensch, Natur und Landschaft gleichermaßen nachhaltig zu schützen und zu bewahren.

Holcim bietet eine Reihe an Lösungen für den Küstenschutz an. Einzelheiten dazu werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

Holcim Basalton® Betonsäulen

Deichbedeckung gegen hohe Wellen und starke Strömung
Bei Deichen, wo die Wellen zu hoch sind oder die Strömung zu stark für eine Grasbedeckung ist, kann eine Steinsetzung als Deckwerk die Lösung bieten. Holcim bietet hier die Betonsäule Basalton an.

Holcim Basalton® schützt Deichkörper vor:

- Erosion durch hohe Wellen
- Starke Strömungen
- Eisgang

Holcim Basalton® ist die moderne Variante zur Erstellung von stark beanspruchten und optisch hochwertigen Deichkörpern. Die Verlegung der Basalton® Betonsäulen erfolgt maschinell, wodurch eine höhere Verlegeleistung bei geringeren Kosten erzielt wird.



Abb. 9.6.1
Betonsäulen beim Verlegen

Basalton® Quattroblock

Die Stabilität eines Böschungsschutzes aus Basalton® Quattroblocks wurde 2017 in der Delta Flume von Deltares untersucht. Delta Flume ist eine Testanlage bei Delft in den Niederlanden, in der Küstenstrukturen mit großen Wellenangriffen auf ihre Stabilität getestet werden können.

Die Prüfer von Deltares bestätigen: "Die Leistung der neuen Holcim Basalton® Quattroblocks war hervorragend. Der starke Wellenangriff hat einige Gelenkfüllungen ausgewaschen, aber selbst nach sehr langer Zeit war noch eine signifikante Menge an Gelenkfüllung in den Gelenken zurückgeblieben. Dies ist ein wichtiger Aspekt der Stabilität. Nach den Tests gab es kaum Verformungen des Deckwerks. Der Stabilitätsfaktor wurde basierend auf diesen vorläufigen Ergebnissen berechnet. Es ist ungefähr 1,37, was der höchste Wert ist, der je für die derzeit in den Niederlanden auf dem Markt befindlichen Blockverkleidungen ermittelt wurde."

Mit diesem starken Test-Ergebnis hat Holcim Coastal eine sehr nachhaltige Lösung anzubieten, die gegenüber allen Konkurrenzsystemen bei Blockverkleidungen in den Niederlanden und Deutschland besser abschneidet. Damit wird der zukünftige Küstenschutz für Auftraggeber noch sicherer und zugleich kostensparender.



Abb. 9.6.2
Quattroblock

Betonbauteile für Küstenschutz

Holcim Betomat® Betonblockmatten

Für den Schutz von Ufer, Böschungen und Gewässerböden gegen Erosion durch kleinen Wellenschlag und Strömungen bietet Holcim die Betonblockmatte Betomat® als Lösung.

Holcim Betomat® ist in verschiedenen Ausführungen lieferbar und vielseitig einsetzbar.

Anwendungsbereiche:

- Abdeckung von wasserdichten Folien
- Wasserrückhaltebecken
- Bodenschutz
- Deichbefestigungen
- Uferschutz
- Sparbecken
- Auslassöffnungen
- Abdeckung von Rohrleitungen
- Bootshellinge
- Surfufer

Die Betonblockmatten können sowohl über als auch unter Wasser angebracht werden und verleihen der Konstruktion Stabilität. Das Geotextil, das zusammen mit den Betonblöcken eine Einheit bildet, verhindert die Auswaschung des Bodens.

Die Anwendung von Betomat im Wasserbau ermöglicht es, rasch und einfach eine Uferbefestigung zu realisieren. Die Matte kann unter Wasser verlegt und ohne Unterbrechung bis zur Böschung über Wasser durchgezogen werden. Holcim Betomat® ist dank ihrer Flexibilität in der Lage, geringe Setzungen des Bodens auszugleichen.



Holcim Basalton® Mauerelemente

Robuste und dekorative Uferbefestigungen und Hangsicherungen. Vorgefertigte Holcim Basalton® Mauerelemente eignen sich hervorragend für Rand- und Uferbefestigungen (z. B. als Kaimauer) entlang von Flüssen und Seen, Hafenanlagen oder im Promenadenbereich. Das charakteristische Erscheinungsbild verleiht dem Mauerelement ein robustes und einzigartiges Aussehen. Werden Elemente aneinandergesetzt, so ergeben sich keine sichtbaren horizontalen oder vertikalen Linien – ein schönes, gleichförmiges Bild entsteht. Die Fugentiefe liegt bei drei Zentimetern. Die Elemente sind mit einer Verstärkung versehen und werden mit Beton (Festigkeitsklasse C28/35) hergestellt.

Die Vorteile der modularen Bauweise liegen auf der Hand:

- authentisches Stein-Design
- schnelle und formstabile Verarbeitung
- verschiedene Farben
- Möglichkeit zum Verfugen

Die Anwendung stellt sich wie folgt dar: Die Wandelemente sind auf einer Unterkonstruktion aus Beton oder Stahl aufgebaut. Sie sind auf der Rückseite zudem mit einer Verankerungsschiene versehen. Über diese wird die Verbindung mit der darunterliegenden Spundwand oder einer anderen Unterkonstruktion durchgeführt. Jedes Element ist an der Oberseite mit Transportankern versehen, was den Einbau erleichtert.

Die Mauerelemente von Holcim Coastal können für jedes Bauprojekt individuell hergestellt werden und sind flexibel einsetzbar. Eine Kombination mit Holcim Basalton® Betonsäulen ist ebenfalls möglich. In den Niederlanden werden die Mauerelemente von Holcim bereits an vielen Baustellen erfolgreich im Wasserbau eingebaut und verschönern verschiedenste Kaianlagen oder Ufermauern.



Abb. 9.6.3 (links)
Betonblockmatten beim Verlegen

Abb. 9.6.4 (rechts)
Mauerelemente beim Einbau

Entmischung von Beton

Entmischungserscheinungen

Beim Transport, Fördern, Einbringen und Verdichten können verschiedenartige Entmischungen eintreten, die die Betonqualität und/oder das Aussehen mehr oder weniger beeinträchtigen.

Man unterscheidet folgende Entmischungen:

- zwischen verschiedenen Korngrößen der Gesteinskörnung
- zwischen Gesteinskörnung und Zementleim
- zwischen Mehlkoranteil und Wasser

In der Praxis können diese Entmischungsarten jedoch meist nicht eindeutig unterschieden werden.

Einige der wichtigsten Erscheinungsformen der Entmischung sind:

- Kiesnester, welche sich als Anreicherungen von grober Gesteinskörnung im Beton zeigen (Abb. 10.1.1). Sie treten meist an der Oberfläche oder im unteren Bereich von Bauteilen auf.
- Lokale Anreicherungen von überschüssigem Wasser mit feinen Zement- und Gesteinskörnungsbestandteilen können an senkrechten Schalungen Wasserschliren verursachen (Abb. 10.1.2).
- Sammelt sich das überschüssige Anmachwasser hingegen an der Oberfläche, spricht man vom Bluten des Betons. Die Folgen sind unregelmäßige, abgesandete oder poröse Oberflächen.
- Eine weitere Erscheinungsform können Mikroentmischungen, also das Entmischen von Zement und Feinsand, sein. Auch hierunter kann das optische Erscheinungsbild der Betonoberfläche erheblich leiden (Abb. 10.1.3).

Ursachen und Maßnahmen

Aus den wichtigsten Ursachen von Betonentmischungen, lassen sich gleichzeitig die Abhilfemaßnahmen ableiten:

- undichte Schalungen, sodass Zementleim aus der Schalung austreten kann (Siebwirkung)
- zu dichte Bewehrung (Siebwirkung)
- ungenügende Überdeckung der Bewehrung
- ungeeignete Betonzusammensetzung (schlecht abgestimmte Kornzusammensetzung)
- zu geringe Zementdosierung
- zu flüssige bzw. weiche Konsistenz des Frischbetons
- übermäßige Dosierung eines Fließmittels
- für die Bauteildimensionen zu großes Größtkorn
- zu kurze Mischzeit, wichtig: ausreichende Vermischung der Ausgangsstoffe UND Aktivierung der Zusatzmittel, da sonst spätere Aktivierung beim Transport, Pumpen oder Einbau; gerade Konsistenz und LP-Gehalt können im großen Bereich schwanken
- fehlerhaftes Einbringen des Betons (zu intensives Rütteln, Nichtgebrauch von Schüttrohren bei hohen Fallhöhen, zu große Abstände zwischen den einzelnen Einbringstellen)

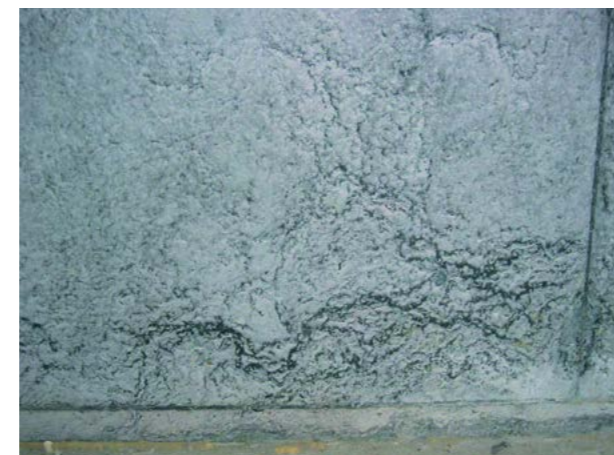


Abb. 10.1.2
Auswirkung von Wasserschliren auf das Aussehen der Betonoberfläche



Abb. 10.1.1 (links)
Kiesnester, Anreicherung grober Gesteinskörnung

Abb. 10.1.3 (rechts)
Unansehnliche Betonoberfläche infolge einer Mikroentmischung d. h. Entmischung des Zementmörtels in Zement und Feinsand



Entmischung von Beton

Prüfverfahren

Die Prüfung der Mischungs- bzw. Sedimentationsstabilität eines Betons kann auf Basis des Auswaschversuchs für selbstverdichtenden Beton nach der DAfStb-Richtlinie SVB durchgeführt werden. Dazu wird ein Zylinder, bestehend aus drei gleich großen Segmenten, mit Frischbeton gefüllt und verdichtet. Anschließend werden die einzelnen Segmente getrennt und jeweils über einem Sieb ausgewaschen. Nach einer Trocknung werden die Anteile der groben Gesteinskörnung gewogen und aufgrund der Unterschiede können Rückschlüsse auf den Grad der Entmischung gezogen werden.

Am Festbeton kann eine visuelle und quantitative Bewertung der Sedimentation der groben Gesteinskörnung auch anhand von Laborprüfkörpern oder Kleinbauteilen durchgeführt werden. Damit kann bspw. der Einfluss der Verdichtungszeit näher untersucht werden. Im Labor werden dazu Zylinder gefüllt, nach der Aushärtung aufgesägt und verglichen. Auf der Baustelle kann dieser Versuch die Auswirkung einer baupraktischen Verdichtung in Abhängigkeit der Verdichtungszeit darstellen. Es werden Schalungen mit Beton gefüllt und unterschiedlich lange mit einem Innenrüttler verdichtet. Nach dem Aushärten können Bohrkern entnommen und miteinander verglichen werden. Diese Versuche dienen mehr der Visualisierung und können als begleitende Prüfung durchgeführt werden.



Abb. 10.1.5
Dreigeteiltes Rohr um die Entmischungsneigung zu prüfen



Abb. 10.1.4 (links)
Entleeren eines Teils der Rohrfüllung



Abb. 10.1.6 (rechts)
Auswaschen des Betons

Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen

Einleitung

Die Ästhetik von Betonbauwerken/-bauteilen wird wesentlich vom Erscheinungsbild der Betonoberfläche bestimmt. Verfärbungen an Sichtbetonoberflächen gelten als Schönheitsfehler und werden vielfach als Mangel empfunden. Sie beeinträchtigen im Allgemeinen weder die Dauerhaftigkeit noch die Festigkeit und haben somit keinen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit des Betons. Verfärbungen werden als Veränderung/Verlust der ursprünglichen Farbe definiert.

Jede Farbe wird durch

- ihren Buntton (blau, rot, grün ...)
- ihre Buntheit (sauber, schmutzig, unbunt)
- ihre Helligkeit (dunkel, hell)

eindeutig beschrieben.

Verändert sich mindestens eine dieser Eigenschaften, kann dies vom Betrachter als Verfärbung wahrgenommen werden. Verfärbungen können sowohl kurz nach der Herstellung als auch im hohen Alter auf Betonoberflächen auftreten.

Aufgrund der menschlichen Helligkeitswahrnehmung erscheinen bei gleicher Farbe glatte Oberflächen dunkler als raue, poröse Oberflächen und trockene Oberflächen heller als feuchte Oberflächen. Eine ausführliche Beschreibung dieser Phänomene ist in der Dissertation von Doris Strehlein enthalten.

Sowohl für Verfärbungen, als auch für Ausblühungen ist die Bildung von Kalziumhydroxid Ca(OH)_2 eine der wesentlichen Voraussetzungen. Ca(OH)_2 entsteht in großen Mengen bei der Hydratation der kalziumreichen Klinkerphasen C_3S (Alit) und C_2S (Belit) des Zements.

Während der Hydratation erfolgt eine ständige Abspaltung von Ca(OH)_2 . Der weitere Reaktionspartner ist das CO_2 aus der Umgebungsluft (ca. 0,038 %).

In der wässrigen Phase reagieren Ca(OH)_2 und CO_2 zu dem schwerlöslichen Kalziumkarbonat (CaCO_3), welches dann ausfällt und nach dem Ort der Entstehung entweder zu Verfärbungen oder auch zu Ausblühungen führt. Da sowohl Ca(OH)_2 als auch CO_2 bei niedrigen Temperaturen besser in Lösung gehen als bei hohen Temperaturen (umgekehrtes Lösungsgleichgewicht), ist gerade in der kalten Jahreszeit verstärkt mit dieser Reaktion zu rechnen.

Zu berücksichtigen ist natürlich, dass das im Beton vorhandene Ca(OH)_2 zu einem hohen pH-Wert im Betoninneren führt, der Voraussetzung für den Korrosionsschutz der Bewehrung ist.

Ausblühungen

- Ausblühungen sind helle, schleierartige bis punktuelle Verfärbungen, die an Betonbauteilen, aber auch an Ziegelmauerwerk und Sandsteinen entstehen können
- Ausblühungen sind Anreicherungen unterschiedlicher wasserlöslicher Salze, die einen feinen kristallinen Belag auf Bauteiloberflächen bilden
- Ausblühungen auf Betonbauteilen sind zumeist temporäre Erscheinungen und beeinträchtigen im Allgemeinen nicht die Güte und Dauerhaftigkeit des Betons
- Ausblühungen am Beton treten bevorzugt im Frühjahr und Herbst an Bauteilen jungen Alters auf

Bei der Entstehung von Ausblühungen sind folgende chemische Verbindungen von Bedeutung:

Karbonate	(z. B. Kalziumkarbonat)	CaCO_3
Sulfate	(z. B. Natriumsulfat)	Na_2SO_4
Chloride	(z. B. Natriumchlorid)	NaCl
Nitrate	(«Mauersalpeter»)	$\text{Ca(NO}_3)_2$
Kalziumhydroxid		Ca(OH)_2
Kohlendioxid		CO_2

Nachfolgend werden nur Kalkausblühungen bzw. Kalkausscheidungen erläutert.

Primärausblühungen

Aussehen

- helle Schleier
- weiße, meist flächige Verfärbungen

Entstehung

- Bei der Hydratation des Zements entsteht Ca(OH)_2 , das mit dem Porenwasser im Beton im Lösungsgleichgewicht steht
- Gelangt kalkgesättigtes Porenwasser an die Betonoberfläche und verdunstet, kristallisiert Ca(OH)_2 aus und verbleibt auf der Oberfläche
- Ca(OH)_2 reagiert mit CO_2 der Luft zu CaCO_3 (Kalkstein)
- Primärausblühungen treten nur im sehr jungen Betonalter auf

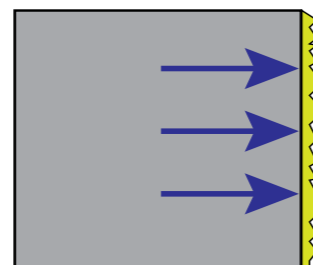


Abb. 10.2.1 Primärausblühungen

Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen

Sekundärausblühungen

Aussehen

- Weißer Belag unterschiedlicher Stärke
- Auftreten abhängig von Wasserführung bzw. Pfützenbildung

Entstehung

- Fremdwasser, z. B. durch Niederschläge, Staunässe oder Kondenswasser, dringt in den Beton von außen ein
- Ca(OH)_2 wird gelöst und aus dem Beton transportiert. In Bereichen, wo die Lösung verdunstet, bilden sich Kalkausscheidungen
- Sekundärausblühungen können auch bei älteren Betonen auftreten

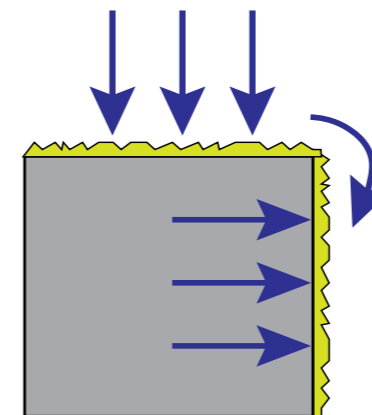


Abb. 10.2.2 Sekundärausblühungen

Kalkaussinterungen/Kalkauswaschungen

Aussehen

- Teilweise massige weiße/gelbliche Verkrustungen, dem Wasserweg folgend
- Typisch sind »Kalkfahnen« oder Stalaktitenbildung an Deckenunterseiten

Entstehung

- Aufgrund ständiger Wasserführung durch Risse, Fugen oder poröses Gefüge wird Ca(OH)_2 gelöst und mit an die Bauteiloberfläche geführt
- In Bereichen, wo diese Lösung verdunstet, bilden sich Kalkausscheidungen
- Entstehung von z. T. massiven Kalkablagerungen durch stetigen Prozess

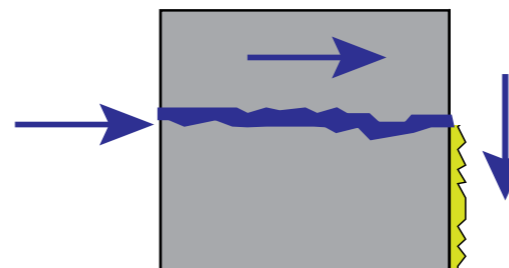


Abb. 10.2.3 Kalkaussinterungen/Kalkauswaschungen

Reduzierung von Ausblühungen

Eine vollständige Vermeidung von Ausblühungen ist aufgrund der Vielzahl von Einflüssen nahezu unmöglich.

Folgende Maßnahmen können die Ausblühneigung reduzieren:

- Möglichst wenig Zugabewasser verwenden (z. B. durch Verwendung von Verflüssigern und Fließmitteln), um eine dichte, wenig poröse Betonoberfläche herzustellen. Dadurch wird der Stofftransport des Ca(OH)_2 an die Oberfläche deutlich reduziert
- Jungen Beton durch Abdecken vor Regen schützen, insbesondere bei ungeschützten Mauerkronen
- Vermeidung von Kondenswasser, indem für guten Luftzutritt zu allen Betonoberflächen gesorgt wird (z. B. Betonbauteile nicht aufeinander oder gegeneinander stapeln). An trockenen Oberflächen kann das Ca(OH)_2 nicht mit dem CO_2 reagieren
- Verwendung von Zementen mit latent hydraulischen oder puzzolanischen Zusätzen. Diese binden einen Teil (aber nicht alles) des überschüssigen Kalziumhydroxids noch im Inneren des Betons zu wasserunlöslichem Zementstein
- Zugabe von Stoffen mit hoher puzzolanischer Aktivität wie Steinkohlenflugasche oder Silikastaub (Zugabe von Silikastaub auf 11 % vom Zementgehalt beschränkt, da sonst der Korrosionsschutz der Bewehrung aufgehoben wird)
- Periodisches Tropfen von Dachrinnen, abtropfendes Kondenswasser von Wasserleitungen oder Blechen auf Betonbauteile ist unbedingt zu vermeiden

Entfernen von Ausblühungen

An frei bewitterten Betonoberflächen können Ausblühungen im Laufe der Zeit durch leicht sauren Regen wieder von selbst verschwinden. Dabei wird das schwerlösliche CaCO_3 angelöst und weggespült. Staunässe führt dort natürlich wieder zur Bildung von Ausblühungen.

Zum Teil lassen sich Ausblühungen an trockenen Betonoberflächen bereits durch Ausbürsten mechanisch entfernen. Unter Anleitung von Fachleuten und Einhaltung entsprechender Sicherheitsvorschriften können Ausblühungen auch mit säurehaltigen Spezialprodukten entfernt werden. Dabei ist zunächst das Bauteil gut vorzuwässern und die Oberfläche anschließend reichlich mit Wasser zu spülen. Hierbei besteht die Gefahr, dass bereits durch die Karbonatisierung zugesetzte Poren wieder geöffnet werden und dadurch wieder Ca(OH)_2 austreten kann, was erneut zu Ausblühungen auf der Betonoberfläche führen könnte.



Abb. 10.2.4 bis 10.2.9 Diverse Ausblühungen an Betonoberflächen

Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen

Verfärbungen

Braunverfärbungen

Unter Braunverfärbungen werden Verfärbungen, welche bräunliche, gelb-bräunliche bis hin zu rot-bräunliche Schattierungen aufweisen, verstanden.

Braunverfärbungen können durch externe Ursachen (Trennmittelrückstände, Rostfahnen, phenolharzbeschichtete Schaltafeln) und durch interne Ursachen (Eisenionen aus dem Zement, Eisenionen aus der Gesteinskörnung) entstehen.

Braunverfärbung durch Trennmittelrückstände

Verfärbungen durch Trennmittelrückstände sind Verunreinigungen, welche nicht aus dem Beton stammen. Dabei handelt es sich um Anreicherungen von Trennmittel, die zu bräunlichen Schlieren auf der Betonoberfläche führen. Abhilfe schafft hier ein gleichmäßig dünner Trennmittelauftrag bzw. die Entfernung von überschüssigem Trennmittel vor der Betonage oder der Wechsel des Trennmittels.



Abb. 10.2.10
Braunverfärbungen durch Trennmittelüberschuss

Braunverfärbungen durch Rostfahnen

Wenn freiliegende angerostete Bewehrung von Regenwasser umspült wird und dieses Wasser über die Betonoberfläche läuft, bilden sich die bekannten Rostfahnen. In der Schalung vorhandene Reststücke von Bindedraht können ebenfalls rosten und durch ablaufendes Wasser zu Rostfahnen führen.



Abb. 10.2.11 (links)
Braunverfärbungen durch Rosten der Bewehrung

Abb. 10.2.14 (rechts)
Braunverfärbungen durch Phenolharz

Auch die Ablage von angerosteter Bewehrung auf vorbereitete Schaltafeln kann zu Rostablagerungen führen, welche bei Bewehrung ebenfalls Rostfahnen verursachen können.

Abhilfe schaffen hier saubere Schalungen und Schaltafeln. Freiliegende Bewehrung ist vor Regenwasser zu schützen.

Braunverfärbung durch Phenolharz Schaltafeln

Bei phenolharzbeschichteten Schaltafeln kann die Beschichtung durch den Beton angegriffen werden, was dann ebenfalls zu braunen Verfärbungen auf der Betonoberfläche führt. Hier hilft der Austausch der Schaltafeln.



Abb. 10.2.12
Phenolharzbeschichtete Schalhaut



Abb. 10.2.13
Verfärbungen an der Betonoberfläche durch Phenolharz



Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen

Braunverfärbung durch Eisenionen des Zements

Eisenionen aus dem Zement können an die Oberfläche gelangen und in das $\text{Ca}(\text{OH})_2$ eingebunden werden. Durch den Luftsauerstoff und Feuchtigkeit bilden sich Eisenoxidverbindungen, die die entstehenden sonst weißen Ausblühungen in gelblich-bräunliche Ausblühungen verändern. Der Entstehungsmechanismus sowie die Möglichkeiten zur Reduzierung und Entfernung sind analog zur Beschreibung der weißen Ausblühungen.



Abb. 10.2.15
Braunverfärbung durch Eisenionen des Zements

Braunverfärbung durch Eisenionen der Gesteinskörnung

Gesteinskörnungen mit Pyrit- oder Markasiteinschlüssen verwittern an der Betonoberfläche unter Wasser- und Sauerstoffzufuhr zu Eisenhydroxid (Rost) und Schwefelsäure, das führt zu punktuellen braunen Verfärbungen. An vertikalen Flächen können dann durch ablaufendes Wasser auch noch Rostfahnen entstehen.



Abb. 10.2.16
Braunverfärbung durch Pyrit im Vorsatz eines Pflastersteins

Natürliche Gesteinskörnungen können in geringem Maße Pyrit oder Markasit enthalten. Durch normale Aufbereitungsverfahren können diese auch nicht entfernt werden. Im Normalfall verwittern nur die oberflächennahen Bestandteile. Dazu ist Feuchtigkeit bei gleichzeitiger Sauerstoffzufuhr eine wesentliche Voraussetzung. Sollten punktuell Rostflecken an freibewitterten Betonoberflächen auftreten, so hilft meistens nur die punktuelle Entfernung und Betonkosmetik.

Dunkelverfärbungen

Der Begriff Dunkelverfärbungen steht für eine Vielzahl von Phänomenen und Erscheinungsformen. Im Allgemeinen sind Dunkelverfärbungen lokale, scharf abgegrenzte Bereiche mit vermindertem Helligkeitswert gegenüber der ursprünglichen Betonoberfläche.

Dunkelverfärbungen infolge lokaler w/z-Wert-Verringerung

Durch undichte Schalungsstöße, undichte Schalungsanker, unterschiedliches Saugverhalten der Schalung und durch partielle Entmischungerscheinungen kann es in lokal begrenzten Bereichen zu w/z-Wert-Verringerungen kommen. Diese Bereiche erscheinen anschließend dunkler als die übrigen Bereiche. In der Literatur finden sich Hinweise, dass zum Teil unhydratisierte dunklere Zementkörner bzw. einzelne Klinkerphasen zurückbleiben.

Aufgrund des reduzierten Wassergehaltes entstehen in diesen Bereichen dichtere, kompakte Hydratationsprodukte mit einem deutlich reduzierten Porenanteil. Das wiederum führt zur Verminderung von Kalziumkarbonatablagerungen durch einen geringeren $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Transport aus dem Betoninneren in diesen Bereichen.

Diese Farbunterschiede können geringfügig im Laufe der Zeit nachlassen, sie werden aber immer sichtbar bleiben.

Möglichkeiten zur Reduzierung sind:

- Schalungsanker und Schalungsstöße abdichten
- Verwendung gleichmäßig saugender Schaltafeln
- Beton so einbringen und verdichten, dass er nicht entmischen kann

Dunkelverfärbung infolge Nachverdichtung/Dunkelverfärbung der unteren Betonierlage

Dunkelverfärbungen im unteren Bereich von Wänden und Stützen werden vielfach einer unsachgemäßen Nachverdichtung zugeschrieben.

Im Rahmen eines umfangreichen Forschungsprogrammes konnte mittels Porenwasserdruckmessungen nachgewiesen werden, dass bei langen Betonierpausen zwischen zwei Lieferchargen beim Verdichtungsvorgang der oberen Lage der Randbereich der bereits erstarrten unteren Lage gestört werden kann. Diese Störung führt zur Bildung eines Mikropaltes zwischen Schalung und dem bereits erstarrten Beton der unteren Lage. Daraufhin kommt es zu einem Transport von Porenwasser des Frischbetons vom oberen in den unteren Schalungsbereich. Dieses Porenwasser weist einen hohen Gehalt an Kalziumhydroxid auf.

Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen

Wird der Porenlösung dann das Lösungsmittel Wasser entzogen, z. B. durch Hydratations- oder Trocknungsvorgänge, fällt festes Kalziumhydroxid aus der Porenlösung aus und bildet eine dichte Oberflächenstruktur, die den Beton dunkel erscheinen lässt.

Durch die Reduzierung der Betonierpausen und einen gut geplanten Einbau des Betons kann diese Art von Dunkelverfärbung weitestgehend reduziert werden.



Abb. 10.2.17
Dunkelverfärbung der unteren Schüttele

Dunkelverfärbung infolge partieller Nachbehandlung

Werden an ausgeschalteten Betonoberflächen Bereiche partiell anders nachbehandelt, z. B. durch teilweise aufgelegte Folie, durch Auflegen von Holzbalken zum Stapeln mehrerer Betonteile oder aber auch durch das Gegeneinanderstellen von Fertigteilen, dann entstehen dadurch ebenfalls Dunkelverfärbungen. An der Kontaktstelle bildet sich Kondenswasser, welches zu einer guten Nachbehandlung und somit einer sehr dichten Oberfläche führt, die dann optisch dunkler erscheint. Auch diese Verfärbung kann sich im Laufe der Zeit angleichen, aber sie wird immer als Farbunterschied sichtbar bleiben.

Durch das Vermeiden partiell unterschiedlicher Nachbehandlung können diese Verfärbungen weitestgehend verhindert werden.



Abb. 10.2.18
Verfärbung durch das Gegeneinanderstellen unterschiedlicher Bauteile

Dunkelverfärbung infolge Fließmittelüberdosierung

Ab einer gewissen Fließmitteldosierung wird keine weitere Verbesserung des Fließvermögens des Zementleimes mehr erreicht. Gleichzeitig steigt jedoch bei weiterer Fließmittelzugabe das Sedimentationsrisiko.

Am Sättigungspunkt ist ein großer Anteil der Zementpartikel von Fließmittelmolekülen bedeckt. Aufgrund dieser Fließmittelsorption wird die weitere Hydratation des Zements verzögert. Während der Verzögerungsperiode weist die Porenlösung hohe Kalzium- und Sulfationenkonzentrationen auf. Durch einen Porenlösungstransport, z. B. infolge des hydrostatischen Drucks, kann sich Porenwasser im Spalt (Beton/Schalung) ansammeln. Wird bei weiterer Hydratation das freie Wasser aus der Porenlösung verbraucht, fällt dabei amorphes Kalziumhydroxid aus der Porenlösung aus und bildet eine dichte, glasige Schicht, welche die Oberfläche des Betons dunkel erscheinen lässt.

Die Vermeidung der Fließmittelüberdosierung, Wahl eines anderen Fließmittels bzw. Rezepturanpassungen können hier Abhilfe schaffen.

Fleckige Dunkelverfärbungen nach einer Winterbetonage

Bei Betonagen in den Wintermonaten, insbesondere bei der Verwendung nicht saugender Schalhäute treten immer wieder einmal fleckige Dunkelverfärbungen auf. Bei gleicher Betonzusammensetzung und gleicher Ausführungstechnik wurde dagegen in den Sommermonaten eine gleichmäßige Betonoberfläche erreicht.

Diese Verfärbungen scheinen dann im Sommer gänzlich zu verschwinden. Nach Regenfällen, bei hohen Luftfeuchten und in der kälteren Jahreszeit sind diese jedoch wieder deutlich sichtbar.

Auch bei dieser Art von Verfärbungen spielt ausfallendes Kalziumhydroxid eine entscheidende Rolle. Jedoch werden hier die Porenausgänge der Betonoberfläche verschlossen, wodurch eine glattere, dunkel erscheinende Oberfläche entsteht. Die Struktur ist nicht so dicht wie bei den Dunkelverfärbungen der unteren Betonierlage.

Hier bilden sich viele kleine Kapillarporen, in denen Wasser kondensieren kann. Das bedeutet auf der einen Seite, dass diese Stellen schlechter abtrocknen als die umliegende Betonoberfläche, aber auf der anderen Seite lagert sich hier auch schneller Feuchte an. Die Feuchtigkeit lässt diese Stellen dann wieder dunkler erscheinen.

Optische Beeinträchtigung von Betonoberflächen

Um diese Erscheinungen zu vermeiden, wird in der Literatur empfohlen, nach Möglichkeit auf Winterbaustellen zu verzichten oder zumindest mit vorgewärmtem Beton zu betonieren, um die Hydratationsgeschwindigkeit zu erhöhen. Gleichzeitig soll auch nach dem Ausschalen für eine möglichst schnelle Abtrocknung der Oberfläche gesorgt werden.

In der Literatur gibt es weitere Empfehlungen, die aber nur unter Anleitung eines erfahrenen Sachverständigen umgesetzt werden sollten.

Blaufärbung

Die Blaufärbung (grünlich-blaue Färbung) von Betonoberflächen bei Verwendung hüttensandhaltiger Zemente (Holcim Ferro, Holcim Duo, Holcim ECOPlanet) ist ein seit langem bekanntes Phänomen. In der Regel treten diese Blaufärbungen an geschalteten Betonbauteilen auf, sehr selten an der Oberfläche von Betonwaren.



Abb. 10.2.19
Schachtbauteil mit Blaufärbung auf der geschalteten Oberfläche



Abb. 10.2.20
Treppe mit Blaufärbung auf der geschalteten Oberfläche

Ursache der Blaufärbung sind geringe Gehalte an Sulfiden in der Hochofenschlacke, die bei der Reaktion mit Wasser (Granulation bei der Herstellung des Hüttensandes, verstärkt aber bei der Hydratation des Hüttensandes als Zementbestandteil) zu Kalziumhydrogensulfid $\text{Ca}(\text{SH})_2$ und zu Polysulfiden umgewandelt werden. Diese Polysulfide können unter Luftabschluss mit gelösten Metallionen, z. B. Eisen oder Mangan, zu Metallsulfiden reagieren, die eine sehr intensive grünlich-blaue Färbung aufweisen.

Bei Luftzutritt an der abgetrockneten Oberfläche oxidieren diese grünlich-blauen Metallsulfide durch den Luftsauerstoff zu farblosen Metallverbindungen (Sulfate, Sulfite). Dadurch ist die Färbung beseitigt.

Diese Blaufärbung tritt nur an der Oberfläche des Zementsteins (Hydratationsprodukt aus Wasser und Zement) auf. Je dichter der Zementstein ist, umso schwerer diffundiert der Sauerstoff in die Oberfläche des Zementsteins und die Oxidation verläuft entsprechend langsamer.

Die durch diesen Vorgang hervorgerufene Blaufärbung ist temporär. Von der Dichtheit des Zementsteins und den Umgebungsbedingungen hängt der Verlauf der Aufhellung (Wochen bis Monate) ab.

Zusammenfassung

Durch die Vielzahl der optischen Beeinträchtigungen von Betonoberflächen und den zum Teil fließenden Übergängen zwischen den unterschiedlichen Entstehungsmechanismen ist es kaum möglich, diese komplett zu verhindern. Bei hohen Anforderungen an die Betonoberfläche, z. B. bei Sichtbeton, empfehlen wir die Einschaltung eines Sachverständigen. Vor allem ist hier auch eine Abstimmung aller am Bau Beteiligten notwendig.

Schwinden und Rissbildung

Beton ist ein relativ sprödes Material. Verglichen mit der Druckfestigkeit weist Beton eine sehr geringe Zugfestigkeit auf, weshalb die Normen aus Vorsichtsgründen in den meisten Fällen von den Ingenieuren verlangen, die Zugfestigkeit bei der Dimensionierung nicht einzurechnen. Erreichen oder überschreiten die Zugbeanspruchungen im Beton dessen Zugfestigkeit, die bei herkömmlichen Betonen 2 bis 3 MPa beträgt, treten unvermeidlich Risse auf.

Die Zugbeanspruchungen und das sich daraus ergebende Rissrisiko können einen oder mehrere Gründe haben:

- zu rasche Austrocknung des Betons, z. B. fehlende Nachbehandlung
- Temperaturspannungen, z. B. aus Hydratationswärme
- Temperaturänderungen
- Lasteinwirkungen, z. B. Eigengewicht, Gebrauchslast aus Verkehr
- aufgezwungene oder behinderte Verformung, z. B. Setzungen, Schwinden
- Frosteinwirkung
- chemische Reaktionen, z. B. Bewehrungskorrosion, Alkali-Kieselsäure-Reaktion

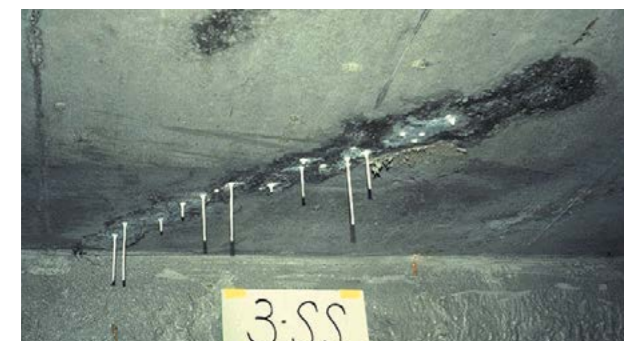


Abb. 10.3.1 Durchgehende Risse mit Wassereindringung als Folge behinderten Schwindens in einer Parkhausdecke

Auch wenn diese Risse schwer vermeidbar sind, stellen sie selten eine Gefahr für die Sicherheit des Bauwerks dar, solange sie dank geeigneter Maßnahmen ein annehmbares Maß nicht überschreiten. Neben dem ästhetischen Schaden, den Betonoberflächen durch Risse erleiden, können sich auftretende Risse auch nachteilig auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks auswirken, falls sie das Eindringen aggressiver Substanzen ermöglichen, die den Beton oder die Bewehrung angreifen. Dies ist im Allgemeinen dann der Fall, wenn die Rissbreiten 0,3 bis 0,4 mm überschreiten oder wenn es sich um durchgehende Risse handelt. In letzterem Fall, und wenn ein Beton hoher Dichtigkeit gefordert ist, wird deshalb eine Beschränkung der Rissbreiten auf maximal 0,1 bis 0,2 mm empfohlen.

Gewisse Maßnahmen erlauben es, das Rissrisiko und die Rissbreiten stark zu reduzieren oder in bestimmten Fällen gar zu verhindern.

Um dies zu erreichen, sind in Abhängigkeit der Rissursache Maßnahmen in den folgenden Bereichen mehr oder weniger wirksam:

- Entwurf, Bemessung und konstruktive Durchbildung des Bauwerks
- Zusammensetzung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons
- Bau- und Betonieretappen

Entwurf, Bemessung und konstruktive Durchbildung des Bauwerks

Die Wahl des statischen Systems sowie Anzahl und Lage der Fugen beeinflussen die Größe der Zugspannungen aus behinderten Zwangsverformungen (z. B. infolge Schwindens) im Beton stark. Sobald diese Spannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, treten unausweichlich Risse auf. Nur eine Vorspannung kann die Rissbildung verhindern, weil die Druckspannungen, die diese im Beton aufbaut, die Zugspannungen vermindern und damit der Rissbildung entgegenwirken. Eine schlaffe Bewehrung allein (Mindestbewehrung gemäß Normung) verhindert die Rissbildung in keiner Weise, sie erlaubt bloß, die Rissbreiten auf ein akzeptables und – in Abhängigkeit der eingesetzten Bewehrungsmenge – steuerbares Maß zu beschränken.

Risse im Beton können aber auch die Folge konstruktiver Mängel sein, hervorgerufen durch unzureichendes Tragvermögen der Konstruktion, mangelhaftes Auslegen und Einbringen der Bewehrung, fehlende oder mangelhafte Anordnung von Fugen, Auftreten von Zwängungsspannungen als Folge unzweckmäßiger Auflagerung von Balken und Platten, durch ungeeignete Kombination verschiedener Baustoffe oder Setzungserscheinungen bei ungenügender Gründung sowie durch Bewegungen des Untergrunds.

Schwinden und Rissbildung

Bau- und Betonierabschnitte

Auch mit dem Festlegen von Arbeitsfugen und Betonierabschnitten lässt sich bis zu einem gewissen Maß das Rissrisiko steuern. Hier empfiehlt es sich, die Anzahl der einzelnen Bauabschnitte und damit auch deren Unterschiede des Betonalters möglichst gering zu halten, um den schädlichen Wirkungen des differentiellen Schwindens zwischen den einzelnen Bauteilen zu begegnen (Abb. 10.3.3 und 10.3.4). Auch das Anordnen von Schwindgassen bei größeren Bauteilen kann das Rissrisiko erheblich reduzieren (Abb. 10.3.2).



Abb. 10.3.2 Schwindgasse bei einem großen Gebäude

Zusammensetzung und Nachbehandlung des Betons

Betonzusammensetzung und Nachbehandlungsmaßnahmen üben den gewichtigsten Einfluss auf die Größe der Schwindverformungen und damit das Rissrisiko aus. Im Folgenden werden die verschiedenen Schwindarten und die zugehörigen Verhütungsmaßnahmen detailliert behandelt.

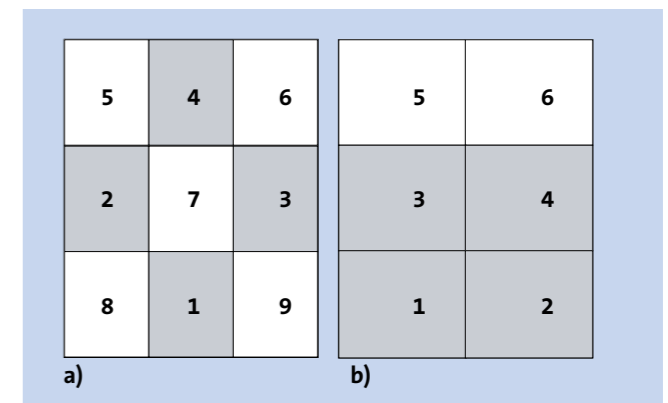


Abb. 10.3.3 Wahl der Betonierabschnitte bei einer Bodenplatte (Grundriss)
a) Ungünstige Lösung: erhöhtes Rissrisiko
b) Günstige Lösung: geringes Rissrisiko

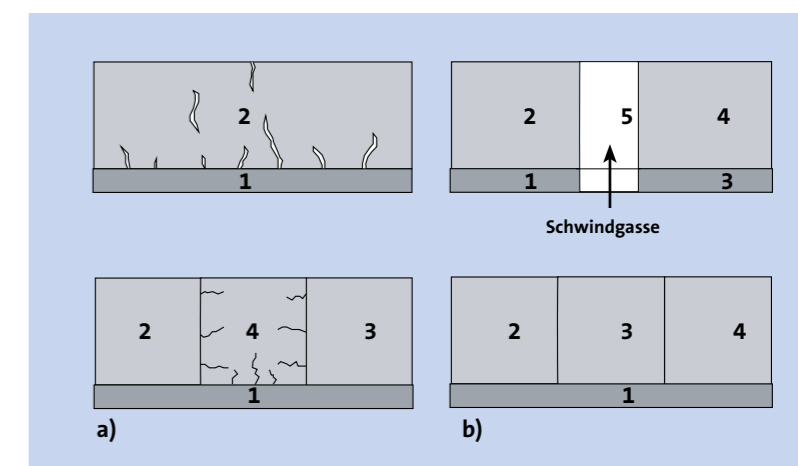


Abb. 10.3.4 Wahl der Betonierabschnitte bei einer Stützmauer (Längsansicht)
a) Ungünstige Lösung: erhöhtes Rissrisiko
b) Günstige Lösung: geringes Rissrisiko

Schwinden und Rissbildung

Schwindarten

Es ist wichtig, zwischen den verschiedenen Arten des Schwindens zu unterscheiden, um sich mit deren Folgen (Rissarten und Auftretenszeiten) auseinanderzusetzen und geeignete Verhütungsmaßnahmen ergreifen zu können (Abb. 10.3.5).

Schwindart	Rissgefahr		Nützlichkeit/Wirksamkeit verschiedener Maßnahmen		
	Zeitpunkt des Auftretens	Rissart	Betonzusammensetzung	Nachbehandlung	Bewehrung
Plastisches Schwinden ¹⁾	vor oder während des Erhärtens	oberflächlich	gering	sehr hoch	-
Thermisches Schwinden	10 Std. bis eine Woche nach dem Betonieren	oberflächlich bis durchgehend	hoch	sehr hoch	mäßig
Trocknungsschwinden ²⁾					
• kurzfristig im Falle ungenügender Nachbehandlung	einige Tage bis Wochen nach dem Betonieren	oberflächlich bis durchgehend	sehr hoch	sehr hoch	mäßig
• langfristig im Falle korrekter Nachbehandlung	einige Monate bis Jahre nach dem Betonieren	durchgehend	hoch	sehr hoch	hoch

¹⁾ Verdunsten von Wasser in noch weichem Zustand des Betons
²⁾ Verdunsten von Wasser in erhärtetem Zustand des Betons

Abb. 10.3.5
Rissrisiko in Abhängigkeit der Schwindart



Abb. 10.3.6
Risse infolge Trocknungsschwinden

Schwinden und Rissbildung

Plastisches Schwinden

Risse infolge plastischen Schwindens (so genannt, weil es vor dem Hydratationsende erfolgt – man spricht auch von Früh- oder Kapillarschwinden) entstehen durch raschen Anmachwasserverlust unmittelbar nach dem Einbringen des Betons. Dieser kann die Folge übermäßiger Wasserverdunstung, aber auch übermäßiger Wasseradsorption der Schalungen oder des Bodens sein. Der Wasserverlust bewirkt ein Schwinden des Betons in denjenigen Schichten, die ihm besonders ausgesetzt sind, während die vom Wasserverlust nicht betroffenen Schichten kaum schwinden. Dadurch werden im Betoninneren Zugspannungen hervorgerufen, die bei Überschreiten der naturbedingt anfänglich sehr niedrigen Zugfestigkeit zu Rissen bis zu mehr als 1 mm Breite führen können.

Horizontale Bauteile wie Decken und Estriche sind am stärksten vom plastischen Schwinden betroffen (Abb. 10.3.7 und 10.3.8).

Das plastische Schwindrisiko ist umso größer, je höher die Betonfestigkeit ist. Je geringer also die Wassermenge, desto empfindlicher reagiert der Beton auf ein frühzeitiges Austrocknen.

Neben dem ästhetischen Mangel, den solche Risse darstellen, können diese auch die Ursache für eine Zerstörung des Betons sein, wenn eingedrungenes Wasser unter Frostwirkung diesen Zerstörungsprozess auslöst. Der Wasserverlust kann auch die vollständige Hydratation des Zements verhindern. Die Betonoberfläche weist dann eine niedrige Festigkeit und eine hohe Porosität auf. Solcher Beton zeigt unter widrigen Umweltbedingungen ein unbefriedigendes Verhalten mit Wasserinfiltration, dem Herauslösen einzelner großer Gesteinskörner, Absanden und Abplatzungen.



Abb. 10.3.7
Rissnetz aufgrund plastischen Schwindens auf einer Parkhausdecke



Abb. 10.3.8
Oberflächliche Risse als Folge des plastischen Schwindens

Vermeidungsmaßnahmen

Die Rissbildung wegen plastischen Schwindens kann wie folgt vermieden werden:

- die in Kapitel 5.2 beschriebenen Nachbehandlungsmaßnahmen sind umgehend zu ergreifen, um die Verdunstung möglichst gering zu halten
- Wasserentzug durch Vornässen der Schalung und des Untergrunds verhindern
- nach Möglichkeit nicht unter extremen Witterungs- oder Temperaturbedingungen betonieren; andernfalls Befolgen der in den Kapiteln 5.3 abgegebenen Empfehlungen
- Polypropylenfasern beimischen

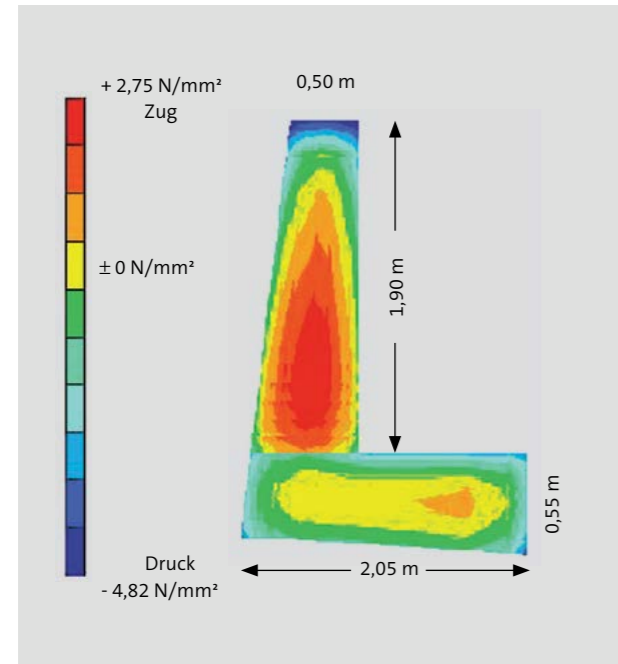
Thermisches Schwinden

Aufgrund der freigesetzten Hydratationswärme des Bindemittels erwärmt sich erhärtender Beton zunächst. Ist dieser Prozess im Alter von 10 Stunden bis mehreren Tagen abgeschlossen, kühlt der Beton wieder ab und thermisches Schwinden setzt ein. Das Rissrisiko infolge thermischen Schwindens ist umso höher, je schneller sich Temperaturänderungen ergeben.

Massige Bauteile unterliegen dabei einem erhöhten Risiko und bedingen besondere Vermeidungsmaßnahmen. Risse infolge thermischen Schwindens können bei der Abkühlung des Betons (ungefähr im Alter von 10 Stunden bis mehreren Tagen) auftreten, die nach der Erwärmungsphase – aufgrund der beim Erhärten freigesetzten Hydratationswärme – einsetzt. Das thermische Schwinden und das daraus resultierende Rissrisiko sind umso höher, je größer die Unterschiede der Betontemperatur sind und je schneller sich diese ändert.

Schwinden und Rissbildung

Abb. 10.3.9 zeigt eine Momentaufnahme zur Zeit des höchsten Rissrisikos für die Wand (5 Tage nach dem Betonieren). Das Fundament wurde 7 Tage vor der Wand betoniert, die Spannungen klingen daher bereits ab.



Vermeidungsmaßnahmen

Die Rissbildung wegen thermischen Schwindens kann wie folgt vermieden werden:

- verwenden von Zementen mit niedrigerer Hydratationswärme (LH-Zemente) und Festigkeitsklasse, wie Hochofenzemente mit einem hohen Hüttensandgehalt (z. B. Holcim Duo oder Holcim ECOPlanet)
- Betonrezepturen mit geringem Zementgehalt und einem hohen Anteil an Betonzusatzstoffen (z. B. Steinkohlenflugasche oder Kalksteinmehl)
- möglichst spät ausschalen und nicht zum Zeitpunkt der höchsten Betontemperatur ausschalen, um keinen thermischen Schock zu provozieren (die Temperatur der Betonoberfläche erfährt beim Ausschalen eine abrupte Abkühlung)
- Betonierabschnitte günstig wählen (Abb. 10.3.2 und 10.3.3)
- verstärkte und zeitlich ausgedehnte Nachbehandlungsmaßnahmen vorsehen (Thermomatten)
- Verwenden eines Erhärtungsverzögerers

Trocknungsschwinden

Bei den meisten der üblichen Betone wird das Schwinden zu einem großen Teil vom langsamen Austrocknen des Betons verursacht (Trocknungsschwinden) und zu einem kleineren von der Volumenverkleinerung, die mit der chemischen Reaktion zwischen Wasser und dem Zement einhergeht (chemisches oder autogenes Schwinden). Die Abnahme der Betonabmessungen, die nach der Austrocknung im erhärteten Zustand beobachtet werden kann, wird als Trocknungsschwinden bezeichnet. Je schneller die Menge des freien Wassers im Gefüge abnimmt, desto stärker schwindet der Beton. Das Schwinden ist umso größer, je geringer die relative Feuchte der umgebenden Luft ist. Darüber hinaus hängt das Ausmaß des Trocknungsschwindens von der Menge des freien Wassers ab.

Das Endschwindmaß liegt im Allgemeinen zwischen 0,3 und 0,8 mm/m. Wie aus Abb. 10.3.11 ersichtlich, hängt dieser Wert maßgeblich von der Wassermenge der Betonrezeptur ab. Da sich jede Erhöhung der Wasserdosierung beim Schwindmaß doppelt auswirkt, ist es von großer Bedeutung, die Wassermenge einer Betonmischung mit Hilfe einer geeigneten Wahl und regelmäßigen Kontrolle der Kornzusammensetzung, vor allem jener der Sandfraktion, möglichst gering zu halten. Ist die Zementmenge gegeben, hängt das Endschwindmaß indirekt ebenfalls vom w/z-Wert ab. Es ist umso kleiner, je tiefer der w/z-Wert ist. Ist dagegen die Wassermenge gegeben, lässt sich das Schwindmaß über die Zementmenge praktisch nicht beeinflussen.

Bei hochfesten Betonen mit einem w/z-Wert < 0,40 verringert sich das Endschwindmaß nicht mehr. Es ist im Gegenteil sogar eine tendenzielle Erhöhung zu beobachten, weil ein starker Anstieg des chemischen oder autogenen Schwindens die Reduktion des Trocknungsschwindens kompensiert.

Schwinden und Rissbildung

Vermeidungsmaßnahmen

Die Rissbildung wegen Trocknungsschwindens kann wie folgt vermieden werden:

- Wahl eines gut abgestuften Korngemisches mit geringem Wasserbedarf
- durch die Beigabe von Fließmitteln den w/z-Wert auf ein optimales Maß reduzieren (im Allgemeinen w/z = 0,4 bis 0,5)
- Schwindfugen anordnen
- Betonieretappen geschickt wählen
- gemäß Kapitel 5.2 empfohlene Nachbehandlungsmittel und -dauer anwenden
- Mindestbewehrung und/oder Stahlfasern vorsehen, um die Risse zu verteilen (viele Haarrisse sind weniger, aber breiteren Rissen meist vorzuziehen)



Abb. 10.3.10 Risse auf Grund von Trocknungsschwinden

Schwindmaß von selbstverdichtenden Betonen

Bei selbstverdichtenden Betonen (SVB) können höhere Schwindmaße auftreten als bei Rüttelbetonen (Abb. 10.3.11). Die Erfahrung hat aber gezeigt, dass das Rissrisiko dabei in keiner Weise zunimmt.

Dies ist wahrscheinlich den folgenden günstigen Wirkungen zuzuschreiben, welche die Zunahme des Schwindmaßes ausgleichen:

- erhöhte Festigkeit des Betons (insbesondere Zugfestigkeit) wegen des höheren Zementgehaltes
- leichte Verringerung des Elastizitätsmoduls des Betons wegen der größeren Menge an Zementleim, welcher weniger steif ist als das Korngerüst. Dies wiederum hat tendenziell zur Folge, dass die aus dem Schwinden resultierenden Zugspannungen reduziert werden
- Ausführung in größeren, dafür weniger Betonieretappen und damit einhergehende Reduktion des differentiellen Schwindens aus unterschiedlichen Betonaltern.

Bemerkung

Bei Rüttelbeton für übliche Hochbauten der Festigkeitsklasse C20/25 und der Expositionsklasse XC1 liegen der Wassergehalt und das Schwindmaß in der gleichen Größenordnung wie bei SVB.

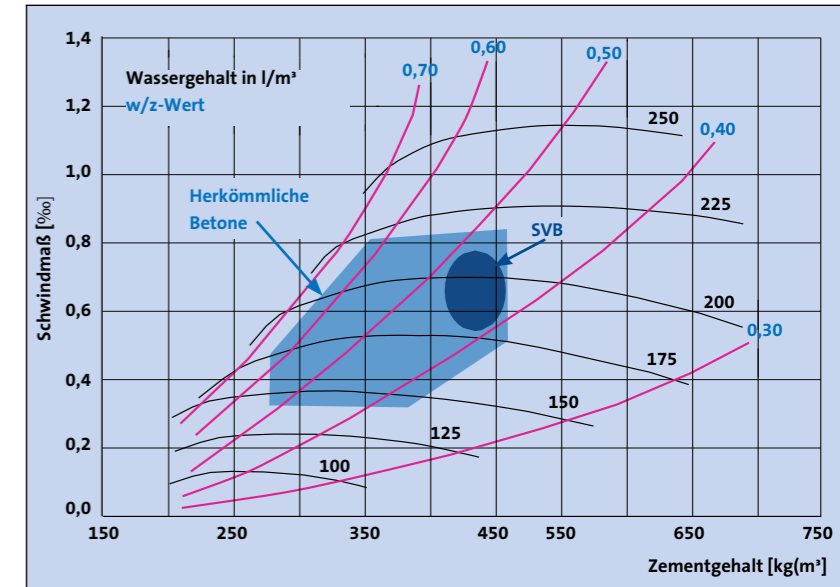


Abb. 10.3.11 Einfluss des Zementgehalts, des Wassergehalts und des Wasserzementwerts auf das Endschwindmaß (gemessen an Prismen der Abmessungen 100 x 100 x 400 mm bei einer relativen Luftfeuchte von 50 % ab dem fünften Tag) (Quelle: P. Grübl, H. Weigler, S. Karl: Beton-Arten, Herstellung und Eigenschaften, Verlag Ernst & Sohn)

Schäden durch Frost- und Frost-Tausalz-Angriff

Allgemeines

Gefriert Frischbeton bevor er seine Gefriestabilität erreicht, muß er entsprechend der Beschreibung in Kapitel 5.3 „Betonieren bei extremer Witterung - Kalte Temperaturen“ zurückgebaut werden.

Bei Schäden aus Frosteinwirkung auf Festbeton unterscheiden wir in reinen Frostangriff und in Frostangriff in Kombination mit Taumitteln. Der Schädigungsgrad bei beiden Frostangriffen hängt von der Wassersättigung des Betons ab. Trockene Betone zeigen einen hohen Widerstand gegen Frostangriff. Bei einer mäßigen Wassersättigung ist mit einer geringeren Frosteinwirkung zu rechnen, Betone mit hoher Wassersättigung weisen ein hohes Schadenspotential auf. Als Auslöser für die Schädigung ist die Dichteanomalie des Wassers von hoher Bedeutung.

Wasser hat bei ca. 4 °C seine höchste Dichte und damit auch sein niedrigstes Volumen. Bei höheren und auch bei niedrigeren Temperaturen dehnt sich Wasser aus, die Dichte wird kleiner und das Volumen nimmt zu. Der Übergang vom flüssigen zum festen Aggregatzustand ist mit einer Dichterduzierung und einer sprunghaften Volumenzunahme verbunden. Deshalb schwimmt Eis auch auf dem Wasser.

Der Transport von Wasser ist die Ursache für fast alle Schädigungsmechanismen im Beton.

Angriff durch Frost

Die Schädigung des Betons durch periodisches Gefrieren und Tauen erfolgt vor allem durch die Umwandlung des Wassers in den Poren des Zementsteins und der Gesteinskörnung in Eis. Die Eisbildung ist aufgrund der Anomalie des Wassers mit einer rund neunprozentigen Volumenvergrößerung verbunden. Die Volumenvergrößerung, aber auch die dadurch bewirkte Verdrängung des noch nicht gefrorenen Wassers im Betoninneren, bewirken hohe innere Drücke und Spannungen. Überschreiten diese die Betonzugfestigkeit wird der Beton im Inneren geschädigt. Es entsteht bei häufiger Wiederholung des Frost-Tau-Zyklus ein dichtes Netz von Mikrorissen in den oberflächennahen Betonschichten, die zu einer erheblichen Festigkeitsminderung und schließlich zu Abplatzungen an der Oberfläche und zum Zerbröckeln des Betons führen.

Temperaturstürze im Beton unter den Gefrierpunkt sind umso gefährlicher, je rascher und häufiger sie erfolgen. Allerdings müssen die Poren des Betons voll Wasser, d. h. der Beton muss fast mit Wasser gesättigt sein, damit es zu einer Schädigung des Betons kommt. Deswegen sind senkrechte Betonoberflächen von Frostschäden weniger betroffen.

Mit jedem Frost-Tau-Wechsel nimmt der Wassersättigungsgrad des Betons unabhängig von der zuvor durch kapillares Saugen aufgenommenen Feuchtemenge zu.

Dieses Verhalten wird nach Setzer durch die sogenannte Mikro-eislinsenpumpe hervorgerufen und als Frostsaugen bezeichnet.

Angriff durch Frost in Kombination mit Taumitteln

Es ist seit Langem bekannt, dass Tausalze (oder andere, den Gefrierpunkt des Wassers senkende Mittel) gegenüber dem reinen Frostangriff die Schädigung von Beton deutlich erhöhen, wobei der Grad der Schädigung von vielen Einflussfaktoren abhängt. Die Schädigung des Betons durch Tausalze ist die Folge des durch die genannten Mittel in den oberflächennahen Schichten des Betons verursachten thermischen Schocks. Die Taumittel entziehen dem Beton die für das Aufschmelzen des Schnees oder Eises notwendige Wärme. Dies verursacht einen besonders raschen Temperatursturz, der durch den gleichen Mechanismus wie bei der Frosteinwirkung Scherspannungen hervorruft, die zu Abplatzungen an der Betonoberfläche führen können. Allerdings ist die schädigende Einwirkung der Taumittel sehr viel intensiver als die bloße Frosteinwirkung.



Abb. 10.4.1
Frost-Tausalz-Schaden an Beladerampen bei einem Speditionsauslieferungslager



Abb. 10.4.2
Frost-Tausalz-Schaden - Detail

Schäden durch Frost- und Frost-Tausalz-Angriff

Schadensbilder beim Frost- und Frost-Tausalz-Angriff

Bei den Schäden durch Frost- und Frost-Tausalz-Angriff wird zwischen innerer und äußerer Schädigung unterschieden.

Bei der inneren Schädigung wird das tieferliegende Betongefüge geschädigt. Dies ist äußerlich anfänglich nicht zu erkennen, kann aber mittels Messung der Ultraschalllaufzeiten festgestellt werden.



In den Abbildungen 10.4.3 und 10.4.4 ist ein und derselbe Probekörper vor und nach der Frost-Tausalz-Prüfung dargestellt. Deutlich sind Abwitterungen nach der Frostbeanspruchung zu erkennen. Da jedoch die Abwitterung hier nur 280 g/m² betragen hat, hat dieser Probekörper die Anforderung an die Prüfung mittels CDF-Test hervorragend bestanden. Im CDF-Test ist eine Oberflächenabwitterung an gesondert hergestellten Probekörpern von ≤ 1.500 g/m² als Abnahmekriterium vereinbart. Das bedeutet, dass an der Oberfläche eine Abwitterung von 0,6 mm erlaubt ist.



Durch die in Kapitel 7.2 „Frost- und Frost-Tausalzbeständiger Beton“ beschriebenen Maßnahmen können Schäden durch Frost- und Frost-Tausalz-Einwirkung weitestgehend vermieden werden.

Erst im weiteren Verlauf können diese Schädigungen durch Risse auch von außen sichtbar werden.

Äußere Schäden sind durch Abwitterung der Oberfläche erkennbar. Über nicht frostbeständigen Gesteinskörnern können sich sogenannte Popouts auf der Oberfläche bilden.



Abb. 10.4.3 (links)
Probekörper vor Frost

Abb. 10.4.4 (rechts)
Probekörper nach 28
Frost-Tau-Wechsel

Die Abnahmekriterien der verschiedenen Verfahren zur Frostprüfung gelten im allgemeinen nicht für die Bewertung bestehender Bauwerke im Rahmen von Bauwerksuntersuchungen.

In den Bildern 10.4.5 und 10.4.6 ist ein Probekörper mit einer Abwitterung von 1.690 g/m² dargestellt. Damit hat diese Betonzusammensetzung die Frostprüfung mittels CDF-Test nicht bestanden.



Abb. 10.4.5 (links)
Probekörper vor Frost

Abb. 10.4.6 (rechts)
Probekörper nach 28
Frost-Tau-Wechsel

Natürlich ist auch hier von der Betonzusammensetzung, dem richtigen Einbau und der korrekten Nachbehandlung alles zu berücksichtigen.

Schäden durch chemisch lösenden Angriff

Arten der chemischen Schädigungen

Je nach der Art des chemischen Angriffes bleibt der Beton entweder beständig oder zersetzt sich mehr oder weniger rasch. Im Wesentlichen sind zwei Arten von Schädigungen zu unterscheiden.

Chemische Zersetzung

Eine chemische Zersetzung des Betons ist gekennzeichnet durch die Auflösung eines oder auch mehrerer Bestandteile des erhärteten Zementsteins durch einen von außen einwirkenden chemischen Stoff (Abb. 10.5.1). Der oder die betreffenden Bestandteile werden dabei aus dem Beton ausgelaugt, wodurch der Beton immer poröser wird und damit nicht nur an Festigkeit, sondern auch seine Schutzfunktion gegen die Bewehrungskorrosion verliert. Dieser Vorgang beginnt immer an der Kontaktfläche zwischen Beton und dem chemisch wirkenden Stoff und schreitet (meist langsam) ins Betoninnere fort.

Chemisch bewirktes Quellen

Eine zweite Art der chemischen Schädigung wird in Gegenwart von Kapillarporenwasser durch die Reaktion eines chemisch wirksamen Stoffs mit einem oder mehreren Bestandteilen des erhärteten Zementsteins verursacht. Entsteht bei dieser Reaktion ein festes Produkt, das ein größeres Volumen besitzt als die festen Ausgangsstoffe zusammen, kommt es zu einem Quellen des Betons. Da die dadurch hervorgerufenen Spannungen bald die Betonzugfestigkeit übersteigen, bilden sich Risse, die sich langsam, aber stetig ausbreiten, oft auch in vom Ort der Reaktion entfernten Zonen.

Vermeidungsmaßnahmen

Der Schutz des Betons vor dem Angriff chemischer Stoffe von außen erfordert:

- die Herstellung und Verarbeitung eines dichten, demzufolge wenig porösen Betons unter Berücksichtigung der Expositionsklasse XA
- eine erhöhte (durch den Planer gemäß spezifischen Gegebenheiten festzulegende) Überdeckung des Betons, ohne jede Ausnahme auch bei Scheinfugen, Fugen und Abtreppungen

Muss mit dem Angriff gelöster Sulfate gerechnet werden, sind die erwähnten Maßnahmen durch die Verwendung eines Zements mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zement gemäß Kap. 1.1 »Zemente«) zu ergänzen. Hierfür kommen die Holcim Zemente Holcim Sulfo, Holcim ECOPlanet B3 und Holcim Durabilo 4 N-SR in Betracht (siehe auch Kap. 10.6 »Schäden durch Sulfatangriff«).

Beton ist nur gegenüber sehr schwachen Säuren einigermaßen beständig. Schon Säuren mittlerer Stärke und erst recht starke Säuren zersetzen ihn jedoch bis zur Gebrauchsuntauglichkeit. Neben den schon erwähnten Maßnahmen ist zu seinem Schutz vor solchen Säuren zusätzlich eine säurebeständige Beschichtung (Kunstharze, Keramik usw.) erforderlich. Für die Herstellung von Betonen, die einem aggressiven Milieu ausgesetzt sind, sind hüttensandhaltige Zemente besonders geeignet.

Hüttensandhaltige CEM II Zemente (Holcim Ferro) und speziell Hochofenzemente CEM III (Holcim Duo oder Holcim ECOPlanet B3), sowie Schieferhochofenzement Durabilo 4 N-SR, haben ein hohes Nacherhärtungspotential, was die Ausbildung eines dichten Betongefüges fördert.



Abb. 10.5.1
Von Säure angegriffenes Zementmörtelprisma (rechte Prismenhälfte)



Abb. 10.5.2
Säureangriff auf Betonfläche im landwirtschaftlichen Bereich

Schäden durch chemisch lösenden Angriff

Wirkung verschiedener chemischer Stoffe

Abb. 10.5.3 zeigt, ob und wie verschiedene, häufig mit Beton in Berührung kommende chemische Stoffe auf diesen einwirken.

Chemischer Stoff	Verhalten unbewehrten Betons			Verhalten des bewehrten Betons
	keine Schädigung	Chemische Zersetzung	Quellen	Schädigung durch Bewehrungskorrosion
Schwache Basen	●			
Starke Basen	●			
Schwache Säuren		◆		■
Starke Säuren		◆◆		■
Regenwasser, destilliertes, entmineralisiertes Wasser		◆		■
Öle, Fette		◆		■
Gelöste Sulfate			◆	■
Gelöste Chloride	●			◆
Kohlendioxid (CO ₂)	●			■

● keine Schädigung
 ◆ direkter Angriff
 ■ Bewehrungskorrosion als Folge der oberflächlichen Zerstörung des Betons oder seiner bis zur Bewehrung vorgedrungenen Karbonatisierung

Abb. 10.5.3
Wirkung verschiedener chemischer Stoffe

Bei der Festlegung des Betons nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 müssen die einwirkenden Umgebungsbedingungen berücksichtigt werden. Dabei unterscheiden die Normen zwischen verschiedenen Expositionsklassen, wie z. B. chemischem Angriff (XA) oder durch Karbonatisierung ausgelöster Korrosion (XC).

Weitere diesbezügliche Angaben finden sich in Kap. 3.4 »Druckfestigkeit und Expositionsklassen«.



Abb. 10.5.4 (links)
Lösender chemischer Angriff auf Betonoberfläche

Abb. 10.5.5 (rechts)
Stark lösender chemischer Angriff mit deutlicher Schädigung der Betonoberfläche

Schäden durch Sulfatangriff

Chemische Vorgänge beim Sulfatangriff

Sulfate in wässriger Lösung können erhärteten Beton angreifen. Sie reagieren mit dem Trikalziumaluminat des Zementsteins unter starker Volumenvergrößerung zu den Phasen Ettringit (7 - 8 fache Volumenvergrößerung) oder Thumasit (Auflösung der Zementsteinmatrix). Die Schädigung des Betongefüges durch diesen Prozess wird als Sulfatreiben bezeichnet.

Schäden durch Sulfatangriffe

Der Sulfatangriff bedroht vor allem erdberührende Betonkonstruktionen und -bauteile. Im Untergrund vorhandene wasserlösliche, sulfatische Mineralien wie Gips und Anhydrit (Kalziumsulfat) oder Pyrit sind potentielle Sulfatquellen. Selbst weit entfernte Sulfatvorkommen können zu einer Gefährdung führen, da die Sulfate durch die Zirkulation unterirdischer Wässer zum Betonbauwerk gelangen können. Kanalbauten zur Ableitung von Abwässern aus Haushalten oder Industrie können durch Sulfatangriffe geschädigt werden, weil solche Abwässer oft gelöste Sulfate enthalten. Die Schädigung des Betons geht von einer Volumenvergrößerung aus, die zu einer starken Rissbildung führt (Abb. 10.6.1). Allerdings gehen diese Vorgänge relativ langsam vor sich, sodass provisorische Bauten im Regelfall keinen besonderen Schutz erfordern.

Vermeidungsmaßnahmen

Muss davon ausgegangen werden, dass der Beton mit gelösten oder im Boden vorkommenden Sulfaten im Kontakt stehen wird, sind folgende Vorsichtsmaßnahmen zu treffen:

- Der eingebrachte Beton muss sehr dicht sein, d. h. eine niedrige Porosität haben
- Der w/z-Wert des Frischbetons soll 0,50 nicht überschreiten

Ist anzunehmen, dass der Beton mit zirkulierendem Wasser mit einem Sulfatgehalt von mehr als 600 mg SO₄/l oder mit Erdschichten mit einem Sulfatgehalt von mehr als 3.000 mg SO₄/kg in Kontakt stehen wird, soll gemäß DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zement gemäß Kap. 1.1 »Zemente«) verwendet werden.

Hierfür kommen in Betracht:

- Portlandzemente mit besonders niedrigem Gehalt an Trikalziumaluminat von C₃A ≤ 3 M.-% (Holcim Sulfo 5 R)
- Hochofenzemente wie Holcim ECOPlanet B4 mit einem Gehalt an Hüttensand von mindestens 66 M.-%
- Schieferhochofenzement (Holcim Durabilo 4 N-SR) mit einer Zulassung als sulfatbeständiger Zement

DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 berücksichtigen sulfathaltige Grundwässer und natürliche Böden unter der Expositionsklasse des chemischen Angriffs, XA1 bis XA3 (siehe Kap. 3.4 »Druckfestigkeit und Expositionsklassen«). Erfolgt wegen des erhöhten Sulfatgehalts im Grundwasser oder Boden die Zuordnung zu den Expositionsklassen XA2 oder XA3, sind Zemente mit einem hohen Sulfatwiderstand gemäß DIN EN 197-1 zu verwenden.



Abb. 10.6.1 Durch Sulfatangriff geschädigtes Zementmörtelprisma, Volumenvergrößerung (Treiben)



Abb. 10.6.2 Tübbinge - Bauteile, die oft in sulfathaltiger Umgebung eingebaut werden

Schäden durch Sulfatangriff

Normative Anforderungen an Zemente nach DIN EN 197-1

SR-Zemente werden nun als Normalzemente mit hohe Sulfatwiderstand „SR“ bezeichnet und aus der DIN 1164-10 herausgenommen:

- Portlandzement CEM I mit limitiertem C₃A-Gehalt
 - CEM I-SR 0 (C₃A-Gehalt des Klinkers = 0 %)
 - CEM I-SR 3 (C₃A-Gehalt des Klinkers ≤ 3 %)
 - CEM I-SR 5 (C₃A-Gehalt des Klinkers ≤ 5 %)
- Hochofenzemente CEM III mit Mindestgehalt an Hüttensand
 - CEM III/B-SR (keine Anforderung an den C₃A-Gehalt des Klinkers)
 - CEM III/C-SR (keine Anforderung an den C₃A-Gehalt des Klinkers)
- Puzzolanzement CEM IV mit limitiertem C₃A-Gehalt im Klinker und Mindestgehalt an Puzzolan
 - CEM IV/A-SR (C₃A-Gehalt des Klinkers ≤ 9 %)
 - CEM IV/B-SR (C₃A-Gehalt des Klinkers ≤ 9 %)



Abb. 10.6.3 Bohrfähle mit SR-Zement im gipshaltigen Boden

Hauptarten	Bezeichnung der sieben Produkte (Normalzemente mit hohem Sulfatwiderstand)	Zusammensetzung (Massenanteil in Prozent ¹⁾)					Nebenbestandteile
		Hauptbestandteile					
		Klinker	Hüttensand	Natürliches Puzzolan	Kieselsäurereiche Flugasche		
K	S	P	V				
CEM I	Portlandzement mit hohem Sulfatwiderstand	CEM I-SR 0	95 - 100	-	-	-	0 - 5
		CEM I-SR 3					
		CEM I-SR 5					
CEM III	Hochofenzement mit hohem Sulfatwiderstand	CEM III/B-SR	20 - 34	66 - 80	-	-	0 - 5
		CEM III/C-SR	5 - 19	91 - 96	-	-	0 - 5
CEM IV	Puzzolanzement mit hohem Sulfatwiderstand ²⁾	CEM IV/A-SR	65 - 79	-	← 21 - 35 →		0 - 5
		CEM IV/B-SR	45 - 64	-	← 36 - 55 →		0 - 5

¹⁾ Die Werte in der Tabelle beziehen sich auf die Summe der Haupt- und Nebenbestandteile
²⁾ Für Puzzolanzemente mit hohem Sulfatwiderstand, d. h. Zementarten CEM IV/A-SR und CEM IV/B-SR, sind neben Klinker die Hauptbestandteile in der Bezeichnung der Zementart anzugeben (z.B.: CEM IV/A (P) 32,5 N-SR)

Abb. 10.6.4 Anforderung an SR-Zement nach DIN EN 197-1

Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton - Teil 2 - DIN EN 206-1			
	XA1	XA2	XA3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,60	0,50	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30	C35/45	C35/45
Mindestzementgehalt [kg/m ³]	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von FA [kg/m ³]	270	270	270
Sulfatangriff SO ₄ ²⁻ [mg/l]	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3.000	> 3.000 und ≤ 6.000
Besondere Maßnahmen			Schutzschicht oder dauerhafte Bekleidung

Abb. 10.6.5 Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften nach DIN EN 206-1

Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) ist eine langsam verlaufende, chemische Reaktion zwischen sogenannten reaktiven Gesteinskörnungen und Alkalien. Einige Gesteinskörnungen, wie mikrokristalline Quarze, Opale, Flint, aber auch Feldspate, Glimmer, gebrochene und rezyklierte Gesteinskörnungen, reagieren mit den Alkalien der Porenlösung im Beton. Hauptträger löslicher Alkalien (Na⁺ und K⁺) ist der Zement. Die Alkalien können jedoch auch aus der Umgebung, z. B. aus Bergwässern, Tausalzen oder Meerwasser stammen. Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion findet nur statt, wenn eine hohe Luftfeuchte von über 80 % oder Wasser in flüssigem Zustand als Reaktionspartner vorliegen.

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion führt zur Bildung eines quellfähigen Alkali-Kieselsäure-Gels. Im erhärteten Beton kann dieses hydrophile Gel zu Treiberscheinungen und – daraus resultierend – zu Rissen und Dehnungen führen.

Die »Alkali-Richtlinie« des DAfStb legt Maßnahmen fest, um AKR zu vermeiden. Sie fordert die Einstufung der Gesteinskörnungen in Alkaliempfindlichkeitsklassen (Abb. 10.7.3) und die Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen für das Bauteil (Feuchtigkeitsklassen Abb. 10.7.2).

Bei der Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnung sind in bestimmten Fällen Maßnahmen zu treffen und gegebenenfalls Zemente mit niedrigem wirksamem Alkaligehalt ((na)-Zemente) einzusetzen (Abb. 10.7.7 – Abb. 10.7.9).

Die Holcim (Deutschland) GmbH bietet daher viele ihrer Zemente als (na)-Zemente an. Auch die Verwendung hütten sandhaltiger Zemente kann zur Vermeidung von AKR beitragen. Hütten sande weisen in der Regel einen geringen Gehalt an löslichen Alkalien auf.

(na)-Zemente

Zemente die dem (na)-Kriterium nach DIN 1164-10 entsprechen, können als vorbeugende Maßnahme gegen schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktionen eingesetzt werden. Sie zeichnen sich durch ein besonders niedriges Na₂O-Äquivalent aus und dienen nicht als Alkalienquelle für eine AKR.

Holcim bietet hier eine Vielzahl von geeigneten Zementen an.

Holcim NA-Zemente	
CEM I 42,5 N (na)	Holcim Pur 4 N-NA
CEM I 42,5 R (na)	Holcim Pur 4 R-NA
CEM I 52,5 R (na)	Holcim Pur 5 R-NA
CEM I 52,5 R-SR3 (na)	Holcim Sulfo 5 R
CEM II/B-S 32,5 R (na)	Holcim Ferro 3 R (na)
CEM II/B-S 42,5 N (na)	Holcim Ferro 4 N (na)
CEM III/A 32,5 N-LH (na)	Holcim Duo 3 N-LH (na)
CEM III/A 42,5 N (na)	Holcim Duo 4 N (na)
CEM III/A 52,5 N-SR (na)	Holcim Duo 5 N-SR (na)
CEM III/B 32,5 N-LH/SR (na)	Holcim ECOPlanet B3
CEM III/B 42,5 L-LH/SR (na)	Holcim ECOPlanet B4
CEM III/B 42,5 N-LH/SR (na)	Holcim ECOPlanet B4

Bedingungen für das Zustandekommen einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion kann nur erfolgen, wenn folgende Bedingungen gleichzeitig erfüllt sind:

- Vorhandensein von potentiell reaktiven Gesteinskörnungen
- genügend Feuchtigkeit im Beton
- hohe Porosität des Betons
- genügend lösliche Alkalien in der Porenlösung



Abb. 10.7.1
Schadensbild einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Feuchtigkeitsklassen

Zur Vermeidung solcher Schäden gilt in Deutschland die DAfStb-Richtlinie »Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton« (Alkali-Richtlinie). Mit Wirkung der A2-Änderung wurden die Feuchtigkeitsklassen aus der Alkali-Richtlinie in die DIN 1045-2 übernommen.

Auf der Grundlage der zu erwartenden Umgebungsbedingungen ist jedes Bauteil einer Feuchtigkeitsklasse zuzuordnen (Abb. 10.7.2). Die Feuchtigkeits- und die Expositionsklassen sind dem Betonhersteller anzugeben. Daraus ergeben sich eventuell zusätzliche Anforderungen an die Gesteinskörnung oder den Zement (Abb. 10.7.7 – Abb. 10.7.9).

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen
WO	Beton, der nach normaler Nachbehandlung nicht längere Zeit feucht und nach dem Austrocknen während der Nutzung weitgehend trocken bleibt Innenbauteile - trocken	<ul style="list-style-type: none"> • Innenbauteile des Hochbaus • Bauteile, auf die Außenluft, nicht jedoch z. B. Niederschläge, Oberflächenwasser, Bodenfeuchte einwirken können und/oder die nicht ständig einer relativen Luftfeuchte von mehr als 80 % ausgesetzt werden
WF	Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist Außenbauteile - feucht	<ul style="list-style-type: none"> • Ungeschützte Außenbauteile, die z. B. Niederschlägen, Oberflächenwasser oder Bodenfeuchte ausgesetzt sind • Innenbauteile des Hochbaus für Feuchträume, wie z. B. Hallenbäder, Wäschereien und andere gewerbliche Feuchträume, in denen die relative Luftfeuchte überwiegend höher als 80 % ist • Bauteile mit häufiger Taupunktunterschreitung, wie z. B. Schornsteine, Wärmeüberträgerstationen, Filterkammern und Viehställe • Massige Bauteile gemäß DAfStb-Richtlinie »Massige Bauteile aus Beton«, deren kleinste Abmessung 0,80 m überschreitet (unabhängig vom Feuchtezutritt)
WA	Beton, der zusätzlich zu der Beanspruchung nach Klasse WF häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist Außenbauteile - feucht mit Alkalizufuhr	<ul style="list-style-type: none"> • Bauteile mit Meerwassereinwirkung • Bauteile unter Tausalzeinwirkung ohne zusätzliche hohe dynamische Beanspruchung (z. B. Spritzwasserbereiche, Fahr- und Stellflächen in Parkhäusern) • Bauteile von Industriebauten und landwirtschaftlichen Bauwerken (z. B. Güllebehälter) mit Alkalizufuhr • Betonfahrbahnen der Belastungsklasse Bk 1,0 und Bk 0,3

Abb. 10.7.2
Feuchtigkeitsklassen

Die Feuchtigkeitsklasse WS ist in DIN EN 1992-1-1 nicht enthalten. WS wird nur für hochbeanspruchte Betonfahrbahnen nach TL Beton-StB angewendet

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen
WS	Beton, der hoher dynamischer Beanspruchung und direktem Alkalieintrag ausgesetzt ist Straßenbeton	<ul style="list-style-type: none"> • Bauteile unter Tausalzeinwirkung mit zusätzlicher hoher dynamischer Beanspruchung • Betonfahrbahnen der Belastungsklasse Bk 100 bis Bk 1,8

Die Feuchtigkeitsklasse WS ist in der Alkali-Richtlinie nicht geregelt.

Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Kennzeichnung der Gesteinskörnungen

Gesteinskörnung für die Herstellung von Beton nach EN 206-1 und DIN 1045-2 muss unabhängig vom Gewinnungsgebiet bezüglich ihrer Alkaliaktivität beurteilt und gekennzeichnet werden. Die Prüfung, Einstufung und Überwachung wird in der Alkali-Richtlinie geregelt. Teil 2 der Richtlinie betrifft Gesteinskörnung aus bestimmten Gewinnungsgebieten in Norddeutschland (siehe Abb. 10.7.1). Teil 3 der Richtlinie behandelt Gesteinskörnung aus gebrochenem oder rezykliertem Gestein.

Gesteinskörnungen sind in eine der Alkaliempfindlichkeitsklassen einzustufen (siehe Abb. 10.7.3). Diese Klassen reichen von E I (unbedenklich) bis E III (bedenklich). Ohne Zertifizierung nach Alkali-Richtlinie wird die Gesteinskörnung in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E III eingestuft. Auf dem Betonlieferschein sind die Feuchtigkeitsklasse und die Alkaliempfindlichkeitsklasse der Gesteinskörnung anzugeben. Ohne diese Angaben darf der Beton nur für Feuchtigkeitsklasse WO (Innenbauteile) eingesetzt werden.

Klasse	Gesteinskörnungen	Beurteilung hinsichtlich AKR
E I-O	• Opalsandstein einschließlich Kieselkreide	unbedenklich
E II-O		bedingt brauchbar
E III-O		bedenklich
E I-OF	• Opalsandstein einschließlich Kieselkreide und Flint	unbedenklich
E II-OF		bedingt brauchbar
E III-OF		bedenklich
E I-S	<ul style="list-style-type: none"> • gebrochene Grauwacke • gebrochener Quarzporphyr (Rhyolith) • gebrochener Oberrhein-Kies • rezyklierte Körnungen • Kies mit > 10 M.-% der vorgenannten Körnungen • andere gebrochene, nicht als unbedenklich eingestufte Gesteinskörnungen • andere gebrochene Gesteinskörnungen ohne baupraktische Erfahrungen 	unbedenklich
E III-S		bedenklich

Für die Einstufung der unterschiedlichen Gesteinskörnungen gelten bestimmte Kriterien (Abb.10.7.4 - Abb.10.7.6)

Bestandteile	Grenzwerte für die Alkaliempfindlichkeitsklassen [in M.-%]		
	E I-O	E II-O	E III-O
Opalstein einschließlich Kieselkreide (über 1 mm) ¹⁾	≤ 0,5	≤ 2,0	> 2,0

¹⁾ in den Prüfkornklassen 1 bis 4 mm einschließlich reaktionsfähigem Flint

Bestandteile	Grenzwerte für die Alkaliempfindlichkeitsklassen [in M.-%]		
	E I-OF	E II-OF	E III-OF
Opalstein einschließlich Kieselkreide (über 1 mm) ¹⁾	≤ 0,5	≤ 2,0	> 2,0
Reaktionsfähiger Flint (über 4 mm)	≤ 3,0	≤ 10,0	> 10,0
Opalsandstein einschließlich Kieselkreide und reaktionsfähiger Flint	≤ 4,0	≤ 15,0	> 15,0

¹⁾ in den Prüfkornklassen 1 bis 4 mm einschließlich reaktionsfähigem Flint

Kriterium	Alkaliempfindlichkeitsklasse ¹⁾	
	E I-S	E III-S
Grenzwerte ²⁾ für die Dehnung der Betonbalken mm/m ²	ε ≤ 0,6	ε ≤ 0,6
Rissbildung der Würfel	keine	stark ³⁾

¹⁾ Maßgebend ist die jeweils ungünstigere Bewertung
²⁾ Nach 9 Monaten Nebelkammerlagerung einschließlich Wärme- und Feuchtedehnung
³⁾ Mit Rissbreiten w ≥ 0,2 mm

Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Zementauswahl

Bei der Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnung sind in bestimmten Fällen Maßnahmen zu treffen und Zemente mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (na-Zemente) einzusetzen (Abb. 10.7.7 – Abb. 10.7.9).

Alkaliempfindlichkeitsklasse	Feuchtigkeitsklasse		
	WO	WF	WA
E I-O	keine	keine	keine
E II-O	keine	keine	NA-Zement
E III-O	keine	NA-Zement	Austausch der Gesteinskörnung

Abb. 10.7.7 Vorbeugende Maßnahmen für Beton mit einem Zementgehalt z ≤ 330 kg/m³

Alkaliempfindlichkeitsklasse	Feuchtigkeitsklasse		
	WO	WF	WA
E I-OF	keine	keine	keine
E II-OF	keine	NA-Zement	NA-Zement
E III-OF	keine	NA-Zement	Austausch der Gesteinskörnung

Abb. 10.7.8 Vorbeugende Maßnahmen für Beton mit einem Zementgehalt z > 330 kg/m³

Alkaliempfindlichkeitsklasse	Zementgehalt [kg/m ³]	Feuchtigkeitsklasse		
		WO	WF	WA
E I-S	ohne Festlegung	keine	keine	keine
E III-S ¹⁾	z ≤ 300	keine	keine	keine
	300 < z ≤ 350	keine	keine	Gutachten oder NA-Zement
	z > 350	keine	Gutachten oder NA-Zement	Gutachten oder Austausch der Gesteinskörnung

¹⁾ gilt auch für nicht beurteilte Gesteinskörnungen

Abb. 10.7.9 Vorbeugende Maßnahmen für Beton bei Alkaliempfindlichkeitsklassen E I-S bis E III-S

Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion

An Zemente für Betonfahrbahnen (Feuchtigkeitsklasse WS) werden zur Vermeidung von AKR durch die TL Beton-StB07 und des Allgemeinen Rundschreibens Straßenbau Nr. 04/2013 spezielle Anforderungen hinsichtlich ihres Alkaligehaltes gestellt (Abb. 10.7.10).

Die Feuchtigkeitsklasse WS ist in der Alkali-Richtlinie nicht geregelt.

Zement	Hüttensandgehalt [M.-%]	Alkaligehalt des Zements Na ₂ O-Äquivalent [M.-%]	Alkaligehalt des Zements ohne Hüttensand/Ölschiefer Na ₂ O-Äquivalent [M.-%]
CEM I	-	≤ 0,80	-
CEM II/A-S, -T, -LL	-	≤ 0,80	-
CEM II/B-T	-	-	≤ 0,90
CEM II/B-S	21 bis 29	-	≤ 0,90
CEM II/B-S	30 bis 35	-	≤ 1,00
CEM III/A	36 bis 50	-	≤ 1,05

Abb. 10.7.10 Zulässige Alkaligehalte von Zementen für den Bau von Fahrbahndecken nach TL Beton-StB 07



Abb. 10.7.11 (links) Rissbildung als Folge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion



Abb. 10.7.12 (rechts) Betonbauteil mit starker Rissbildung infolge AKR

Beispiele	Umgebung	Expositionsklassen	Feuchtigkeitsklasse
Innenbauteil, bewehrt	immer trocken	XC1	WO
Sohlplatte im Erdreich unter GOK, bewehrt	nass, selten trocken	XC2	WF
Kellerwand, teilweise über GOK, bewehrt	wechselnd nass und trocken, Frost	XC4, XF1	WF
Fahrbahndecken, offenes Parkdeck, bewehrt	wechselnd nass und trocken, Frost, Tausalz	XC4, XF4, XD3, XM1	WA
Betonfahrbahndecken nach ZTV-Beton SV I - III	wechselnd nass und trocken, Frost, Tausalz, hohe dynamische Beanspruchung	XF4, XM2	WS

Abb. 10.7.13 Zuordnung von Bauteilen (Beispiele)

Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Vorsorgliche Maßnahmen

Bei der Verwendung von alkaliempfindlicher Gesteinskörnung ist gemäß der betreffenden Richtlinie des DAfStb zu verfahren.

Für den Fall, dass sich eine Gesteinskörnung als potentiell reaktiv erweist, wird allgemein empfohlen, die folgenden Maßnahmen zu ergreifen:

- beim Entwurf von Bauwerken sind konstruktive Maßnahmen vorzusehen, um das Eindringen von Wasser zu verhindern und damit das Risiko einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion möglichst gering zu halten. Wasser sollte dabei leicht abfließen oder durch geeignete Entwässerungssysteme sowie zuverlässige, kontrollierbare und unterhaltsarme Abdichtungen abgeleitet werden. Wasserführende Risse im Beton sollten durch eine gute Bewehrungs- und Fugenanordnung vermieden werden.
- geeignete Betonzusammensetzung mit einem w/z-Wert < 0,50 wählen
- die Gesamtmenge der löslichen Alkalien im Beton auf ein sinnvolles Maß begrenzen (ca. 3 kg/m³ im Fall herkömmlicher Bauwerke mit einer Nutzungsdauer von 50 Jahren)
- Zemente mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt ((na)-Zement gemäß DIN 1164-10) verwenden
- Hüttensandhaltige Zemente des Typs CEM II oder CEM III verwenden (z. B. Holcim Ferro, Holcim Duo, Holcim ECO-Planet). Hüttensande weisen in der Regel einen niedrigen Gehalt an löslichen Alkalien auf und fordern aufgrund ihrer ausgeprägten Nacherhärtung die Ausbildung von dichten Betongefügen.
- Bauwerksteile in permanent trockener Umgebung (Expositionsklasse XC1) und einer Dicke unter 50 cm erfordern keine besonderen Maßnahmen. Dies gilt auch für provisorische Konstruktionen sowie für sekundäre und einfach ersetzbare Elemente.



Abb. 10.7.14 Starke Rissbildung infolge Quellens des Betons, verursacht durch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion

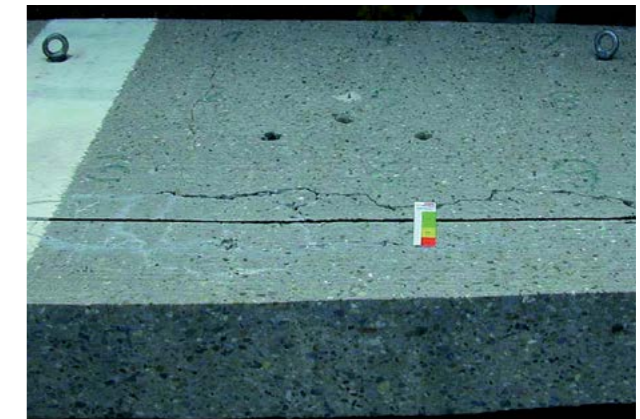


Abb. 10.7.15 AKR-Schäden an einer Bodenplatte

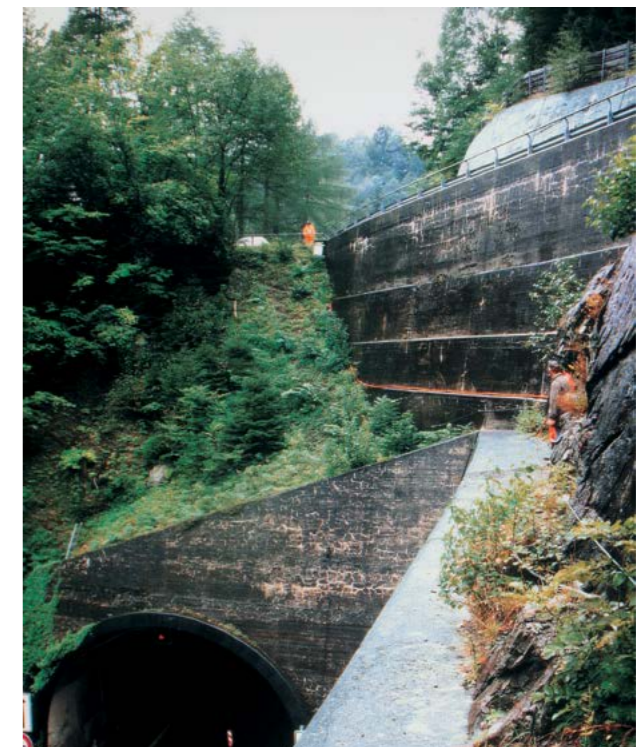


Abb. 10.7.16 Starke AKR-Schäden an einem Tunnelgewölbe

Karbonatisierung und Bewehrungskorrosion

Karbonatisierung

Als Karbonatisierung wird die chemische Reaktion des Kohlendioxids [CO₂] der Luft mit dem Kalziumhydroxid [Ca(OH)₂] des Betons zu Kalziumkarbonat bezeichnet. Dieser Vorgang beginnt an der Oberfläche des Betons und schreitet langsam ins Innere fort. Der Beton wird durch die einhergehende Volumenzunahme positiv beeinflusst, das Gefüge wird dichter, wodurch Festigkeit und Dauerhaftigkeit erhöht werden. Die Karbonatisierung schützt den Beton gegen das Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten und stellt somit für den unbewehrten Beton einen durchaus vorteilhaften Vorgang dar.

Bewehrungskorrosion - Wirkungen der Karbonatisierung im bewehrten Beton

Demgegenüber kann die Karbonatisierung indirekt die Bewehrung des bewehrten Betons schwer schädigen. Im nicht karbonatisierten Beton schützt dessen hohe Alkalität (pH > 12) den Stahl vor Korrosion. Weil die Karbonatisierung die Alkalität reduziert (pH < 9), setzt die Korrosion ein, sobald die Karbonatisierungsf front die Zone der Bewehrung erreicht hat.

Die Korrosion ist mit einer Volumenvergrößerung der Bewehrung verbunden, die zu einem Absprengen der Betondeckung führen kann. Der Korrosionsfortschritt der Bewehrungsstäbe wird dadurch stark beschleunigt, womit der Beton rasch seine Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit verliert.



Abb. 10.8.1
Karbonatisierungsf front, die mit dem Phenolphthalein-Test auf einem Betoneinschnitt sichtbar gemacht worden ist. Wo das Phenolphthalein den Beton violett einfärbt, ist der Beton noch nicht karbonatisiert.



Abb. 10.8.2
Bauteil, bei dem die ungenügende Überdeckung der Bewehrung als Folge der Karbonatisierung und der Korrosion abgesprengt worden ist

Karbonatisierung und Bewehrungskorrosion

Geschwindigkeit der Karbonatisierung

Die Geschwindigkeit, mit der sich die Karbonatisierungsf front ins Betoninnere bewegt, ist umso höher, je poröser der Beton ist. Daneben beeinflussen eine Reihe weiterer Faktoren wie Zementgehalt, Temperaturverlauf, alternierende dauernde oder überhaupt keine Benetzung mit Wasser die Karbonatisierungsgeschwindigkeit und damit die Karbonisierungstiefe. Jedoch nimmt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit in der Regel mit der Zeit allmählich ab, da die höhere Dichtigkeit der bereits karbonatisierten Schicht das weitere Eindringen von Kohlendioxid erschwert.

Vermeidungsmaßnahmen

Um die karbonatisierungsbedingte Bewehrungskorrosion zu vermeiden, muss dafür gesorgt werden, dass durch eine ausreichende Dicke und Dichtigkeit des Betons die Karbonisierungsf front nicht bis zur Bewehrung vorstößt.

Dies wird erreicht durch:

- eine allseitige, genügende Überdeckung der Bewehrung, abgestuft zwischen 20 und 65 mm gemäß Expositionsklasse und Bewehrungstyp (Details siehe DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, Ziffer 4.4.1)
- je nach Expositionsklasse eine Zementdosierung von mindestens 280 bzw. 300 kg/m³ im fertig verdichteten Beton (gemäß DIN EN 206-1 und DIN 1045-2)
- einen moderaten Wasserzementwert (gemäß Expositionsklasse nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2), um einen Zementstein von möglichst geringer Porosität zu erzielen
- eine nahezu vollständige Verdichtung, d. h. Minimierung des Anteils an Verdichtungsporen
- eine gute Nachbehandlung des Betons, damit die Betonoberfläche auch nach dem Ausschalen keinen Feuchtigkeitsverlust erleidet und vollständig hydratisieren kann

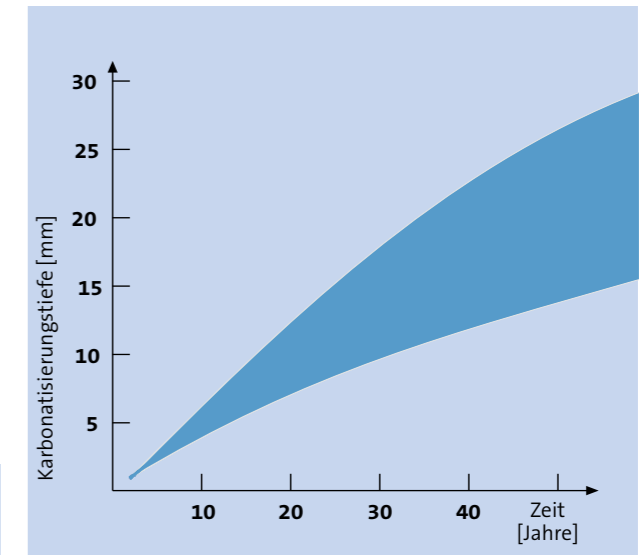


Abb. 10.8.3
Die Karbonisierungstiefe als Funktion der Zeit variiert - je nach den einwirkenden Faktoren - in einem weiten Bereich

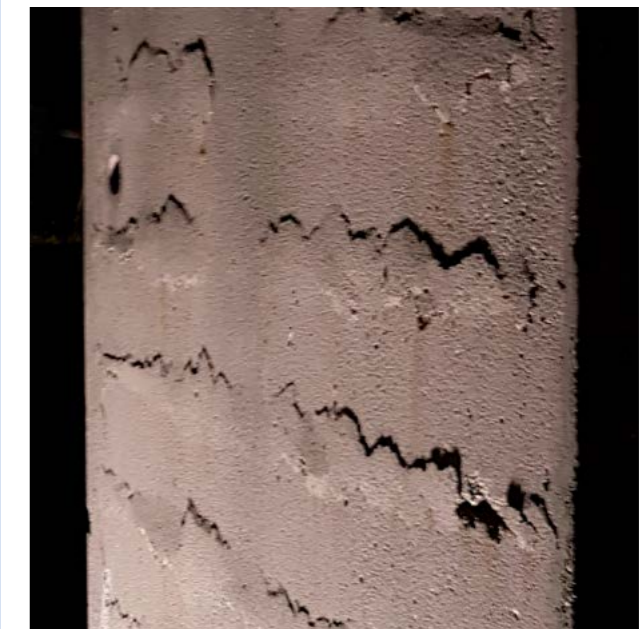


Abb. 10.8.4
Schäden an der Betonoberfläche durch Karbonatisierung

Normen, Regelwerke und Richtlinien

Normen und Regelwerke

DIN 1045-1000: Entwurfsphase

DIN-Fachbericht 100:2010-03: Beton - Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

DIN-Fachbericht 129:2005-02: Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle

DIN EN 196-1:2016-11: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2016

DIN EN 197-1:2011-11: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011

DIN EN 197-2:2014-05: Zement - Teil 2: Konformitätsbewertung; Deutsche Fassung EN 197-2:2014

DIN EN 197-4:2004-08: Zement - Teil 4: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Hochofenzement mit niedriger Anfangsfestigkeit; Deutsche Fassung EN 197-4:2004

DIN EN 197-5:2021-07: Zement - Teil 5: Portlandkompositzement CEM II/C-M und Kompositzement CEM VI; Deutsche Fassung EN 197-5:2021

DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000

DIN EN 450-1:2012-10: Flugasche für Beton - Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien; Deutsche Fassung EN 450-1:2012

DIN EN 459-1:2015-07: Baukalk - Teil 1: Begriffe, Anforderungen und Konformitätskriterien; Deutsche Fassung EN 459-1:2015

DIN EN 932-3:2003-12: Prüfverfahren für allgemeine Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 3: Durchführung und Terminologie einer vereinfachten petrographischen Beschreibung (enthält Änderung A1:2003); Deutsche Fassung EN 932-3:1996 + A1:2003

DIN EN 933-1:2012-03: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren; Deutsche Fassung EN 933-1:2012

DIN EN 933-3:2012-04: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 3: Bestimmung der Kornform - Plattigkeitskennzahl; Deutsche Fassung EN 933-3:2012

DIN EN 933-4:2015-01: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 4: Bestimmung der Kornform - Kornformkennzahl; Deutsche Fassung EN 933-4:2008

DIN EN 934-2:2012-08: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Teil 2: Betonzusatzmittel - Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung; Deutsche Fassung EN 934-2:2009+A1:2012

DIN EN 1008:2002-10: Zugabewasser für Beton - Festlegung für die Probenahme, Prüfung und Beurteilung der Eignung von Wasser, einschließlich bei der Betonherstellung anfallendem Wasser, als Zugabewasser für Beton; Deutsche Fassung EN 1008:2002

DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion

DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

DIN 1045-3:2012-03: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670

DIN 1045-4:2012-02: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen

DIN 1055-3:2006-03: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten

DIN EN 1097-2:2020-06: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 2: Verfahren zur Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung; Deutsche Fassung EN 1097-2:2020

DIN EN 1097-6:2013-09: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme; Deutsche Fassung EN 1097-6:2013

DIN EN 1097-8:2020-06: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 8: Bestimmung des Polierwertes; Deutsche Fassung EN 1097-8:2020

DIN 1100-1:2021-09: Hartstoffe für Estrichmörtel und Estrichmassen nach DIN EN 13813 - Teil 1: Anforderungen und Prüfverfahren

DIN 1100-2:2021-09: Hartstoffe für Estrichmörtel und Estrichmassen nach DIN EN 13813 - Teil 2: Konformitätsnachweis

DIN 1164-10:2013-03: Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt

DIN 1164-11:2003-11: Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 11: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit verkürztem Erstarren

DIN 1164-12:2005-06: Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 12: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit einem erhöhten Anteil an organischen Bestandteilen

DIN EN 1367-1:2007-06: Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegen Frost-Tau-Wechsel; Deutsche Fassung EN 1367-1:2007

DIN EN 1367-2:2010-02: Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen - Teil 2: Magnesiumsulfat-Verfahren; Deutsche Fassung EN 1367-2:2009

DIN EN 1367-6:2008-12: Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen - Teil 6: Beständigkeit gegen Frost-Tau-Wechsel in der Gegenwart von Salz (NaCl); Deutsche Fassung EN 1367-6:2008

DIN EN 1504-2:2015-03 - Entwurf: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätskontrolle und AVCP - Teil 2: Oberflächenschutzprodukte und -systeme für Beton; Deutsche Fassung prEN 1504-2:2015

DIN EN 1520:2011-06: Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton und mit statisch anrechenbarer oder nicht anrechenbarer Bewehrung; Deutsche Fassung EN 1520:2011

DIN EN 1536:2015-10: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010+A1:2015

DIN EN 1538:2015-10: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Schlitzwände; Deutsche Fassung EN 1538:2010+A1:2015

DIN EN 1744-1:2013-03: Prüfverfahren für chemische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Chemische Analyse; Deutsche Fassung EN 1744-1:2009+A1:2012

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

Normen, Regelwerke und Richtlinien

Normen und Regelwerke

DIN 4102-1:1998-05: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen

DIN 4226-100:2002-02: Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel - Teil 100: Rezyklierte Gesteinskörnungen

DIN 4226-101:2017-08: Rezyklierte Gesteinskörnungen für Beton nach DIN EN 12620 - Teil 101: Typen und geregelte gefährliche Substanzen

DIN 4226-102:2017-08: Rezyklierte Gesteinskörnungen für Beton nach DIN EN 12620 - Teil 102: Typprüfung und werkseigene Produktionskontrolle

DIN 7865-1:2015-02: Elastomer-Fugenbänder zur Abdichtung von Fugen in Beton - Teil 1: Formen und Maße

DIN 11622-1:2006-01: Gärfuttersilos und Güllebehälter - Teil 1: Bemessung, Ausführung, Beschaffenheit; Allgemeine Anforderungen

DIN 11622-2:2015-09: Gärfuttersilos, Güllebehälter, Behälter in Biogasanlagen, Fahrsilos - Teil 2: Gärfuttersilos, Güllebehälter und Behälter in Biogasanlagen aus Beton

DIN 11622-5:2015-09: Gärfuttersilos, Güllebehälter, Behälter in Biogasanlagen, Fahrsilos - Teil 5: Fahrsilos

DIN EN 12350-1:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 1: Probenahme und Prüfgeräte

DIN EN 12350-2:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 2: Setzmaß

DIN EN 12350-4:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 4: Verdichtungsmaß

DIN EN 12350-5:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß

DIN EN 12350-6:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonroh-dichte

DIN EN 12350-7:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren

DIN EN 12350-8:2019-09: Prüfung von Frischbeton - Teil 8: Selbstverdichten-der Beton - Setzfließversuch

DIN EN 12390-1:2021-09: Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen
DIN EN 12390-2:2019-10: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen

DIN EN 12390-3:2019-10: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern

DIN EN 12504-1:2021-02: Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit

DIN EN 12504-2:2012-12: Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 2: Zer-störungsfreie Prüfung - Bestimmung der Rückprallzahl

DIN EN 12524:2000-07: Baustoffe und -produkte - Wärme- und feuchte-schutztechnische Eigenschaften - Tabellierte Bemessungswerte

DIN EN 12620:2013-07: Gesteinskörnungen für Beton

DIN EN 12664:2001-05: Wärmetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung des Wärmedurchlasswiderstandes nach dem Verfahren mit dem Plattengerät und dem Wärmestrommessplatten-Gerät - Trockene und feuchte Produkte mit mittlerem und niedrigem Wärmedurch-las-widerstand

DIN EN 12699:2015-07: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Ver-drängungspfähle

DIN EN 12878:2014-07: Pigmente zum Einfärben von zement- und/oder kalkgebundenen Baustoffen - Anforderungen und Prüfverfahren

DIN EN 13055:2016-11: Leichte Gesteinskörnungen

DIN EN 13263-1:2009-07: Silikastaub für Beton - Teil 1: Definitionen, Anfor-derungen und Konformitätskriterien

DIN EN 13282-1:2013-06: Hydraulische Tragschichtbinder - Teil 1: Schnell erhärtende hydraulische Tragschichtbinder - Zusammensetzung, Anforder-ungen und Konformitätskriterien

DIN EN 13282-2:2015-07: Hydraulische Tragschichtbinder - Teil 2: Normal erhärtende hydraulische Tragschichtbinder - Zusammensetzung, Anforde-rungen und Konformitätskriterien

DIN EN 13318:2000-12: Estrichmörtel und Estriche - Begriffe

DIN EN 13369:2018-09: Allgemeine Regeln für Betonfertigteile

DIN EN 13529:2003-12: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Widerstand gegen starken chemischen Angriff

DIN EN 13670:2011-03: Ausführung von Tragwerken aus Beton

DIN EN 13791:2020-02: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwer-ken und in Bauwerksteilen

DIN EN 13813:2017-03 - Entwurf: Estrichmörtel, Estrichmassen und Estriche - Estrichmörtel und Estrichmassen - Eigenschaften und Anforderungen

DIN EN 13892-2:2003-02: Prüfverfahren für Estrichmörtel und Estrichmas-sen - Teil 2: Bestimmung der Biegezug und Druckfestigkeit

DIN EN 14199:2015-07: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Mikro-pfähle

DIN EN 14216:2015-09: Zement - Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Sonderzement mit sehr niedriger Hydratations-wärme

DIN EN 14487-1:2006-03: Spritzbeton - Teil 1: Begriffe, Festlegungen und Konformität

DIN EN 14487-2:2007-01: Spritzbeton - Teil 2: Ausführung

DIN EN 14488-2:2006-09: Prüfung von Spritzbeton - Teil 2: Druckfestigkeit von jungem Spritzbeton

DIN EN 14889-1:2006-11: Fasern für Beton - Teil 1: Stahlfasern - Begriffe, Fest-legungen und Konformität

DIN EN 14889-2:2018-09 - Entwurf: Fasern für Beton - Teil 2: Polymerfasern - Begriffe, Festlegungen und Konformität

DIN EN 15167-1:2006-12: Hüttensandmehl zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformi-tätskriterien

DIN EN 15804:2020-03: Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltprodukt-deklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte

DIN EN 16908:2017-05: Zement und Baukalk - Umweltproduktdeklarationen - Produktkategorie-regeln in Ergänzung zu EN 15804

DIN V 18004: Prüfverfahren nach DIN V 20000-103 und DIN V 20000-104

DIN SPEC 18140:2012-02: Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle

DIN 18197:2018-01: Abdichten von Fugen in Beton mit Fugenbändern

DIN 18218:2010-01: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen

Normen, Regelwerke und Richtlinien

Normen und Regelwerke

DIN 18353:2016-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Estricharbeiten

DIN 18507:2012-08: Pflastersteine aus haufwerksporigem Beton - Begriffe, Anforderungen, Prüfungen, Überwachung

DIN 18541-1:2021-01: Fugenbänder aus thermoplastischen Kunststoffen zur Abdichtung von Fugen in Beton - Teil 1: Begriffe, Formen, Maße, Kennzeich-nung

DIN 18551:2014-08: Spritzbeton - Nationale Anwendungsregeln zur Reihe DIN EN 14487 und Regeln für die Bemessung von Spritzbetonkonstruktionen

DIN 18560-1:2015-11: Estriche im Bauwesen - Teil 1: Allgemeine Anforde-rungen, Prüfung und Ausführung

DIN 19702:2013-02: Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Ge-brauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

DIN 51043:1979-08: Traß; Anforderungen, Prüfung

DIN 51130:2014-02: Prüfung von Bodenbelägen - Bestimmung der rutsch-hemmenden Eigenschaft - Arbeitsräume und Arbeitsbereiche mit Rutschge-fahr - Begehungsverfahren - Schiefe Ebene

DIN EN ISO 140-6:1998-12: Akustik - Messung der Schalldämmung in Gebäu-den und von Bauteilen - Teil 6: Messung der Trittschalldämmung von Decken in Prüfständen (ISO 140-6:1998)

DIN EN ISO 9000: Qualitätsmanagementsysteme - Grundlagen und Begriffe (ISO 9000:2015)

DIN EN ISO 12696:2017-05: Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton (ISO 12696:2016)

DIN EN ISO 14025:2011-10: Umweltkennzeichnungen und -deklarationen - Typ III Umweltdeklarationen - Grundsätze und Verfahren (ISO 14025:2006)

ASTM C 173/C 173M:2016: Bestimmung des Luftgehaltes von Frischbeton (volumetrisches Verfahren)

RStO: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen

ZTV-ING - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten

ZTV-W: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton

ZTV-LW 16: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau Ländlicher Wege

ZTV E-StB 17: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau

ZTV Beton-StB 07: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richt-linien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahn-decken aus Beton

ZTV SoB-StB 20: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlini-en für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau

TL Beton-StB 07: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoff-gemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahn-decken aus Beton - Bitte Hinweise zu Änderungen beachten

TL BuB E-StB 20: Technische Lieferbedingungen für Bodenmaterialien und Baustoffe für den Erdbau im Straßenbau

TL Gestein-StB: Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau

TP Beton-StB 10: Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahn-decken aus Beton

Richtlinien

DafStb-Richtlinie: Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel

DafStb-Richtlinie: Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbau-teilen

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Herstellung und Verwendung von Trockenbeton und Trockenmörtel (Trockenbeton-Richtlinie)

DafStb-Richtlinie: Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton)

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Massive Bauteile aus Beton

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährden-den Stoffen (BUMWS)

DafStb-Richtlinie: Fließbeton; Herstellung, Verarbeitung und Prüfung

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie)

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Anforderungen an Ausgangsstoffe zur Herstel-lung von Beton nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2

DafStb-Richtlinie: Richtlinie Stahlfaserbeton

Merkblätter, Leitfäden und Literaturhinweise

Merkblätter des Deutschen Betonvereins (DBV)

- Merkblatt: Sichtbeton
- Merkblatt: Stahlfaserbeton
- Merkblatt: Industrieböden aus Beton für Frei- und Hallenflächen
- Merkblatt: Hochfester Beton
- Merkblatt: Selbstverdichtender Beton
- Merkblatt: Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau
- Merkblatt: Grundlagen zur Bemessung von Industrieböden aus Stahlfaserbeton
- Merkblatt: Technologien des Stahlfaserbetons und Stahlfaserspritzbetons

Zement-Merkblätter Informationszentrum Beton

- Zemente und ihre Herstellung
- Gesteinskörnungen für Normalbeton
- Betonzusätze, Zusatzmittel und Zusatzstoffe
- Frischbeton – Eigenschaften und Prüfungen
- Überwachen von Beton auf Baustellen
- Transportbeton
- Expositionsclassen von Beton und besondere Betoneigenschaften
- Massenbeton
- Hochfester Beton/Hochleistungsbeton
- Risse im Beton
- Ausblühungen – Entstehung, Vermeidung
- Selbstverdichtender Beton – Eigenschaften und Prüfungen
- Sichtbeton – Gestaltung von Betonoberflächen
- Schalung für Beton
- Wasserundurchlässige Betonbauwerke
- Industrieböden aus Beton

Leitfäden Holcim Deutschland

- Leitfaden für Sichtbeton auf der Baustelle
- Leitfaden für Sichtbeton im Fertigteilwerk
- Leitfaden für Glättbeton
- Leitfaden für WU-Beton
- Leitfaden Einfluss der Zementtemperatur
- Leitfaden Moderate Betontemperaturen
- Leitfaden für Fahrsiloböden

Flyer Holcim Deutschland

- Zement nach DIN EN 197-1
- Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2
- Expositionsclassen - Anwendungsbeispiele
- Betonieren bei heißem Wetter oder starkem Wind
- Betonieren bei kaltem Wetter
- Industrieböden aus Beton
- Frischbeton-Prüfungen
- Überwachung auf der Baustelle
- Ausblühungen
- Zementestrich nach DIN EN 13813 und DIN 18560

Literaturhinweise

- Bauteilkatalog; Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile nach der neuen Normengeneration; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf
- Bramehuber; Selbstverdichtender Beton, Spezialbeton Band 5; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2004
- Pickhardt, Bose, Schäfer; Beton – Herstellung nach Norm; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2020 Eifert, Bethge
- Beton – Prüfung nach Norm; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2011
- Grübl, Weigler, Karl; Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften; Ernst & Sohn; Berlin 2001
- König, Holschemacher, Dehn; Selbstverdichtender Beton; Bauwerk; Berlin 2001
- Locher; Zement; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2000
- Richter; Hochfester Beton – Hochleistungsbeton; Spezialbeton Band 3; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 1999
- Scholz, Hiese; Baustoffkenntnis; Werner Verlag; München 2007
- Schorn; Spritzbeton; Spezialbetone Band 6; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2005
- Strehlein, Doris Elisabeth; Dissertation; Fleckige Dunkelverfärbungen an Sichtbetonoberflächen, Charakterisierung – Entstehung – Vermeidung; Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung; München 2012
- Vollpracht, Eifert, Hersel; Straßenbau heute – Betondecken; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2004
- Weber; Guter Beton; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2019
- Zement-Merkblätter Betontechnik; Schriftenreihe des Bundesverbandes der Deutschen Zementindustrie e.V.; Köln
- Zement-Taschenbuch; Verlag Bau + Technik; Düsseldorf 2008
- Betonböden für Produktions- und Lagerhallen; Lohmeyer/Ebeling; Verlag Bau + Technik 2006
- Beton-Handbuch; Leitsätze für Bauüberwachung und Bauausführung; Deutscher Beton-Verein e.V.; Bauverlag GmbH; Wiesbaden 1995
- Handbuch der Betonprüfung; Iken/Lackner/Wöhnl/Zimmer; Verlag Bau + Technik 2003
- Sichtbeton; Pfeifer/Liebers/Brauneck; Verlag Bau + Technik 2006
- Sichtbeton-Handbuch 2007
- Weiße Wannen – einfach und sicher; Lohmeyer/Ebeling; Verlag Bau + Technik 2007 Spritzbeton; Laich SA; Avegno 1991
- Technik des Sichtbetons; Peck/Bosold/Bose; Verlag Bau + Technik 2007

Downloads unter: <http://holcim.de/downloads>



Holcim (Deutschland) GmbH

Technisches Marketing
Hannoversche Straße 28
31319 Sehnde-Höver
Tel. (0 51 32) 92 74 32
technisches-marketing@holcim.com
www.holcim.de

Holcim (Süddeutschland) GmbH

Produktmanagement
Dormettinger Straße 27
72359 Dotternhausen
Tel. (07427) 79 300
info-sueddeutschland@holcim.com
www.holcim.de

