

Vademecum
Technologia
Betonu

Spis treści

A SKŁADNIKI BETONU

- A1 - CO WARTO WIEDZIEĆ O CEMENTCIE?
- A2 - KRUSZYWA W SKŁADZIE BETONU
- A3 - DODATKI DO BETONU W UJĘCIU NORMY PN-EN 206 "BETON – WYMAGANIA, WŁAŚCIWOŚCI, PRODUKCJA I ZGODNOŚĆ"
- A4 - DOMIESZKI DO BETONU
- A5 - SKŁADNIKI BETONU W ŚWIETLE WYMAGAŃ OGÓLNYCH SPECYFIKACJI TECHNICZNYCH (OST) GDDKiA
- A6 - CEMENT W PREFABRYKACJI
- A7 - REAKTYWNOŚĆ ALKALICZNA KRUSZYW
- A8 - POPIÓŁ LOTNY JAKO DODATEK TYPU II W SKŁADZIE BETONU
- A9 - PRODUKCJA CEMENTU
- A10 - DOMIESZKI UPLASTYCZNIAJĄCE I UPŁYNNIAJĄCE
- A11 - RODZAJE SPOIW BUDOWLANYCH

B MIESZANKA BETONOWA

- B1 - BETONOWANIE W WARUNKACH ZIMOWYCH
- B2 - ODSĄCZANIE WODY Z MIESZANKI BETONOWEJ „BLEEDING”
- B3 - DOBÓR CEMENTU ZE WZGLĘDU NA KLASY EKSPOZYCJI WEDŁUG PN-EN 206:2014 "BETON - WYMAGANIA, WŁAŚCIWOŚCI, PRODUKCJA I ZGODNOŚĆ"
- B4 - TERMIKA BETONU
- B5 - NAPOWIETRZANIE BETONU
- B6 - OSIADANIE I PĘKANIE PLASTYCZNE BETONU
- B7 - DOBÓR SKŁADU ZIARNEGO MIESZANKI BETONOWEJ

C BETON STWARDNIAŁY

- C1 - KLASY EKSPOZYCJI BETONU ZGODNIE Z NORMĄ PN-EN 206:2014 "BETON – WYMAGANIA, WŁAŚCIWOŚCI, PRODUKCJA I ZGODNOŚĆ"
- C2 - KOROZJA CHEMICZNA BETONU
- C3 - WYKWITY WĘGLANOWE
- C4 - WSPÓŁCZYNNIK WODA/CEMENT (W/C) A WŁAŚCIWOŚCI BETONU
- C5 - PIELĘGNACJA BETONU

D METODY BADAŃ

- D1 - METODY BADANIA MROZODPORNOŚCI STWARDNIAŁEGO BETONU
- D2 - METODY BADAŃ REAKTYWNOŚCI ALKALICZNEJ KRUSZYW DO BETONU
- D3 - METODY BADANIA BLEEDINGU
- D4 - METODY BADANIA KONSYSTENCJI MIESZANKI BETONOWEJ
- D5 - METODY BADAŃ KARBONATYZACJI
- D6 - METODY BADAŃ WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNYCH KRUSZYW

E RODZAJE BETONÓW I ZASTOSOWANIE

- E1 - BETON MROZODPORNY
- E2 - BETON SAMOZAGĘSZCZALNY
- E3 - BETON ARCHITEKTONICZNY
- E4 - BETON W INŻYNIERII KOMUNIKACYJNEJ
- E5 - BETON W PREFABRYKACJI



A

SKŁADNIKI BETONU

Cement to spoiwo hydrauliczne, tj. drobno zmielony materiał nieorganiczny, który po zmieszaniu z wodą daje zaczyn, wiążący i twardniejący w wyniku reakcji i procesów hydratacji, po stwardnieniu pozostaje wytrzymały i trwały także pod wodą.

Cement produkowany jest przez wspólny przemiał klinkieru portlandzkiego, regulatora czasu wiązania (siarczanu wapnia) oraz, w zależności od rodzaju cementu, ewentualnych składników nieklinkierowych takich jak granulowany żużel wielopieczowy (S), popioły lotne (V lub W), kamień wapienny (LL). Klinkier portlandzki to półprodukt wytwarzany poprzez wypalanie surowców takich jak wapień, margiel, glina w piecu obrotowym, w temperaturze 1450°C.

W zależności od założonych wymagań dla cementu, może być on produkowany w oparciu o normy o statusie europejskim (PN-EN) i/lub krajowym (PN). Wykaz aktualnych norm przedmiotowych dotyczących cementu:

- PN-EN 197-1:2012 „Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku”
- PN-B-19707:2013 „Cement – Cement specjalny – skład, wymagania i kryteria zgodności”
- PN-EN 14216:2005 „Cement – Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów specjalnych o bardzo niskim ciepłe hydratacji”

Zgodnie z normą PN-EN 197-1 wyróżnia się pięć głównych rodzajów cementów powszechnego użytku – tabela 1.

Ze względu na wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach wyróżnia się 3 klasy wytrzymałości cementu - rys.1.

Tabela 1. Cementy powszechnego użytku wg PN-EN 197-1:2012

Rodzaj cementu	Nazwa normowa
CEM I	cement portlandzki
CEM II	cement portlandzki wieloskładnikowy
CEM III	cement hutniczy
CEM IV	cement pucolanowy
CEM V	cement wieloskładnikowy

Rys. 1. Klasy wytrzymałości cementów powszechnego użytku wg PN-EN 197-1:2012



Z uwagi na wytrzymałość wczesną (po 2 lub 7 dniach), klasa cementu dodatkowo oznaczona jest symbolem literowym:

- L – cement o niskiej wytrzymałości wczesnej (dotyczy tylko cementu hutniczego CEM III)
- N – cement o normalnej wytrzymałości wczesnej
- R – cement o wysokiej wytrzymałości wczesnej

Wymagania normy PN-EN 197-1:2012 względem właściwości fizycznych i mechanicznych oraz składu chemicznego przedstawiono odpowiednio w tabeli 2 i 3.

Tabela 2. Wymagania fizyczne i mechaniczne dla cementów wg PN-EN 197-1:2012

Klasa wytrzymałości	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]				Początek czasu wiązania [min]	Staość objętości [mm]	
	Wytrzymałość wczesna		Wytrzymałość normowa				
	2 dni	7 dni	28 dni				
32,5	L	-	≥ 12,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10
	N	-	≥ 16,0				
	R	≥ 10,0	-				
42,5	L	-	≥ 16,0	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60	≤ 10
	N	≥ 10,0	-				
	R	≥ 20,0	-				
52,5	L	≥ 10,0	-	≥ 52,5	-	≥ 45	≤ 10
	N	≥ 20,0	-				
	R	≥ 30,0	-				

Tabela 3. Wymagania chemiczne dla cementów wg PN-EN 197-1:2012

Właściwość	Rodzaj cementu	Klasa wytrzymałości	Wymagania [% m.c.]
Strata prażenia	CEM I CEM III	wszystkie	≤ 5,0
Pozostałość nierozpuszczalna	CEM I CEM III	wszystkie	≤ 5,0
Zawartość siarczanów (jako SO ₃)	CEM I CEM II ^{a)} CEM IV CEM V	32,5 N 32,5 R 42,5 N	≤ 3,5
		42,5 R 52,5 N 52,5 R	≤ 4,0
	CEM III ^{b)}	wszystkie	
Zawartość chlorków	wszystkie	wszystkie ^{c)}	≤ 0,10
Pucolanowość	CEM IV	wszystkie	wynik pozytywny

a) Cement rodzaju CEM II/B-T i CEM II/B-M z udziałem łupka palonego może zawierać do 4,5% siarczanów (jako SO₃) dla wszystkich klas wytrzymałości
b) Cement rodzaju CEM III/C może zawierać do 4,5% siarczanów
c) Cement rodzaju CEM II może zawierać więcej niż 0,10% chlorków, lecz wówczas maksymalną zawartość chlorków należy podać na opakowaniu i/lub dokumencie dostawy

Normy przedmiotowe w zakresie cementu wyszczególniają pewne właściwości specjalne cementów powszechnego użytku pokazane w tabeli 4.

Tabela 4. Właściwości specjalne cementów powszechnego użytku

Cecha specjalna	Oznaczenie	Norma
Niskie ciepło hydratacji	LH	PN-EN 197-1:2012
Odporność na siarczany	SR	PN-EN 197-1:2012
	HSR	PN-B-19707:2013
Niskoalkaliczność	NA	PN-B-19707:2013

Ponadto norma PN-EN 14216 wyróżnia cementy specjalne o bardzo niskim ciepłe hydratacji VLH. Cementami o bardzo niskim ciepłe hydratacji (VLH) mogą :

- cement hutniczy VLH III (tylko VLH III/B i VLH III/C),
- cement pucolanowy VLH IV,
- cement wieloskładnikowy VLH V.

Cementy specjalne VLH produkowane mogą być tylko w klasie wytrzymałości 22,5, wymagania podano w tabeli 5.

Tabela 5. Wymagania mechaniczne i fizyczne dla cementów VLH wg PN-EN 14216:2005

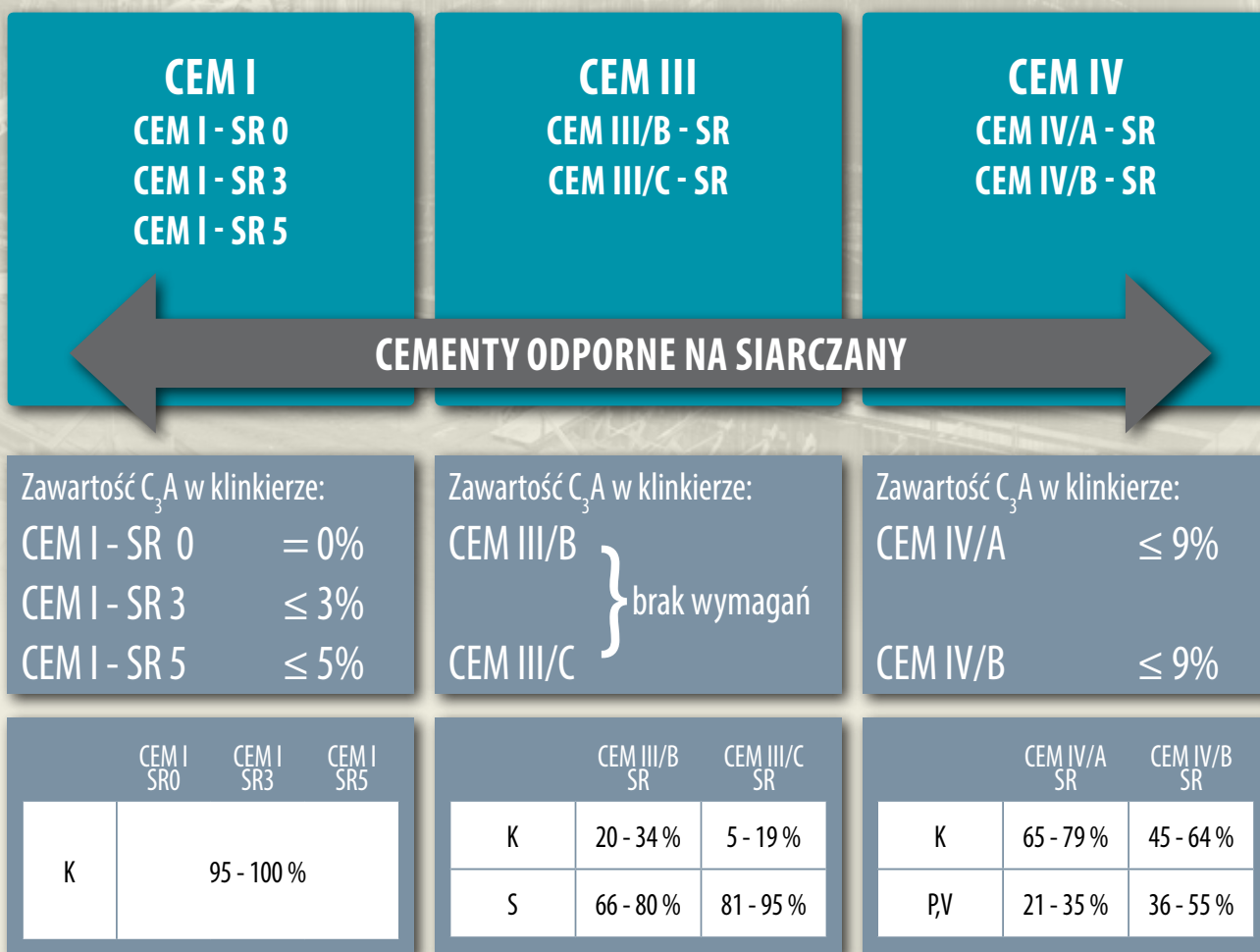
Klasa wytrzymałości	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		Początek czasu wiązania [min]	Stąłość objętości [mm]
22,5	≥ 22,5	≤ 42,5	≥ 75	≤ 10

Cementy o niskim ciepłe hydratacji LH oraz cementy o bardzo niskim ciepłe hydratacji VLH zalecane są do wykonywania konstrukcji masowych, narażonych na zarysowanie w wyniku powstających naprężeń termicznych. Reakcja cementu z wodą ma charakter egzotermiczny, a wydzielone ciepło może doprowadzić do powstania dużych różnic temperatury pomiędzy powierzchnią betonu a jego wnętrzem, co może być powodem naprężeń termicznych. Jeśli naprężenia termiczne przekroczą wartość wytrzymałości betonu, powstają mikrorysy, które w istotny sposób obniżają trwałość betonu. Wymagania dla cementu o niskim i bardzo niskim ciepłe hydratacji przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Wymagania dla cementów o niskim LH i bardzo niskim ciepłe hydratacji VLH

Cement	Wymagania	Metody badań
Cementy o niskim ciepłe hydratacji LH wg PN-EN 197-1	Ciepło hydratacji po 41 godzinach 270 J/g	Metoda semiadiabatyyczna wg PN-EN 196-9
	Ciepło hydratacji po 7 dniach ≤ 270 J/g	Metoda rozpuszczania wg PN-EN 196-8
Cementy o bardzo niskim ciepłe hydratacji VLH wg PN-EN 14216	Ciepło hydratacji po 41 godzinach ≤ 220 J/g	Metoda semiadiabatyyczna wg PN-EN 196-9
	Ciepło hydratacji po 7 dniach ≤ 220 J/g	Metoda rozpuszczania wg PN-EN 196-8

Cementy odporne na siarczany SR, HSR zalecane są do wykonywania konstrukcji betonowych w warunkach agresji siarczanowej (klasy ekspozycji XA2 i XA3), a więc narażonych na działanie wód gruntowych lub wody morskiej, a także nawozów sztucznych, czy ścieków przemysłowych. Norma PN-EN 197-1 definiuje 7 rodzajów cementów powszechnego użytku odpornych na siarczany SR, kryterium klasyfikacji jest zawartość C_3A w klinkierze portlandzkim stosowanym do produkcji cementu – rys. 2. Wymagania dla cementów odpornych na siarczany SR przedstawiono w tabeli 7, a klasyfikację i wymagania dla cementów HSR w tabeli 8.



Rys. 2. Klasyfikacja cementów odpornych na siarczany SR wg PN-EN 197-1

Tabela 7. Wymagania chemiczne dla cementów odpornych na siarczany SR wg PN-EN 197-1:2012

Właściwość	Badanie wzorcowe	Rodzaj cementu	Klasa wytrzymałości	Wymagania ^{a)}
Zawartość siarczanów (jako SO ₃)	PN-EN 196-2:2013	CEM I-SR 0 CEM I-SR 3 CEM I-SR 5 ^{b)}	32,5 N 32,5 R 42,5 N	≤ 3,0%
		CEM IV/A-SR CEM IV/B-SR	42,5 R 52,5 N 52,5 R	≤ 3,5%
Zawartość glinianu trójwapniowego C ₃ A w klinkierze ^{d)}	PN-EN 196-2:2013 ^{d)}	CEM I-SR 0	wszystkie	= 0%
		CEM I-SR 3		≤ 3%
		CEM I-SR 5		≤ 5%
	- e)	CEM III/B-SR CEM III/C-SR		brak wymagań
		CEM IV/A-SR CEM IV/B-SR		≤ 9%
Pucolanowość	PN-EN 196-5:2011	CEM IV/A-SR CEM IV/B-SR	wszystkie	wynik pozytywny po 8 dniach

a) Wymagania podano w procentach masy gotowego cementu.
b) Dla szczególnych zastosowań cementy CEM I-SR 5 mogą być produkowane z wyższą zawartością siarczanów. W takich przypadkach wartość liczbowa tego wyższego wymagania dotyczącego zawartości siarczanów należy zadeklarować w dokumencie dostawy.
c) Metoda badania dotycząca oznaczania zawartości C₃A w klinkierze z analizy gotowego cementu jest w trakcie opracowywania w CEN/TC 51.
d) W szczególnym przypadku cementów CEM I, dopuszcza się obliczenie zawartości C₃A w klinkierze z analizy chemicznej cementu. C₃A = 2,65 A – 1,69 F (A – %mas. Al₂O₃ w klinkierze, F – %mas. Fe₂O₃ w klinkierze, oznaczone wg PN-EN 196-2:2013).
e) Do czasu zakończenia prac nad metodą badania, zawartości C₃A w klinkierze należy oznaczać na podstawie analizy klinkieru w ramach wykonywanej przez producenta zakładowej kontroli produkcji.

Tabela 8. Wymagania dotyczące cementów specjalnych odpornych na siarczany HSR według PN-B-19707:2013

Rodzaj cementu HSR	Wymagania		
	Udział składnika nieklinkierowego [%]	Odporność na siarczany	Klinkier
CEM II/A-V CEM II/A-S CEM II/A-M (S-V) CEM II/B-S	brak wymagań	Odporność na agresję siarczanową jako wartość ekspansji w roztworze Na ₂ SO ₄ po 52 tygodniach X _t ≤ 0,5 %	zawartość C ₃ A ≤ 5 %
CEM II/B-V	udział popiołu lotnego krzemionkowego V ≥ 25 %		brak wymagań
CEM II/B-M (S-V)	udział popiołu lotnego krzemionkowego V ≥ 20 %		brak wymagań
CEM III/A	udział granulowanego żużla wielkopieczowego S ≤ 49 %	Metoda badania - Załącznik A do normy PN-EN 19707:2013	C ₃ A ≤ 9 %
CEM III/A	udział granulowanego żużla wielkopieczowego S ≥ 50 %		brak wymagań
CEM V/A (S-V) CEM V/B (S-V)	PN-EN 197-1		brak wymagań

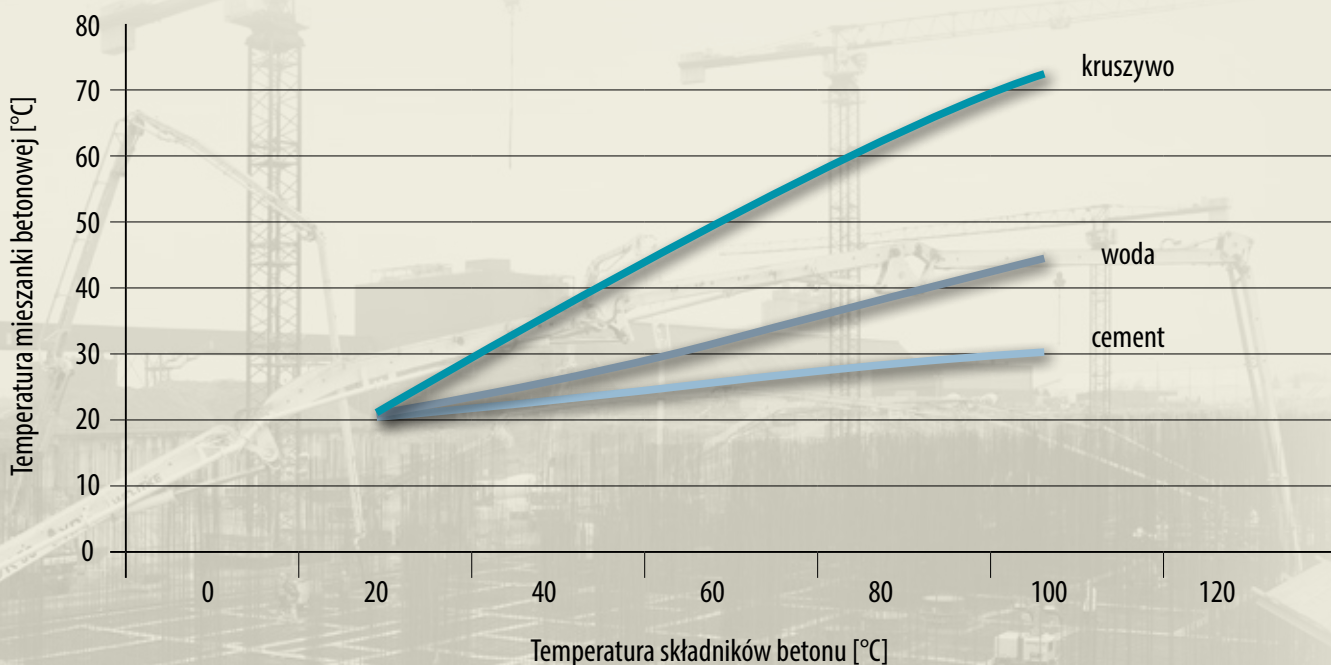
Cement o niskiej zawartości alkaliów NA należy stosować, gdy w składzie betonu może znajdować się kruszywo potencjalnie reaktywne alkalicznie. Reakcja alkaliów (jonów Na⁺ i K⁺) pochodzących z cementu oraz reaktywnej krzemionki występującej w kruszywie, powoduje powstanie żelu krzemianu sodowo-potasowego, który absorbuje wodę, zwiększając objętość i wywołując destrukcyjne

naprężenia. Przebieg reakcji alkalia-kruszywo ma powolny charakter, a negatywne skutki korozji alkalicznej mogą ujawnić się dopiero po kilku latach. Wymagania dla cementów NA zawarte są w normie krajowej PN-B-19707:2013 – tabela 9.

Tabela 9. Wymagania dla cementów niskoalkalicznych NA wg PN-B-19707:2013

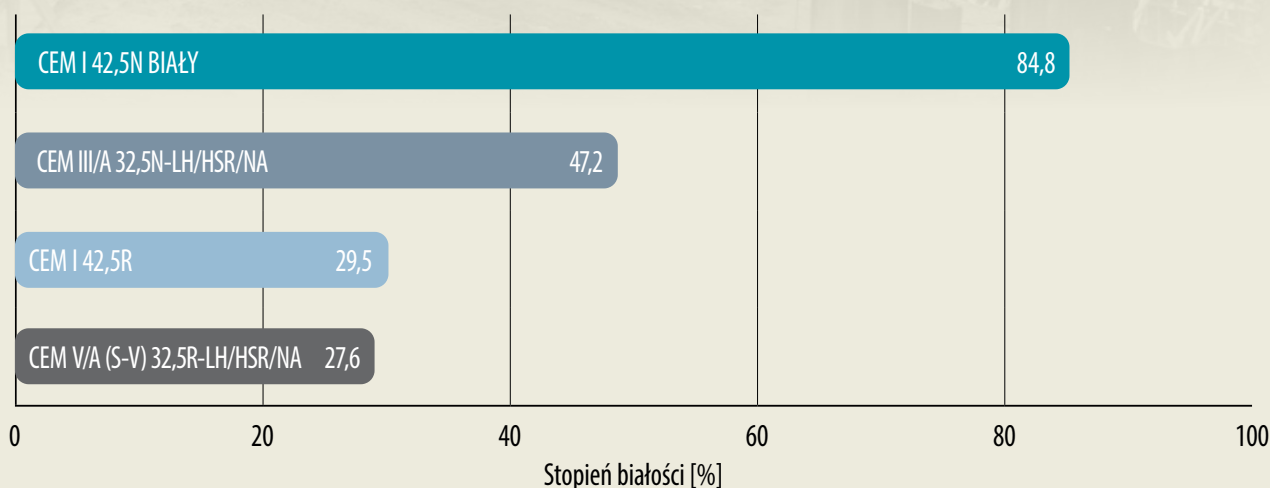
Rodzaj cementu NA	Wymagania	
	Udział składnika nieklinkierowego [%]	Całkowita zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ [%]
CEM I CEM II/A-LL	brak wymagań	$\leq 0,60$ %
CEM II/A-V	udział popiołu lotnego krzemionkowego $V \geq 14$ %	$\leq 1,20$ %
CEM II/A-S	udział granulowanego żużła wielkopiecowego $S \geq 14$ %	$\leq 0,70$ %
CEM II/A-M (S-V)	udział popiołu lotnego krzemionkowego i udział granulowanego żużła wielkopiecowego (S+V) ≥ 14 %	$\leq 1,20$ %
CEM II/B-V	udział popiołu lotnego krzemionkowego $V \geq 25$ %	$\leq 1,50$ %
CEM II/B-S	brak wymagań	$\leq 0,80$ %
CEM II/B-M (S-V)	udział popiołu lotnego krzemionkowego $V \geq 20$ %	$\leq 1,30$ %
CEM III/A	udział granulowanego żużła wielkopiecowego $S \leq 49$ %	$\leq 0,95$ %
	udział granulowanego żużła wielkopiecowego $S \geq 50$ %	$\leq 1,10$ %
CEM III/B-C	brak wymagań	$\leq 2,00$ %
CEM IV/A (V)	udział popiołu lotnego krzemionkowego $V \geq 25$ %	$\leq 1,50$ %
CEM IV/B (V)	brak wymagań	$\leq 2,00$ %
CEM V/A (S-V)	udział popiołu lotnego krzemionkowego i granulowanego żużła wielkopiecowego (S+V) ≤ 49 %	$\leq 1,60$ %
	udział popiołu lotnego krzemionkowego i granulowanego żużła wielkopiecowego (S+V) ≥ 50 %	$\leq 2,00$ %
CEM V/B (S-V)	brak wymagań	$\leq 2,00$ %

TEMPERATURA CEMENTU nie jest właściwością normową. W okresie wzmożonego pobytu rynkowego cement może mieć wyższą temperaturę, aczkolwiek w nieznacznym stopniu przekłada się to na temperaturę mieszanki betonowej – rys. 3.



Rys. 3. Wpływ temperatury składników betonu na temperaturę mieszanki betonowej

Również **BARWA CEMENTU** nie jest właściwością normową. Zależy głównie od rodzaju surowców użytych do jego produkcji (rys. 4). Cementy o dużej zawartości klinkieru portlandzkiego posiadają ciemnoszarą barwę. Wraz ze zwiększaniem udziału granulowanego żużla wielopieczowego w składzie cementu, jego barwa staje się jaśniejsza. Cementy z popiołem lotnym charakteryzują się barwą ciemną powodowaną resztkami niespalonego węgla.



Rys. 4. Stopień białości cementów powszechnego użytku

Beton w ok. 70% swojej objętości składa się z kruszywa (rys. 1). Zatem jego właściwości w istotny sposób przekładają się na właściwości mieszanki betonowej (konsystencja, urabialność i pompowalność oraz wydzielanie wody – bleeding) i stwardniałego betonu (wytrzymałość, wodoszczelność, nasiąkliwość, mrozoodporność oraz ścieralność). Właściwości kruszyw wynikają z cech skały macierzystej (gęstość, twardość, wytrzymałość) oraz z zastosowanej obróbki mechanicznej w procesie produkcji (kształt i wymiar ziaren, tekstura powierzchni). Przy doborze kruszywa do betonu należy kierować się zapisami normy PN-EN 206:2014 "Beton – wymagania, właściwości, produkcja i zgodność", uwzględniając:

- warunki realizacji robót,
- przeznaczenie betonu,
- warunki środowiska, na które będzie narażony beton (klasa ekspozycji),
- wymagania w zakresie odstoniętego kruszywa lub kruszywa stosowanego w przypadku mechanicznej obróbki powierzchni betonu.

Najważniejsze, z punktu widzenia technologii betonu, właściwości kruszyw to:

- skład ziarnowy,
- kształt i szorstkość ziaren,
- obecność zanieczyszczeń,
- nasiąkliwość,
- wytrzymałość/ścieralność,
- mrozoodporność,
- reaktywność (alkaliczna).

Podział ze względu na pochodzenie kruszyw do betonu wg normy PN-EN 12620+A1:2010 oraz kruszyw lekkich do betonu wg PN-EN 13055-1:2003 przedstawia rys. 2.

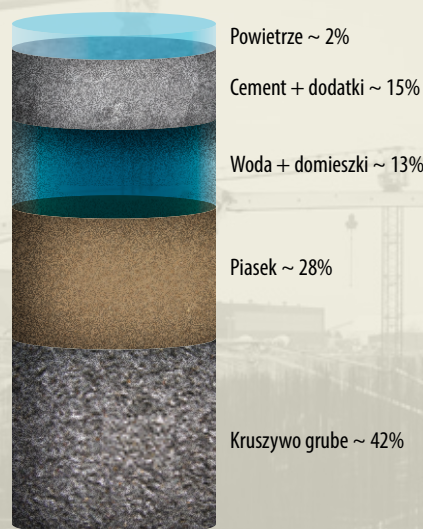
Ze względu na ciężar właściwy rozróżnia się kruszywa:

- lekkie – $\rho < 2000 \text{ kg/m}^3$,
- zwykłe – $\rho = 2000 \div 3000 \text{ kg/m}^3$,
- ciężkie – $\rho > 3000 \text{ kg/m}^3$.

Wymiar kruszywa przyjmujemy poprzez określenie minimalnego (d) i maksymalnego (D) wymiaru ziarna wyrażonego jako d/D . Dopuszczalna jest obecność nadziarna (pewnej ilości ziaren, które pozostają na sicie o oczku równym D) i podziarna (ziaren przechodzących przez sito o oczku równym d).

Wyróżniamy kruszywa:

- drobne – $D \leq 4 \text{ mm}$,
- grube – $D \geq 4 \text{ mm}$ i $d \geq 2 \text{ mm}$,
- naturalne 0/8 mm – kruszywa polodowcowe lub rzeczne, $D \leq 8 \text{ mm}$,
- o uziarnieniu ciągłym – mieszanina kruszyw, $D \leq 45 \text{ mm}$.



Rys. 1. Objętościowy skład betonu

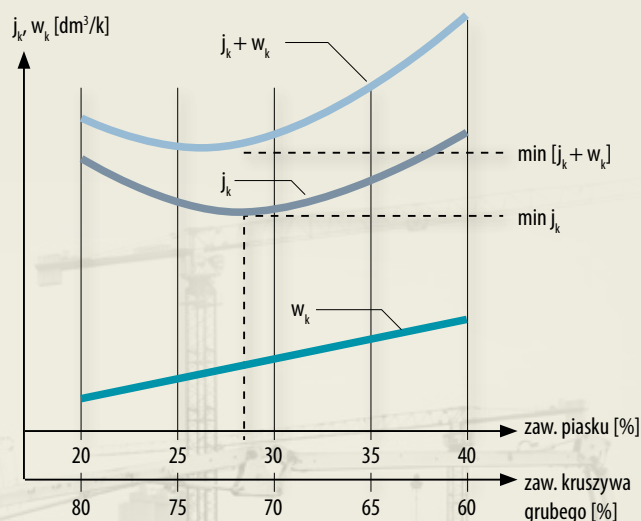


Rys. 2. Podział kruszyw

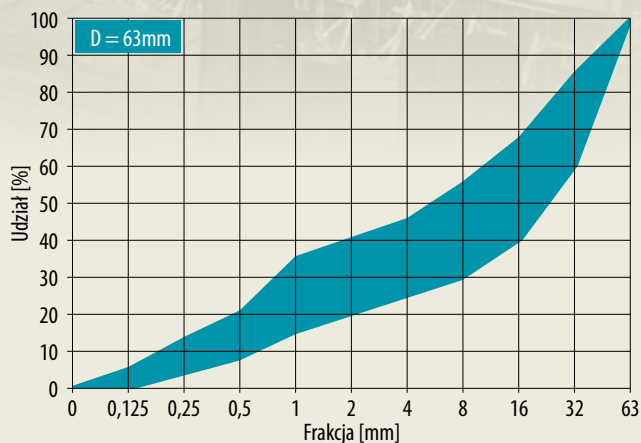
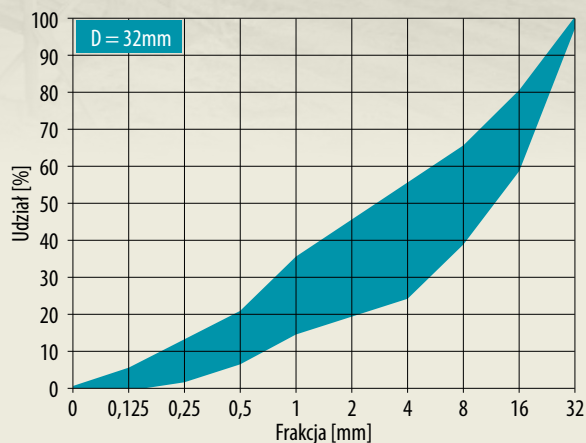
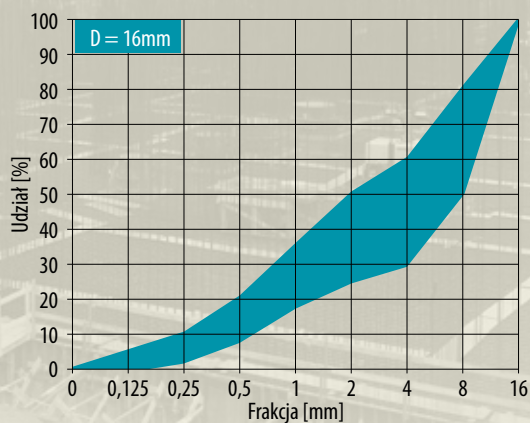
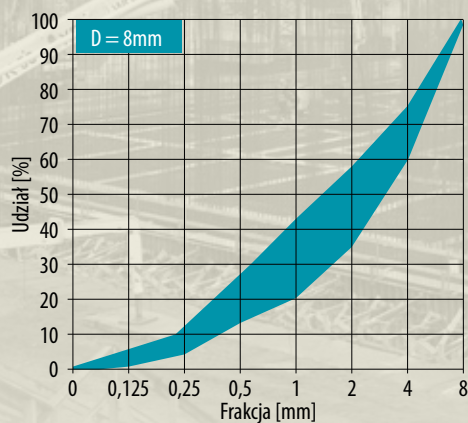
Mieszanka kruszywowa do betonu powinna zawierać kilka frakcji. W celu prawidłowego zaprojektowania mieszanki betonowej należy dobrać odpowiednie proporcje kruszywa grubego i piasku, tak aby tworzyły w betonie szczelny stos okruszowy. Uziarnienie kruszywa do betonu powinno zapewnić możliwie niskie zapotrzebowanie na zaczyn cementowy (cement i wodę) (rys. 3). Zapotrzebowanie to wynika głównie z dwóch cech kruszywa:

- jamistości (przepełnienie jam zaczynem),
- powierzchni zewnętrznej (otulenie powierzchni zaczynem), związanej z granulacją i wodozadržnością kruszywa.

Zarówno jamistość, jak i powierzchnię zewnętrzną należy zatem minimalizować (rys. 3). Równoczesne uzyskanie minimum tych dwóch wielkości nie jest jednak możliwe. Optymalnym rozwiązaniem jest kompromis, którego efektem są tzw. obszary właściwego uziarnienia, zawarte w specyfikacjach technicznych i literaturze specjalistycznej (rys. 4).

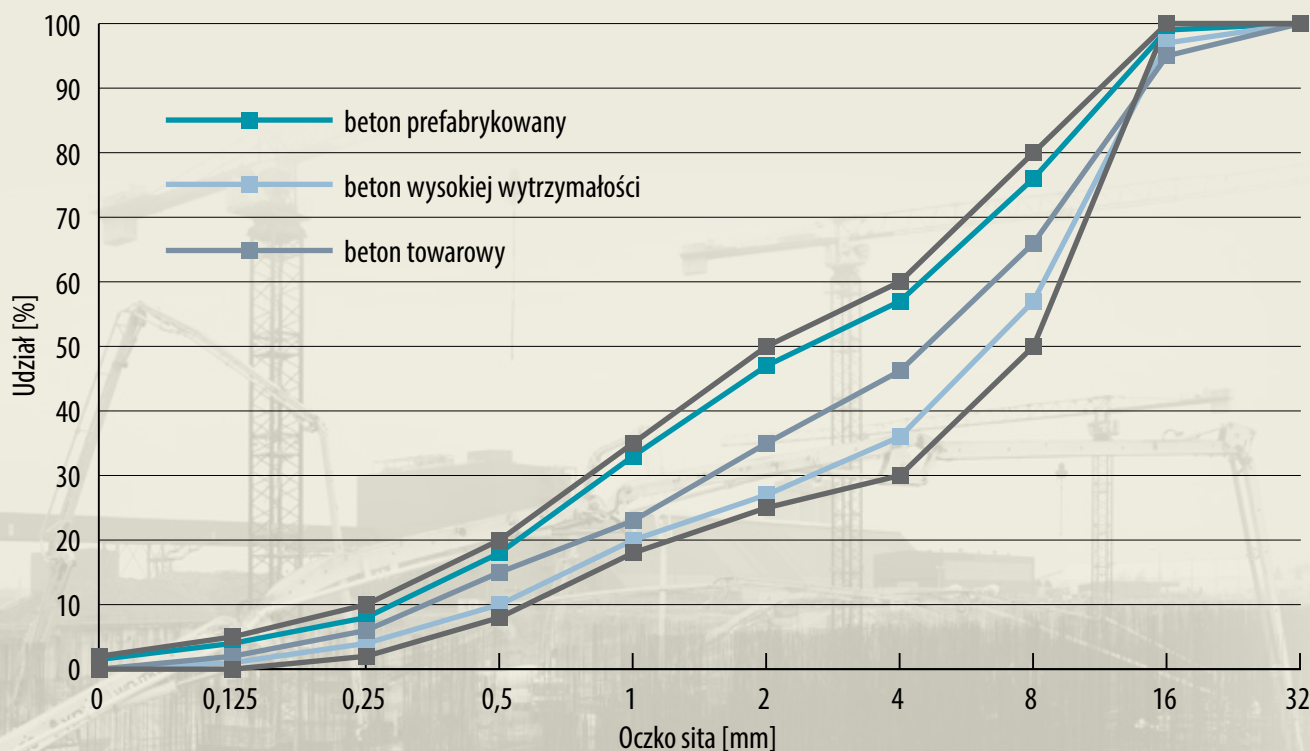


Rys. 3. Zmiany jamistości (j_k) i wodozadržności (w_k) kruszywa w zależności od zawartości piasku



Rys. 4. Obszary właściwego uziarnienia kruszywa w zależności od maksymalnego wymiaru ziaren D

Na rys. 5 przedstawiono krzywe graniczne obszaru dobrego uziarnienia dla mieszanki kruszywowej do 16 mm (najczęściej stosowanej w kraju) wraz z przykładowymi krzywymi uziarnienia. Należy dążyć, aby dla betonów towarowych (C8/10–C30/37) krzywa uziarnienia przebiegała blisko środka obszaru dobrego uziarnienia, dla betonów wysokich wytrzymałości (> C35/45) – blisko dolnej granicy obszaru dobrego uziarnienia, a dla elementów prefabrykowanych (wysoka zawartość piasku) – blisko górnej granicy.



Rys. 5. Krzywe graniczne wg PN-B-06250:1988

Krzywa uziarnienia kruszywa zawarta w obszarze dobrego uziarnienia, gwarantuje właściwą urabialność i konsystencję mieszanki betonowej przy możliwie najmniejszym zużyciu wody i cementu (zaczynu) oraz minimalnej zawartości powietrza. Zapewnia także niską przepuszczalność betonu oraz mniejszy skurcz. Nieciągła krzywa uziarnienia niekorzystnie wpływa na właściwości betonu, może skutkować:

- niewłaściwą urabialnością betonu,
- problemami z pompowaniem i zagęszczaniem betonu,
- segregacją składników mieszanki betonowej,
- wysokim zużyciem cementu,
- wysoką zawartością porów w betonie,
- obniżeniem parametrów wytrzymałościowych i trwałościowych betonu.

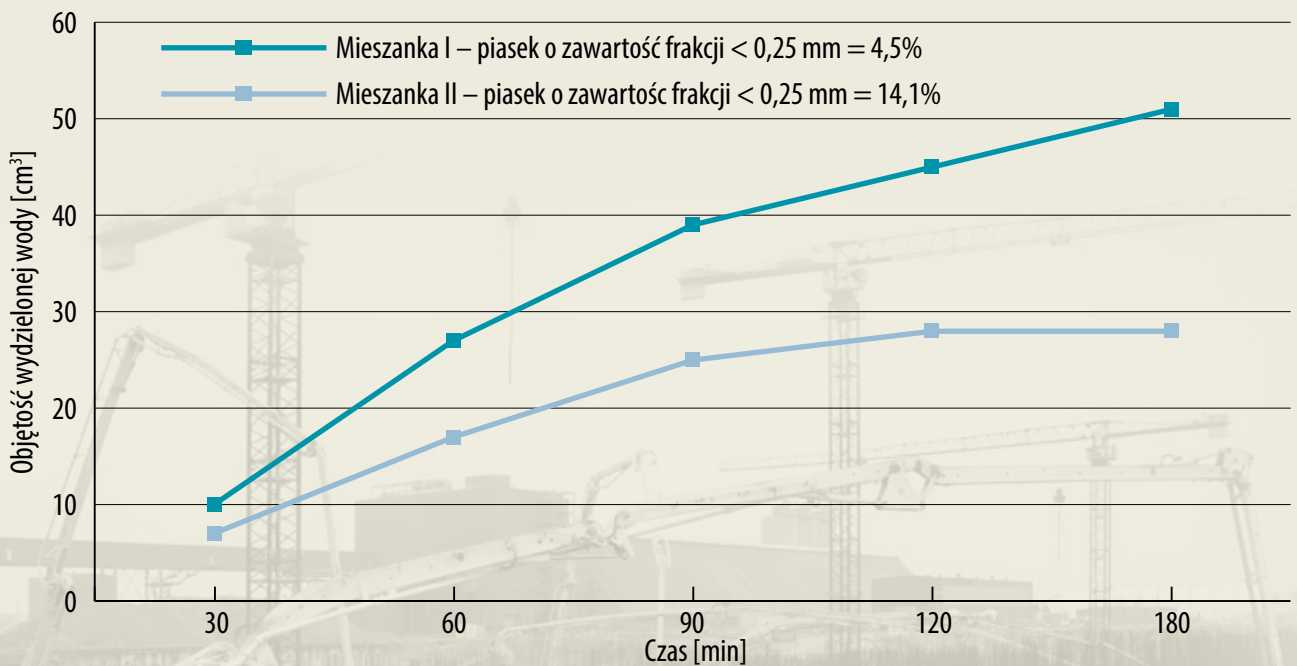
Maksymalny wymiar ziarna kruszywa w betonie zależy od:

- odległości między prętami zbrojenia:
 - maksymalny wymiar ziaren kruszywa nie może być większy niż $3/4$ odległości między prętami zbrojenia,
- wymiarów elementu lub konstrukcji:
 - maksymalny wymiar ziaren kruszywa nie może być większy niż $1/3$ najmniejszego wymiaru przekroju poprzecznego elementu,
- rodzaju betonu:
 - 0–16 mm – betony zwykłe,
 - 0–32 mm, 0–61 mm – betony masywne (obiekty hydrotechniczne, fundamenty wielkogabarytowe), betony posadzkowe,
 - 0–8 mm; 0–16 mm – kostka brukowa, betony prefabrykowane, nawierzchnie drogowe
 - 0–16 mm – betony samozagęszczalne.

Urabialność mieszanki betonowej zależy od zawartości cementu, punktu piaskowego (czyli zawartości ziaren poniżej 2 mm) oraz zawartości najdrobniejszych frakcji 0/0,25 mm. Dobór punktu piaskowego zależy od metody układania i zagęszczania mieszanki betonowej:

- 27–30% – betony zwykłe, betony układane za pomocą pojemników, wibratorów wgłębnych i powierzchniowych,
- 35–40% – betony prefabrykowane, betony układane za pomocą pomp, wibratorów wgłębnych i powierzchniowych,
- 45–60% – betony zagęszczane za pomocą wibroprasy (np. produkcja kostki brukowej).

Mieszanki betonowe o wysokim punkcie piaskowym charakteryzują się większą zawartością cementu i/lub koniecznością stosowania dodatków do betonu. Wyższy punkt piaskowy, z uwagi na większą objętość zaczynu, skutkuje większym skurczem.

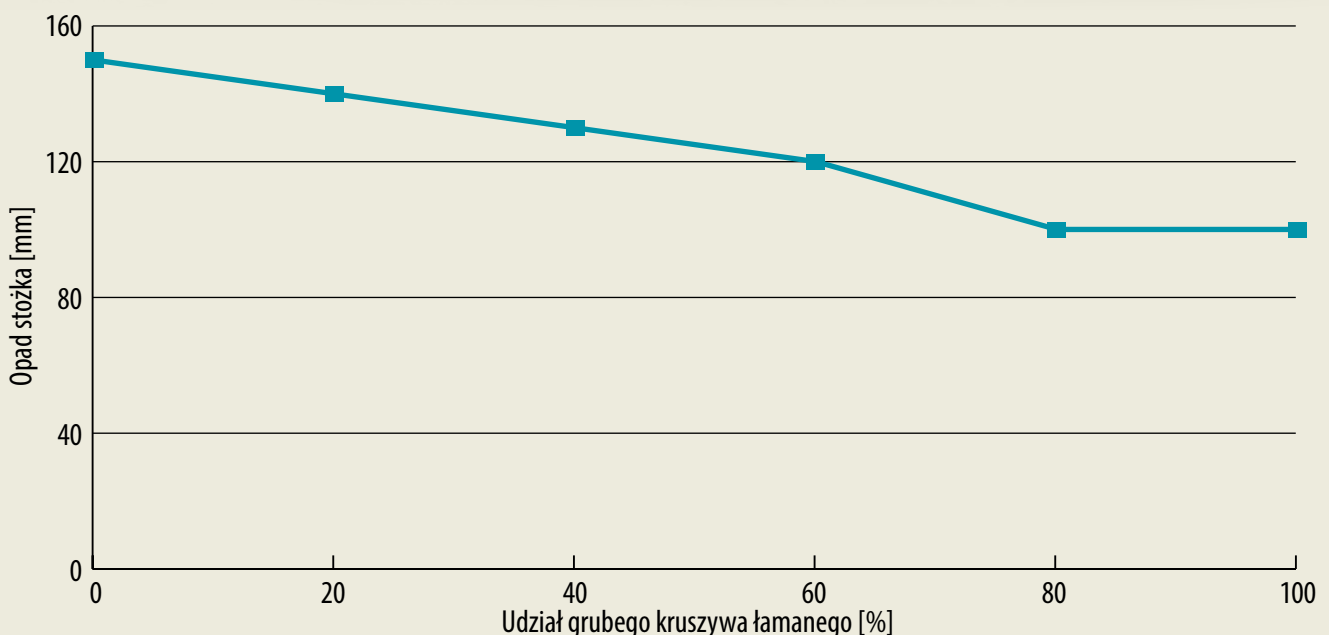


Rys. 6. Bleeding mieszanek betonowych zawierających piaski o różnej zawartości frakcji < 0,25 mm

Ponadto, wysoki punkt piaskowy nie zapewni dobrej urabialności mieszanki betonowej, jeśli kruszywo drobne pozbawione będzie ziaren poniżej 0,25 mm. Odpowiednia ilość frakcji 0/0,25 mm jest niezbędna przy podawaniu mieszanki betonowej pompami, a przy tym ogranicza wydzielanie wody (mleczka cementowego) z mieszanki betonowej – bleeding (rys. 6). Zjawisko bleedingu jest szczególnie niebezpieczne w przypadku betonu posadzkowego, gdyż powoduje znaczny wzrost współczynnika w/c w warstwie powierzchniowej. Wraz z wodą, na powierzchnię, może być wydzielana domieszka chemiczna i/lub np. niespalone części węgla z popiołu lotnego. Może to prowadzić do odparzenia warstwy górnej betonu, ponieważ osłabieniu ulega warstwa przejściowa pomiędzy podkładem betonowym, a posypką utwardzającą. Przy stosowaniu grubych „ostrych” piasków o niewielkiej zawartości frakcji poniżej 0,25 mm należy wprowadzać do mieszanki betonowej dodatek, np. popiołu lotnego, który uzupełnia skład ziarnowy kruszywa, tak aby był spełniony warunek dobrej urabialności:

$$0,6 < \frac{\text{cement} + \text{dodatki mineralne} + \text{frakcja } 0/0,5 \text{ mm} [\%]}{\text{frakcja } 0/2 \text{ mm} [\%]} < 1,05.$$

Piaski dla których zawartość ziaren < 0,25 mm waha się pomiędzy 12–18% zapewniają dobrą pompowalność i ograniczają wydzielanie mleczka cementowego z mieszanki betonowej.



Rys. 7. Konsystencja betonów o tym samym składzie i różnym udziale kruszywa łamanego

Kruszywa łamane charakteryzują się znacznie bardziej rozwiniętą powierzchnią ziaren, niż kruszywo żwirowe, co korzystnie wpływa na wytrzymałość strefy kontaktowej na styku zaczyn-kruszywo. Przekłada się to jednak w sposób niekorzystny na urabialność (konsystencję) mieszanki betonowej (rys. 7), ale przyczynia się do zwiększenia wytrzymałości betonu.

Bardzo ważną cechą, obok wymiaru kruszywa, jest kształt ziaren. Jest on zależny od rodzaju skały macierzystej oraz od rodzaju obróbki mechanicznej (kruszywa łamane). Zawartość płaskich i wydłużonych ziaren powyżej 15% jest niekorzystna, ponieważ zwiększa się wodożądność mieszanki betonowej. Im bardziej kształt ziaren odbiega od okrągłego, tym więcej zaczynu cementowego jest potrzebne do ich otulenia. Ponadto, w trakcie układania i zagęszczania mieszanki betonowej ziarna układają się poziomo (rys. 8), co może prowadzić do tworzenia soczewek wodnych, w efekcie pod ziarnami tworzą się pory wpływające na obniżenie wytrzymałości i trwałości betonu.



Rys. 8. niekorzystny wpływ płaskich ziaren kruszywa

Obecność frakcji pylastej <0,063 mm obniża przyczepność między kruszywem a zaczynem cementowym, co w konsekwencji prowadzi do obniżenia wytrzymałości betonu, szczególnie wytrzymałości na zginanie. Ważne jest zatem stosowanie kruszywa pozbawionego pyłów, części organicznych oraz cząstek minerałów ilastych (gliny).

Nasiąkliwość kruszywa może, ale nie musi mieć wpływu na jego mrozoodporność. Niektóre kruszywa (jurajskie wapienie, karbońskie piaskowce) czy kruszywa lekkie charakteryzują się nasiąkliwością powyżej 2%, mimo to mogą spełniać kryterium mrozoodporności. Stosowanie kruszywa o wysokiej nasiąkliwości może prowadzić do zwiększenia skurczu plastycznego betonu. Kruszywa te należy stosować w stanie nasyconym (np. keramzyt).

Mrozoodporność kruszywa decyduje o jego przydatności do stosowania w betonie narażonym na różne oddziaływania środowiskowe. W tabeli 1 przedstawiono sposób doboru kruszyw w zależności od warunków środowiskowych.

Tabela 1. Dobór kruszywa w zależności od kategorii mrozoodporności

Warunki środowiskowe	Klimat		
	śródziemnomorski	atlantycki	kontynentalny*
Brak mrozu i sucho	brak wymagań	brak wymagań	brak wymagań
Częściowe nasycenie, brak soli	brak wymagań	F_4 / MS_{35}	F_2 / MS_{25}
Stałe nasycenie, brak soli	brak wymagań	F_2 / MS_{25}	F_1 / MS_{18}
Stałe nasycenie, sól	F_4 / MS_{35}	F_2 / MS_{25}	F_1 / MS_{18}
Nawierzchnie lotnisk	F_2 / MS_{25}	F_1 / MS_{18}	F_1 / MS_{18}

F – mrozoodporność na podstawie ubytku masy po 10 cyklach zamrażania i rozmrażania
MS – mrozoodporność na podstawie ubytku masy po 5 cyklach zanurzenia w roztworze $MgSO_4$ i suszeniu w 110°C
*Kategoria kontynentalny może odnosić się również do Islandii, części Skandynawii i rejonów górzystych, w których występują surowe warunki zimowe

Wytrzymałość kruszywa bezpośrednio przekłada się na wytrzymałość stwardniałego betonu. Miernikiem wytrzymałości kruszyw jest odporność kruszywa:

- na rozdrabnianie (współczynnik Los Angeles LA),
- ścieranie (współczynnik mikro-Devala M_{DE}),
- odporność na polerowanie (polerowalność PSV),
- odporność na ścieranie powierzchniowe (ścieralność AAV).

Poszczególne współczynniki określają właściwości mechaniczne kruszywa w powiązaniu z rodzajem skały. W tabeli 2 przedstawiono średnie wartości współczynników dla różnych kruszyw. Stosowanie kruszyw charakteryzujących się wysoką odpornością na rozdrabnianie – niski współczynnik LA, konieczne jest w betonach, które narażone są na duże obciążenia mechaniczne i agresywne oddziaływanie środowiska (betony drogowe, mostowe, nawierzchnie lotniskowe). Stosowanie kruszyw o niskim współczynniku PSV

(polerowalność) zalecane jest z kolei w betonach nawierzchniowych (nawierzchnie drogowe, lotniskowe). W tabeli 3 przedstawiono wymagania dla kruszyw stosowanych do nawierzchni drogowych.

Tabela 2. Wytrzymałość kruszywa wg różnych współczynników

Rodzaj kruszywa	LA	M_{DE}	PSV	AAV
Bazalt	6–13	7–18	44–52	2–4
Granit	17–43	7–16	–	3
Żwir kwarcowy	16–34	6–23	43–53	1–3
Żwir magmowy	18–25	3–21	42–53	2–4
Wapień	24–30	18–38	42–43	–
Dolomit	11–25	7–18	41–47	7–10

Tabela 3. Wymagania dla kruszywa stosowanego do betonowych nawierzchni drogowych

Właściwość kruszywa	JWN KR1÷KR2	DWN KR3÷KR4	GWN, JWN KR3÷KR4	DWN KR5÷KR7	GWN KR5÷KR7
Odporność na rozdrabnianie (LA)	LA ₄₀	LA ₃₅	LA ₃₅	LA ₃₅	LA ₂₅
Odporność na polerowanie (PSV)	> PSV ₄₈	–	> PSV ₅₀	–	> PSV ₅₃
Mrozoodporność	najwyżej F ₂	najwyżej F ₁		najwyżej F ₁	
Mrozoodporność w 1% NaCl			≤ 6%		≤ 6%

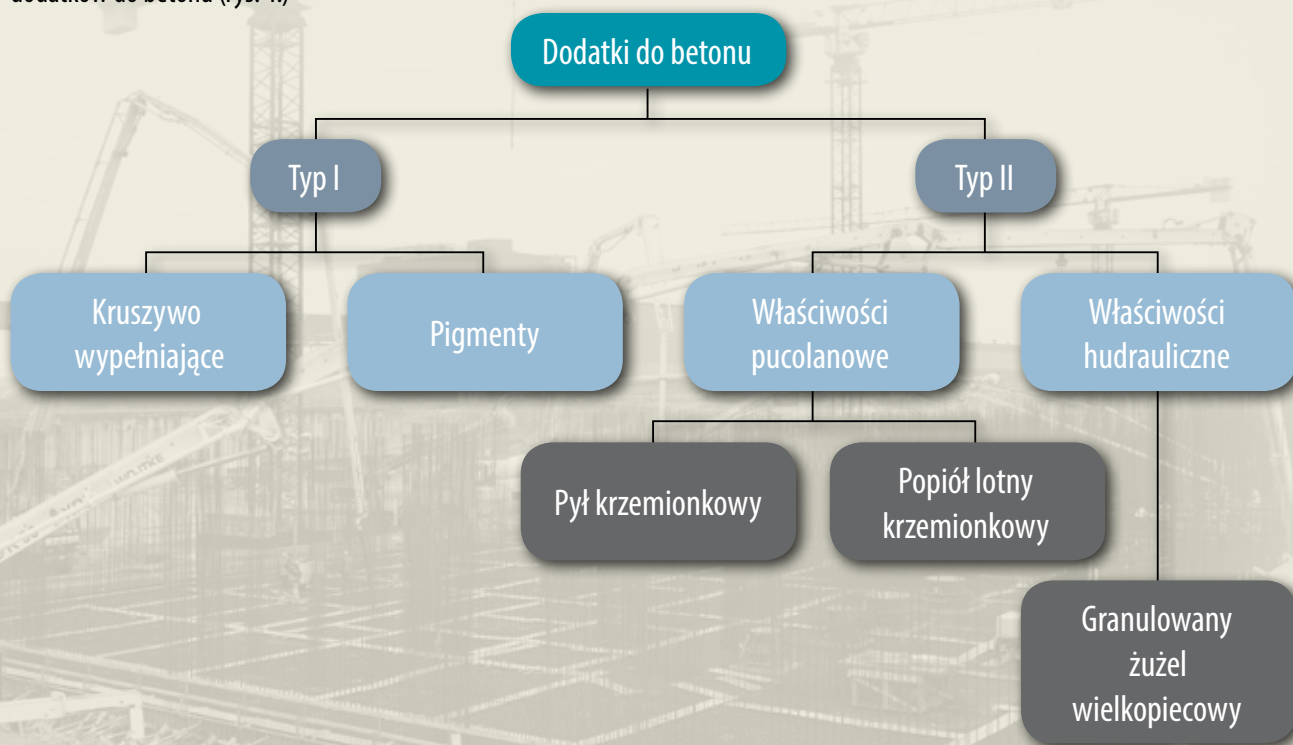
JWN – jednowarstwowa nawierzchnia, DWN – dolna warstwa nawierzchni, GWN – górna warstwa nawierzchni

Reaktywność alkaliczna kruszyw to podatność pewnych rodzajów kruszyw na reakcję z alkaliami zawartymi w betonach. Alkalia są wprowadzane do betonu ze składnikami betonu, głównie z cementem. Reaktywność to zjawisko złożone tak pod względem mogących występować typów reakcji alkalicznych, jak i różnorodności czynników mineralogicznych, chemicznych i atmosferycznych wpływających na ich wystąpienie i przebieg.

Kruszywa potencjalnie reaktywne alkalicznie nie powinny być stosowane w składzie betonu mostowego i drogowego.



DODATEK to drobnoziarnisty nieorganiczny składnik stosowany w celu poprawy pewnych właściwości lub uzyskania właściwości specjalnych betonu (dodawany zazwyczaj w ilości powyżej 5 % masy cementu). Dodatek może w znaczący sposób modyfikować właściwości, zarówno mieszanki betonowej, jak i stwardniałego betonu. Norma PN-EN 206:2014 wyróżnia 2 typy dodatków do betonu (rys. 1.)



Rys. 1. Dodatki do betonu wg PN-EN 206:2014


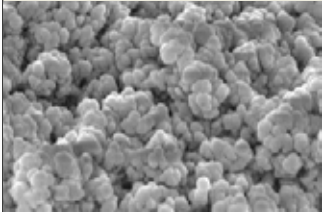

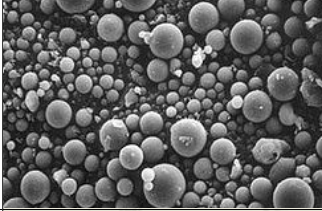


Ogólną przydatność dodatków do betonu ustala się w zależności od typu i rodzaju dodatku zgodnie z tabelą 1.

Tabela 1. Dodatki do betonu wg PN-EN 206:2014

Dodatki typu I		
Ogólną przydatność ustala się zgodnie z:		
Kruszywo wypełniające	<p>PN-EN 12620+A1:2010 Kruszywa do betonu</p>	
	<p>PN-EN 13055-1:2003 Kruszywa lekkie - Część 1: Kruszywa lekkie do betonu, zaprawy i rzadkiej zaprawy</p>	
Pigmenty	<p>PN-EN 12878:2014 Pigmenty do barwienia materiałów budowlanych opartych na cemencie i/lub wapnie - Wymagania i metody badań</p>	

Dodatki typu II

Ogólną przydatność ustala się zgodnie z:

Pył krzemionkowy	PN-EN 13263-1:2010 Pył krzemionkowy do betonu - Część 1: Definicje, wymagania i kryteria zgodności		
Popiół lotny	PN-EN 450-1:2012 Popiół lotny do betonu - Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności		
Mielony granulowany żużel wielkopiecowy	PN-EN 15167-1:2007 Mielony granulowany żużel wielkopiecowy do stosowania w betonie, zaprawie i zaczynie - Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności		

Dodatki można uwzględnić w składzie betonu w ramach zawartości cementu oraz wartości współczynnika w/c. Przydatność i ilość dodatków do betonu powinna być oceniana i dobrana na podstawie badań wstępnych.

Norma PN-EN 206:2014 dopuszcza do stosowania 3 możliwe koncepcje uwzględnienia dodatków typu II w składzie betonu:

- koncepcja współczynnika k,
- koncepcja równoważnych właściwości użytkowych (ECPC),
- koncepcja kombinacji równoważnych właściwości (EPCC).

W przypadku dodatków typu II do ustalenia ilości dodatku w składzie betonu zaleca się stosowanie koncepcji współczynnika k – tabela 2. Jest to koncepcja najbardziej rozpowszechniona i najczęściej stosowana przez krajowych producentów betonu.

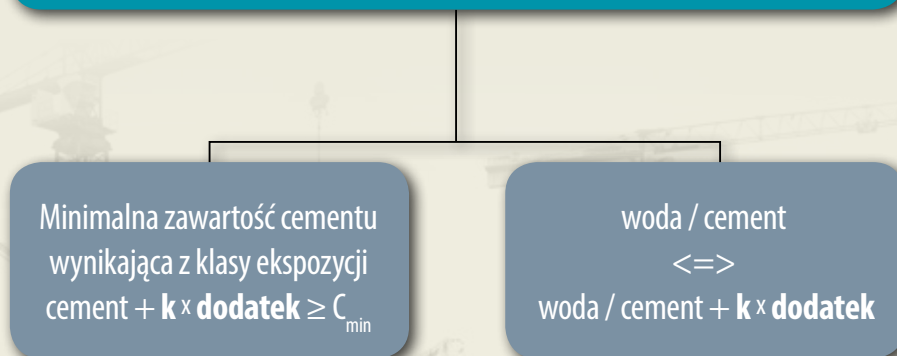
Tabela 2. Zasady stosowania dodatków do betonu zgodnie z koncepcją współczynnika k

Rodzaj dodatku typu II	Współczynnik „k”	Maksymalna zawartość dodatku	Uwagi
Pył krzemionkowy	2,0	pył krzemionkowy /cement ≤11%	ilość cementu nie powinna być zmniejszona o więcej niż 30 kg/m ³
	1,0 w klasach ekspozycji XA, XF przy w/c < 0,45		
Popiół lotny krzemionkowy	0,4	popiół lotny /cement ≤ 33%	dotyczy cementu CEM I
		popiół lotny /cement ≤ 25%	dotyczy cementu CEM II/A
Granulowany żużel wielkopiecowy	0,6	żużel wielkopiecowy /cement ≤ 1,0	dotyczy cementów CEM I i CEM II/A

Zalecana koncepcja współczynnika k opiera się na porównaniu betonu referencyjnego z betonem, w którym część cementu zastąpiona została dodatkami. Kryterium porównawczym jest trwałość lub, dopuszczona jako kryterium zastępcze, wytrzymałość betonu.

Koncepcja współczynnika k pozwala na uwzględnienie dodatku poprzez zastąpienie współczynnika w/c współczynnikiem $w/(c+k \times d)$ – rys. 2, gdzie d – ilość dodatku. Ponadto należy spełnić warunek minimalnej zawartości cementu $(c+k \times d)$ wymaganej ze względu na klasę ekspozycji.

Stosowanie dodatków typu II do betonu wg koncepcji współczynnika "k"



Rys. 2. Stosowanie koncepcji współczynnika k wg PN-EN 206:2014

Dodatki typu II stosowane do betonu zgodnie z normą PN-EN 206:2014 muszą spełniać wymagania norm przedmiotowych (tabela 1). Wymagania przedstawiono w tabelach 3-7.

Tabela 3. Wymagania w zakresie składu chemicznego popiołu lotnego

Składnik	Zawartość składnika [%]	
	Popiół otrzymywany wyłącznie przez spalanie węgla	Popiół otrzymywany przez współspalanie
Straty prażenia: • kategoria A • kategoria B • kategoria C		≤ 5,0 ≤ 7,0 ≤ 9,0
Chlorki		≤ 0,10
SO ₃		≤ 3,0
CaO _{wolny}		≤ 1,5 ¹⁾
CaO _{reaktywny}		≤ 10,0
SiO ₂ reaktywny	Określenie zawartości nie jest konieczne Należy przyjąć, że wymaganie jest spełnione	≥ 25,0
Sumaryczna zawartość tlenków: SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃		≥ 70,0
Zawartość MgO		≤ 4,0
Całkowita zawartość alkaliów w przeliczeniu na Na ₂ O _{eq}		≤ 5,0
Zawartość rozpuszczalnych związków fosforu w przeliczeniu na P ₂ O ₅		≤ 100 mg/kg

1) Popiół lotny, w którym zawartość wolnego CaO ≥ 1,5% masy może być akceptowany pod warunkiem zachowania stałości objętości – próba Le Chateliera ≤ 10 mm wg metodyki podanej w normie PN-EN 450-1:2012

Tabela 4. Wymagania w zakresie właściwości fizycznych popiołu lotnego

Właściwość		Wymagania
Miałość, pozostałość na sicie o oczkach 45 µm przy przesiewaniu na mokro wg PN-EN 451-2:1998, [%] • kategoria N • kategoria S		≤ 40 ≤ 12
Wskaźnik aktywności [%]	po 28 dniach po 90 dniach	≥ 75 ≥ 85
Stałość objętości (badanie jest konieczne, gdy zawartość CaO _{wolne} jest wyższa niż 1,5%)		maks. 10 mm
Gęstość objętościowa		maksymalna różnica ± 200 kg/m ³ w stosunku do wartości zadeklarowanej przez producenta
Początek czasu wiązania zaczynu zawierającego 25% popiołu i 75% cementu portlandzkiego CEM I		nie powinien być dwukrotnie dłuższy niż początek wiązania zaczynu wykonanego w 100% z cementu porównawczego
Wodoządnosc (dotyczy popiołu o miałości w kategorii S)		≤ 95% wodoządnosci cementu porównawczego (CEM I)

Tabela 5. Wymagania w zakresie właściwości pyłu krzemionkowego

Właściwość	Wymagania
Powierzchnia właściwa [m ² /g]	od 15 do 35
Strata prażenia [%]	≤ 4,0
SiO ₂ [%]	kat.1 ≥ 85,0 kat.2 ≥ 80,0
Cl ⁻ [%]	≤ 0,30
SO ₃ [%]	≤ 2,0
CaO wolny [%]	≤ 1,0
Si wolny [%]	≤ 0,4
Wskaźnik aktywności po 28 dniach [%] (90% cementu CEM I 42,5 i 10% pyłu)	≥ 100

Tabela 6. Wymagania w zakresie składu chemicznego dla mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego

Składnik	Zawartość składnika [%]
MgO	≤ 18,0
Siarczany	≤ 2,5
Siarczki	≤ 2,0
Straty prażenia, z poprawką na utlenianie siarczków	≤ 3,0
Chlorki ¹⁾	≤ 0,10
Zawartość wilgoci	≤ 1,0

1) Mielony żużel wielkopiecowy może zawierać więcej niż 0,10% chlorków – w takim przypadku informację o faktycznej zawartości chlorków należy podać na opakowaniu lub dokumentach dostawy.

Tabela 7. Wymagania w zakresie właściwości fizycznych dla mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego

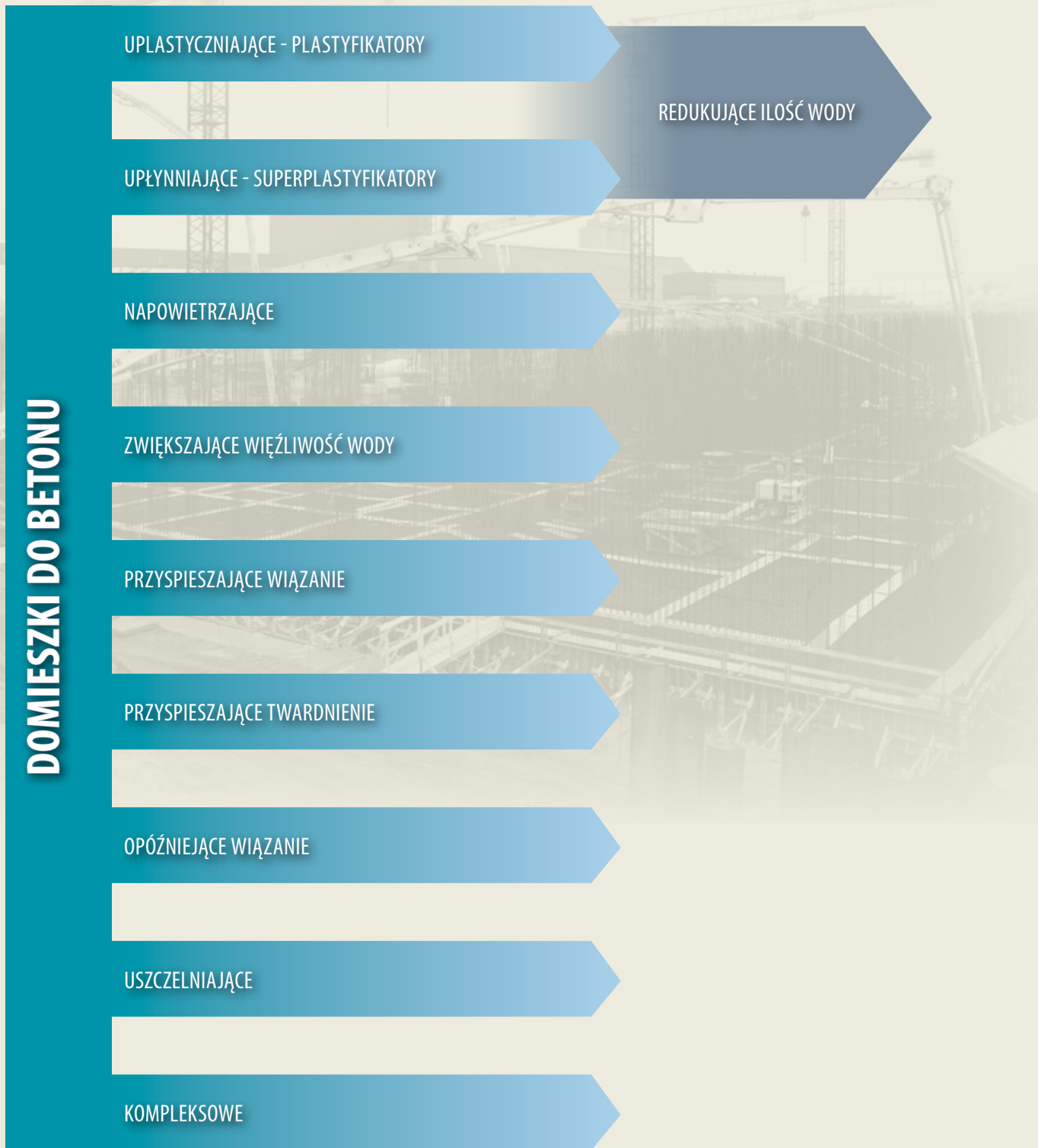
Właściwość	Wymagania
Powierzchnia właściwa	≥ 2750 cm ² /g
Początek czasu wiązania ¹⁾	nie powinien być dwukrotnie dłuższy niż początek czasu wiązania zaczynu wykonanego w 100% z masy cementu porównawczego
Wskaźnik aktywności po 7 dniach ²⁾ po 28 dniach ²⁾	≥ 45% ≥ 70%

1) Początek wiązania należy określać dla kombinacji 50% (masowo) mielonego żużla wielkopiecowego i 50% (masowo) cementu

2) Wskaźnik aktywności należy określać jako stosunek wytrzymałości na ściskanie kombinacji 50% (masowo) mielonego żużla wielkopiecowego i 50% (masowo) cementu, do wytrzymałości na ściskanie cementu porównawczego użytego do badań.

Do oznaczenia początku czasu wiązania i wskaźnika aktywności należy stosować cement portlandzki CEM I klasy 42,5 lub wyższej spełniający dodatkowo wymagania: powierzchnia właściwa ≥ 3000 cm²/g, zawartość glinianu trójwapiennego C₃A od 6% do 12%, zawartość alkaliów Na₂O_{eq} od 0,5% do 1,2%.

Domieszka to substancja dodawana podczas wykonywania mieszanki betonowej, w małych ilościach (nie więcej niż 5%) w stosunku do masy cementu, w celu modyfikacji właściwości mieszanki betonowej i/lub stwardniałego betonu. Najczęściej stosowane domieszki wymieniono na rys.1. Przydatność domieszek do betonu ustala się zgodnie z normą PN-EN 934-2+A1:2012 „Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu – Część 2: Domieszki do betonu”.



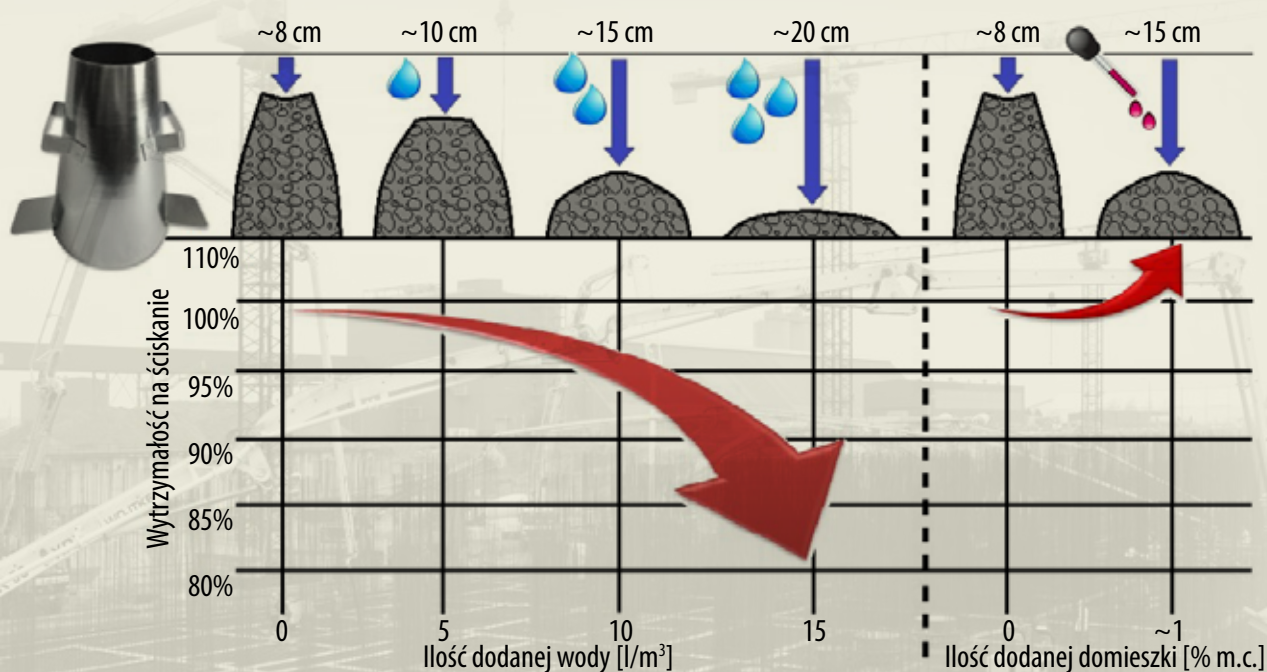
Rys. 1. Domieszki do betonu wg PN-EN 934-2

Domieszki do betonu klasyfikuje się ze względu na skutki modyfikacji właściwości betonu (tabela 1), przy czym decydujący jest główny kierunek działania. W przypadku, gdy domieszka modyfikuje więcej niż jedną właściwość, jest traktowana jako kompleksowa (wielofunkcyjna).

Tabela 1. Domieszki do betonu – charakterystyka, działanie, zastosowanie

Rodzaj domieszki	Charakterystyka	Efekty działania	Przeznaczenie
Plastyfikatory	<ul style="list-style-type: none"> domieszki zmniejszające ilość wody o ok. 5-12% 	<ul style="list-style-type: none"> zwiększenie ciekłości mieszanki (stałe w/c) wzrost wytrzymałości na ściskanie (stała konsystencja) 	<ul style="list-style-type: none"> beton towarowy beton posadzkowy produkcja kostki brukowej beton drogowy (wałowany)
Superplastyfikatory	<ul style="list-style-type: none"> domieszki zmniejszające ilość wody o ok. 12-40% i więcej, zależnie od rodzaju bazy chemicznej najefektywniej działają domieszki polimerowe 	<ul style="list-style-type: none"> znaczna redukcja ilości wody zarobowej zwiększenie wytrzymałości na ściskanie ograniczenie ilości cementu w składzie obniżenie porowatości poprawa trwałości 	<ul style="list-style-type: none"> beton towarowy prefabrykacja drobno- i wielkogabarytowa beton samozagęszczalny fibrobeton beton natryskowy
Napowietrzające	<ul style="list-style-type: none"> domieszki umożliwiające wprowadzenie określonej ilości równomiernie rozmieszczonych pęcherzyków powietrza 	<ul style="list-style-type: none"> poprawa mrozoodporności obniżenie wytrzymałości na ściskanie (zwiększenie napowietrzenia o 1%, spadek wytrzymałości ok. 5MPa) 	<ul style="list-style-type: none"> beton w klasach ekspozycji XF2÷XF4 beton hydrotechniczny beton mostowy beton drogowy nawierzchniowy
Zwiększające wiązliwość wody	<ul style="list-style-type: none"> domieszki ograniczające samoczynne wydzielanie wody z mieszanki betonowej 	<ul style="list-style-type: none"> zwiększenie spistości mieszanki betonowej ograniczenie bleedingu poprawa trwałości warstwy wierzchniej 	<ul style="list-style-type: none"> beton układany pod wodą produkcja kostki brukowej beton posadzkowy
Przyspieszające wiązanie	<ul style="list-style-type: none"> domieszki skracające czas przechodzenia mieszanki ze stanu plastycznego w sztywny 	<ul style="list-style-type: none"> skrócenie czasu wiązania szybszy przyrost wytrzymałości wczesnej podwyższone ciepło hydratacji pogorszenie urabialności 	<ul style="list-style-type: none"> prefabrykacja drobno- i wielkogabarytowa betonowanie w warunkach zimowych beton natryskowy
Przyspieszające twardnienie	<ul style="list-style-type: none"> domieszki przyspieszające narastanie wytrzymałości 	<ul style="list-style-type: none"> szybszy przyrost wytrzymałości wczesnej podwyższone ciepło hydratacji pogorszenie urabialności 	<ul style="list-style-type: none"> prefabrykacja drobno- i wielkogabarytowa beton wodoszczelny beton natryskowy
Opóźniające wiązanie	<ul style="list-style-type: none"> domieszki wydłużające czas przechodzenia mieszanki ze stanu plastycznego w sztywny 	<ul style="list-style-type: none"> wydłużenie czasu wiązania utrzymanie konsystencji w dłuższym okresie czasu obniżenie ciepła hydratacji obniżenie wytrzymałości w początkowym okresie 	<ul style="list-style-type: none"> betonowanie ciągłe betonowanie w podwyższonych temperaturach daleki transport mieszanki betonowej beton architektoniczny
Uszczelniające	<ul style="list-style-type: none"> domieszki zmniejszające absorpcję kapilarną betonu 	<ul style="list-style-type: none"> uszczelnienie betonu poprawa trwałości przeciwdziałanie podciąganiu kapilarnemu 	<ul style="list-style-type: none"> beton wodoszczelny beton w klasach ekspozycji XA, XD, XS
Kompleksowe	<ul style="list-style-type: none"> domieszki łączące kilka efektów działania 	<ul style="list-style-type: none"> opóźniająco-upłynniające napowietrzająco-upłynniające 	<ul style="list-style-type: none"> zależnie od efektów działania

Najpowszechniej w technologii betonu stosuje się domieszki redukujące ilość wody - plastyfikatory i superplastyfikatory. Głównym celem ich stosowania jest zapewnienie odpowiedniej konsystencji mieszanki betonowej bez konieczności zwiększania zawartości wody, co mogłoby skutkować obniżeniem wytrzymałości betonu (rys. 2), a także jego trwałości.



Rys. 2. Zasada działania domieszek redukujących ilość wody w mieszance betonowej

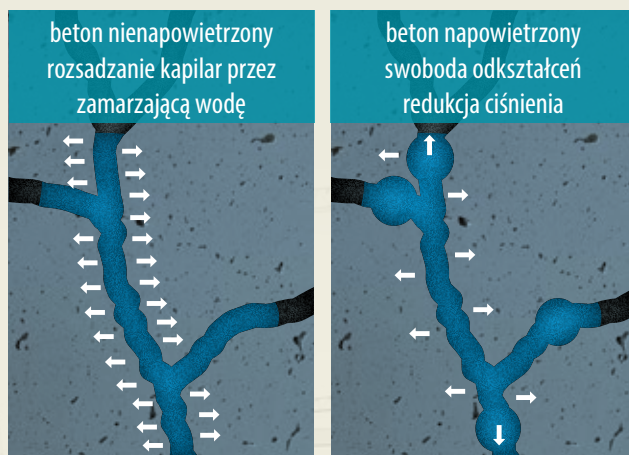
Wyróżnia się 3 zasadnicze efekty stosowania domieszek redukujących ilość wody (rys. 3):

- poprawa urabialności poprzez zwiększenie ciekłości mieszanki betonowej,
- zwiększenie wytrzymałości betonu poprzez zmniejszenie ilości wody zarobowej przy niezmienionej zawartości cementu,
- zmniejszenie ilości wydzielanego ciepła wskutek zmniejszenia zużycia cementu na projektowaną klasę wytrzymałości betonu.



Rys. 3. Główne efekty stosowania domieszek redukujących ilość wody w mieszance betonowej

Ważną grupę domieszek do betonu stanowią domieszki napowietrzające. Domieszki te tworzą i stabilizują w mieszance betonowej zamknięte pęcherzyki powietrza, które w stwardniałym betonie pozostają w postaci równomiernie rozmieszczonych mikroporów, przerywających ciągłość kapilar (rys. 4) oraz korzystnie kształtujących mrozoodporność betonu (zapobiegają rozsadaniu betonu przez zamarzającą w porach kapilarnych wodę). W technologii betonu coraz częściej stosowane są również inne rodzaje domieszek, zwykle o wąskim, specjalistycznym efekcie działania. Do tej grupy zalicza się, m.in. domieszki przeciwskurczowe, domieszki obniżające temperaturę zamarzania wody w betonie (potocznie nazywane przeciwmrozowymi), inhibitory korozji stali zbrojeniowej, domieszki zwiększające przyczepność betonu do stali zbrojeniowej.



Rys. 4. Schemat działania domieszek napowietrzających

STOSUJĄC DOMIESZKI CHEMICZNE NALEŻY KIEROWAĆ SIĘ NASTĘPUJĄCYMI ZASADAMI:

- ▶ CAŁKOWITA ILOŚĆ DOMIESZEK NIE POWINNA PRZEKRACZAĆ DOPUSZCZALNEJ ILOŚCI ZALECANEJ PRZEZ PRODUCENTA ORAZ NIE POWINNA BYĆ WIĘKSZA NIŻ 50 G/KG CEMENTU (5% MASY CEMENTU), CHYBA ŻE ZNANY JEST WPŁYW WIĘKSZEGO DOZOWANIA NA WŁAŚCIWOŚCI I TRWAŁOŚĆ BETONU,
- ▶ STOSOWANIE DOMIESZEK W ILOŚCIACH MNIEJSZYCH NIŻ 2 G/KG CEMENTU DOPUSZCZA SIĘ WYŁĄCZNIE W PRZYPADKU WCZEŚNIEJSZEGO ICH WYMIESZANIA Z CZĘŚCIĄ WODY ZAROBOWEJ,
- ▶ JEŻELI CAŁKOWITA ILOŚĆ DOMIESZEK PŁYNNYCH PRZEKRACZA 3 L/M³ BETONU WODĘ W NICH ZAWARTĄ NALEŻY UWZGLĘDNIĆ PRZY OBLICZANIU WSPÓŁCZYNNIKA W/C,
- ▶ W PRZYPADKU STOSOWANIA WIĘCEJ NIŻ JEDNEJ DOMIESZKI NALEŻY SPRAWDZIĆ ICH WZAJEMNĄ KOMPATYBILNOŚĆ I EFEKTYWNOŚĆ DZIAŁANIA W UKŁADZIE Z CEMENTEM.

Skuteczność działania domieszek i uzyskanie kompatybilnego układu domieszka - cement (rys. 5.) jest podstawowym warunkiem osiągnięcia spodziewanych modyfikacji właściwości mieszanki betonowej i betonu. Efektywność działania i kompatybilność domieszek do betonu powinny być zawsze sprawdzone, już na etapie badań wstępnych.



Rys. 5. Kształtowanie kompatybilności układu domieszka - cement

W 2013r. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad wprowadziła do stosowania nowe Ogólne Specyfikacje Techniczne (OST) określające warunki dla wykonania nawierzchni betonowej oraz betonu konstrukcyjnego. Zasadniczym celem opracowania OST było stworzenie nowoczesnych dokumentów technicznych, zgodnych ze stanem wiedzy i popartych doświadczeniami budowlanymi, tak by zapewnić nowym inwestycjom w inżynierii komunikacyjnej wysoką jakość i trwałość konstrukcji betonowych. OST stanowią podstawę sporządzania specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych (STWiORB) dla realizacji robót na drogach krajowych, ponadto są zalecane przy realizacjach na drogach wojewódzkich, powiatowych i gminnych. Dokumenty te zmieniają podejście do problemu trwałości konstrukcji betonowych poprzez odpowiednie zdefiniowanie wymogów dotyczących składników, warunków produkcji oraz właściwości betonu. Obecne zapisy dają technologom betonu większe możliwości w kształtowaniu trwałości konstrukcji. Wymagania i zalecenia w zakresie składników do produkcji betonu są jednym z obszarów, który uległ najistotniejszym i najszerszym modyfikacjom wraz z wprowadzeniem nowych Ogólnych Specyfikacji Technicznych (OST).

CEMENT

Nowe Ogólne Specyfikacje Techniczne uwzględniają rodzaj i funkcję elementu konstrukcji w obiekcie inżynierskim oraz warunki środowiskowe (klasy ekspozycji), w jakich obiekt będzie użytkowany. Dopuszczają do stosowania w betonie nawierzchniowym i konstrukcyjnym cement portlandzki CEM I, cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II oraz cement hutniczy CEM III – wymagania stawiane poszczególnym rodzajom cementu przedstawiono w tabelach 1 i 2.

Ogólne Specyfikacje Techniczne uwzględniają różnice we właściwościach cementów, wprowadzając tzw. czas równoważny dla określania właściwości betonu, zwłaszcza trwałościowych (mrozoodporność, szczelność, podatność na korozję). W zależności od rodzaju zastosowanego cementu właściwości betonu należy określać w terminach wg tabeli 3.

Tabela 1. Wymagania OST odnośnie cementu do betonu konstrukcyjnego w drogowym obiekcie inżynierskim

Rodzaj betonu	Wymagania odnośnie cementu	Oferta Górażdże Cement S.A.
Beton konstrukcyjny	Cement portlandzki CEM I całkowita zawartość alkaliów $Na_2O_{eq} \leq 0,8\%$ wg PN-EN 196-2 początek wiązania ≥ 120 min wg PN-EN 196-3	CEM I 42,5R CEM I 52,5R
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S całkowita zawartość alkaliów $Na_2O_{eq} \leq 0,8\%$ wg PN-EN 196-2	CEM II/A-S 52,5N
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S całkowita zawartość alkaliów $Na_2O_{eq} \leq 0,9\%$ wg PN-EN 196-2	CEM II/B-S 32,5R CEM II/B-S 42,5N
Beton konstrukcyjny sprężony	Zaleca się stosowanie cementu portlandzkiego CEM I	CEM I 42,5R CEM I 52,5R
Beton konstrukcyjny masywny	Cementy jak dla betonu konstrukcyjnego, ale o niskim cieple hydratacji LH. Dopuszcza się stosowanie cementu hutniczego CEM III/A za wyjątkiem klasy ekspozycji XF4.	CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA
Beton konstrukcyjny w klasach ekspozycji XA2, XA3, XD3 i XS3	Cementy odporne na siarczany: <ul style="list-style-type: none"> cement portlandzki CEM I SR wg PN-EN 197-1 cement portlandzki - żuźlowy CEM II/A,B-S HSR wg PN-B-19707 cement hutniczy CEM III/A HSR wg PN-B-19707 	CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA

Dopuszcza się, zastosowanie cementów o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R). Do betonu klasy wyższej niż C30/37 powinien być stosowany cement klasy $\geq 42,5$.

Tabela 2. Wymagania OST odnośnie cementu do betonu nawierzchniowego

Rodzaj nawierzchni	Rodzaj cementu	Wymagania specjalne	Kategoria ruchu	Oferta Górażdże Cement S.A.
Nawierzchnia betonowa z odkrytym kruszywem w górnej warstwie	Cement portlandzki CEM I 32,5 CEM I 42,5 R lub N	Właściwa ilość wody $\leq 28,0\%$ wg PN-EN 196-3 Wytrzymałość na ściskanie $\leq 29,0$ MPa po 2 dniach wg PN-EN 196-1 Początek wiązania ≥ 120 min wg PN-EN 196-3 Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,80\%$ wg PN-EN 196-2	KR5÷KR7	CEM I 42,5R
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,80\%$ wg PN-EN 196-2		CEM II/A-S 52,5N
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,90\%$ wg PN-EN 196-2		CEM II/B-S 32,5R CEM II/B-S 42,5N
Nawierzchnia betonowa do wczesnego obciążenia ruchem	Cement portlandzki CEM I 32,5 CEM I 42,5 CEM I 52,5 R lub N	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,80\%$ wg PN-EN 196-2	KR1÷KR7	CEM I 42,5R CEM I 52,5R
Typowa nawierzchnia betonowa: -dolne warstwy nawierzchni; -nawierzchnie 2-warstwowe z tej samej mieszanki; -nawierzchnie 1-warstwowe	Cement portlandzki CEM I 32,5	Właściwa ilość wody $\leq 28,0\%$ wg PN-EN 196-3 Wytrzymałość na ściskanie $\leq 29,0$ MPa po 2 dniach wg PN-EN 196-1 Początek wiązania ≥ 120 min wg PN-EN 196-3 Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,80\%$ wg PN-EN 196-2 Stopień zmielenia ≤ 3500 cm^2/g wg PN-EN196-6	KR1÷KR7	-
	Cement portlandzki CEM I 42,5		KR1÷KR7	CEM I 42,5R
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,80\%$ wg PN-EN 196-2		CEM II/A-S 52,5N
	Cement portlandzki wapienny CEM II/A-LL		KR1÷KR3	-
	Cement portlandzki popiołowy CEM II/A-V ¹⁾	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 1,20\%$ wg PN-EN 196-2	KR1÷KR3	-
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,90\%$ wg PN-EN 196-2	KR1÷KR7	CEM II/B-S 32,5R CEM II/B-S 42,5N

Typowa nawierzchnia betonowa: -dolne warstwy nawierzchni; -nawierzchnie 2-warstwowe z tej samej mieszanki; -nawierzchnie 1-warstwowe	Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/A-M (S-V) ¹⁾	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 1,20\%$ wg PN-EN 196-2	KR1÷KR3	-
	Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/A-M (S-LL)	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,80\%$ wg PN-EN 196-2	KR1÷KR4	-
	Cement hutniczy CEM III/A ²⁾	Zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 1,05\%$ wg PN-EN 196-2	KR1÷KR4	CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA

1) jeśli nawierzchnia nie będzie poddawana działaniu środków odładzających; strata prażenia popiołu lotnego użytego do produkcji cementu nie więcej niż 5% (kategoria A wg PN-EN 450-1)

2) min. klasa wytrzymałości cementu 42,5

Stosowanie cementu niskoalkalicznego NA, jest uzasadnione tylko w przypadkach, gdy dla używanych kruszyw faktycznie stwierdzono potencjalną reaktywność alkaliczną.

Tabela 3. Czas wykonywania badań w zależności od zastosowanego cementu wg OST

Rodzaj cementu	Czas równoważny [dni]
CEM I (R), CEM II/A-S (R)	28 dni
CEM I (N), CEM II/A-S (N), CEM II/B-S (N,R)	56 dni
CEM III/A	90 dni

KRUSZYWO

Dotychczasowe dokumenty dopuszczały w inżynierii komunikacyjnej betony wykonane tylko na kruszywie bazaltowym lub granitowym. Według zapisów nowych OST o możliwości stosowania danego kruszywa decydują jego właściwości. Wymagania dotyczące kruszyw w betonie konstrukcyjnym i nawierzchniowym przedstawiono, przez przywołanie odpowiedniej kategorii zgodnej z normą PN-EN 12620 „Kruszywa do betonu”, w tabelach 4÷6.

Do betonu nawierzchniowego powinno być stosowane kruszywo o wymiarach o $D/d \geq 1,4$ i uziarnieniu:

- $D \leq 31,5$ mm, dla nawierzchni 1- i 2-warstwowych z tej samej mieszanki,
- 0-2 mm, 2-8 mm, dla górnej warstwy nawierzchni z odkrytym kruszywem,
- $D \leq 31,5$ mm, dla dolnej warstwy nawierzchni.

Stos okruszowy kruszywa do betonu nawierzchniowego powinien składać się z min. 3 frakcji. Do betonu konstrukcyjnego powinny być stosowane kruszywa o maksymalnym wymiarze ziarna $D \leq 31,5$ mm.

Tabela 4. Wymagania dla kruszyw do betonu konstrukcyjnego wg OST

Właściwości kruszywa	Kruszywo grube $D \leq 31,5$ mm	Kruszywo drobne $D \leq 4$ mm
Uziarnienie wg PN-EN 933-1	W zależności od wymiaru kruszywa, kategoria nie niższa: - G_c 85/20 dla $D/d \leq 2$ lub $D \leq 11,2$ mm - G_c 90/15 dla $D/d > 2$ lub $D > 11,2$ mm	G_f 85
Tolerancja uziarnienia	W zależności od wymiaru kruszywa, kategorie: - G_T 15 dla $D/d < 4$ - G_T 17,5 dla $D/d \geq 4$	wg PN-EN 12620 zgodnie z tablicą C.1
Zawartość pyłów wg PN-EN 933-1	Kategoria nie wyższa niż $f_{1,5}$	Kategoria nie wyższa niż f_3
Kształt kruszywa grubego wg PN-EN 933-3 lub wg PN-EN 933-4	Kategoria nie wyższa niż Fl_{20} lub Sl_{20}	-
Zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej w kruszywie grubym [%] wg PN-EN 933-5	Kategoria nie niższa niż $C_{100/0}$	-
Mrozoodporność w 1 % NaCl, badana na kruszywie 8/16, wg PN-EN 1367-6, Odporność na rozdrabnianie, badana na kruszywie 10/14, wg PN-EN 1097-2	$\leq 6\%$ $\leq 2\%$	$\leq LA_{25}$ $\leq LA_{40}$
„Zgorzel słoneczna” bazaltu badana na kruszywie 10/14, wg PN-EN 1367-3	Kategoria SB_{LA}	-
Gęstość ziaren wg PN-EN 1097-6	Deklarowana przez producenta	
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3	Deklarowana przez producenta	
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6	WA_{24} deklарowana przez producenta	-
Skład chemiczny – uproszczony opis petrograficzny wg PN-EN 932-3	Deklarowany przez producenta	
Reaktywność alkaliczno – krzemionkowa wg PN-B-06714-46	Stopień potencjalnej reaktywności 0 ¹⁾	
Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie wg PN-EN 1744-1	Nie wyższa niż kategoria $AS_{0,2}$	
Zawartość siarki całkowitej wg PN-EN 1744-1	$\leq 1\%$	
Zawartość chlorków rozpuszczalnych w wodzie wg PN-EN 1744-1	$\leq 0,02\%$	-
Zanieczyszczenia lekkie wg PN-EN 1774-1	$\leq 0,1\%$	$\leq 0,5\%$
Zawartość substancji organicznych wg PN-EN 1744-1	Barwa nie ciemniejsza niż wzorcowa	

1) w przypadku stwierdzenia, że badane kruszywo odpowiada 1 stopniowi potencjalnej reaktywności alkalicznej należy wykonać badanie dodatkowe zgodnie z PN-B-06714-34; dopuszczenie do zastosowania przy spełnieniu wymagania: reaktywność alkaliczna z cementem nie wywołująca zwiększenia wymiarów liniowych większych niż 0,1 %.

Tabela 5. Właściwości i kategorie kruszywa grubego do betonowych nawierzchni drogowych wg OST

Właściwości kruszywa	Przeznaczenie betonu				
	JWN ¹⁾ KR1 ÷ KR2	DWN ²⁾ KR3 ÷ KR4	GWN ³⁾ JWN KR3 ÷ KR4	DWN KR5 ÷ KR7	GWN z odkrytym kruszywem KR 5 ÷ KR7
Skład chemiczny – uproszczony opis petrograficzny wg PN-EN 932-3	Deklarowany przez producenta				
Gęstość ziaren wg PN-EN 1097-6	Deklarowana przez producenta				
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3	Deklarowana przez producenta				
Uziarnienie wg PN-EN 933-1	Kategoria nie niższa niż: - G_c 90/15 dla $D > 4$ i $d \geq 1$ - G_c 85/20 dla $D \leq 4$ i $d \geq 1$				
Tolerancje uziarnienia na sitach pośrednich	Kategoria nie niższa niż: - $G_{20/15}$ dla $D/d < 4$; $D/1,4$ - $G_{20/17,5}$ dla $D/d \geq 4$; $D/2$				
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1	Kategoria nie wyższa niż $f_{1,5}$				
Kształt kruszywa grubego wg PN-EN 933-3 lub PN-EN 933-4	$\leq SI_{30}$ lub FI_{30}	$\leq SI_{20}$ lub FI_{20}			$\leq SI_{10}$ lub FI_{15}
Zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej [%] wg PN-EN 933-5	Brak wymagań	$\geq C_{50/10}$	$\geq C_{90/1}$	$\geq C_{100/0}$	
Odporność kruszywa na rozdrabnianie, badania na kruszywie 10/14 wg PN-EN 1097-2	$\leq LA_{40}$	$\leq LA_{35}^{4)}$			$\leq LA_{25}^{4)}$
Odporność na polerowanie wg PN-EN 1097-8	PSV deklarowana (nie mniej niż 48)	-	PSV ₅₀	-	PSV deklarowana (nie mniej niż 53)
Mrozoodporność, badania na kruszywie 8/16 wg PN-EN 1367-1	$\leq F_2$	$\leq F_1$	-	$\leq F_1$	-
Mrozoodporność w 1% NaCl badania na kruszywie 8/16 wg PN-EN 1367-6	-	-	$\leq 6\%$	-	$\leq 6\%$
„Zgorzel słoneczna” bazaltu, badania na kruszywie 10/14 wg PN-EN 1367-3	Kategoria: SB_{SZ} (SB_{LA})				
Reaktywność alkaliczno-krzemionkowa wg PN-B-06714-46	Stopień potencjalnej reaktywności „0” ⁵⁾				
Zanieczyszczenia lekkie wg PN-EN 1744-1	$\leq 0,1\%$				
Zawartość substancji organicznych wg PN-EN 1744-1	Barwa nie ciemniejsza od wzorcowej				
Zawartość siarki całkowitej wg PN-EN 1744-1	$\leq 1\%$				

1) JWN – nawierzchnia jednowarstwowa

2) DWN – dolna warstwa nawierzchni

3) GWN – górna warstwa nawierzchni

4) dopuszcza się zastosowanie kruszyw o kategorii odporności na rozdrabnianie LA_{40} , tylko w przypadku, gdy ubytek masy kruszywa w badaniu mrozoodporności w 1% NaCl przeprowadzonego na frakcji 8/16 wg PN-EN 1367-6 jest $\leq F_{NaCl}$ 2% oraz są spełnione pozostałe wymagania określone w tabelicy 5.

5) w przypadku stwierdzenia, że badane kruszywo odpowiada 1 stopniowi potencjalnej reaktywności alkalicznej należy wykonać badanie dodatkowe zgodnie z PN-B-06714-34; dopuszczenie do zastosowania przy spełnieniu wymagania: reaktywność alkaliczna z cementem nie wywołująca zwiększenia wymiarów liniowych większych niż 0,1 %.

Tabela 6. Właściwości i kategorie kruszywa drobnego do betonowych nawierzchni drogowych wg OST

Właściwości kruszywa	Przeznaczenie betonu				
	JWN ¹⁾ KR1 ÷ KR2	DWN ²⁾ KR3 ÷ KR4	GWN ³⁾ JWN KR3 ÷ KR4	DWN KR5 ÷ KR7	GWN z odkrytym kruszywem KR 5 ÷ KR7
Skład chemiczny – uproszczony opis petrograficzny wg PN-EN 932-3	Deklarowany przez producenta				
Gęstość ziaren wg PN-EN 1097-6	Deklarowana przez producenta				
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3	Deklarowana przez producenta				
Uziarnienie wg PN-EN 933-1	G _f 85				
Zawartość pyłu wg PN-EN 933-1;	Kategoria nie wyższa niż f ₃				
Reaktywność alkaliczno-krzemionkowa wg PN-B-06714-46	Stopień potencjalnej reaktywności „0” ⁴⁾				
Zanieczyszczenia lekkie wg PN-EN 1744-1	≤ 0,5%				
Zawartość substancji organicznych wg PN-EN 1744-1	Barwa nie ciemniejsza od wzorcowej				
Zawartość siarki całkowitej wg PN-EN 1744-1	≤ 1%				

1) JWN – nawierzchnia jednowarstwowa
2) DWN – dolna warstwa nawierzchni
3) GWN – górna warstwa nawierzchni
4) w przypadku stwierdzenia, że badane kruszywo odpowiada 1 stopniowi potencjalnej reaktywności alkalicznej należy wykonać badanie dodatkowe zgodnie z PN-B-06714-34; dopuszczenie do zastosowania przy spełnieniu wymagania: reaktywność alkaliczna z cementem nie wywołująca zwiększenia wymiarów liniowych większych niż 0,1 %.

WODA

Nowe OST wymagają stosowania wody zgodnej z normą PN-EN 1008. Do stosowania w betonie konstrukcyjnym i nawierzchniowym nie dopuszcza się stosowania wody z recyklingu.

DODATKI DO BETONU

Dodatki do betonu typu I lub typu II wg PN-EN 206:2014 mogą być stosowane tylko do betonu nawierzchniowego w kategoriach ruchu KR1 ÷ KR2. Zgodnie z wytycznymi OST niedopuszczalne jest uwzględnianie dodatków w zawartości cementu i współczynnika w/c. Do betonu konstrukcyjnego, w myśl OST, dopuszcza się stosowanie pyłu krzemionkowego spełniającego wymagania normy PN-EN 13263-1 jako dodatku do betonu, zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 206:2014.

DOMIESZKI DO BETONU

Domieszki stosowane do betonu konstrukcyjnego i nawierzchniowego muszą spełniać wymagania norm PN-EN 934-1 i PN-EN 934-2. Ogólną przydatność i kompatybilność (w przypadku stosowania więcej niż jednej domieszki domieszek) należy sprawdzić w badaniach wstępnych.

W składzie betonu nawierzchniowego mogą być stosowane następujące rodzaje domieszek:

- uplastyczniające,
- upłynniające,
- opóźniające,
- napowietrzające,

przy czym, równocześnie można stosować nie więcej niż 3 rodzaje domieszek i tylko jedną domieszkę z danego rodzaju.

W betonie konstrukcyjnym dopuszcza się stosowanie domieszek poprawiających właściwości betonu lub pozwalających uzyskać właściwości specjalne mieszanki betonowej lub stwardniałego betonu. Ponadto, do betonu specyfikowanego w klasach ekspozycji XF2 ÷ XF4 zaleca się stosowanie domieszki napowietrzającej.

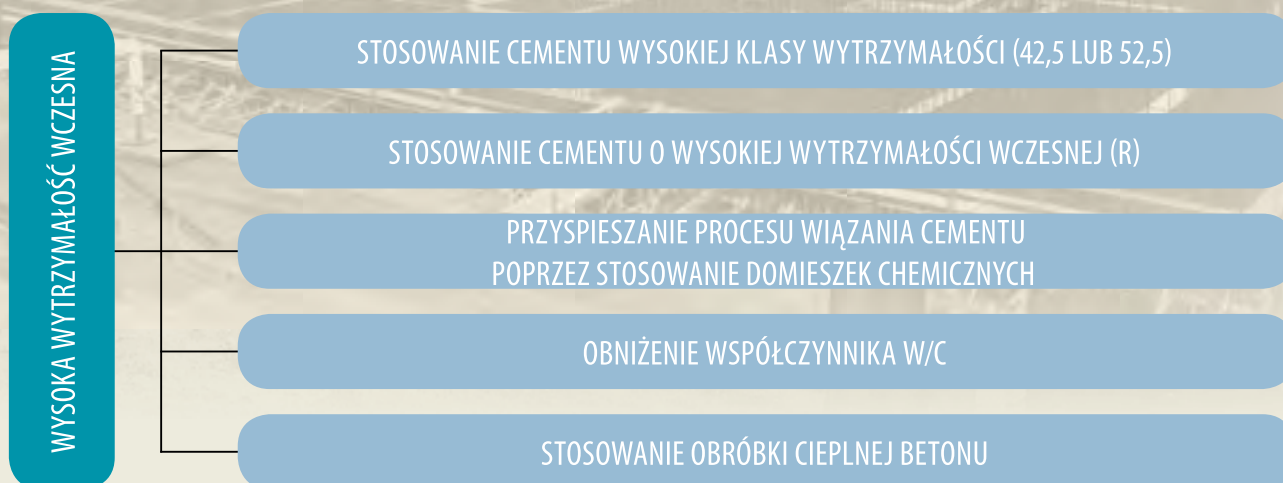
Produkcja prefabrykatów betonowych wymaga zastosowania odpowiednich surowców i technologii wytwarzania w celu zapewnienia projektowanych cech technicznych i właściwości użytkowych. Istotną jest także odpowiednia estetyka elementów prefabrykowanych. Bardzo ważnym zagadnieniem jest właściwy dobór cementu do przyjętej technologii produkcji, co w dużej mierze kształtuje, zarówno właściwości techniczne prefabrykatów (betonu), jak i koszty ich wytwarzania.

Cementy stosowane w produkcji prefabrykatów i galanterii betonowej (kostka brukowa, krawężniki, obrzeża, palisady, dachówki cementowe) powinny charakteryzować się wysoką wytrzymałością wczesną. Pozwala to na szybką rotację form oraz bezpieczne magazynowanie i paletyzowanie gotowych wyrobów. Klasyfikację wytrzymałości wczesnej przedstawiono na rys. 1.

WYTRZYMAŁOŚĆ ROZFORMOWANIA	UMOŻLIWIA BEZPIECZNE ROZFORMOWANIE ELEMENTU BEZ USZKODZEŃ
WYTRZYMAŁOŚĆ SKŁADOWANIA	UMOŻLIWIA USTAWIENIE ELEMENTÓW W STOSIE, OKREŚLANA JAKO 50% WYTRZYMAŁOŚCI PO 28 DNIACH.
WYTRZYMAŁOŚĆ MONTAŻOWA	UMOŻLIWIA PRZEWÓZ NA MIEJSCE WBUDOWANIA I MONTAŻ KONSTRUKCJI, WYNOŚI MIN. 70% WYTRZYMAŁOŚCI PO 28 DNIACH.

Rys.1. Rodzaje wytrzymałości określanych w prefabrykacji.

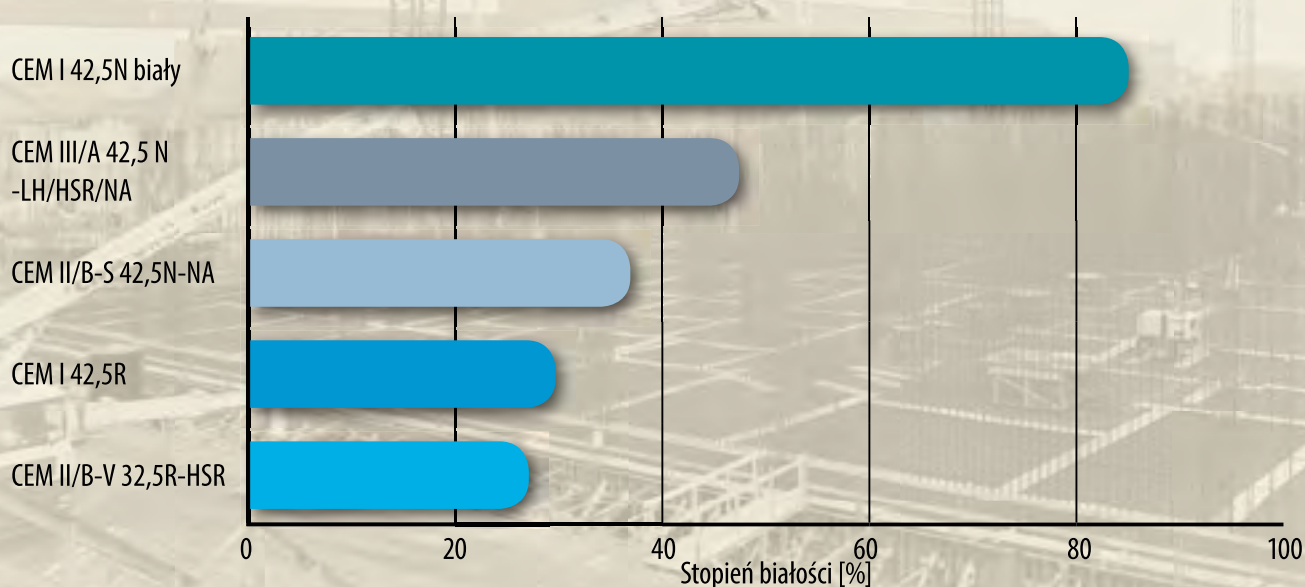
Jednym ze sposobów spełnienia wymagań technologicznych i jakościowych przewidzianych dla elementów prefabrykowanych jest właściwe zaprojektowanie mieszanki betonowej, a zwłaszcza właściwy dobór cementu i jego ilości. Wytrzymałość wczesną elementu można kształtować stosując metody przedstawione na rys. 2.



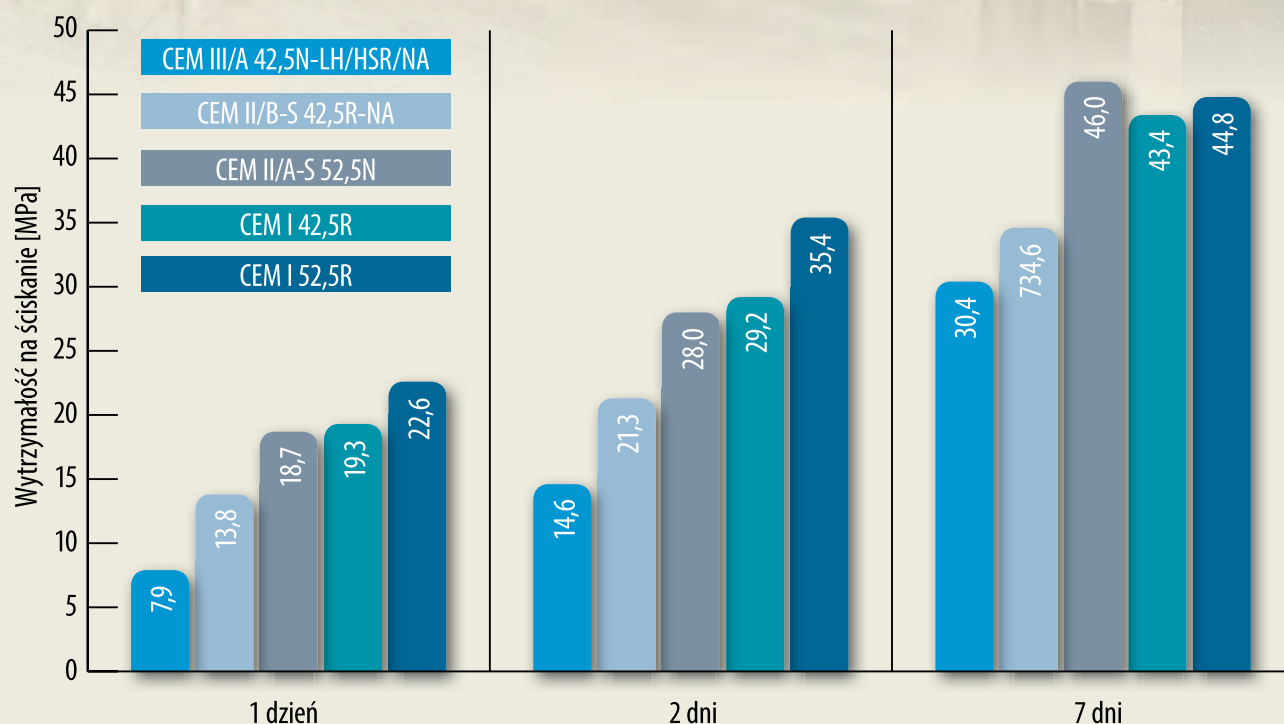
Rys. 2. Metody kształtowania wytrzymałości wczesnej.



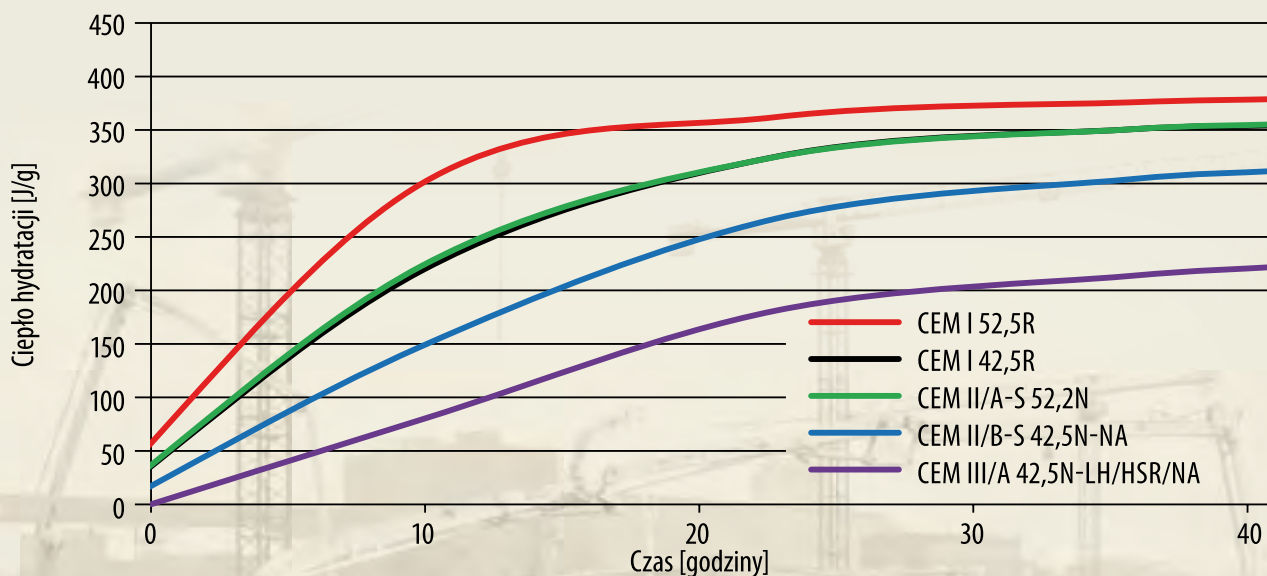
Cementy klas wytrzymałości 42,5 i 52,5 charakteryzują się szybkim przyrostem wytrzymałości wczesnej, wysoką wytrzymałością normową oraz wysokim ciepłem hydratacji. W przypadku stosowania cementu portlandzkiego wieloskładnikowego CEM II lub cementu hutniczego CEM III uzyskuje się podwyższoną trwałość elementów prefabrykowanych oraz lepszą urabialność mieszanki betonowej. Cementy zawierające w swoim składzie granulowany żużel wielopieczowy charakteryzują się także jaśniejszą barwą, co jest istotne zwłaszcza przy wykonywaniu barwionych prefabrykatów betonowych (rys. 3). Szybkość narastania wytrzymałości wczesnej zapraw wykonanych z cementów portlandzkich CEM I oraz cementów CEM II i CEM III klasy wytrzymałości 42,5 i 52,5 pokazano na rysunku 4. Przyrost wytrzymałości wczesnej poszczególnych cementów związany jest z dynamiką wydzielania ciepła w procesie twardnienia (rys. 5). Wyraźnie widać wysoką dynamikę narastania wytrzymałości wczesnej cementu portlandzkiego CEM I 52,5R i CEM I 42,5R oraz cementu portlandzkiego żużlowego CEM II/A-S 52,5N. Cechą charakterystyczną tych cementów jest wysokie ciepło hydratacji (twardnienia), co czyni je szczególnie przydatnymi w okresie obniżonych temperatur (jesień – zima – wczesna wiosna). Najniższą dynamikę przyrostu wytrzymałości w okresie początkowym posiada cement hutniczy CEM III/A 42,5N-HSR/NA. Jednak przy właściwie prowadzonym procesie technologicznym, zwłaszcza kiedy stosowana jest obróbka cieplna, może on być z powodzeniem stosowany w produkcji prefabrykatów.



Rys. 3. Stopień białości cementów szarych w porównaniu z cementem białym

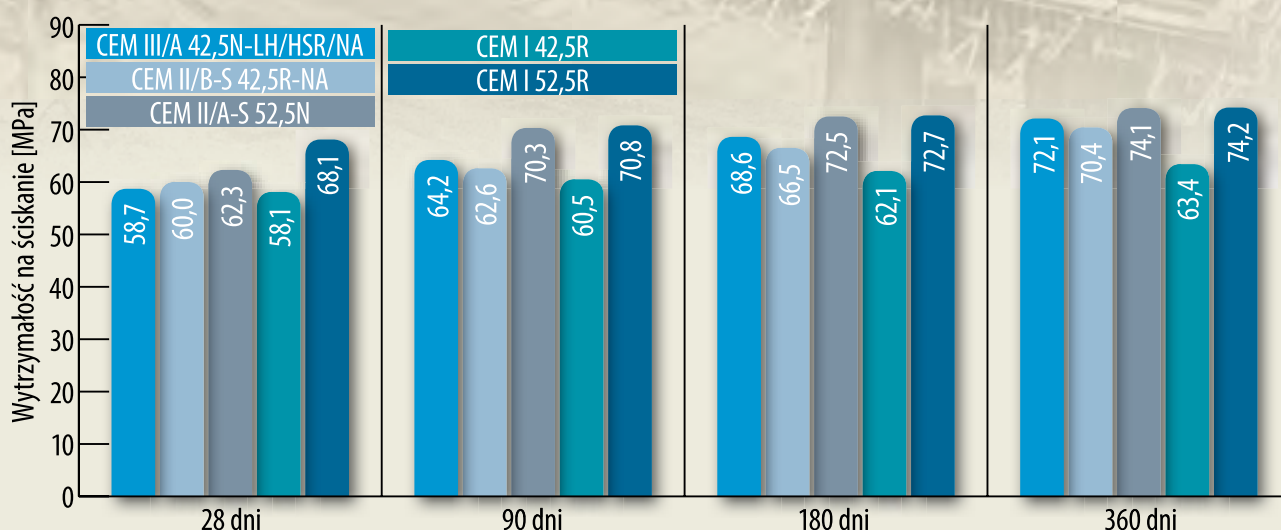


Rys. 4. Wczesna wytrzymałość na ściskanie normowych zapraw cementowych w temperaturze +20°C



Rys. 5. Ciepło hydratacji cementu

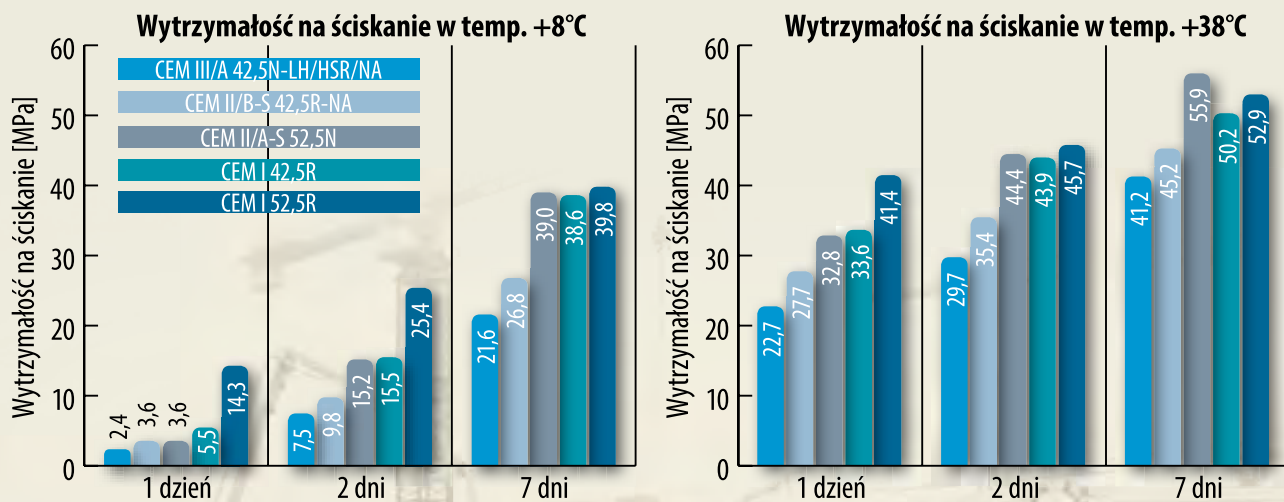
Normowa wytrzymałość na ściskanie (po 28 dniach) cementów zawierających w swoim składzie granulowany żużel wielkopiecowy (CEM II/A-S 52,5N, CEM II/B-S 42,5R-NA lub CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA) jest zbliżona lub wyższa w porównaniu z wytrzymałością cementu portlandzkiego CEM I. W późniejszych okresach przyrost wytrzymałości cementów żużlowych i hutniczych jest znacznie większy niż cementów CEM I (rys. 6). Przyrost wytrzymałości zapraw i betonów w długich okresach twardnienia jest związany z tworzeniem się zwartej struktury betonu, co zapewnia wysoką trwałość obiektom budowlanym, nawet po wielu latach eksploatacji. Efekty te są szczególnie widoczne przy stosowaniu cementu hutniczego CEM III. Z tego powodu w przypadku prefabrykatów narażonych na agresywne wpływy środowiska, np. elementy zbiorników w oczyszczalniach ścieków, elementy nabrzeży morskich, płyty chodnikowe, kostka brukowa, itp., wskazane jest stosowanie cementu hutniczego CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA. Właściwie wykonane elementy prefabrykowane, przy użyciu cementów hutniczych, charakteryzują się wysoką szczelnością oraz podwyższoną odpornością na agresywne działanie czynników chemicznych.



Rys. 6. Długoterminowa wytrzymałość normowych zapraw cementowych w temperaturze +20°C

DOJRZEWANIE W OBNIŻONEJ I PODWYŻSZONEJ TEMPERATURZE ZEWNĘTRZNEJ

Obniżenie temperatury dojrzewania do +8°C spowalnia przyrost wytrzymałości wczesnej cementu (rys. 7). Najwyższy poziom wytrzymałości w takich warunkach osiągają cementy portlandzkie CEM I 52,5R i CEM I 42,5R oraz cement portlandzki żużlowy CEM II/A-S 52,5N.

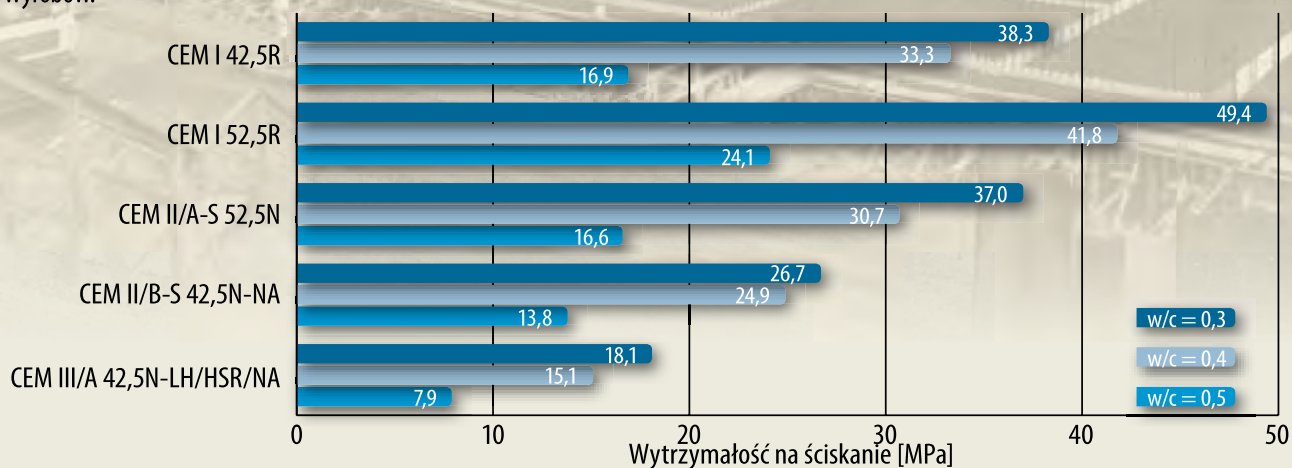


Rys. 7. Wytrzymałość na ściskanie normowych zapraw cementowych w temperaturze +8°C i +38°C

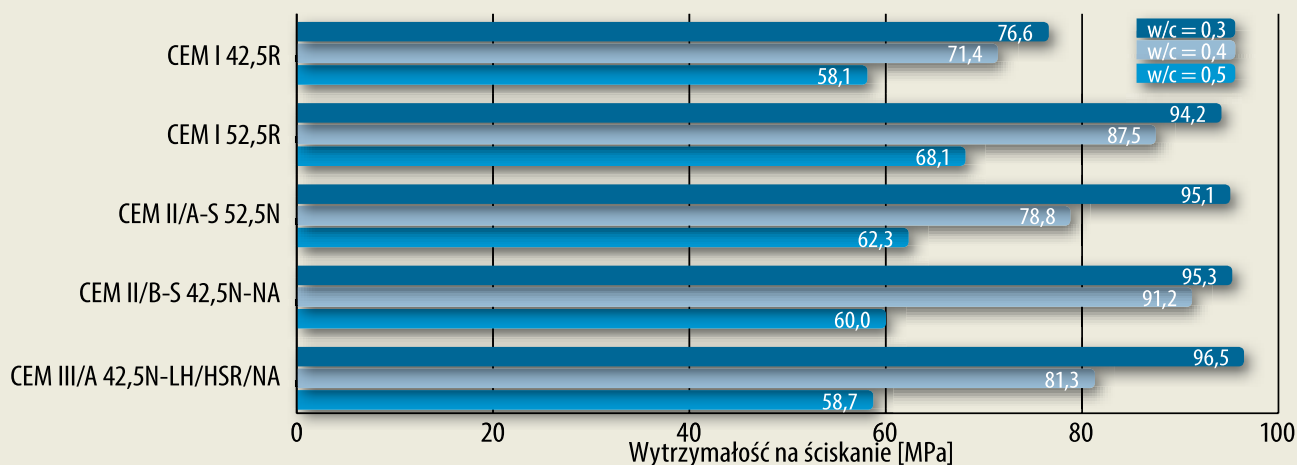
Podwyższenie temperatury dojrzewania do +38°C znacznie przyspiesza proces narastania wytrzymałości, zwłaszcza cementów zawierających w swoim składzie granulowany żużel wielkopiecowy. W takich warunkach dojrzewania, tj. w okresie od maja do końca września, stosowanie cementu portlandzkiego żużlowego CEM II/A-S 52,5N lub CEM II/B-S 42,5R-NA, a także cementu hutniczego CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA jest uzasadnione technologicznie i ekonomicznie.

STOSUNEK W/C

Bardzo ważnym czynnikiem wpływającym na właściwości stwardniałego betonu jest wielkość stosunku wodno-cementowego (w/c). Na rys. 8 i 9 pokazano wpływ stosunku w/c na wytrzymałość na ściskanie cementu po 1 dniu i 28 dniach dojrzewania. Drogą do uzyskania wysokiej jakości betonowych elementów prefabrykowanych jest projektowanie składu mieszanki betonowej z niskim stosunkiem w/c (konieczne jest stosowanie domieszek uplastyczniających mieszankę betonową) oraz stworzenie odpowiednich warunków do dojrzewania zaformowanych wyrobów.



Rys. 8. Wpływ stosunku w/c na wytrzymałość zapraw cementowych po 1 dniu twardnienia



Rys. 9. Wpływ stosunku w/c na wytrzymałość zapraw cementowych po 28 dniach twardnienia

ZABIEGI TECHNOLOGICZNE

Jednym ze sposobów podniesienia wytrzymałości wczesnej prefabrykatów jest stosowanie obróbki cieplnej.

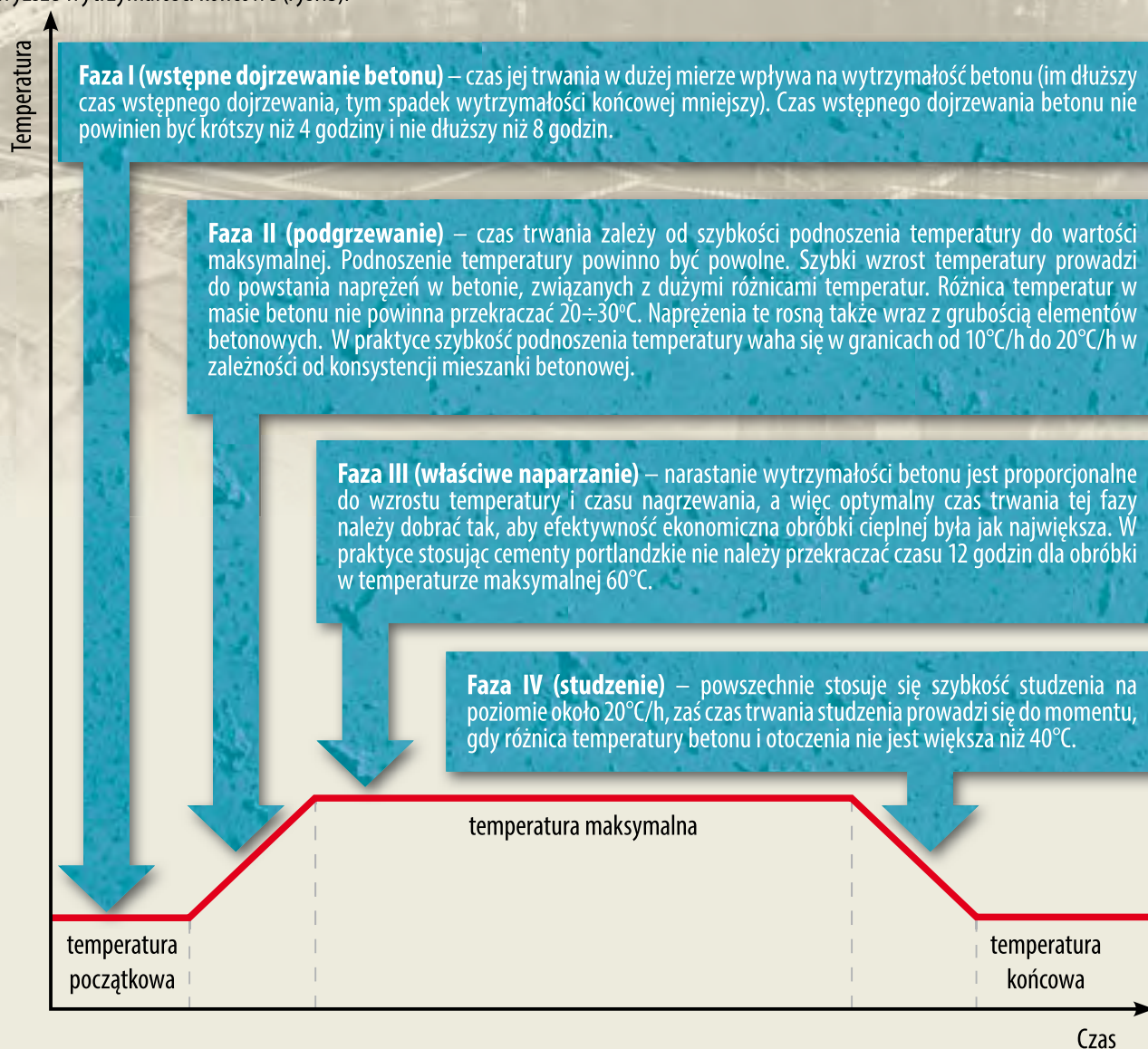
- niskoprężne naparzenie,
- przyspieszona karbonatyzacja i dojrzewanie z wykorzystaniem komory VAPOR,
- autoklawizacja,
- formowanie na gorąco,
- elektronagrzew,
- nagrzewania promieniowaniem podczerwonym.

W praktyce najczęściej stosowanymi metodami są: naparzenie niskoprężne, autoklawizacja (elementy z betonu komórkowego, wyroby wapienno-piaskowe) oraz technologia VAPOR.

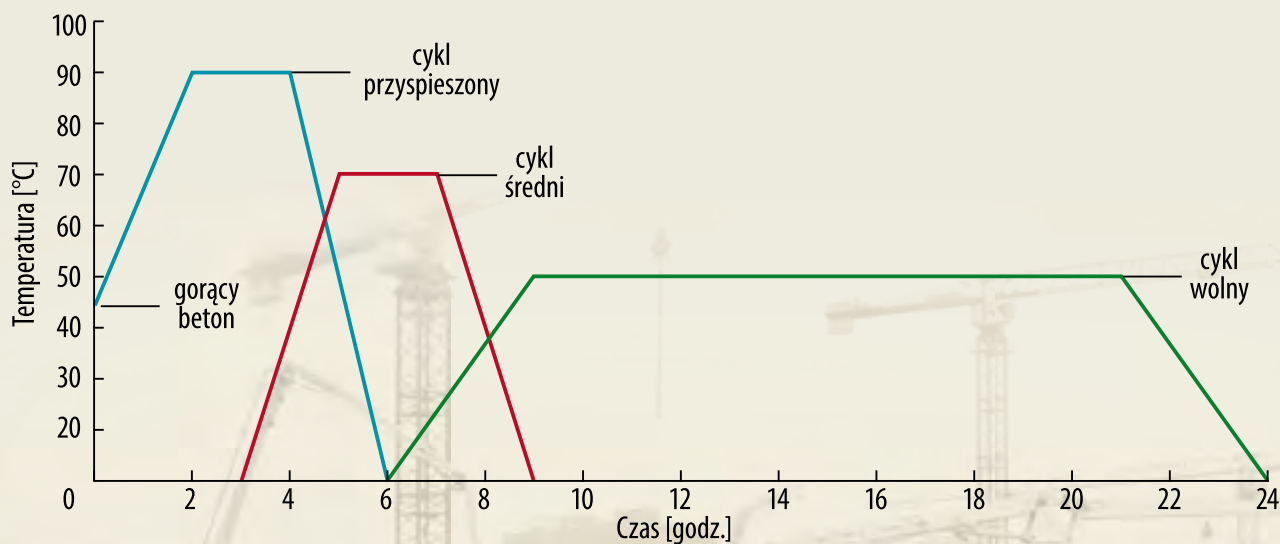
NISKOPRĘŻNE NAPARZANIE

W procesie naparzania niskoprężnego podstawowym czynnikiem przyspieszającym proces hydratacji cementu jest podwyższona temperatura. Bardzo ważną rolę w tym procesie odgrywa sposób obróbki cieplnej, w którym wyróżniamy 4 fazy – przedstawiono je na rys. 10. Sam proces naparzania może być realizowany w różnych cyklach (rys.11).

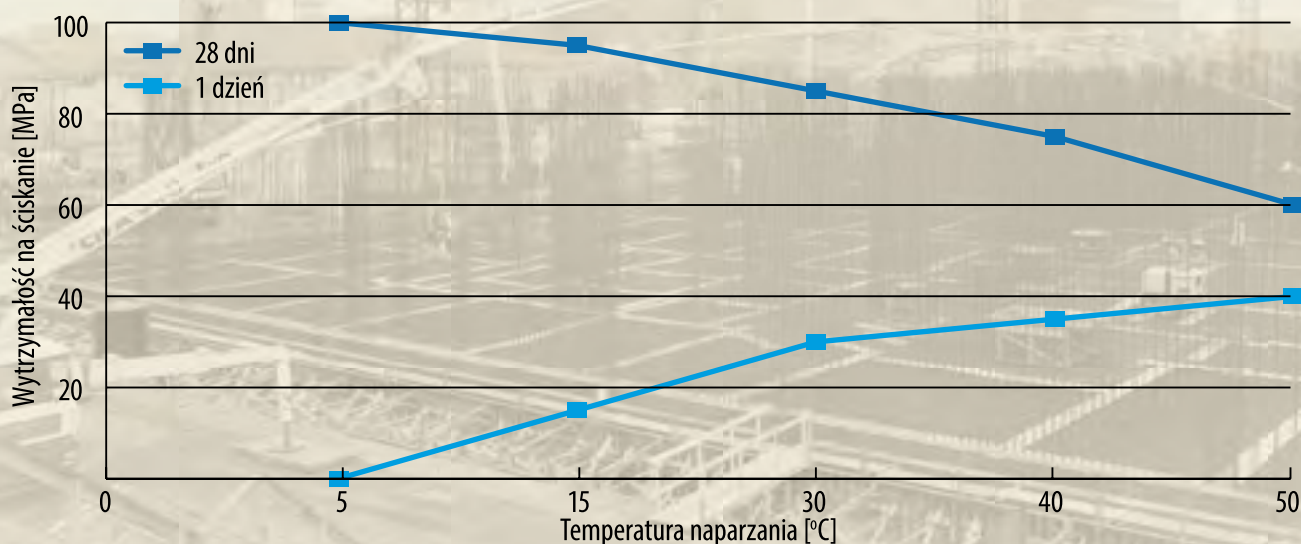
Obróbka cieplna betonu pozwala osiągnąć podwyższone wytrzymałości wczesne. Skutkuje to jednak obniżeniem wytrzymałości końcowej (rys. 12). Spadek wytrzymałości końcowej betonu można ograniczyć poprzez wydłużenie czasu wstępnego dojrzewania. Należy także dobrać optymalną szybkość przyrostu temperatury, zgodnie z zasadą, że im wolniejszy przyrost temperatury, tym wyższe wytrzymałości końcowe (rys.13).



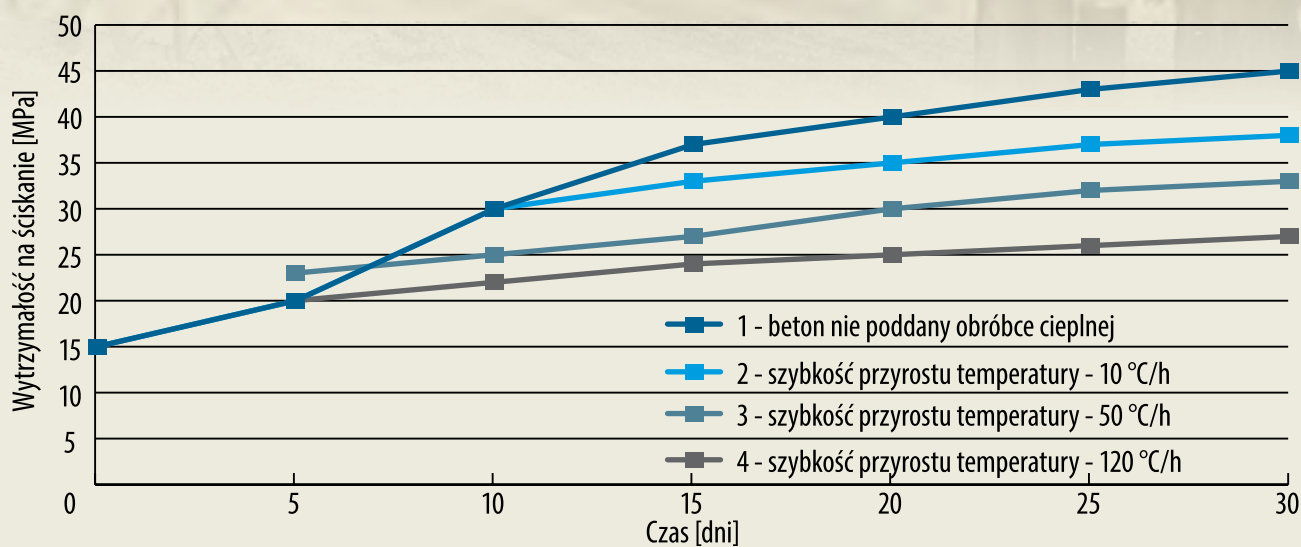
Rys. 10. Schemat technologiczny obróbki cieplnej



Rys. 11. Cykle naparzania niskoprężnego



Rys. 12. Wpływ temperatury naparzania na wytrzymałość betonu



Rys. 13. Wpływ szybkości podwyższania temperatury na wytrzymałość betonu

Duże znaczenie w procesie obróbki cieplnej ma zawartość w składzie cementów dodatków mineralnych (np. popioły lotne, granulowany żużel wielkopiecowy). Podwyższona temperatura przyspiesza reakcję składników żużla i popiołu z wodorotlenkiem wapnia. W związku z tym wytrzymałość betonu z udziałem tych cementów po obróbce cieplnej będzie znacznie wyższa niż wytrzymałość betonu dojrzewającego w naturalnych warunkach.

VAPOR

Innym rodzajem obróbki cieplnej jest technologia VAPOR, która jest połączeniem naparzania niskoprężnego z przyspieszonym procesem karbonatyzacji betonu. Dojrzewanie świeżo wyprodukowanych prefabrykatów odbywa się na regałach w specjalnych komorach o podwyższonej temperaturze (30°C do 45°C) i wilgotności (80% do 95%). Dodatkowo do komór wprowadzany jest dwutlenek węgla CO_2 , np. ze spalania oleju opałowego stosowanego do podgrzewania powietrza. Ten sposób obróbki cieplnej najczęściej stosowany jest w produkcji galanterii betonowej (kostka brukowa, palisady, obrzeża, itp.), zwłaszcza barwionej (praktycznie nie występują wtórne wykwity węglanowe). W komorach panują stałe i ściśle kontrolowane warunki niezależne od czynników pogodowych, dzięki czemu proces wiązania przebiega prawidłowo, a podwyższona zawartość dwutlenku węgla, powoduje przyspieszenie procesu przejścia wodorotlenku wapnia Ca(OH)_2 w węglan wapnia CaCO_3 , który dodatkowo doszczelnia strukturę warstw zewnętrznych. Efekty stosowania technologii VAPOR pokazano na rys. 13.

V POPRAWA SZCZELNOŚCI BETONU

A PODWYŻSZENIE MROZODPORNOŚCI

P ZMNIJSZENIE NASIĄKLIWOŚCI

O OBNIŻENIE PRAWDOPODOBIENSTWA WYSTĄPIENIA WTÓRNYCH WYKWITÓW WĘGLANOWYCH

R UZYSKANIE 70% WYTRZYMAŁOŚCI PROJEKTOWANEJ PO 24 GODZINACH DOJRZEWANIA

Rys. 14. Efekty stosowania technologii VAPOR.

AUTOKLAWIZACJA

Autoklawizacja jest procesem prowadzonym w podwyższonej temperaturze (około 200°C) i ciśnieniu (1,2 – 1,6 MPa) w atmosferze nasyconej parą wodną, które pełnią rolę czynników przyspieszających hydratację cementu w betonie. Najczęściej ten sposób przyspieszania dojrzewania stosowany jest do wyrobu prefabrykatów z betonu komórkowego i cegły wapienno-piaskowej. Nie jest on zazwyczaj stosowany w przypadku prefabrykatów z betonu zwykłego.

WYKWITY WĘGLANOWE

Dużym problemem producentów prefabrykatów betonowych są powstające na ich powierzchni wykwity węglanowe. Stosowanie cementów z dodatkiem granulowanego żużla wielkopieczowego (np. CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA) zmniejsza tendencję do występowania wykwitów. Spowodowane jest to ograniczeniem zawartości klinkieru w składzie cementu oraz zmniejszoną porowatością, a zarazem zwiększoną szczelnością stwardniałego betonu. Zmiany w strukturze twardniejącego betonu spowodowane są tym, że aktywne składniki granulowanego żużla wielkopieczowego reagują z Ca(OH)_2 pochodzącym z hydratacji faz krzemianowych klinkieru. Produktem tej reakcji jest dodatkowa ilość żelowej fazy C-S-H, która wypełnia kapilary powstałe przez związanie wody, jak również przez jej odparowanie. W ten sposób zmiana ulega struktura porów – zwiększa się ilość bardzo drobnych porów żelowych, które są zamknięte dla cieczy, a zmniejszeniu ulega ilość porów kapilarnych odpowiedzialnych za transport czynników korozyjnych do wnętrza betonu. Wykwity węglanowe można ograniczyć również przez stosowanie technologii VAPOR.



Poprawnie zaprojektowany i zabudowany beton powinien charakteryzować się minimum 50-letnią trwałością. W przypadku obiektów takich jak mosty, tamy, nawierzchnie lotnisk i autostrad wymagania co do trwałości wynoszą 100 lat, a nawet 200 lat. Na trwałość konstrukcji betonowej ma wpływ m.in. jakość składników betonu. Z uwagi na fakt, że kruszywo stanowi w składzie betonu około 70–80%, jego właściwości w znacznym stopniu determinują trwałość betonu. Jednym z procesów odpowiedzialnych za destrukcję betonu związanym z kruszywem jest reakcja alkalia-kruszywo. Przebieg reakcji alkalia-kruszywo jest stosunkowo wolny i jej negatywne efekty widoczne są dopiero po kilku, kilkunastu latach (rys. 1). Wyróżnia się dwa podstawowe rodzaje reakcji alkalia-kruszywo:

- reakcja alkaliów z kruszywami bogatymi w reaktywną krzemionkę (ASR),
- reakcja alkaliów z kruszywami węglanowymi (ACR).

Warunki jakie muszą wystąpić, aby zaszła reakcja alkalia-kruszywo pokazano na rys.2.



Rys.1. Zniszczenie nawierzchni i konstrukcji betonowej wywołane reakcją alkalia-kruszywo

WARUNKI KONIECZNE DO WYSTĄPIENIA REAKCJI ALKALIA-KRZEMIONKA

Reaktywne kruszywo, czyli kruszywo zawierające wtrącenia reaktywnych form krzemionki m.in. opalu, chalcedonitu, trydymitu, kwarcu w stanie naprężeń.

Alkalia pochodzące ze składników betonu (cementu, dodatków mineralnych, domieszek, itp.) i/lub wynikające z zewnętrznych źródeł, np. środki odładowe.

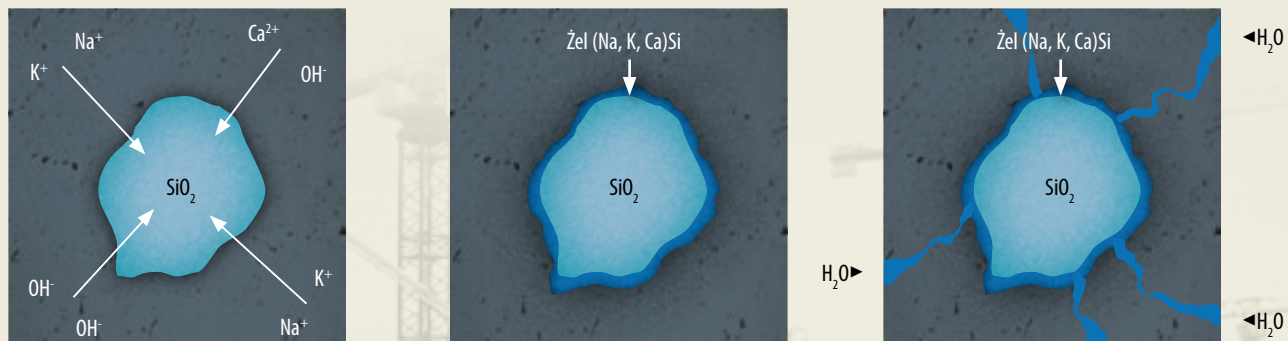
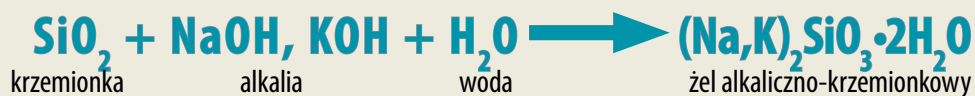
Wilgotność. Samo powstanie żelu krzemianu sodowo-potasowego nie wiąże się jeszcze z procesami destrukcyjnymi. Dopiero absorpcja wody prowadzi do pęcznienia i powstawania spękań (wilgotność betonu > 80%).



Rys.2. Czynniki determinujące przebieg reakcji ASR i ACR

REAKCJA ALKALIÓW Z KRUSZYWAMI ZAWIERAJĄCYMI REAKTYWNĄ KRZEMIONKĘ (ASR)

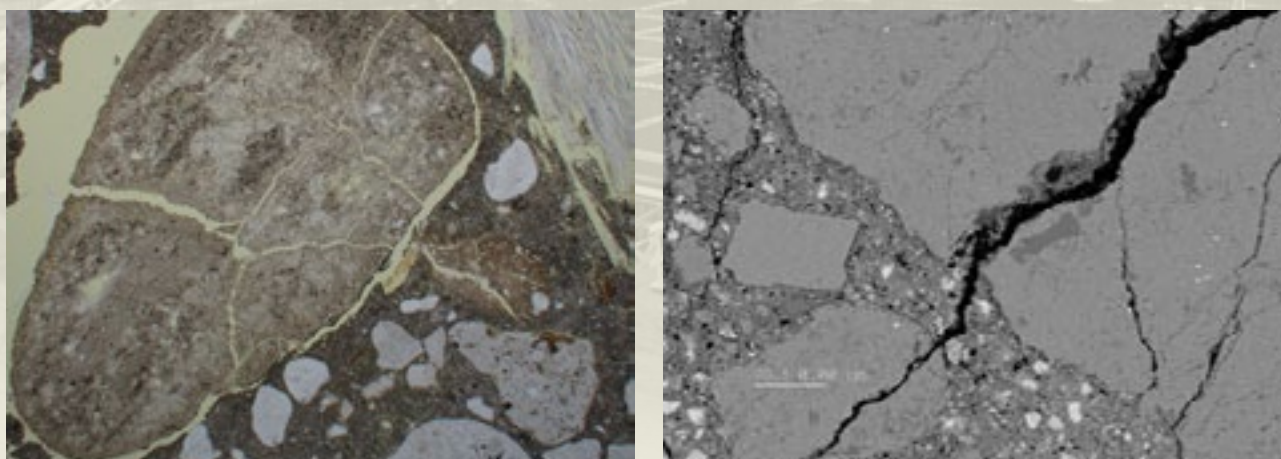
Niektóre formy krzemionki (opal, chalcedon, trydymit, kwarc w stanie naprężeń) reagują z alkaliowymi tworząc żel alkaliczno-krzemionkowy na ziarnach kruszywa. Żel absorbując wodę zwiększa swoją objętość (rys. 3), w efekcie czego generowane są naprężenia, które mogą prowadzić do spękań kruszywa i betonu. Skutkuje to obniżeniem trwałości lub destrukcją stwardniałego betonu. Cechą charakterystyczną reakcji alkalia-kruszywo są rysy przechodzące przez ziarna kruszywa, a nie tylko przez stwardniały zaczyn i strefę kontaktową zaczyn-kruszywo (rys.4), które są wypełnione żelem alkaliczno-krzemionkowym.



Rys. 3. Schemat reakcji alkalia-krzemionka

Czynnikami wpływającymi na szybkość reakcji ASR są:

- temperatura
- wilgotność
- wysokie pH (zawartość alkaliów)
- wielkość ziaren kruszywa
- stopień uporządkowania struktury reaktywnej krzemionki

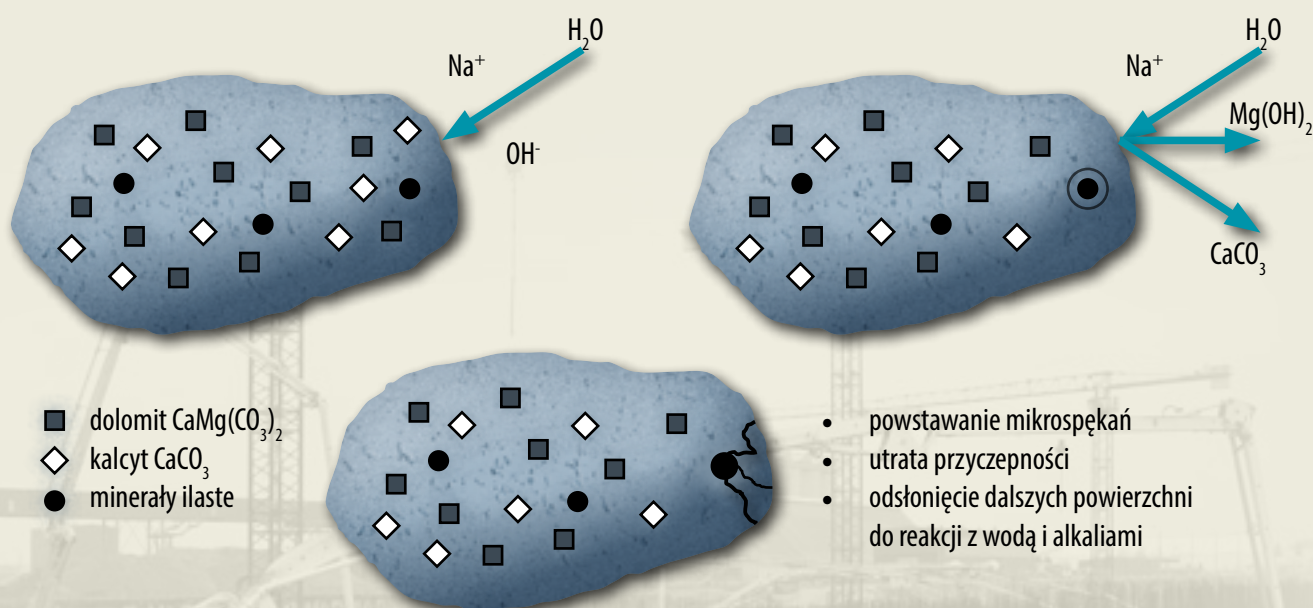


Rys. 4. Pęknięcia wypełnione żelem alkaliczno-krzemionkowym powstałe wskutek reakcji alkalicznej ASR

REAKCJE ALKALIÓW Z KRUSZYWAMI WĘGLANOWYMI (ACR)

Ekspansja betonu może być również wynikiem reakcji pomiędzy alkaliami a pewnymi rodzajami kruszyw węglanowych. Do skał podatnych na reakcję alkalia-węglany należy zaliczyć zdolomityzowane wapienie z domieszkami minerałów ilastych o bardzo drobnoziarnistej teksturze, które zawierają kryształy dolomitu rozproszone wśród minerałów ilastych oraz kalcytu. Reakcja kruszyw węglanowych z alkaliami prowadzi do rozkładu dolomitu (rys. 5).





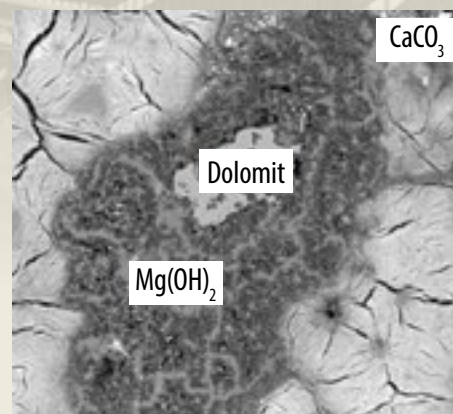
Rys. 5. Schemat reakcji alkalia-węglany

Sam rozkład dolomitu (rys. 6) nie powoduje ekspansji, lecz jest pierwszym etapem procesu, w trakcie którego następuje rozluźnienie skały. Przez to ułatwione jest wnikanie do jej struktury alkaliów i reakcja z krzemionką i minerałami ilastymi. Przypuszcza się, że powodem pęcznienia jest wchłanianie wody przez glinę i/lub tworzenie się brucytu, a dodatkowo rozpad dolomitu ułatwia transport wody przez rozluźnioną strukturę. W zbitych skałach węglanowych wzajemne ułożenie drobnokrystalicznego kalcytu i dolomitu uniemożliwia dostęp wody do minerałów ilastych. Bardzo niebezpieczny w tym typie reakcji jest fakt, że alkalia są „regenerowane” i ponownie wchodzą w reakcję z dolomitem.

Najbardziej podatne na ekspansję są wapień dolomityczne zawierające powyżej 2% minerałów ilastych.

Większa powierzchnia właściwa kryształów dolomitu ułatwia reakcję jego rozkładu – bardzo szybko zachodzi reakcja kryształów mniejszych od $2\mu\text{m}$.

Najbardziej reaktywnymi skałami węglanowymi są te, w których ilości dolomitu i kalcytu są na podobnym poziomie, a pory są drobne i połączone ze sobą.



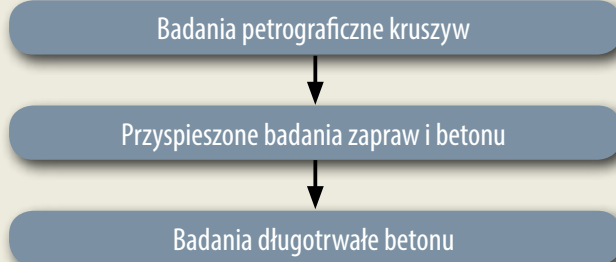
Rys. 6. Rozkład ziarna dolomitu

METODY ZAPOBIEGANIA REAKCJI ALKALIA-KRUSZYWO

Czynniki ograniczające negatywne skutki, które mogą być spowodowane reakcją kruszyw z alkali, przedstawiono na rys.7- 9.

Stosowanie kruszyw niereaktywnych

Nie opracowano do tej pory jednolitej metodyki badań i kryteriów oceny potencjalnej reaktywności kruszyw. Ogólny sposób postępowania przy ocenie reaktywności kruszyw przedstawia rys. 9. Metody oceny reaktywności kruszyw przedstawiono w karcie D2 „Vademecum Technologia Betonu”.



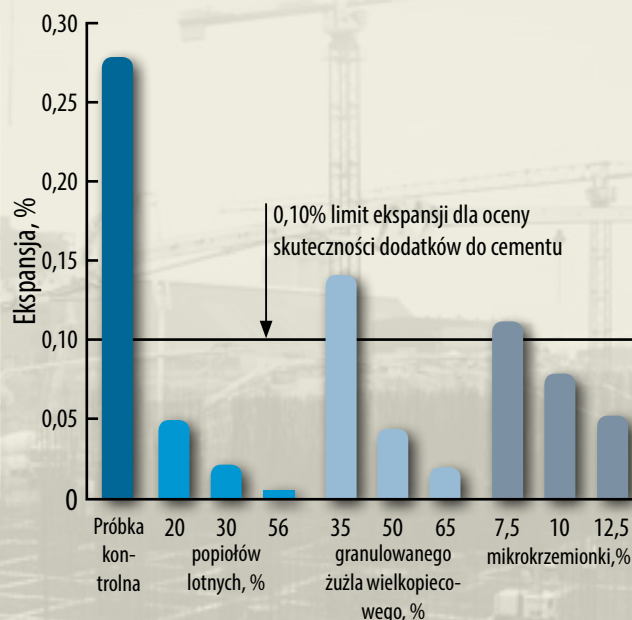
Rys. 7. Schemat postępowania przy ocenie reaktywności kruszyw

Zmniejszenie zawartości alkaliów w betonie

- Zastosowanie cementów niskoalkalicznych NA spełniających wymagania normy PN-B-19707 „Cement. Cement specjalny – Skład, wymagania i kryteria zgodności” (tabela 9 w karcie A1 „Vademecum Technologia Betonu”)
- Stosowanie dodatków mineralnych w cemencie i/lub betonie

Stosowanie dodatków mineralnych w składzie cementu i/lub betonu

Zastosowanie spoiw z dodatkami (granulowany żużel wielkopiecowy, popioły lotne) pozwala na zmniejszenie zawartości aktywnych alkaliów w roztworze porowym betonu (część alkaliów jest zabudowana w strukturze dodatków mineralnych) oraz zwiększa szczelność betonu utrudniając migrację alkaliów do kruszywa (rys. 8 i 9).



Rys. 8. Wpływ różnych dodatków mineralnych na wielkość ekspansji

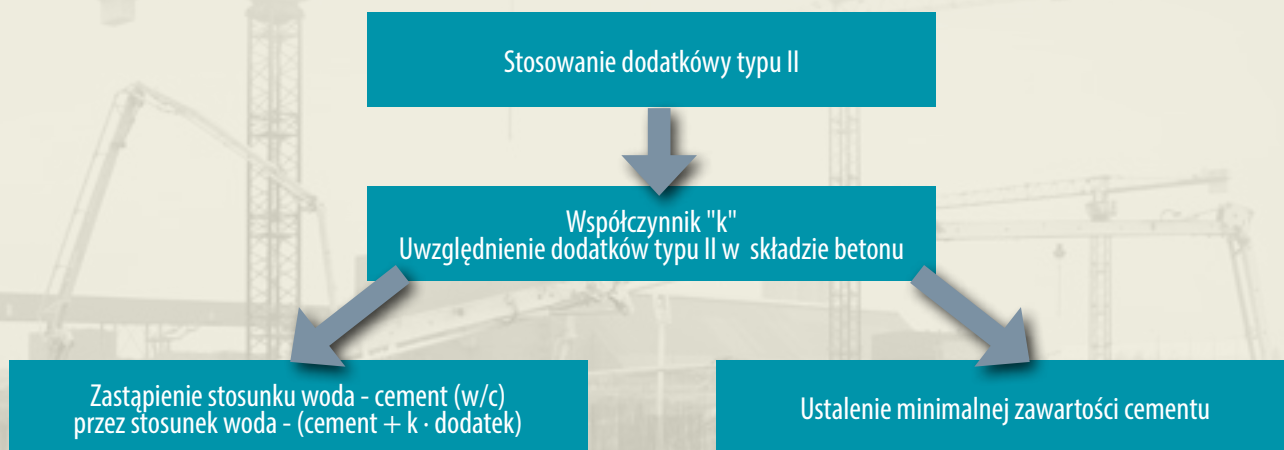


Rys. 9. Reakcja alkalia-krzemionka: a) przykład destrukcji betonu zwykłego, b) beton z dodatkiem popiołu lotnego

Stosowanie domieszek chemicznych

Metodą zapobiegania negatywnym skutkom reakcji alkalia-krzemionka jest także stosowanie domieszek zawierających związki litu. Badania wskazują na znaczne obniżenie ekspansji zapraw w stosunku do zapraw bez tych domieszek. Związki litu nie zapobiegają reakcji z reaktywnym kruszywem, jednakże modyfikują powstające w jej wyniku produkty czyniąc je nieekspansywnymi.

Według normy PN-EN 206:2014 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” popiół lotny może być stosowany do wytwarzania betonu, jeżeli spełni wymagania zawarte w normie PN-EN 450-1:2012 „Popiół lotny do betonu – Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności” Podział dodatków do betonu oraz wymagania w zakresie właściwości zdefiniowane w normie PN-EN 206:2014 znajdują się w karcie A3 Vademecum. W niniejszej karcie przedstawiono zasady stosowania popiołu lotnego w składzie betonu według koncepcji współczynnika „k” (rys.1; tabela 1).



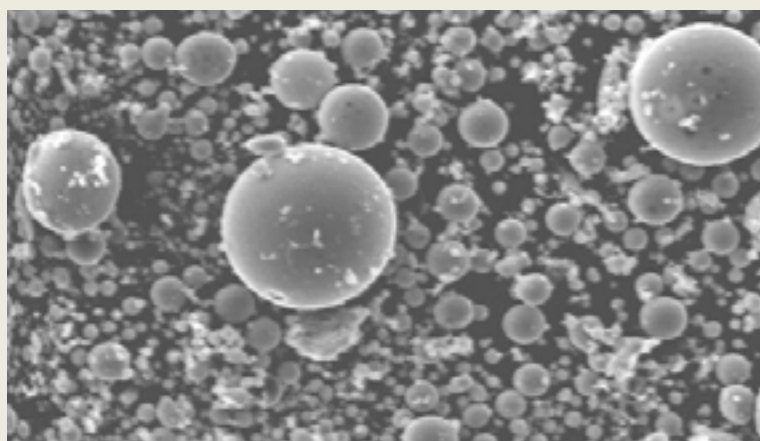
Rys. 1. Stosowanie koncepcji współczynnika k wg PN-EN 206

Tabela 1. Warunki stosowania popiołu lotnego jako dodatku typu II do betonu zawarte w normie PN-EN 206:2014

Rodzaj cementu zgodnie z PN-EN 197-1	Wielkość współczynnika „k”	Maksymalna ilość dodatku wliczana do w/c_{eq}
CEM I	0,4	popiół/cement $p/c \leq 0,33$
CEM II/A		popiół/cement $p/c \leq 0,25$

DLACZEGO STOSUJEMY POPIÓŁ LOTNY W BETONIE?

Popiół lotny to drobno uziarniony pył, składający się głównie z kulistych, zeszkliwionych ziaren, otrzymywany przy spalaniu pyłu węglowego, przy udziale lub bez udziału materiałów współspalanych, wykazujący właściwości pucolanowe i zawierający przede wszystkim SiO_2 i Al_2O_3 . Otrzymywany jest przez elektrostatyczne lub mechaniczne wydzielenie pylistych cząstek z gazów odlotowych z elektrowni. Na rysunku 2 przedstawiono widok ziaren popiołu lotnego (mikroskop skaningowy SEM).



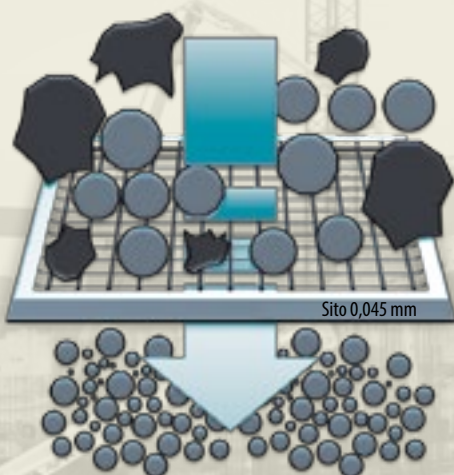
Rys. 2. Ziarna popiołu lotnego

Krajowe popioły lotne spełniające wymagania normy PN-EN 450-1 pochodzą ze spalania pyłu węglowego z węgla kamiennego w kotłach konwencjonalnych w elektrowniach lub elektrociepłowniach. Z praktycznego punktu widzenia najważniejsze właściwości popiołu lotnego to **miałkość i zawartość straty prażenia**.

MIAŁKOŚĆ POPIOŁU LOTNEGO

Miałkość popiołu lotnego mierzona jest jako pozostałość na sicie o boku oczka 0,045 mm. Przesiew wykonywany jest na mokro zgodnie z normą PN-EN 451-2:1998 „Metoda badania popiołu lotnego. Oznaczanie miałkości przez przesiewanie na mokro” lub na sucho zgodnie z normą PN-EN 933-10:2009 „Badania geometrycznych właściwości kruszyw – Część 10: Ocena zawartości drobnych cząstek – Uziarnienie wypełniaczy (przesiewanie w strumieniu powietrza)”.

Drobne frakcje popiołu lotnego zawierają znacznie więcej ziaren kulistych. Dlatego ważne jest, aby stosować popiół lotny o możliwie niskiej pozostałości na sicie (wysokiej miałkości). Norma PN-EN 450-1 wyróżnia 2 kategorie miałkości popiołów lotnych (rys. 3).



Kategorie popiołu lotnego ze względu na miałkość:

$N \leq 40 \%$

$S \leq 12 \%$

Warunek dodatkowy
- wodożądność: $\leq 95 \%$
wodożądności cementu
porównawczego (CEM I)

Rys. 3. Kategorie popiołu lotnego ze względu na miałkość zgodnie z normą PN-EN 450-1:2012

STRATA PRAŻENIA POPIOŁU LOTNEGO

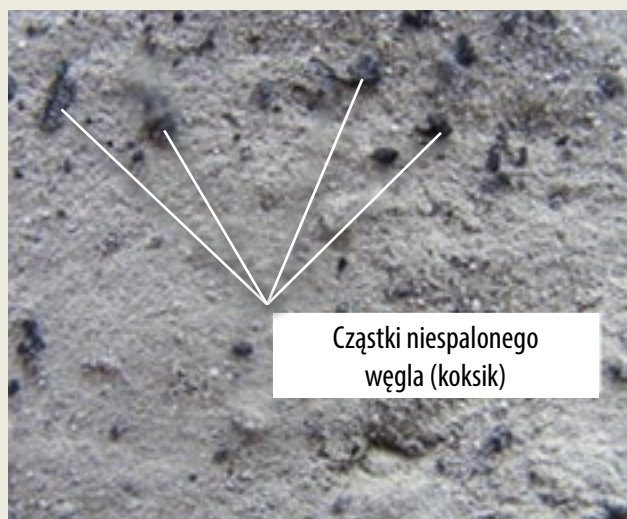
Stratę prażenia popiołu lotnego oznacza się zgodnie z normą PN-EN 196-2:2013 „Metody badania cementu – Część 2: Analiza chemiczna cementu” poprzez prażenie próbki w temperaturze 950 °C w wydłużonym czasie do 1 godziny. Norma PN-EN 450-1 wyróżnia 3 kategorie popiołów lotnych ze względu na stratę prażenia (rys.4). Na stratę prażenia popiołu lotnego składają się przede wszystkim cząstki niespalonego węgla w postaci koksiku. Są to głównie bezkształtne, porowate ziarna o dobrze rozwiniętej powierzchni właściwej, przez co są bardzo niepożądane. Ich niekorzystną morfologię potwierdzają zdjęcia z elektronowego mikroskopu skaningowego (SEM) przedstawione na rysunku 5. Efektem dużej porowatości jest zwiększona wodożądność popiołu z wysoką zawartością strat prażenia. Skutkuje to pogorszeniem urabialności mieszanki, zmniejszeniem efektywności domieszek chemicznych oraz obniżeniem mrozoodporności betonu. Istnieje także ryzyko wypływania niespalonych cząstek węgla (niska gęstość) na powierzchnię betonu. Prowadzi to do pogorszenia wyglądu powierzchni betonu oraz może utrudnić proces powierzchniowego utwardzania betonu, np. przy wykonywaniu posadzek betonowych. Na podstawie wieloletnich doświadczeń oraz danych literaturowych zaleca się stosowanie do betonu popiołów lotnych kategorii A.

Kategorie popiołu lotnego ze względu na stratę prażenia:

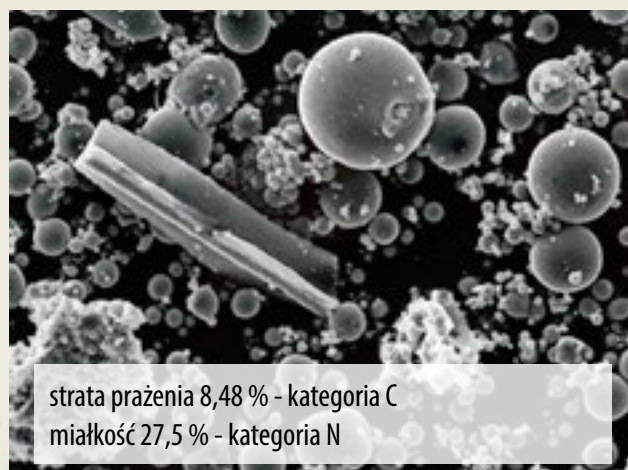
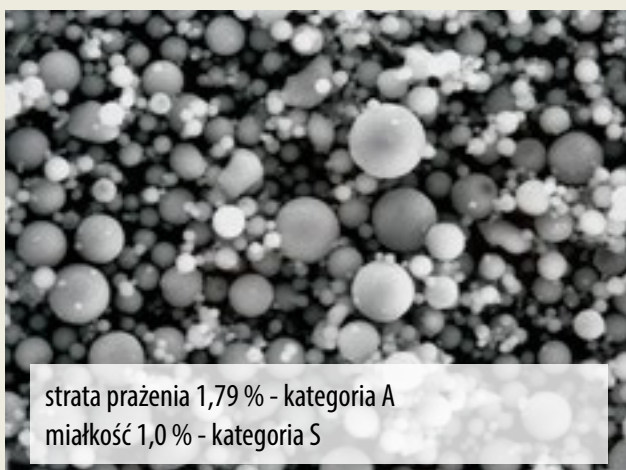
Kategoria A $\leq 5 \%$

Kategoria B $\leq 7 \%$

Kategoria C $\leq 9 \%$



Rys. 4. Kategorie popiołu lotnego ze względu na stratę prażenia zgodnie z normą PN-EN 450-1

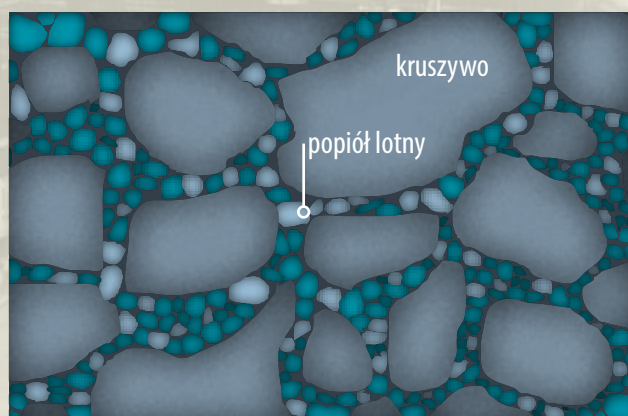


Rys. 5. Zdjęcie popiołów lotnych o różnej zawartości straty prażenia i różnej miałkości (SEM)

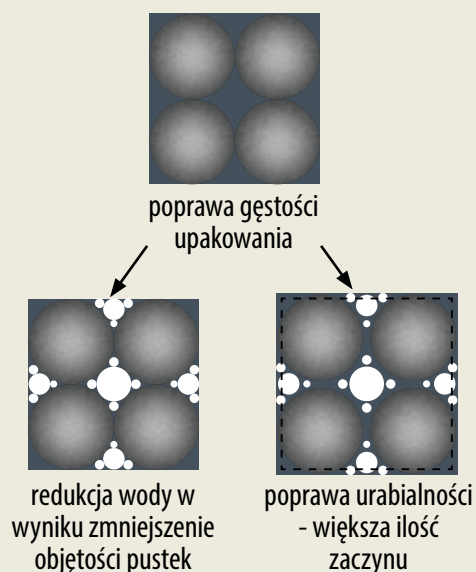
WPŁYW DODATKU POPIOŁU LOTNEGO NA WŁAŚCIWOŚCI BETONU

Stosowanie popiołu lotnego w betonie niesie ze sobą wiele korzyści związanych m.in. z miałkością ziaren, ich kulistym kształtem oraz aktywnością pucolanową. Dodatek popiołu lotnego umożliwia:

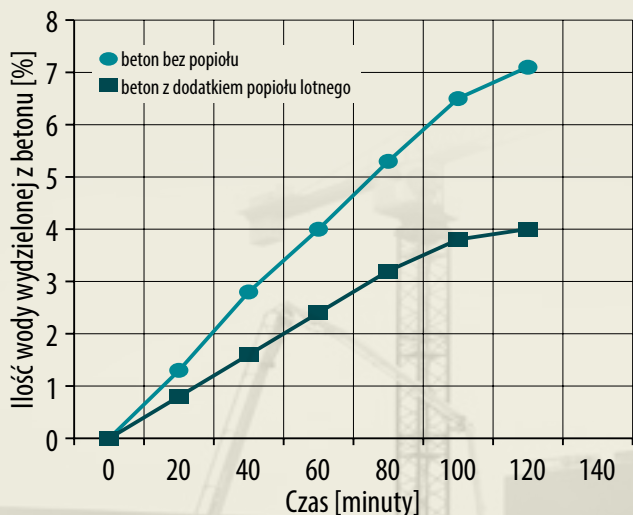
- doszczelnienie stosu okruszowego kruszywa (rys. 6), a w konsekwencji obniżenie wodożądności i porowatości kapilarnej – niska strata prażenia i wysoka miałkość poprawiają efekt wypełnienia,
- modyfikację ilości oraz właściwości zaczynu i mieszanki betonowej (rys. 7), np.: spoistość – przeciwdziałanie segregacji składników mieszanki (rys. 8), poprawa pompowności mieszanki betonowej; obniżenie wydzielonego ciepła w procesie hydratacji spoiwa – przeciwdziałanie spękanom termicznym,
- łatwiejsze przemieszczania ziaren kruszywa względem siebie - efekt „łożyskowania”,
- przyspieszenie hydratacji cementu we wczesnym etapie (ziarna popiołu jako zarodki krystalizacji) oraz zwiększenie ilości wody związanej w fazie C-S-H (zmniejszenie porowatości kapilarnej betonu),
- wzrost wytrzymałości końcowej betonu jako efekt aktywności pucolanowej popiołu lotnego (rys. 9),
- zagęszczenie mikrostruktury - zmiana rozkładu porów w kierunku porów drobnych, co zwiększa trwałość betonu (rys. 10),
- ograniczanie zawartości $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – składnika podatnego na czynniki korozyjne,
- zmniejszenie grubości strefy kontaktowej zaczyn-kruszywo i przerwanie jej ciągłości - ze względu na wysoką porowatość, strefa kontaktowa (rys.11) jest preferowaną drogą migracji czynników korozyjnych.



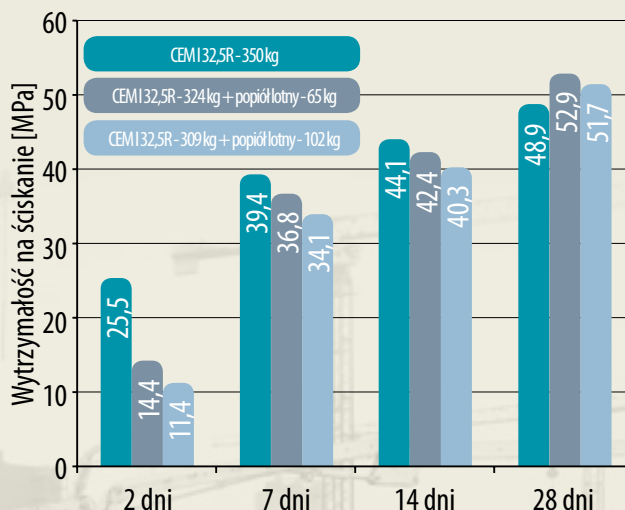
Rys. 6. Popiół lotny jako uzupełnienie frakcji



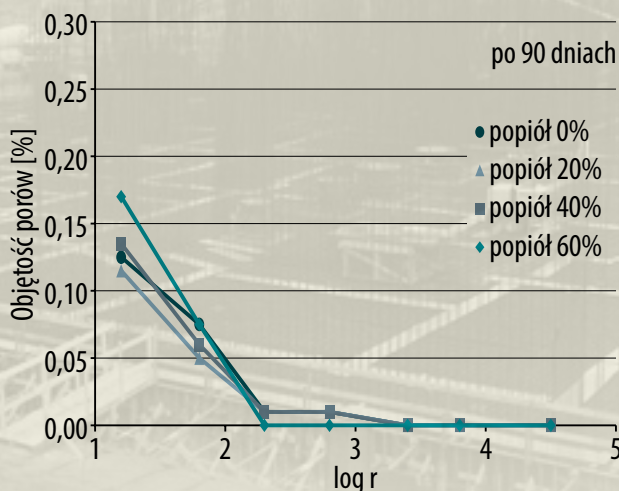
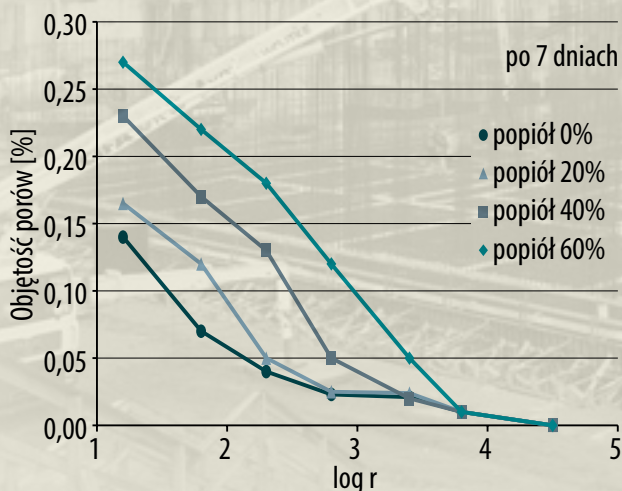
Rys. 7. Możliwości modyfikacji zaczynu za pomocą dodatku popiołu lotnego



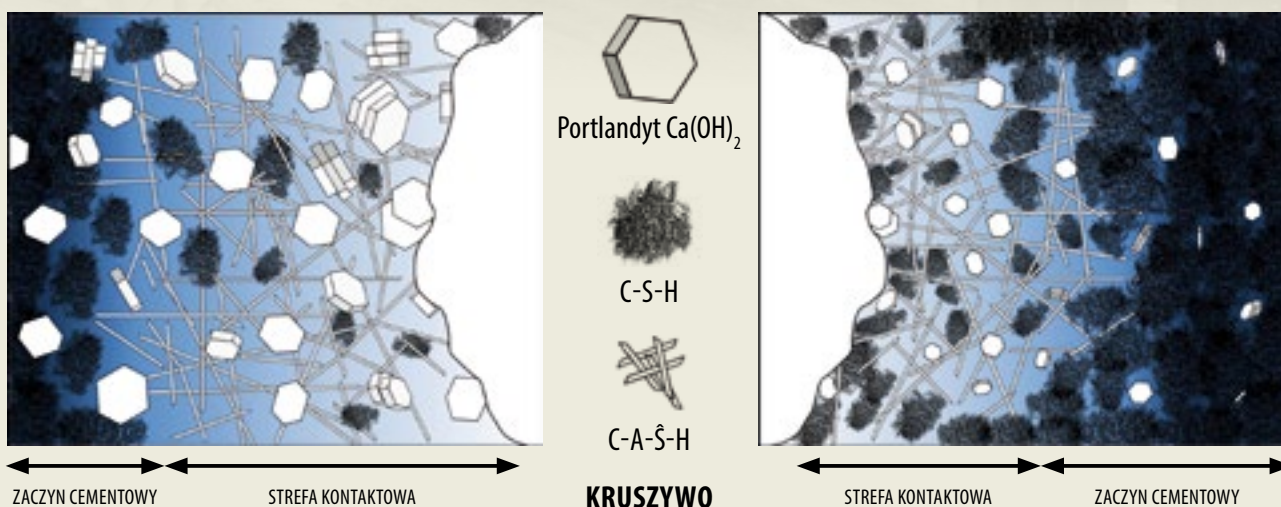
Rys. 8. Wpływ stosowania popiołu lotnego na ilość wody samoistnie wydzielanej z betonu



Rys. 9. Wpływ zastosowania popiołu lotnego jako zamiennika cementu na wytrzymałość na ściskanie



Rys. 10. Wpływ dodatku popiołu lotnego na objętość porów w betonie po 7 i 90 dniach



Rys. 11. Schemat budowy strefy kontaktowej zaczyn-kruszywo w betonie

Zgodnie z normą PN-EN 206 stosowanie popiołu lotnego w składzie betonu pozwala obniżyć minimalną zawartość cementu. Ograniczenia w tej kwestii zawarte są w projekcie normy PN-B-06265 „Krajowe uzupełnienie PN-EN 206:2014 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”. Minimalne zawartości cementu z udziałem popiołu lotnego w poszczególnych klasach ekspozycji zawarte są w tabeli 2.

Tabela 2. Zalecane wartości graniczne dotyczące składu oraz właściwości betonu w klasach ekspozycji.

Klasy ekspozycji																				
Brak zagrożenia korozją lub agresją	Korozyja spowodowana chłorkami						Korozyja spowodowana karbonatyzacją						Agresja wywołana ścieraniem							
	Woda morską			Chlorki nie pochodzące z wody morskiej			Agresja spowodowana zamrażaniem/rozmarzaniem								Środowiska agresywne chemicznie					
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Maksymalne w/c ^{a)}	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minimalna klasa wytrzymałości	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	
Minimalna zawartość cementu ^{b)} (kg/m ³)	260	280	280	300	300	320	300	300	320	320	300	300	320	300	300	320	300	300	320	
Minimalna zawartość CEM I lub CEM II/A przy stosowaniu dodatku mineralnego (kg/m ³)	250	260	260	280	280	300	280	280	300	300	310	300	300	280	280	300	280	280	300	
Minimalna zawartość powietrza (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Inne wymagania	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	F ₂ '	F ₁ '	F ₁ '	F ₁ '	F _{red} 6')	-	-	-	-

a) W przypadku stosowania koncepcji współczynnika k maksymalny współczynnik w/c oraz minimalną zawartość cementu modyfikuje się zgodnie z PN-EN 206 p.5.2.5.2.

b) Dopuszcza się stosowanie dodatków typu II do produkcji betonu, lecz nie jako ekwiwalent części zawartości cementu oraz bez możliwości uwzględniania tego dodatku przy określaniu w/c

c) Zawartość objętościowa powietrza w mieszance betonowej przed jej wzbudowaniem zależy od maksymalnego wymiaru ziaren zastosowanego kruszywa i musi wynosić dla kruszywa: do 8 mm \geq 5,5%; do 16 mm \geq 4,5%; do 32 mm \geq 4,0%; do 64 mm \geq 3,5%.

d) Beton o konsystencji V0 (\geq 31 s) oznaczonej wg PN-EN 12350-3 i w/c \leq 0,4 może być produkowany bez dodatkowego napowietrzenia.

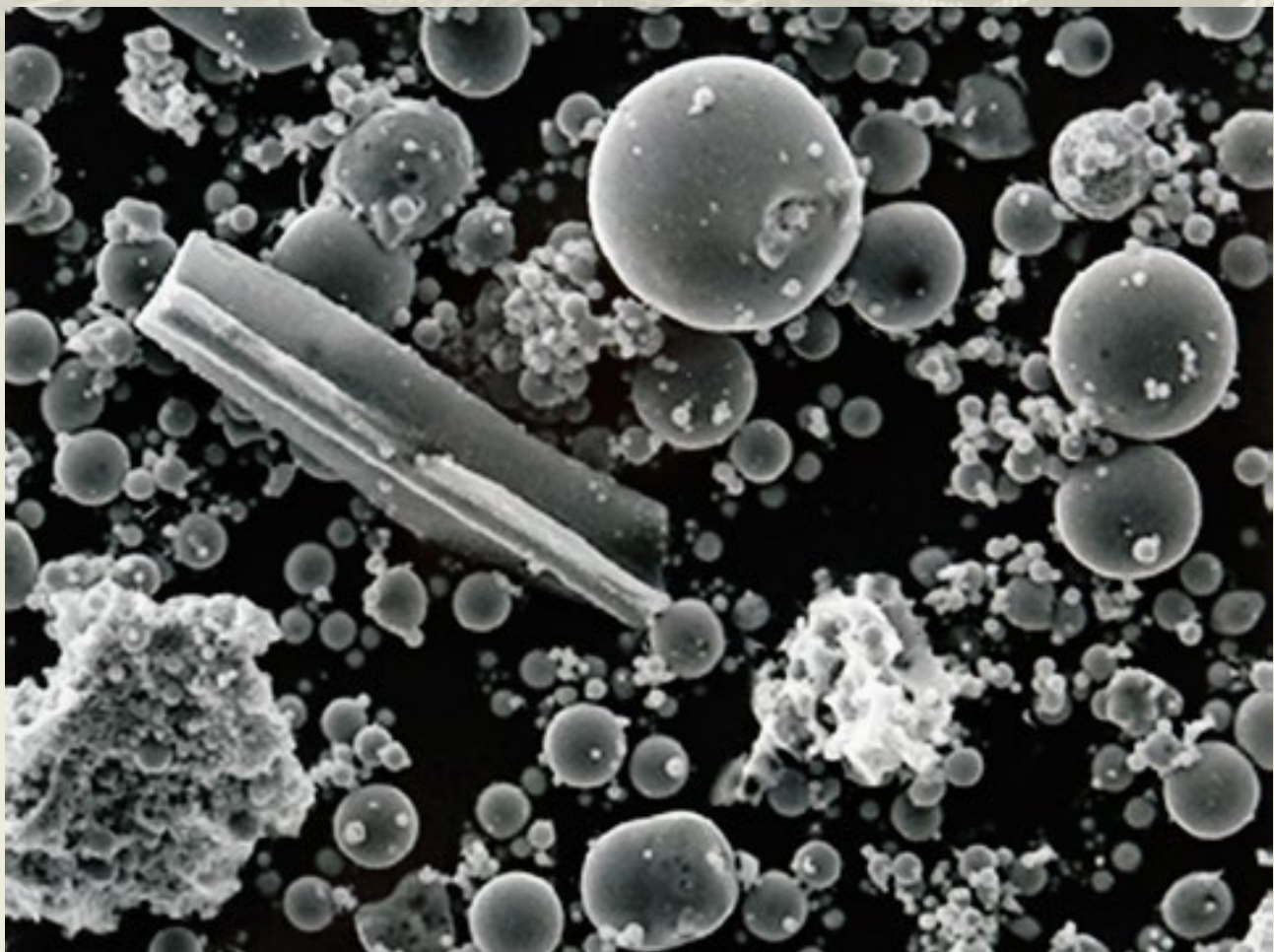
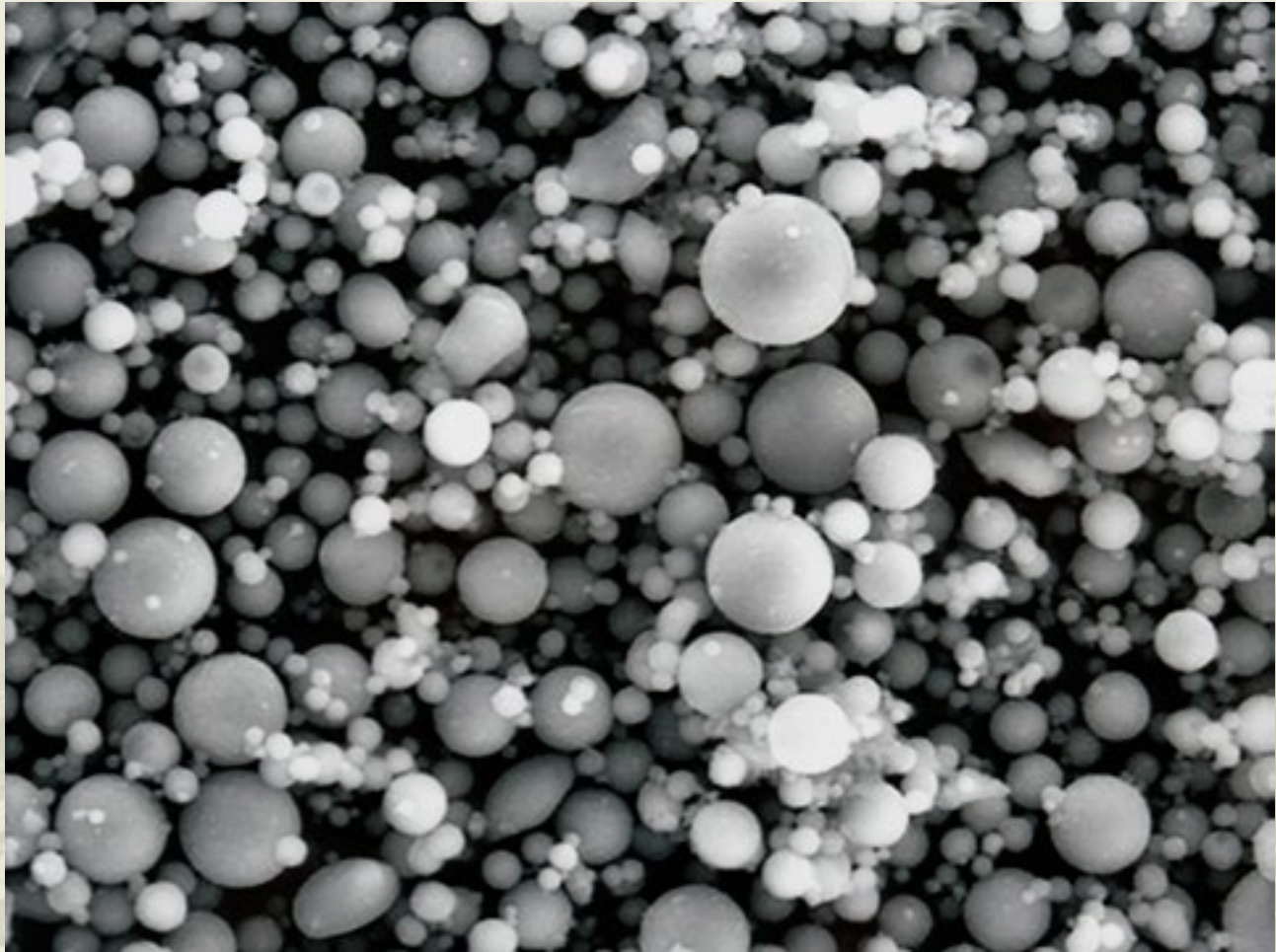
e) W przypadku, gdy zawartość siarczanów (SO₄²⁻) w środowisku pracy betonu wskazuje na klasy ekspozycji XA2 lub XA3 należy zastosować cement odporny na siarczany (SR) zgodny z EN 197-1 lub cement odporny na siarczany (HSR) zgodny z normą PN-B 19707.

f) Kruszywo o mrozoodporności odpowiadającej kategorii (F) wg EN 12620.

g) Kruszywo o mrozoodporności odpowiadającej kategorii (M_{DE}) wg EN 12620.

h) Wymagana właściwa pielęgnacja i obróbka powierzchni.

i) Kruszywo o mrozoodporności w roztworze NaCl (F_{red})^{e)} odpowiadającej wartości deklarowanej, określonej na podstawie badania wg EN 13667-6.



Cement jest to spoiwo hydrauliczne, tj. drobno zmielony materiał nieorganiczny, który po zmieszaniu z wodą wiąże i twardnieje w wyniku reakcji i procesów hydratacji, a po stwardnieniu pozostaje wytrzymały i trwały, zarówno w powietrzu, jak i w wodzie. Jest najpowszechniej stosowanym spoiwem w produkcji betonu – podstawowym materiałem budowlanym w światowym budownictwie.

Produkcja cementu to złożony proces przemysłowy (rys. 1), na który składa się 5 głównych operacji technologicznych:

- wydobycie surowców (rozkruszanie i transport),
- obróbka surowców (składowanie, homogenizacja, suszenie, mielenie),
- wypalanie klinkieru,
- mielenie cementu,
- przechowywanie, pakowanie i wysyłka cementu.

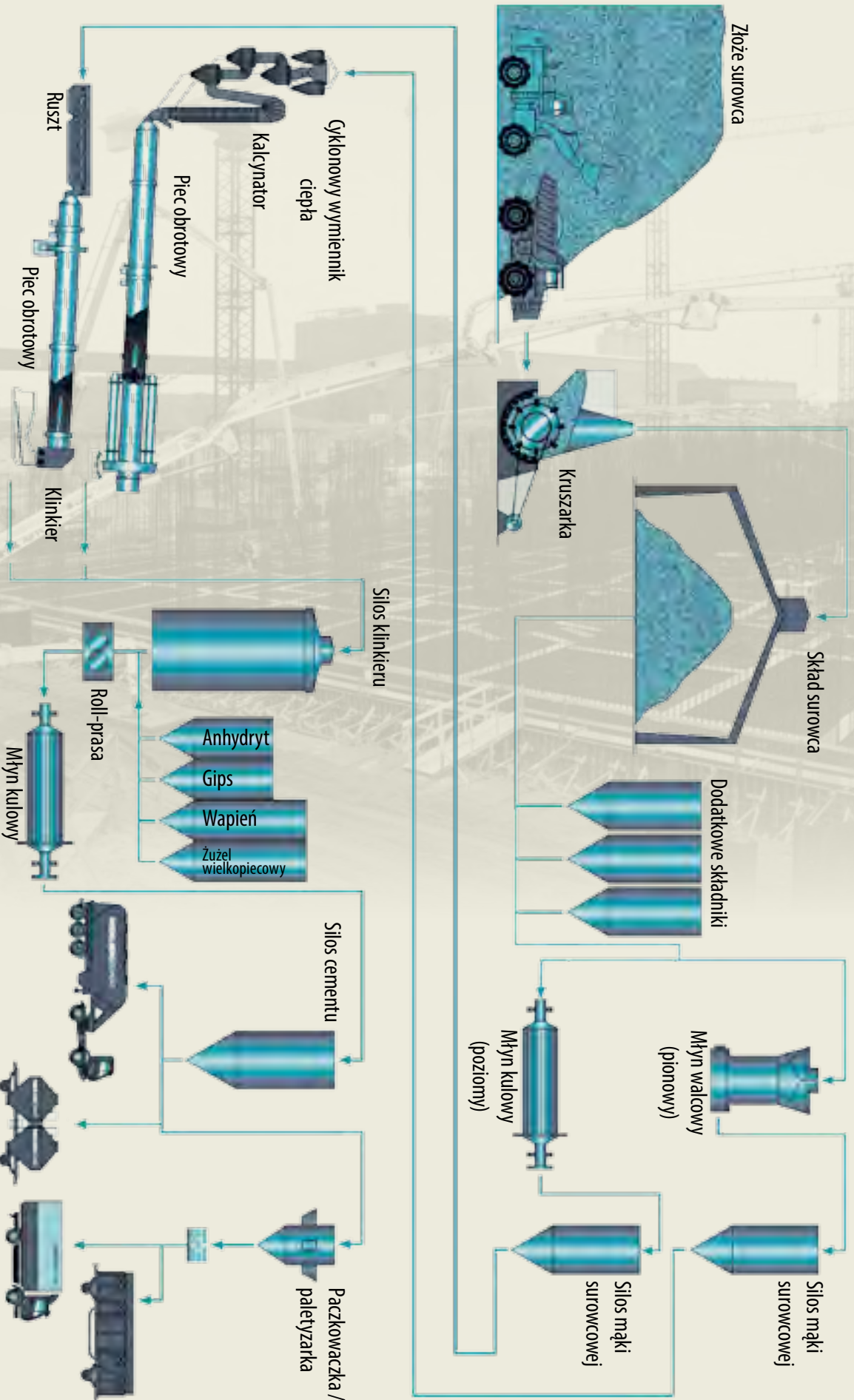
Współcześnie dominuje sucha metoda produkcji klinkieru cementowego – podstawowego składnika cementu. W metodzie tej, homogenizacja surowca następuje w specjalnym mieszalniku, ruchem wymuszonym pod wpływem sprężonego powietrza.

Surowcami do produkcji klinkieru cementowego są kopaliny naturalne, takie jak:

- wapień,
- wapień marglisty,
- margiel,
- glina.

Są to surowce zasobne w nośniki tlenków CaO , SiO_2 oraz zawierające znaczne ilości Al_2O_3 i Fe_2O_3 . Do korekcji składu surowcowego wykorzystuje się także łupek, pucolony, surowce żelazonośne, piasek, a także surowce odpadowe z innych gałęzi przemysłu: żużel hutniczy, popioły lotne, pyły wielkopiecowe, wysiewki sydereytowe.

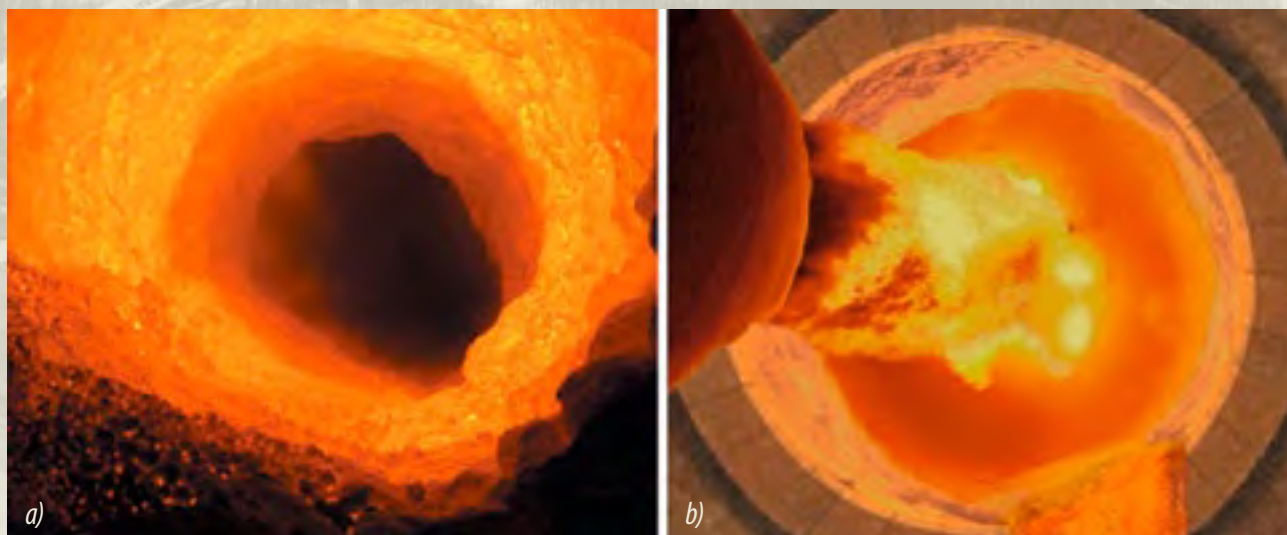




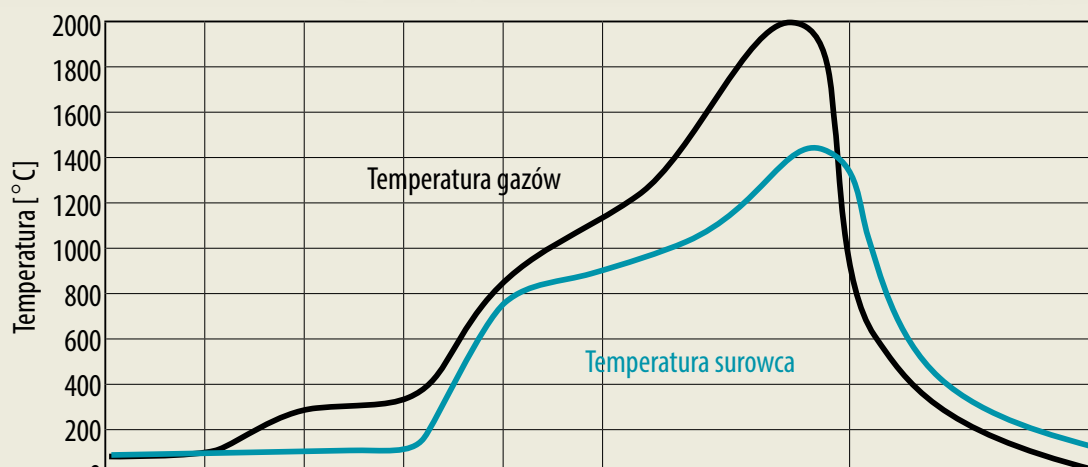
Rys. 1. Schemat produkcji cementu

Przygotowanie zestawu surowcowego do wypału klinkieru portlandzkiego jest jedną z ważniejszych operacji w całym procesie technologicznym produkcji cementu. Utrzymanie zadanego, stałego składu mąki surowcowej jest podstawą otrzymania dobrego półproduktu - klinkieru portlandzkiego. W pierwszej kolejności należy zestawić w odpowiednich proporcjach surowce, które po bardzo drobnym zmieleniu i uśrednieniu (homogenizacji), przechodzą przez układ pogrzewaczy (cyklonowych wymienników ciepła), po czym trafiają do pieca, gdzie następuje spiekanie, w efekcie uzyskuje się klinkier cementowy (w postaci twardych spieczonych grudek).

Proces wypału mąki surowcowej prowadzi się w piecu obrotowym. W strefie spiekania temperatura surowca osiąga 1450°C (rys. 2a), temperatura płomienia i gazów sięga blisko 2000°C (rys. 2b). Materiał w strefie wysokich temperatur (powyżej 800°C) przebywa, w zależności od konstrukcji pieca, ok. 30 minut (rys. 3). Klinkier cementowy na wyjściu z pieca ma temperaturę ok. 900÷1300°C. Następnie poddawany jest intensywnemu chłodzeniu do temperatury ok. 100°C.



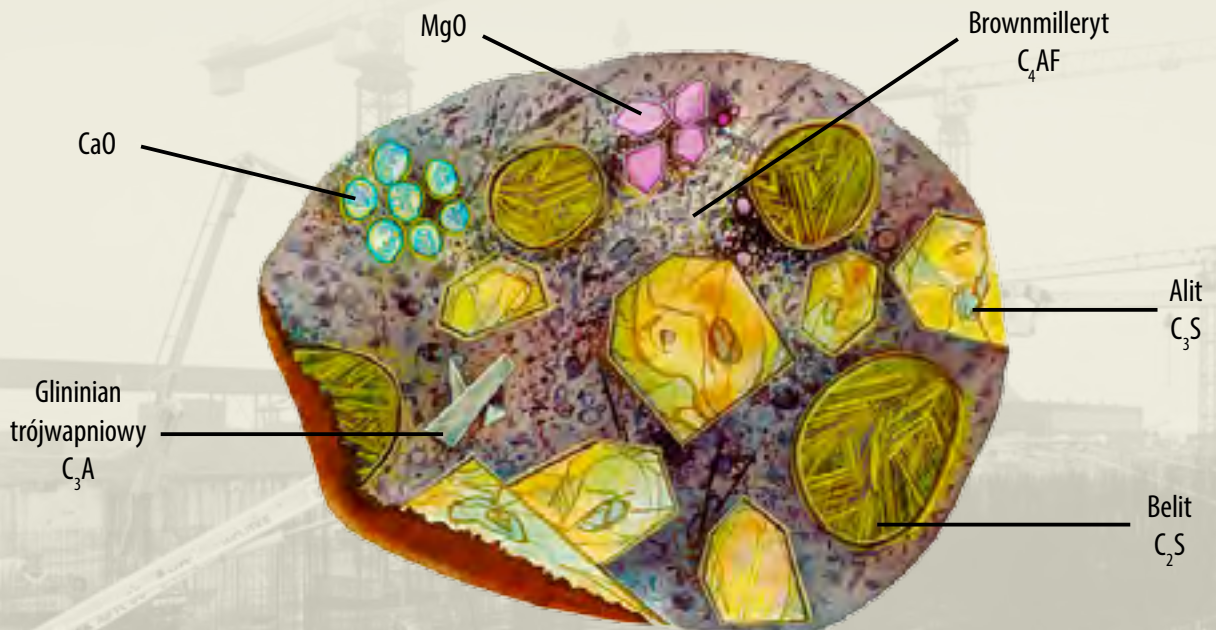
Rys. 2. Widok wnętrza pieca cementowego a) widok na surowiec, b) widok na palnik



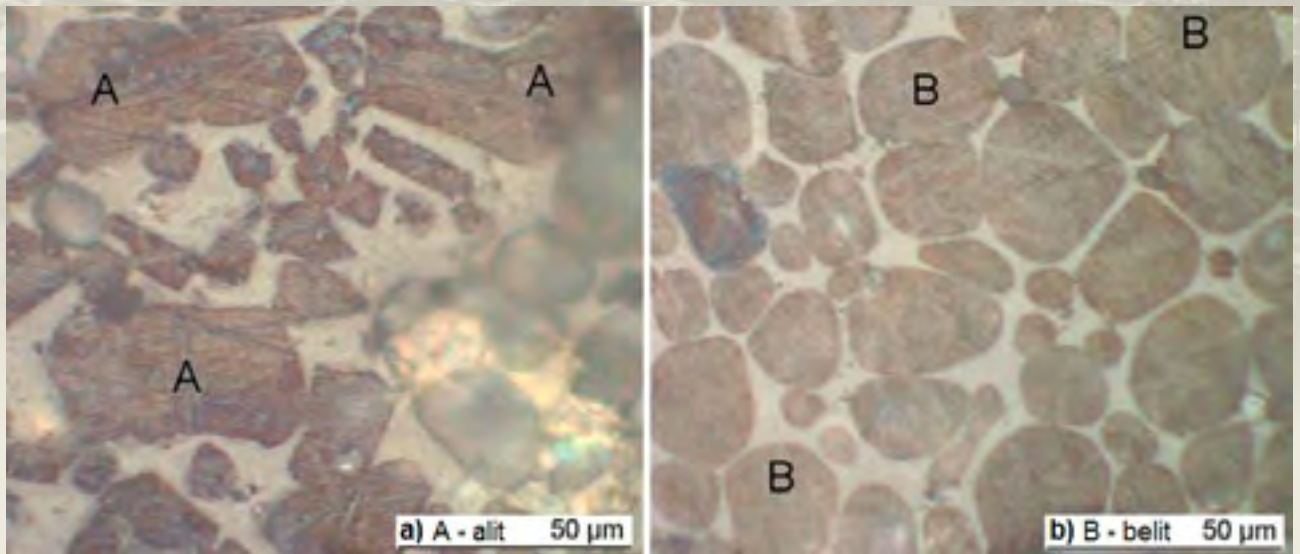
Wyposażenie	Filtr	Młyn surowca	Wymienniki	Podzewacz	Pre-kalcynator	Piec obrotowy	Chłodnik
Czas pozostawania gazów	ok. 15 s	ok. 2 s	ok. 10 s	ok. 10 s	ok. 3 s	ok. 10 s	ok. 1 s
Czas pozostawania surowca	60s-30min	30s-30min		ok. 50 s	ok. 5 s	ok. 30 min	ok. 30 min

Rys. 3. Temperatura gazów i czas przebywania materiału i gazów w piecu cementowym

Wypalony klinkier portlandzki, zawierający cztery podstawowe fazy klinkierowe (rys. 4, 5), nazwy i wzory chemiczne zamieszczono w tabeli 1.



Rys. 4. Obrazowe przedstawienie przekroju poprzecznego ziarna klinkieru portlandzkiego

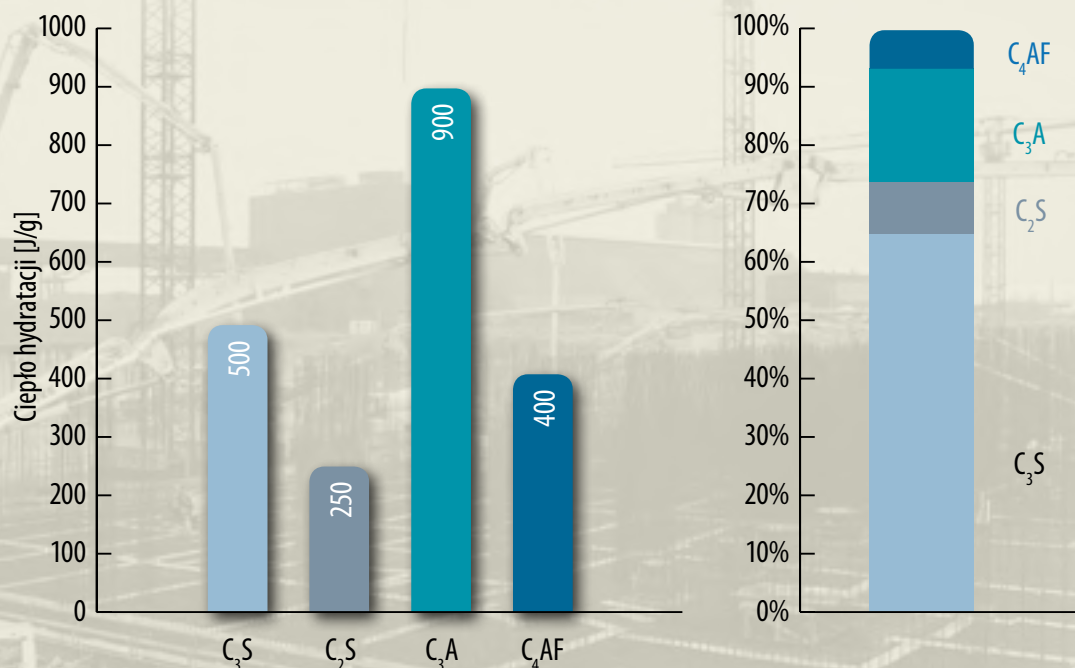


Rys. 5. Mikrostruktura ziarna klinkieru portlandzkiego a) wyraźnie ukształtowane kryształy alitu, b) zaokrąglone kryształy belitu (zdjęcia z mikroskopu optycznego)

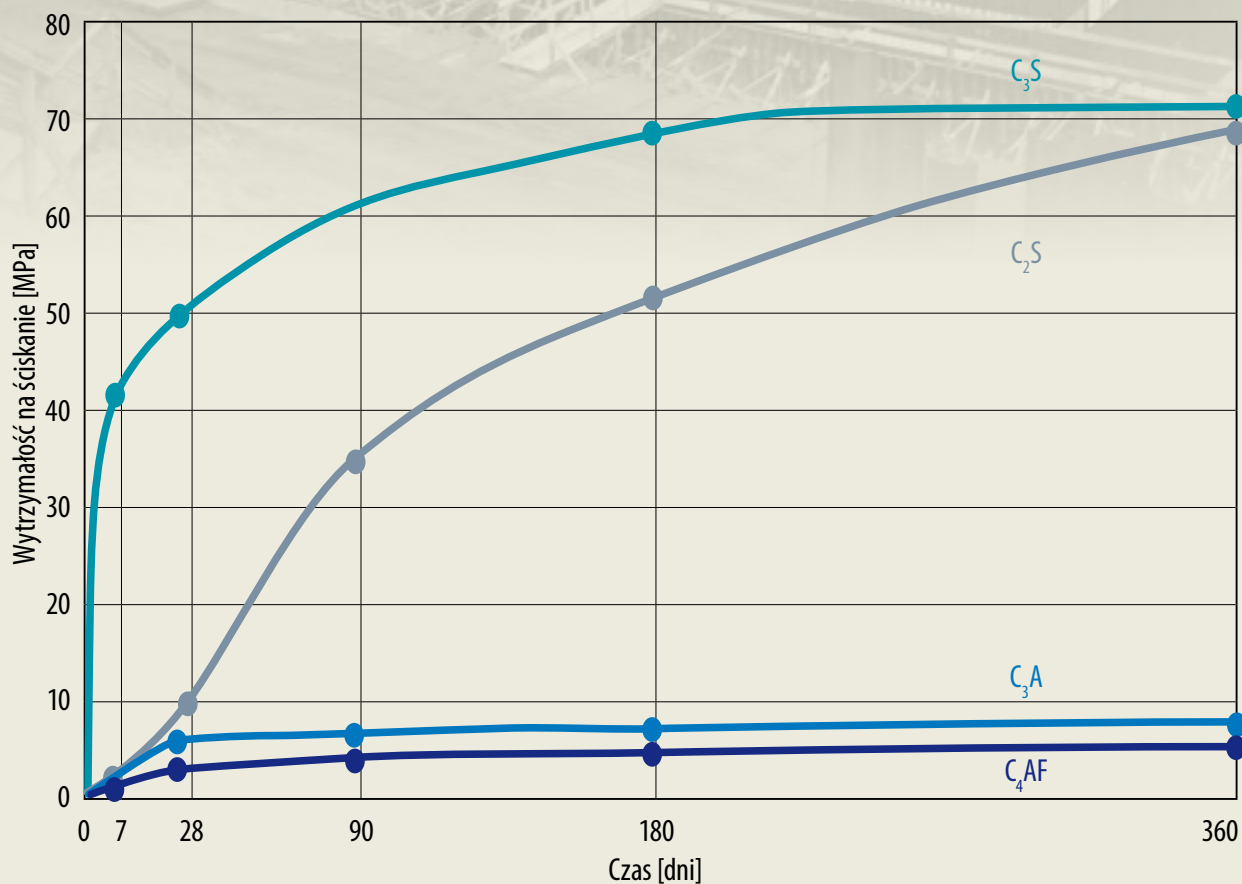
Tabela 1. Główne składniki mineralne (fazowe) klinkieru portlandzkiego.

Nazwa	Wzór chemiczny	Zapis skrótowy
Alit (krzemian trójwapniowy)	$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_3S
Belit (krzemian dwuwapniowy)	$2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_2S
Glinian trójwapniowy	$3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Brownmilleryt (żelazoglinian czterowapniowy)	$4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF
CaO - C, Al_2O_3 - A, SiO_2 - S, Fe_2O_3 - F		

Zawartość poszczególnych faz klinkierowych ma wpływ na przebieg procesu hydratacji. Reakcja cementu (klinkieru) z wodą ma charakter egzotermiczny, tzn. przebiega z wydzieleniem znacznych ilości ciepła. O wielkości sumarycznego efektu cieplnego decyduje udział alitu i glinianu trójwapiennego (rys. 6). Alit i belit są fazami odpowiadającymi za narastanie wytrzymałości (rys. 7). We wczesnym okresie hydratacji, z uwagi na wytrzymałość, kluczowa jest obecność alitu, o wytrzymałości w dłuższym okresie czasu decyduje z kolei zawartość belitu. W składzie klinkieru, w ilościach niewielkich lub śladowych, obecne mogą być także składniki mineralne, tj.: wolne wapno (CaO_w), peryklaz (MgO), siarczany alkaliczne (Na_2SO_4 , K_2SO_4).



Rys. 6. Wpływ poszczególnych faz klinkierowych na ciepło hydratacji



Rys. 7. Wpływ poszczególnych faz klinkierowych na wytrzymałość na ściskanie

Klinkier, po ostudzeniu, mieli się w młynie kulowym lub pionowym, z dodatkiem, najczęściej gipsu ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), jako regulatora czasu wiązania, na bardzo drobny proszek. Produktem jest cement portlandzki CEM I.

Możliwe jest również wprowadzenie do składu cementu innych składników głównych, poza klinkierem portlandzkim, tj.:

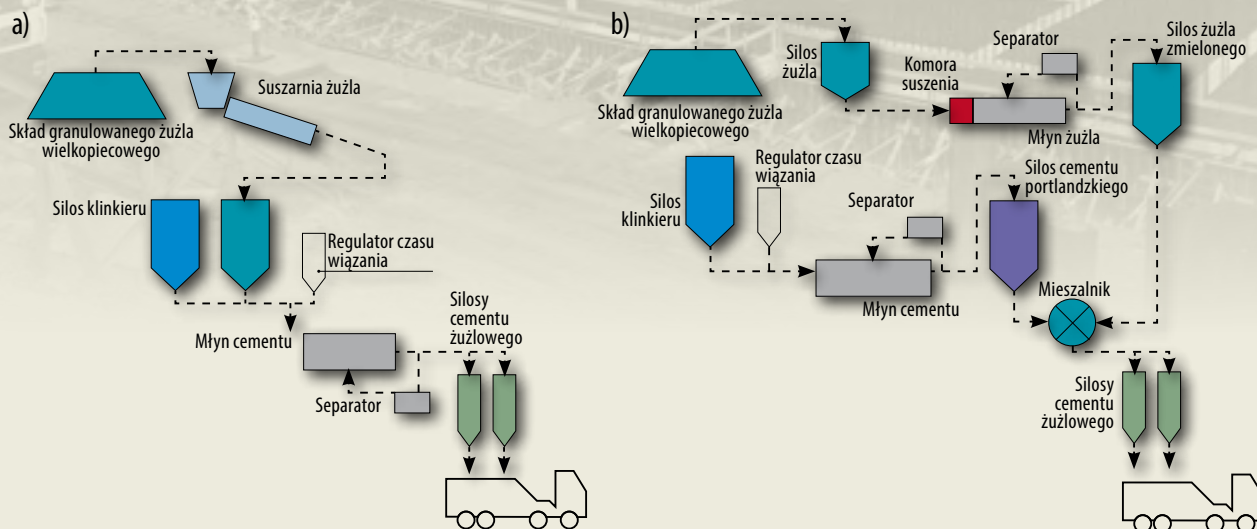
- granulowanego żużla wielkopieczowego,
- pucolany (naturalnej, naturalnej wypalanej),
- popiołów lotnych (krzemionkowych, wapiennych),
- łupka palonego,
- wapienia,
- pyłu krzemionkowego.

Produktem są cementy: portlandzkie wieloskładnikowe CEM II, hutnicze CEM IV, pucolanowe CEM IV lub wieloskładnikowe CEM V.

Cementy wieloskładnikowe można produkować dwiema metodami, przez wspólny przemiał lub mieszanie składników. Na rys. 8 przedstawiono schemat produkcji cementu zawierającego granulowany żużel wielkopieczowy jako składnik główny.



Końcowy produkt – cement – jest magazynowany w silosach cementowych, a następnie transportowany na stanowisko pakowania (do worków) lub wysyłany luzem (cementowozy, wagony kolejowe) do odbiorców końcowych.



Rys. 8. Schemat produkcji cementu żużlowego a) metoda wspólnego przemiału składników, b) w układzie susząco-mielącym z mieszalnikiem



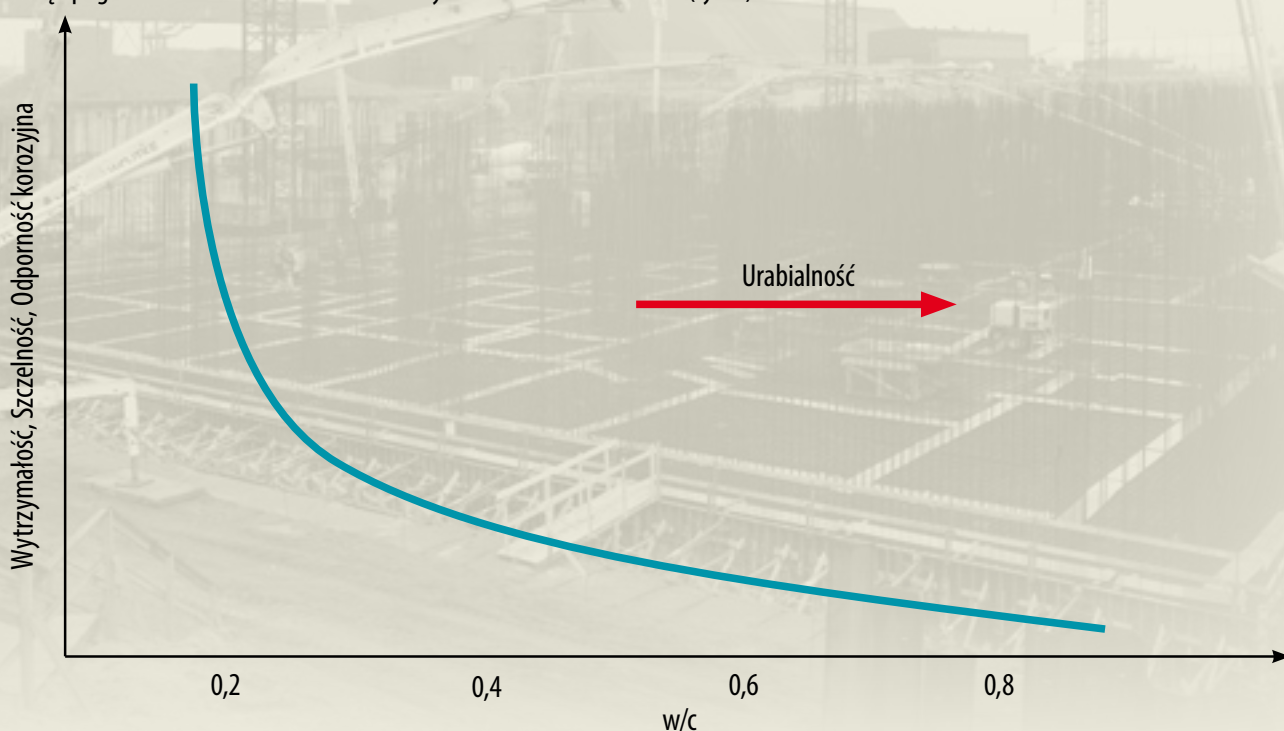
Rys. 9. Cementy workowane w ofercie Góraździe Cement S.A.

Stosowanie domieszek uplastyczniających (plastyfikatorów) i upłynniających (superplastyfikatorów) pozwala na uzyskanie właściwej konsystencji mieszanki betonowej. Konsystencja lub ciekłość mieszanki betonowej definiowana jest jako zdolność do odkształceń (rozpływu) pod wpływem obciążenia.

Konsystencja jest kluczową cechą technologiczną mieszanki betonowej, ponieważ wpływa na łatwość jej przemieszczania się w deskowaniu, a tym samym w znacznym stopniu decyduje o urabialności.

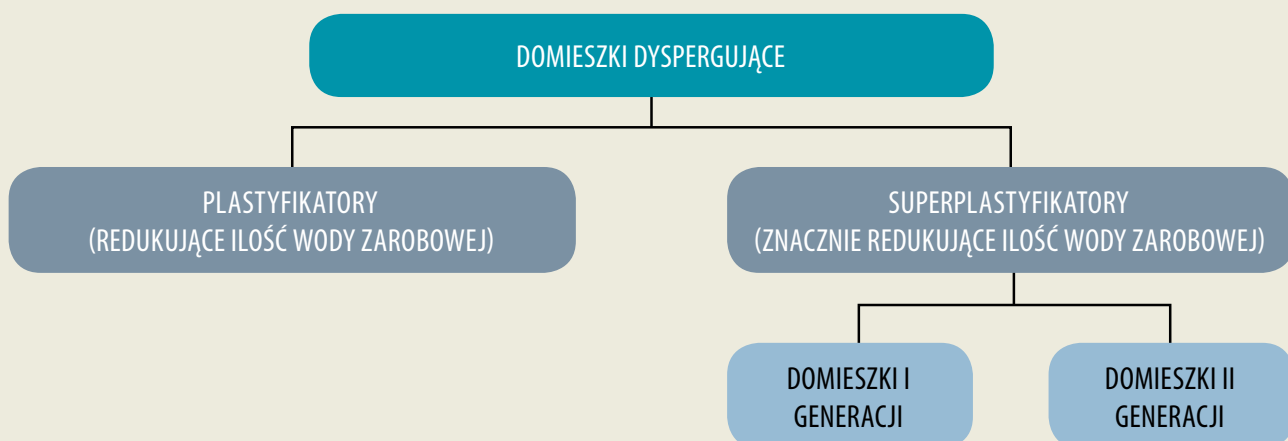
Urabialność nie jest mierzalną właściwością mieszanki betonowej, ale od niej zależy łatwość wymieszania składników mieszanki betonowej, zabudowy i wykończenia, przy zachowaniu jednorodności składu.

Duża powierzchnia właściwa (duża energia powierzchniowa) oraz różnoimienne ładunki obecne na ziarnach cementu powodują tworzenie się aglomeratów w zaczynie cementowym. Efektem czego jest spadek urabialności (oraz konsystencji) mieszanki betonowej. Wydawałoby się, że dodatek wody jest dobrym i skutecznym rozwiązaniem, należy jednak pamiętać, iż przy tej samej zawartości cementu w składzie mieszanki betonowej korekta konsystencji wodą spowoduje zwiększenie współczynnika wodno-cementowego, a więc pogorszenie właściwości mechanicznych oraz trwałości betonu (rys. 1).



Rys. 1. Wpływ w/c na właściwości mechaniczne, trwałość betonu oraz urabialność

W celu uzyskania mieszanki betonowej o odpowiedniej urabialności, z jednoczesnym zapewnieniem odpowiedniego poziomu wytrzymałości, należy zastosować w składzie związki dyspergujące (rys. 2), których głównym zadaniem będzie zapobieganie tworzeniu się aglomeratów ziaren cementu.



Rys. 2. Podział domieszek dyspergujących

Domieszki dyspergujące można podzielić na:

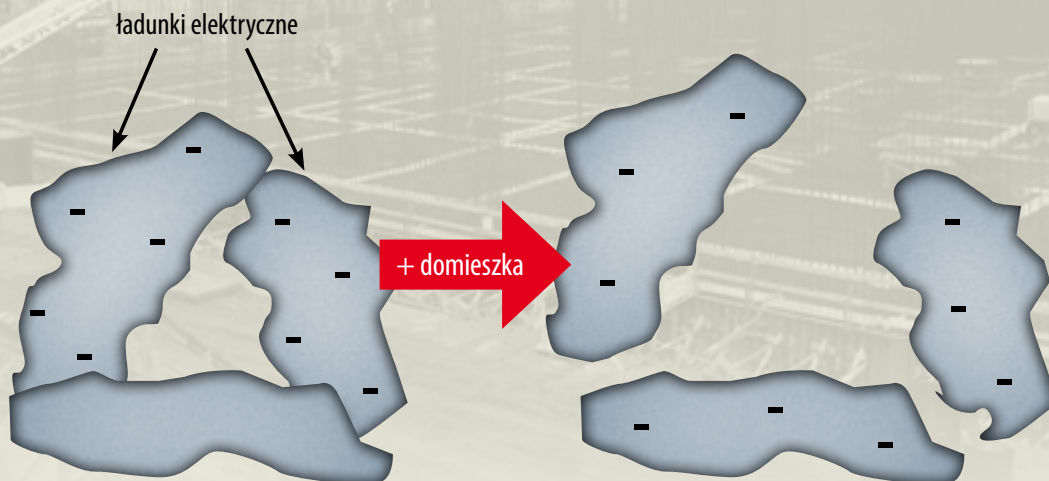
- plastyfikatory - domieszki redukujące ilość wody (uplastyczniające) – umożliwiające zmniejszenie zawartości wody (5÷12%) w danej mieszance betonowej bez wpływu na jej konsystencję lub które bez zmniejszania ilości wody powodują zwiększenie opadu stożka/rozpływu, lub wywołują oba te efekty jednocześnie,
- superplastyfikatory - domieszki znacznie redukujące ilość wody (upłynniające) – umożliwiają znaczne zmniejszenie zawartości wody (12÷40%) w danej mieszance betonowej bez wpływu na jej konsystencję, lub które bez zmniejszania ilości wody powoduje znaczne zwiększenie opadu stożka/rozpływu, lub wywołują oba te efekty jednocześnie.

Rozróżnić można cztery podstawowe mechanizmy dyspersji ziaren cementu:

- elektrostatyczny,
- hydrofilowy,
- smarny,
- steryczny.

MECHANIZM ELEKTROSTATYCZNY

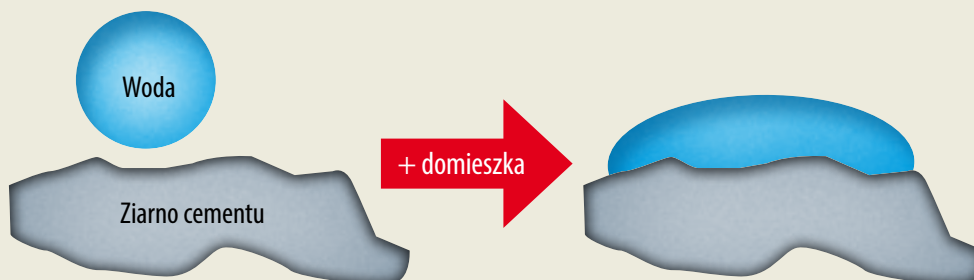
Odpychanie elektrostatyczne występuje podczas absorbowania się na ziarnach cementu cząsteczek domieszki o ujemnym ładunku. Utworzone na powierzchni jednoimienne ładunki powodują odpychanie się ziaren cementu rozbijają utworzone aglomeraty i zapobiegają powstawaniu nowych. Efektem jest poprawa konsystencji mieszanki betonowej (rys. 3).



Rys. 3. Elektrostatyczny mechanizm upłynniania mieszanki betonowej

MECHANIZM HYDROFILOWY

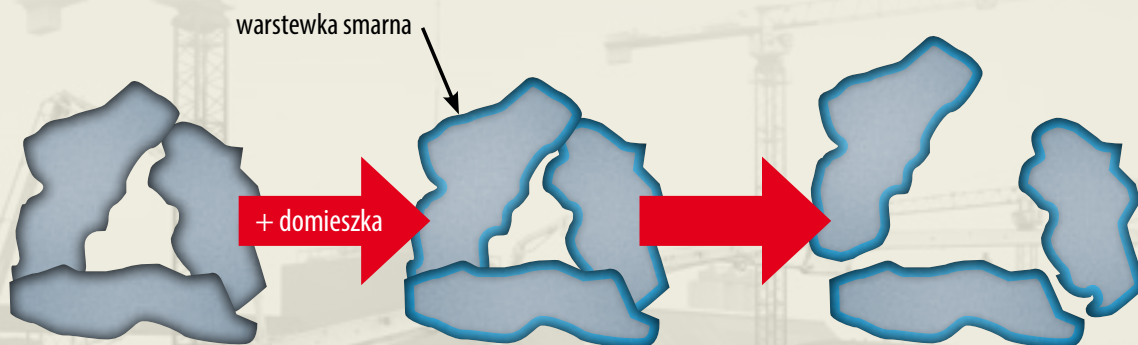
Mechanizm hydrofilowy dotyczy domieszek, które są związkami powierzchniowo czynnymi. Wynikiem ich działania jest spadek napięcia powierzchniowego na granicy woda-powierzchnia cementu (rys. 4). Ziarna cementu są lepiej zwilżane, poprawiona zostaje efektywność wykorzystania wody zarobowej. Dodatkowym utrudnieniem aglomeracji ziaren cementu jest utworzenie na powierzchni zorientowanych, dipolowych cząsteczek wody.



Rys. 4. Hydrofilowy mechanizm upłynniania mieszanki betonowej

MECHANIZM SMARNY

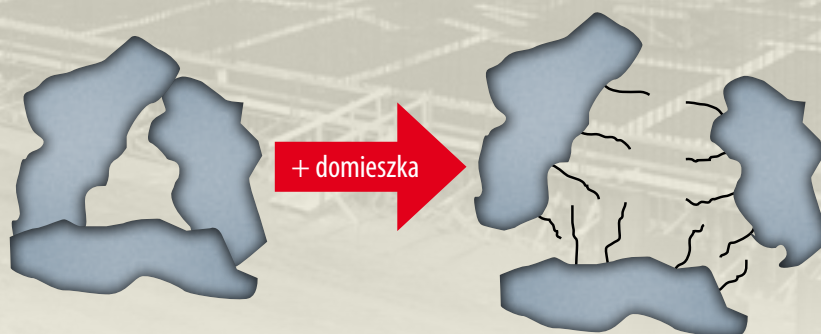
Domieszki chemiczne absorbując się na ziarnach cementu tworzą warstwy smarne, oddzielające poszczególne ziarna - stwarzają poślizg między cząsteczkami (rys. 5), zmniejszając tym samym tarcie wewnętrzne mieszanki betonowej.



Rys. 5. Mechanizm smarny upłynniania mieszanki betonowej

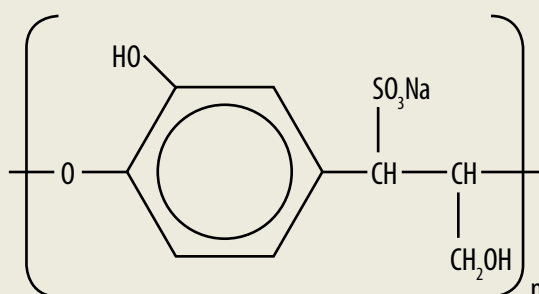
MECHANIZM STERYCZNY

Mechanizm steryczny występuje w przypadku domieszek chemicznych polimerowych II generacji. Jest dominującym efektem w przypadku polimerów o tzw. budowie grzebieniowej, które osadzają się na ziarnach cementu (rys. 6), uniemożliwiając utworzenie się aglomeratów. Mechanizm ten powoduje najefektywniejsze upłynnienie mieszanki betonowej.



Rys. 6. Steryczny mechanizm upłynniania mieszanki betonowej

Plastyfikatory to substancje organiczne, podstawową grupę stanowią domieszki na bazie soli kwasów lignosulfonianowych (wapnia, sodu, amonu) – produktu ubocznego z przemysłu papierniczego (rys. 7). Mechanizmem upłynnienia mieszanki betonowej jest efekt elektrostatyczny, rzadziej hydrofilowy. Działaniem ubocznym plastyfikatorów może być opóźnienie czasu wiązania oraz napowietrzenie mieszanki betonowej. Wymagania wobec domieszek plastyfikujących stawia norma PN-EN 934-2 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu - Część 2: Domieszki do betonu - Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie – tabela 1.



Rys. 7. Budowa chemiczna lignosulfonianu, LS [1]

Tabela 1. Wymagania normy PN-EN 934-2 dla domieszek uplastyczniających

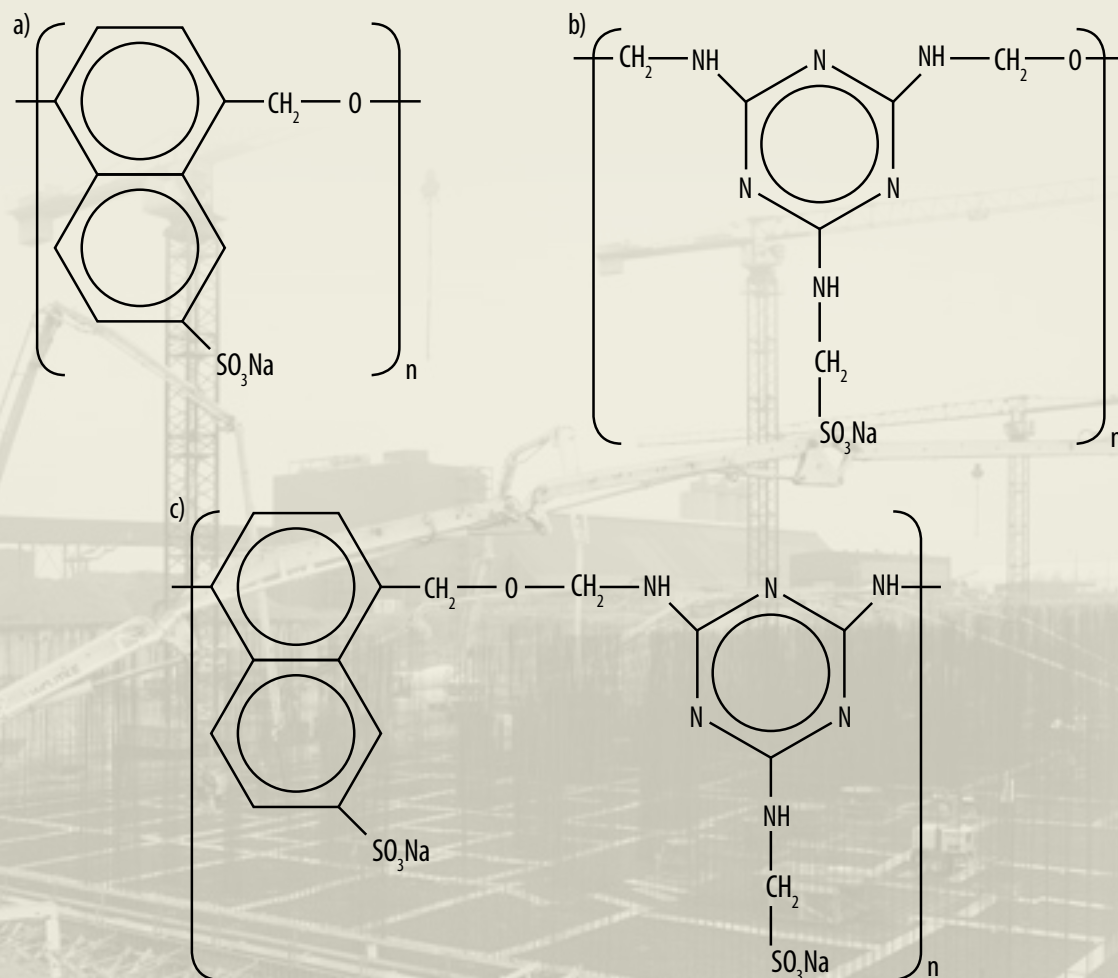
Wymaganie	Efekt działania
Zachowanie stałej konsystencji	Zmniejszenie ilości wody zarobowej w mieszance badanej $\geq 5\%$ w porównaniu z mieszanką kontrolną
	Wytrzymałość na ściskanie po 7 i 28 dniach betonu wykonanego z użyciem plastyfikatora powinna wynosić co najmniej 110% wytrzymałości betonu kontrolnego
	Objętościowa zawartość powietrza w mieszance modyfikowanej może być maksymalnie 2% większa w stosunku do mieszanki kontrolnej

Superplastyfikatory to grupa domieszek chemicznych cechująca się silnym upłynnieniem mieszanki betonowej. Można podzielić je na domieszki I i II generacji, różniące się między sobą budową strukturalną, a co za tym idzie – efektem działania. Wymagania wobec domieszek upłynniających stawia norma PN-EN 934-2 – tabela 2.

Tabela 2. Wymagania normy PN-EN 934-2 dla domieszek upłynniających

Wymaganie	Efekt działania
Zachowanie stałej konsystencji	Zmniejszenie ilości wody zarobowej w mieszance badanej $\geq 12\%$ w porównaniu z mieszanką kontrolną
	Wytrzymałość na ściskanie betonu badanego po 1 dniu $\geq 140\%$ wytrzymałości betonu kontrolnego
	Objętościowa zawartość powietrza w mieszance modyfikowanej może być maksymalnie 2 % większa w stosunku do mieszanki kontrolnej
Zachowanie stałego współczynnika w/c	Zwiększenie opadu stożka ≥ 120 mm od początkowego 30 ± 10 mm Zwiększenie rozplwy ≥ 160 mm od początkowego 350 ± 20 mm
	Po 30 min od dodania domieszki konsystencja mieszanki badanej nie powinna zmniejszyć się poniżej wartość początkowej konsystencji mieszanki kontrolnej
	Wytrzymałość na ściskanie betonu badanego po 28 dniach nie mniejsza niż 90 % betonu kontrolnego
	Objętościowa zawartość powietrza w mieszance modyfikowanej może być maksymalnie 2 % większa w stosunku do mieszanki kontrolnej

Do superplastyfikatorów I generacji zalicza się domieszki chemiczne zbudowane w oparciu o sulfonowane żywice naftalenowo-formaldehydowe (SNF), sulfonowane żywice melamino-formaldehydowe (SMF) lub sulfonowane żywice melamino-naftalenowo-formaldehydowe (rys. 8). Podstawowym mechanizmem działania jest odpychanie elektrostatyczne jak w przypadku plastyfikatorów, jednak ich działanie jest bardziej efektywne. Wynika to z faktu, iż domieszki te są produktami syntezowanymi przemysłowo, posiadają mniej zanieczyszczeń.



Rys. 8. Budowa chemiczna a) sulfonowana żywica naftalenowo-formaldehydowa (SNF), b) sulfonowana żywica melamino-formaldehydowa (SMF), c) sulfonowana żywica melamino-naftalenowo-formaldehydowa

Superplastyfikatory II generacji to najnowsza grupa domieszek uplastyczniających. Bazą surowcową są pochodne polikarboksylianów (PC), składają się z głównego łańcucha polikarboksylianowego, do którego dołączane są podstawniki (łańcuchy boczne) posiadające steryczny mechanizm działania – rys. 9 i 10.

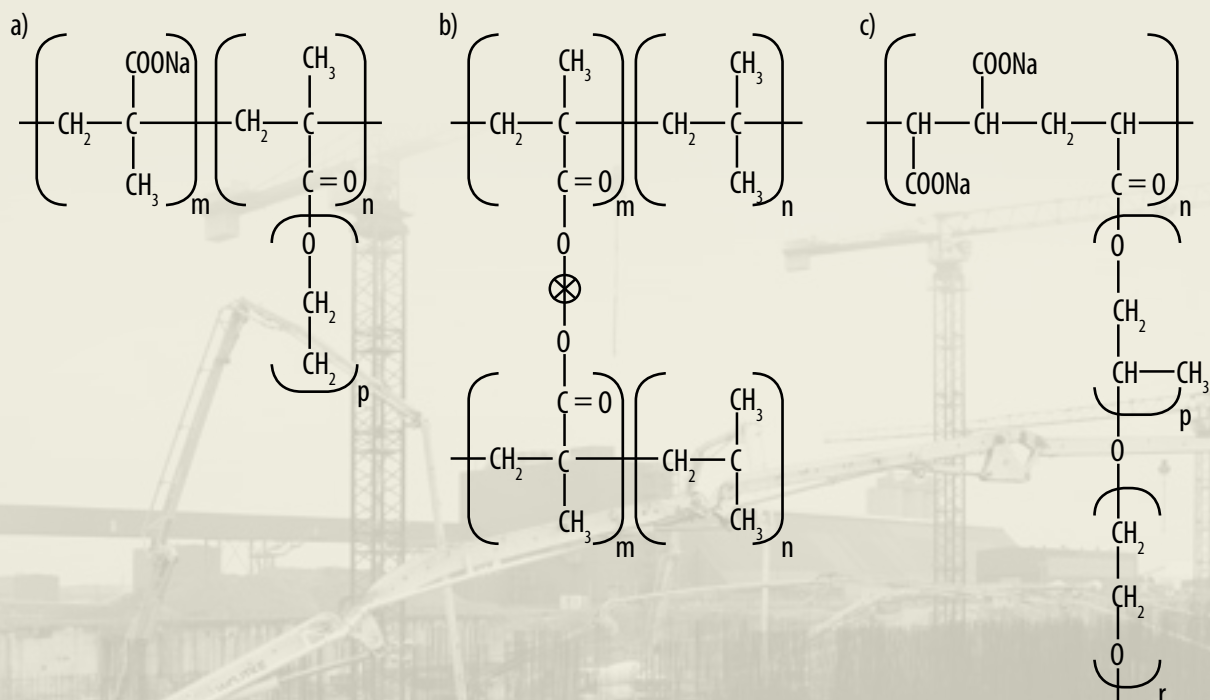
SUPERPLASTYFIKATORY II GENERACJI

KOPOLIMERY KWASU AKRYLOWEGO
Z AKRYLANAMI CAE

SIECIOWANE ŻYWICE AKRYLOWE
CLAP

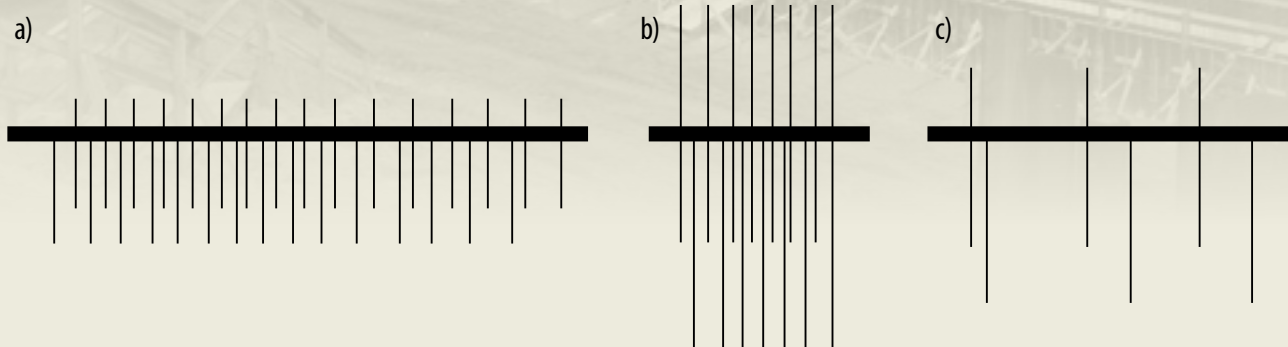
POLIETERY KARBOKSYLOWE
PCE

Rys. 9. Podział superplastyfikatorów II generacji z uwagi na łańcuchy boczne



Rys. 10 Budowa chemiczna domieszek upłynniających II generacji [1] a) kopolimer kwasu akrylowego z akrylanami CAE, b) sieciowana żywica akrylowe CLAP, c) polieter karboksylowy PCE

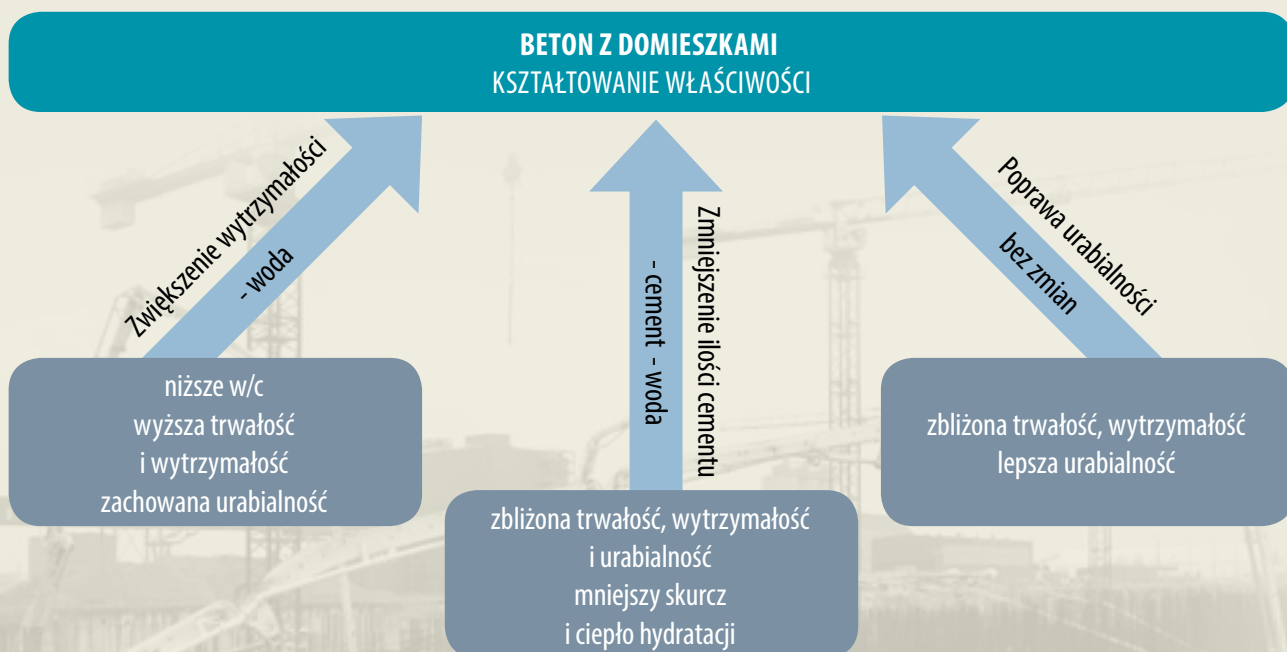
Wpływ na efektywność działania domieszki z grupy superplastyfikatorów II generacji ma budowa łańcucha polimerowego (rys. 11). Polimery posiadające długi główny łańcuch z podstawnikami o krótkim łańcuchu powodują nieznaczne upłynnienie oraz krótkie utrzymanie konsystencji (rys. 11a). Polimery o krótkich głównych łańcuchach, oraz długich bocznych skutkują silnym upłynnieniem mieszanki betonowej (rys. 11b,c). Częstość występowania łańcuchów bocznych wpływa na utrzymanie konsystencji w czasie – im częstość wyższa tym dłuższy efekt upłynnienia.



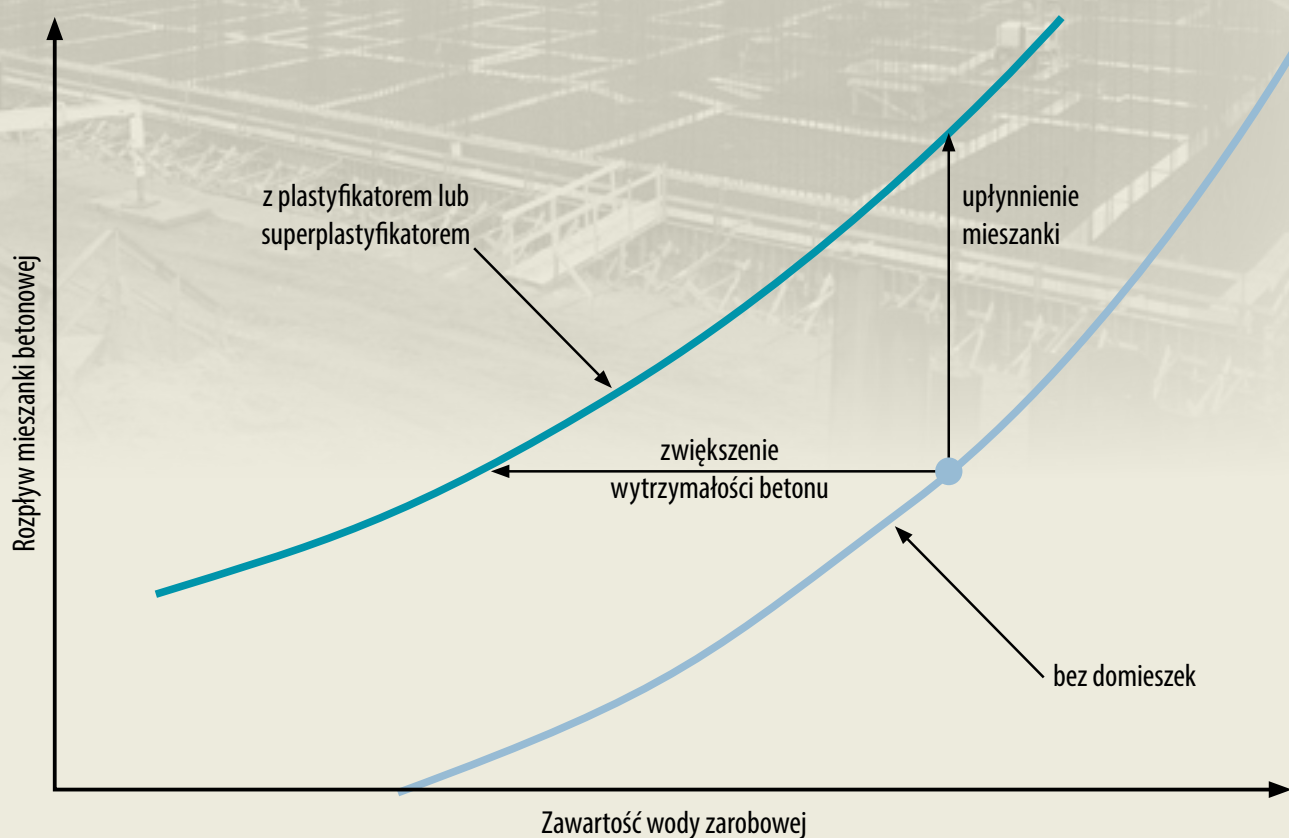
Rys. 11 Rodzaje łańcuchów domieszek polimerowych

Z praktycznego punktu widzenia, rezultaty stosowania domieszek upłynniających mogą być trojakiemu rodzaju (rys. 12):

- zwiększenie ciekłości mieszanki, co prowadzi do poprawy jej urabialności, bez zwiększania zawartości wody zarobowej (rys. 13),
- zwiększenie wytrzymałości i trwałości betonu, poprzez ograniczenie porowatości w wyniku zmniejszenia zawartości wody zarobowej (obniżenie współczynnika w/c),
- zmniejszenie ilości wydzielanego ciepła, w wyniku zmniejszenia zużycia cementu (nawet 10÷20%), bez obniżania wytrzymałości betonu.



Rys. 12. Efekty stosowania domieszek upłynniających



Rys. 13. Poglądowe przedstawienie wpływu domieszek upłynniających i uplastyczniających na właściwości mieszanki betonowej

Stosowanie domieszek uplastyczniających i upłynniających pozwala na korzystne modyfikowanie właściwości mieszanki betonowej i betonu stwardniałego. Możliwe jest projektowanie konstrukcji betonowych o wysokiej wytrzymałości, odporności na działanie środowiska i walorach architektonicznych oraz wykonanie tych konstrukcji w trudnych warunkach technicznych. Główne korzyści techniczne wynikające ze stosowania domieszek przedstawiono na rys. 14.

**KORZYŚCI TECHNICZNE
STOSOWANIA DOMIESZEK
REOLOGICZNYCH**

produkcja mieszanek o zwiększonej urabialności znacząco ułatwia proces wykonania konstrukcji oraz zmniejsza pracochłonność i energochłonność, nie wpływając przy tym na cechy techniczne betonu

produkcja urabialnych mieszanek o obniżonej zawartości wody i niskim współczynniku w/c umożliwia wdrożenie do praktycznego stosowania nowych generacji betonów – wysokiej wytrzymałości, wysokowartościowych, samozagęszczalnych, itp.

produkcja urabialnych mieszanek o niskiej zawartości cementu pozwala ograniczyć skurcz betonu i ilość wydzielanego ciepła, przez co możliwe jest wykonywanie betonowych konstrukcji maywnych

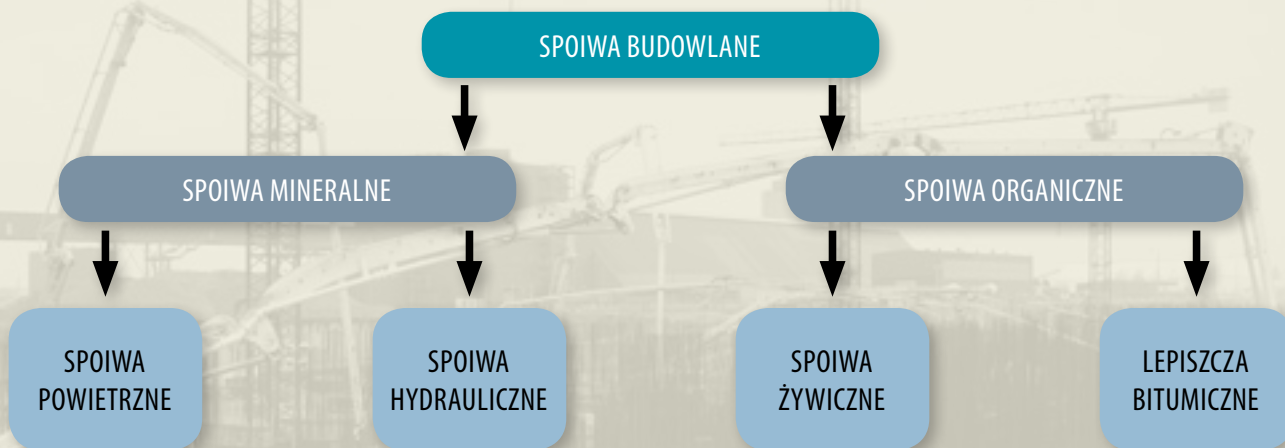
Rys. 14. Korzyści techniczne wynikające ze stosowania domieszek upłynniających i uplastyczniających



Spoiwo budowlane, to materiał wiążący, substancja organiczna lub nieorganiczna rozmieszczona pomiędzy ziarnami kruszywa, powodująca związanie składników.

Spoiwa budowlane można podzielić na mineralne i organiczne (rys. 1). W zależności od mechanizmu działania rozróżnia się:

- spoiwa – wiążące w wyniku reakcji chemicznej,
- lepiszcza – wiążące w wyniku przemiany fizycznej, np. krzepnięcia lub odparowania rozpuszczalnika,
- żywice - utwardzane według reakcji polimeryzacji bez wydzielania produktu ubocznego lub według reakcji polikondensacji z wydzieleniem produktu ubocznego, np. wody.

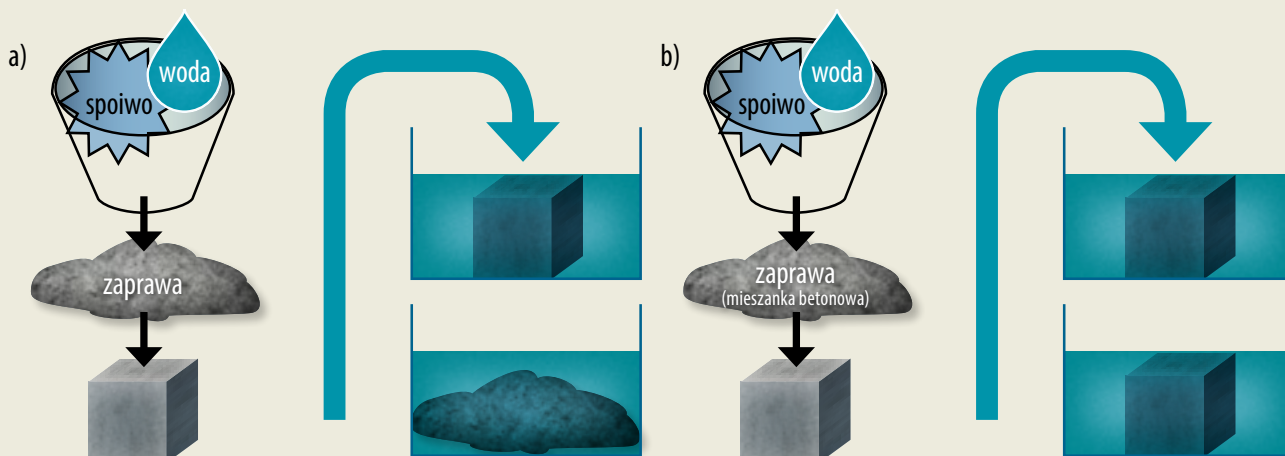


Rys.1. Klasyfikacja spoiw budowlanych

Spoiwa mineralne wytwarzane są przez wypalenie surowców skalnych i sproszkowanie (przemiał) uzyskanych spieków (tabela 1), które po wymieszaniu z wodą, na skutek reakcji chemicznych, wiążą i twardnieją. Proces wiązania i twardnienia spoiw mineralnych, zachodzący w wyniku reakcji chemicznych jest nieodwracalny. Ze względu na zachowanie się stwardniałych kompozytów (zaczynu, zaprawy, betonu) w środowisku wodnym, rozróżnia się spoiwa powietrzne i spoiwa hydrauliczne (rys. 2).

Tabela 1. Klasyfikacja spoiw według głównych składników surowcowych

Spoiwa budowlane	Surowce
Spoiwa wapienne	Wapień (CaCO_3)
Spoiwa gipsowe	Kamień gipsowy ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), anhydryt, gipsy z odsiarczania
Spoiwa cementowe	Wapienie, gliny, margle, kreda, surowce żelazonośne, żużle wielkopiecowe, popioły lotne, łupki przywęglowe



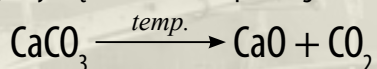
Rys. 2. Trwałość spoiw mineralnych w środowisku wodnym, a) spoiwa powietrzne, b) spoiwa hydrauliczne

SPOIWA POWIETRZNE

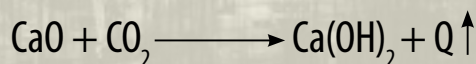
Spoiva powietrzne po zarobieniu wodą wiążą, twardnieją i osiągają właściwe cechy wytrzymałościowe tylko na powietrzu, mają niską odporność na działanie wody, tracą spoiwość, mięknią i ulegają zniszczeniu. Najczęściej stosowane spoiva powietrzne to:

- wapno budowlane składające się głównie z wodorotlenku wapnia, wyróżnia się:
 - wapno wapniowe (CL) – gaszone (hydratyzowane) lub palone,
 - wapno dolomitowe (DL),
- spoiva gipsowe, podstawowym składnikiem jest siarczan (VI) wapnia o różnym stopniu uwodnienia (gips budowlany, gips szpachlowy, klej gipsowy, tynki gipsowe),
- spoiva anhydrytowe, produkowane na bazie bezwodnego siarczanu wapnia z dodatkiem aktywatora (przyspiesza proces wiązania) lub ekspandora (zwiększa objętość tężącego zaczynu), ewentualnie z dodatkiem wypełniaczy. Do tej grupy spoiw zaliczamy także estrichgips (mieszanka CaSO_4 i 2-3% CaO).

Budowlane wapno niegaszone (CaO), otrzymuje się z kamienia wapiennego (CaCO_3), wypalanego w temperaturze $950 \div 1050^\circ\text{C}$. Podczas wypalania zachodzi reakcja (1):



Wapno w bryłach jest stosowane do otrzymywania **wapna gaszonego** (ciasta wapiennego). Gaszenie wapna polega na reakcji chemicznej tlenku wapnia (CaO) z wodą (w nadmiarze), wskutek czego, zgodnie z reakcją (2), powstaje wodorotlenek wapnia [Ca(OH)_2]:



Czas gaszenia wapna wynosi $10 \div 30$ min, ze względu na to, że jest to reakcja silnie egzotermiczna temperatura gaszenia powinna przekraczać 60°C .

Spoiva wapienne (wapno budowlane) stosuje się do:

- budowy murów nadziemnych podlegających naprężeniom do $0,6\text{MPa}$,
- zapraw w miejscach o dostatecznym dopływie CO_2 , zabezpieczonych przed wilgocią (nie można ich stosować do fundamentów poniżej poziomu wody gruntowej),
- wypraw zewnętrznych i wewnętrznych budynków mieszkalnych i przemysłowych,
- produkcji pustaków i bloków ściennych – jako dodatek do cementu,
- produkcji pustaków stropowych – jako dodatek do cementu,
- produkcji autoklawizowanej cegły wapienno-piaskowej,
- produkcji wyrobów z autoklawizowanych betonów komórkowych,
- jako dodatek poprawiający urabialność zapraw cementowych.

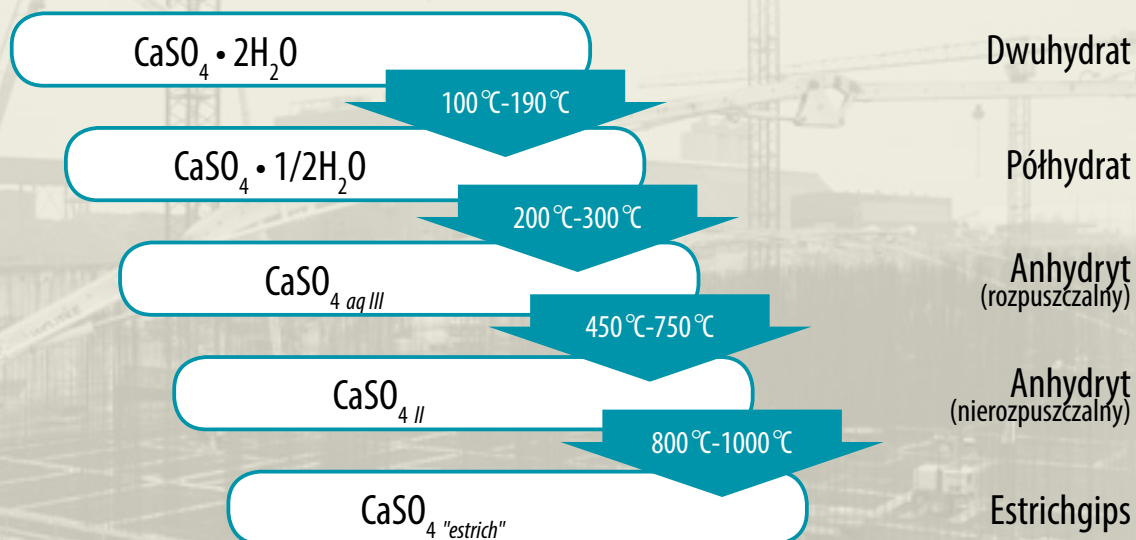
Produkcja **spoiw gipsowych** polega głównie na obróbce termicznej kamienia gipsowego (rys. 3) lub gips z instalacji odsiarczania spalin (metodą mokrą wapieniową) w różnego rodzaju prażakach, piecach obrotowych, kalcynatorach i urządzeniach mieląco-prażalniczych. Temperatura prażenia surowców w procesie produkcji gipsu budowlanego ($\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$) wynosi $160 \div 180^\circ\text{C}$ (rys. 4).



Rys. 3. Kamień gipsowy

Budowlane spoiwa gipsowe są przeznaczone do:

- bezpośredniego stosowania na budowie,
- dalszego przetwarzania na:
 - wyroby sypkie, jak kleje lub mieszanki gipsowe,
 - spoiwo do podkładów gipsowych,
 - zaprawy gipsowe,
 - płyty (gipsowe, gipsowo-kartonowe, warstwowe gipsowo-kartonowe oraz do robót wykończeniowych).



Rys. 4. Otrzymywanie spoiw gipsowych

Podstawowym składnikiem **spoiwa anhydrytowego** jest bezwodny siarczan wapnia CaSO_4 . Spoiwo anhydrytowe otrzymuje się w wyniku wypalania kamienia gipsowego w temperaturze $600\div 700^\circ\text{C}$ (rys. 4) lub przeróbki anhydrytu naturalnego (rys. 5) i zmieleniu go z aktywatorami. Sam bezwodny siarczan wapnia nie wykazuje właściwości wiążących, staje się spoiwem dopiero po zmieleniu i zaktywizowaniu dodatkami (tlenki alkaliczne, tlenek magnezowy, wapno palone i hydratyzowane, siarczany, cement portlandzki). Estrichgips otrzymywany jest najczęściej z wypalania kamienia gipsowego, rzadziej anhydrytu, w temperaturze $800^\circ\text{C}\div 1000^\circ\text{C}$ (rys. 4).



Rys. 5. Kryształy naturalnego anhydrytu

SPOIWA HYDRAULICZNE

Spoiva hydrauliczne po zmieszaniu z wodą wiążą i twardnieją w wyniku reakcji i procesów hydratacji i po stwardnieniu pozostają wytrzymałe i trwałe także pod wodą. Zalicza się do nich:

- cement powszechnego użytku,
- wapno hydrauliczne, cement romański,
- cement murarski.

Cementy powszechnego użytku otrzymuje się w cementowniach z surowców mineralnych (margiel lub wapień i glina) wypalonych na klinkier portlandzki w piecu cementowym, który następnie mieli się z gipsem (regulatorem czasu wiązania) i innymi składnikami głównymi (tabela 3), np. popiołem lotnym (V), granulowanym żużlem wielkopieczowym (S), wapieniem (L, LL). Wyróżnia się 5 głównych rodzajów cementów powszechnego użytku (tabela 4).

Tabela 3. Składniki główne cementów powszechnego użytku wg PN-EN 197-1

Nazwa		Oznaczenie
Klinkier cementu portlandzkiego		K
Granulowany żużel wielkopieczowy		S
Pucolana	naturalna	P
	naturalna wypalana	Q
Popiół lotny	krzemionkowy	V
	wapienny	W
Łupek palony		T
Wapień (kamień wapienny)		L, LL
Pył krzemionkowy		D

Tabela 4. Rodzaje cementów powszechnego użytku wg PN-EN 197-1

Nazwa cementu	Oznaczenie wg PN-EN 197-1	Składnik	Zawartość składników nieklinkierowych [%]
cement portlandzki	CEM I	-	-
cement portlandzki wieloskładnikowy ^c	CEM II/A CEM II/B	wszystkie	6 – 20 ^{a,b} 21 – 35
cement hutniczy	CEM III/A CEM III/B CEM III/C	S	36 – 65 66 – 80 81 – 95
cement pucolanowy ^c	CEM IV/A CEM IV/B	D, P, Q, V, W	11 – 35 36 – 55
cement wieloskładnikowy ^c	CEM V/A CEM V/B	S + P, Q, V	36 – 60 62 – 80

a Udział pyłu krzemionkowego ograniczony jest do 10%

b Ilość dodatków mineralnych dla CEM II/A-M wynosi 12-20%

c Dla CEM II/A,B –M oraz pozostałych cementów składniki inne niż klinkier należy deklarować poprzez oznaczenie cementu

Wapno hydrauliczne otrzymuje się przez wypalenie wapieni marglistych lub margli, a następnie zgaszenie na sucho (ograniczoną ilością wody) i aktywację przez przemiał. Wapno o właściwościach hydraulicznych, odpowiednio zarobione i zmieszane z kruszywem i wodą, tworzy zaprawę lub beton, który zachowuje urabialność wystarczająco długo i po określonym terminie osiąga określoną wytrzymałość, a także długotrwałą stałość objętości.

Wyróżnia się następujące rodzaje wapna hydraulicznego:

- wapno hydrauliczne naturalne (NHL) otrzymywane przez wypalenie ilastego lub krzemionkowego kamienia wapiennego (łącznie z kredą), sproszkowane w procesie gaszenia, mielone lub niemielone, właściwości hydrauliczne wynikają wyłącznie ze szczególnego składu chemicznego surowca naturalnego, dopuszcza się zawartość aktywatorów mielenia do 0,1% (wapno NHL nie zawiera żadnych innych dodatków),
- wapno według przepisu (FL) jest to wapno hydrauliczne naturalne, składające się głównie z wapna powietrznego (CL) i/lub wapna hydraulicznego naturalnego z dodatkiem materiału hydraulicznego i/lub pucolanowego,
- wapno hydrauliczne (HL), wytwarzane przez mieszanie odpowiednich surowców, tzn. zawiera wapno i inne materiały, takie jak: cement, żużel wielkopiecowy, popiół lotny, wypełniacz z kamienia wapiennego i inne przydatne materiały.

Z wapna hydraulicznego sporządza się zaprawy do murów fundamentowych oraz zaprawy zastępujące zaprawy wapienno-cementowe i betony niskich marek.

Cement romański otrzymywany jest z margli lub wapieni marglistych zawierających od 6 do 20% domieszek gliniastych lub wapieni krzemiankowych przez wypalenie ich w temperaturze od 900 do 1100 °C oraz przez zgaszenie na sucho i zmielenie. Ma barwę szarą lub żółtawą. Stosowany jako materiał budowlany do zapraw murarskich, do murów fundamentowych i tynków narażonych na zawilgocenie (ze względu na odporność na działanie wody), do betonów o niewielkiej wytrzymałości i do farb wapiennych. Obecnie cement romański służy głównie do renowacji i konserwacji wypraw tynkarskich i sztukaterii zachowanych na oryginalnych fasadach zabytkowych budynków.

Cement murarski otrzymywany w sposób analogiczny, jak cementy powszechnego użytku, powinien składać się z klinkieru portlandzkiego, składników nieorganicznych (naturalnych materiałów mineralnych, wapna budowlanego, pigmentów, itp.) oraz ewentualnych dodatków, siarczan wapnia stosowany jest jako regulator czasu wiązania. Cement murarski w połączeniu z piaskiem i wodą, tworzy zaprawę murarską odpowiednią do stosowania jako obrzutka, do tynkowania i prac murarskich. Nie może być stosowany w składzie betonu.

Tabela 5. Rodzaje i skład cementów murarskich wg PN-EN 413-1

Rodzaj cementu murarskiego	Zawartość klinkieru portlandzkiego [%]
MC 5	≥ 25
MC 12,5 MC 12,5 X MC 22,5 X	≥ 40



A close-up photograph of a concrete surface, showing a rough, granular texture with various shades of gray and brown. The surface appears to be freshly poured or finished, with some small pits and irregularities. The lighting is even, highlighting the texture of the material.

B MIESZANKA BETONOWA

Problem prowadzenia robót monolitycznych (betonowania) w warunkach obniżonej temperatury pojawia się wraz z nadejściem okresu jesienno-zimowego. Za warunki obniżonej temperatury zgodnie z wytycznymi zawartymi w instrukcji ITB nr 282/2011, uznaje się czas, gdy średnia temperatura dobowa jest niższa niż 10°C. Najwięcej problemów przysparza jednak okres ujemnych temperatur. Betonowania nie powinno się prowadzić, gdy temperatura otoczenia spadnie poniżej -15°C. Wielu inwestorów i wykonawców nie jest świadomych ryzyka, jakie niesie za sobą nieodpowiednie przygotowanie do prowadzenia robót monolitycznych w warunkach zimowych.

Najbardziej narażony na negatywne oddziaływanie ujemnych temperatur jest młody beton.

GŁÓWNYMI ZAGROŻENIAMI W OKRESIE OBNIŻONYCH TEMPERATUR SĄ:

- ▶ **SPOWOLNIENIE PROCESÓW WIĄZANIA I TWARDNIENIA BETONU – NISKA TEMPERATURA SPOWALNIA PRZEBIEG PROCESU HYDRATAcji CEMENTU, WYDŁUŻENIU ULEGA CZAS WIĄZANIA CEMENTU, PRZEZ CO OPÓŹNIA SIĘ PROCES NARASTANIA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU W KONSTRUKCJI. W BARDZO NISKICH TEMPERATURACH MOŻE NASTĄPIĆ CAŁKOWITE ZATRZYMANIE PROCESU HYDRATAcji,**
- ▶ **USZKODZENIE POWSTAŁEJ MIKROSTRUKTURY BETONU PRZEZ ZAMARZAJĄCĄ WODĘ – ZWIĘKSZAJĄCA SWOJĄ OBJĘTOŚĆ ZAMARZAJĄCA WODA ROZRYWA SŁABE WIĄZANIA POWSTAJĄCE W POCZĄTKOWYM OKRESIE PROCESU HYDRATAcji, POWODUJĄC ZNISZCZENIE STRUKTURY MŁODEGO BETONU, PRZEZ CO STWARDNIAŁY BETON CHARAKTERYZUJE SIĘ OBNIŻONĄ WYTRZYMAŁOŚCIĄ I TRWAŁOŚCIĄ.**

Aby zapewnić skuteczną ochronę przed niską temperaturą konieczne jest wcześniejsze przygotowanie odpowiedniej receptury mieszanki betonowej (rodzaj i ilość cementu, odpowiedni dobór domieszek chemicznych oraz dodatków, wielkość współczynnika w/c). Należy ponadto odpowiednio zaplanować harmonogram realizacji (przebieg robót budowlanych), z uwzględnieniem wytycznych dla sposobu układania mieszanki betonowej oraz pielęgnacji betonu po wbudowaniu.

Wg normy PN-EN 206:2014 "Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność" temperatura mieszanki betonowej podczas zabudowy nie powinna być niższa niż 5°C (rys. 1). Zachowanie temperatury mieszanki na poziomie powyżej 5°C pozwala uniknąć ryzyka zamarznięcia wody w mieszance. Niemniej ważne jest uzyskanie przez młody beton minimalnej wytrzymałości na ściskanie, zanim ulegnie on pierwszemu zamarznięciu. Naprężenia powstające wskutek zwiększania objętości przez zamarzającą wodę mają charakter naprężeń rozciągających. Gdy ich wartość przekroczy granicę wytrzymałości matrycy cementowej, dochodzi do rozerwania powstałych wiązań.



Rys. 1. Minimalna temperatura mieszanki betonowej

Odporność betonu na tego typu oddziaływania można podzielić na dwie grupy:

1. odporność pełną – beton narażony na bezpośrednie działanie czynników zewnętrznych (opady deszczu, śnieg, ujemna temperatura) powinien przed pierwszym zamarznięciem osiągnąć wytrzymałość co najmniej 5 MPa dla betonów z cementów CEM I, minimum 8 MPa dla betonów z cementami CEM II, CEM IV i CEM V oraz minimum 10 MPa dla betonów z cementów hutniczych CEM III,
2. odporność warunkową – beton nienarażony na bezpośrednie działanie czynników zewnętrznych (beton osłonięty lub pod daszeniem) powinien przed pierwszym zamarznięciem osiągnąć wytrzymałość co najmniej 5 MPa, bez względu na rodzaj zastosowanego cementu.

Spełnienie przedstawionych wytycznych wymaga odpowiedniego przygotowania mieszanki betonowej, producenci betonu dążą do tego, aby węzły betoniarskie wyposażone były w instalacje do podgrzewania kruszywa i/lub wody. Podgrzewanie wody zarobowej jest łatwiejsze i trwa krócej, a często może być zabiegiem wystarczającym dla uzyskania odpowiedniej temperatury mieszanki betonowej. Do wyznaczenia temperatury mieszanki betonowej można użyć wzoru:

$$t_b = \frac{c \cdot (z \cdot t_z + f \cdot t_f + g \cdot t_g) + c_w \cdot w \cdot t_w}{c \cdot (z + f + g) + c_w \cdot w}$$

gdzie: t_b – temperatura mieszanki betonowej;

t_z – temperatura cementu;

t_f – temperatura popiołu;

t_g – temperatura kruszywa;

t_w – temperatura wody;

z – ilość cementu [kg/m^3];

f – ilość popiołu [kg/m^3];

g – ilość kruszywa [kg/m^3];

w – ilość wody [kg/m^3];

c_w – ciepło właściwe wody $\left[4,19 \frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}}\right]$

c – ciepło właściwe cementu, popiołu i kruszywa $\left[0,84 \frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}}\right]$

Można również orientacyjnie wyznaczyć temperaturę mieszanki na podstawie tabeli 1, w zależności od temperatury składników.

Tabela 1. Temperatura mieszanki betonowej w zależności od temperatury kruszywa i wody

Temperatura kruszywa [°C]	Temperatura wody [°C]								
	5	10	20	30	40	50	60	70	80
	Osiągnięta temperatura mieszanki betonowej [°C]								
5	5	6	9	11	14	16	19	22	24
10	8	9	12	15	17	20	22	25	27
15	11	13	15	18	21	23	26	28	31
20	15	16	19	21	24	26	29	31	34
30	21	23	25	28	30	33	35	38	40

Kruszywo w betonie zajmuje ok. 70% – 80% objętości, więc jego temperatura w największym stopniu przekłada się na temperaturę mieszanki betonowej. Najprostszym sposobem zwiększenia temperatury kruszywa jest podgrzewanie go ciepłym powietrzem, które wprowadza się poprzez system rur ułożonych pod pryzmą kruszywa. Innym sposobem jest stosowanie nadmuchu pary wodnej. W okresie zimowym należy ponadto unikać zawilgocenia i przemarzania kruszywa.

Proces podgrzewania składników betonu musi przebiegać z uwzględnieniem wytycznych dotyczących maksymalnych temperatur poszczególnych składników:

- ▶ maksymalna temperatura wody <60°C lub dozowanej bezpośrednio na kruszywo <80°C,
- ▶ maksymalna temperatura kruszywa <50°C.

W okresie niskich temperatur zaleca się:

- stosowanie cementów wyższych klas wytrzymałościowych, np. 42,5 i 52,5,
- stosowanie cementów o wyższej zawartości klinkieru cementowego, np. CEM I i CEM II,
- zwiększenie udziału cementu (o 5-10%) w składzie mieszanki betonowej (więcej cementu - więcej ciepła z hydratacji).

W okresie obniżonych temperatur można stosować także odpowiednie domieszki chemiczne w składzie betonu. Są to głównie domieszki o działaniu obniżającym temperaturę zamarzania wody, przyspieszające wiązanie cementu i redukujące ilość wody (plastyfikatory i superplastyfikatory):

- domieszki obniżające temperaturę zamarzania wody w betonie – domieszki na bazie soli bezchlorkowych, umożliwiające obniżenie temperatury zamarzania wody w betonie o kilka stopni, woda w betonie bez domieszki zamarza w temperaturze od -1°C do -3°C ,
- domieszki przyspieszające wiązanie – zwiększają początkową szybkość reakcji zachodzących między składnikami cementu a wodą w zaczynie cementowym, ich stosowanie ma na celu uzyskanie w krótkim okresie czasu minimalnej wytrzymałości betonu, zapewniającej odporność na pierwsze zamarznięcie,
- domieszki redukujące ilość wody zarobowej – stosując plastyfikatory lub superplastyfikatory można uzyskać kilka efektów w postaci:
 - zmniejszenia ilości wody, która może zamarznąć,
 - zwiększenia stężenia soli w wodzie obniżających temperaturę jej zamarzania,
 - zwiększenia wytrzymałości betonu, a tym samym odporności na destrukcyjne działanie zamarzającej wody.

Stosowanie kombinacji domieszek (przyspieszających, redukujących ilość wody) pozwala na optymalne dostosowanie właściwości mieszanki betonowej i betonu do warunków otoczenia w trakcie wykonywania prac budowlanych. Bardzo ważne jest odpowiednie przygotowanie procesu betonowania, grunt, podbudowa, deskowanie, podobnie jak zbrojenie, nie mogą być pokryte warstwą śniegu lub lodu (rys. 2). Zamarznięta na powierzchni deskowania lub zbrojenia woda, wpływa na lokalne zmiany współczynnika w/c, a tym samym pogarsza właściwości betonu. Grunt lub deskowanie powinno mieć temperaturę, która nie spowoduje zamarzania młodego betonu przed osiągnięciem przez niego wytrzymałości, zapewniającej odporność na zamarzanie. Podczas układania betonu zaleca się ponadto jego ochronę przed opadami atmosferycznymi.



Rys. 2. Błędy zabudowy mieszanki betonowej – oblodzone zbrojenie

Pielęgnacja betonu jest jednym z najważniejszych etapów prowadzenia robót monolitycznych. Prawidłowe kształtowanie warunków dojrzewania betonu zapewnia osiągnięcie założonych właściwości betonu. Pielęgnację należy rozpocząć niezwłocznie po ułożeniu i zagęszczeniu mieszanki betonowej. Odpowiednia pielęgnacja betonu zależy od szeregu czynników, takich jak: temperatura otoczenia, opady atmosferyczne, wiatr, masywność betonu, receptura betonu, itp. W warunkach obniżonych temperatur należy przede wszystkim zapewnić ochronę betonu przed utratą ciepła.

W tym celu stosuje się następujące metody:

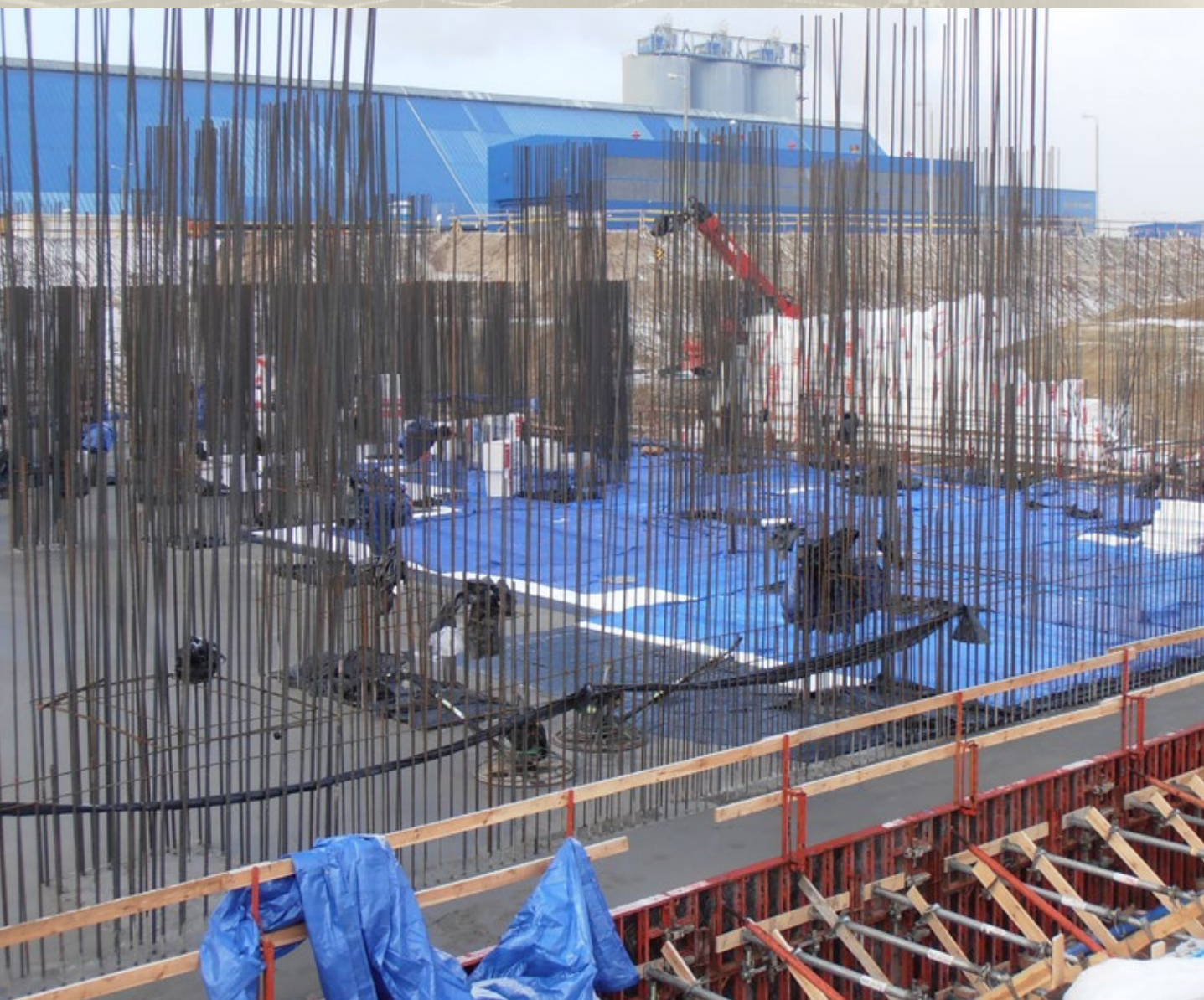
- metoda zachowania ciepła – wykorzystuje ciepło zakumulowane w kruszywie i wodzie oraz ciepło wydzielone podczas reakcji hydratacji cementu, dodatkowo należy stosować osłony i izolacje (rys. 3a) w celu wyeliminowania strat ciepła,
- metoda podgrzewania betonu – podgrzewanie ciepłym powietrzem (rys. 3b), parą niskoprężną lub za pomocą instalacji elektrycznej (rys. 3c), metodę stosuje się w celu przyspieszenia procesów wiązania i twardnienia betonu, aby móc prowadzić dalsze prace budowlane lub gdy konieczny jest wcześniejszy demontaż deskowań, stosowanie tej metody może wiązać się z ryzykiem przegrzania betonu lub jego przesuszenia, co w efekcie prowadzi do powstania wysokiego gradientu temperatur, a w konsekwencji do spękania betonu,
- metoda cieplaków – stosowanie osłon, które całkowicie izolują beton, ograniczając straty ciepła, a także chronią przed czynnikami zewnętrznymi (rys. 3d), pozwalają na stworzenie dowolnych warunków dojrzewania betonu, metoda ta jest najskuteczniejsza, ale również kosztowna.

W każdej z tych metod należy zwracać szczególną uwagę na kontrolę stanu wilgotności betonu.

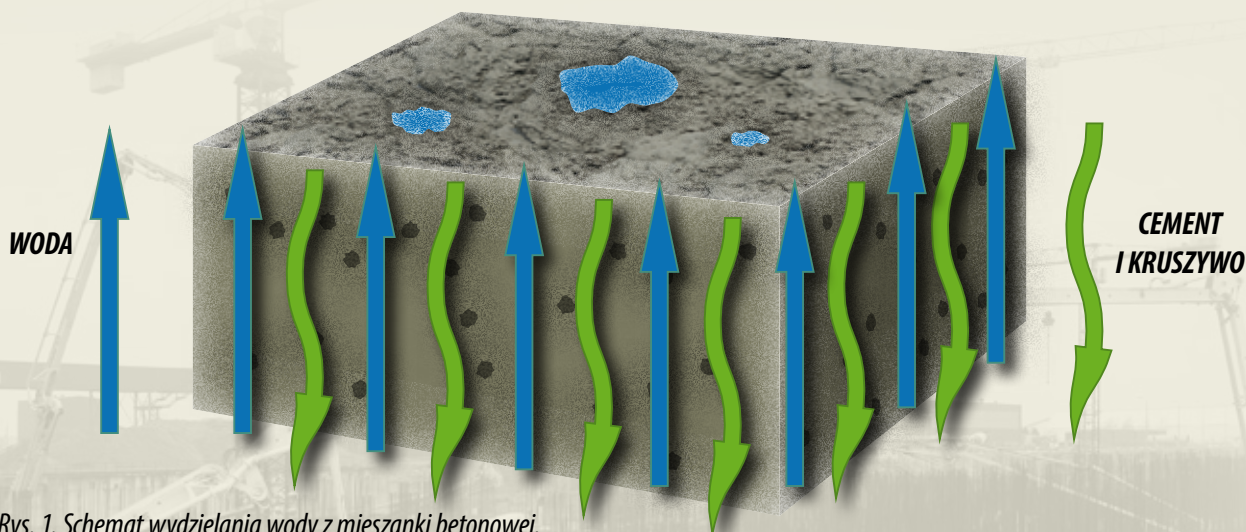


Rys. 3. Metody pielęgnacji betonu w obniżonych temperaturach

Przed podjęciem decyzji o rozpoczęciu prac budowlanych w warunkach obniżonych temperatur należy wziąć pod uwagę szereg czynników. Oprócz kryteriów technologicznych – sposobie wbudowania i pielęgnacji betonu - należy pamiętać również o kadrze technicznej. Uświadomienie pracowników o zagrożeniach pojawiających się podczas betonowania w obniżonych temperaturach pomaga sprawnie przeprowadzić prace budowlane bez konieczności ich przerywania. W okresie obniżonych temperatur zachodzi potrzeba zaostrzenia kontroli jakości robót. Kontrola powinna obejmować przede wszystkim te fazy wykonywania robót, które decydują o bezpieczeństwie konstrukcji na etapie wznoszenia oraz o zachowaniu wymagań określonych w projekcie, normach lub warunkach technicznych wykonania i odbioru robót. Wykonawca robót powinien mieć świadomość, że wykonywanie monolitycznych elementów konstrukcyjnych w warunkach obniżonych temperatur jest czasochłonne, kosztowne i trudne technologicznie.



Odsączenie wody z mieszanki betonowej, określane w technologii betonu z ang. jako „bleeding”, jest zjawiskiem naturalnym. Zaczyna się w momencie zabudowy mieszanki i trwa do momentu rozpoczęcia procesów wiązania spoiwa. Jest procesem samoistnym i wynika z różnicy gęstości pomiędzy stałymi składnikami mieszanki betonowej (kruszywo, cement), a wodą. Woda jako składnik mieszanki o najmniejszej gęstości jest wypierana w górę przez osiadające składniki o większym ciężarze właściwym (rys. 1).



Rys. 1. Schemat wydzielenia wody z mieszanki betonowej.

MOŻNA WYRÓŻNIĆ DWA RODZAJE „BLEEDINGU”:

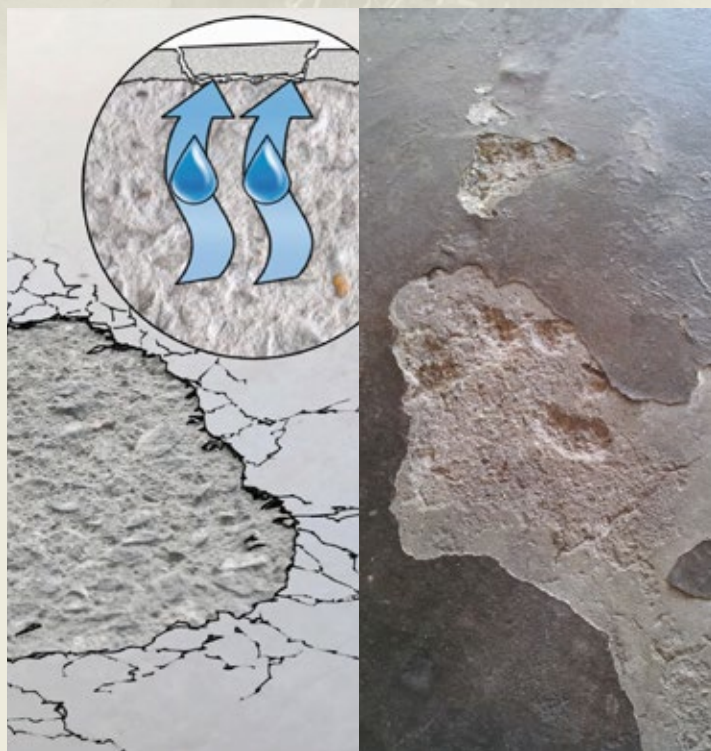
- ▶ **WEWNĘTRZNY, KTÓRY WYSTĘPUJE W PRZYPADKU ELEMENTÓW PIONOWYCH,**
- ▶ **POWIERZCHNIOWY, KTÓRY JEST OBSERWOWANY PODCZAS WYKONYWANIA POSADZEK LUB NAWIERZCHNI.**

Niewielkie odsączenie wody z mieszanki betonowej jest w pewnym stopniu korzystne ponieważ zapobiega przesuszaniu powierzchni betonu. Natomiast zbyt duży „bleeding” prowadzi do niekontrolowanego zwiększenia współczynnika w/c w strefie przypowierzchniowej, co w konsekwencji powoduje obniżenie wytrzymałości i trwałości betonu. Obfity „bleeding” może także powodować wzrost ścieralności, a w przypadku posadzek, delaminację warstwy posypki utwardzającej (rys. 2).

Zjawisko odsączenia wody z mieszanki betonowej można kontrolować przez odpowiedni dobór ilościowy i jakościowy składników betonu.

Tabela 1. Właściwości cementów

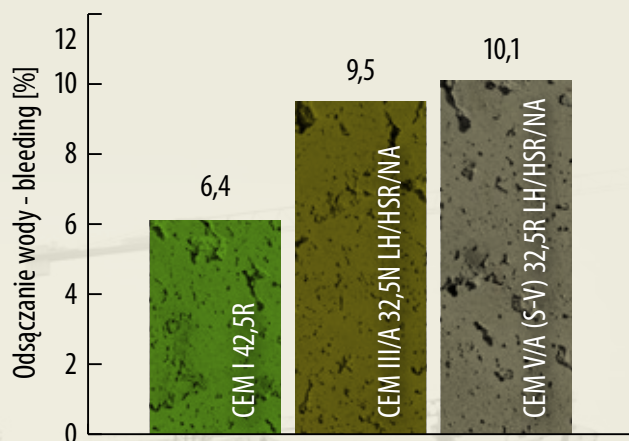
Rodzaj cementu	Powierzchnia właściwa [cm ² /g]	Początek czasu wiązania [min]
CEM I 42,5R	3710	150
CEM III/A 32,5N LH/HSR/NA	3520	200
CEM V/A (S-V) 32,5R LH/HSR/NA	3270	230



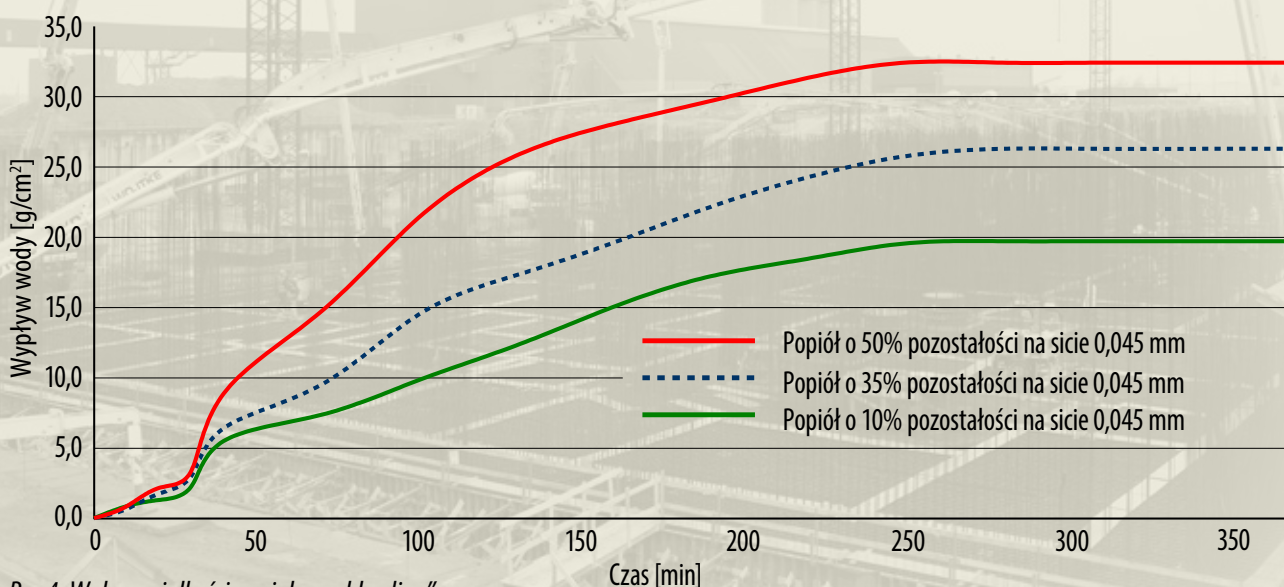
Rys. 2. Uszkodzenia warstwy wierzchniej betonu wskutek „bleedingu”

Tendencja do samoistnego odsączenia wody zależy od rodzaju i właściwości zastosowanego cementu (rys. 3). Duże znaczenie mają szczególnie stopień rozdrobnienia, rodzaj cementu (zawartość klinkieru cementowego) oraz początek czasu wiązania cementu (tabela 1).

Wpływ na ilość odsączonej wody z mieszanki betonowej ma także jakość i ilość stosowanego popiołu lotnego. Miałkość popiołu lotnego, czyli pozostałość na sicie 0,045 mm (maksymalnie 40%), to jedna z podstawowych właściwości popiołów lotnych determinująca jakość. Niższa pozostałość wpływa korzystnie nie tylko na aktywność popiołu i urabialność mieszanki betonowej, ale także ogranicza zjawisko „bleedingu” (rys. 4).



Rys. 3. Wpływ rodzaju cementu na „bleeding”

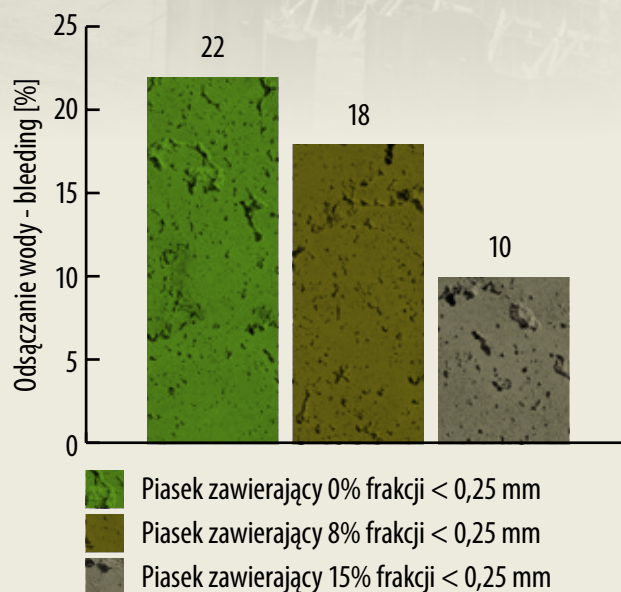


Rys. 4. Wpływ miałkości popiołu na „bleeding”

Szczególnie ważnym aspektem związanym z ograniczeniem wpływu wody z mieszanki betonowej jest odpowiedni dobór uziarnienia kruszywa drobnego. Zaleca się, aby ilość frakcji $0 \div 0,25$ mm w mieszance kruszywowej wynosiła co najmniej 5%. Aby spełnić to wymaganie zawartość frakcji $0 \div 0,25$ mm w piasku powinna zawierać się w przedziale od 13% do 15%. Zastosowanie piasku o niewielkiej zawartości drobnej frakcji w wyraźny sposób zwiększa ilość odsączonej wody (rys. 5).

Przy stosowaniu piasków o niewielkiej zawartości ziaren $<0,25$ mm zalecane jest stosowanie dodatków mineralnych w składzie betonu np. popiołów lotnych lub mączek wapiennych. Alternatywnym rozwiązaniem może być także zastosowanie domieszki chemicznej zwiększającej wiązliwość wody.

Szczególną uwagę należy zwrócić podczas stosowania domieszek opóźniających wiązanie spoiwa w składzie betonu. Wydłużenie początku czasu wiązania cementu może doprowadzić do nasilenia zjawiska odsączenia wody.



Rys. 5. Wpływ uziarnienia piasku na ilość odsączonej wody

Norma PN-EN 206:2014 podaje zalecane wartości graniczne składu oraz właściwości betonu w odniesieniu do klas ekspozycji. Warunkiem zastosowania cementu w wyspecyfikowanej klasie ekspozycji jest potwierdzenie jego przydatności do stosowania w warunkach środowiska opisanych tą klasą. Beton może być poddany więcej niż jednemu oddziaływaniu, a zatem warunki środowiska, w których znajduje się beton, mogą wymagać określenia warunków oddziaływań środowiskowych za pomocą kombinacji klas ekspozycji.

Przy doborze cementu do określonych zastosowań wg PN-EN 206 należy brać pod uwagę:

- realizację robót,
- przeznaczenie betonu,
- warunki pielęgnacji,
- wymiary konstrukcji,
- potencjalną reaktywność alkaliczną kruszyw,
- warunki środowiska.

CEMENTY POWSZECHNEGO UŻYTKU - WYMAGANIA:

- **WYTRZYMAŁOŚĆ WCZESNA (PO 2 LUB 7 DNIACH ZALEŻNIE OD KLASY)**
- **WYTRZYMAŁOŚĆ NORMOWA NA ŚCISKANIE (PO 28 DNIACH)**
- **CZAS WIĄZANIA**
- **STAŁOŚĆ OBJĘTOŚCI**
- **WŁAŚCIWOŚCI CHEMICZNE (STRATA PRAŻENIA, ZAWARTOŚĆ CZĘŚCI NIEROZPUSZCZALNYCH, ZAWARTOŚĆ SIARCZANÓW, ZAWARTOŚĆ CHLORKÓW, PUCOLANOWOŚĆ)**

CEMENTY SPECJALNE - DODATKOWE WYMAGANIA:

- **NISKIE CIĘPŁO HYDRATACJI (LH)**
- **ODPORNOŚĆ NA SIARCZANY (HSR)**
- **NISKA ZAWARTOŚĆ ALKALIÓW (NA)**

Dobór cementu ma wpływ na trwałość betonu (mrozoodporność, odporność na korozję chemiczną i warunki pasywacji stali zbrojeniowej). Zakres stosowania cementów powszechnego użytku w zależności od klasy ekspozycji przedstawiono w tabeli 1 i 2.

Tabela 1. Zakres stosowania cementów powszechnego użytku

Rodzaj cementu	Zakres i przykłady zastosowania
Cement portlandzki CEM I 42,5 R CEM I 52,5 R Cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S 52,5N	<ul style="list-style-type: none"> • cementy znajdują zastosowanie we wszystkich klasach ekspozycji (z wyłączeniem XA2 i XA3, gdzie wymagane jest stosowanie cementów odpornych na siarczany SR lub HSR), • cementy w klasie wytrzymałości 42,5R i 52,5R są szczególnie przydatne w produkcji betonu wysokich klas wytrzymałości (C40/50 i wyższych), • budowa obiektów inżynierii komunikacyjnej - obiekty mostowe, betony nawierzchniowe, • produkcja betonów samozagęszczalnych (SCC), • zaleca się stosowanie przy produkcji wibroprasowanej kostki brukowej, galanterii betonowej, produkcji pokryć dachowych, a także w prefabrykacji wielkogabarytowej żelbetowej i sprężonej, • betonowanie w warunkach obniżonych temperatur, • produkcja zapraw murarskich i tynkarskich

<p>Cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S 32,5R</p>	<ul style="list-style-type: none"> znajduje zastosowanie we wszystkich klasach ekspozycji (z wyłączeniem XA2 i XA3, gdzie wymagane jest stosowanie cementów odpornych na siarczany SR lub HSR), produkcja betonu towarowego klas C8/10 – C35/45, a także betonu samozagęszczalnego SCC, produkcja betonu i zapraw barwionych oraz zapraw murarskich i tynkarskich, produkcja prefabrykatów wielko i drobnowymiarowych dojrzewających w warunkach naturalnych lub poddawanych niskociśnieniowej obróbce cieplnej, budowa dróg oraz obiektów inżynierskich, stabilizacja gruntu
<p>Cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S 42,5N</p>	<ul style="list-style-type: none"> znajduje zastosowanie we wszystkich klasach ekspozycji (z wyłączeniem XA2 i XA3, gdzie wymagane jest stosowanie cementów odpornych na siarczany SR lub HSR), zalecany jest do produkcji betonu klas wytrzymałości C8/10 do C45/55, betonów samozagęszczalnych SCC oraz betonów wysokiej trwałości, produkcja betonu i zapraw barwionych oraz zapraw murarskich i tynkarskich, produkcja wibroprasowanej kostki brukowej, galanterii betonowej, prefabrykacji drobno i wielkogabarytowej żelbetowej lub sprężonej dojrzewającej w warunkach naturalnych lub poddawanych niskociśnieniowej obróbce cieplnej, znajduje również zastosowanie w budownictwie komunikacyjnym do budowy dróg oraz obiektów inżynierskich
<p>Cement hutniczy CEM III/A 52,5N-NA</p>	<ul style="list-style-type: none"> przydatny jest we wszystkich klasach ekspozycji, w klasach ekspozycji XA2 i XA3 należy dodatkowo stosować cement hutniczy odporny na siarczany SR lub HSR, zalecany jest przy produkcji betonu klas wytrzymałości do C50/60 oraz betonu samozagęszczalnego SCC i betonów wysokiej trwałości, produkcja betonu i zapraw barwionych oraz zapraw murarskich i tynkarskich, przydatny przy wykonywaniu mostowych obiektów inżynierskich, może być stosowany w produkcji prefabrykatów wielko i drobnowymiarowych, produkcja wibroprasowanej kostki brukowej, galanterii betonowej i dachówki cementowej
<p>Cement hutniczy CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA CEM III/B 42,5L- LH/SR/NA</p>	<ul style="list-style-type: none"> znajdują zastosowanie we wszystkich klasach ekspozycji z wyłączeniem klasy ekspozycji XF4, szczególnie przydatne są w produkcji betonu o podwyższonej odporności na agresję chemiczną, w przypadku obiektów takich jak oczyszczalnie ścieków, składowiska odpadów, zbiorniki na ścieki, instalacje do odsiarczania spalin, fundamenty czy obiekty hydrotechniczne, wykonywanie betonów masywnych, zapór wodnych itp., do prac budowlanych w górnictwie, produkcja betonu zwykłego klasy C8/10 do C40/50 i betonów wysokowartościowych, produkcja prefabrykatów wielko i drobnowymiarowych dojrzewających w warunkach naturalnych i podwyższonej temperatury produkcja zapraw murarskich i tynkarskich, zwykłych i barwionych, znajdują zastosowanie przy budowie nawierzchni drogowych w kategorii ruchu KR1-KR4 (CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA) oraz stabilizacji gruntu
<p>Cement wielokładnikowy CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA</p>	<ul style="list-style-type: none"> może być stosowany we wszystkich klasach ekspozycji z wyłączeniem klasy XF3 i XF4, przydatny do wykonywania konstrukcji i elementów narażonych na agresję chemiczną (klasy ekspozycji XA) oraz karbonatację (klasy ekspozycji XC), np. do budowy infrastruktury rolnej, oczyszczalni ścieków itp., produkcja betonu zwykłego klasy C8/10 do C30/37

Tabela 2. Zakresy stosowania cementów zgodnych z PN-EN 197-1 w betonie w zależności od klasy ekspozycji wg PN-B-06265:2004 (⊙ – akceptowany zakres stosowania, ✗ – brak możliwości stosowania)

Klasy ekspozycji		Rodzaj cementu					
		CEM I 42,5R CEM I 52,5R	CEM II/A-S 52,5N CEM II/B-S 32,5R CEM II/B-S 42,5N	CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA	CEM III/A 52,5N-NA	CEM III/B 42,5L-LH/SR/NA	CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA
Brak zagrożenia korozją	X0	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
Karbonatyzacja	XC1	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XC2	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XC3	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XC4	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
Chlorki nie-pochodzące z wody morskiej	XD1	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XD2	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XD3	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
Chlorki pochodzące z wody morskiej	XS1	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XS2	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XS3	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
Zamrażanie / rozmrażanie	XF1	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XF2	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XF3	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	✗
	XF4	⊙	⊙	✗	⊙	✗ ¹⁾	✗
Agresja chemiczna	XA1	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XA2	✗	✗	⊙	✗	⊙	⊙
	XA3	✗	✗	⊙	✗	⊙	⊙
Ścieranie	XM1	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XM2	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
	XM3	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙

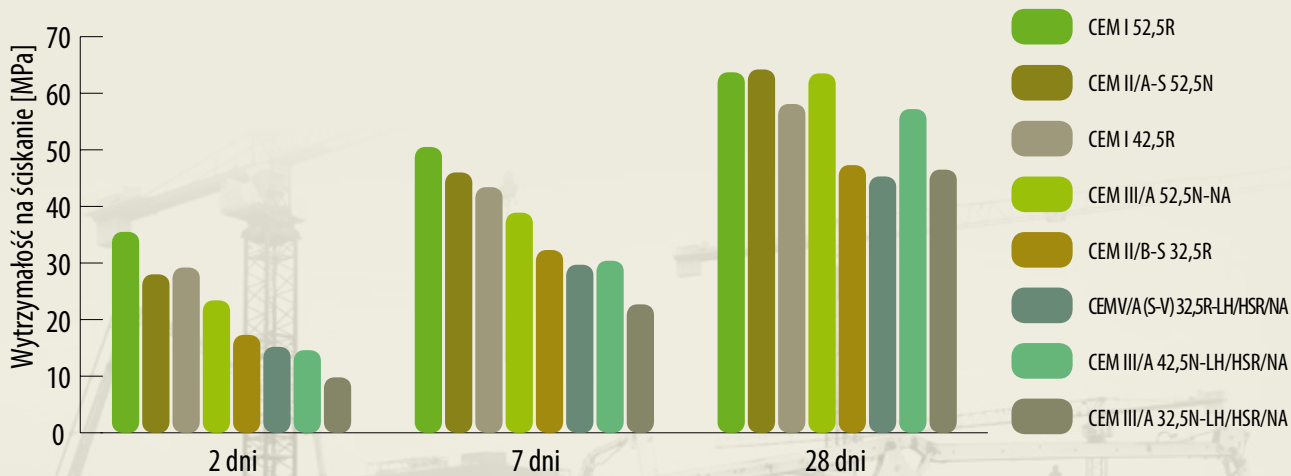
¹⁾ dopuszcza się stosowanie w przypadku:

- elementów konstrukcji budowlanych w wodzie morskiej, jeżeli: $w/c \leq 0,45$; min. klasa wytrzymałości C35/45 i zawartość cementu $\geq 340 \text{ kg/m}^3$,
- trasy najazdu sprzętu mobilnego, jeśli: $w/c \leq 0,35$; min. klasa wytrzymałości C40/50 i zawartość cementu $\geq 360 \text{ kg/m}^3$.

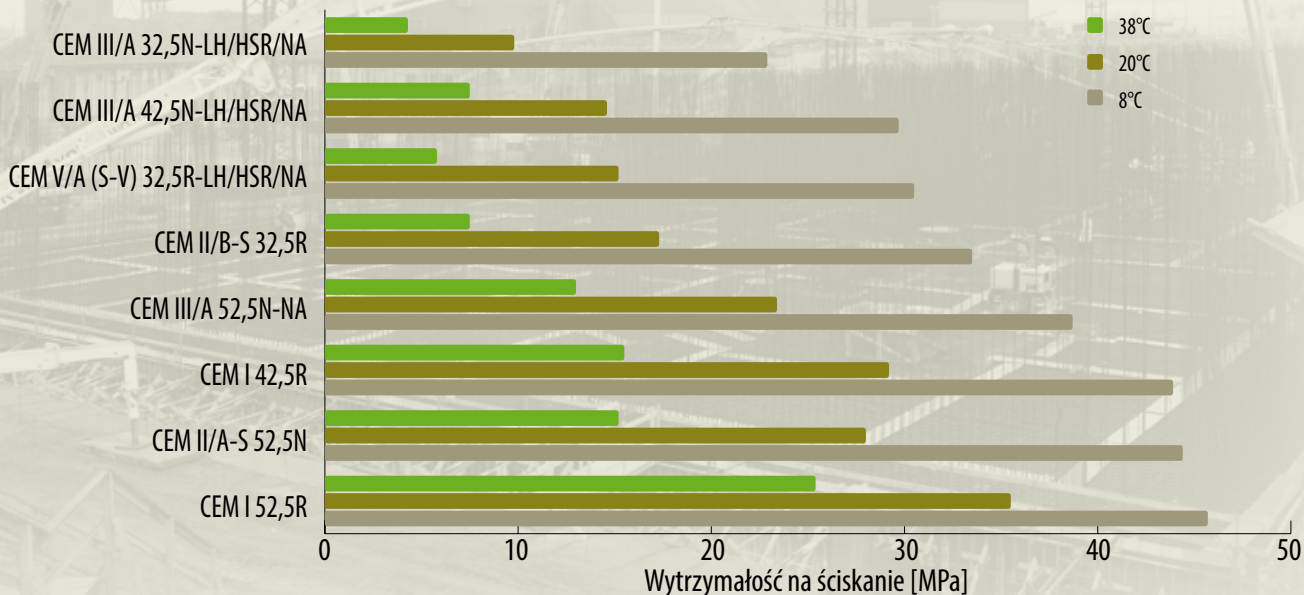
W obu przypadkach nie dopuszcza się porów powietrznych.

DYNAMIKA NARASTANIA WYTRZYMAŁOŚCI

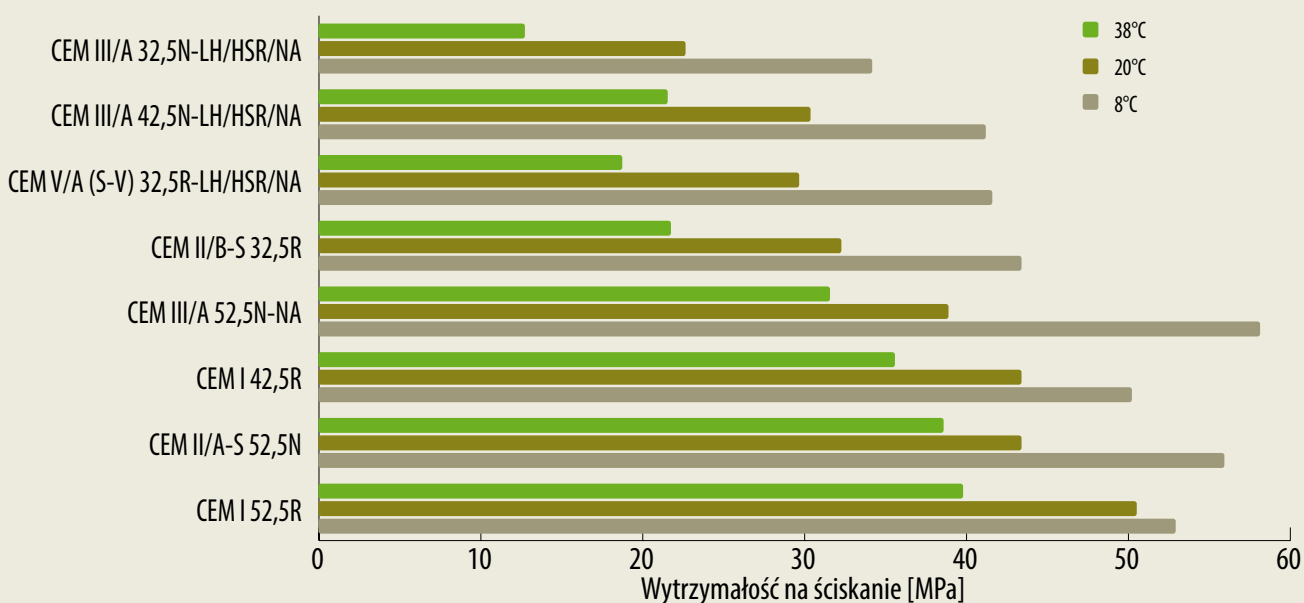
Normowo wytrzymałość cementu oznacza się na zaprawach normowych w temperaturze 20°C po 2 lub 7 dniach (dla wytrzymałości wczesnych) i 28 dniach dla wytrzymałości normowej (rys. 1). Dynamika narastania wytrzymałości, głównie wczesnej, jest związana z ciepłem hydratacji cementu. Im wyższa temperatura betonu (rys. 2 i 3), tym procesy hydratacji zachodzą szybciej, a tym samym szybszy jest przyrost wytrzymałości. Właściwość ta jest istotna z punktu widzenia prefabrykacji betonowej, gdzie szybkość rotacji form jest kluczowa dla procesu produkcyjnego. Największą dynamiką narastania wytrzymałości charakteryzują się cementy portlandzkie CEM I 42,5R, CEM I 52,5R, a także cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S 52,5N oraz cement hutniczy CEM III/A 52,5 N-NA.



Rys. 1. Wytrzymałość na ściskanie po 2, 7 i 28 dniach w temperaturze 20°C

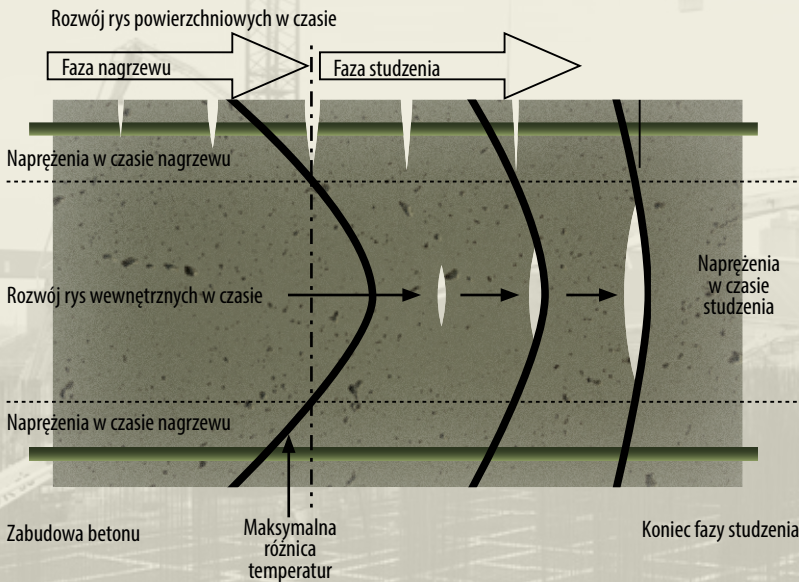


Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach w różnych temperaturach dojrzewania

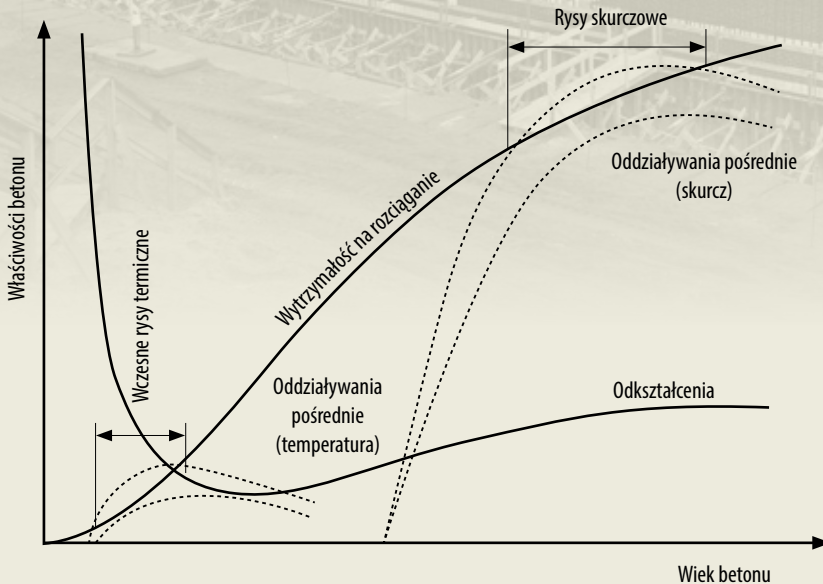


Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach w różnych temperaturach dojrzewania

Efekty termiczne związane z hydratacją cementu nabierają szczególnego znaczenia w betonowych konstrukcjach masywnych. Powstająca w wyniku wydzielanego ciepła w procesie hydratacji cementu, różnica temperatur pomiędzy wnętrzem, a stosunkowo szybko chłodzoną powierzchnią zewnętrzną elementu betonowego, prowadzi do powstania naprężeń termicznych. Może to w ekstremalnych warunkach skutkować powstawaniem rys w całej objętości elementu betonowego (rys. 1), prowadząc do obniżenia jego trwałości i skrócenia okresu użytkowania.



Rys. 1. Mechanizm powstawania rys w betonowym elemencie masywnym bez więzów zewnętrznych



Rys. 2. Właściwości mechaniczne betonu i zagrożenie tworzenia się rys w twardniejącym betonie

Zarysowania pojawiają się wówczas, gdy naprężenia osiągają wartość wyższą od wytrzymałości betonu na rozciąganie w danym stadium rozwoju struktury. W procesie wiązania i twardnienia betonu, niebezpieczeństwo tego, że naprężenia wewnętrzne będą wyższe od uzyskanych już wytrzymałości, nie jest tendencją stałą. Ryzyko tworzenia się rys termicznych jest najwyższe w początkowym okresie hydratacji cementu, w którym młody beton charakteryzuje się niską wytrzymałością oraz minimalnym poziomem odkształceń granicznych (rys. 2).

Środki zaradcze ograniczające ryzyko zarysowania to przede wszystkim zabiegi technologiczne, mające na celu obniżenie temperatury twardnienia oraz zmniejszenie różnic pomiędzy temperaturą wnętrza i powierzchnią elementu. Wskazane jest, aby gradient temperatur nie przekraczał $20^{\circ}\text{C}/\text{m}$, a maksymalna temperatura betonu we wnętrzu konstrukcji masywnej nie przekraczała 65°C .

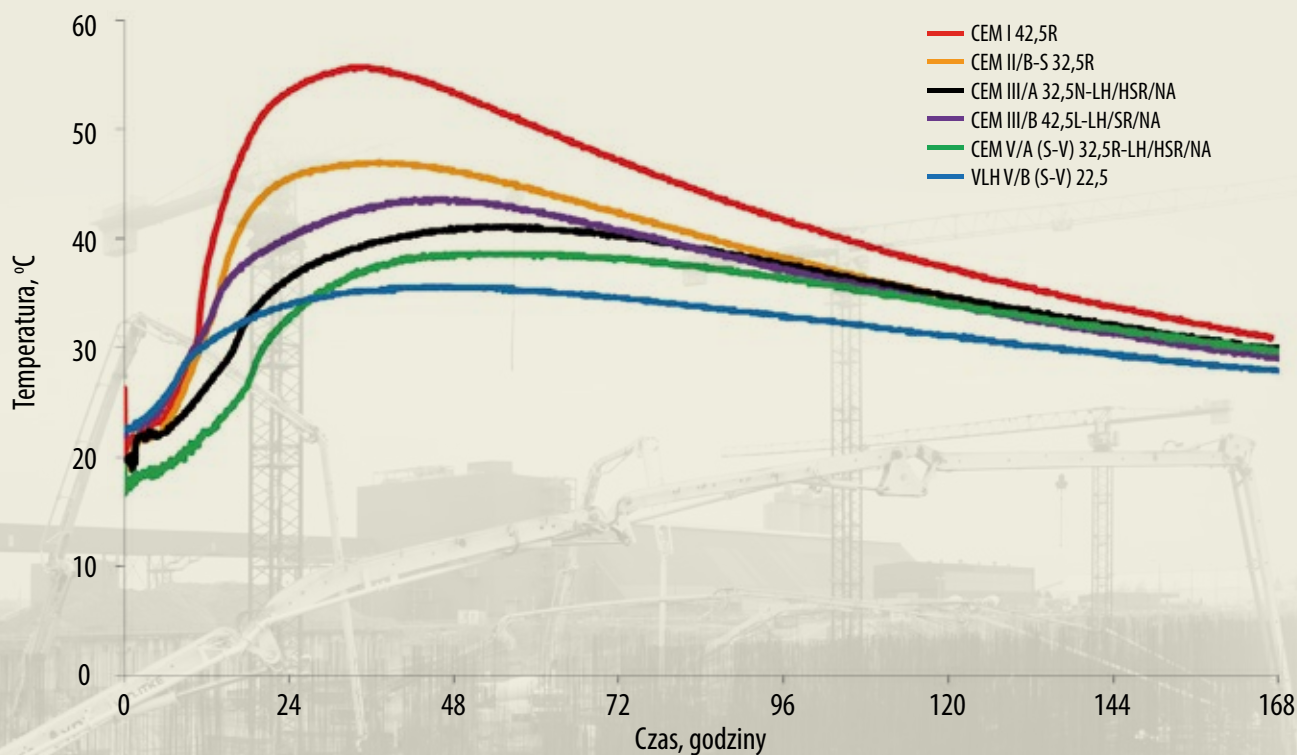
Czynniki wpływające na temperaturę twardnienia i ryzyko powstawania rys w betonowej konstrukcji masywnej przedstawiono w tabeli 1. Czynniki te dzielimy na materiałowe, które związane są odpowiednim doborem składników betonu oraz wykonawcze związane z procesem zabudowy mieszanki betonowej i pielęgnacji betonu.

Najefektywniejszą metodą ograniczenia temperatury twardnienia betonowego elementu masywnego jest „wprowadzenie” z zastosowanym spoiwem jak najmniejszej ilości ciepła z procesu hydratacji. Osiąga się to poprzez zastosowanie w składzie betonu:

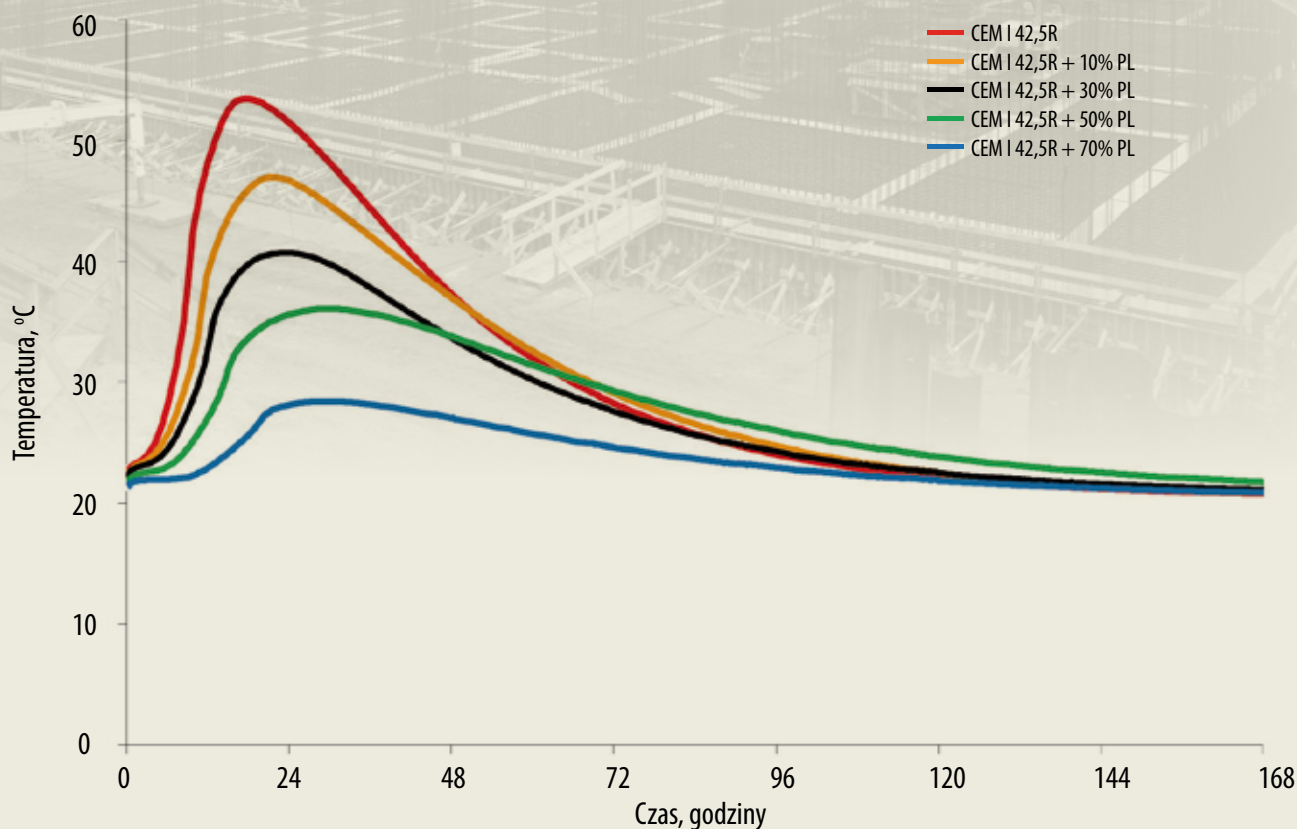
- cementów z nieklinkierowymi składnikami głównymi - CEM II ÷ CEM V, w tym także cementów specjalnych o bardzo niskim cieple hydratacji VLH III ÷ VLH V (rys. 3),
- ograniczonej ilości cementu - zmniejszenie ilości cementu o $100 \text{ kg}/\text{m}^3$ w składzie betonu obniża jego temperaturę o około 12°C , niezależnie od rodzaju zastosowanego cementu,
- popiołu lotnego krzemionkowego jako częściowego zamiennika cementu (rys. 4).

Tabela 1. Czynniki wpływające na temperaturę twardnienia i ryzyko zarysowania betonu

Czynnik	Wpływ		Komentarz
	Negatywny	Pozytywny	
Czynniki materiałowe			
Moduł sprężystości kruszywa	Wysoka wartość	Niska wartość	Zwiększenie odkształcalności betonu i stosunku f_{ctm}/E_{cm}
Rodzaj kruszywa	Wysoki współczynnik rozszerzalności cieplnej	Niski współczynnik rozszerzalności cieplnej	Kruszywa o niskim współczynniku rozszerzalności cieplnej, m.in.: marmur, kamień wapienny, granit, bazalt
Maksymalny rozmiar ziaren kruszywa	Mały	Duży	Duży maksymalny rozmiar kruszywa umożliwia zmniejszenie ilości zaczynu cementowego w mieszance betonowej (przy dobrze zaprojektowanej krzywej uziarnienia)
Rodzaj cementu	CEM I	CEM II CEM III CEM IV CEM V	Zastosowanie cementów CEM II ÷ CEM V i/lub dodatków mineralnych w składzie betonu zmniejsza ilość wydzielanego ciepła i szybkość jego wydzielania w czasie
Stosowanie dodatków do betonu	Brak	Popiół lotny	
Domieszki chemiczne	Brak	Plastyfikatory Superplastyfikatory	Zmniejszenie zawartości cementu i/lub obniżenie współczynnika w/c
Temperatura mieszanki	Wysoka	Niska	Obniżenie poprzez schłodzenie kruszywa np. zimną wodą, lodem lub ciekłym azotem
Czynniki wykonawcze			
Temperatura otoczenia	Wysoka	Niska	Prowadzenie betonowania w nocy lub w przypadku dużych elementów wykonanie ich w okresach o stosunkowo niskich temperaturach
Deskowanie dla elementów grubości <500 mm	Poszycie z izolowanej sklejki	Poszycie stalowe, z tworzyw sztucznych zbrojonych włóknem szklanym	Umożliwia szybkie schłodzenie elementu
Deskowanie dla elementów grubości >500 mm	Poszycie stalowe, z tworzyw sztucznych zbrojonych włóknem szklanym	Poszycie z izolowanej sklejki	Izolacja pozwala ograniczyć gradient temperatur oraz kontrolować szybkość odprowadzanie ciepła
Stosowanie izolacji	Brak	Płyty styropianowe, folia, brezent itp.	Ograniczenie zewnętrznych wpływów termicznych
Kolejność betonowania	Betonowanie blokami (naprzemiennie)	Betonowanie sekcjami w kolejności	Nieistotne jeżeli połączenia mają pełną swobodę odkształceń lub gdy betonowanie odbywa się w sposób ciągły
Przerwy pomiędzy kolejnymi etapami betonowania	Długie	Krótkie	Ogranicza gradienty temperatur na styku sąsiednich warstw/bloków i zapewnia lepszą przyczepność pomiędzy warstwami
Rozkład zbrojenia	Pręty o dużej średnicy rozstawione daleko od siebie	Pręty o małej średnicy blisko rozstawione od siebie	Zwiększenie rozwinięcia powierzchni stali zbrojeniowej – poprawa szybkości odprowadzania ciepła z wnętrza betonu



Rys. 3. Przebieg temperatury twardnienia betonu w czasie (zawartość cementu 300 kg/m^3 , $w/c=0,5$)



Rys. 4. Przebieg temperatury twardnienia zaprawy normowej z różną zawartością popiołu lotnego w czasie (PL – popiół lotny krzemionkowy)



Napowietrzenie mieszanki betonowej ma na celu wprowadzenie do struktury betonu dodatkowych porów powietrznych o odpowiednim kształcie, rozmiarze i rozmieszczeniu. Napowietrzenie jest jednym z głównych zabiegów technologicznych mających na celu poprawę odporności betonu na destrukcyjne działanie mrozu.

NAJSKUTECZNIEJSZĄ METODĄ OCHRONY BETONU PRZED DESTRUKCYJNYM DZIAŁANIEM MROZU JEST PRAWIDŁOWE NAPOWIETRZENIE

Korozja mrozowa (cykliczne zamrażanie i rozmrażanie) powoduje uszkodzenia struktury betonu wskutek zamarzania wody w porach kapilarnych betonu. Zamarzająca woda zmienia stan skupienia, przemianie fazowej woda-lód towarzyszy zmiana objętości o około 9%. Ponieważ cała objętość kapilary, w której zamarza woda, jest nią wypełniona, powstający lód nie ma wolnych przestrzeni na kompensację zwiększonej objętości. W wyniku tego, wewnątrz kapilary powstaje wysokie ciśnienie (około 110 MPa). Beton, jako ciało kruche, charakteryzuje się stosunkowo niewielką wytrzymałością na rozciąganie, szacowaną na około 10% wartości wytrzymałości na ściskanie. W efekcie powstającego ciśnienia, generowane są naprężenia wewnętrzne, których wartości przekraczają poziom wytrzymałości betonu na rozciąganie, powodując uszkodzenie struktury betonu, objawiające się zarysowaniem, powierzchniowym złuszczeniem i odpryskami. Przykłady destrukcyjnego działania mrozu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Przykłady destrukcji betonu wskutek agresji mrozowej

Poprawne napowietrzenie betonu polega na wprowadzeniu drobnych, regularnie rozmieszczonych, sferycznych pęcherzyków powietrznych, niepołączonych ze sobą i przerywających system porów kapilarnych w betonie (rys. 2).

Prawidłowo napowietrzony beton powinien charakteryzować się:

- zawartością powietrza na poziomie 4 do 6%,
- jak największą zawartością mikroporów (< 0,3 mm), minimum 1,5%,
- wskaźnikiem rozmieszczenia porów poniżej 0,2÷0,25 mm.

Wymagania dotyczące całkowitej zawartości powietrza, w tym zawartości mikroporów i ich rozmieszczenia, zawarte są w normie PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” oraz w Ogólnych Specyfikacjach Technicznych (OST) opracowanych przez GDDKiA - tabela 1 i 2.

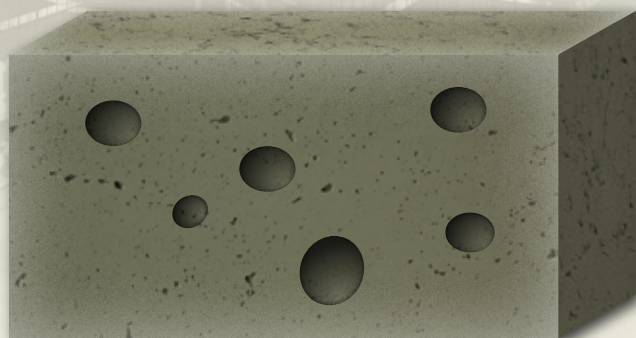
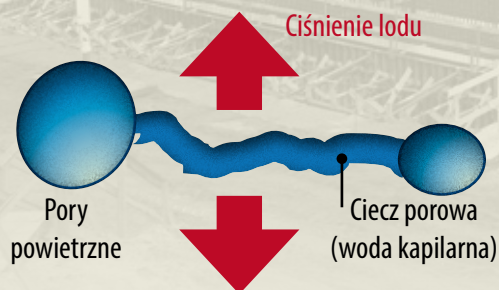
Tabela 1. Wymagania dotyczące napowietrzenia betonu

Norma/Specyfikacja techniczna	Wymaganie	Klasa ekspozycji			
		XF1	XF2	XF3	XF4
PN-EN 206	Zawartość powietrza	-	≥ 4,0%	≥ 4,0%	≥ 4,0%
OST „Nawierzchnia z betonu cementowego”	Zawartość mikroporów o średnicy < 0,3 mm (A_{300})	OST nie przewiduje nawierzchni w tych klasach ekspozycji		≥ 1,5%	
	Wskaźnik rozmieszczenia porów L			≤ 0,25 mm	≤ 0,20 mm
	Zawartość powietrza			wg tabeli 2	
OST „Beton konstrukcyjny”	Zawartość powietrza	-	wg tabeli 2		

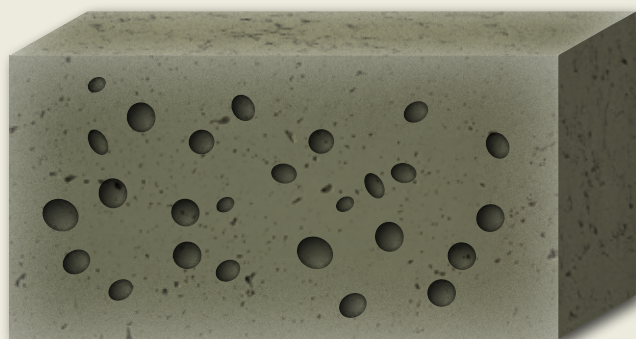
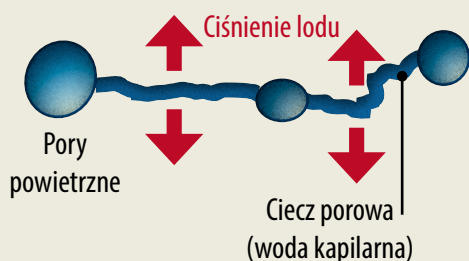
Tabela 2. Wymagania dotyczące napowietrzenia mieszanki betonowej wg OST

Maksymalny wymiar kruszywa [mm]	Etap wykonania badań		Tolerancja pomiarowa [%]
	Projektowanie składu mieszanki betonowej [%]	Zatwierdzenie receptury, próba technologiczna, kontrola jakości robót [%]	
Beton nawierzchniowy			
8	5,0÷6,5	5,0÷7,0	-0,5 +1,0
16 lub 22,4	4,5÷6,0	4,5÷6,5	
31,5	4,0÷5,5	5,0÷6,5	
Beton konstrukcyjny			
16,0	4,5÷6,0	4,5÷6,5	-0,5 +1,0
22,4	4,0÷5,5	4,0÷6,0	
31,5	4,0÷5,5	4,0÷6,0	

Napowietrzenie mieszanki betonowej, czyli kontrolowane wprowadzenie porów powietrznych uzyskuje się w efekcie zastosowania domieszki napowietrzającej, jako składnika betonu. Określenie optymalnej ilości domieszki nie jest łatwe, ponieważ zalecane przez producenta przedziały dozowania są zwykle dosyć szerokie, zaś efektywność w przypadku domieszek napowietrzających zależy od wielu czynników (tabela 3). Należy przy tym pamiętać, że wprowadzenie dodatkowej ilości powietrza skutkuje obniżeniem wytrzymałości betonu na ściskanie.



Beton bez domieszki napowietrzającej



Beton z domieszką napowietrzającą

Rys. 2. Wpływ napowietrzenia na ograniczenie ciśnienia lodu przez przerwanie ciągłości porów kapilarnych

KAŻDY 1 % DODATKOWO WPROWADZONEGO POWIETRZA POWODUJE OBNIŻENIE WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE DO 5%

Wprowadzenie do mieszanki betonowej powietrza powoduje, przede wszystkim poprawę mrozoodporności, a dodatkowo także zwiększenie objętości zaczynu cementowego, obniżenie tarcia wewnętrznego, ułatwienie poślizgu między ziarnami kruszywa, zmniejszenie tendencji do segregacji składników, ograniczenie „bleedingu” i poprawę urabialności mieszanki betonowej.

Tabela 3. Czynniki wpływające na efektywność napowietrzenia

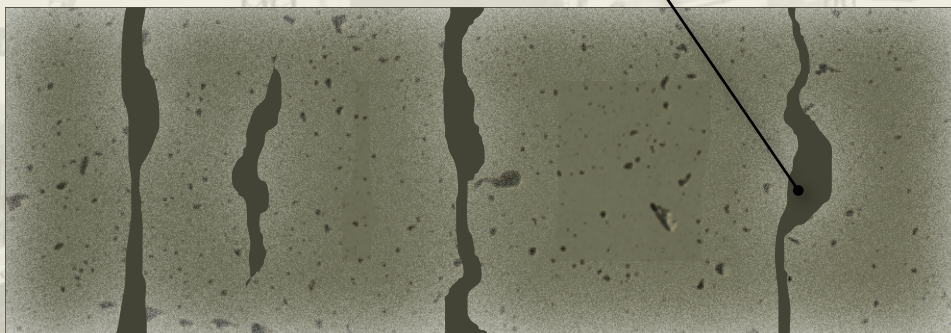
Czynnik	Zmniejsza napowietrzenie	Zwiększa napowietrzenie	Komentarz
Temperatura mieszanki	Wysoka	Niska	Przy tym samym stopniu dozowania domieszki napowietrzającej, wzrost temperatury mieszanki betonowej skutkuje obniżeniem zawartości powietrza
Rodzaj cementu	CEM II÷CEM V	CEM I	Im większa zawartość składników nieklinkerowych w cemencie, tym trudniej napowietrzyć mieszankę betonową (przy tym samym dozowaniu domieszki napowietrzającej)
Czas mieszania	Krótki	Wydłużony	Należy dobrać doświadczalnie w celu uzyskania jak najefektywniejszego napowietrzenia
Czas dozowania na węźle betoniarskim	-	-	
Klasa wytrzymałości cementu	42,5 52,5	32,5	Cementy wyższej klasy wytrzymałości zwykle wymagają większego dozowania domieszki napowietrzającej dla uzyskania tego samego poziomu napowietrzenia
Ilość cementu	Większa	Mniejsza	Im większa zawartość cementu, tym większe dozowanie domieszki napowietrzającej (dla uzyskania tego samego poziomu napowietrzenia)
Dodatki do betonu wg PN-EN 206	Tak	Nie	Stosowanie dodatków do betonu (szczególnie popiołu lotnego) utrudnia prawidłowe napowietrzenie mieszanki, a przy tym wymaga większego dozowania domieszki napowietrzającej
Zawartość frakcji 0,25÷0,5 mm w piasku	Niska	Wysoka	Wysoka zawartość frakcji 0,25÷0,5 mm w piasku powoduje zwiększenie napowietrzenia
Konsystencja betonu	Klasa S1-S2 wg PN-EN 206	Klasa S3-S4 wg PN-EN 206	Niski stopień upłynnienia mieszanki betonowej utrudnia prawidłowe napowietrzenie mieszanki. Mieszanki o konsystencji ciekłej łatwiej z kolei odpowietrzyć
Prędkość mieszania w betonomieszarce	Niska	Wysoka	Im większa prędkość mieszania, tym większe ryzyko dodatkowego napowietrzenia podczas transportu



Osiadanie i pękanie plastyczne betonu występuje, gdy mieszanka betonowa jest jeszcze plastyczna, a proces wiązania nie został rozpoczęty. Przyczyną tworzących się pęknięć jest ograniczanie swobodnego osiadania zabudowanej mieszanki betonowej przez, znajdujące się w niewielkiej odległości od powierzchni, ziarna kruszywa grubego lub pręty zbrojeniowe (rys. 1).



Rysy powstałe w skutek osiadania plastycznego betonu



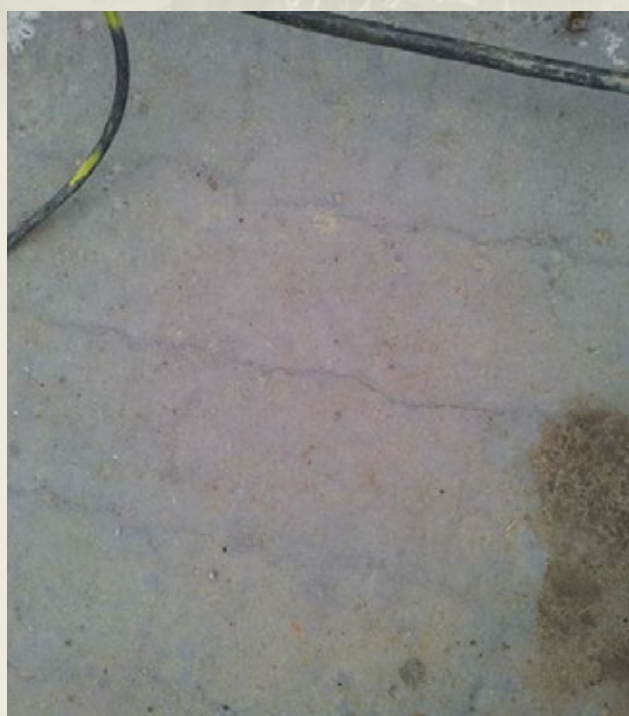
Rys. 1. Schemat zarysowania betonu wskutek osiadania plastycznego

Zarysowania powstałe wskutek osiadania plastycznego w większości przypadków występują w strefie otuliny (pomiędzy powierzchnią betonu, a górną warstwą zbrojenia), przez co nie wpływają znacząco na właściwości mechaniczne konstrukcji, aczkolwiek w znacznym stopniu obniżają trwałość betonu. Wyjątek stanowią elementy utwierdzone, w których rysy od osiadania mogą ulec propagacji wskutek wystąpienia skurczu twardnienia (rys. 3). Rysy powstałe w ten sposób przebiegają przez całą wysokość elementu niosąc ze sobą ryzyko obniżenia trwałości konstrukcji żelbetowej i pogorszenia właściwości mechanicznych betonu.

Zjawisko osiadania plastycznego wynika z wielu czynników, m.in.:

- gwałtownej utraty wody z warstw powierzchniowych betonu (niewłaściwa pielęgnacja),
- nieodpowiednio prowadzonego procesu zabudowy mieszanki betonowej (niewłaściwe, niedostateczne zagęszczenie),
- zbyt małej grubości otuliny zbrojenia,
- zbyt płynnej konsystencji mieszanki,
- znacznego bleedingu (wypływu wody z mieszanki betonowej),
- stosowania mieszanek betonowych o zbyt opóźnionym czasie wiązania.

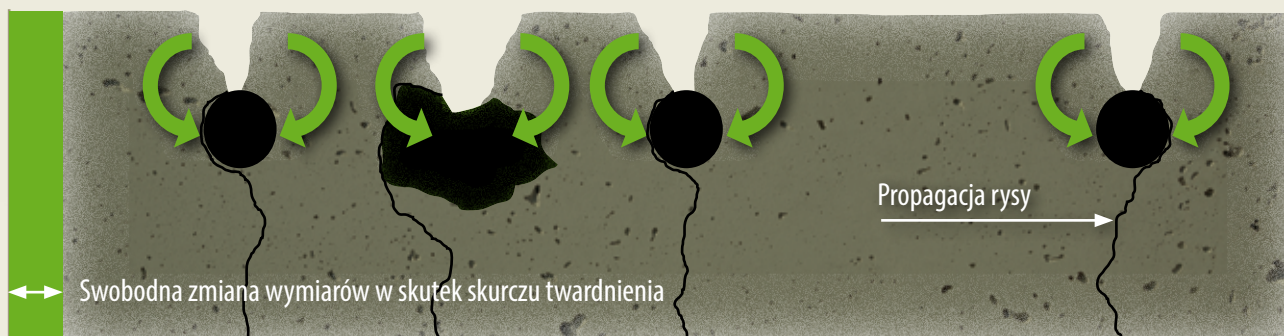
Bardzo często przyczyną osiadania plastycznego jest przenoszenie drgań na zabudowaną w deskowaniu mieszankę betonową. Drgania, powstające w efekcie pracy urządzeń, sprzętu i maszyn budowlanych na terenie budowy, wywołują niekontrolowane przemieszczanie się świeżo ułożonej mieszanki betonowej, a przez to zmianę zabudowanej wysokości.



Rys. 2. Zarysowanie powierzchni betonu wskutek osiadania plastycznego

Obecność „przeszkód” dla osiadającej mieszanki sprawia, że w przypadku elementów zbrojonych, na powierzchni zabudowanego betonu, odzwierciedla się układ górnej, przypowierzchniowej siatki zbrojeniowej (rys. 2).

Zazwyczaj pęknięcia wywołane osiadaniem plastycznym powstają w okresie od 2 do 4 godzin od zabudowy betonu, mogą jednak pozostawać niezauważone do momentu wystąpienia skurczu plastycznego (2 do 8 godzin), który powoduje wzrost rozwartości rys oraz propagację zarysowania.



Rys. 3. Propagacja zarysowań w elementach utwardzonych

Ograniczenie zjawiska osiadania plastycznego można osiągnąć już na etapie projektowania receptury betonu, poprzez odpowiedni dobór składników betonu, ze szczególnym uwzględnieniem zakładanej klasy konsystencji. W praktyce, w celu zwiększenia klasy konsystencji powyżej projektowanej, na budowie często dodaje się wodę do mieszanki betonowej lub stosuje się domieszki chemiczne. W efekcie takich działań może wystąpić nadmierny bleeding (wydzielanie wody na powierzchnię), szczególnie gdy zawartość frakcji drobnych w mieszance betonowej jest ograniczona. Wskutek „bleedingu” dochodzi do zmian objętości zabudowanej mieszanki betonowej jeszcze przed jej stwardnieniem, co przekłada się na znaczny wzrost ryzyka zarysowania.

Podstawowymi sposobami przeciwdziałania osiadaniu plastycznemu są:

- stosowanie osłon zmniejszających odparowanie wody z zabudowanej mieszanki betonowej,
- prawidłowo przeprowadzony proces zabudowy,
- zacieranie lub powtórne zawibrowanie powierzchni betonu,
- zwiększenie grubości otuliny,
- produkcja mieszanek betonowych zgodnie z ich zakresem konsystencji,
- odpowiednia zawartość frakcji drobnych w mieszance betonowej.

Należy zwrócić uwagę na jakość kruszywa drobnego stosowanego w betonie, w Polsce bardzo często stosowane są piaski o niewielkiej ilości frakcji drobnych $\leq 0,25\text{mm}$ (poniżej 7-8%). Kruszywo takie wymaga zastosowania w mieszance betonowej dodatków mineralnych lub specjalnych domieszek chemicznych zwiększających więziowość wody.

Na etapie zabudowy mieszanki betonowej należy stosować następujące zabiegi:

- uwzględnienie przerwy roboczej (tam gdzie jest to możliwe, dla elementów o wymiarze przekroju ponad 30cm) przed zabudową wierzchniej warstwy mieszanki betonowej (rys. 4) – poniżej górnej siatki zbrojeniowej,
- rewibracja mieszanki betonowej po zabudowaniu całej objętości,
- zacieranie powierzchni ułożonej mieszanki betonowej (rys. 5) - najskuteczniejszy i najprostszy sposób eliminacji powstałych rys, ponieważ odpowiednio przeprowadzona całkowicie i trwale zamyka powstałe pęknięcia, zapobiegając tym samym ich propagacji oraz wnikaniu czynników agresywnych w strukturę betonu.

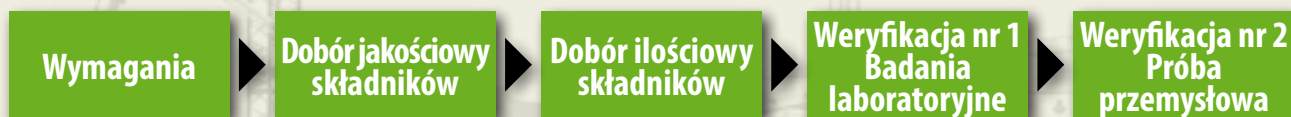


Rys. 4. Zastosowanie przerwy roboczej, poniżej górnej warstwy zbrojenia, przed zabudową wierzchniej warstwy mieszanki betonowej



Rys. 5. Zacieranie powierzchni betonu

Dobór składu ziarnowego mieszanki betonowej jest istotnym elementem projektowania betonu (badania wstępne wg PN-EN 206:2014 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”). Proces projektowania betonu rozpoczyna się od zdefiniowania wymagań jakie ma spełniać mieszanka betonowa i beton stwardniały (klasa ekspozycji). Oznacza to, że w wielu przypadkach proces projektowania betonu to kompromis pomiędzy zapewnieniem wymaganych właściwości betonu z uwagi na technologię robót budowlanych, a gwarancją wymaganej trwałości i wytrzymałości. Zbiór uwzględnionych wymagań trwałościowych, wytrzymałościowych oraz technologicznych tworzy wytyczne do projektowania betonu. W oparciu o zdefiniowane wytyczne do projektowania przeprowadza się dobór jakościowy i ilościowy składników betonu. Ostatnim etapem projektowania betonu jest weryfikacja receptury poprzez wykonanie zarobów próbnych w laboratorium, a następnie wykonanie próby w warunkach przemysłowych. Ogólny proces projektowania betonu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Ogólny proces projektowania betonu

ZACZYN CEMENTOWY A KRUSZYWO

Beton jest materiałem kompozytowym dwuskładnikowym. Matrycę stanowi zaczyn cementowy, zaś kruszywo jest wypełniaczem. Strefa stykowa zaczyn-kruszywo decyduje o wytrzymałości i trwałości betonu. Optymalnym rozwiązaniem jest zapewnienie takiej ilości zaczynu, aby mieszanka betonowa była urabialna, a beton stwardniały posiadał wymaganą trwałość i wytrzymałość. Tak prowadzony proces projektowania betonu wymaga komponowania mieszanki kruszywowej z kruszywo o różnych rozmiarach ziaren, co pozwala na osiągnięcie maksymalnej szczelności. Maksymalna szczelność stosu okruszowego pozwala na minimalizację zapotrzebowania na zaczyn. Tym samym zmniejszana jest grubość strefy kontaktowej zaczyn-kruszywo. Uproszczony model betonu przedstawiono na rys. 2.



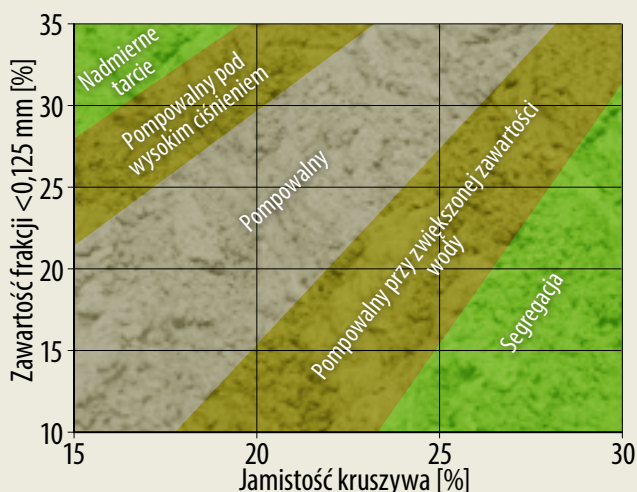
Rys. 2. Uproszczony model betonu

DOBÓR JAKOŚCIOWY KRUSZYWA

Zapewnienie wymaganej trwałości betonu można osiągnąć, stosując się do wymagań z klas ekspozycji zawartych w PN-EN 206. W przypadku projektowania betonu dla klas ekspozycji XF, należy stosować kruszywo mrozoodporne. Kruszywo powinno być pozbawione zanieczyszczeń organicznych, posiadać stałe właściwości podczas sezonu produkcyjnego.

MIESZANKA KRUSZYWOWA

Kruszywo drobne charakteryzuje się większą powierzchnią właściwą, co przekłada się na wyższą wodożądność. Wodożądność jest to ilość wody potrzebna do uzyskania założonej konsystencji. W efekcie stosowania samego kruszywa drobnego (duża powierzchnia właściwa) zwiększamy zapotrzebowanie na zaczyn cementowy w wyniku dużej wodożądności. W przypadku stosowania tylko kruszywa grubego zwiększamy jamistość. Jamistość jest to zawartość pustych przestrzeni pomiędzy ziarnami kruszywa. Puste przestrzenie pomiędzy ziarnami kruszywa także zwiększają zapotrzebowanie na zaczyn cementowy. W oparciu o kompromis pomiędzy jamistością a wodożądnością, komponuje się mieszankę kruszywową, czyli zestaw kruszyw o różnej frakcji. Wpływ wodożądności, wyrażonej jako zawartość frakcji poniżej 0,125 mm (suma spoiwa i kruszywa) oraz jamistości na właściwości mieszanki betonowej, przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Wpływ wodożądności i jamistości na właściwości mieszanki betonowej

ZNACZENIE ANALIZY SITOWEJ PRZY PROJEKTOWANIU BETONU

Dobór składu ziarnowego mieszanki betonowej możliwy jest tylko po uprzedniej analizie sitowej wszystkich frakcji kruszyw, które będą w składzie mieszanki kruszywowej. W wyniku przeprowadzonej analizy sitowej uzyskuje się pełną informację o uziarnieniu kruszyw. Przy projektowaniu krzywej uziarnienia wykorzystuje się procent masy przechodzącej przez dane sito. Charakterystycznymi punktami odczytanymi z wyników analizy sitowej są punkt piaskowy (zawartość frakcji $\leq 2,0$ mm) oraz zawartość frakcji poniżej 0,25 mm.

PUNKT PIASKOWY

Podstawową właściwością stosu okruszowego jest punkt piaskowy, czyli zawartość frakcji poniżej 2 mm, wyrażana w procentach do całkowitej zawartości kruszywa w betonie. Punkt piaskowy nie jest tożsamy z zawartością procentową piasku w mieszance kruszywowej, ponieważ piasek (kruszywo drobne) może zawierać nadziarno, zaś kruszywo grube może zawierać podziarno (poniżej 2 mm). W celu zapewnienia właściwej urabialności (zdolność do układania i zagęszczania) mieszanki betonowej, mieszanka kruszywowa musi charakteryzować się odpowiednim punktem piaskowym.

Większość produkowanych betonów (mieszanek betonowych) podawana jest na placach budowy za pomocą pomp. Punkt piaskowy ma duże znaczenie z punktu widzenia pompowności mieszanki oraz wpływa na efekt ściany. Orientacyjne granice punktu piaskowego dla mieszanek betonowych:

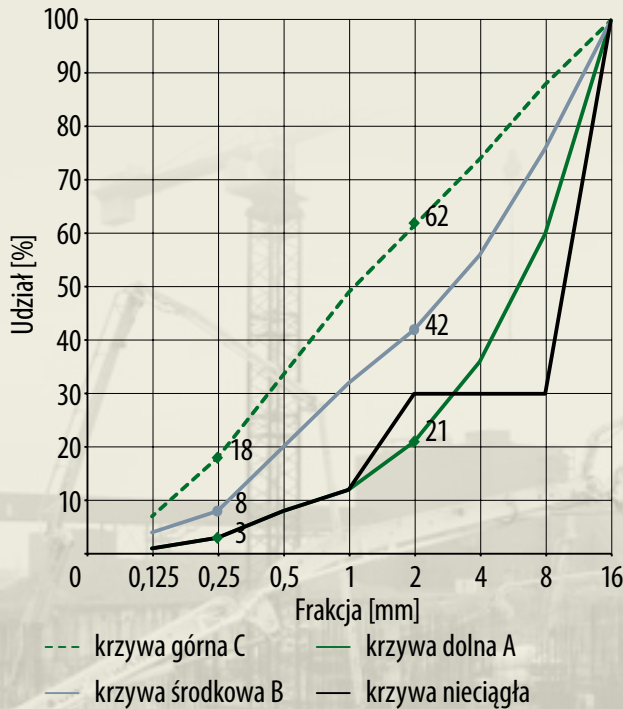
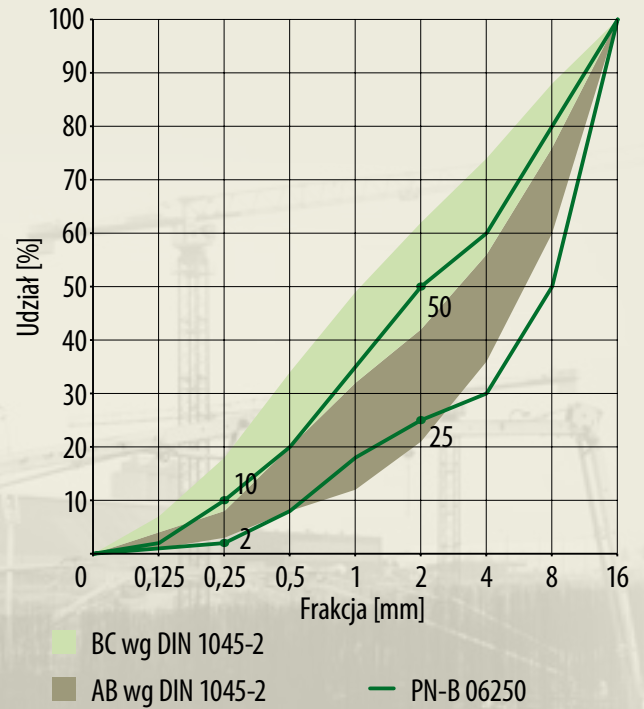
- 27-30% – mieszanki betonowe układane ręcznie, zagęszczane mechanicznie (wibrowane); konsystencja plastyczna, półciekła; elementy zbrojone (st. zbrojenia $<2,5\%$),
- 35-40% – mieszanki betonowe podawane pompą, wibrowane lub samozagęszczane; konsystencja półciekła, ciekła; elementy gęsto zbrojone
- 45-60% – mieszanki wibroprasowane; konsystencja wilgotna, gęstoplastyczna; elementy niezbrojone lub rzadko zbrojone, o prostym, nieskomplikowanym kształcie przekroju.

ZAWARTOŚĆ FRAKCJI PONIŻEJ 0,25 MM

Istotną właściwością mieszanki kruszywowej jest zawartość frakcji poniżej 0,25 mm, wyrażana w procentach do całkowitej zawartości kruszywa w betonie. Zawartość frakcji poniżej 0,25 mm decyduje o spoistości mieszanki betonowej, czyli wpływa na jej urabialność, ma wpływ na ograniczenie zjawiska wydzielania wody z betonu (bleeding), ale także wpływa na skurcz betonu. Z tego powodu zawartość frakcji poniżej 0,25 mm w mieszance kruszywowej dobiera się z uwagi na rodzaj projektowanego betonu, przykładowo dla betonów posadzkowych optymalna zawartość mieści się w przedziale 4 ÷ 6 %, ponieważ wymagane jest ograniczenie bleedingu, ale zbyt duża zawartość frakcji poniżej 0,25 mm zwiększa ryzyko zarysowania powierzchni betonu w wyniku skurczu.

KRZYWE NORMOWE

W oparciu o kompromis pomiędzy wodozadržnością a jamistością kruszywa zostały opracowane tzw. krzywe normowe. Krzywe normowe, to graficzne przedstawienie procentowej ilości kruszywa przechodzącej przez dane sito. W zależności od pochodzenia krzywych granicznych, czy to na przykład z normy DIN 1045-2:2014 „Konstrukcje nośne betonowe, żelbetowe i ze sprężonego betonu - Część 2: Beton - Ustalenia, właściwości, wytwarzanie i zgodność - Zasady stosowania do DIN EN 206” czy PN-B-06250 „Beton zwykły”, tworzone są one przez dwa lub kilka wykresów liniowych. Obszar pomiędzy krzywymi określany jest jako obszar dobrego uziarnienia. Przedstawiono przykładowe krzywe graniczne z DIN 1045-2 (rys. 4.) oraz PN-B-06250 (rys. 5.).

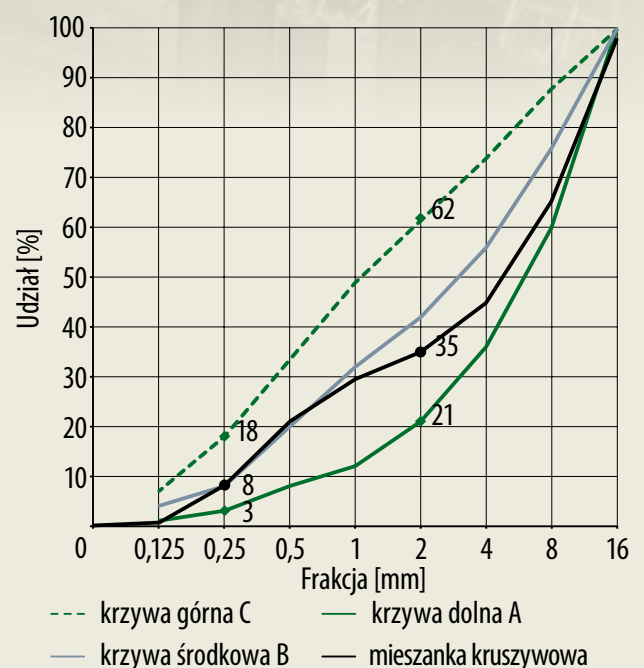
Rys. 4. Krzywe graniczne DIN 1045-2 $D_{max} = 16\text{mm}$ Rys. 5. Krzywe graniczne PN-B-06250 na tle DIN 1045-2, $D_{max} = 16\text{mm}$

DOBÓR SKŁADU ZIARNOWEGO DLA RÓŻNYCH MIESZANEK BETONOWYCH

Doboru składu ziarnowego mieszanki betonowej dokonuje się zestawiając wyniki przeprowadzonej analizy sitowej posiadanych frakcji kruszyw z krzywymi granicznymi. Przyjmując wymagania, wynikające z rodzaju cementu, dobiera się ilościowo z każdej frakcji kruszywa tworzącej mieszankę kruszywową. Krzywe graniczne zawarte w normie DIN 1045-2, pozwalają na uwzględnienie większości rodzajów betonu. Krzywe graniczne z normy PN-B-06250 charakteryzują się węższym zakresem stosowania.

BETON ZWYKŁY

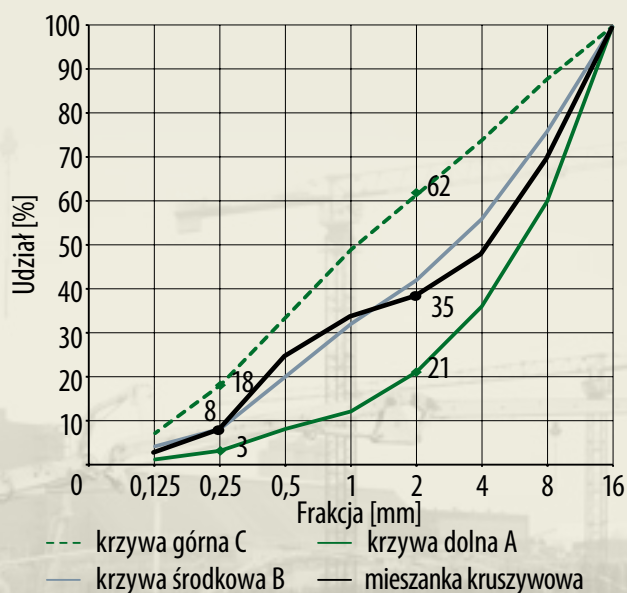
Decydującym wymogiem przy projektowaniu betonu zwykłego jest sposób układania mieszanki betonowej na placu budowy. W przypadku podawania betonu pompą, wymagane jest, aby mieszanka betonowa charakteryzowała się odpowiednią spójnością dla uniknięcia ryzyka jej segregacji. Maksymalny wymiar ziarna przyjmuje się jak $< 1/3$ średnicy przewodów pompy. Krzywa uziarnienia powinna być ciągła, zaś zawartość frakcji 4 – 8 mm powinna być minimalizowana. Punkt piaskowy dobiera się w przedziale 35 ÷ 40%. Przykładową krzywą uziarnienia betonu zwykłego pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Przykładowa krzywa uziarnienia betonu zwykłego

BETON POSADZKOWY

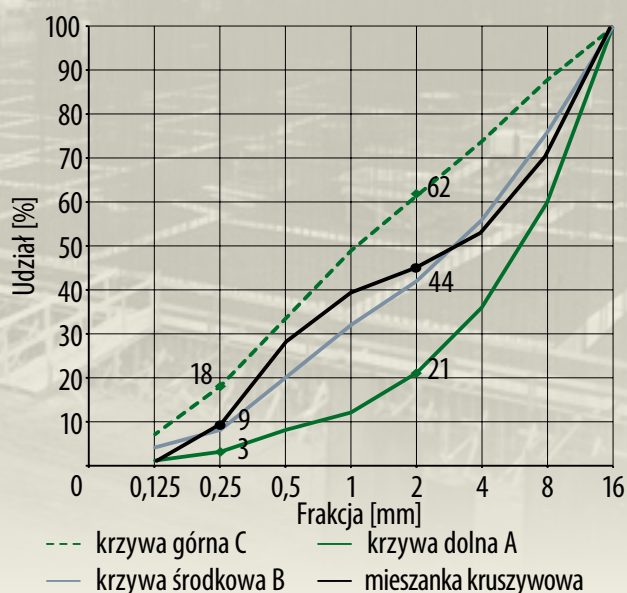
Głównym wymaganiem dla betonu posadzkowego jest ograniczenie skurczu. Optymalizowana jest zawartość frakcji poniżej 0,25 mm w mieszance kruszywowej. Zbyt niska zawartość może przyczynić się do wystąpienia wydzielania wody z mieszanki (bleeding), natomiast zbyt duża zawartość może powodować nadmierny skurcz betonu. Zaleca się, aby zawartość frakcji <0,25 mm mieściła się w zakresie od 4 do 6 %. W ogólnych przypadkach, dobór składu ziarnowego betonu posadzkowego polega na zaprojektowaniu krzywej uziarnienia w obszarze AB, krzywych granicznych DIN 1045-1. Przykładową krzywą uziarnienia betonu zwykłego pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Przykładowa krzywa uziarnienia betonu posadzkowego

BETON SAMOZAGĘSZCZALNY (SCC)

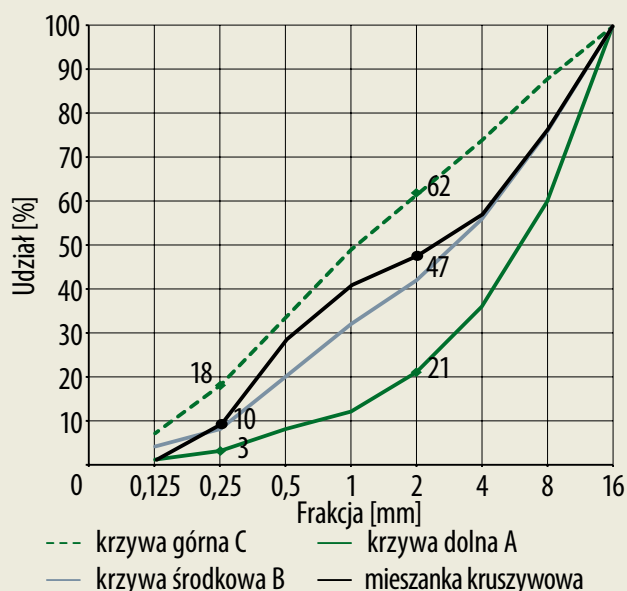
Dobór składu ziarnowego dla projektowania betonu samozagęszczalnego, to spełnienie wymagania odpowiedniej spoiwości mieszanki betonowej. Odporność na segregację zapewnia się poprzez zwiększenie punktu piaskowego. Wymagana konsystencja i urabialność mieszanki betonowej zapewniana jest na ogół przez zwiększony udział domieszki polimerowej. Optymalnym doбором składu ziarnowego betonu samozagęszczalnego (SCC) jest usytuowanie krzywej uziarnienia w granicach krzywej B, krzywych granicznych DIN 1045-2. Przykładową krzywą uziarnienia betonu zwykłego pokazano na rys. 8.



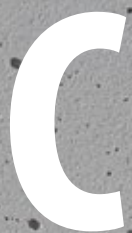
Rys. 8. Przykładowa krzywa uziarnienia SCC

BETON ARCHITEKTONICZNY

Przy projektowaniu krzywej uziarnienia dla betonu architektonicznego dążymy do osiągnięcia tzw. efektu ściany. Polega on na zgromadzeniu się odpowiedniej ilości zaprawy przy powierzchni betonu, tak aby zapewnić wymagany wygląd. Z tego powodu w składzie betonu należy zwiększyć ilość zaprawy, poprzez zwiększenie udziału piasku 0-2mm. Bardzo często dąży się do zmniejszenia udziału kruszywa grubego 8-16mm na rzecz 2-8mm, co w konsekwencji zmniejszy prawdopodobieństwo wystąpienia raków na powierzchni betonu. Dla betonu architektonicznego odpowiednim obszarem uziarnienia kruszywa jest obszar pomiędzy krzywymi B i C (DIN 1045-2). Przykładową krzywą uziarnienia betonu zwykłego pokazano na rys. 9.



Rys. 9. Przykładowa krzywa uziarnienia betonu architektonicznego



C

BETON STWARDNIAŁY

KLASA EKSPOZYCJI – ODDZIAŁYWANIE ŚRODOWISKA NA BETON W KONSTRUKCJI. ODDZIAŁYWANIA MOGĄ MIEĆ CHARAKTER CHEMICZNY LUB FIZYCZNY (RYS. 1), MOGĄ WPŁYWAĆ NA BETON LUB NA ZBROJENIE, LUB INNE ZNAJDUJĄCE SIĘ W NIM ELEMENTY METALOWE, KTÓRE W PROJEKIE KONSTRUKCYJNYM NIE ZOSTAŁY UWZGLĘDNIONE JAKO OBCIĄŻENIA.



Rys. 1. Klasy ekspozycji wg PN-EN 206:2014

Norma PN-EN 206:2014 określa dla danej klasy ekspozycji wymagania dotyczące składu i właściwości betonu (tabela 1) tj.:

- minimalną zawartość cementu,
- maksymalny współczynnik w/c,
- minimalną klasę wytrzymałości na ściskanie betonu,
- napowietrzenie, rodzaj cementu.

PRZESTRZEGANIE ZASAD NORMOWYCH GWARANTUJE OBIEKTOM WYKONANYM Z BETONU TRWAŁOŚĆ PRZEZ OKRES UŻYTKOWANIA CO NAJMNIEJ 50 LAT.

Tabela 1. Wymagania dotyczące betonu w klasach ekspozycji wg PN-EN 206:2014

Klasa ekspozycji	Opis środowiska	Przykład przyporządkowania do danej klasy	Min. zawartość cementu [kg/m ³]	Max. współczynnik w/c	Min. klasa wytrz. na ściskanie
Brak zagrożenia korozją lub agresją środowiska					
X0	Dla betonów niezbrojonych wszystkie klasy oprócz XF, XA	Elementy betonowe wewnątrz budynków o małej wilgotności powietrza	—	—	C12/15

Tabela 1. Wymagania dotyczące betonu w klasach ekspozycji wg PN-EN 206:2014 cd.

Korozja wywołana karbonatyzacją					
XC1	Suche lub stale mokre	Elementy betonowe wewnątrz budynków o normalnej wilgotności powietrza	260	0,65	C20/25
XC2	Mokre, sporadycznie suche	Części konstrukcji hydrotechnicznych; większość fundamentów	280	0,60	C25/30
XC3	Umiarkowanie wilgotne	Elementy betonowe wewnątrz budynków o podwyższonej wilgotności powietrza; Zewnętrzne elementy betonowe osłonięte przed deszczem;	280	0,55	C30/37
XC4	Cyklicznie: suche – mokre	Elementy narażone na kontakt z wodą, spoza klasy ekspozycji XC2	300	0,50	C30/37
Korozja wywołana chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej					
XD1	Umiarkowanie wilgotne	Elementy betonowe narażone na działanie chlorków z powietrza	300	0,55	C30/37
XD2	Mokre sporadycznie suche	Betonowe elementy basenów kąpielowych; betonowe elementy zbiorników przemysłowych gromadzących roztwory chlorków;	300	0,55	C30/37
XD3	Cyklicznie: suche - mokre	Części mostów, nawierzchnie betonowe dróg i parkingów	320	0,45	C35/45
Korozja wywołana chlorkami pochodzącymi z wody morskiej					
XS1	Działanie soli zawartych w powietrzu	Elementy zlokalizowane w pobliżu wybrzeża	300	0,50	C30/37
XS2	Stałe zanurzenie	Zatopione części konstrukcji morskich	320	0,45	C35/45
XS3	Strefy pływów, rozbryzgów i aerozoli	Strefy rozbryzgu i obmywania konstrukcji morskich (w efekcie falowania morza)	340	0,45	C35/45
Agresja spowodowana zamrażaniem/rozmarzaniem ¹⁾					
XF1	Umiarkowane nasycenie wodą	Pionowe powierzchnie narażone na deszcz i zamarzanie	300	0,55	C30/37
XF2 ²⁾	Umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odladzającymi	Pionowe powierzchnie konstrukcji drogowych narażone na zamarzanie i działanie środków odladzających z powietrza	300	0,55	C25/30
XF3 ²⁾	Silne nasycenie wodą bez środków odladzających	Poziome powierzchnie narażone na deszcz i zamarzanie	320	0,50	C30/37

Tabela 1. Wymagania dotyczące betonu w klasach ekspozycji wg PN-EN 206:2014 cd.

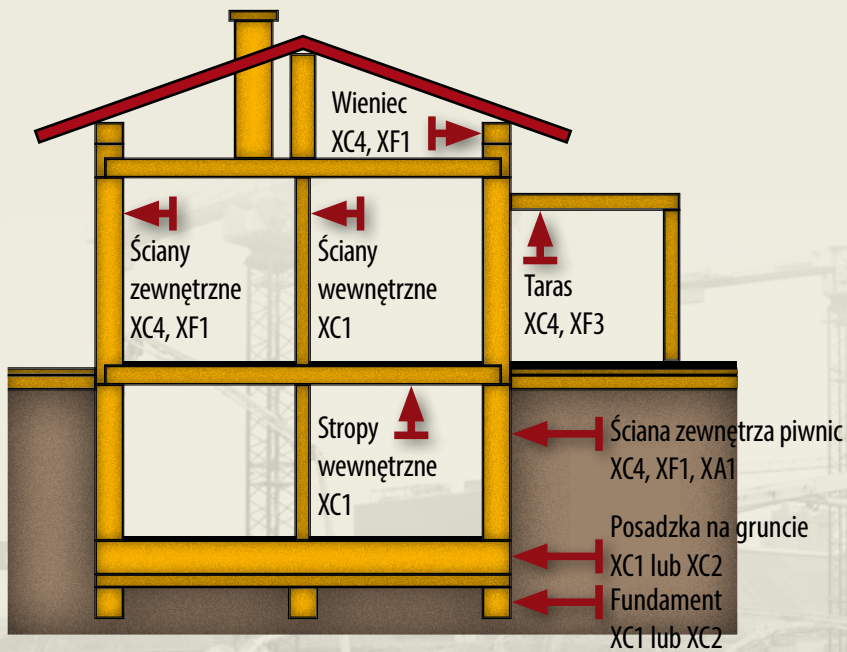
XF4 ²⁾	Silne nasycenie wodą ze środkami odladzającymi lub wodą morską	Jezdnie dróg i mostów narażone na działanie środków odladzających, Powierzchnie betonowe i strefy rozbrzygów narażone na działanie wody i zamarzanie	340	0,45	C30/37
Agresja chemiczna					
XA1	Słaba agresja chemiczna	Beton narażony na kontakt z gruntem i wodą gruntową zgodnie z tabelą 2	300	0,55	C30/37
XA2 ³⁾	Umiarkowana agresja chemiczna	Beton narażony na kontakt z gruntem i wodą gruntową zgodnie z tabelą 2	320	0,50	C30/37
XA3 ³⁾	Silna agresja chemiczna	Beton narażony na kontakt z gruntem i wodą gruntową zgodnie z tabelą 2	360	0,45	C35/45
<p>1) dla klas ekspozycji XF należy stosować kruszywo zgodne z PN-EN 12620 o odpowiedniej odporności na zamrażanie/rozmarzanie</p> <p>2) dla klas ekspozycji XF2–XF4 wymagany jest minimalny poziom napowietrzenia 4% i stosowanie kruszywa mrozoodpornego</p> <p>3) dla klas ekspozycji XA2, XA3 wymagane jest stosowanie cementów odpornych na siarczany SR lub HSR</p>					

Klasyfikacja agresywnych środowisk chemicznie XA (tabela 2) dotyczy gruntów naturalnych i wody gruntowej o temperaturze od 5°C do 25°C i tak wolnemu przepływowi wody, że można go określić jako warunki statyczne. Klasę determinuje najbardziej niekorzystna wartość właściwości chemicznej. Określenia klasy środowiska agresywnego chemicznie dokonujemy na podstawie przyporządkowania wartości danej charakterystyki chemicznej do przedziału wartości z tabeli 2. Gdy dwa lub więcej parametrów agresywności wskazują na tę samą klasę, środowisko należy zakwalifikować do następnej wyższej klasy, chyba że dodatkowe badanie dla określonego przypadku udowodni, że nie jest to konieczne.

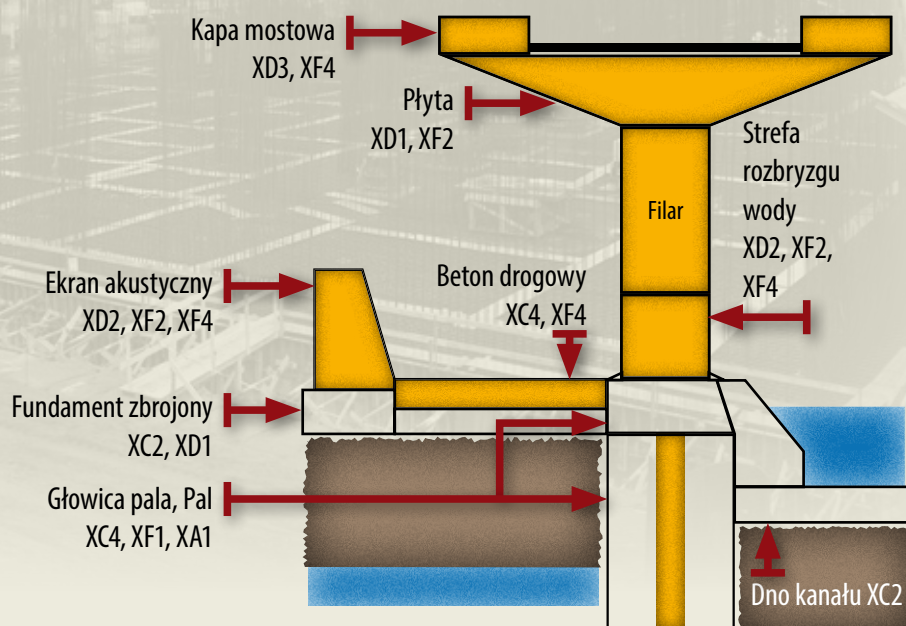
Tabela 2. Wartości graniczne dla klas ekspozycji XA

Właściwość chemiczna	Metoda badania	XA1	XA2	XA3
Woda gruntowa				
SO ₄ ²⁻ [mg/l]	EN 196-2	≥ 200 i ≤ 600	> 600 i ≤ 3000	> 3000 i ≤ 6000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 i ≥ 5,5	< 5,5 i ≥ 4,5	< 4,5 i ≥ 4,0
CO ₂ agresywny [mg/l]	EN 13577	≥ 15 i ≤ 40	> 40 i ≤ 100	> 100 aż do nasycenia
NH ₄ ⁺ [mg/l]	ISO 7150-1	≥ 15 i ≤ 30	> 30 i ≤ 60	> 60 i ≤ 100
Mg ²⁺ [mg/l]	EN ISO 7980	≥ 300 i ≤ 1000	> 1000 i ≤ 3000	> 3000 aż do nasycenia
Grunt				
SO ₄ ²⁻ całkowite ^{a)} [mg/kg]	EN 196-2 ^{b)}	≥ 200 i ≤ 3000 ^{c)}	> 3000 ^{c)} i ≤ 12000	> 12000 i ≤ 24000
Kwasowość według Bauman-Gully'ego [ml/kg]	prEN 16502	> 200	nie spotykane w praktyce	
<p>a) Grunty gliniaste o przepuszczalności poniżej 10⁻⁵ m/s mogą być przesunięte do niższej klasy.</p> <p>b) Metoda badania przewiduje ekstrakcję SO₄²⁻ z użyciem kwasu chlorowodorowego; alternatywnie można zastosować ekstrakcję wodną, jeżeli takie badania były już wcześniej prowadzone w miejscu stosowania betonu.</p> <p>c) W przypadku, gdy istnieje ryzyko akumulacji jonów siarczanowych w betonie na skutek cyklicznego wysychania i nawilżania lub podciągania kapilarnego, wartość graniczną 3000 mg/kg należy zmniejszyć do 2000 mg/kg</p>				

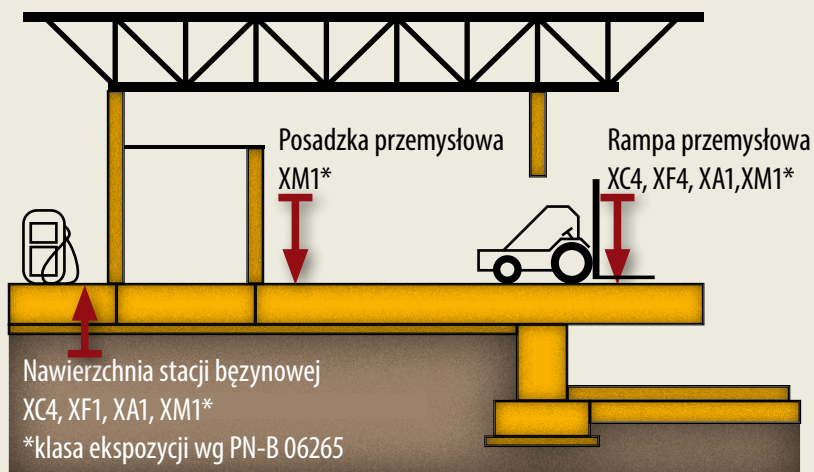
Beton może być poddany więcej niż jednemu oddziaływaniu, a zatem warunki środowiska, w których znajduje się beton, mogą wymagać określenia kombinacji klas ekspozycji. Różne powierzchnie betonowe danego elementu konstrukcyjnego mogą być narażone na różne oddziaływania środowiskowe (rys. 2).



b) obiekt mieszkalny



b) obiekt inżynierii komunikacyjnej



c) obiekt przemysłowy

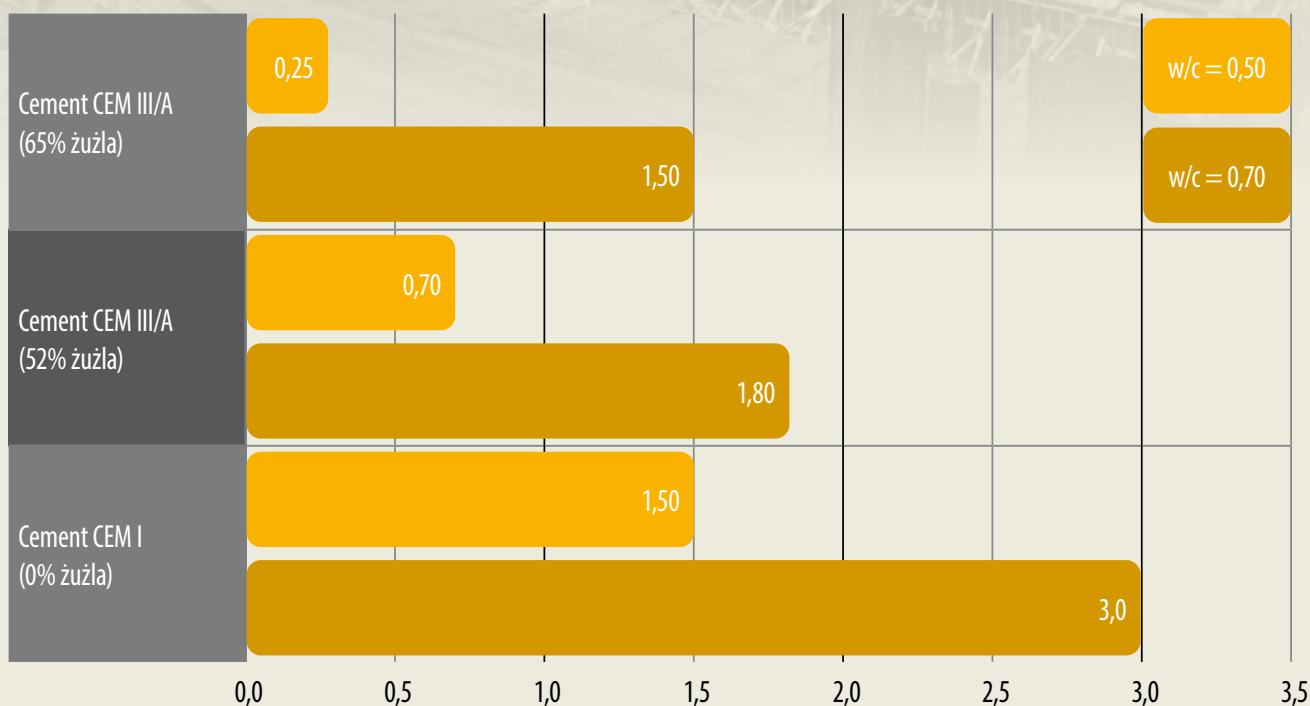
Rys. 2. Przykłady klas ekspozycji w różnych obszarach budownictwa

Beton w konstrukcji musi charakteryzować się **TRWAŁOŚCIĄ**, czyli zachowaniem właściwości w założonych warunkach środowiska, przy minimalnych nakładach na konserwację, przez zaprojektowany okres eksploatacji. Zgodnie z normą PN-EN 206:2014 warunki środowiska określa się za pomocą tzw. klas ekspozycji, a założony okres trwałości betonu wynosi 50 lat. W okresie użytkowania konstrukcje betonowe narażone są na działanie wielu czynników środowiskowych powodujących degradację betonu. Proces niszczenia betonu w wyniku oddziaływania środowiska definiuje się jako korozję. Wyróżnia się dwa rodzaje korozji betonu: wewnętrzną i zewnętrzną. Przyczyną korozji wewnętrznej mogą być składniki, z których wykonano beton (głównie alkalia obecne w cemencie lub domieszkach, a także zbyt duża zawartość gipsu CaSO_4). Korozja zewnętrzna zachodzi pod działaniem niekorzystnych czynników zewnętrznych.

NAJCZĘŚCIEJ WYSTĘPUJĄCYMI RODZAJAMI KOROZJI BETONU SĄ:

- ▶ KARBONATYZACJA,
- ▶ KOROZJA CHLORKOWA,
- ▶ KOROZJA SIARCZANOWA,
- ▶ KOROZJA SPOWODOWANA REAKCJĄ ALKALIA-KRUSZYWO.

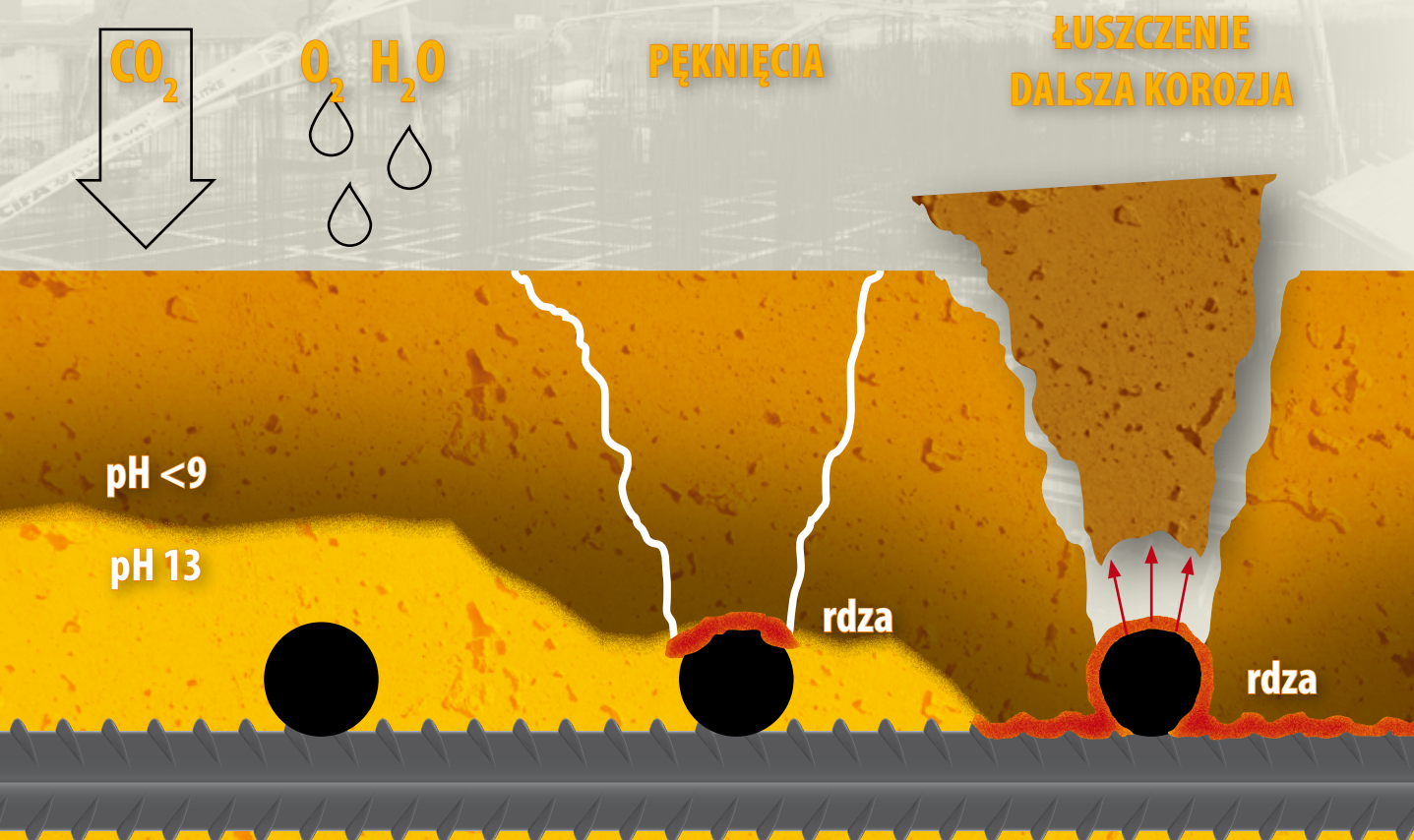
Dla zapewnienia odpowiedniej trwałości betonu w założonym środowisku, należy odpowiednio zaprojektować skład betonu (rodzaj i ilość cementu, wielkość współczynnika w/c, jakość kruszywa, rodzaj domieszek, rodzaj i ilość dodatków do betonu) tak, aby beton charakteryzował się szczelną matrycą. Kształtowanie szczelności betonu, np. poprzez ograniczenie ilości wody w mieszance betonowej lub zastosowanie cementu z dodatkami mineralnymi skutkuje, przede wszystkim ograniczeniem porowatości kapilarnej zaczynu cementowego (rys. 1). W skali „makro” wpływa to bezpośrednio na głębokość penetracji mediów agresywnych i wielkość podciągania kapilarnego, natomiast w skali „mikro” skutkuje utrudnieniem dyfuzji jonów agresywnych do wnętrza matrycy cementowej. Należy mieć na uwadze, że wysoka wytrzymałość nie gwarantuje trwałości betonu w konstrukcji.



Rys. 1. Udział porów kapilarnych w 12-letnim betonie o różnym współczynniku w/c i wykonanym z cementu o różnej zawartości granulowanego żużla wielkopiecowego

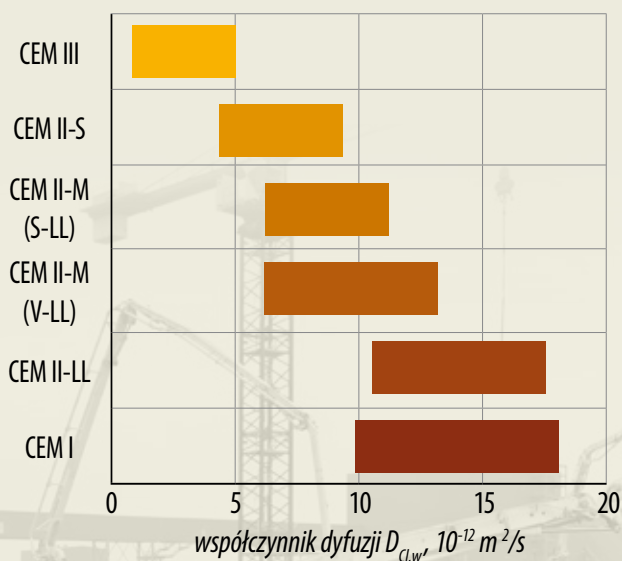
KARBONATYZACJA jest procesem korozyjnym, zachodzącym stopniowo od zewnętrznej strony konstrukcji betonowej wystawionej na działanie dwutlenku węgla. CO_2 z powietrza reagując z produktami hydratacji faz klinkierowych, tworzy się węglan wapnia CaCO_3 . Obecność CaCO_3 nie powoduje zniszczenia betonu, ale prowadzi do obniżenia pH betonu z poziomu ok. 13 do wartości poniżej 9. Wskutek obniżania pH stopniowo zanika cienka warstwa ochronna (pasywacyjna) na powierzchni stali zbrojeniowej. Karbonatyzacja przebiega najszybciej w warunkach przemiennie wilgotno–suchych. Gdy front karbonatyzacji (obszar betonu o $\text{pH} < 9$) osiągnie poziom prętów zbrojeniowych, przy jednocześnie wysokiej wilgotności betonu, następuje szybka korozja stali zbrojeniowej (rys. 2). Powstająca rdza ma większą objętością niż stal, co skutkuje powstaniem naprężeń rozciągających, a w efekcie prowadzi do zarysowania betonu. Wraz z postępem karbonatyzacji może dojść do złuszczenia betonowej otuliny i całkowitego odsłonięcia prętów zbrojeniowych. Dodatkowo, gdy beton narażony jest na działanie jonów chlorkowych, korozja stali znacznie przyspiesza.

Rys. 2. Mechanizm niszczenia betonu w wyniku karbonatyzacji



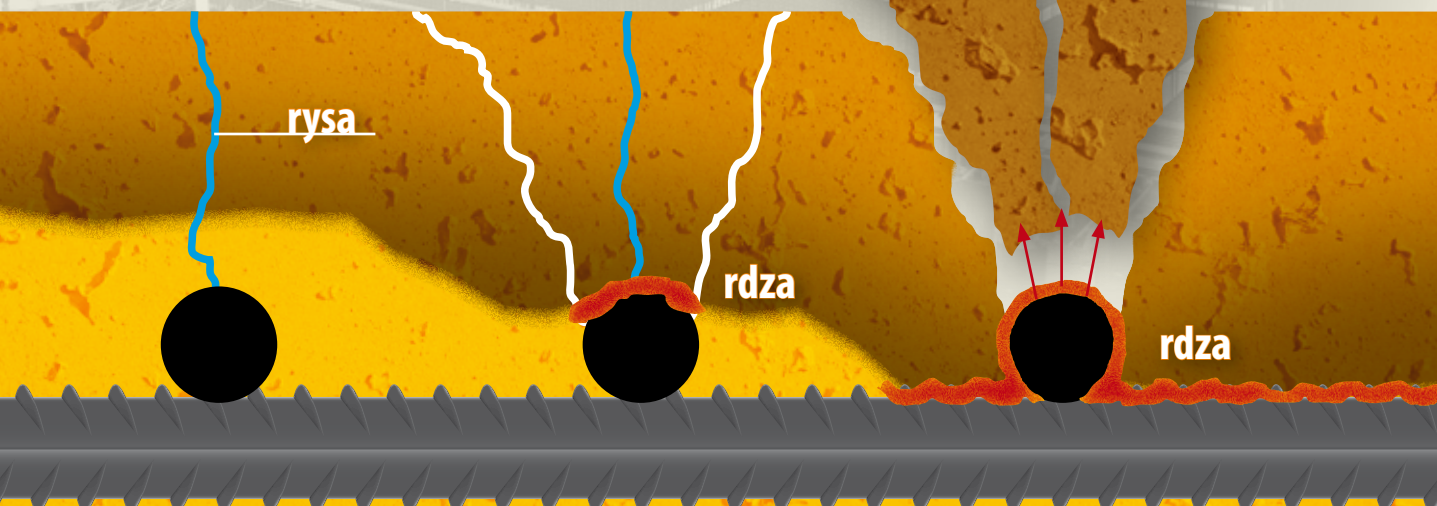
CZYNNIKI OGRANICZAJĄCE KARBONATYZACJĘ:

- ▶ PROJEKTOWANIE BETONU WG WYMAGAŃ DLA KLAS EKSPOZYCJI DOTYCZĄCYCH KARBONATYZACJI XC1 ÷ XC4 WG NORMY PN-EN 206:2014 (MINIMALNA ILOŚCI CEMENTU, MAKSYMALNY WSPÓŁCZYNNIK W/C),
- ▶ WŁAŚCIWY DOBÓR GRUBOŚCI OTULINY ZBROJENIA,
- ▶ ODPOWIEDNIO DOBRANA I PROWADZONA PIELĘGNACJA BETONU W KONSTRUKCJI.



Rys. 3. Współczynniki dyfuzji betonów wykonanych z różnych cementów

Rys. 4. Mechanizm niszczenia betonu w wyniku korozji chlorkowej



CZYNNIKI OGRANICZAJĄCE AGRESJĘ CHLORKOWĄ:

- ▶ PROJEKTOWANIE BETONU WG WYMAGAŃ DLA KLAS EKSPOZYCJI DOTYCZĄCYCH AGRESJI SPOWODOWANEJ CHLORKAMI NIEPOCHODZĄCYMI Z WODY MORSKIEJ XD1, XD2, XD3 I/LUB AGRESJI SPOWODOWANEJ CHLORKAMI Z WODY MORSKIEJ XS1, XS2, XS3 WG NORMY PN-EN 206:2014,
- ▶ PRZESTRZEGANIE KLAS ZAWARTOŚCI CHLORKÓW W BETONIE W ZALEŻNOŚCI OD RODZAJU KONSTRUKCJI BETONOWEJ (SPRĘŻANE, ZBROJONE, NIEZBROJONE),
- ▶ OGRANICZENIE WSPÓŁCZYNNIKA W/C W CELU ZMNIJSZENIA PRZEPUSZCZALNOŚCI BETONU,
- ▶ ZASTOSOWANIE CEMENTÓW Z DODATKAMI MINERALNYMI, NP.: CEMENTÓW HUTNICZYCH CEM III LUB CEMENTÓW WIELOSKŁADNIKOWYCH CEM V,
- ▶ ODPOWIEDNI DOBÓR GRUBOŚCI OTULINY ZBROJENIA.

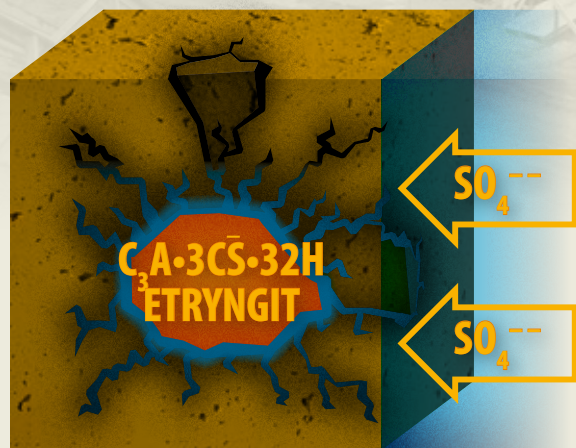
KOROZJA CHLORKOWA - spośród wszystkich jonów, jony chlorkowe najszybciej wnikają w głąb matrycy cementowej, z tego względu korozja betonu poddanego działaniu roztworu chlorków postępuje z dużą szybkością. Agresja chlorkowa prowadzi do obniżenia pH betonu oraz powstawania ekspansywnych związków, które mogą powodować spękanie betonu. Równie groźnym skutkiem oddziaływania jonów chlorkowych jest korozja stali zbrojeniowej. Przebieg korozji jest bardzo zbliżony do niszczenia betonu w wyniku procesu karbonatyzacji (rys. 4). Korozja chlorkowa może być spowodowana działaniem m.in. wód kopalnianych lub wody morskiej, jednak najpowszechniejsza jest korozja wywołana środkami odładowymi. Czynniki wpływającymi na wnikanie chlorków są: cykliczne nasycanie i wysychanie oraz działanie mrozu, co może prowadzić do złuszczenia powierzchniowej warstwy betonu. Betony z dodatkami wykazują wyższą odporność na korozyjne działanie chlorków. Na rys. 3 przedstawiono współczynniki dyfuzji jonów chlorkowych w betonach wykonanych z użyciem różnych cementów po 28 dniach twardnienia ($w/c=0,5$, zawartość cementu 320 kg/m^3 , dojrzewanie w wodzie).

KOROZJA SIARCZANOWA

jest jedną z najgroźniejszych korozji występujących w trakcie cyklu życia konstrukcji betonowej. Korozja siarczanowa występuje najczęściej w konstrukcjach narażonych na działanie wód gruntowych, ścieków lub wody morskiej. Siarczany w wodzie gruntowej są zazwyczaj pochodzenia naturalnego, ale ich źródłem mogą być również nawozy sztuczne i ścieki przemysłowe. W wodzie morskiej jonom siarczanowym towarzyszą duże ilości jonów chlorkowych, sodowych i magnezowych, co potęguje jej niszczące oddziaływanie na beton.

Wyróżnia się dwa rodzaje agresji siarczanowej: wewnętrzną (ISA) i zewnętrzną (ESA) - rys. 5. Wewnętrzna zachodzi w betonach, w których zastosowano cement o wysokiej zawartości gipsu (regulatora czasu wiązania), w związku z czym wprowadzono nadmierną ilość jonów siarczanowych. Do korozji o charakterze wewnętrznym może dojść w przypadku betonów poddawanych obróbce termicznej w temperaturze wyższej niż 60°C. Do korozji o charakterze zewnętrznym dochodzi, gdy beton poddawany jest działaniu roztworów siarczanowych. Jony siarczanowe z otoczenia reagują z matrycą cementową, tworząc gips i/ lub ettringit (rys. 6). W czasie powstawania obu związków dochodzi do zwiększenia objętości, w przypadku ettringitu aż o 168%!

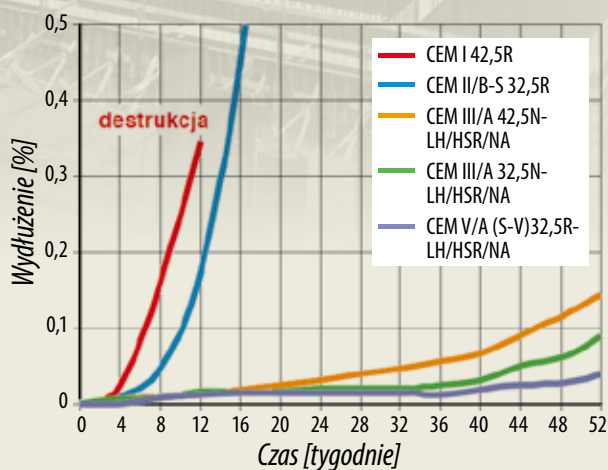
Doskutków fizycznych agresji siarczanowej należy zaliczyć ekspansję, spękania, łuszczenie czy spadek wytrzymałości, a w przypadku silnej korozji może dojść nawet do całkowitej destrukcji betonu w konstrukcji.



Rys. 6. Niszczenie betonu spowodowane powstaniem ekspansywnego ettringitu



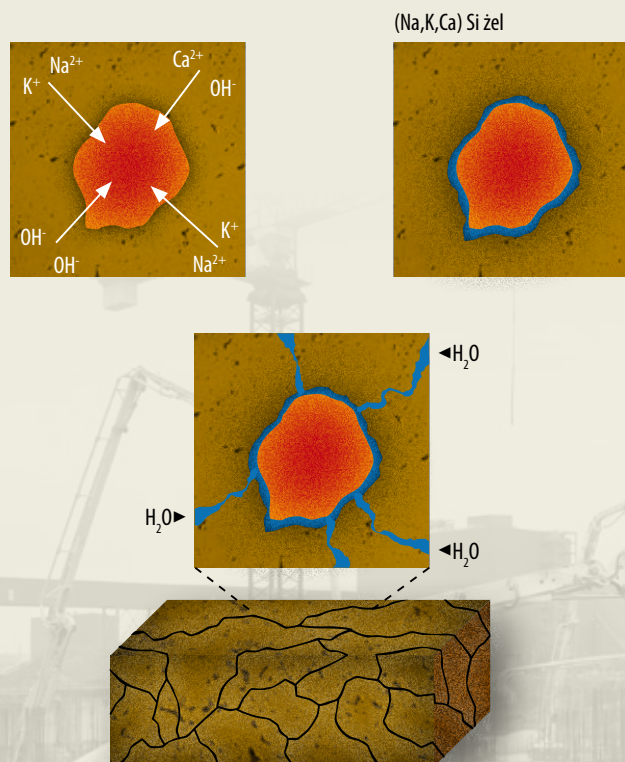
Rys. 5. Rodzaje i przyczyny korozji siarczanowej



Rys. 7. Odporność na korozję siarczanową

CZYNNIKI OGRANICZAJĄCE AGRESJĘ SIARCZANOWĄ:

- ▶ STOSOWANIE CEMENTU ODPORNEGO NA SIARCZANY SR WG PN-EN 197-1:2012 LUB HSR WG PN-B-19707:2013 (RYS. 7),
- ▶ ZAPEWNIENIE WYSOKIEJ SZCZELNOŚCI BETONU (NISKIE W/C, STOSOWANIE DODATKÓW TYPU II),
- ▶ PROJEKTOWANIE BETONU WG WYMAGAŃ DLA KLAS EKSPOZYCJI DOTYCZĄCYCH AGRESJI CHEMICZNEJ XA1, XA2 I XA3 WG NORMY PN-EN 206:2014.



Rys. 8. Mechanizm reakcji alkalia – reaktywna krzemionka

Rys. 9. Skutki reakcji alkalia-kruszywo



KOROZJA SPOWODOWANA REAKCJĄ ALKALIA-KRUSZYWA

W praktyce dwa rodzaje kruszyw najczęściej reagują z alkaliami pochodzącymi z cementu, kruszywa, wody zarobowej i/lub domieszek chemicznych:

- kruszywa bogate w reaktywną krzemionkę (opal, chalcedon, trydymit) – reakcja alkalia-krzemionka ASR,
- kruszywa węglanowe (zdolomityzowane wapnienie) – reakcja alkalia-węgłany ACR.

Tylko w obecności wody kruszywa te mogą reagować z alkaliami obecnymi w porach betonu. W wyniku tej reakcji powstaje żel alkaliczny (rys. 8), który chłonec wodę pęcznieje praktycznie bez ograniczeń i lokuje się w porach betonu. Wokół aktywnych ziaren powstają żelowe otoczki o grubości nawet 2 mm. Ponieważ żel ograniczony jest stwardniałym zaczynem cementowym, powstają naprężenia wewnętrzne, które powodują spękanie i rozpad betonu, w skrajnych przypadkach prowadząc do całkowitego zniszczenia konstrukcji betonowej (rys. 9).

CZYNNIKI OGRANICZAJĄCE NEGATYWNE SKUTKI SPOWODOWANE REAKCJĄ KRUSZYWA Z ALKALIAMI:

- ▶ STOSOWANIE CEMENTÓW O NISKIEJ ZAWARTOŚCI ALKALIÓW (NA) ZGODNYCH Z NORMĄ PN-B-19707:2013,
- ▶ STOSOWANIE KRUSZYW NIEREAKTYWNYCH,
- ▶ STOSOWANIE CEMENTÓW ZAWIERAJĄCYCH NIEKLINKIEROWE SKŁADNIKI GŁÓWNE (GRANULOWANY ŻUŻEL WIELKOPIECOWY, POPIOŁY LOTNE).

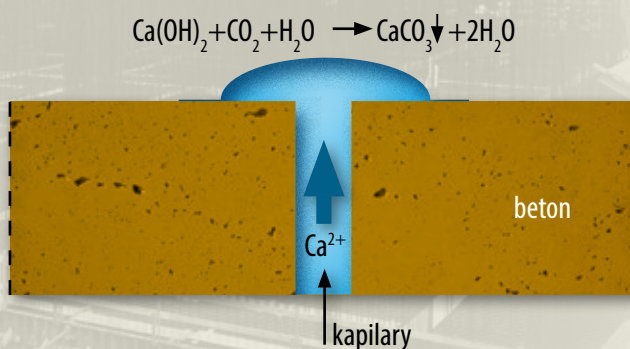


Wykwity węglanowe, nazywane także wapiennymi, powstają w wyniku karbonatyzacji wodorotlenku wapnia – $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Wodorotlenek wapnia $\text{Ca}(\text{OH})_2$, czyli portlandyt lub potocznie „wapno”, jest jednym z produktów hydratacji cementu (faz krzemianowych klinkieru portlandzkiego). Wykwity węglanowe powstają, gdy transportowany systemem porów kapilarnych wodorotlenek wapnia dostanie się na powierzchnię elementu betonowego (rys.1).



Rys. 1. Wykwity węglanowe na powierzchni kostki brukowej

W pierwszym etapie, jako produkt reakcji karbonatyzacji wodorotlenku wapnia, powstaje trudno rozpuszczalny węglan wapnia (kalcyt) CaCO_3 (rys. 2). Na szybkość i intensywność karbonatyzacji wpływ ma zarówno stężenie CO_2 , jak i wilgotność otoczenia. W betonie nasyconym wodą proces karbonatyzacji praktycznie nie występuje, zaś w przypadku betonu wysuszonego, karbonatyzacja zachodzi bardzo powoli. Najlepsze warunki do przebiegu karbonatyzacji zachodzą wtedy, gdy na powierzchni kapilar występuje warstewka wody, w której szybko dyfundujący CO_2 rozpuszcza się i reaguje z jonami wapnia. Maksymalna szybkość karbonatyzacji występuje w zakresie od 50% do 70% wilgotności względnej powietrza.



Rys. 2. Schemat przebiegu reakcji karbonatyzacji – powstanie wykwitów wapiennych pierwotnych

Powstawanie wykwitów nie jest efektem złej jakości cementu lub betonu. Obecność wykwitów węglanowych, w szczególności na galerii betonowej, głównie kostce brukowej, wpływa na estetykę wyrobu. Wymagania zawarte w normach i aprobatkach technicznych nie definiują wykwitu węglanowego jako kryterium oceny jakości wyrobu. Zapisy zawarte w normie PN-EN 1338 „Betonowa kostka brukowa. Wymagania” stanowią, że „ewentualne wykwity nie mają szkodliwego wpływu na właściwości użytkowe kostek brukowych i nie są uważane za istotne”. Nie oznacza to jednak, że nie należy podejmować działań technologicznych w kierunku ograniczania występowania wykwitów węglanowych na powierzchni elementów betonowych.

Problem wykwitów węglanowych najbardziej odczuwalny jest dla producentów kostki brukowej. W zależności od okresu powstania, wyróżnia się trzy rodzaje wykwitów węglanowych – tabela 1.

Tabela 1. Rodzaje wykwitów węglanowych

Rodzaj	Okres powstania	Czynnik decydujący
Pierwotne	w czasie dojrzewania kostki brukowej	<ul style="list-style-type: none"> • szybkość reakcji cementu • warunki w komorze dojrzewania • szczelność betonu (w stopniu ograniczonym)
Wtórne	w trakcie składowania i po ułożeniu kostki brukowej	<ul style="list-style-type: none"> • szczelność betonu • szybkość reakcji cementu (w niewielkim stopniu)
Trzeciorzędne	po ułożeniu kostki brukowej	<ul style="list-style-type: none"> • sposób ułożenia wyrobów • jakość wyrobów • sposób użytkowania nawierzchni

Prawidłowe rozpoznanie rodzaju wykwitów węglanowych, stanowi podstawę do rozpoczęcia działań w kierunku mającym na celu jego usunięcie lub ograniczenie występowania.

Wykwit węglanowy pierwotny powstają, gdy woda skrapla się na powierzchni np. dojrzewających wyrobów betonowych, w wyniku czego dochodzi do kontaktu wody na powierzchni z wodą kapilarną z dużą zawartością wapnia. Wodorotlenek wapnia przenika do wody powierzchniowej, zaś przy parowaniu wody krystalizuje w górnej powierzchni wyrobu betonowego i ulega karbonatyzacji. Schemat powstania wykwitów pierwotnych przedstawiono na rys. 3.

Wykwit węglanowy wtórny powstają w późniejszym okresie dojrzewania betonu, gdy w strukturze betonu ukształtował się system porów kapilarnych o dużej średnicy. Schemat przebiegu reakcji powstawania wykwitów wtórnych jest analogiczny jak dla wykwitów pierwotnych. Poprzez system porów kapilarnych transportowany jest, na wilgotną powierzchnię betonu, wodorotlenek wapnia (Ca(OH)_2), który następnie ulega karbonatyzacji. Decydującym czynnikiem ograniczającym powstawanie wykwitów węglanowych wtórnych jest szczelność matrycy betonowej.

Wykwit węglanowy trzeciorzędny powstają w trakcie użytkowania wyrobów, zasadniczo o możliwości ich wystąpienia decyduje jakość wyrobu, sposób ułożenia i użytkowania. Układając nawierzchnię z betonowej kostki brukowej należy zwrócić uwagę na przepuszczalność warstw podbudowy. Niewystarczająca przepuszczalność podłoża, prowadzi do stałego nasiąkania wyrobów prefabrykowanych wodą, co w efekcie skutkuje transportem wodorotlenku wapnia na powierzchnię betonu i widocznym wykwitem.

Sposób użytkowania w dużym stopniu wpływa na możliwość powstania wykwitów węglanowych na powierzchni betonu. Warunki w jakich użytkowany jest beton, mogą prowadzić na przykład do powstania mikrorys. Zarysowanie struktury wpływa na przyspieszenie transportu wody w głąb betonu, a tym samym wylugowywania wodorotlenku wapnia.

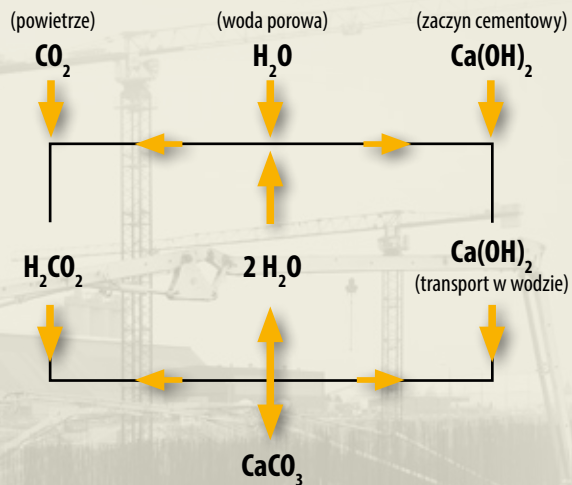
Działania ograniczające powstanie oraz intensywność wykwitów węglanowych można podzielić na trzy obszary - rys. 4.

Działania na etapie projektowania składu mieszanki betonowej:

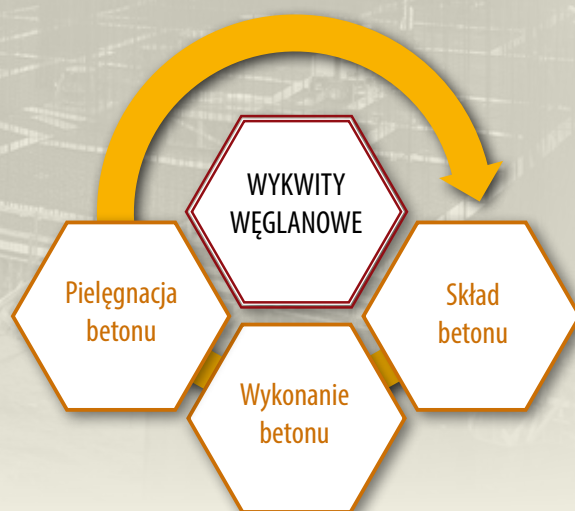
- stosowanie cementów zawierających nieklinkierowe składniki główne, np. granulowany żużel wielkopiecowy – CEM II i CEM III,
- optymalizacja (obniżenie) współczynnika w/c ,
- dobór kruszywa zapewniający optymalną krzywą uziarnienia,
- stosowanie dodatków do betonu,
- stosowanie domieszek hydrofobizujących.

Działania na etapie wykonawstwa - układanie betonu:

- prawidłowe – szczelne wykonanie deskowania,
- naniesienie środka antyadhezyjnego na poszycie deskowania lub formy,
- właściwe zagęszczanie mieszanki betonowej.



Rys. 3. Schemat przebiegu reakcji powstania wykwitów



Rys. 4. Obszary działań dla ograniczenia powstania wykwitów węglanowych

Działania na etapie pielęgnacji:

- zapewnienie optymalnych warunków dojrzewania (temperatura i wilgotność powietrza),
- zapewnienie optymalnego czasu trwania pielęgnacji,
- zapewnienie prawidłowych warunków składowania i magazynowania wyrobów.

Występowanie wykwitów węglanowych na betonowych wyrobach wibroprasowanych jest problemem natury estetycznej. Z tego względu optymalizacja produkcji kostki brukowej powinna być także prowadzona w kierunku ograniczania pojawiania się wykwitów węglanowych. Uwagi dotyczące produkcji kostki brukowej:

- widoczny wykwit pierwotny powstaje w komorze dojrzewalni tylko w przypadku, gdy pory kapilarne wyrobu betonowego, podczas pierwszej fazy dojrzewania, wypełnione są wodą; odpowiednie sterowanie temperaturą i wilgotnością powietrza przy sezonowaniu wyrobów – utrzymywanie suchej powierzchni betonu (istnieje ryzyko zbytowego przesuszenia wierzchniej warstwy kostki brukowej, co utrudni hydratację cementu), może spowodować powstanie tzw. niewidocznych wykwitów węglanowych – powstaną one tuż pod powierzchnią wyrobu,
- warunki sezonowania można optymalizować poprzez zastosowanie technologii VAPOR – naporzanie niskoprężne z przyspieszonym procesem karbonatyzacji betonu (w efekcie wyrób po 24 godzinach dojrzewania osiąga wytrzymałość na poziomie 70% wytrzymałości końcowej, podwyższone stężenie CO_2 powoduje przyspieszenie procesu przejścia wodorotlenku wapnia $\text{Ca}(\text{OH})_2$ w węglan wapnia CaCO_3 , czego rezultatem jest zwiększenie szczelności powierzchni betonu, poprzez zmniejszenie wymiaru i zamknięcie kapilar),
- istotnym czynnikiem jest dobór cementu o szybkiej dynamice narastania wytrzymałości – zapewnia wysoki stopień zhydratyzowania cementu w wierzchniej warstwie,
- w celu ograniczania ryzyka powstania wykwitów węglanowych wtórnych, zalecane jest stosowanie domieszki hydrofobizującej,
- stosowanie tzw. kapturowania, czyli przykrywania ułożonych na palecie wyrobów gotowych, folią PE, pomaga ograniczyć ryzyko powstania wykwitów (skuteczność zależy jednak od tego czy pakowane wyroby są mokre czy suche, w przypadku pakowania wyrobów mokrych występuje możliwość powstania wykwitów węglanowych).

W produkcji betonowych wyrobów wibroprasowanych, kluczowy jest nadzór nad prawidłową wilgotnością betonu w wierzchniej warstwie wyrobu. Uwzględnienie wilgotności i nasiąkliwości kruszyw oraz prawidłowy dobór cementu i domieszek chemicznych (kompatybilność) jest decydujące dla zapewnienia optymalnego efektywnego współczynnika w/c (tabela 2). Wpływ wilgotności betonu w warstwie wierzchniej na powstawanie wykwitów przedstawiono na tabeli 2.

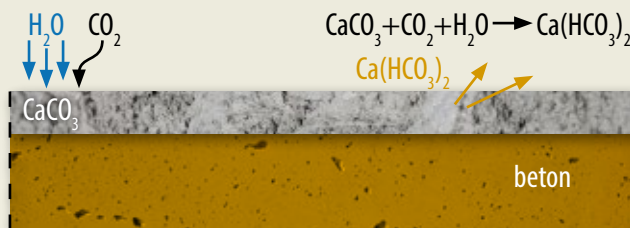
Tabela 2. Wpływ współczynnika w/c przy produkcji kostki brukowej na powstawanie wykwitów.

	Efektywny współczynnik w/c		
	Niski	Optymalny	Wysoki
Wykwity pierwotne	niewidoczny	słabe	silne
Wykwity wtórne	niewidoczny	typowe dla materiałów budowlanych	silne
Miejsce powstania wykwitów			

W okresie użytkowania, trudno rozpuszczalny węglan wapnia CaCO_3 w wyniku dalszej reakcji z CO_2 zawartym w powietrzu, przechodzi w łatwo rozpuszczalny w wodzie kwaśny węglan wapnia (rys. 5), który może być następnie spłukiwany przez deszcz oraz ścierany przy użytkowaniu betonu. Proces ten przyczynia się do zanikania wykwitów węglanowych na powierzchni elementów betonowych.

W przypadku bardzo rozległych wykwitów można podjąć działania w kierunku ich usunięcia. Metody usuwania wykwitów węglanowych można podzielić na dwie grupy (tabela 3):

- mechaniczne – polegające na usunięciu wykwitów przez piaskowanie lub szlifowanie powierzchni,
- chemiczne – polegające na usunięciu wykwitów przez ługowanie powierzchni betonu niskoprocentowym roztworem kwasów nieorganicznych i organicznych.



Rys. 5. Schemat przebiegu reakcji karbonatyzacji w okresie eksploatacji

Tabela 3. Metody usuwania wykwitów węglanowych

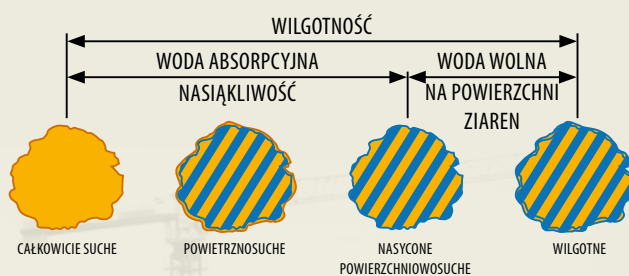
Metoda	Uwagi
Mechaniczna	<ul style="list-style-type: none"> • metoda pracochłonna, wymagająca odpowiedniego sprzętu oraz materiałów, np. hydropiaskowanie (ciśnienie wody nie powinno przekraczać 3 bar, średnica ziaren wykorzystwanego piasku powinna być jak najmniejsza)
Chemiczna	<ul style="list-style-type: none"> • powoduje otwarcie porów powietrznych, co może doprowadzić do powstania nowych wykwitów węglanowych, • powierzchnia betonu staje się bardziej szorstka – zdolność powierzchni do oczyszczania ulega pogorszeniu

Według zapisów normy PN-EN 206:2014 "Beton – wymagania, właściwości, produkcja i zgodność" współczynnik woda/cement (w/c) jest to stosunek efektywnej zawartości wody do zawartości cementu w mieszance betonowej. Przez efektywną zawartość wody należy rozumieć różnicę pomiędzy całkowitą ilością wody, a ilością wody zaabsorbowaną przez kruszywo, co w praktyce traktuje się jako różnicę ilości wody wynikającej z wilgotności i nasiąkliwości kruszywa (rys. 1).

Zgodnie z definicją do prawidłowego obliczenia współczynnika w/c należy wziąć pod uwagę ilość wody którą do składu mieszanki betonowej wniesie kruszywo oraz wodę zarobową dodaną do składu mieszanki. Efektywną zawartość wody obliczamy ze wzoru:

$$W_{ef} = K \cdot (W_g - N_w) + W_d$$

$$W_d = W - K \cdot (W_g - N_w)$$



Rys. 1. Zawartość wody w kruszywie

gdzie:

W – ilość wody w recepturze mieszanki betonowej

W_{ef} – efektywna zawartość wody [kg]

K – masa kruszywa [kg]

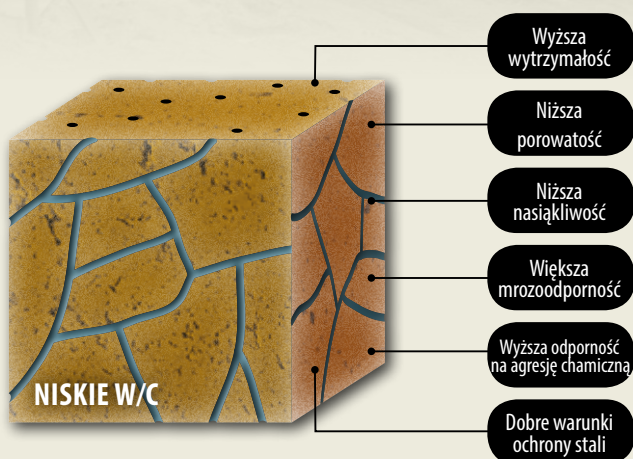
W_g – wilgotność kruszywa [%]

N_w – nasiąkliwość wagowa kruszywa [%]

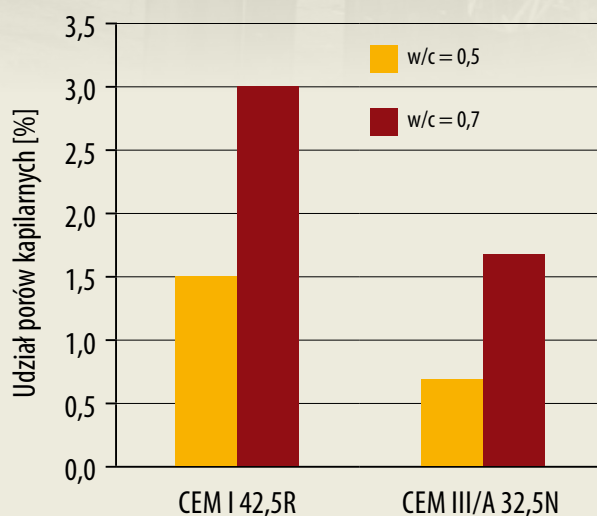
W_d – woda dodana [kg]

PRZY OBLICZENIU WSPÓŁCZYNNIKA W/C KONIECZNE JEST UWZGLĘDNIENIE ILOŚCI DODANYCH DOMIESZEK CHEMICZNYCH W POSTACI PŁYNEJ, JEŚLI ICH ILOŚĆ PRZEKRACZA 3 L/M³ BETONU.

Dopuszczalny, maksymalny współczynnik wodno-cementowy dla betonu w poszczególnych klasach ekspozycji (oddziaływanie środowiska na beton w cyklu życia) określony jest w normie PN-EN 206:2014. Kształtowanie współczynnika w/c na odpowiednim (niskim) poziomie zapewnia korzystny wpływ na właściwości betonu, ze szczególnym uwzględnieniem trwałości (rys. 2).



Rys. 2. Wpływ współczynnika w/c na właściwości betonu

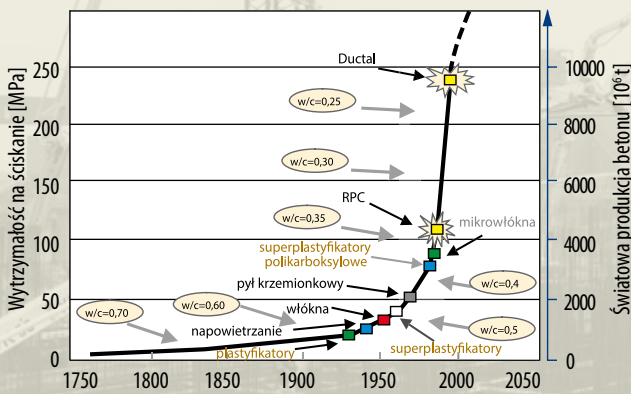


Rys. 3. Porowatość 12-letniego betonu

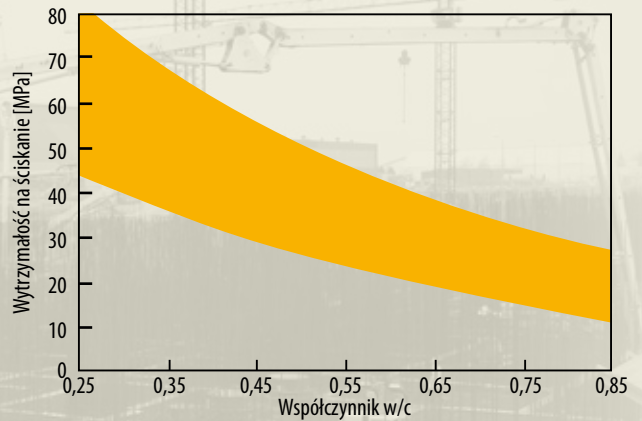
W stwardniałym betonie, wraz ze spadkiem współczynnika w/c, zmniejsza się porowatość (głównie kapilarna) - rys. 3, co utrudnia migrację agresywnych mediów ciekłych i gazowych do wnętrza struktury betonu.

Zwiększenie współczynnika w/c w mieszance betonowej skutkuje większą ilością porów w betonie, a więc obniżeniem wytrzymałości na ściskanie (wzrost porowatości o 5% przekłada się na blisko 30% spadek wytrzymałości). Z tego względu dążenie do obniżenia współczynnika w/c jest jednym z głównych trendów rozwojowych w technologii betonu - rys. 4.

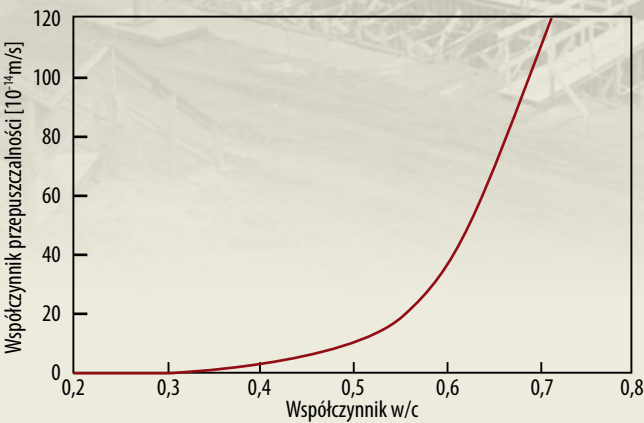
Szczelniejsza struktura matrycy betonowej przekłada się na wyższą wytrzymałość betonu (rys. 5), a także zapewnia podwyższoną odporność na agresję chemiczną (rys. 6). Ponadto, obniżenie współczynnika w/c skutkuje mniejszym skurczem - rys. 7. Nie bez znaczenia jest wpływ współczynnika w/c na konsystencję – im wyższy współczynnik w/c tym większy stopień upłynnienia mieszanki betonowej (rys. 8). Należy przy tym pamiętać, że zbyt wysoki współczynnik w/c zwiększa tendencje mieszanki betonowej do segregacji oraz „bleedingu”, co skutkuje nierównomiernym rozmieszczeniem składników pogarszając tym samym jakość stwardniałego betonu.



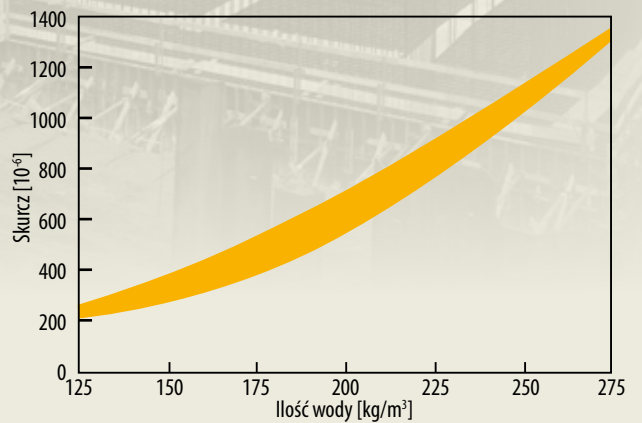
Rys. 4. Rozwój technologii betonu na przestrzeni lat z uwzględnieniem roli obniżania współczynnika w/c jako tendencji i czynnika poprawiającego właściwości betonu



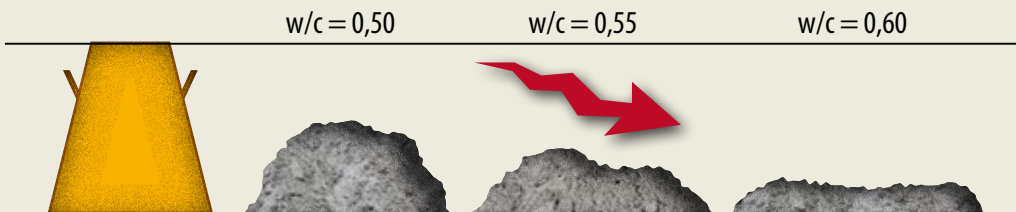
Rys. 5. Wpływ współczynnika w/c na 28-dniową wytrzymałość betonu na ściskanie



Rys. 6. Przepuszczalność jonów chlorkowych w zależności od współczynnika w/c



Rys. 7. Wpływ zawartości wody na skurcz betonu



Rys. 8. Wpływ współczynnika w/c na konsystencję mieszanki betonowej

NISKI WSPÓLCZYNNIK W/C PRZEKŁADA SIĘ NA WYŻSZĄ WYTRZYMAŁOŚĆ I SZCZELNOŚĆ, A TYM SAMYM WIELOLETNIA TRWAŁOŚĆ KONSTRUKCJI I OBIEKTÓW BETONOWYCH.

Norma PN-EN 13670:2009 „Wykonywanie konstrukcji betonowych” w wytycznych odnośnie pielęgnacji i ochrony betonu zaleca, aby po zagęszczeniu i wykończeniu powierzchni betonu, bezzwłocznie podać ją pielęgnacji.

PIELĘGNACJA BETONU – OGÓL ZABIEGÓW PODEJMOWANYCH OD CHWILI UŁOŻENIA I ZAGĘSZCZENIA MIESZANKI BETONOWEJ, MAJĄCYCH NA CELU ZAPEWNIENIE PRAWIDŁOWEGO PRZEBIEGU PROCESU HYDRATACJI CEMENTU, A W EFEKCIE, OTRZYMANIE W OKREŚLONYM CZASIE, BETONU O PROJEKTOWANYCH WŁAŚCIWOŚCIACH (WYTRZYMAŁOŚĆ I TRWAŁOŚĆ). ZABIEGI TE OBEJMUJĄ UTRZYMANIE ODPOWIEDNIEJ TEMPERATURY I WILGOTNOŚCI BETONU ORAZ JEGO OCHRONĘ PRZED SZKODLIWYM ODDZIAŁYWANIEM CZYNNIKÓW ATMOSFERYCZNYCH.

Pielęgnacja betonu ma na celu:

- zapewnienie optymalnych warunków termiczno-wilgotnościowych w dojrzewającym betonie (dostarczenie odpowiedniej ilości wody do przebiegu procesów hydratacji oraz zachowanie odpowiedniego zakresu temperatur dojrzewania),
- ochrona wykonanego elementu betonowego przed szkodliwym działaniem czynników atmosferycznych (promieniowanie słoneczne, wiatr, opady atmosferyczne) i zamarzaniem,
- przeciwdziałanie skurczowi spowodowanemu utratą wilgoci z betonu,
- ograniczenie naprężeń termicznych wywołanych gradientem temperatur pomiędzy powierzchnią a wnętrzem dojrzewającego elementu betonowego (naprężenia mogą skutkować zarysowaniem i spękaniem konstrukcji – obniżeniem trwałości),
- zapewnienia odpowiedniej wytrzymałości powierzchniowej,
- zapewnienia odpowiedniej trwałości strefy powierzchniowej,
- zabezpieczenia przed drganiami, uderzeniami lub uszkodzeniami.

Pielęgnacja betonu jest zabiegiem często pomijanym lub lekceważonym w praktyce budowlanej, choć o kluczowym znaczeniu dla jakości i trwałości betonu w konstrukcji.

Czas trwania pielęgnacji jest powiązany z rozwojem wytrzymałości w strefie powierzchniowej betonu. Określony został poprzez klasy pielęgnacji zdefiniowane przez czas lub procent wytrzymałości charakterystycznej - 28 dniowej, przy którym możliwe jest zakończenie procesu pielęgnacji (tabela 1).

Tabela 1. Klasy pielęgnacji

	Klasa 1	Klasa 2	Klasa 3	Klasa 4
Czas [h]	12 ^{a)}	nie dotyczy	nie dotyczy	nie dotyczy
Procent wymaganej wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie po 28 dniach	nie dotyczy	35%	50%	70%

a) Jeżeli czas początku wiązania nie przekracza 5 godzin oraz temperatura powierzchni betonu jest równa bądź wyższa niż 5°C

Długość okresu pielęgnacji należy dobrać w zależności temperatury – tabela 2, warunków atmosferycznych oraz rodzaju i właściwości zastosowanego cementu – tabela 3. Czas pielęgnacji można określić dokonując pomiaru temperatury powierzchni betonu i odnosząc się do wytycznych zawartych w normie PN-EN 13670 „Wykonywanie konstrukcji z betonu”.

Tabela 2. Minimalny okres pielęgnacji w zależności od klasy pielęgnacji i temperatury powierzchni betonu

Temperatura (t) powierzchni betonu [°C]	Minimalny okres pielęgnacji [dni] ^{a)}								
	Rozwój wytrzymałości betonu ^{c),d)} $(f_{cm2} / f_{cm28}) = r$								
	szybki $r \geq 0,50$			średni $0,50 > r \geq 0,30$			wolny $0,30 > r \geq 0,15$		
	Klasa pielęgnacji			Klasa pielęgnacji			Klasa pielęgnacji		
	2	3	4	2	3	4	2	3	4
$t \geq 25$	1	1,5	3	1,5	2,5	5	2,5	3,5	6
$25 > t \geq 15$	1	2	5	2,5	4	9	5	7	12
$15 > t \geq 10$	1,5	2,5	7	4	7	13	8	12	21
$10 > t \geq 5$ ^{b)}	2	3,5	9	5	9	18	11	18	30

a) W przypadku czasu początku wiązania przekraczającego 5 godzin różnice należy doliczyć do czasu pielęgnacji.

b) W przypadku gdy temperatura spadnie poniżej 5°C, okres ten należy doliczyć do czasu pielęgnacji.

c) Rozwój wytrzymałości betonu rozumiany jest jako stosunek wytrzymałości na ściskanie po 2 dniach dojrzewania do wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania.

d) Dla betonów o bardzo wolnym rozwoju wytrzymałości specyfikacje wykonawcze powinny zawierać specjalne wymagania.

Tabela 3. Minimalny czas pielęgnacji betonu w zależności od zastosowanego rodzaju cementu

Warunki atmosferyczne			Minimalny czas pielęgnacji [dni]		
Nasłonecznienie	Wiatr	Wilgotność względna powietrza	CEM I	CEM II	CEM III
silne	silny	<50%	2	4	5
średnie	średni	50-80%	1	3	4
słabe	słaby	>80%	1	2	3

Równie ważny, jak czas trwania, jest dobór odpowiedniej metody pielęgnacji:

- pielęgnacja mokra,
- stosowanie osłon,
- stosowanie preparatów do pielęgnacji betonu.

PIELĘGNACJA MOKRA

Założeniem tej metody jest zapewnienie kontaktu powierzchni betonu z wodą, od momentu uzyskania wystarczającej twardości powierzchni – rys. 1. oraz przeciwdziałanie skurczowi wysychania – rys. 2. Pielęgnację mokrą powszechnie stosuje się w okresie wysokich temperatur powietrza, silnego nasłonecznienia oraz silnych, ciepłych wiatrów. W takich warunkach, powierzchnia betonu może ulec przesuszeniu w krótkim okresie czasu. W efekcie może dojść do zakłócenia przebiegu hydratacji w powierzchniowej warstwie betonu oraz zarysowania powierzchni w wyniku skurczu plastycznego lub skurczu od wysychania. Z praktycznego punktu widzenia, betony o $w/c \geq 0,50$ powinny być chronione przed odparowaniem wody, natomiast betony o $w/c < 0,50$ należy, nie tylko chronić przed odparowaniem wody, lecz należy jej jeszcze dostarczyć (zraszanie powierzchni).

Prowadząc pielęgnację mokrą, należy zwrócić szczególną uwagę, aby nie dopuścić do „szoku” termicznego, tj. aby nagrzejonej powierzchni betonu, nie polewać zbyt zimną wodą (rys. 3).



Rys. 1. Zraszanie powierzchni betonu wodą



Rys. 2. Rysy skurczowe powstałe w wyniku nieprawidłowo prowadzonej pielęgnacji



Rys. 3. Uszkodzenie powierzchni betonu na skutek „szoku” termicznego

STOSOWANIE OSŁON ZEWNĘTRZNYCH

Pielęgnacja tym sposobem polega na zastosowaniu osłon pełniących rolę bariery zapewniającej utrzymanie ciepła wydzielanego przez twardniejący beton i zapobiegającej odparowaniu wody z betonu.

Najczęściej, pielęgnację tą metodą realizuje się poprzez:

- okrywanie betonu folią (rys. 4a, 4b), należy mieć na względzie, że stosowanie osłon foliowych może powodować wystąpienie miejscowych przebarwień powierzchni betonu (wykwitów) na skutek nierównomiernej kondensacji pary wodnej na powierzchni folii przylegającej do betonu, ponadto przy intensywnym nasłonecznieniu zalecane jest stosowanie folii jasnej, odbijającej promieniowanie, jesienią i zimą można stosować folię czarną,
- ochrona miejsca wbudowania betonu specjalnym namiotem (rys. 4c), najczęściej stosowana w celu ochrony przed intensywnym deszczem, silnym nasłonecznieniem i wiatrem, a także w warunkach zimowych, kiedy dodatkowo stosuje się nadmuch ciepłego powietrza.



Rys. 4. Stosowanie osłon a), b) przykrywanie powierzchni betonu folią, c) stosowanie namiotów

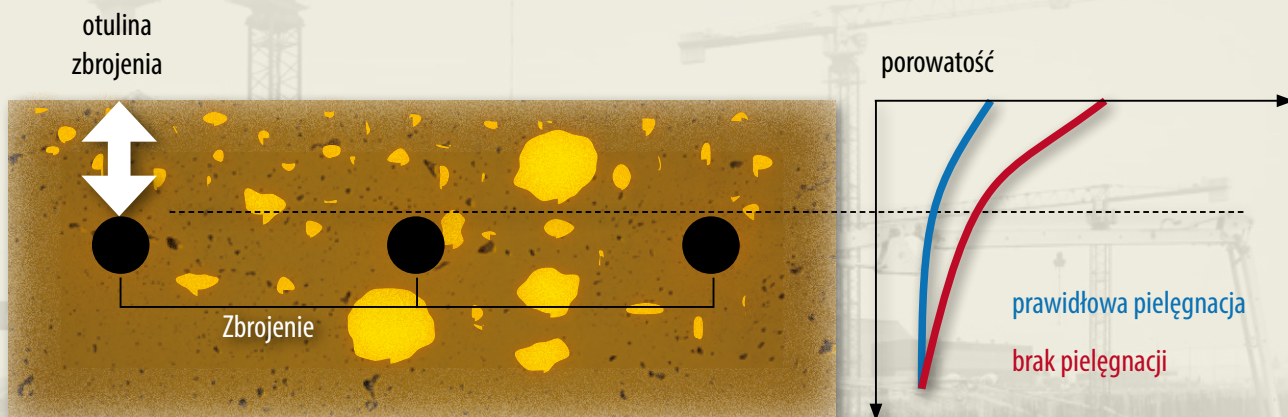
STOSOWANIE PREPARATÓW DO PIELĘGNACJI BETONU

Metoda ta polega na naniesieniu filmu ochronnego na powierzchnię świeżo ułożonego betonu (rys. 5). Główną zaletą preparatów do pielęgnacji jest możliwość stosowania na dużych powierzchniach, praktycznie zaraz po ułożeniu i zagęszczeniu mieszanki betonowej.



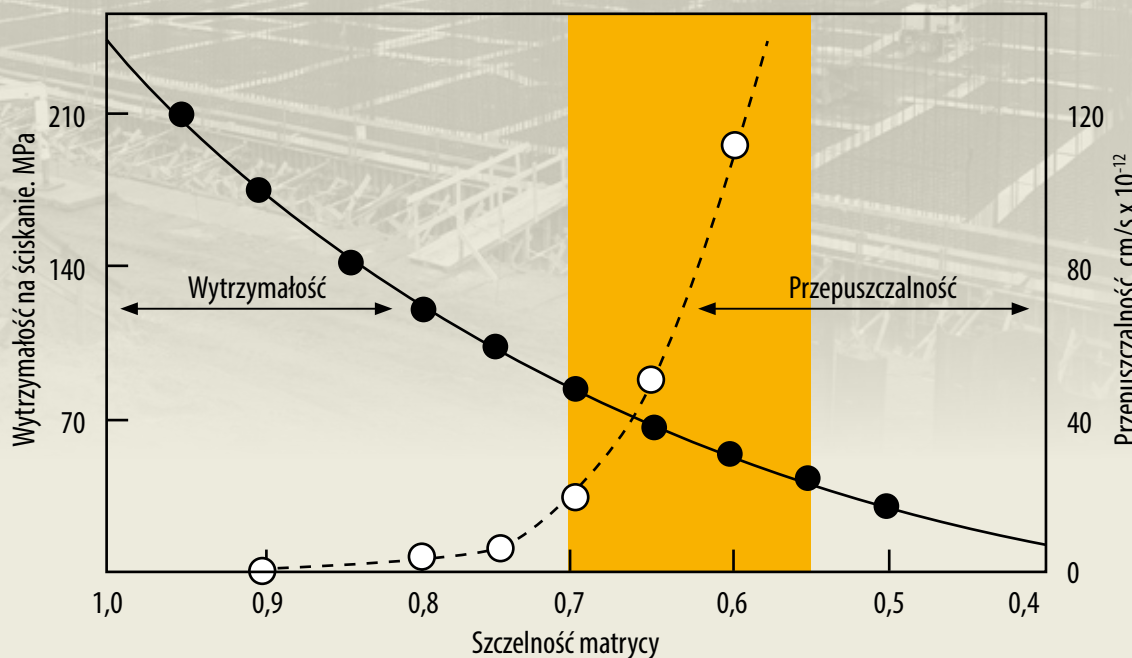
Rys. 5. Pielęgnacja betonu poprzez nanoszenie powłoki ochronnej

Preparaty ochronne nanosi się natryskowo. Istotne jest staranne wykonanie powłoki, aby uszczelnić powierzchnię betonu. W przypadku nanoszenia na powierzchnie pionowe, natrysk należy prowadzić tak, aby nie doprowadzić do spływania preparatu z powierzchni betonu. Prawidłowo pielęgnowany beton posiada bardziej zwartą i mniej porowatą powierzchnię co się przekłada na zwiększenie trwałości betonu (rys. 6)



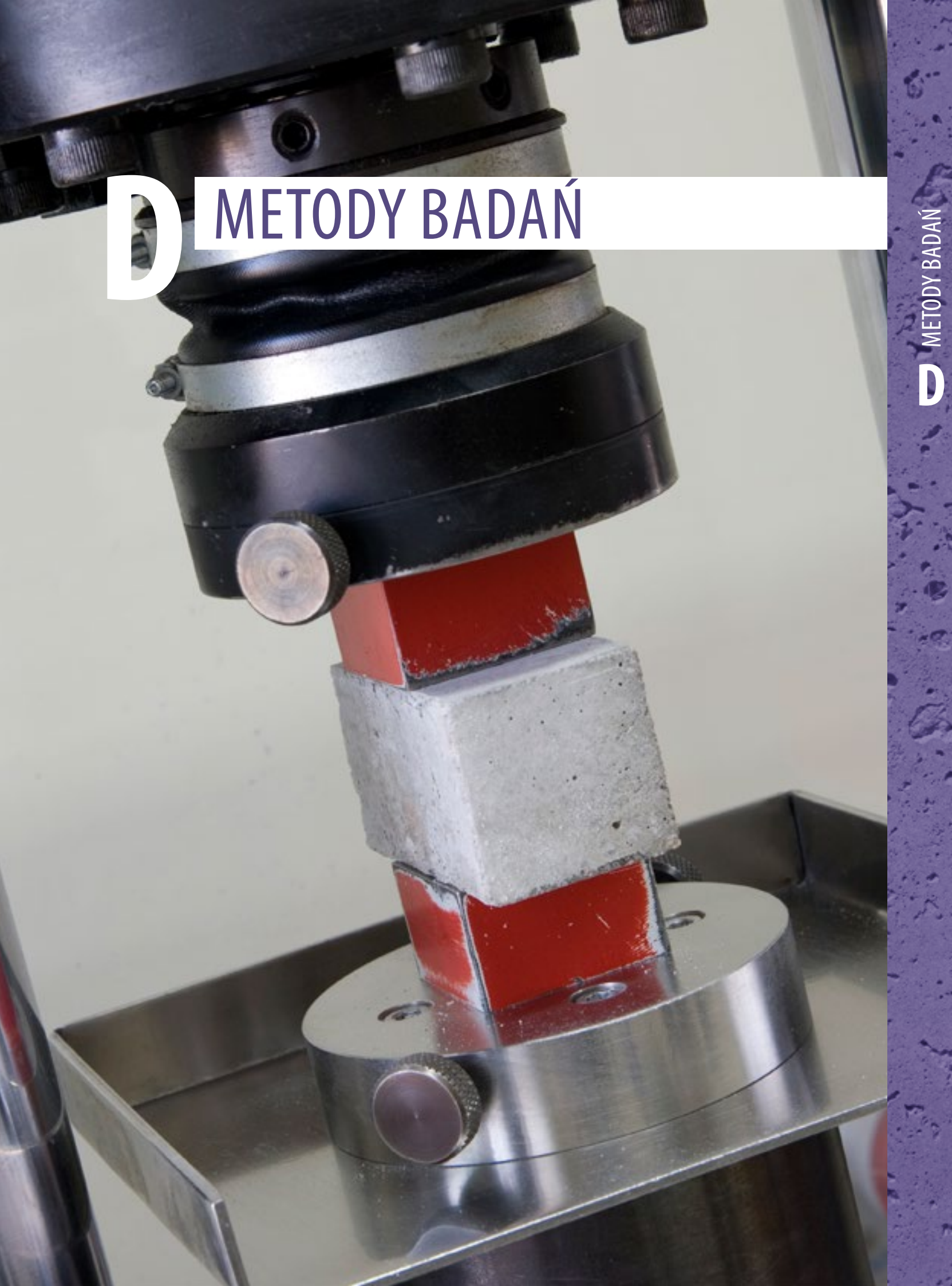
Rys. 6. Wpływ pielęgnacji na porowatość betonu w strefie powierzchniowej

Szczelność matrycy betonowej w strefie powierzchniowej, bezpośrednio przekłada się na wytrzymałość i trwałość betonu. Im szczelniejszy beton, tym wyższa wytrzymałość i odporność na wnikanie korozyjnych mediów ciekłych i gazowych (rys. 7).



Rys. 7. Wpływ szczelności matrycy na wytrzymałość i przepuszczalność betonu

D METODY BADAŃ



Z uwagi na klimat Polski, szczególnym zagrożeniem dla konstrukcji betonowych jest niszczące działanie mrozu. W okresach obniżonych temperatur cykliczne zamrażanie i odmrażanie wody, wywołane częstym przejściem temperatury przez 0°C w cyklu dobowym, prowadzi do zniszczenia niewłaściwie zaprojektowanego i wykonanego betonu. Klasa ekspozycji XF w normie PN-EN 206 „Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” charakteryzuje oddziaływanie środowiska z uwagi na zamrażanie/rozmarzanie – tabela 1.

Tabela 1. Klasy ekspozycji XF wg PN-EN 206

Oznaczenie klasy	Opis środowiska
XF1	Umiarkowane nasycenie wodą
XF2	Umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odladzającymi
XF3	Silne nasycenie wodą bez środków odladzających
XF4	Silne nasycenie wodą ze środkami odladzającymi

Zgodnie z zapisem normy PN-EN 206 beton został zaprojektowany jako mrozoodporny, jeżeli w danej klasie ekspozycji spełni warunki co do składu i właściwości, podanych w tabeli 2.

Tabela 2. Wymagania dla klas ekspozycji XF wg PN-EN 206

Właściwość	Klasy ekspozycji wg PN-EN 206			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Maksymalne w/c	0,55	0,55	0,5	0,45
Min. ilość cementu [kg/m ³]	300	300	320	340
Min. klasa betonu	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37
Min. napowietrzenie [%]	-	4,0	4,0	4,0

Uwaga: w klasach ekspozycji XF należy stosować kruszywo mrozoodporne

Norma PN-EN 206 nie definiuje metodyki badań mrozoodporności i kryteriów jej oceny. W celu określenia odporności betonu na działanie cyklicznego zmarzania/rozmarzania konieczne jest skorzystanie z zapisów krajowych norm i specyfikacji technicznych np. PN-B-06265 „Krajowe uzupełnienie PN-EN 206:2014 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” (w przygotowaniu). Norma PN-B-06265 podaje metodykę badania mrozoodporności oraz kryteria oceny na podstawie których definiuje klasy i kategorie mrozoodporności.

PODZIAŁ METOD BADANIA MROZODPORNOŚCI BETONU

Tworząc podział metod badania mrozoodporności należy uwzględnić dwa kryteria:

- charakter metody badawczej – bezpośredni lub pośredni
- rodzaj mrozoodporności betonu – wewnętrzna lub zewnętrzna

Charakter bezpośredni polega na poddaniu próbki obciążeniu o charakterze zbliżonym do oddziaływań atmosferycznych w okresach obniżonych temperatur. Badaniu może podlegać cała próbka lub określona powierzchnia próbki.

Charakter pośredni polega na ocenie wybranej właściwości betonu, której zależność z mrozoodpornością betonu została potwierdzona.

Mrozoodporność wewnętrzna betonu definiowana jest na podstawie ewentualnych mikro- i makropęknięć betonu, spowodowanych powstaniem naprężeń, które lokalnie przekraczają wytrzymałość na rozciąganie. Oceniana jest na podstawie spadku wytrzymałości lub dynamicznego modułu sprężystości.

Mrozoodporność powierzchniowa betonu oceniana jest na podstawie ubytku masy złuszczonego materiału z powierzchni badanej próbki.

METODY BADANIA MROZODPORNOŚCI

Badanie odporności betonu na działanie mrozu wg PN-B-06265 tzw. „metoda zwykła”

Badanie polega na weryfikacji zaprojektowanego stopnia mrozoodporności (F) betonu. Stopień mrozoodporności betonu odpowiada wskaźnikowi N, który jest równy liczbie przewidywanych lat użytkowania konstrukcji – tabela 3. Metoda ta pozwala na uwzględnienie zarówno stopnia wewnętrznego zniszczenia betonu, charakteryzowanego przez wytrzymałość próbki, jak również destrukcję zewnętrzną, określaną wizualnie i poprzez ubytek masy próbki. Stopień mrozoodporności betonu jest osiągnięty, jeżeli po wymaganej w jego symbolu liczbie cykli zamrażania/odmrażania próbek betonowych, spełnione zostaną następujące warunki:

- próbki nie wykazują pęknięć,
- łączna masa ubytków betonu w postaci zniszczonych narożników i krawędzi, odprysków, itp. nie przekracza 5% masy próbek przed rozpoczęciem cykli zamrażania/odmrażania,
- obniżenie wytrzymałości na ściskanie w stosunku do wytrzymałości próbek niezamrażanych nie jest większe niż 20%.

Tabela 3. Stopnie mrozoodporności betonu

Wskaźnik N	Stopień mrozoodporności
do 25	F25
26 ÷ 50	F50
51 ÷ 75	F75
76 ÷ 100	F100
101 ÷ 150	F150
151 ÷ 200	F200
ponad 200	F300

Opis metody badania mrozoodporności betonu na działanie mrozu zgodnie z PN-B-06265 przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Procedura badania mrozoodporności wg PN-B-06265 tzw. „metoda zwykła”

Badanie odporności betonu na działanie mrozu wg PN-88/B-06265 - Metoda zwykła	
Zasada metody	Cykle zamrażania-odmrażania polegają na kolejnym zamrażaniu całej próbki w powietrzu i odmrażaniu jej w wodzie, a okres trwania pełnego cyklu wynosi co najmniej 6 godzin.
Rodzaj, liczba i sposób przechowywania próbek	<ul style="list-style-type: none"> • Próbki o kształcie sześciennym lub walcowe, jak do badania wytrzymałości na ściskanie lub próbki o kształcie regularnym wycięte z konstrukcji lub wyrobu (minimalny wymiar boku/średnicy próbki wynosi 100 mm) • Ilość próbek pochodzących z jednej partii betonu – 12 szt. • Warunki przechowywania: temp. $18 \pm 2^\circ\text{C}$, wilgotność względna powietrza $> 90\%$.
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> 1. Badanie należy rozpocząć od wcześniejszego nasycenia wszystkich próbek wodą. Czas nasycania nie powinien być krótszy niż 7 dni. 2. Sześć próbek pozostaje w wodzie w temp. $18 \pm 2^\circ\text{C}$ przez cały czas badania. 3. Drugi zestaw próbek (6 szt.) należy, po otarciu z wody, zważyć z dokładnością do 0,2%. Zamrażanie odbywa się w powietrzu w temperaturze $-18 \pm 2^\circ\text{C}$ i trwa co najmniej 4 h. Odmrażanie próbek w wodzie o temp. $+18 \pm 2^\circ\text{C}$ – czas $2 \div 4$ h. 4. Po ostatnim cyklu zamrażania-odmrażania dokonuje się ważenia próbek oraz badania wytrzymałości na ściskanie.

Tabela 4. c.d.

Obliczenie wyników	Średni ubytek masy próbek po badaniu- ΔG :
	$\Delta G = \frac{G_1 - G_2}{G_1} \times 100\%$
	G_1 – średnia masa próbek przed ich pierwszym zamrażaniem w stanie nasyconym wodą [kg]
	G_2 – średnia masa próbek po ich ostatnim odmrażaniu w stanie nasycenia wodą [kg]
	Średni spadek wytrzymałości próbek po badaniu - ΔR :
$\Delta R = \frac{R_1 - R_2}{R_1} \times 100\%$	
R_1 – śr. wytrzymałość na ściskanie próbek porównawczych-niezamrażanych nasyconych wodą [MPa]	
R_2 – śr. wytrzymałość na ściskanie próbek badanych, po ostatnim odmrażaniu nasyconych wodą [MPa]	

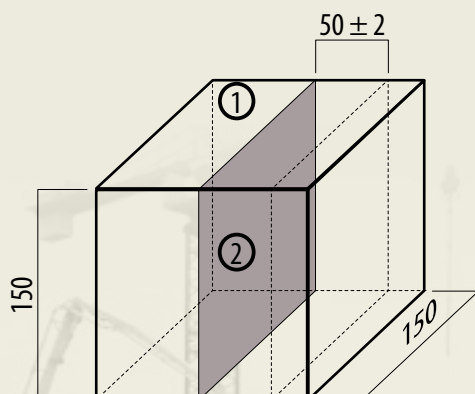
Komorę z próbkami w trakcie badania mrozoodporności betonu metodą zwykłą PN-B-06265 przedstawiono na rys.1



Rys.1. Komora z próbkami podczas badania mrozoodporności zwykłej PN-B-06265

Badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie-odmrażanie wg PN-B-06265 tzw. „metoda powierzchniowa” i PKN-CEN/TS 12390-9:2007 tzw. „Slab test”

Badanie polega na poddaniu powierzchni próbki, pokrytej 3 mm warstwą dejonizowanej wody lub 3% roztworu NaCl, 56 cyklom zamrażania/rozmarzania. Powierzchnia badana uzyskana jest z przecięcia próbki sześcienniej o boku 150 mm (rys. 2). Odporność betonu jest oceniana na podstawie łącznej masy materiału złuszczonego po 56 cyklu. Opis metody badania mrozoodporności powierzchniowej betonu w obecności soli odladzających, zgodnie z PN-B-06265 i PKN-CEN/TS 12390-9:2007 "Testing hardened concrete – Part 9: Freeze-thaw resistance – Scaling", przedstawiono w tabeli 5.

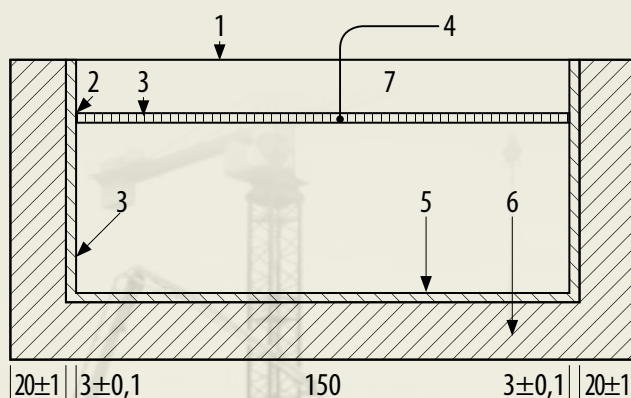


1. Górna powierzchnia formowana
2. Powierzchnia badana

Rys. 2. Położenie badanej próbki oraz badanej powierzchni próbki

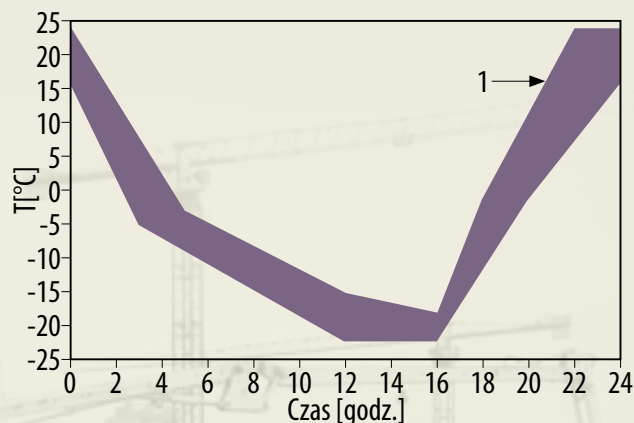
Tabela 5. Procedura badania mrozoodporności wg PN-88/B-06250 i PKN-CEN/TS 12390-9:2007

Badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie-odmrażanie w obecności soli odładzających wg PN-88/B-06250 i PKN-CEN/TS 12390-9:2007	
Zasada metody	Poddanie powierzchni próbki uzyskanej z przecięcia prostopadłe do kierunku formowania, zamrażaniu i rozmrażaniu w obecności warstwy o grubości 3 mm dejonizowanej wody lub 3% roztworu chlorku sodu (NaCl).
Rodzaj, liczba i sposób przechowywania próbek	<ul style="list-style-type: none"> • Wymiar próbki: 150×150×150 mm • Liczba próbek: 4 szt. • Warunki przechowywania: <ul style="list-style-type: none"> - w formie przez pierwsze 24 ± 2 h, - 7 dni w wodzie o temp. 20 ± 2°C, - od 7 do 21 dni w komorze klimatycznej . • Po 21 dniach wycina się z każdej kostki próbkę o grubości 50 ± 2 mm • Po 25 dniach ± 1 dzień - próbka, z wyjątkiem powierzchni ciętej, jest izolowana materiałem wodoszczelnym (rys.3) • Próbki, z wyjątkiem powierzchni ciętej, izoluje się termicznie styropianem o grubości 20 ± 1 mm. Zamiennie można stosować innym materiał lub inną grubość, ale o równoważnej izolacji cieplnej.
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> 1. Badanie rozpoczyna się, gdy wiek próbki osiągnie 28 dni. Próbki są nasącane wodą dejonizowaną o temp. 20 ± 2°C, przez czas 72 ± 2 h. Warstwa wody dejonizowanej powinna mieć grubość około 3 mm. 2. Cykle zamrażania/odmrażania rozpoczynają się, gdy próbki mają 31 dni. Wodę dejonizowaną na powierzchni próbki zamienia się na warstwę roztworu zamrażalniczego o średniej grubości 3 mm. 3. Cykl zamrażania/odmrażania przebiega zgodnie z wykresem przedstawionym na rys. 4. 4. Po (7±1), (14±1), (28±1), (42±1) i 56 cyklach dokonuje się pomiaru masy materiału złuszczonego z badanej powierzchni.
Obliczenie wyników	<p>Skumulowana ilość złuszczonego materiału na jednostkę powierzchni po n cyklach w kg/m² - S_n:</p> $S_n = \frac{m_{s,n}}{A} \times 10^3$ <p>m_{s,n} – łączna masa wysuszonego złuszczonego materiału po n cyklach zamrażania i rozmrażania, A – pole powierzchni poddanej badaniu, wyliczone z pomiaru długości przed wykonaniem uszczelnienia, po zaokrągleniu do 100 mm²</p>



1. folia polietylenowa
2. uszczelnienie
3. izolacja gumowa
4. czujnik temperatury
5. próbka
6. izolacja termiczna
7. 3% roztwór NaCl

Rys. 3. Przygotowanie próbki do badań



1. zakres temperatury na środku powierzchni badanej próbki

Rys. 4. Czas i temperatura zamrażanego roztworu w trakcie cyklu mierzona na środku powierzchni badanej próbki

Kryteria oceny odporności betonu na cykliczne zamrażanie – odmrażanie w obecności soli odladzających wg PN-EN 13877-2 "Nawierzchnie betonowe - Część 2: Wymagania funkcjonalne dla nawierzchni betonowych" podano w tabeli 6.

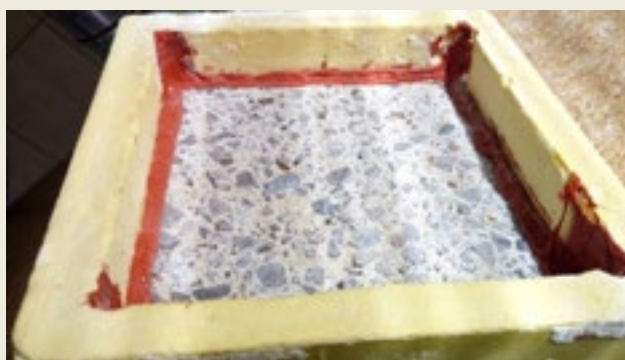
Tabela 6. Kryteria odporności próbek betonu na cykliczne zamrażanie-odmrażanie w obecności soli odladzających wg PN-EN 13877-2

Kategoria	Ubytek masy po 28 cyklach (m_{28})	Ubytek masy po 56 cyklach (m_{56})	Stopień ubytku m_{56}/m_{28}
FT0	brak wymagań	brak wymagań	brak wymagań
FT1	wartość średnia $\leq 1,0 \text{ kg/m}^2$, przy czym żaden pojedynczy wynik $> 1,5 \text{ kg/m}^2$	brak wymagań	brak wymagań
FT2	średnia $\leq 0,5 \text{ kg/m}^2$	wartość średnia $\leq 1,0 \text{ kg/m}^2$, przy czym żaden pojedynczy wynik $> 1,5 \text{ kg/m}^2$	≤ 2

Na rys. 5 przedstawiono próbki stwardniałego betonu podczas badania mrozodporności powierzchniowej, z kolei na rys. 6. próbkę betonu po zakończonym badaniu.



Rys. 5. Próbkę betonu podczas badania mrozodporności powierzchniowej



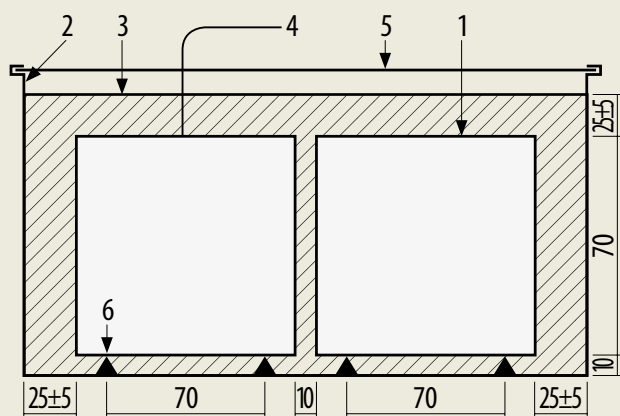
Rys. 6. Próbkę betonu po badaniu mrozodporności powierzchniowej

Badanie mrozoodporności wg CEN/TS 12390-9:2007 metoda „Cube test”

Badanie polega na poddaniu próbek sześciennych betonu o boku 100 mm zanurzonych w dejonizowanej wodzie lub 3% roztworze NaCl 56 cyklom zamrażania-odmrażania. Procedurę badania wg CEN/TS 12390-9:2007 „Cube test” przedstawiono w tabeli 7.

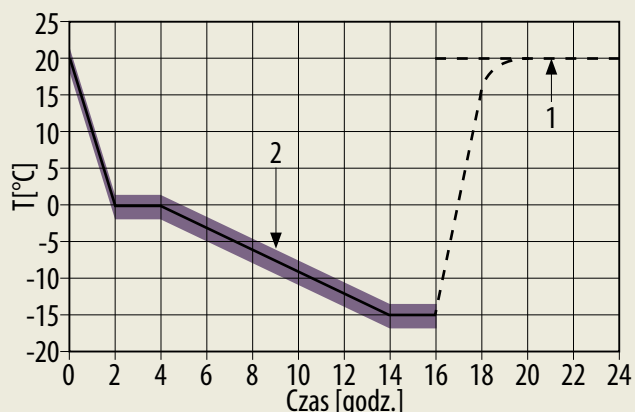
Tabela 7. Procedura badania mrozoodporności wg PKN-CEN/TS 12390-9:2007 „Cube test”

Badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie-odmrażanie wg CEN/TS 12390-9:2007 „Cube test”	
Zasada metody	Poddanie zamrażaniu i rozmrażaniu próbek zanurzonych w dejonizowanej wodzie lub 3% roztworze chlorku sodu (NaCl).
Rodzaj, liczba i sposób przechowywania próbek	<ul style="list-style-type: none"> Wymiar próbki: 100×100×100 mm Liczba próbek: 4 szt. Warunki przechowywania próbek: <ul style="list-style-type: none"> w formie przez pierwsze 24 ± 2 h do osiągnięcia wieku 7 dni w wodzie o temp. 20 ± 2°C następnie 20 dni w komorze klimatycznej w temp. 20 ± 2°C i parowaniu 45±15 g/(m²·h)
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> Badanie rozpoczyna się, gdy próbki osiągną wiek 27 dni. Po 27 dniach dokonuje się ważenia próbek, a następnie umieszcza w pojemnikach do badania mrozoodporności i zalewa się dejonizowaną wodą lub 3% roztworem chlorku sodu (NaCl) – rys. 7. Po 28 dniach dokonuje się kolejnego ważenia w celu określenia ilości zaabsorbowanego medium zamrażającego, następnie pojemniki z próbkami umieszcza się w zamrażarce i rozpoczyna się cykle zmrężania/rozmrażania. Cykl zamrażania/odmrażania przebiega zgodnie z wykresem przedstawionym na rys. 8. Po (7±1), (14±1), (28±1), (42±1) i 56 cyklach dokonuje się pomiaru masy materiału złuszczonego z badanych próbek.
Obliczenie wyników	<p>Skumulowana ilość złuszczonego materiału na jednostkę powierzchni po n cyklach, w % P:</p> $P = \frac{m_{s,n}}{m_0} \times 100\%$ <p>$m_{s,n}$ – łączna masa wysuszonego złuszczonego materiału po n cyklach zamrażania i rozmrażania, m_0 – masa 2 dwóch próbek w stanie powietrzno-suchym z jednego pojemnika w wieku 27 dni.</p>



- Przesuwna pokrywka
- Kontener z próbkami
- Medium zamrażające
- Czujnik temperatury
- Próbka
- Izolacja termiczna

Rys. 7. Kontener z próbkami do badania

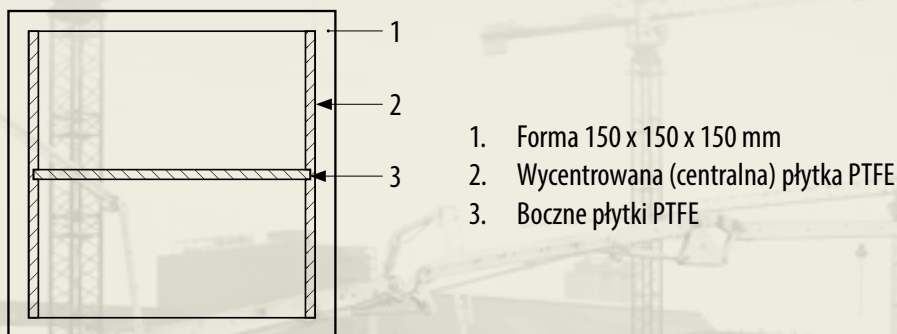


- Temperatura w kąpieli wodnej
- Temperatura w środku badanej próbki

Rys. 8. Wykres zmiany temperatury w czasie w środku badanej próbki

Badanie mrozoodporności wg CEN/TS 12390-9:2007 metoda „CF/CDF”

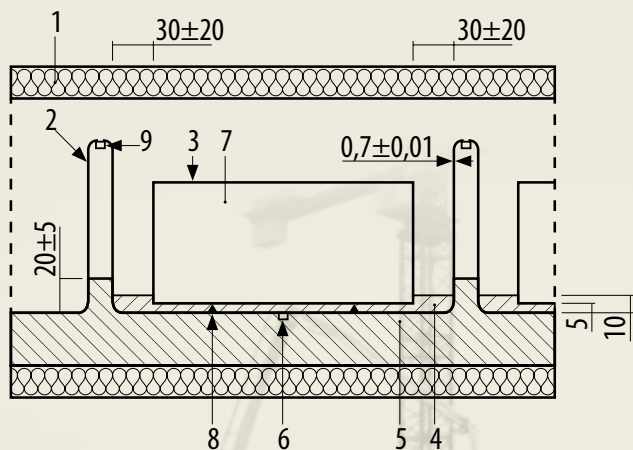
Badanie polega na poddaniu powierzchni próbki zanurzonej w dejonizowanej wodzie 56 cyklom zamrażania-rozmarzania (metoda CF) lub 3% roztworze chlorku sodu (NaCl) 28 cyklom zamrażania-rozmarzania (metoda CDF). Powierzchnia próbki uzyskana jest przez rozdzielenie formy sześcienniej o boku 150 mm przez centralnie umieszczoną w formie płytę PTFE (rys. 9). Mrozoodporność jest oceniana w oparciu o pomiar ubytku masy próbek po 28 cyklach zamrażania-rozmarzania z użyciem 3% roztworu NaCl (CDF-test) lub po 56 cyklach zamrażania-rozmarzania z użyciem dejonizowanej wody (CF-test).



Rys. 9. Układ płytek PTFE w formie

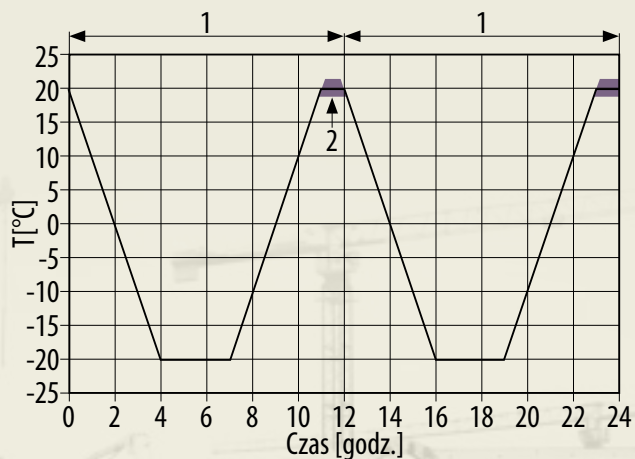
Tabela 8. Procedura badania mrozoodporności wg PKN-CEN/TS 12390-9:2007 metoda „CF/CDF”

Badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie-odmrażanie wg PKN-CEN/TS 12390-9:2007 metoda „CF/CDF”	
Zasada metody	Poddanie powierzchni próbki uzyskanej przez rozdzielenie formy sześcienniej o boku 150 mm przez centralnie umieszczoną w formie płytę PTFE, zamrażaniu i rozmrażaniu w obecności warstwy o grubości 3 mm dejonizowanej wody (metoda CF) lub 3% roztworu chlorku sodu (NaCl) (metoda CDF).
Rodzaj, liczba i sposób przechowywania próbek	<ul style="list-style-type: none"> Wymiar próbki:około 140×150×70 mm Liczba próbek: 5 szt. Warunki przechowywania próbek: <ul style="list-style-type: none"> w formie przez pierwsze 24 ± 2 h, następnie do osiągnięcia wieku 7 dni w wodzie o temp. 20 ± 2°C, następnie 21 dni w komorze klimatycznej w temp. 20 ± 2°C i parowaniu 45±15 g/(m²·h). Pomiędzy 21 a 26 dniem po zaformowaniu boczne powierzchnie wszystkich próbek należy pokryć folią aluminiową przyklejoną gumą kauczukową butylową lub powinny być uszczelnione (zabezpieczone) nierozpuszczalnikową żywicą epoksydową
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> Badanie rozpoczyna się, gdy wiek próbki osiągnie 28 dni. Po 28 dniach rozpoczyna się nasączenie próbek (rys. 10) dejonizowaną wodą lub 3% roztworem chlorku sodu. Nasączenie trwa 7 dni. Po 35 dniach próbki umieszcza się w komorze klimatycznej i rozpoczyna się cykle zamrażania/rozmrażania. Cykl zamrażania/odmrażania przebiega zgodnie z wykresem przedstawionym na rys.11. Po (4±1), (6±1), (14±1), i 28 cyklach zamrażania/rozmrażania dla CDF testu lub po (14±1), (28±1), (42±1), i 56 cyklach zamrażania/rozmrażania dla CF testu dokonuje się pomiaru masy materiału złuszczonego z badanej powierzchni.
Obliczenie wyników	Skumulowana ilość złuszczonego materiału na jednostkę powierzchni po n cyklach w kg/m ² - S _n : $S_n = \frac{m_{s,n}}{A} \times 10^3$ m _{s,n} – łączna masa wysuszonego złuszczonego materiału po n cyklach zamrażania i rozmrażania, A – pole powierzchni poddanej badaniu, wyliczone z pomiaru długości przed wykonaniem uszczelnienia, po zaokrągleniu do 100 mm ²



1. Pokrywka komory
2. Kontener z próbkami
3. Boczne uszczelnienie
4. Mieszanina zamrażająca
5. Ciecz chłodząca
6. Punkt odniesienia pod środkiem kontenera w komorze
7. Próbka
8. Odstęp 5 mm
9. Wyposażenie do wyrodkowania kontenerów w komorze

Rys. 10. Kontener z próbkami do badania



1. Cykl zamrażania/rozmrażania
2. Temperatura mierzona w punkcie odniesienia (referencyjnym)

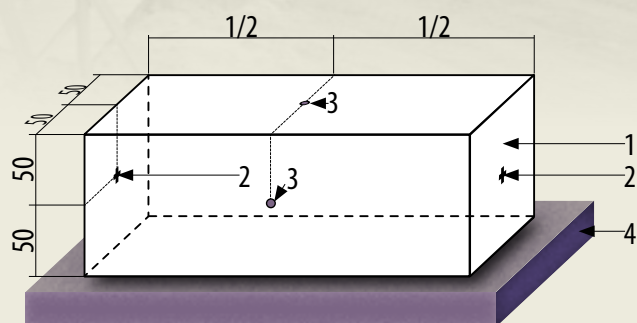
Rys. 11. Wykres zmiany temperatury w czasie w środku badanej próbki

Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „Beam Test”

Próbki betonu o wymiarach $400 \times 100 \times 100$ mm poddawane są 56 cyklom zamrażania-odmrażania w obecności wody oraz odczytowi dynamicznego modułu sprężystości. Dynamiczny moduł sprężystości może być określany na podstawie pomiaru (rys. 12 i 13):

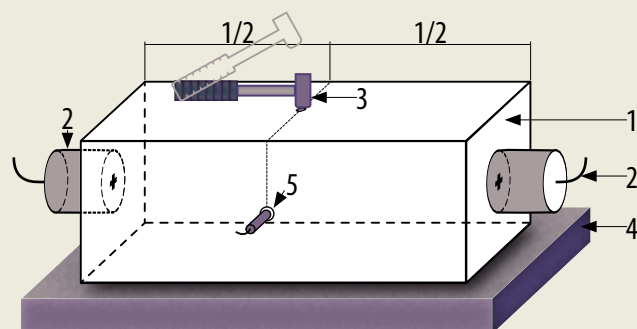
- FF – częstotliwości podstawowej poprzecznej,
- UPTT – czasu przepływu impulsu ultradźwiękowego.

Opis procedury badawczej przedstawiono w tabeli 9.



Rys. 12. Lokalizacja punktów pomiarowych

1. Próbka
2. Miejsce pomiaru dla UPTT
3. Miejsce pomiaru dla FF
4. Podkładka próbki



Rys. 13. Schemat badania

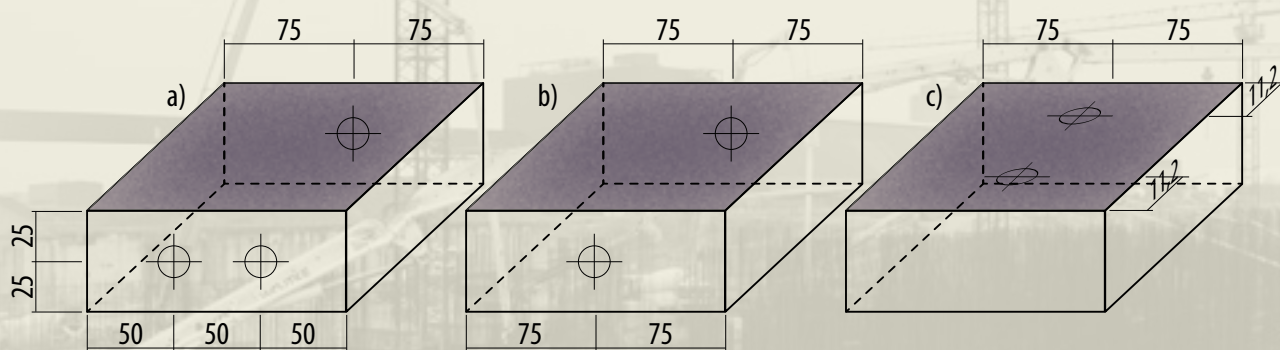
1. Próbka
2. Czujnik impulsów ultradźwiękowych
3. Młotek pomiarowy
4. Podkładka próbki
5. Akcelerometr

Tabela 9. Procedura badania mrozoodporności wg CEN/TR 15177 „Beam test”

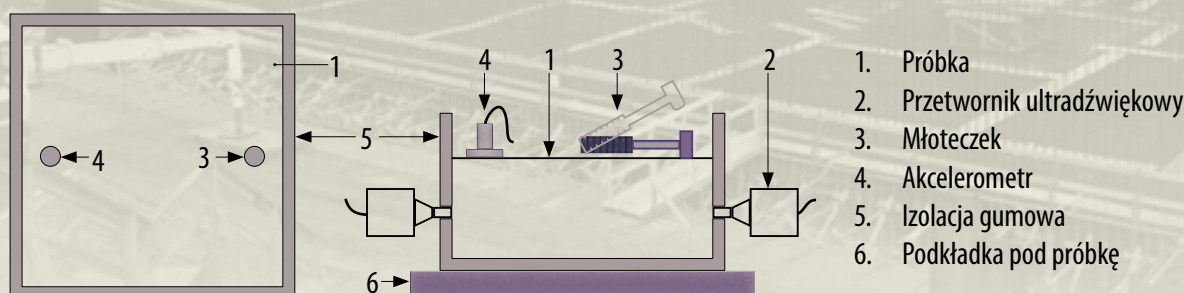
Metoda „Beam test” wg CEN/TR 15177	
Zasada metody	Określany jest względny dynamiczny moduł sprężystości próbki betonowej po 7, 14, 28, 42 i 56 cyklach zamrażania i odmrażania w wodzie destylowanej.
Rodzaj, liczba i sposób przechowywania próbek	<ul style="list-style-type: none"> Wymiar próbki: 400×100×100 mm Liczba próbek: ≥ 3 szt. Warunki przechowywania: <ul style="list-style-type: none"> rozformowanie po 1 dniu 6 dni w plastikowych torbach bez dodatku wody w temp. 20 ± 2°C 21 dni w wodzie, temp. 20 ± 2°C Przed umieszczeniem próbek w plastikowych torbach oraz w wodzie należy dokonać ważenia próbek z dokładnością do 1 g.
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> Badanie rozpoczyna się 28 dni od zaformowania próbek. Próbki umieszczane są w komorze badawczej. Na 1 cykl przypada zamrażanie w temperaturze -20 ± 2°C i odmrażanie w wodzie 13 ± 8°C. Długość 1 cyklu wynosi 12 godzin. Co 7 dni próbki są obracane o 180°C. Próbki układane są także w pozycji pionowej. Odległość między próbkami lub ścianą komory > 60 mm. Po 7, 14, 28, 42 i 56 cyklach dokonywany jest odczyt dynamicznego modułu sprężystości (pomiar UPTT lub FF). Próbki podlegają także ocenie wizualnej.
Obliczenie wyników	<p>Pomiar FF:</p> $RDM_{FF,n} = \left(\frac{f_n}{f_0} \right)^2 \times 100\%$ <p>RDM_{FF} – względny dynamiczny moduł sprężystości według FF, po n cyklach, f_n – częstotliwość podstawowa mierzona po n cyklach [Hz], f₀ – początkowa częstotliwość podstawowa [Hz].</p> <p>Pomiar UPTT:</p> $RDM_{UPTT,n} = \left(\frac{t_{s,0}}{t_{s,n}} \right)^2 \times 100\%$ <p>RDM_{UPTT} – względny dynamiczny moduł sprężystości według UPTT, po n cyklach, t_{s,0} – początkowy czas przejścia impulsu ultradźwiękowego przez próbkę [μs], t_{s,n} – czas przejścia impulsu ultradźwiękowego przez próbkę po n cyklach [μs].</p>

Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „Slab test”

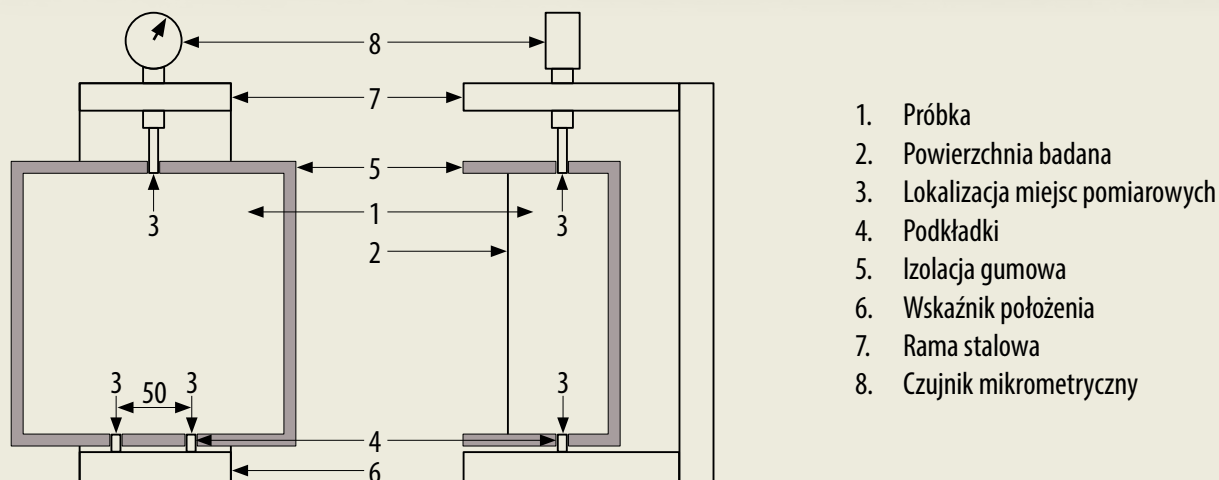
Próbki betonu o wymiarach 150×150×50 mm pokrywa się 3 mm warstwą dejonizowanej wody lub 3% roztworem chlorku sodu (NaCl) i poddaje się 56 cyklom zamrażania-odmrażania. Mrozoodporność jest określana na podstawie zmian długości próbki lub dynamicznego modułu sprężystości wyznaczonego na podstawie pomiaru częstotliwości podstawowej poprzecznej (metoda FF) lub czasu przepływu impulsu ultradźwiękowego (metoda UPTT). Procedura przygotowania i pielęgnacji próbek zarówno przed, jak i w trakcie badania jest zbliżona do metody „slab test” wg PKN-CEN/TS 12390-9:2007 (tab. 5). Po upływie 25 ± 1 dni na próbkach należy oznaczyć miejsce badań zgodnie z wybranym sposobem badania mrozoodporności (rys. 14). Po cyklach (7 ± 1) , (14 ± 1) , (28 ± 1) , (42 ± 1) i po (56 ± 1) dokonuje się pomiaru zgodnie z wybraną metodyką, wg schematów przedstawionych na rys. 15 i 16. Wyniki oblicza się dla metody FF i UPTT wg wzorów podanych w tabeli 9, a dla pomiaru długości próbek wg wzoru z tabeli 10.



Rys.14. Lokalizacja punktów pomiarowych w zależności od stosowanego sposobu pomiaru: a) zmiany długości; b) czas przepływu impulsu ultradźwiękowego; c) częstotliwość podstawowa poprzeczna



Rys. 15. Schemat pomiarowy przy pomiarze częstotliwości podstawowej poprzecznej lub czasu przepływu impulsu ultradźwiękowego



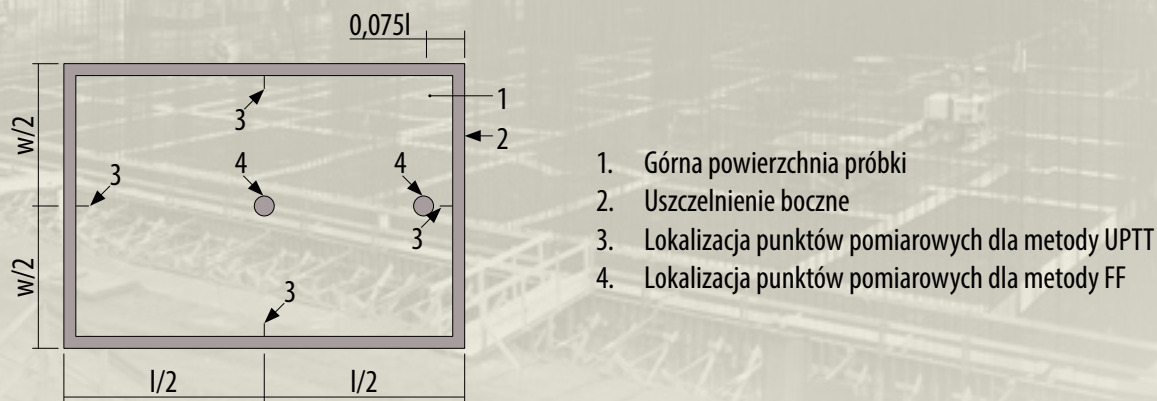
Rys. 16. Schemat pomiarowy przy pomiarze zmian długości próbek

Tabela 10. Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „slab test”

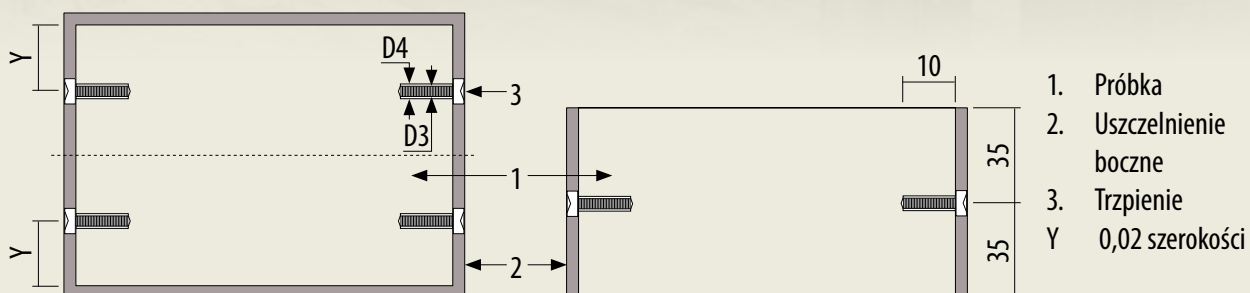
Metoda Slab test wg CEN/TR 15177 (wariant dla pomiaru zmian długości próbki)	
Obliczenie wyników	$\varepsilon_{L,n} = \frac{l_n - l_0}{L_0} \times 100\%$ <p> $\varepsilon_{L,n}$ – zmiana długości próbki po n cyklach zamrażania-rozmrażania w %; l_n – długość próbki po n cyklach zamrażania-rozmrażania w mm; l_0 – początkowy odczyt długości w mm; L_0 – początkowa długość próbki $L_0 = 150 + l_0$ w mm. </p>

Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „CIF-TEST”

Badanie polega na poddaniu powierzchni próbki pokrytej 3 mm warstwą dejonizowanej wody lub 3% roztworu chlorku sodu (NaCl), 56 cykłem zamrażania-rozmrażania. Powierzchnia próbki uzyskana jest przez rozdelenie formy sześcienniej o boku 150 mm przez centralnie umieszczoną w formie płytę PTFE (rys. 9). Mrozoodporność jest oceniana w oparciu o pomiar zmian długości próbki lub dynamicznego modułu sprężystości wyznaczonego na podstawie pomiaru częstotliwości podstawowej poprzecznej (FF) lub czasu przepływu impulsu ultradźwiękowego (UPTT) po 56 cyklach zamrażania-rozmrażania. Lokalizację punktów pomiarowych dla pomiaru UPTT i FF pokazano na rysunku 17, a rozmieszczenie trzpieni pomiarowych dla pomiaru zmian długości przedstawiono na rys. 18.



Rys. 17. Lokalizacja punktów pomiarowych dla „CIF-test” metody FF i UPTT



Rys. 18. Lokalizacja punktów pomiarowych dla „CIF-test” przy określaniu wymiarów próbki

Tabela 11. Badanie mrozoodporności wewnętrznej

Metoda "CIF test" wg CEN/TR 15177	
Obliczenie wyników	Pomiar FF:
	$RDM_{FF,n} = \left(\frac{f_n}{f_0} \right)^2 \times 100\%$
	RDM_{FF} – względny dynamiczny moduł sprężystości według FF, po n cyklach, f_n – częstotliwość podstawowa mierzona po n cyklach [Hz], f_0 – początkowa częstotliwość podstawowa [Hz].
	Pomiar UPTT:
	$RDM_{UPTT,n} = \left(\frac{l_{t,n}}{l_{t,0}} + \frac{t_{t,0} \times l_{t,0} - t_{cm,0} \times l_{t,0} + t_{cm,0} \times l_S}{t_{t,n} \times l_{t,n} - t_{cm,0} \times l_{t,n} + t_{cm,n} \times l_S} \right)^2 \times 100\%$
	RDM_{UPTT} – względny dynamiczny moduł sprężystości według UPTT po n cyklach [%], t_t – całkowity czas przejścia impulsu ultradźwiękowego przez próbkę i medium sprzęgające [μs], t_{cm} – czas przejścia impulsu ultradźwiękowego przez medium sprzęgające bez badanej próbki [μs]. l_t – całkowita odległość pomiędzy przetwornikami [mm] l_S – długość próbki przed uszczelnieniem powierzchni bocznych [mm] indeks n – oznacza ilość cykli zamrażania/rozmarzania indeks 0 – początkowy pomiar po nasączeniu próbki
	Zmiana długości:
	$\mathcal{E}_L = \frac{l_{C,0} - l_{C,n} + l_n - l_0}{L_0} \times 100\%$
	\mathcal{E}_L – zmiana długości próbki po n cyklach zamrażania-rozmarzania [%] $l_{C,n}$ – długość wzorca po n cyklach zamrażania-rozmarzania [mm] $l_{C,0}$ – długość wzorca przed pierwszym cyklem zamrażania/rozmarzania [mm] l_0 – początkowa długość próbki przed pierwszym cyklem zamrażania/rozmarzania [mm] l_n – początkowa długość próbki po n cyklach zamrażania/rozmarzania [mm] L_0 – początkowa długość próbki przed uszczelnieniem powierzchni bocznych [mm]

TERMIN ROZPOCZĘCIA BADAŃ MROZODPORNOŚCI

Termin rozpoczęcia badania mrozoodporności betonu należy dobrać w zależności od rodzaju zastosowanego cementu (tabela 12).

Tabela 12. Czas rozpoczęcia badań mrozoodporności w zależności od zastosowanego cementu

Rodzaj cementu	Czas równoważny [dni]
CEM I (R), CEM II/A-S (R)	28 dni
CEM I (N), CEM II/A-S (N), CEM II/B-S (N,R)	56 dni
CEM III/A	90 dni

Reaktywność alkaliczna kruszyw jest zjawiskiem złożonym pod względem chemicznym, jak i różnorodności czynników mineralogicznych i atmosferycznych wpływających na jej wystąpienie i przebieg. Ze względu na powolny przebieg zachodzących reakcji potrzeba nawet kilku lat w celu odróżnienia zniszczeń spowodowanych reakcją z alkaliami od innych procesów destrukcyjnych. Metody badań oraz kryteria oceny zjawiska reaktywności alkalicznej są różne, a ich ujednoczenie jest skomplikowane.

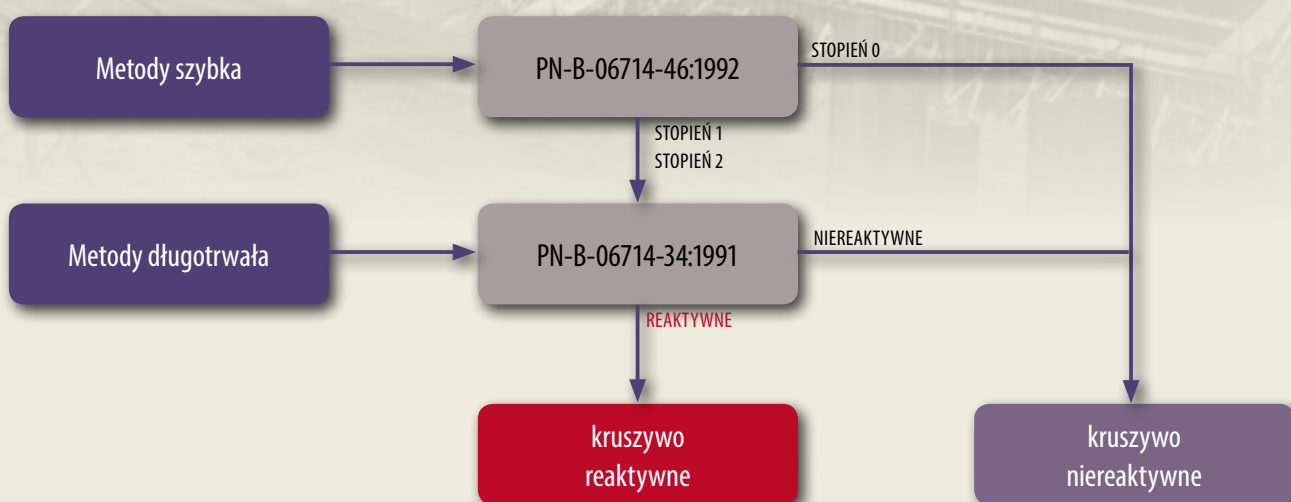
Wśród metod oceny reaktywności alkalicznej kruszyw wyróżnia się następujące rodzaje:

- bezpośrednie – polegające na pomiarze ekspansji próbek z betonu lub zaprawy,
- chemiczne – m. in. poprzez wymywanie alkaliów ze składników betonu
- petrograficzne – stwierdzające występowanie minerałów potencjalnie reaktywnych.

Zgodnie z normą PN-EN 12620+A1:2010 dotyczącą kruszyw stosowanych w betonie, jeśli jest to wymagane, reaktywność alkaliczną kruszyw należy oceniać zgodnie z przepisami obowiązującymi w miejscu stosowania, a wyniki deklarować. Aktualnie w Polsce do oceny reaktywności kruszyw stosuje się trzy metody:

- PN-B-06714-34:1991 "Kruszywa mineralne – Badania – Oznaczenie reaktywności alkalicznej. Metoda ta obejmuje pomiary zmian liniowych"
- PN-B-06714-46:1992 "Kruszywa mineralne – Badania – Oznaczenie potencjalnej reaktywności alkalicznej metodą szybką." Metoda polega na przeprowadzeniu reakcji kruszywa z NaOH, oznaczeniu ubytku masy kruszywa oraz określeniu zawartości krzemieni w kruszywie.
- PN-B-06714-47:1988 "Kruszywa mineralne – Badania – Oznaczenie potencjalnej reaktywności alkalicznej – Oznaczenie zawartości krzemionki rozpuszczalnej w wodorotlenku sodowym (NaOH)" Badane polega na określeniu metodą masową krzemionki rozpuszczalnej po przechowywaniu próbki kruszywa w roztworze wodorotlenku sodowego o stałym stężeniu $C(\text{NaOH}) = 1 \text{ mol/l}$, w temperaturze 80°C w ciągu 24 h.

W praktyce potencjalną reaktywność alkaliczną określa się wg normy PN-B-06714-46:1992 oraz PN-B-06714-34:1991. Schemat oceny i sposób postępowania przy określaniu reaktywności alkalicznej wg wytycznych krajowych przedstawiono na rys.1.

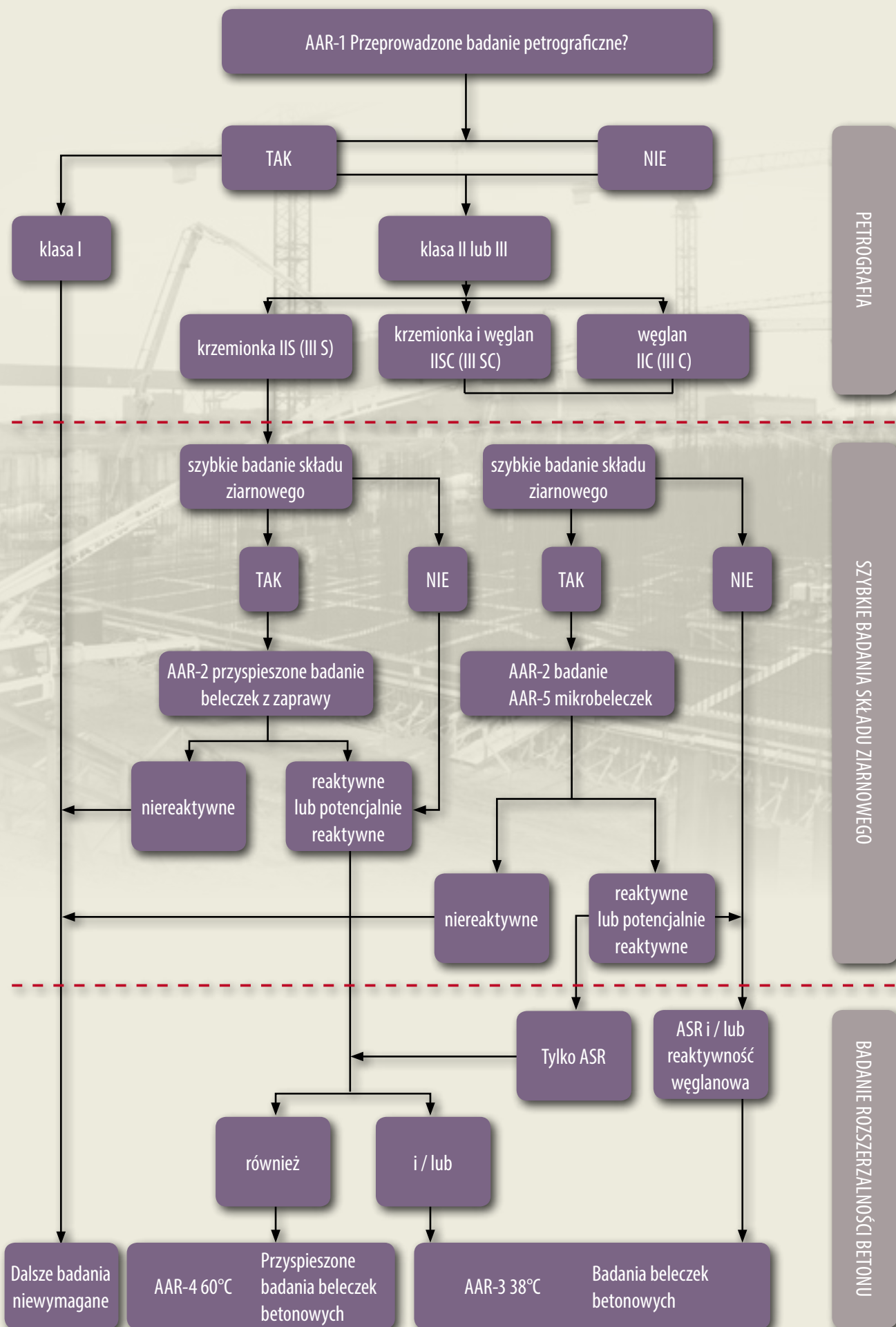


Rys. 1. Sposób postępowania przy określaniu reaktywności alkalicznej kruszyw

W 2000 r. podjęto prace nad ujednoczeniem metod badawczych, kryteriów oceny występowania reakcji alkalicznych w betonie. Efektem pracy zespołów badawczych jest 5 procedur oceny reaktywności kruszyw rekomendowanych przez RILEM:

- AAR-1 - podstawowa metoda, służąca do kwalifikacji i oceny kruszywa pod względem reaktywności – badanie petrograficzne
- AAR-2 - metoda badania próbek z zaprawy (metoda przyspieszona)
- AAR-3 - metoda badania mieszanek kruszywa na próbkach betonu w temp. 38°C
- AAR-4 - przyspieszona metoda badania mieszanek kruszyw na próbkach betonu w temp. 60°C
- AAR-5 - badanie kruszyw węglanowych

Schemat oceny reaktywności kruszyw wg RILEM przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Schemat oceny reaktywności kruszyw według procedury RILEM

Wobec braku ogólnoeuropejskich norm badań reaktywności alkalicznej kruszyw, stosowane są także procedury wg norm amerykańskich ASTM. Większość norm opisujących badania i stosowanych w różnych krajach powstało na bazie norm ASTM. Najczęściej stosowanymi metodami badań są:

- ASTM C295 – badanie petrograficzne kruszyw do betonu
- ASTM C289 – ocena potencjalnej reaktywności kruszywa (metoda chemiczna)
- ASTM C1260 – badanie ekspansji alkalicznej próbek z zapraw metodą przyspieszoną
- ASTM C227 – badanie ekspansji próbek z zapraw metodą długoterminową
- ASTM C1293 – badanie ekspansji beleczek z betonu metodą długoterminową

METODY PETROGRAFICZNE

Metody petrograficzne są pierwszym etapem do oceny potencjalnej reaktywności kruszyw. Chociaż badania petrograficzne są bardzo przydatne do identyfikacji składników, nie wykazują czy badany materiał spowoduje ekspansję. Stąd konieczne jest wykonanie dalszych badań celem potwierdzenia, czy badane kruszywo jest reaktywne. Rozpoznanie składników opiera się na określeniu typów mineralogicznych i petrograficznych kruszyw.

Metodyka zawarta w procedurze AAR-1 jest stosowana do wszystkich kruszyw jako badanie rozpoznawcze. Poza metodą mikroskopową, w przypadku kruszyw węglanowych, stosuje się jeszcze metody fluorescencyjnej analizy rentgenowskiej (XRF) oraz elektronowej mikroskopii skaningowej (SEM). Na tej podstawie, z uwzględnieniem dominującego charakteru chemicznego kruszywa (krzemionkowe S, węglanowe C, krzemionkowo-węglanowe SC), wyróżnia się 3 klasy:

- klasa I: kruszywo najprawdopodobniej niereaktywne;
- klasa II: kruszywo wątpliwie reaktywne;
- klasa III: kruszywo bardzo prawdopodobnie reaktywne.

Dla kruszyw z klas II i III zalecane jest wykonanie dalszych badań z wykorzystaniem pozostałych metod.

Metodykę zawartą w normie ASTM C295 można stosować zarówno do oceny reaktywności alkalia-krzemiany, jak i alkalia-węglany. Z wykorzystaniem mikroskopii optycznej określa się typ i podstawowe cechy kruszywa. Stwierdza się również obecność żeluz krzemionkowego wypełniającego pęknięcia. Wyniki badań umożliwiają identyfikację reaktywnych form SiO_2 w kruszywach, są to m.in.: opał, kryształit, trydymit, szkła wulkaniczne, niektóre ily, łupki, gnejsy, kwarcyty i inne.

METODY CHEMICZNE

Metoda chemiczna pozwala na bardzo szybką ocenę potencjalnej reaktywności alkalicznej kruszywa. Niestety metody te są niedokładne, gdyż nie dają jednoznacznej odpowiedzi czy uszkodzenie kruszywa nastąpiło w wyniku reakcji alkalia-kruszywo czy było skutkiem innego procesu. Dlatego wyniki otrzymane przy użyciu metod chemicznych muszą być zweryfikowane przy użyciu innych metod. Można tu wyróżnić normę krajową PN-B-06714-46:1992 oraz amerykańską ASTM C289.

1. Badanie wg normy PN-B-06714-46:1992 polega na przeprowadzeniu reakcji kruszywa z NaOH i oznaczeniu ubytku masy kruszywa drobnego i grubego oraz zawartości reaktywnych krzemieni w kruszywie grubym. Próbkę kruszywa podgrzaną do temp. 105°C umieszcza się w zlewce i zalewa 4% roztworem NaOH (lub 10% dla kruszyw grubych) o temp. 90°C. Umieszcza się w łaźni wodnej o temp. 90°C mieszając co 15 minut. Po 1 godzinie zlać roztwór na sito 0,5 mm (dla frakcji 1÷2 mm) lub 1 mm (dla frakcji 2÷4 mm), przemyć kruszywo silnym strumieniem wody, ponownie wysuszyć w temp. 105°C i zważyć. Dodatkowo oznacza się zawartość krzemieni w kruszywie. W tabeli 1 przedstawiono kryteria oceny stopnia potencjalnej reaktywności alkalicznej.

Tabela 1. Ocena stopnia potencjalnej reaktywności alkalicznej wg normy PN-B-06714-46:1992

Cecha	Stopień reaktywności alkalicznej		
	0	1	2
Ubytek masy dla danej frakcji kruszywa drobnego (X_1) lub grubego (X_4) pod działaniem NaOH [%]	$\leq 0,5$	$> 0,5$ i $\leq 2,0$	$> 2,0$
Zawartość reaktywnego krzemienia (X_3) [%]	$\leq 3,0$	$> 3,0$ i $\leq 10,0$	$> 10,0$
$5 \cdot X_4 + X_3$	$\leq 4,0$	$> 4,0$ i $\leq 15,0$	$> 15,0$
Stopnie potencjalnej reaktywności alkalicznej: 0 – kruszywo niereaktywne 1 – kruszywo potencjalnie reaktywne 2 – kruszywo reaktywne			

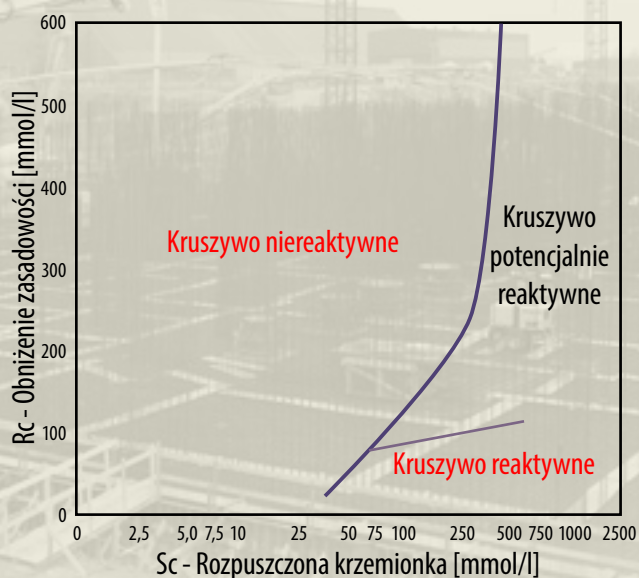
Kruszywo o stopniu 0 reaktywności alkalicznej można bez przeszkód stosować do betonu. Kruszywo zakwalifikowane do 1 lub 2 stopnia reaktywności alkalicznej, w celu ostatecznej oceny, należy poddać badaniu metodą beleczkową wg normy PN-B-06714-34:1991

- Badanie wg metody ASTM C289 polega na wyznaczeniu obniżenia alkaliczności R_c roztworu NaOH o znanym stężeniu. Do 25 g próbki rozdrobnionego kruszywa do frakcji 150-300 μm dodaje się 25 ml 1N roztworu NaOH i ogrzewa w specjalnym cylindrze (rys.3) przez 24 h w temp. 80°C. Następnie mierzy się spadek alkaliczności poprzez miareczkowanie przesącza 0,05 N roztworem HCl oraz ilość rozpuszczonej krzemionki S_c w NaOH. Oceny potencjalnej reaktywności dokonuje się na podstawie usytuowania punktów pomiarowych S_c i R_c na diagramie przedstawionym na rys. 4.

Metoda amerykańska umożliwia szybkie uzyskanie wyniku, natomiast otrzymane wyniki dają jedynie pogląd na temat potencjalnej reaktywności kruszywa i możliwości wystąpienia reakcji alkalia-krzemionka. Z drugiej strony podczas rozdrabniania kruszywa mogą być tracone pewne ilości reaktywnych form kruszywa. Z tego powodu metoda ta nie jest zalecana jako rozstrzygająca, ale mimo tego jest dosyć często stosowana.



Rys. 3. Cylinder do badania kruszyw wg ASTM C289



Rys. 4. Diagram do oceny reaktywności kruszywa wg ASTM C289

METODY BEZPOŚREDNIE - BADANIA NA ZAPRAWACH

Wyróżnia się dwa rodzaje badań na zaprawach:

- badania metodami przyspieszonymi, trwające 16 dni, polegające na przechowywaniu próbek w roztworze korozyjnym w wysokiej temperaturze,
- badania metodami długoterminowymi, trwające od 6 do 12 miesięcy.

Metody przyspieszone są bardzo przydatne do oceny kruszyw, które reagują bardzo wolno lub wytwarzają opóźnioną ekspansję. Jednakże nie pozwalają na ocenę zachowania się kruszyw w eksploatowanym betonie. Z kolei metody długoterminowe są zalecane do badań kruszyw szybko reagujących z alkaliemi. Wykazują dobrą korelację z zachowaniem się kruszyw w betonie wbudowanym w obiekty. Metod opartych na badaniach zapraw nie zaleca się do oceny kruszyw węglanowych, gdyż może nie powstać nadmierna ekspansja w wyniku reakcji alkalia-węglany. Inną wadą tych metod jest możliwe wymywanie alkaliów z próbek, przez co czasami można otrzymać zaniżone wyniki ekspansji. Stąd zaleca się zwiększenie zawartości alkaliów w cemencie do 1,25% $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$. Porównanie najczęściej stosowanych metod badań na zaprawach przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Porównanie metod badań na zaprawach.

	Metody przyspieszone		Metody długoterminowe	
	ASTM C1260	RILEM AAR-2	ASTM C227	PN-B-06714-34
Kryteria oceny	≤ 0,10% kruszywo niereaktywne 0,10÷0,20% odporne lub potencjalnie reaktywne ≥ 0,20% potencjalnie reaktywne	≤ 0,10% kruszywo niereaktywne 0,10÷0,20% odporne lub potencjalnie reaktywne ≥ 0,20% potencjalnie reaktywne	< 0,05% po 3 miesiącach < 0,10% po 6 miesiącach	< 0,1% Gdy kryterium jest zachowane, ale pojawią się pęknięcia, to kruszywo zostaje zdyskwalifikowane
Wielkość próbki	25×25×285 mm	AAR 2.1: 25×25×285 mm AAR 2.2: 40×40×160 mm	25×25×285 mm	25×25×250 mm
Ilość próbek	3	3	3	6
Zawartość alkaliów w cemencie NaO _{2,eq}	Pomija się	≥ 1,0%	> 0,6%	1,2%
Rodzaj cementu	Cement zgodny z ASTM C 150 ekspansja < 0,2%	CEM I lub ASTM typ I pow. wł. ≥ 4500 cm ² /g ekspansja < 0,2% lub LeChatelier = 0	Cement zgodny z ASTM C150 ekspansja < 0,2%	Cement klasy 32,5 lub 42,5
Stosunek cement:kruszywo	1:2,25 440:990g	1:2,25 AAR 2.1 – 400:900g AAR 2.2 – 600:1350g	1:2,25 300:675g	1:2 1175:2350g
w/c	0,47	0,47	określane rozplływem 105-120 mm	określane rozplływem 110-120 mm
Warunki przechowywania w formach	23 ± 1,7°C, wilgotność ≥ 95%, 24 ± 2 h	20 ± 2°C, RH ≥ 90%, 24 ± 2 h	23 ± 2°C, RH = 95%, 24 ± 2 h	20 ± 2°C, nad lustrem wody 48 h
Pielęgnacja po rozformowaniu	W wodzie destylowanej o temp. 80 ± 2°C przez 24 h Rys.5	W wodzie destylowanej o temp. 80 ± 2°C przez 24 h Rys.5	W szczelnym pojemniku, nad lustrem wody o temp. 38 ± 2°C, Rys.6	Pionowo w szczelnie zamkniętym pojemniku na lustrem wody o temp. 38 ± 2°C
Czas/warunki przechowywania w 1 M NaOH	14 dni 80 ± 1°C	14 dni 80 ± 2°C	-	-
Czas trwania badania	16 dni	16 dni	6 miesięcy lub rok	6 miesięcy



Rys. 5. Próbkę zapraw stosowane w metodach przyspieszonych



Rys. 6. Sposób przechowywania próbek wg ASTM C227

METODY BEZPOŚREDNIE - BADANIA NA PRÓBKACH Z BETONU

Badania reaktywności kruszyw na próbkach z betonu stanowią ostateczny etap oceny. Stosowanie tych metod jest konieczne, gdy badania petrograficzne nie dostarczyły jednoznacznej odpowiedzi, czy kruszywo jest reaktywne, natomiast badania na zaprawach zakwalifikowały kruszywo jako reaktywne. Metody te zakładają ekstremalne oddziaływania alkaliów z cementu na kruszywo. Metoda ASTM C1293 jest aktualnie uważana za najbardziej reprezentatywną metodę w odniesieniu do zachowania kruszywa w betonie w konstrukcji. Niewątpliwie wadą tych metod jest czas badania, wynoszący co najmniej rok. W tabeli 3 zamieszczono porównanie wybranych metod oceny reaktywności na próbkach z betonu.

Tabela 3. Porównanie metod badań na belkach betonowych

	Metody długoterminowe		Metoda przyspieszona	
	ASTM C 1293	RILEM AAR-3		RILEM AAR-4.1
Kryteria oceny	< 0,04% po roku lub 2 latach	< 0,05% po roku		< 0,03% po 15 tygodniach
Wielkość próbki	75×75×285 mm	75×75×250 mm		75×75×250 mm
Ilość próbek	3	3		3
Zawartość alkaliów w cemencie Na ₂ O _{eq}	0,9% Wprowadzenie z wodą dodatkowej ilości NaOH tak aby zawartość NaO _{eq} wzrosła do 1,25 ± 0,5%	AAR-3.1 0,9 – 1,3%	AAR-3.2 4 betony o różnej zawartości alkaliów (2 - 5 kg/m ³)	0,9% - 1,3% Wprowadzenie z wodą dodatkowej ilości NaOH tak, aby zawartość NaO _{eq} wzrosła do 1,25 ± 0,5%
Rodzaj cementu	ASTM Typ I	CEM I lub ASTM typ I		CEM I lub ASTM typ I
Ilość cementu	420 kg/m ³	440 kg/m ³		440 kg/m ³
w/c	0,42 ÷ 0,45	0,50		0,50
Konsystencja mieszanki - rozpliw	90 ± 15 mm	100 ÷ 180 mm		100 ÷ 180 mm
Stosunek piasek : kruszywo grube	40:60	40:60		40:60
Warunki przechowywania w formach	23 ± 0,5°C, RH ≥ 95%, 23,5 ± 0,5 h	20 ± 2°C, RH ≥ 90%, 24 ± 2 h		20 ± 2°C, RH ≥ 90%, 24 ± 1 h
Przechowywanie próbek	W szczelnym pojemniku nad lustrem wody o temp. 38 ± 2°C, RH = 100% Rys.7	W szczelnym pojemniku, okryte plastikowym workiem i tkaniną bawełnianą nad lustrem wody w temp. 20 ± 2°C przez pierwsze 6 dni, a później w temp. 38 ± 2°C RH = 100%		W szczelnym pojemniku nad lustrem wody o temp. 60 ± 2°C, RH = 100% Rys.8
Czas trwania badania	1 rok lub 2 lata	1 rok		20 tygodni



Rys. 7. Przechowywanie próbek wg metody RILEM AAR-4.1



Rys. 8. Przechowywanie próbek wg metody ASTM C1293

METODA BADAŃ REAKTYWNOŚCI ALKALICZNEJ KRUSZYW WĘGLANOWYCH RILEM AAR-5

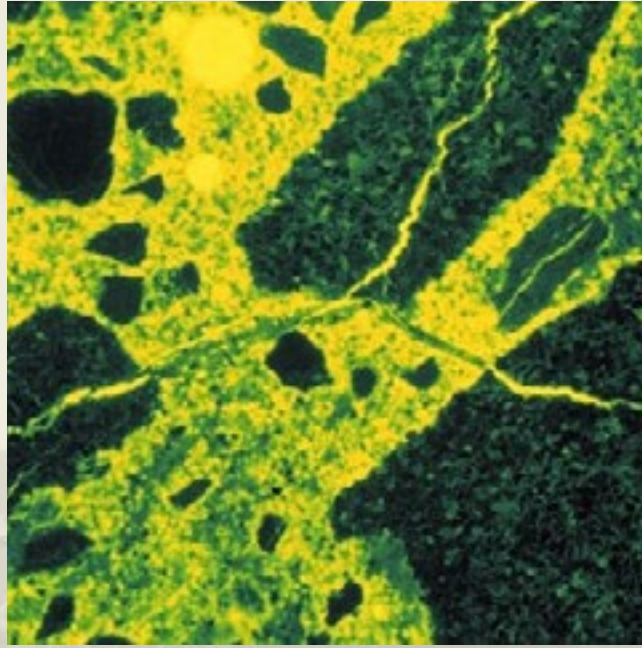
Metoda dotyczy badania kruszyw, które zawierają w swoim składzie węglany. Procedury AAR-2 i AAR-5 opisują w podobny sposób przebieg oceny, ale w przypadku metody AAR-5 stosuje się próbki $40 \times 40 \times 160$ mm (kruszywo $4/8$ mm w przeciwieństwie do metody AAR-2, gdzie stosuje się kruszywo frakcji $0/4$ mm). Badanie wykonuje się na zaprawie o składzie: 900 g cementu, 900 g kruszywa oraz 290 ml wody, z której wykonuje się 3 próbki do badań. Suma zawartości alkaliów w betonie w przeliczeniu na masę cementu powinna wynosić 1,5%. Korekty dokonuje się poprzez dodanie odpowiedniej ilości wodorotlenku sodu NaOH. Rozplływ tak przygotowanej zaprawy powinien wynosić co najmniej 115 mm. Dopuszcza się stosowanie plastyfikatora w celu korekty konsystencji mieszanki. Sposób przechowywania próbek jest analogiczny jak w metodzie AAR-2. Pierwszy pomiar (zerowy) długości belek (rys.9) wykonujemy przed umieszczeniem ich w roztworze NaOH. Kolejne pomiary zmian liniowych wykonujemy po 1, 2, 7, 14, 21 i 28 dniach. Ocenę reaktywności kruszyw węglanowych dokonuje się poprzez porównanie wyników badań z metod AAR-2 i AAR-5. W typowej reakcji alkalia-krzemiany ekspansja może być większa na próbkach z zapraw niż na próbkach z betonu. W przypadku kruszyw węglanowych ekspansja jest większa na próbkach z betonu i jest zbliżona do ekspansji kruszyw w betonie w konstrukcji. Oznacza to, że kruszywa węglanowe nie są jednoznacznie identyfikowane przy użyciu metody AAR-2. Dlatego też, jeśli ekspansja próbek z betonu jest większa niż próbek wykonanych z zapraw, prawdopodobnie zachodzi nie tylko reakcja alkalia-krzemiany i konieczne jest przeprowadzenie dalszych badań metodami AAR 4.1 i/lub AAR-3.



Rys. 9. Pomiar długości próbek z betonu

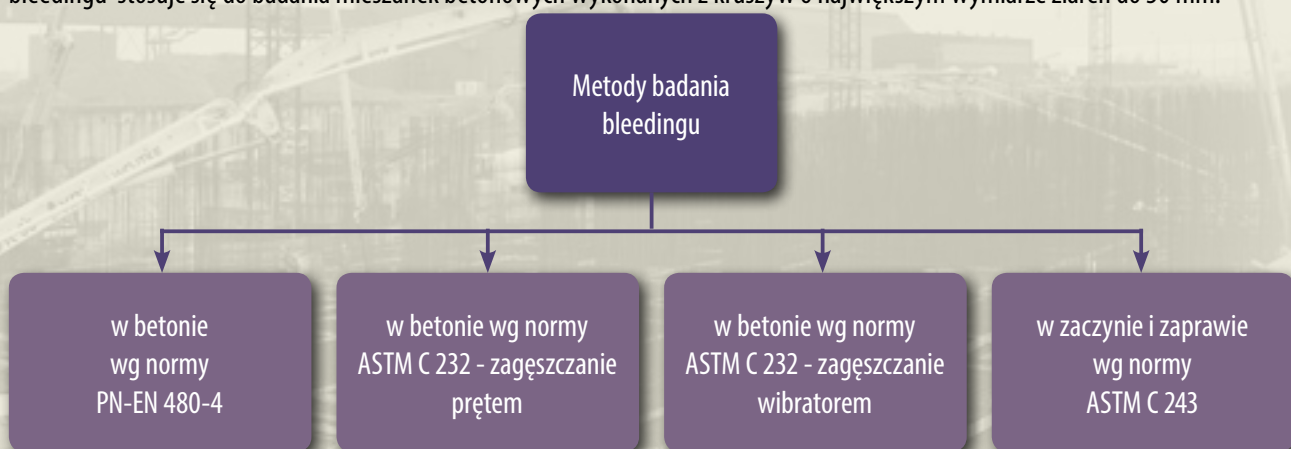
Zależności dotyczące kryteriów pomiędzy metodami AAR-2 i AAR-5 (tylko dla krótszych beleczek) oraz typów reakcji, które mogą występować w kruszywach węglanowych są następujące:

- a) dla $AAR-2 > 0,08\%$ (należy przeprowadzić dalsze badania wg AAR-3 i/lub AAR-4.1):
 $AAR-5 < AAR-2$ potencjalnie występuje reakcja ASR,
 $AAR-5 \geq AAR-2$ możliwość kombinacji reakcji ASR i ACR,
- b) dla $AAR-2 < 0,08\%$:
 $AAR-5 \geq AAR-2$ potencjalnie występuje reakcja ACR (należy przeprowadzić dalsze badania wg AAR-3 i/lub AAR-4.1),
 $AAR-5 < AAR-2$ nie ma potrzeby dalszych badań.



Bleeding jest to samoczynne, naturalne oddzielanie się wody od zaczynu cementowego. Wynika z różnicy gęstości między stałymi składnikami mieszanki betonowej, a wodą. Kruszywo i cement, składniki mieszanki betonowej mające wyższą gęstość niż woda, pod wpływem sił grawitacji, opadają na dół mieszanki betonowej, tym samym wypychając wodę w stronę powierzchni betonu. Zjawisko bleedingu jest zagadnieniem bardzo istotnym z punktu widzenia trwałości betonu, tak więc należy spojrzeć na ten problem pod kątem metodologii badania tego zjawiska. Szerzej problematykę bleedingu opisano w karcie B2 Vademecum.

W literaturze można znaleźć kilka metod badania bleedingu (rys. 1). Większość z nich opiera się na pomiarze ilościowym wody wydzielającej się na powierzchni betonu, którą odnosi się do całkowitej zawartości wody w mieszance betonowej lub do powierzchni, z której woda się wydzieliła. Norma PN-EN 480 „Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu – Metody badań – Część 4: Oznaczanie ilości cieczy wydzielającej się samoczynnie z mieszanki betonowej” oraz norma ASTM C 232 “Standard Test Method for Bleeding of Concrete” dotyczą badania bleedingu z mieszanki betonowej. Badanie bleedingu można również wykonywać na zaczynie i zaprawie cementowej zgodnie z metodyką zawartą w normie ASTM C 243 “Standard Test Method for Bleeding of Cement Pastes and Mortars”. Metody badania bleedingu stosuje się do badania mieszanek betonowych wykonanych z kruszyw o największym wymiarze ziaren do 50 mm.



Rys. 1. Metody badania bleedingu

STOSOWANA APARATURA

Pojemnik na próbkę – pojemnik cylindryczny (rys.2), wykonany z metalu, którego ścianki wewnętrzne powinny być gładkie i wolne od korozji, malowania lub smarów. Wymiary pojemnika przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wymiary pojemnika do badania i poziom wypełnienia [mm].

Norma	PN-EN 480-4	ASTM C 232 zagęszczanie prętem	ASTM C 232 zagęszczanie wibratorem
Średnica wewnętrzna:	250±10	255±5	górze – 290 dół – 280
Wysokość wewnętrzna:	280±10	280±5	250
Wypełnienie pojemnika:	250±10	254±3	około 138



Rys. 2. Pojemnik na próbkę betonu

Pokrywa pojemnika – chroniąca próbkę przed utratą wody.

Pręt do zagęszczania – prosty pręt stalowy, o średnicy 16 mm i długości około 610 mm z zaokrąglonym końcem.

Gumowy młotek (tylko w ASTM C 232) – o masie 600±200 g.

Stół wibracyjny – umożliwiający przymocowanie na stałe pojemnika na próbkę.

Pipeta lub strzykawka – do zbierania wody wydzielonej na powierzchni badanej próbki.

Cylinder pomiarowy lub zlewka – do zbierania i pomiaru ilości wody wydzielonej.

Waga – o dokładności do 0,01%.

PROCEDURA BADANIA wg normy PN-EN 480-4

Warunki podczas badania – temperatura w pomieszczeniu $20\pm 2^{\circ}\text{C}$, wilgotność względna $\geq 65\%$.

Zagęszczanie – napełnić pojemnik w trzech jednakowych warstwach do wysokości $(250\pm 10)\text{mm}$, każdą warstwę zagęścić 25 uderzeniami pręta. Uderzenia pręta powinny być rozłożone równomiernie w całym przekroju próbki, a kolejne warstwy należy tak zagęszczać, aby pręt przechodził przez tę warstwę aż do powierzchni warstwy niżej położonej, ale nie głębiej. Beton można zagęścić również metodą wibrowania. Wyrównać górną powierzchnię betonu do gładkiej powierzchni, stosując jak najmniejszą liczbę ruchów wygładzających, a następnie zważyć próbkę i zapisać czas rozpoczęcia badania.

Zbieranie wody – naczynie umieścić na wypoziomowanej platformie lub podłodze wolnej od wibracji i przykryć pokrywą. Pokrywkę pozostawić na miejscu w ciągu całego badania, z wyjątkiem momentów zbierania wody. Za pomocą pipety zbierać wodę wydzielającą się na powierzchni co 10 min w ciągu pierwszych 40 min, a następnie co 30 min, aż do zaprzestania jej wydzielania. W celu ułatwienia zbierania wydzielanej wody można lekko przechylić zbiornik, podkładając z jednej strony zbiornika, na 2 min przed zebraniem wody, podkładkę o grubości nie większej niż 50 mm. Po usunięciu wody, ostrożnie przywrócić pionową pozycję zbiornika, bez wstrząsania. Po każdym zebraniu, przenieść wodę do cylindra pomiarowego i zapisać łączną objętość (ilość) zebranej wody.

PROCEDURA BADANIA wg normy ASTM C 232

Metoda A – zagęszczanie prętem

Warunki podczas badania – temperatura w pomieszczeniu od 18°C do 24°C .

Zagęszczanie – napełnić pojemnik w trzech jednakowych warstwach do wysokości $254\pm 3\text{ mm}$ Każdą warstwę zagęścić 25 uderzeniami pręta. Uderzenia pręta powinny być rozłożone równomiernie w całym przekroju próbki, a kolejne warstwy należy tak zagęszczać, aby pręt przechodził przez tę warstwę oraz na głębokość około 25 mm w następną warstwę. Po zagęszczeniu każdej warstwy uderzyć gumowym młotkiem od 10 do 15 razy w ścianki pojemnika w celu uwolnienia dużych pęcherzy powietrza uwięzionych podczas zagęszczania prętem. Wyrównać górną powierzchnię betonu do gładkiej powierzchni, stosując jak najmniejszą liczbę ruchów wygładzających, a następnie zważyć próbkę i zapisać czas rozpoczęcia badania.

Zbieranie wody – prowadzić analogicznie jak w metodzie opisanej w normie PN-EN 480-4. Aby dokładniej określić ilość wydzielonej wody, można zebraną do cylindra miarowego wodę przenieść do metalowego naczynia, w którym możliwe będzie całkowite usunięcie wody poprzez jej odparowanie. Masę wody obliczyć na podstawie różnicy mas przed suszeniem i po suszeniu.



Rys. 3. Zbieranie wody z powierzchni mieszanki betonowej

PROCEDURA BADANIA wg normy ASTM C 232

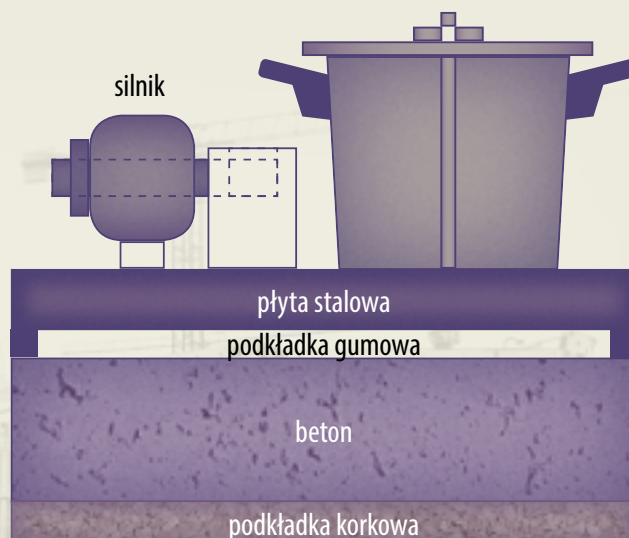
Metoda B – zagęszczanie na stole wibracyjnym

Warunki podczas badania – temperatura w pomieszczeniu od 18°C do 24°C.

Zagęszczanie badanej próbki – napełnić pojemnik do wysokości około 138 mm, zagęszczanie przeprowadzić na stoliku wibracyjnym aż do uzyskania odpowiedniego stopnia zagęszczenia, który uzyskuje się w momencie pojawienia się pierwszej wolnej wody na powierzchni próbki. Wówczas przerwać zagęszczanie, zdjąć pojemnik ze stolika wibracyjnego i zważyć masę próbki.

Właściwe wibrowanie – po zważeniu próbki umieścić pokrywę na pojemniku, a pojemnik na stoliku wibracyjnym. Przykręcić na stałe pojemnik z pokrywą za pomocą śrub. Ustalić cykle wibracji w następujący sposób: 3 sekundy wibracji – 30 sekund przerwy. Zapisać czas rozpoczęcia badania w momencie uruchomienia stolika wibracyjnego. Kontynuować właściwe wibrowanie przez 1 godzinę.

Zbieranie wody – w metodzie tej nie jest możliwe określenie wydzielającej się wody w funkcji czasu. W tej sytuacji całkowitą objętość wydzielonej wody należy zebrać i określić jej ilość po zakończeniu wibrowania.



Rys. 4. Stół wibracyjny do zagęszczania mieszanki betonowej



Rys. 5. Typowy przykład wydzielania się wody na powierzchni mieszanki betonowej

OBLICZENIA

Wielkość bleedingu w mieszance betonowej oznacza się na podstawie ilości wody wydzielonej z mieszanki betonowej. Obliczenia prowadzi się w odniesieniu do efektywnej ilości wody w mieszance betonowej (bez wody zaabsorbowanej przez kruszywo) lub też do powierzchni, z której woda ta się wydzieliła. Norma ASTM C 232 wprowadza również pojęcie szybkości wydzielenia się wody z mieszanki betonowej, co pozwala na określenie rodzaju bleedingu w betonie. W tabeli 2 przedstawiono wzory do obliczeń.

Tabela 2. Obliczenia ilości wydzielonej wody z mieszanki betonowej.

PN-EN 480-4	ASTM C 232 - Metoda A i B
<p>1. Bleeding w stosunku do całkowitej wody w mieszance:</p> $B = \frac{m_w}{W \cdot m_s} \cdot 100$ <p>gdzie: B – ilość samoczynnie wydzielonej wody [% całkowitej wody w mieszance betonowej], m_w – masa wydzielonej wody [g], m_s – masa próbki [g], W – zawartość wody w mieszance betonowej [%]</p>	<p>1. Bleeding w stosunku do powierzchni próbki:</p> $V = \frac{V_I}{A}$ <p>gdzie: V – objętość wody wydzielonej na jednostkę powierzchni [ml/cm²] V_I – objętość wody wydzielonej mierzonej podczas określonego przedziału czasu [ml] A – powierzchnia próbki, z której wydzieliła się woda [cm²] Uwaga: Szybkość wydzielenia wody określa się poprzez porównanie ilości wody wydzielonej w każdym odstępie czasu.</p> <p>2. Bleeding w stosunku do całkowitej wody w mieszance</p> $C = \left(\frac{w}{W} \right) \cdot S$ <p>gdzie: C – masa wody w badanej próbce mieszanki [g], w – zawartość efektywnej wody w zarobie [kg], W – całkowita masa przygotowanego zarobu [kg], S – masa badanej próbki [g],</p> $B = \left(\frac{D}{C} \right) \cdot 100$ <p>gdzie: B – ilość samoczynnie wydzielonej wody [% całkowitej wody w mieszance betonowej], D – masa wydzielonej wody [g]</p>

WYMAGANIA DLA MIESZANKI BETONOWEJ

Badanie bleedingu w mieszance betonowej pozwala sprawdzić jej zachowanie się w warunkach wbudowywania. Nie istnieją jednak żadne wymagania dotyczące maksymalnej ilości wody, która może wydzielić się z mieszanki betonowej. Badania bleedingu należy traktować raczej jako badania porównawcze dla różnych mieszanek betonowych w celu sprawdzenia potencjalnej tendencji do występowania bleedingu na powierzchni betonu.

KONSYSTENCJA – stopień ciekłości mieszanki betonowej określany poprzez klasy konsystencji. Konsystencja obrazuje zdolność mieszanki betonowej do odkształceń pod wpływem obciążenia. W zależności od metody badania, obciążenie może być zarówno ciężarem własnym mieszanki, jak i dodatkowym oddziaływaniem zewnętrznym.

Pomiaru konsystencji należy dokonać jedną z metod:

- Metoda opadu stożka (wg PN-EN 12350-2 „Badania mieszanki betonowej – Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka”),
- Metoda oznaczania stopnia zagęszczalności (wg PN-EN 12350-4 „Badania mieszanki betonowej – Część 4: Badanie konsystencji metodą oznaczania stopnia zagęszczalności”),
- Metoda stolika rozpliwowego (wg PN-EN 12350-5 „Badania mieszanki betonowej – Część 5: Badanie konsystencji metodą stolika rozpliwowego”),
- Metoda rozpliwu stożka (wg PN-EN 12350-8 „Badania mieszanki betonowej – Część 8: Beton samozagęszczalny -- Badanie metodą rozpliwu stożka”),
- Metoda Ve-be (wg EN 12350-3 „Badania mieszanki betonowej – Część 3: Badanie konsystencji metodą Vebe”),
- Metoda specjalna, uzgodniona pomiędzy specyfikującym i producentem betonu – (do specjalnych zastosowań).

Do każdej metody został określony osobny podział na klasy konsystencji. We współczesnej literaturze i normach podaje się klasy konsystencji zgodne z przyjętą metodą badania mieszanki betonowej. W starszych książkach i dokumentach odniesienia klasyfikowano konsystencje na podstawie nazw, które obrazowały cechy mieszanki betonowej: ciekła, półciekła, plastyczna, gęstoplastyczna, wilgotna, sypka, granicznie sypka.

Konsystencję mieszanki betonowej należy dobierać w zależności od sposobu i czasu transportu, metody zabudowy oraz kształtu elementu i rozmieszczenia zbrojenia. W tabeli 1 przedstawiono rodzaje konsystencji mieszanki betonowej oraz zalecane metody badawcze.

Tab. 1. Zalecane metody oznaczania konsystencji mieszanki betonowej

Konsystencja	Sposoby zagęszczania mieszanki i warunki formowania elementu	Zalecana metoda badawcza
Wilgotna	Mieszanki wibroprasowane, przekroje proste niezbrojone	Nie klasyfikuje się ze względu na konsystencję
Gęstoplastyczna	Mieszanki wibrowane lub ubijane ręcznie, przekroje proste rzadko zbrojone	Stopień zagęszczalności
Plastyczna	Mieszanki wibrowane, przekroje proste normalnie zbrojone lub przekroje złożone rzadko zbrojone	Stopień zagęszczalności, opad stożka
Półciekła	Mieszanki wibrowane, przekroje złożone gęsto zbrojone	Stopień zagęszczalności, opad stożka
Ciekła	Mieszanki ręcznie sztychowane	Rozpliw, rozpliw stożka, opad stożka
Bardzo ciekła	Mieszanki samozagęszczalne	Rozpliw stożka

UWAGA!

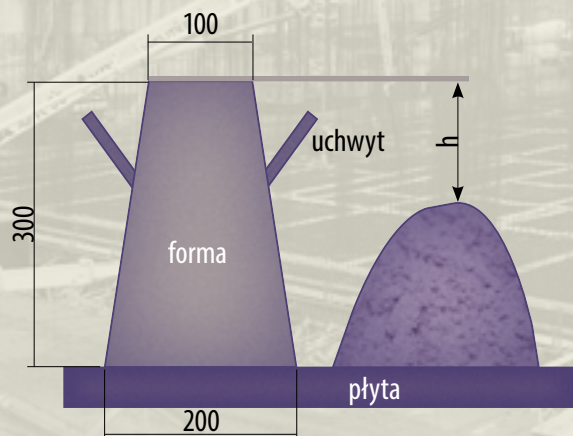
NIEDOPUSZCZALNE JEST ZWIĘKSZANIE CIEKŁOŚCI MIESZANKI BETONOWEJ POPRZEC DODAWANIE WODY – POWODUJE TO ZWIĘKSZENIE WIELKOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA W/C I OBNIŻENIE TRWAŁOŚCI BETONU.

KONSYSTENCJĘ NALEŻY REGULOWAĆ Z WYKORZYSTANIEM ODPOWIEDNIH DOMIESZEK UPŁASTYCZNIAJĄCYCH I/LUB UPŁYNNIAJĄCYCH.

METODA OPADU STOŻKA

Badanie przeprowadza się według normy PN-EN 12350-2. Zasada metody polega na umieszczeniu i zagęszczeniu mieszanki betonowej w formie o kształcie ściętego stożka. Opad stożka mieszanki betonowej (po zdjęciu formy) jest miarą jej konsystencji. Wg PN-EN 12350-2 metoda opadu stożka jest czuła na zmiany konsystencji mieszanki betonowej, które odpowiadają opadowi stożka w granicach od 10 mm do 210 mm. Poza tym przedziałem, pomiar konsystencji metodą opadu stożka może okazać się niemiernodajny i zaleca się stosowanie innych metod. W przypadku, gdy opad stożka podlega dalszym zmianom w czasie dłuższym niż 1 min od momentu zdjęcia formy, pomiar konsystencji metodą opadu stożka jest niemiernodajny. Badanie jest także niemiernodajne, gdy największy wymiar ziarna kruszywa w betonie jest większy niż 40 mm.

Oznaczenie konsystencji (klasy konsystencji) polega na pomiarze opadu stożka bezpośrednio po usunięciu formy (stożek Abramsa), czyli różnicy między wysokością formy, a wysokością najwyższego punktu rozformowanej próbki mieszanki betonowej (rys.1). Mieszankę betonową umieszcza się w formie w 3 warstwach, każdą zagęszcza się ręcznie przez sztychowanie (25 razy każdą warstwę). Rozformowanie polega na równomiernym podniesieniu formy do góry. Czynność tę wykonuje się w czasie około 5-10 sekund. Całe badanie, od momentu rozpoczęcia napełniania formy do jej zdjęcia, powinno zakończyć się w czasie 2,5 minuty. Po zdjęciu formy należy dokonać pomiaru opadu stożka (h), który wyraża się różnicą wysokości formy i najwyższym punktem rozformowanej próbki mieszanki betonowej (rys. 1). Klasy konsystencji według metody stożka podano w tabeli 2.



Rys. 1. Badanie konsystencji metodą opadu stożka

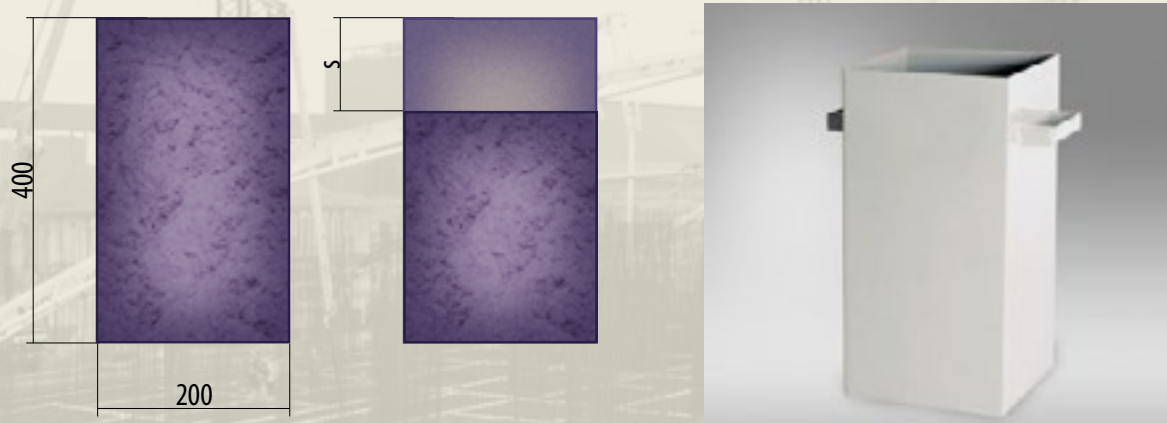
Przyrządy: forma kształtująca próbkę do badania, pręt do sztychowania, przymiar liniowy (wyskalowany od 0 do 300 mm), płyta (powierzchnia podstawy), szufla, sekundomierz, wilgotna tkanina, łopatka (o szerokości około 100 mm).

Tabela 2. Klasy konsystencji wg metody opadu stożka

Klasa	Opad stożka [mm]	Tolerancja [mm]
S1	10 - 40	± 10
S2	50 - 90	± 20
S3	100 - 150	± 30
S4	160 - 210	
S5	≥ 220	

METODA STOPNIA ZAGĘSZCZALNOŚCI

Badanie przeprowadza się według metodyki zawartej w normie PN-EN 12350-4. Metody nie stosuje się w odniesieniu do mieszanki betonowej z kruszywem o maksymalnym wymiarze ziaren przekraczającym 63 mm. Jeżeli stopień zagęszczalności jest mniejszy niż 1,04 lub większy niż 1,46, pomiar konsystencji mieszanki betonowej metodą oznaczania stopnia zagęszczalności jest niemiarodajny. Zasada metody polega na ułożeniu w pojemniku mieszanki betonowej i wyrównaniu jej górnej powierzchni do poziomu krawędzi pojemnika oraz umieszczeniu pojemnika na stoliku wibracyjnym. Mieszankę betonową należy zagęścić wibrując do momentu, w którym przestanie ona tracić na objętość, a następnie dokonać pomiaru odległości między powierzchnią zagęszczonej mieszanki betonowej i górną krawędzią pojemnika oraz przeliczyć wynik wg wzoru podanego pod rys. 2. Klasy konsystencji według metody stopnia zagęszczalności pokazano w tabeli 3.



$$C = h_1 / (h_1 - s)$$

Rys. 2. Badanie konsystencji metodą oznaczania stopnia zagęszczalności

Przyrządy: pojemnik, packa metalowa, stół wibracyjny o minimalnej częstotliwości około 40 Hz, szufla, zgarniak, przyrząd liniowy, wilgotna tkanina.

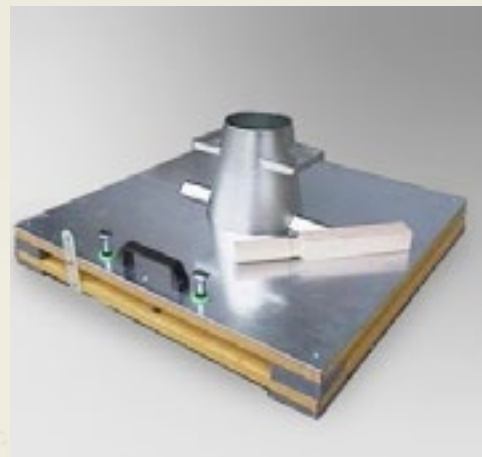
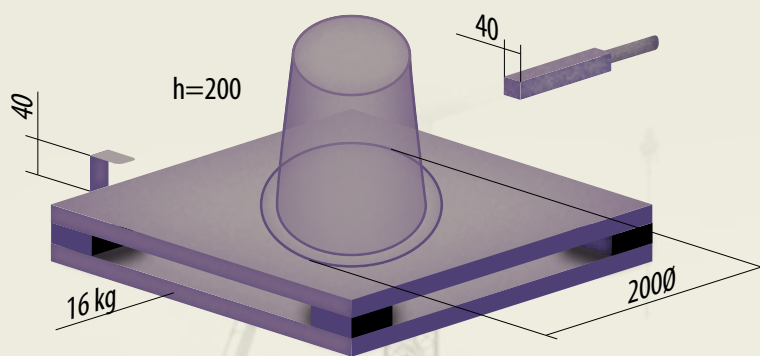
Tabela 3. Klasy konsystencji wg metody stopnia zagęszczalności

Klasa	Stopień zagęszczalności	Tolerancja [mm]
C0	1,46	± 0,13
C1	1,45 - 1,26	
C2	1,25 - 1,11	± 0,11
C3	1,10 - 1,04	± 0,08

METODA STOLIKA ROZPŁYWOWEGO

Badanie konsystencji przeprowadza się według normy PN-EN 12350-5. Metody tej nie stosuje się do betonów samozagęszczalnych, komórkowych, jamistych ani betonów z kruszywem o maksymalnym wymiarze ziaren przekraczającym 63 mm. Metoda badania rozptywu jest czuła na zmiany konsystencji mieszanki betonowej, które odpowiadają wartościom rozptywu w granicach od 340 mm do 600 mm. Poza tym przedziałem, badanie metodą stolika rozptywowego może okazać się niemiarodajne i wówczas zaleca się wziąć pod uwagę inne metody oznaczania konsystencji.

Badanie konsystencji polega na pomiarze rozptywu mieszanki betonowej na płaskiej płycie poddanej wstrząsom. Formę stożkową, zwilżoną od wewnątrz wilgotną tkaniną, umieszcza się centralnie na górnej płycie stolika rozptywowego (rys. 3). Formę napętnia się dwoma warstwami mieszanki betonowej, zagęszczając każdą warstwę przez 10-krotne lekkie uderzenie drewnianym drążkiem zagęszczającym. Poziom mieszanki wyrównuje się do górnej krawędzi formy. Po upływie 30 sekund od wyrównania mieszanki formę podnosi się do góry. Czynność tę należy wykonać w czasie około 3-6 sekund. Po podniesieniu formy, wykonuje się 15 cykli podnoszenia i swobodnego opadania płyty górnej stolika. Klasy konsystencji według metody rozptywu podano w tabeli 4.



Rys. 3. Badanie konsystencji metodą stolika rozplywowego

Przyrządy: stolik rozplywowy, forma do kształtowania próbki, drążek do zagęszczania, przymiar liniowy, szufla, wilgotna tkanina, stoper.

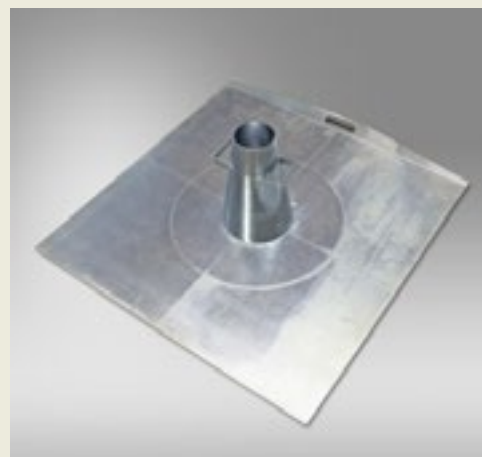
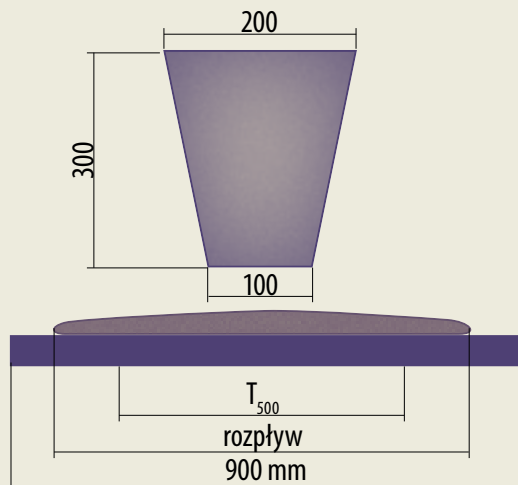
Tabela 4. Klasy konsystencji wg metody rozplywu

Klasa	Średnica rozplywu [mm]	Tolerancja [mm]
F1	≤ 340	± 40
F2	350 - 410	
F3	420 - 480	
F4	490 - 550	
F5	560 - 620	
F6	≥ 630	

METODA ROZPLYWU STOŻKA

Badanie konsystencji przeprowadza się według normy PN-EN 12350-8. W normie określono procedurę oznaczania rozplywu stożka oraz czasu rozplywu t_{500} w odniesieniu do betonu samozagęszczalnego (czas, po którym rozplyw stożka osiągnie 500 mm). Badanie konsystencji tą metodą jest niemiernodajne, gdy wymiar ziarna kruszywa w badanej mieszance betonowej jest większy niż 40 mm.

Badanie konsystencji polega na pomiarze średnicy rozplywu mieszanki betonowej pod własnym ciężarem, po usunięciu formy. Mieszankę betonową umieszcza się w jednej warstwie, bez zagęszczania, w formie (stożek Abramsa) ustawionej szerszym otworem do góry na płycie. Po usunięciu formy mierzy się średnicę rozplywu w 2 kierunkach, jako wynik podaje się wartość średnią. Klasy konsystencji określone metodą stożka podano w tabeli 5.



Rys. 4. Badanie konsystencji metodą rozplywu stożka - rozplyw swobodny

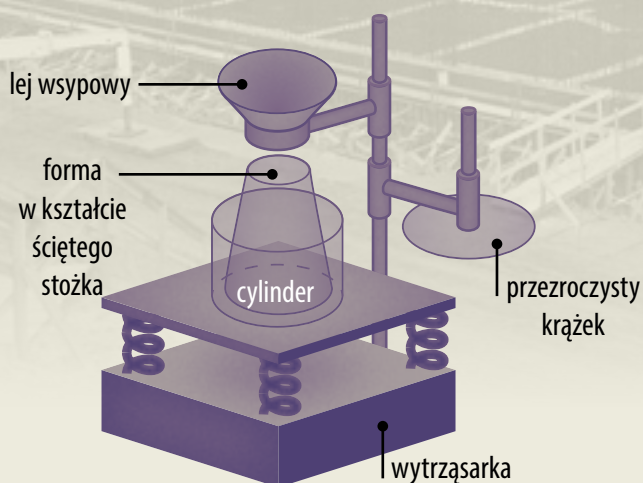
Tabela 5. Klasy konsystencji wg metody rozplywu stożka

Klasa	Rozplyw stożka	Tolerancja [mm]
SF1	550 - 650	± 50
SF2	660 - 750	
SF3	760 - 850	

METODA VEBE

Norma PN-B-06265 „Krajowe uzupełnienie PN-EN 206:2014 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” będąca krajowym uzupełnieniem dla PN- EN 206 „Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” dopuszcza badanie konsystencji mieszanki betonowej metodą VEBE. Oznaczenie konsystencji przeprowadza się na podstawie procedury zawartej w normie PN-EN 12350-3. Zasada metody polega na umieszczeniu i zagęszczeniu mieszanki betonowej w formie w kształcie ściętego stożka.

Formę wstawia się do cylindra przycelowanego do stolika wibracyjnego. Nad formę umieszcza się lej zasypowy. Formę napętnia się trzema warstwami, zagęszczając każdą warstwę przez 25-krotne uderzenie prętem sztychującym. Warstwę dolną zagęszcza się tak, aby sztychy dochodziły do podstawy. Po ułożeniu trzeciej warstwy mieszanki odsuwa się lej zasypowy. Po zagęszczeniu ostatniej warstwy nadmiar mieszanki betonowej usuwa się prętem sztychującym, tak aby powierzchnia mieszanki betonowej była na poziomie górnej krawędzi formy. Rozformowanie polega na równomiernym podniesieniu formy do góry w czasie około 5-10 sekund. Po zdjęciu formy opuszcza się przezroczysty krążek na górną powierzchnię mieszanki betonowej i uruchamia się stół wibracyjny. Dokonuje się pomiaru czasu od momentu włączenia stołu wibracyjnego do momentu całkowitego zetknięcia się dolnej powierzchni krążka z mieszanką betonową. Kryteria przypisania do poszczególnych klas konsystencji podano w tabeli 6. Metody tej nie można stosować w odniesieniu do mieszanki betonowej z kruszywem o maksymalnym wymiarze ziarna przekraczającym 63 mm. Jeżeli czas pomiaru jest krótszy niż 5 s lub dłuższy niż 30 s, badanie konsystencji metodą Vebe jest niemiarodajne.

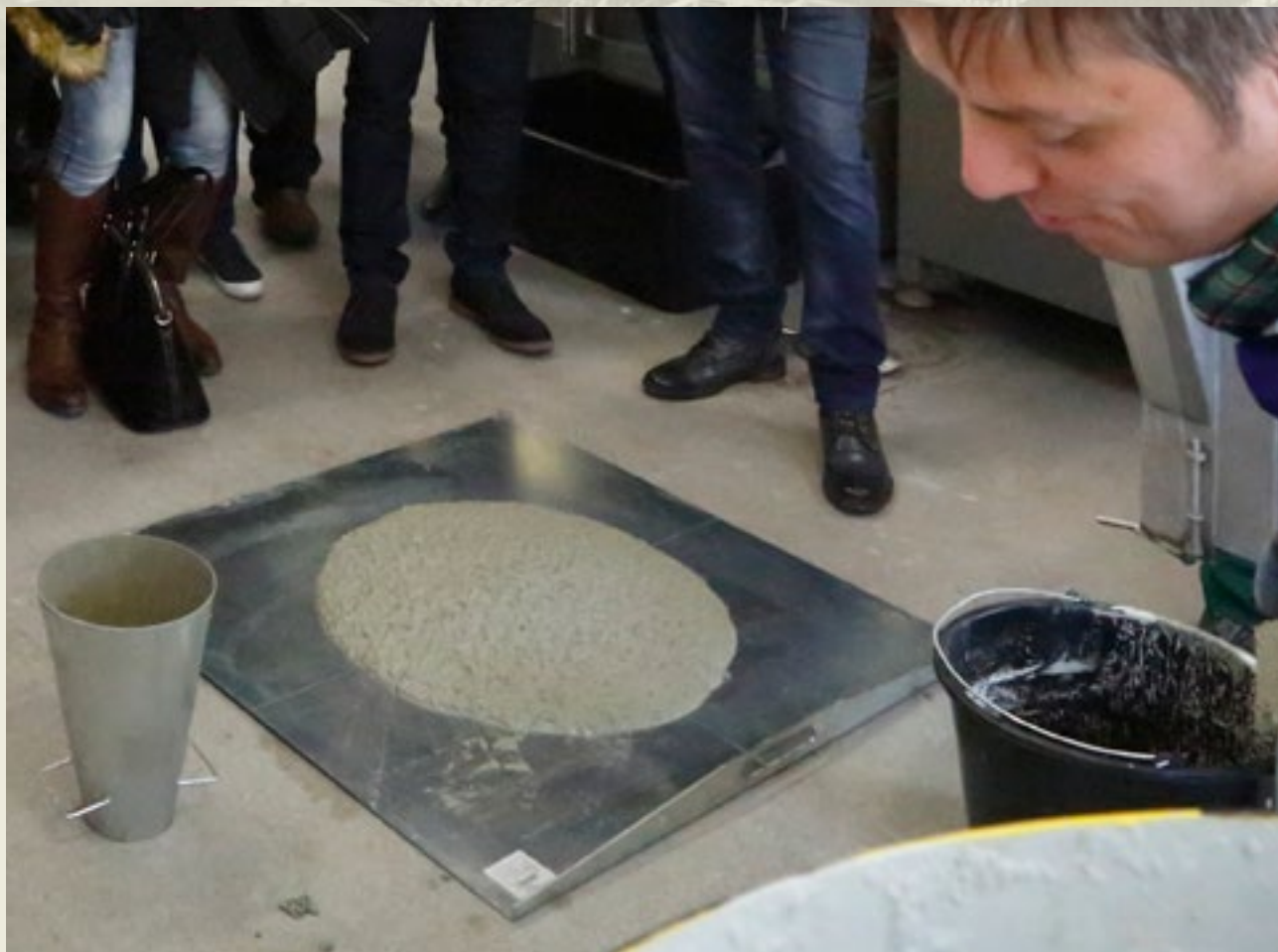


Rys. 5. Badanie konsystencji metodą Vebe

Przyrządy: aparat Vebe wyposażony w stół wibracyjny, naczynie cylindryczne o średnicy 240 mm i wysokości 200 mm, formę w kształcie stożka, lejek zasypowy, ubijak, pręt z krążkiem.

Tabela 6. Klasy konsystencji wg metody Vebe

Klasa	Czas Vebe (s)
V0	31
V1	30 do 21
V2	20 do 11
V3	10 do 6
V4	5 do 3

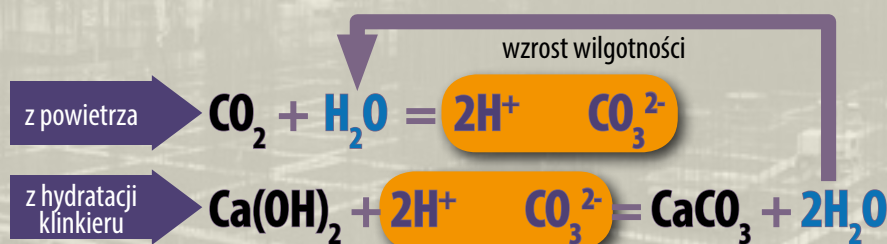


Karbonatyzacja jest jedną z głównych przyczyn niszczenia (korozji) zbrojonych elementów betonowych i stwardniałego betonu. Dwutlenek węgla (CO_2) zawarty w powietrzu reaguje z produktami hydratacji cementu. Reakcji karbonatyzacji ulega przede wszystkim wodorotlenek wapnia ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), w wyniku czego tworzy się węglan wapnia (CaCO_3). Karbonatyzacja stanowi zagrożenie dla konstrukcji betonowych, w których zastosowano stalowe zbrojenie. Poprzez obniżenie poziomu pH w okolicach zbrojenia następuje zanik warstwy pasywacyjnej na stali zbrojeniowej. Produkt reakcji (tlenek żelaza – rdza) ma większą objętość od substratów. Zwiększając swoją objętość generuje naprężenia powodujące pęknięcie betonu, a nawet rozwarstwienie betonu wzdłuż skorodowanej stali (rys. 1). Proces ten jest zależny od warunków, w jakich eksploatowany jest element betonowy, głównie stężenia CO_2 i wilgotności.

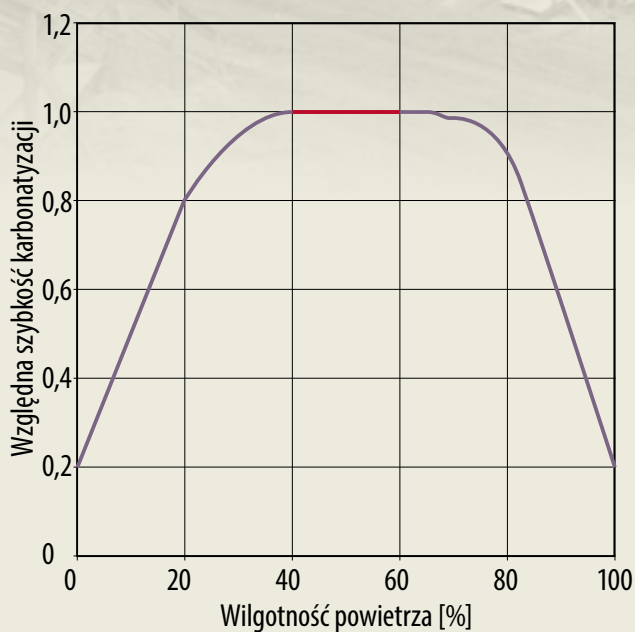


Rys. 1. Uszkodzenie elementu konstrukcyjnego w skutek karbonatyzacji

Ponieważ reakcja karbonatyzacji jest reakcją bardzo powolną, dlatego do oceny odporności betonu na działanie CO_2 stosuje się metody przyspieszone. Pierwszym etapem procesu korozyjnego jest wnikanie CO_2 do wnętrza betonu i rozpuszczania go w wodzie. Drugi etap to reakcja $\text{Ca}(\text{OH})_2$ z CO_2 rozpuszczonym w wodzie. Przebieg reakcji zaprezentowano na rys. 2.



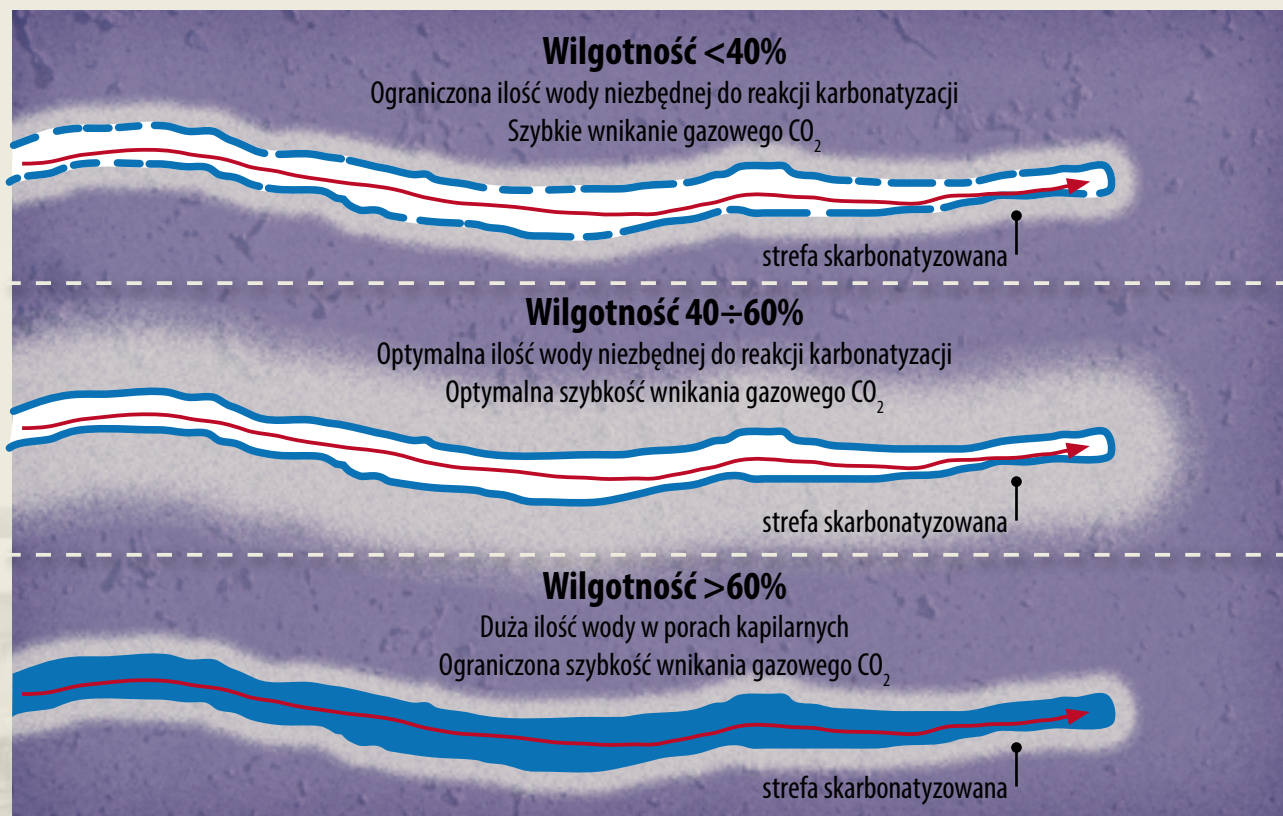
Rys. 2. Reakcje chemiczne prowadzące do karbonatyzacji betonu



Rys. 3. Względna szybkość karbonatyzacji w zależności od wilgotności powietrza

Efektom tych reakcji jest powstanie węglanu wapnia i dodatkowej ilości wody, która bierze udział w kolejnej reakcji. W ten sposób zmniejsza się ilość $\text{Ca}(\text{OH})_2$, co wpływa na lokalny spadek poziomu pH betonu. Linia brzegowa strefy o obniżonym poziomie pH nazywana jest frontem karbonatyzacji.

Przemieszczanie się frontu karbonatyzacji wynika z szybkości przebiegu reakcji chemicznych (rys. 2). Przyspieszenie karbonatyzacji można uzyskać poprzez zwiększoną dostępność czynników korozyjnych – CO_2 i H_2O . Woda i dwutlenek węgla wnikają do wnętrza betonu poprzez pory kapilarne. Mała wilgotność betonu mocno ogranicza szybkość karbonatyzacji. Z kolei przy dużej wilgotności betonu pory kapilarne są wypełnione wodą poprzez co wnikanie CO_2 jest mocno ograniczone. Na rys. 3 przedstawiono wyniki badań względnej szybkości karbonatyzacji w zależności od wilgotności powietrza. Szybkość karbonatyzacji jest najwyższa dla wilgotności względnej powietrza 40–60%. Schematycznie zaprezentowano to na rys. 4.



Rys. 4. Wpływ wilgotności powietrza na szybkość transportu CO₂

Szybkość karbonatyzacji zależy również od stężenia CO₂. Badania szybkości karbonatyzacji w zależności od stężenia CO₂ wykazały, że optymalne stężenie CO₂ wynosi 1%. Zwiększenie stężenia do poziomu 4% powoduje nieznaczne przyspieszenie karbonatyzacji. Zastosowanie bardzo wysokiego stężenia CO₂ zakłóca pomiar karbonatyzacji.

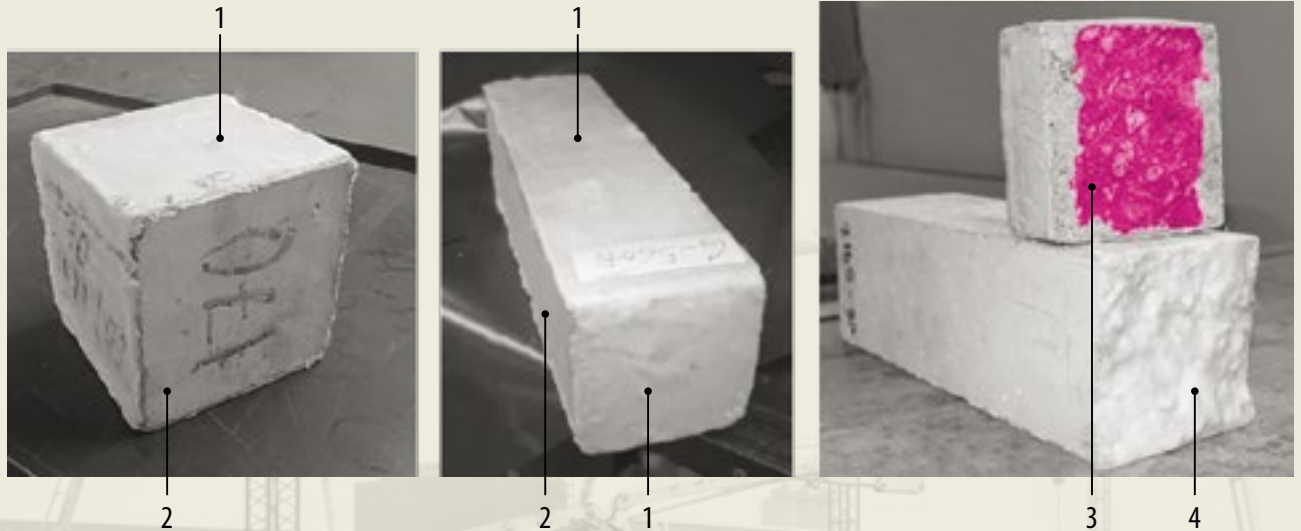
Przyspieszone badanie karbonatyzacji można wykonać na podstawie metod zawartych w:

- projekcie normy europejskiej prEN 12390-12:2010 „Testing hardened concrete - Part 12: Determination of the potential carbonation resistance of concrete: Accelerated carbonation method”,
- normie PN-EN 13295 „Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie odporności na karbonatyzację”,
- skandynawskiej specyfikacji technicznej NT Build 357 „Concrete, repairing materials and protective coating. Carbonation resistance”.

BADANIE WG prEN 12390-12

Powszechnie w kraju stosuje się oznaczenie głębokości karbonatyzacji w oparciu o metodę opisaną w projekcie normy europejskiej prEN 12390-12:2010 „Testing hardened concrete - Part 12: Determination of the potential carbonation resistance of concrete: Accelerated carbonation method.” Metodę tą stosuje się do określenia potencjalnej odporności betonu na karbonatyzację i nie ma ona zastosowania do pomiaru karbonatyzacji w istniejących konstrukcjach betonowych.

Oznaczenie głębokości karbonatyzacji przeprowadza się na 2 próbkach betonowych. W przypadku pomiaru w jednym wyznaczonym terminie stosuje się próbki sześciennie o wymiarze boku 100 mm. Dopuszcza się stosowanie próbek o większych wymiarach. Jeżeli planowany jest więcej niż 1 termin badania, można przygotować próbki w kształcie graniastopuła o przekroju 70x70 mm i długości przynajmniej 280 mm. Wielkość próbek należy dobrać w taki sposób, aby najmniejszy ich wymiar nie był mniejszy od 4-krotności maksymalnego wymiaru kruszywa zastosowanego w betonie. Należy także zminimalizować lub wyeliminować stosowanie środka antyadhezyjnego do form, ponieważ może wpływać na wynik badania. Próbki należy zaformować i pielęgnować przez 28 dni zgodnie z normą PN-EN 12390-2, a następnie przechowywać przez 14 dni w warunkach powietrzno-suchych (18÷25°C, wilgotność względna 50÷65 %). Po tym czasie należy, przy użyciu parafiny, zabezpieczyć górną, dolną oraz dwie boczne przeciwległe powierzchnie próbek - patrz rys. 5. Po zabezpieczeniu powierzchni próbek należy umieścić je w komorze karbonatyzacyjnej, w której stężenie CO₂ wynosi 4,0±0,5%, temperatura wynosi 20±2°C, a wilgotność względna 55±5%. Próbki sześciennie powinny być poddawane badaniu po 70 dniach, graniastopułowate po 56, 63 i 70 dniach, jeżeli nie ustalono inaczej.



Rys. 5. Uszczelnione próbki do badania głębokości karbonatyzacji: 1-powierzchnia pokryta parafiną, 2-powierzchnia odsłonięta, 3-przełam pokryty roztworem fenoloftaleiny, 4-przełam pokryty parafiną

Głębokość karbonatyzacji mierzy się przez nałożenie wskaźnika fenoloftaleinowego na powierzchnię świeżego przełamu próbki. Próbki sześciennie należy przełamać w połowie, prostopadłe do niezabezpieczonych parafiną powierzchni. Próbki graniastosłupowe należy przełamać w taki sposób, aby uzyskać kawałki o grubości przynajmniej 50 mm, które zostaną poddane badaniu. Pozostałe części próbek graniastosłupowych należy zabezpieczyć parafiną i umieścić w komorze karbonatyzacyjnej do kolejnego terminu badania (rys. 5). Odczyt głębokości karbonatyzacji następuje po 60 ± 15 min po rozpyleniu roztworu fenoloftaleiny sporządzonego z 1g fenoloftaleiny, 70 ml alkoholu etylowego i 30ml wody dejonizowanej lub destylowanej. Głębokość karbonatyzacji jest średnią głębokością zmierzoną w 5 punktach na wszystkich 4 bokach z dokładnością 1 mm (rys. 6). Najpierw oblicza się średnią głębokość z jednego boku, a następnie średnią głębokość karbonatyzacji na bokach ze wzorów:

$$d_{k1} = \frac{\Sigma(p_{1-5})}{5}$$

$$d_k = \frac{\Sigma(d_{k1-4})}{4}$$

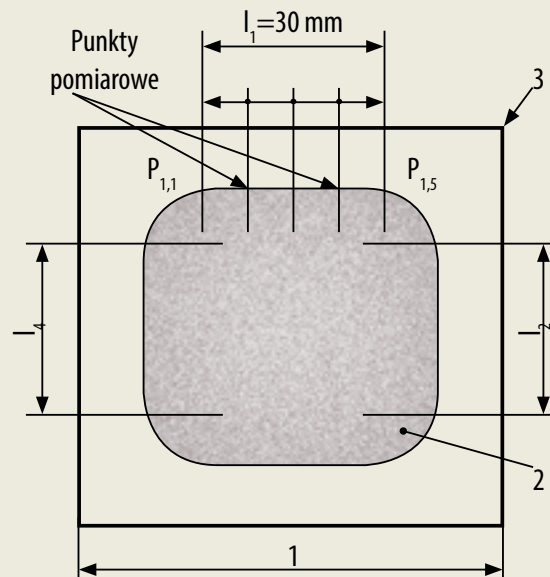
gdzie:

d_{k1} – średnia głębokość karbonatyzacji na boku [mm],

p – pojedynczy pomiar [mm],

d_k – średnia głębokość karbonatyzacji [mm],

d_{k1-4} – średnia głębokość karbonatyzacji na bokach [mm].



Rys. 6. Sposób odczytywania głębokości karbonatyzacji

BADANIE WG PN-EN 13295

Normę PN-EN 13295 „Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie odporności na karbonatyzację” stosuje się do badania odporności zaczynów, zapraw i betonów naprawczych, na które nie nakłada się powłok ochronnych. Można ją również stosować do betonów zwykłych. Metoda nie ma zastosowania do oceny odporności na obniżenie pH, które może być skutkiem działania agresji chemicznej.

Badanie przeprowadza się na 2 próbkach kompozytu (zaczynu, zaprawy, betonu), jednocześnie badając 2 próbki betonu wzorcowego typu C wykonanego wg normy PN-EN 1766:2001 „Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – Metody badań – Betony wzorcowe do badań” (zawartość cementu 360 kg/m^3 , $w/c = 0,45$, maksymalny wymiar kruszywa do 16 mm). Stosuje się próbki prostopadłościowe o różnej wielkości. W przypadku zapraw zalecane są o wymiarach $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$. W przypadku betonów o maksymalnym wymiarze kruszywa większym niż 10 mm minimalne wymiary próbki powinny wynosić $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$. Identyczne próbki przygotowuje się z betonu wzorcowego. Po 28 dniach pielęgnowania w wodzie (temp. $20 \pm 2^\circ\text{C}$), belki należy pielęgnować w warunkach powietrzno-suchych ($21 \pm 2^\circ\text{C}$, wilgotność $60 \pm 10\%$) przynajmniej przez 14 dni, aż do momentu, kiedy zmiana masy nie będzie większa niż 0,2% na dzień. Następnie belki umieszcza się w komorze karbonatyzacyjnej (stężenie CO_2 1%, temp. $21 \pm 2^\circ\text{C}$, wilg. powietrza $60 \pm 10\%$).

Głębokość karbonatyzacji mierzy się przez nałożenie wskaźnika fenoloftaleinowego na powierzchnię świeżego przełamu próbki. Odczyt głębokości karbonatyzacji następuje po $60 \pm 5 \text{ min}$ po rozpyleniu. Stosowany wskaźnik to 1% roztwór fenoloftaleiny w 70 ml alkoholu etylowego i rozcieńczonego wodą (dejonizowaną lub destylowaną) do 100 ml. Pomiar wykonuje się przed umieszczeniem betonu w komorze i po 56 dniach przebywania w komorze. Ta sama próbka może być stosowana wielokrotnie do pomiaru postępu karbonatyzacji w czasie. Do każdego pomiaru należy pobrać, oderwany przy pomocy dłuta, kawałek próbki o grubości przynajmniej 15 mm. Procedura obliczania głębokości karbonatyzacji jest identyczna jak w europejskim projekcie normy prEN 12390-12:2010.

BADANIE WG NT BUILD 357

Kolejną metodą jest skandynawski test NT Build 357 „Concrete, repairing materials and protective coating. Carbonation resistance” (Beton, materiały naprawcze i powłoki ochronne. Odporność na karbonatyzację), który również przeznaczony jest do badania materiałów naprawczych konstrukcji betonowych. Oznaczenie głębokości karbonatyzacji przeprowadza się na 2–3 próbkach (zaprawy, betonu), w porównaniu do betonu wzorcowego ($300\text{--}350 \text{ kg/m}^3$, $w/c = 0,6$, opad stożka $120 \pm 20 \text{ mm}$). Dla betonu badanie przeprowadza się na próbkach prostopadłościennych o wymiarach $100 \times 100 \times 300\text{--}500 \text{ mm}$. Dla zapraw formuje się belki $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$. Po rozformowaniu belki pielęgnuje się w wodzie do 14 dnia, a następnie przetrzymuje w warunkach powietrzno-suchych (temp. $20 \pm 2^\circ\text{C}$, wilgotność $60 \pm 5\%$) przez przynajmniej 14 dni. Następnie belki umieszcza się w komorze, wystawiając je na działanie atmosfery zawierającej 3% CO_2 , przy wilgotności $60 \pm 5\%$.

Głębokość karbonatyzacji mierzona jest analogicznie jak w normie PN-EN 13295, z tym że stosuje się roztwór fenoloftaleiny o innym stężeniu (1g fenoloftaleiny rozpuszczony w 500 ml alkoholu etylowego i 500 ml wody destylowanej lub dejonizowanej). Pomiar głębokości karbonatyzacji powinno się odczytywać przynajmniej raz w miesiącu. W normie nie jest określony czas końca badania. Jako wynik przedstawia się średnią głębokość karbonatyzacji w zależności od czasu ekspozycji. Procedura obliczania głębokości karbonatyzacji jest identyczna jak w europejskim projekcie normy prEN 12390-12:2010.

W zależności od przewidzianego zastosowania projektowanego betonu, należy dobierać do wykonania mieszanki betonowej kruszywo o ustalonych właściwościach, tak aby wykonany beton spełnił oczekiwane wymagania. Jakość zastosowanego kruszywa ma zasadniczy wpływ na właściwości i trwałość zabudowanego betonu. Zapisy normy PN-EN 206+A1:2016 „Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” jako punkt odniesienia dla ustalenia ogólnej przydatności kruszywa do betonu przywołują normę PN-EN 12620 „Kruszywa do betonu”. Norma ta określa właściwości kruszyw oraz podaje normy, według których należy oznaczać dane właściwości. Na rys.1 przedstawiono podział wymagań dla kruszyw, z uszczegółowieniem cech fizycznych.



Rys.1. Podział właściwości kruszyw wg PN-EN 12620 * dot. kruszywa stosowanego w warstwach nawierzchniowych.

Przewidziane w specyfikacji technicznej warunki środowiska (klasa ekspozycji według PN-EN 206+A1:2016) w okresie eksploatacji obiektu (konstrukcji) wpływają na dobór jakościowy kruszywa o zadeklarowanych cechach fizycznych. Przykładowo w przypadku betonów o wysokiej wytrzymałości będzie to odporność na rozdrabnianie, zaś w przypadku nawierzchni betonowych będzie to także odporność na ścieranie, polerowalność. Szczególnym przypadkiem, z uwagi na warunki atmosferyczne występujące zimą, jest stosowanie kruszywa mrozoodpornego dla uzyskania betonu odpornego na agresywne oddziaływanie zamrażania/rozmarzania (klasa ekspozycji XF1÷XF4 wg PN-EN 206+A1:2016). Z uwagi na środki odładzające stosowane do zimowego utrzymania dróg, należy w betonie nawierzchniowym stosować kruszywo mrozoodporne także w obecności soli (najczęściej NaCl). W tabeli 1 przedstawiono zestawienie właściwości fizycznych kruszyw wraz z wykazem norm według których należy wykonać oznaczenie i dokonać oceny. Część metod stanowi metody alternatywne lub rzadziej stosowane w praktyce. Przykładowo Ogólne Specyfikacje Techniczne (OST) dla betonu konstrukcyjnego, w wymaganiach dla kruszywa grubego, specyfikują mrozoodporność kruszywa w solach wg PN-EN 1367-6 i odporność kruszywa na rozdrabnianie według PN-EN 1097-2 (LA). Zaś OST dotycząca nawierzchni z betonu cementowego specyfikuje kruszywo grube dodatkowo na odporność na polerowanie wg PN-EN 1097-8 (PSV) oraz mrozoodporność wg PN-EN 1367-1 (F).

Tabela 1. Zestawienie cech fizycznych kruszywa z normami badawczymi

Właściwość	Norma badawcza	Kategoria
Odporność na rozdrabnianie kruszywa grubego	PN-EN 1097-2 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 2: Metody oznaczania odporności na rozdrabnianie	LA SZ
Odporność na ścieranie kruszywa grubego	PN-EN 1097-1 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 1: Oznaczanie odporności na ścieranie (mikro-Deval)	M_{DE}
Odporność na polerowanie i ścieranie kruszywa grubego, stosowanego w warstwach nawierzchniowych	PN-EN 1097-8 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 8: Oznaczanie polerowalności kamienia	PSV AAV
	PN-EN 1097-9 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 9: Oznaczanie odporności na ścieranie abrazyjne przez opony z kolcami - Badanie skandynawskie	A_N
Mrozoodporność kruszywa grubego	PN-EN 1367-1 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych - Część 1: Oznaczanie mrozoodporności	F
	PN-EN 1367-2 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych - Część 2: Badanie w siarczanie magnezu	MS
Mrozoodporność kruszywa w obecności soli	PN-EN 1367-6 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych - Część 6: Mrozoodporność w obecności soli	F_{EC}

W niniejszej karcie opisano metody badań następujących właściwości kruszyw:

- odporność na rozdrabnianie kruszywa grubego – LA,
- odporność na ścieranie kruszywa grubego - M_{DE} ,
- mrozoodporność kruszywa grubego – F,
- mrozoodporność kruszywa grubego w obecności soli (NaCl) - F_{EC} .

ODPORNOŚĆ NA ROZDRABNIANIE KRUSZYWA GRUBEGO - LA

W betonach narażonych na duże obciążenia mechaniczne i agresywne oddziaływanie środowiska (beton drogowy, mostowy) należy stosować kruszywo o wysokiej odporności na rozdrabnianie, czyli o niskim współczynniku LA. Odporność na rozdrabnianie oznaczana jest na podstawie pomiaru rozdrobnienia kruszywa w wyniku obtaczania się kruszywa wraz ze stalowymi kulami w obracającym się bębnie (rys. 2). Współczynnik Los Angeles (LA) odpowiada masie próbki analitycznej, która uległa rozdrobnieniu, wyrażonej w %, która przeszła przez sito 1,6 mm, po pełnym cyklu obrotów bębna. Im niższy współczynnik LA tym kruszywo charakteryzuje się wyższą odpornością na rozdrobnienie. W tabeli 2 przedstawiono kategorie odporności kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 12620. W tabeli 3 przedstawiono zasady metodyki badania odporności na rozdrabnianie.

Tabela 2. Kategorie odporności na rozdrabnianie – współczynnik Los Angeles

Kategoria odporności na rozdrabnianie LA	Współczynnik Los Angeles
LA_{15}	≤ 15
LA_{20}	≤ 20
LA_{25}	≤ 25
LA_{30}	≤ 30
LA_{35}	≤ 35
LA_{40}	≤ 40
LA_{50}	≤ 50
$LA_{Deklarowanie}$	> 50
LA_{NR}	Brak wymagań



Rys. 2. Bęben Los Angeles do badania odporności kruszywa na rozdrabnianie

Tabela 3. Ogólny opis badania odporności kruszywa na rozdrabnianie metodą Los Angeles

PN-EN 1097-2 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 2: Metody oznaczania odporności na rozdrabnianie	
Zasada metody	Obtroczenie próbki kruszywa ze stalowymi kulami w bębnie (rozdrabnianie), obracającym się ustaloną ilość cykli. Po zakończeniu, ustala się pozostałość próbki analitycznej na sicie 1,6 mm.
Przygotowanie próbki do badania	<ul style="list-style-type: none"> • Przygotowanie próbki analitycznej do badania; dla kruszywa o uziarnieniu 10/14 mm masa próbki wynosi $\geq 15\text{kg}$; • Dodatkowe wymagania dla uziarnienia próbki analitycznej kruszywa: <ul style="list-style-type: none"> – zawartość kruszywa do 12,5mm 60-70%, lub – zawartość kruszywa do 11,2mm 30-40% • Aby uzyskać próbkę o wymaganym uziarnieniu należy: <ul style="list-style-type: none"> – przesiać próbkę laboratoryjną przez zestaw sit 10, 11,2 (lub 12,5) i 14 mm, dla wydzielenia dwóch frakcji 10/11,2 mm (lub 10/12,5) i 11,2/14 mm (lub 12,5/14), – wymyć oddzielnie każdą frakcję zgodnie z PN-EN 933-1, – wysuszyć w temp. $110 \pm 5^\circ\text{C}$ do stałej masy, – wymieszać frakcje (po ochłodzeniu do temp. otoczenia) • Dla uzyskania próbki analitycznej, należy pomniejszyć zmodyfikowaną próbkę kruszywa zgodnie z PN-EN 932-2. Masa próbki analitycznej powinna wynosić $5000\text{g} \pm 5\text{g}$
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> 1. W bębnie Los Angeles należy umieścić stalowe kule, a następnie próbkę analityczną 2. Wykonać 500 obrotów bębna, ze stałą prędkością od $31 \div 33$ obr/min 3. Próbkę po cyklach obracania przesiać na mokro na sicie 1,6 mm, zgodnie z PN-EN 933-1 4. Pozostałość na sicie 1,6 mm wysuszyć w temp. $110 \pm 5^\circ\text{C}$ do stałej masy
Obliczenie wyników	<p>Wynik badania stanowi współczynnik LA, obliczony według wzoru:</p> $LA = \frac{5000 - m}{50}$ <p>m – masa pozostająca na sicie 1,6 mm [g]</p>

W zależności od współczynnika LA określa się klasę wytrzymałości betonu, dla której dane kruszywo może być zastosowane. Im niższy współczynnik LA, tym wyższa wytrzymałość betonu. W tabeli 4 podano przykładowe klasy wytrzymałości w zależności od wartości współczynnika LA.

Tabela 4. Klasy wytrzymałości betonu w zależności od współczynnika LA

Przykładowe klasy wytrzymałości	Kategoria LA
C50/60 i wyższe	$\leq LA_{30}$
C20/25 do C50/60	$\leq LA_{35}$
C16/20 do C30/37	$\leq LA_{40}$
C8/10 do C20/25	$\leq LA_{50}$

Odporności kruszywa na rozdrabnianie jest jednym z kryterium dopuszczającym kruszywo do stosowania w betonie konstrukcyjnym w budownictwie komunikacyjnym według Ogólnej Specyfikacji Technicznej (OST) „Beton konstrukcyjny w drogowym obiekcie inżynierskim”. Beton konstrukcyjny wg OST to beton zwykły w klasie wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej niż C20/25. Zgodnie z tabelą 2 beton klasy C20/25 powinien charakteryzować się kategorią $\leq LA_{35}$. Główne kryterium dopuszczenia kruszywa do stosowania w betonie konstrukcyjnym zastrzeżone jest do kategorii LA_{25} , gdy mrozoodporność (wg PN-EN 1367-6:2008) w obecności NaCl nie przekracza 6%. Jednocześnie OST wprowadza złagodzone kryterium dla kruszyw do betonu konstrukcyjnego LA_{40} , przy czym mrozoodporność takiego kruszywa nie może przekraczać 2% (wg PN-EN 1367-6:2008). Przyjęcie takich kryteriów jest podyktowane doświadczeniem w stosowaniu kruszyw granitowych w budownictwie komunikacyjnym. Granit charakteryzuje się bardzo dobrą mrozoodpornością, aczkolwiek wytrzymałość granitu na rozdrabnianie wynosi ok. 40% (LA_{40}), co przy założonym kryterium LA_{25} dyskwalifikowałoby całkowicie możliwość stosowania granitu w betonach konstrukcyjnych w drogowych obiektach inżynierskich.

ODPORNOŚĆ NA ŚCIERANIE KRUSZYWA GRUBEGO

W przypadku betonów narażonych na ścieranie zaleca się zastosowanie kruszywa o wysokiej odporności na ścieranie – o niskim współczynniku mikro-Devala. Oznaczanie współczynnika mikro-Devala polega na określeniu zużycia kruszywa w wyniku tarcia pomiędzy kruszywem, a materiałem ściernym w obracającym się bębnie. Kategorie odporności na ścieranie, w zależności od współczynnika mikro-Devala, przedstawiono w tabeli 5. W tabeli 6 przedstawiono ogólny opis metodyki badania odporności na ścieranie kruszywa grubego

Tabela 5. Kategorie odporności na ścieranie kruszywa grubego – współczynnik mikro-Devala

Kategoria odporności na ścieranie M_{DE}	Współczynnik mikro-Devala
$M_{DE} 10$	≤ 10
$M_{DE} 15$	≤ 15
$M_{DE} 20$	≤ 20
$M_{DE} 25$	≤ 25
$M_{DE} 35$	≤ 35
M_{DE} Deklarowane	> 30
$M_{DE} NR$	Brak wymagań

Tabela 6. Ogólny opis badania odporności kruszywa na ścieranie (mikro-Deval)

PN-EN 1097-1 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 1: Oznaczanie odporności na ścieranie (mikro-Deval)	
Zasada metody	Ocena odporności próbki kruszywa na ścieranie o materiał ścierny w obracającym się bębnie, określenie ubytku masy, wyrażonej w %.
Przygotowanie próbki do badania	<ul style="list-style-type: none"> • Przygotować próbkę analityczną kruszywa o uziarnieniu 10/14mm i masie ≥ 2kg; • Dodatkowe wymagania dla uziarnienia próbki analitycznej kruszywa: <ul style="list-style-type: none"> – zawartość kruszywa do 12,5mm 60-70%, lub – zawartość kruszywa do 11,2mm 30-40%

Tabela 6 (c.d.). Ogólny opis badania odporności kruszywa na ścieranie (mikro-Deval)

PN-EN 1097-1 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw - Część 1: Oznaczenie odporności na ścieranie (mikro-Deval)	
Przygotowanie próbki do badania	<ul style="list-style-type: none"> Aby uzyskać próbkę o wymaganym uziarnieniu należy: <ul style="list-style-type: none"> – przesiać próbkę laboratoryjną przez zestaw sit 10, 11,2 lub 12,5 i 14mm, dla wydzielenia dwóch frakcji 10/11,2mm lub 10/12,5 i 11,2/14mm lub 12,5/14, – wymyć oddzielnie każdą frakcję zgodnie z PN-EN 933-1, – wysuszyć w temp. $110^{\circ}\text{C}\pm 5^{\circ}\text{C}$ do stałej masy, – wymieszać frakcje (po ochłodzeniu do temp. otoczenia) Dla uzyskania próbki analitycznej, należy pomniejszyć zmodyfikowaną próbkę kruszywa zgodnie z PN-EN 932-2. Próbka analityczna powinna składać się z dwóch próbek do badania, każda o masie $500\text{g}\pm 2\text{g}$
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> 1. W bębnach maszyny badawczej umieścić próbki analityczne 2. Dodać stalowe kule do każdego bębna w ilości $5000\text{g}\pm 5\text{g}$ 3. Dolać $2,5\pm 0,05\text{l}$ wody do każdego bębna 4. Wykonać $12\ 000\pm 10$ obrotów bębna, z prędkością $100\pm 5\text{obr}/\text{min}$ 5. Próbki po cyklach obracania, wybrać z maszyny badawczej wraz z kulami, przemywając bęben wodą 6. Przemyc pobrany materiał na sicie 1,6mm zabezpieczonym sitem 8mm 7. Oddzielić stalowe kule od próbki kruszywa 8. Pozostałość kruszywa z sit 1,6 i 8mm wysuszyć w temp. $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ 9. Oznaczyć masę pozostającą na sicie 1,6 mm wg z PN-EN 933-1
Obliczenie wyników	<p>Wynik badania stanowi współczynnik M_{DE}, obliczony dla każdej badanej próbki z dokładnością do 0,1 jednostki, według wzoru:</p> $M_{DE} = \frac{500-m}{50}$ <p>m – masa pozostająca na sicie 1,6 mm [g]</p>



Rys. 3. Bęben mikro-Deval (widok komory roboczej)

MROZODPORNOŚĆ KRUSZYWA GRUBEGO

Dla zaprojektowania i wykonania mrozoodpornego betonu, zgonie z PN-EN 206+A1:2016, w klasach ekspozycji XF, należy w składzie betonu stosować kruszywo mrozoodporne. W ramach oceny mrozoodporności kruszywa, norma PN-EN 12620 przywołuje badanie mrozoodporności zgodne z PN-EN 1367-1 "Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych - Część 1: Oznaczanie mrozoodporności". W tabeli 7 przedstawiono kategorie mrozoodporności, w tabeli 8 ogólny opis metodyki badania mrozoodporności kruszywa grubego.

Tabela 7. Kategorie mrozoodporności kruszywa grubego

Kategoria mrozoodporności F	Ubytek masy F, % wag.
F ₁	≤ 1
F ₂	≤ 2
F ₄	≤ 4
F _{Deklarowane}	> 4
F _{NR}	Brak wymagania

Tabela 8. Ogólny opis badania mrozoodporności kruszywa grubego

PN-EN 1367-1 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych - Część 1: Oznaczanie mrozoodporności	
Zasada metody	Nasączona wodą próbkę kruszywa jednofrakcyjnego poddaje się 10 cyklom zamrażania i odmrażania. Cykl składa się z zamrażania kruszywa w wodzie do temp. -17,5°C, a następnie odmrażaniu w kąpeli wodnej o temp. około 20°C. Po zakończeniu cykli określa się zmiany makroskopowe kruszywa – powstanie rys/pęknięć, straty masy oraz, jeżeli to konieczne, zmiany wytrzymałości.
Przygotowanie próbek do badania	<ul style="list-style-type: none"> Przygotować 3 próbki kruszywa do badania zgodnie z PN-EN 932-2, poprzez pomniejszenie próbki pobranej z kruszywa jednofrakcyjnego, po usunięciu nadziarna i podziarna. Zalecaną frakcja kruszywa powinna zawierać się w przedziale od 8–16mm i powinna posiadać masę 2000g±5%. Dopuszczone są także próbki kruszywa o uziarnieniu i masie (lub objętości nasypowej dla kruszywa lekkiego): <ul style="list-style-type: none"> – od 4 do 8 mm, 1000 g ± 5%, – od 16 do 32 mm, 4000 g ± 5%, – od 32 do 63 mm, 6000 g ± 5%, Próbki kruszywa do badania mrozoodporności umyć i oczyścić z przylegających ziaren. Następnie wysuszyć w temp. 110°C±5°C do stałej masy, ostudzić do temperatury otoczenia i zważyć. Kruszywo lekkie wysuszyć do stałej masy. Ważenie należy wykonać z dokładnością, dla kruszywa o wymiarze: <ul style="list-style-type: none"> – do 16mm - do ± 0,2g, – powyżej 16 mm – do ± 0,5g
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> Wykonać nasączanie polegające na przechowywaniu próbek w pojemnikach przez 24±1godz., w temp. 20±5°C w destylowanej lub dejonizowanej wodzie. Zamknięte pojemniki z próbkami do badania umieścić w zamrażarce i poddać 10 cyklom zamrażania i odmrażania. Cykle zamrażania-odmrażania przeprowadzić w sposób: <ol style="list-style-type: none"> Zmniejszyć temp. z 20°C±5°C do 0°C±1°C w czasie 150±60min i utrzymać temp. 0°C±1°C przez 210±90min, zmniejszyć temp. z 0°C±1°C do -17,5°C±2,5°C w czasie 150±60min i utrzymać temp. -17,5°C±2,5°C przez min. 240min, odmrażać próbki w wodzie o temp. około 20°C, do czasu gdy temp. próbki osiągnie 20°C±3°C, po zakończeniu każdego etapu rozmrażania pojemnik pozostawić w wodzie o temp. 20°C±3°C przez maks. 10 godzin, każdy pełny cykl zamrażania-odmrażania powinien zostać wykonany w ciągu 24 godzin,

Tabela 8 (c.d.). Ogólny opis badania mrozoodporności kruszywa grubego

PN-EN 1367-1 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych - Część 1: Oznaczanie mrozoodporności	
Wykonanie badania	4. Po 10 cyklach badania, przemyć i przesiał badaną próbkę ręcznie na sicie. Pozostałość na sicie wysuszyć w temp. $110 \pm 5^\circ\text{C}$ do stałej masy, ostudzić i zważyć. Sito badawcze powinno być o wymiarze równym połowie dolnego wymiaru sita, stosowanego do przygotowania próbki do badania np. dla frakcji 8/16 mm należy zastosować sito 4 mm
Obliczenie wyników	Wynik badania stanowi obliczony ubytek masy, wyrażony %, i oznaczona kategoria mrozoodporność kruszywa F, zgodnie ze wzorem: $F = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100$ M_1 – początkowa masa całkowita 3 wysuszonych próbek do badania [g], M_2 – końcowa całkowita masa 3 wysuszonych próbek do badania, pozostała na określonym sicie [g]

MROZOODPORNOŚĆ KRUSZYWA GRUBEGO W OBECNOŚCI SOLI (NaCl)

Konieczność zimowego utrzymania dróg powoduje, że konstrukcje betonowe mogą być narażone na działanie naprzemiennych cykli zamrażania i odmrażania w obecności soli, co stanowi szczególne zagrożenie dla trwałości betonu. W tabeli 9 przedstawiono kategorie mrozoodporności kruszywa w obecności soli, dla metody badania przeprowadzonej zgodnie z metodyką zawartą w PN-EN 1367-6. W tabeli 10 przedstawiono ogólny opis metodyki badania mrozoodporności kruszywa grubego w obecności soli.

Tabela 9. Kategorie mrozoodporności kruszywa grubego w obecności soli

Kategoria mrozoodporności F_{EC}	Ubytek masy, % wag.
$F_{EC} 2$	≤ 2
$F_{EC} 4$	≤ 4
$F_{EC} 5$	≤ 5
$F_{EC} 6$	> 6
$F_{EC} 8$	≤ 8
$F_{EC} 14$	≤ 14
$F_{EC} 25$	≤ 25
$F_{EC} 50$	≤ 50
F_{EC} Deklarowane	> 50
F_{ECNR}	Brak wymagania

Tabela 10. Ogólny opis badania mrozoodporności kruszywa grubego

PN-EN 1367-6 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych Część 6: Mrozoodporność w obecności soli	
Zasada metody	Określenie mrozoodporności próbek kruszywa nasączonych 1% roztworem NaCl poprzez przeprowadzenie 10 cykli zamrażania i odmrażania. Cykl składa się z zamrażania w roztworze soli do temp. $-17,5^\circ\text{C}$, a następnie odmrażaniu w temp. 20°C . Po zakończeniu cykli określa się ubytek masy kruszywa.
Przygotowanie próbki do badania	<ul style="list-style-type: none"> Przygotować 3 próbki kruszywa do badania zgodnie z PN-EN 932-2, poprzez pomniejszenie próbki pobranej z kruszywa jednofrakcyjnego, po usunięciu nadziarna i podziarna Zalecaną frakcją próbki powinna zawierać się w przedziale od 8 ÷ 16 mm. Możliwe jest zastosowanie kruszywa o frakcji od 4 ÷ 8 mm

Tabela 10(c.d.). Ogólny opis badania mrozoodporności kruszywa grubego

PN-EN 1367-6 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych Część 6: Mrozoodporność w obecności soli	
Przygotowanie próbki do badania	<ul style="list-style-type: none"> Masa próbek do badania, w zależności od uziarnienia: <ul style="list-style-type: none"> – 8÷16 mm, 2000 g ± 5%, – 4÷8 mm, 1000 g ± 5%, Próbki do badania umyć i oczyścić z przylegających ziaren. Następnie wysuszyć w temp. 110°C ± 5°C do stałej masy i ostudzić do temperatury otoczenia i zważyć.
Wykonanie badania	<ol style="list-style-type: none"> Wykonać nasączenie 1% roztworem NaCl, polegające na przechowywaniu próbek w roztworze (pod warstwą min. 10mm) w pojemnikach przez 24±1 godziny, w temp. 20°C ± 3°C Zamknięte pojemniki z próbkami kruszywa do badania umieścić w zamrażarce i poddać 10 cyklom zamrażania i odmrażania Cykle zamrażania-odmrażania przeprowadzić w następujący sposób: <ol style="list-style-type: none"> Zmniejszyć temp. z 20°C±3°C do -1°C±0,5°C w czasie 150±30min. i utrzymuje temp. -1,0°C±0,5°C przez 360±30min., zmniejszyć temp. z -1°C±0,5°C do -17,5°C±2,5°C w czasie 540±30min. i utrzymać temp. -17,5°C ± 2,5°C przez min. 240min., odmrażać próbki w wodzie o temp. ok.20°C, do czasu gdy temp. próbki osiągnie 20°C±3°C, po zakończeniu każdego etapu rozmrażania pojemnik pozostawić w wodzie o temperaturze 20°C±3 °C przez maks. 10 godzin, każdy pełny cykl zamrażania-odmrażania powinien zostać wykonany w ciągu 24 godzin Po 10 cyklach badania, przemyć i przesiałą badaną próbkę ręcznie na sicie. Pozostałość na sicie wysuszyć w temp. 110°C±5°C do stałej masy, ostudzić i zważyć <p>Sito badawcze powinno być o wymiarze równym połowie dolnego wymiaru sita, stosowanego do przygotowania próbki do badania np. dla frakcji 8/16 mm należy zastosować sito 4 mm</p>
Obliczenie wyników	<p>Wynik badania stanowi współczynnik F, obliczony na podstawie ubytku masy, zgodnie ze wzorem:</p> $F = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100$ <p>M_1 – początkowa całkowita masa 3 wysuszonych próbek do badania [g], M_2 – końcowa całkowita masa 3 wysuszonych próbek do badania, pozostała na określonym sicie [g]</p>



E RODZAJE BETONÓW I ZASTOSOWANIE



W krajowych warunkach atmosferycznych (jesiennie-zimowych) powszechnym oddziaływaniem na konstrukcje i elementy betonowe jest cykliczne zamrażanie oraz rozmrażanie wody zawartej w strukturze betonu. Zamarzająca woda zmienia stan skupienia, przemianie fazowej woda-lód towarzyszy wzrost objętości (około 9%), co może prowadzić do powstawania spękań oraz uszkodzeń elementu betonowego.

Beton mrozoodporny ≠ Beton wykonywany podczas obniżonych temperatur

Betonem mrozoodpornym nazywamy beton odporny na agresywne oddziaływanie środowiska wywołane cyklicznym zamrażaniem/rozmrażaniem przy udziale środków odladzających lub bez ich udziału. Zgodnie z normą PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” wyróżniamy cztery klasy ekspozycji XF1–XF4 wywołane agresją mrozową (tabela 1).

Najsukuteczniejszymi metodami zwiększającymi odporność betonu na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie są:

- napowietrzenie (ilość, wielkość i rozkład porów powietrznych),
- obniżenie współczynnika w/c (im niższy, tym bardziej mrozoodporny beton),
- odpowiednia pielęgnacja (im dłużej, tym lepiej).

Tabela 1. Wymagania dotyczące betonu w klasach ekspozycji XF wg PN-EN 206.

Klasa ekspozycji	Opis środowiska	Przykład przyporządkowania do danej klasy	Min. zawartość cementu [kg/m ³]	Maksymalny współczynnik w/c	Min. klasa wytrzymałości na ściskanie [MPa]	Min. zawartość powietrza [%]	Wymagania dodatkowe
Agresja spowodowana zamrażaniem/rozmrażaniem przy udziale środków odladzających lub bez ich udziału							
W przypadku, gdy beton w stanie mokrym jest narażony na znaczną agresję spowodowaną cyklicznym zamrażaniem/rozmrażaniem, ekspozycja powinna być klasyfikowana w następujący sposób:							
XF1	Umiarkowane nasycenie wodą	Pionowe powierzchnie narażone na deszcz i zamrażanie	300	0,55	C30/37	-	Kruszywo zgodne z EN 12620 o odpowiedniej mrozoodporności
XF2	Umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odladzającymi	Pionowe powierzchnie konstrukcji drogowych narażone na zamrażanie i działanie środków odladzających z powietrza	300	0,55	C25/30	4,0%	
XF3	Silne nasycenie wodą bez środków odladzających	Poziome powierzchnie narażone na deszcz i zamrażanie	320	0,50	C30/37		
XF4	Silne nasycenie wodą ze środkami odladzającymi lub wodą morską	Jezdnie dróg i mostów narażone na działanie środków odladzających, powierzchnie betonowe i strefy rozbryzgów narażone na działanie wody i zamrażanie	340	0,45	C30/37		

DOBÓR JAKOŚCIOWY SKŁADNIKÓW

W celu wykonania betonu o wymaganym stopniu mrozoodporności, należy odpowiednio dobrać składniki mieszanki betonowej pod względem jakościowym oraz ilościowym (tabela 1).

Cement

Rodzaj cementu i jego ilość ma znaczący wpływ na przebieg procesu hydratacji oraz właściwości betonu stwardniałego. Jak powszechnie wiadomo cementy z dodatkami mineralnymi CEM II÷CEM V wykazują wolniejszy przyrost wytrzymałości w porównaniu do cementów portlandzkich CEM I. Z tego względu wiele specyfikacji technicznych, np. Ogólne Specyfikacje Techniczne GDDKiA (OST) zaleca przeprowadzenie badań mrozoodporności w terminach dłuższych niż normowe 28 dni, np. 56 lub 90 dni (tabela 2).

Tabela 2. Zalecana długość okresu pielęgnacji próbek przed badaniem mrozoodporności w zależności od klasy i rodzaju cementu wg OST

Rodzaj cementu	Czas równoważny [dni]
CEM I (R), CEM II/A-S (R)	28 dni
CEM I (N), CEM II/A-S (N) CEM II/B-S (N, R)	56 dni
CEM III/A	90 dni

Kruszywo

Kruszywo stanowi około 70% objętości betonu, zatem jego właściwości w istotny sposób przekładają się na właściwości gotowych elementów. Właściwości kruszywa wynikają z cech skały macierzystej oraz zastosowanej obróbki mechanicznej w procesie produkcji. Do kruszywa wrażliwych na działanie mrozu zalicza się: łupek, łupek mikowy, łupek ilasto-mikowy, kredę, margiel, iłółupek, porowaty krzemień, zmieniony porowaty bazalt oraz kruszywa luźno scementowane minerałami elastycznymi. Zgodnie z zapisami normy PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” kruszywo do betonu przy klasach ekspozycji XF powinno wykazywać odpowiedni stopień mrozoodporności w zależności od warunków środowiskowych zgodnie z PN-EN 12620 „Kruszywa do betonu” (tabela 3).

Tabela 3. Dobór kruszywa w zależności od warunków środowiskowych

Warunki środowiskowe	Klimat		
	śródmorski	atlantycki	kontynentalny*
Brak mrozu i sucho	brak wymagań	brak wymagań	brak wymagań
Częściowe nasycenie, brak soli	brak wymagań	F ₄ /MS ₃₅	F ₂ /MS ₂₅
Stałe nasycenie, brak soli	brak wymagań	F ₂ /MS ₂₅	F ₁ /MS ₁₈
Stałe nasycenie, sól	F ₄ /MS ₃₅	F ₂ /MS ₂₅	F ₁ /MS ₁₈
Nawierzchnie lotnisk	F ₂ /MS ₂₅	F ₁ /MS ₁₈	F ₁ /MS ₁₈

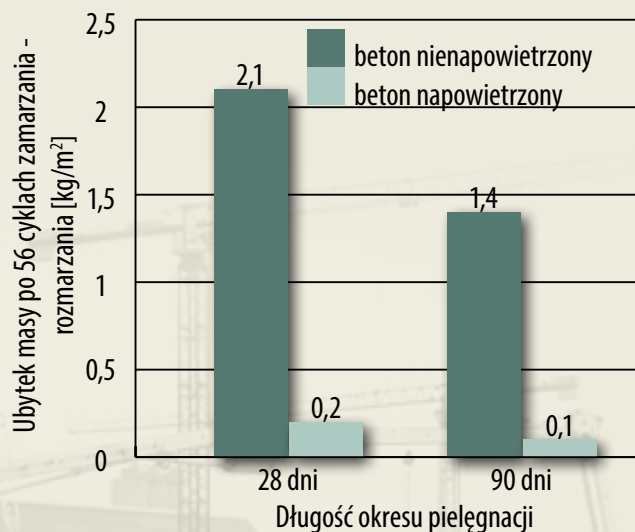
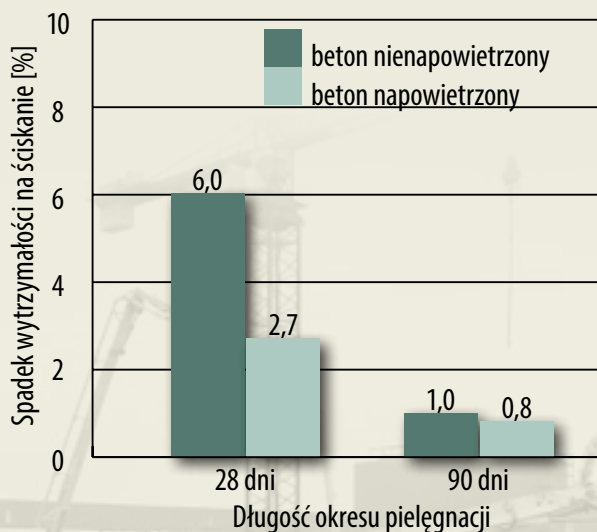
F – mrozoodporność na podstawie ubytku masy po 10 cyklach zamrażania i rozmrażania wg PN-EN 1367-1
 MS – mrozoodporność na podstawie ubytku masy po 5 cyklach zanurzenia w roztworze MgSO₄ i suszeniu w 110°C wg PN-EN 1367-2
 *Kategoria kontynentalny może odnosić się również do Islandii, części Skandynawii i rejonów górskich, w których występują surowe warunki zimowe.

Domieszki napowietrzające

Napowietrzenie mieszanki betonowej ma na celu wprowadzenie do struktury betonu dodatkowych porów powietrznych o odpowiednim kształcie, rozmiarze i rozmieszczeniu. Napowietrzenie jest jednym z głównych zabiegów technologicznych mających na celu poprawę odporności betonu na destrukcyjne działanie mrozu, co obrazują wyniki badań zamieszczone na rys. 1.

NAJSKUTECZNIEJSZĄ METODĄ OCHRONY BETONU PRZED DESTRUKCYJNYM DZIAŁANIEM MROZU JEST PRAWIDŁOWE NAPONIETRZENIE

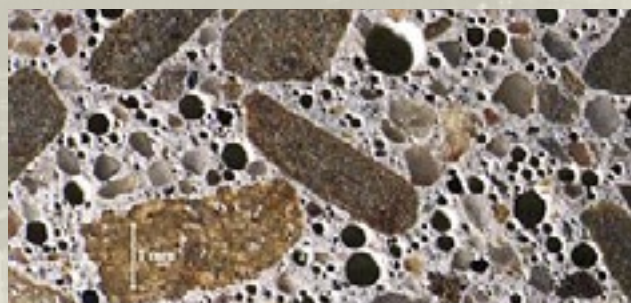
Zgodnie z normą PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”, betony eksploatowane w warunkach opisanych klasami ekspozycji XF2, XF3 i XF4 muszą być napowietrzane. Minimalna zawartość powietrza w betonie powinna wynosić 4%.



Rys. 1. Wpływ napowietrzenia betonu na mrozoodporność: a) zwykłą po 150 cyklach zamrażania-rozmrażania (metodyka badań wg PN-88/B-06250 „Beton zwykły”), b) w obecności soli odładzających po 56 cyklach zamrażania-rozmrażania (metodyka badań wg CEN/TS 12390-9 „Testing hardened concrete – Part 9: Freeze-thaw resistance – Scaling”)

Poprawne napowietrzenie betonu polega na wprowadzeniu drobnych, regularnie rozmieszczonych sferycznych pęcherzyków powietrznych, niepołączonych ze sobą i przerywających system porów kapilarnych w betonie (rys. 2).

Wymagania dotyczące całkowitej zawartości powietrza, w tym zawartości mikroporów i ich rozmieszczenia, zawarte są w normie PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” oraz w Ogólnych Specyfikacjach Technicznych (OST) opracowanych przez GDDKiA – tabela 4 i 5.



Rys. 2. Odpowiednie napowietrzenie mieszanki betonowej

Tabela 4. Wymagania dotyczące napowietrzenia betonu

Norma/Specyfikacja techniczna	Wymaganie	Klasa ekspozycji			
		XF1	XF2	XF3	XF4
PN-EN 206	Zawartość powietrza	-	≥ 4,0%	≥ 4,0%	≥ 4,0%
OST „Nawierzchnia z betonu cementowego”	Zawartość mikroporów o średnicy <0,3 mm (A_{300})	Beton nawierzchniowy tylko wg wymagań dla klas ekspozycji XF3 i XF4		≥ 1,5%	
	Wskaźnik rozmieszczenia porów L			≤ 0,25 mm	≤ 0,20 mm
	Zawartość powietrza			wg tabeli 5	
OST „Beton konstrukcyjny”	Zawartość powietrza	-	wg tabeli 5		

WŁAŚCIWE NAPOWIETRZENIE BETONU POWODUJE POPRAWĘ MROZODPORNOCI, ALE JEDNOCZEŚNIE WIĄŻE SIĘ ZE SPADKIEM WYTRZYMAŁOCI. ZADANIEM TECHNOLOGA BETONU JEST OKREŚLENIE WŁAŚCIWYCH KOMPROMISÓW.

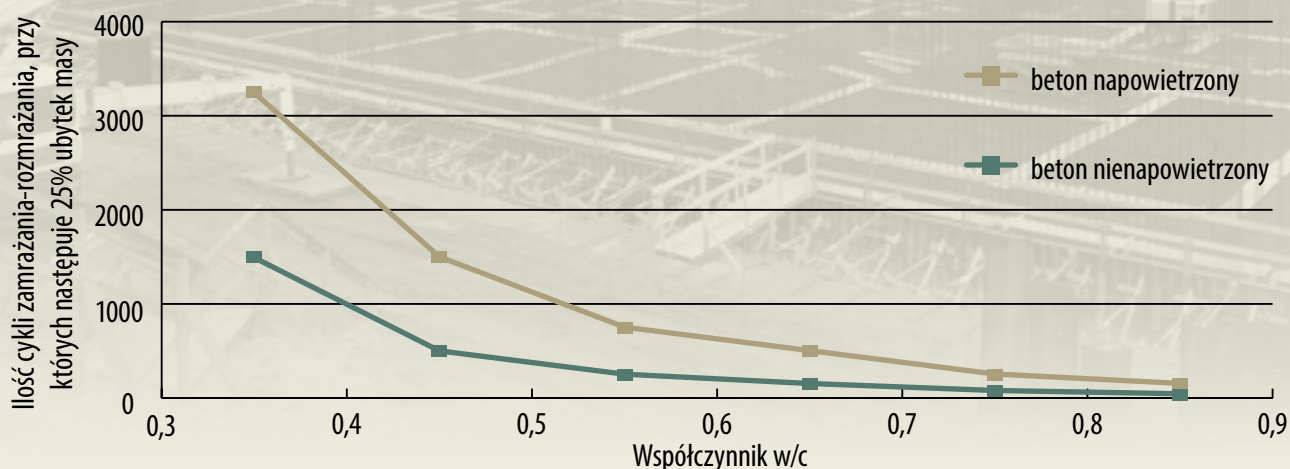
Odpowiednie napowietrzenie betonu uzależnione jest od ilości zaprawy w mieszance betonowej, której ilość wynika z maksymalnego wymiaru kruszywa. Im maksymalny wymiar kruszywa jest mniejszy (im drobniejsze ziarna), tym większe jest zapotrzebowanie na zaprawę. Większa ilość zaprawy w mieszance betonowej wymaga większej ilości pęcherzyków powietrza do zachowania odpowiedniego stopnia mrozoodporności.

Tabela 5. Wymagania dotyczące napowietrzenia mieszanki betonowej wg OST

Maksymalny wymiar kruszywa [mm]	Etap wykonania badań		Tolerancja pomiarowa [%]
	Projektowanie składu mieszanki betonowej [%]	Zatwierdzenie receptury, próba technologiczna, kontrola jakości robót [%]	
Beton nawierzchniowy			
8	5,0÷6,5	5,0÷7,0	-0,5 +1,0
16,0 lub 22,4	4,5÷6,0	4,5÷6,5	
31,5	4,0÷5,5	5,0÷6,5	
Beton konstrukcyjny			
16,0	4,5÷6,0	4,5÷6,5	-0,5 +1,0
22,4	4,0÷5,5	4,0÷6,0	
31,5	4,0÷5,5	4,0÷6,0	

Współczynnik w/c

Kształtowanie współczynnika w/c na odpowiednim – niskim poziomie, zapewnia korzystny wpływ na mrozoodporność betonu (rys. 3). Zmniejszenie współczynnika w/c w mieszance betonowej skutkuje mniejszą ilością porów kapilarnych w betonie, a więc podwyższeniem trwałości. Norma PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” określa maksymalny współczynnik wodno-cementowy dla betonu w poszczególnych klasach ekspozycji XF (tabela 1).



Rys. 3. Wpływ współczynnika w/c na odporność betonu na cykliczne zamrażanie-rozmrażanie

METODY BADANIA MROZOODPORNOCI BETONU

Obowiązująca norma na beton PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” nie podaje żadnych informacji, jaką należy przyjąć metodę badawczą do oceny mrozoodporności betonu. W praktyce o doborze metody badawczej decyduje inwestor i projektant obiektu. Najpowszechniej stosowanymi metodami badania mrozoodporności w Polsce są:

- metoda zwykła wg PN-88/B-06250 „Beton zwykły”,
- metoda badania odporności betonu na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie z udziałem soli odładzającej wg. PKN-CEN/TS 12390-9 „Testing hardened concrete – Part 9: Freeze-thaw resistance – Scaling” tzw. „slab test”.

Metodykę badań oraz kryteria oceny mrozoodporności według podanych metod opisano w karcie D1 „Metody badań mrozoodporności”.



Rys. 4. Uszkodzenia betonu na skutek działania mrozu.

Beton samozagęszczalny (beton SCC z ang. self-compacting concrete) jest to beton o specjalnych właściwościach mieszanki betonowej. Beton SCC posiada zdolność do rozprywu pod własnym ciężarem, szczelnie wypełniając formy i osiągając pełne zagęszczenie nawet w elementach o bardzo gęstym zbrojeniu, z równoczesnym zachowaniem jednorodności składu.



Rys. 1. Przykłady badań mieszanki betonowej SCC

Beton samozagęszczalny stosowany jest nie tylko jako beton towarowy, ale również w prefabrykacji oraz tam, gdzie nie ma możliwości odpowiedniego zabudowania mieszanki ze względu na brak możliwości prawidłowego zagęszczenia. Wśród istotnych korzyści wynikających ze stosowania betonu SCC można wymienić:

- eliminację wibrowania – redukcji ulega poziom hałasu umożliwiając tym samym prowadzenie betonowania nocą w pobliżu budynków mieszkalnych, ograniczona zostaje energia oraz liczba pracowników potrzebnych przy prowadzeniu prac, przez co maleją ogólne koszty robocizny,
- większą szybkość wykonywania konstrukcji – krótszy czas formowania elementów, a także szybsze wbudowywanie mieszanki betonowej,
- możliwość wykonywania konstrukcji o bardzo skomplikowanych kształtach lub o gęstym zbrojeniu,
- wysoką jakość wykonywanych elementów – dokładne odwzorowanie powierzchni form, bez raków i pęcherzy (prefabrykacja, beton licowy).



Rys. 2. Przykłady konstrukcji betonowej wykonanej z betonu SCC - most zamkowy w Rzeszowie

Przy projektowaniu betonów samozagęszczalnych podstawowym warunkiem jest uzyskanie odpowiednich właściwości reologicznych mieszanki betonowej. Kluczowe właściwości betonu samozagęszczalnego, wg PN-EN 206:2014, określane są poprzez klasy: konsystencji (SF), lepkości (VF lub VS), przepływalności (PL lub PJ) oraz odporności na segregację (SR).

Właściwości mieszanki betonowej (SCC) należy określić w czasie stosowania lub, w przypadku betonu towarowego, w czasie dostawy. W przypadku dostawy mieszanki betonowej w betonomieszarce samochodowej lub w urządzeniu mieszającym, właściwości należy określać stosując próbkę złożoną (uśrednioną z próbek punktowych) albo próbkę punktową.

Konsystencja – zdolność mieszanki do płynięcia określana jako stopień ciekłości mieszanki betonowej według metody rozplywu stożka. Równolegle w tej metodzie można wyznaczyć czas t_{500} , mierzony od momentu podniesienia stożka, do momentu rozplywu mieszanki do średnicy 500 mm (patrz lepkość mieszanki betonowej). Klasyfikacji tej nie stosuje się dla betonu, gdzie maksymalne uziarnienie kruszywa przekracza 40 mm. Klasy konsystencji mieszanki betonowej SCC przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Klasy konsystencji mieszanki betonowej SCC

Metoda pomiaru rozplywu stożka	
Klasa	Wartości graniczne [mm]
SF1	550–650
SF2	660–750
SF3	760–850



Rys. 3. Stożek do pomiaru konsystencji mieszanki betonowej SCC



Rys. 4. Pomiar konsystencji mieszanki betonowej SCC

Lepkość – jest to opór stawiany przez rozplywającą się mieszankę betonową. Pomiar lepkości samozagęszczalnej mieszanki betonowej może być określany, zgodnie z tabelą 2, na dwa sposoby:

- na podstawie oznaczenia czasu t_{500} przy pomiarze rozplywu swobodnego stożka (rys. 5) – pomiar czasu t_{500} podczas wykonywania badania rozplywu stożka jest pomocny przy potwierdzaniu jednorodności betonu samozagęszczalnego w różnych zarobach,
- przez pomiar czasu wypływu mieszanki betonowej z V-lejka (rys. 6.) – pomiar metodą V-lejka pozwala ocenić lepkość i zdolność mieszanki samozagęszczalnej do wypełniania formy. Klasyfikacji tej nie stosuje się dla betonu, gdzie maksymalne uziarnienie kruszywa przekracza 22,4 mm.

Tabela 2. Metody pomiaru lepkości mieszanki betonowej SCC

Metoda pomiaru czasu t_{500}	
Klasa	Wartości graniczne [s]
VS1	< 2,0
VS2	≥ 2,0
Metoda pomiaru czasu z V-lejka	
Klasa	Wartości graniczne [s]
VF1	< 9,0
VF2	9,0 – 25,0



Rys. 5. Stożek do pomiaru lepkości mieszanki betonowej SCC (czerwonym kolorem zaznaczono okrąg o średnicy 500 mm)



Rys. 6. V-Lejek do badania lepkości mieszanki betonowej SCC

Przepływalność – jest to zdolność mieszanki betonowej do przepływania, bez utraty jednorodności lub blokowania się, przez ograniczone przestrzenie i wąskie szczeliny, takie jak obszary gęsto zbrojone. W celu oznaczenia przepływalności mieszanki betonowej SCC, oznaczenie należy wykonać jedną z metod podając odpowiednie klasy zgodnie z tabelą 3.

Metody oznaczania przepływalności:

- metodą L-pojemnika rys. 7,
- metodą J-pierścienia – klasyfikacji nie stosuje się dla betonów, gdzie maksymalne uziarnienie przekracza 40 mm, rys. 8.

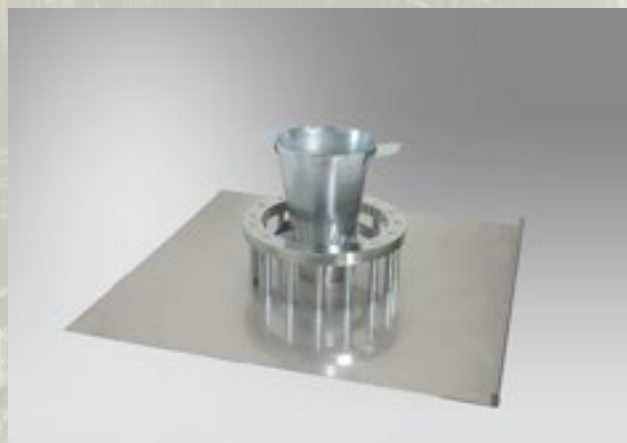
Przy określaniu przepływalności konieczne jest uwzględnienie geometrii zbrojenia oraz najmniejszego obszaru przepływu (obszaru, przez który mieszanka SCC powinna przepłynąć w sposób ciągły, aby szczelnie wypełnić deskowanie). W przypadku złożonych konstrukcji o wymiarze najmniejszego obszaru przepływu mniejszym niż 60 mm, konieczne mogą być specjalne badania próbne z zastosowaniem odpowiedniego modelu deskowania naturalnej wielkości.

Tabela 3. Metody pomiaru przepływalności mieszanki betonowej SCC

Metoda L-pojemnika	
Klasa	Wskaźnik przepływalności
PL1	$\geq 0,80$ dla 2 prętów
PL2	$\geq 0,80$ dla 3 prętów
Metoda J-pierścienia	
Klasa	Wskaźnik przepływalności [mm]
PJ1	≤ 10 z 12 prętami
PJ2	≤ 10 z 16 prętami



Rys. 7. L-pojemnik do badania przepływalności mieszanki betonowej SCC



Rys. 8. J-pierścień i stożek do badania przepływalności mieszanki betonowej SCC

Odporność na segregację – jest to zdolność mieszanki betonowej do zachowania jednorodności. Mieszanka betonowa SCC może podlegać, zarówno dynamicznej segregacji podczas układania, jak i statycznej segregacji po ułożeniu, przed stwardnieniem. Statyczna segregacja jest najbardziej niebezpieczna w przypadku wysokich elementów, ale nawet w cienkich płytach może prowadzić do uszkodzeń powierzchni betonu. Odporność mieszanki SCC na segregację bada się testem przesiewu. Badanie polega na wyznaczeniu (w %) ilości mieszanki betonowej przechodzącej przez sito 5 mm w stosunku do całkowitej ilości mieszanki umieszczonej na tym sicie po jej uprzednim przetrzymaniu przez okres 15 minut w przykrytym pojemniku. Jeśli ilość ta jest mniejsza niż 20%, to mieszankę klasyfikuje się jako odporną na segregację podając odpowiednie klasy (SR), patrz tabela 4. Badania odporności na segregację nie stosuje się w przypadku betonu zawierającego włókna lub kruszywo lekkie oraz gdy maksymalne uziarnienie kruszywa przekracza 40 mm.

Tabela 4. Klasy odporności mieszanki betonowej SCC na segregację

Metoda przesiewu mieszanki	
Klasa	Wartości graniczne [mm]
SR1	≤ 20
SR2	≤ 15



Rys. 9. Urządzenia do badania odporności na segregację mieszanki SCC

Zalecenia podczas projektowania mieszanki betonowej SCC

Aby spełnić wymagania dotyczące właściwości betonu samozagęszczalnego, zaleca się przyjęcie odpowiednich wytycznych projektowanego składu mieszanki betonowej SCC (Rys. 10).

Stosowanie cementów o wysokiej powierzchni właściwej:

CEM I, CEM II/A,B-S, CEM II/A,B-M, CEM III/A,B

Przyjęcie współczynnika $w/c < 0,50$;

w przypadku stosowania dodatków mineralnych typu II $w/c + \text{dodatek} < 0,35$

Ograniczenie łącznej ilości wody zarobowej do ilości:

160 ÷ 200 l/m³ lub zastosowanie domieszek stabilizujących

Określenie tolerancji mieszanki betonowej na zmiany zawartości wody zarobowej w zakresie **5-10 litrów**

Stosowanie dużej zawartości frakcji pyłowych ($< 0,125\text{mm}$):

500 ÷ 600 kg/m³

Dobór składu ziarnowego kruszywa o punkcie piaskowym:

40 ÷ 50%

Ograniczenie maksymalnego wymiaru ziaren kruszywa:

do 22,4 mm

Stosowanie efektywnych superplastyfikatorów

Stosowanie domieszek zwiększających i stabilizujących lepkość

Rys. 10. Wymagania dla betonu samozagęszczalnego

WYKONYWANIE ELEMENTÓW PRZY POMOCY BETONU SAMOZAGĘSZCZALNEGO

Zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 206:2014 „Beton – wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”, jeżeli mieszanka samozagęszczalna układana jest za pomocą pomp, to należy układać ją w sposób ciągły, z prędkością dostosowaną do wytrzymałości deskowań i prędkości odpowietrzania mieszanki. Ze względu na parcie na deskowanie, zaleca się prędkość układania mieszanki poniżej 2 m/h. Podczas podawania końcówka rozdzielacza powinna być cały czas zanurzona około 10 cm poniżej poziomu układanej mieszanki (także podczas zmiany miejsca podawania) w celu uniknięcia wprowadzania dodatkowego powietrza. Ze względu na niski współczynnik w/c , brak wycieku wody oraz dużą zawartość zaczynu, pielęgnację należy rozpocząć bezpośrednio po ułożeniu mieszanki (więcej informacji o pielęgnacji betonu znajduje się w karcie C5 Vademecum i normie PN-EN 13670:2011 „Wykonywanie konstrukcji z betonu”).

W zależności od rodzaju i kształtu wykonywanych elementów zaleca się odpowiednie dobranie właściwości mieszanki samozagęszczalnej zgodnie z tabelą 5.

Tabela 5. Właściwości betonu SCC dla różnych typów zastosowań

Lepkość	Rozptyw			Odporność na segregację / zdolność przepływu
	SF1	SF2	SF3	
VS2 VF2	POCHYLNIE			Określa zdolność przepływu dla klas SF1 i SF2
VS1 lub VS2 VF1 lub VF2 lub określona wartość	ŚCIANY I PODPORY		WYSOKIE I SMUKŁE	Określa SR dla klasy SF3
VS1 VF1	ŚCIANY I PODPORY			Ustalone SR dla klasy SF2 i SF3



Rys. 11. Przykłady zastosowania mieszanki betonowej SCC



Rys. 12. Przykłady zastosowania mieszanki betonowej SCC w prefabrykacji



Beton architektoniczny stanowi szczególny rodzaj betonu umożliwiającego wykonanie elementów spełniających, zarówno wymogi konstrukcyjne, jak również estetyczne (rys. 1 i 2), bez konieczności stosowania dodatkowych zabiegów technologicznych, jak np. malowanie czy tynkowanie.

Ze względu na brak przepisów oraz norm dotyczących betonu architektonicznego ocena jakości wykonania tego rodzaju betonu jest subiektywna, co pociąga za sobą liczne problemy związane z odbiorem prac budowlanych oraz doбором receptur mieszanek betonowych. Na etapie specyfikowania wymogów związanych z estetyką powierzchni elementu architektonicznego pomocne stają się wytyczne zawarte w literaturze specjalistycznej. Wytyczne niemieckie wprowadzają podział betonu architektonicznego na cztery podstawowe klasy (tabela 1) zawierające szereg wymogów dotyczących, m.in: tekstury (tabela 2), porowatości (tabela 3), jednorodności koloru (tabela 4), równości powierzchni, przerw roboczych.



Rys. 1. Włoski pawilon wystawienniczy na tragach EXPO 2015 w Mediolanie (Włochy)



Rys. 2. Dom Astronomii (z niem. Haus der Astronomie) w Heidelbergu (Niemcy)

Tabela 1. Klasy betonu architektonicznego wg wytycznych niemieckich

Przykład			Klasa betonu architektonicznego	Wymogi stawiane powierzchni licowej elementu						Dodatkowe wymagania		Koszty	
				Tekstura	Porowatość		Jednorodność koloru		Równość powierzchni	Przerwy robocze i fugi szalunkowe	Obszar referencyjny		Klasa szalunku
					s ¹⁾	ns ¹⁾	s ¹⁾	ns ¹⁾					
Podział betonu architektonicznego ze względu na wymogi powierzchni	Niewielkie	Powierzchnie betonu z niskimi wymaganiami estetycznymi. Ściany piwnic lub obszary o przeznaczeniu głównie handlowym.	SB 1	T1	P1		FT1	FT1	E1	AF1	zwolniony	SHK1	Niskie
	Normalne	Powierzchnie betonu z normalnymi wymaganiami estetycznymi. Klatki schodowe, ściany pomocnicze.	SB 2	T2	P2	P1	FT2	FT2	E1	AF2	zalecany	SHK2	Średnie
	Wysokie	Powierzchnie betonu z wysokimi wymaganiami estetycznymi. Fasady budynków.	SB 3	T2	P3	P2	FT2	FT2	E2	AF3	szczególnie zalecany	SHK2	Wysokie
		Powierzchnie betonu o szczególnie wysokim znaczeniu estetycznym. Reprezentatywne elementy budynków.	SB 4	T3	P4	P3	FT2	FT3	E3	AF4	wymagany	SHK3	Bardzo wysokie

¹⁾Opis: s = szalunki chłonne, ns = szalunki niechłonne

Tabela 2. Klasy tekstury

Klasa	Wymagania
T1	Powierzchnia zamknięta. Dopuszczalny wypływ zaczynu w obszarze kontaktu deskowań do około 20mm szerokości i 10mm głębokości. Dopuszczalne odbicie ram konstrukcyjnych.
T2	Powierzchnie zamknięte o dużym stopniu jednolitości. Dopuszczalny wypływ zaczynu w obszarze kontaktu deskowań do ok. 10mm szerokości i 5mm głębokości. Dopuszczalne odbicie ram konstrukcyjnych. Dozwolone klawiszowanie płyt szalunkowych do ok. 5mm.
T3	Gładkie, zamknięte powierzchnie o wysokim stopniu jednorodności. Dozwolony wypływ zaczynu do ok. 3mm szerokości. Dozwolone spoiny technologiczne do około 3mm szerokości.

Tabela 3. Klasy porowatości

Klasa	Suma powierzchni porów o średnicy 2÷15mm* [mm ²]
P1	do 3000
P2	do 2250
P3	do 1500
P4	do 750

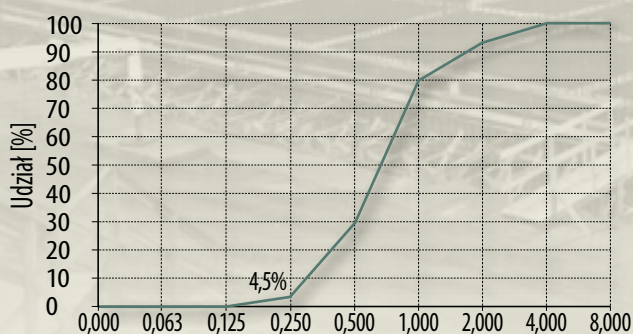
* pory o wielkości powyżej 15mm uznawane są za defekt, wymiary powierzchni badanej: 500mm x 500mm

Tabela 4. Klasy jednorodności odcienia koloru

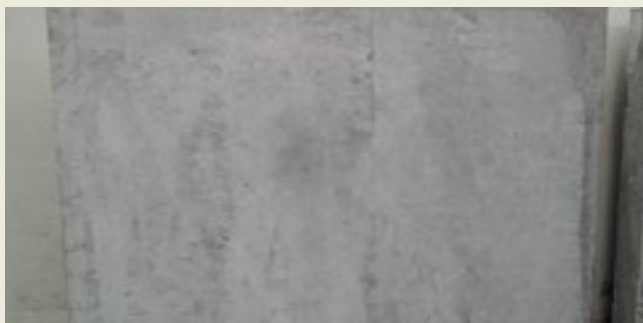
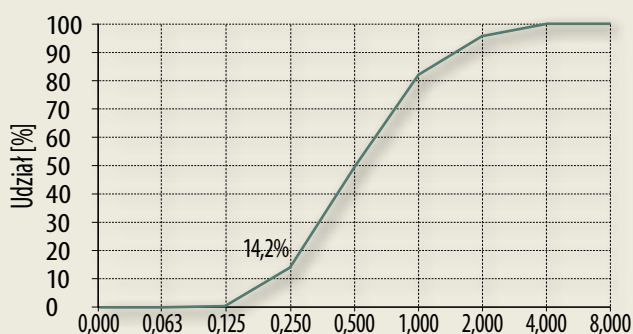
Klasa	Wymagania
FT1	Dozwolone są ciemne i jasne plamy lub powierzchnie. Zanieczyszczenia powierzchniowe oraz ślady rdzy są niedozwolone.
FT2	Dozwolone są powierzchnie o umiarkowanej różnicy w odcieniach. Zanieczyszczenia powierzchniowe oraz ślady rdzy są niedozwolone. Niedopuszczalne jest stosowanie różnych technik obróbki powierzchni oraz zmian w surowcach do produkcji mieszanki betonowej.
FT3	Dozwolone są powierzchnie o znikomej różnicy w odcieniach. Zanieczyszczenia i ślady rdzy są niedozwolone. Niedopuszczalne jest stosowanie różnych technik obróbki powierzchni oraz zmian w surowcach do produkcji betonu. Niedopuszczalne są naprawy powierzchni. Konieczne jest określenie wpływu środka antyadhezyjnego.

Uzyskanie zakładanego efektu architektonicznego zależy od wszystkich etapów realizacji konstrukcji, wliczając dobór składników betonu, odpowiednie przygotowanie deskowań (dobór środków antyadhezyjnych), zabudowę mieszanki betonowej oraz proces pielęgnacji betonu.

Dobór składników betonu powinien uwzględniać konieczność stosowania w składzie odpowiednio wysokiej zawartości frakcji drobnych (poniżej 0,125mm), wliczając zarówno frakcje pochodzące z kruszywa, jak i cement oraz dodatki. Niezwykle istotną rolę odgrywa odpowiedni dobór kruszywa frakcji 0/2mm (piasku), w którym należy zwrócić uwagę na zawartość frakcji poniżej 0,25mm. Zastosowanie piasku z niską zawartością frakcji poniżej 0,25mm może skutkować wzmożonym wydzielaniem wody (bleedingiem), zarówno powierzchniowym, jak i wewnętrznym oraz zwiększeniem udziału porów na powierzchni elementu betonowego (rys. 3 i 4). Należy także zgromadzić odpowiednią ilość składników do wykonania określonej partii elementów w technologii betonu architektonicznego (podobny kolor i odcień).



Rys. 3. Wpływ zastosowania piasku o niskiej zawartości frakcji poniżej 0,25mm (4,5%) na jakości powierzchni elementu referencyjnego



Rys. 4. Wpływ zastosowania piasku o zawartości frakcji poniżej 0,25mm wynoszącej 14,2% na jakości powierzchni elementu referencyjnego

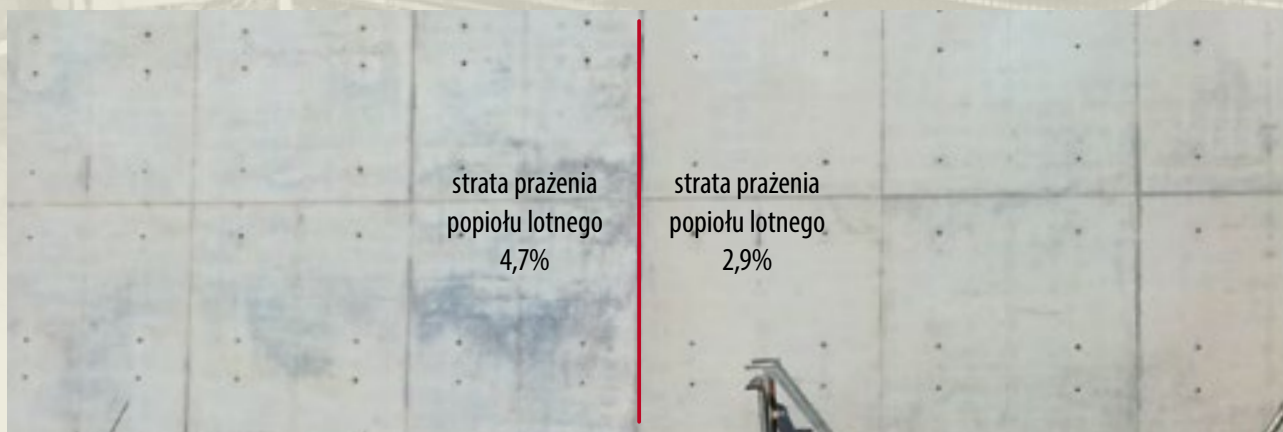
Dobór konsystencji mieszanki betonowej zależy od rodzaju oraz wymiarów wykonywanego elementu oraz od geometrii zastosowanego zbrojenia. Zazwyczaj dla mieszanek betonowych zagęszczanych mechanicznie konsystencja zawiera się w klasach **S3 do S4**, natomiast dla betonów samozagęszczalnych **SF2 do SF3**. Współczynnik wodno – cementowy (w/c) nie powinien być większy niż **0,55**. Szczególnie ważne jest, aby zachować powtarzalność konsystencji i współczynnika w/c w czasie realizacji danej konstrukcji (elementów betonowych). Dopuszczalne odchyłki konsystencji nie powinny przekraczać ± 20 mm (dla metody stożka opadowego), natomiast różnice współczynnika wodno – cementowego powinny być mniejsze od 0,02. Różnice konsystencji i współczynnika w/c mogą prowadzić do wyraźnych różnic w odcieniach poszczególnych obszarów elementu architektonicznego (rys. 5).



Rys. 5. Powierzchnia betonu z widoczną różnicą w odcieniach spowodowaną brakiem stałości konsystencji

W technologii betonu architektonicznego stosuje się dodatki poprawiające, zarówno właściwości mieszanki betonowej (konsystencję, pompowalność), jak i właściwości stwardniałego betonu (wytrzymałość na ściskanie, wodoszczelność). W kraju najbardziej rozpowszechnionym dodatkiem do betonu jest popiół lotny krzemionkowy. W przypadku stosowania popiołu lotnego w składzie betonu architektonicznego należy szczególnie zwrócić uwagę na zawartość strat prażenia, która świadczy o obecności cząsteczek niespalonego węgla w postaci koksiku o dużym rozwinięciu powierzchni. Popiół lotny krzemionkowy posiadający wysoką zawartość strat prażenia absorbuje składniki ciekłe mieszanki betonowej, w tym domieszki chemiczne, powodując szybką utratę właściwości reologicznych oraz obniżenie trwałości betonu. Zawarty w popiele lotnym niespalony węgiel, zmienia barwę powierzchni betonu prowadząc do zmiany odcienia fragmentów powierzchni (rys. 6).

Z tego względu, w betonach architektonicznych klas SB3 oraz SB4, należy zapewnić powtarzalność właściwości popiołu lotnego stosowanego na poszczególne elementy, a jego ilość w składzie betonu należy ograniczyć do minimum wynikającego z potrzeby uzyskania odpowiedniego efektu powierzchni i właściwości reologicznych mieszanki betonowej.



Rys. 6. Zmiany zabarwienia powierzchni betonu spowodowane różną wartością strat prażenia w popiele stosowanym w poszczególnych partiach betonu

Ze względu na specyfikę betonów architektonicznych w klasie SB2 zalecane, a w klasach SB3 i SB4 wymagane jest wykonanie elementu referencyjnego, w odniesieniu do jakości którego, oceniane będą pozostałe elementy. Wykonanie elementu referencyjnego powinno odbyć się z wykorzystaniem zakładanej receptury mieszanki betonowej oraz techniki zagęszczenia i pielęgnacji, które mają być zastosowane na późniejszych etapach prac.

W klasach betonu architektonicznego SB3 i SB4 należy zapewnić również stałość składu betonu (pod kątem ilościowym i jakościowym) w czasie realizacji obiektu.

Na etapie wykonawstwa betonu architektonicznego należy zwrócić szczególną uwagę na:

- jakość zastosowanego deskowania, szczególnie płyt poszycia (ubytki, zarysowania, itd.),
- odpowiednie pokrycie lakierem ciętych krawędzi płyt deskowania,
- oczyszczenie deskowania, w szczególności usunięcie resztek z prac zbrojarskich,
- zastosowanie dodatkowych uszczelnień szalunków zapobiegających wypływowi zaczynu cementowego,
- odpowiedni dobór i aplikację środka antyadhezyjnego,
- stosowanie na danej powierzchni płyt szalunkowych pochodzących od jednego producenta.



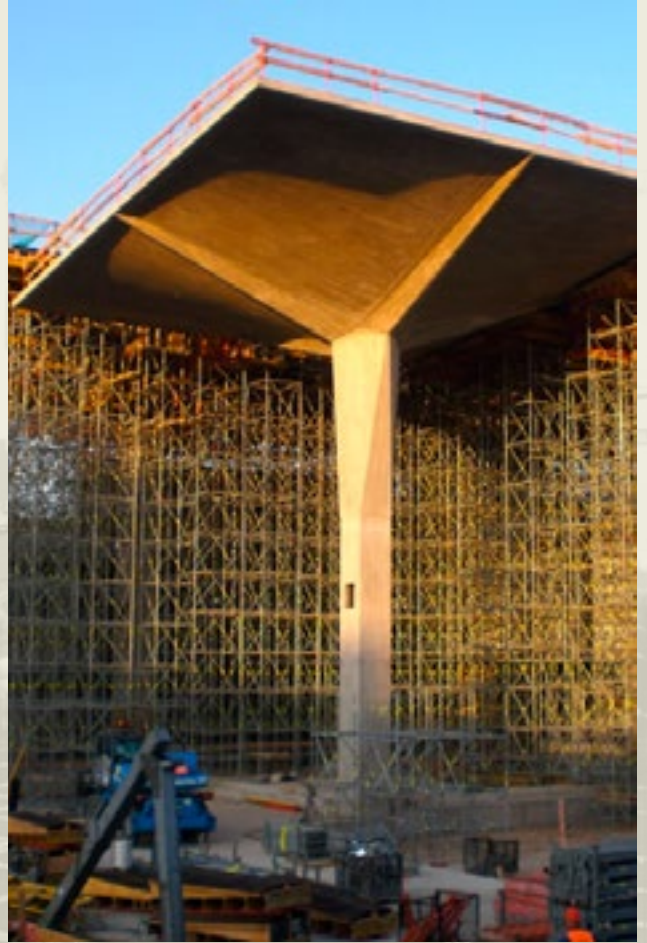
Rys. 7. Centrum badań i rozwoju grupy HeidelbergCement AG w Bergamo (Włochy)



Rys. 8. Kościół Boga Ojca Miłosiernego w Rzymie (Włochy)



Rys. 9. Teatr Nowy w Pilźnie (Czechy)

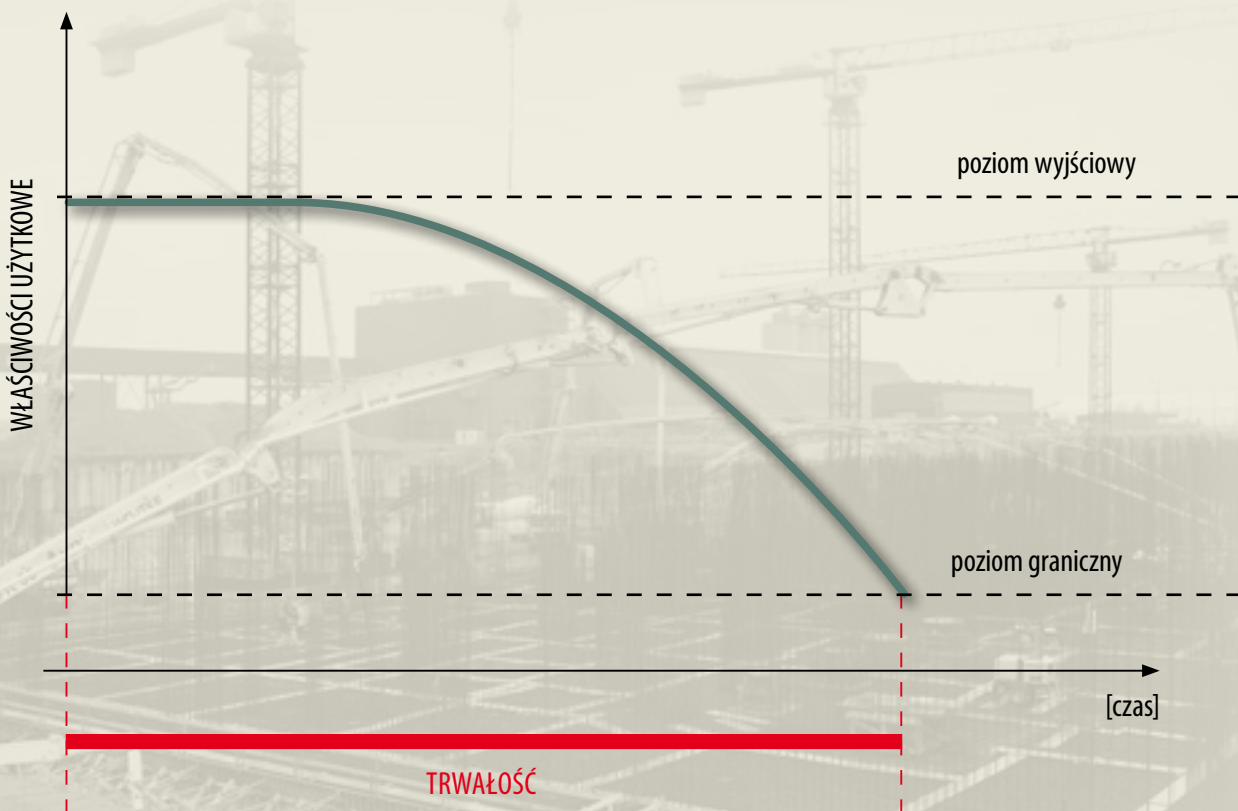


Rys. 10. Betonowe kielichy na dworcu w Katowicach (Polska)



Rys. 11. Sala koncertowa w Blaibach (Niemcy)

Stosowanie w obiektach inżynierii komunikacyjnej (mosty, wiadukty) betonów cechujących się wysoką wytrzymałością oraz odpornością na korozyjne oddziaływanie środowiska jest konsekwencją konieczności zapewnienia trwałości konstrukcji. Trwałość, definiowana jest jako zdolność konstrukcji/elementu do spełnienia wyznaczonej przez projekt funkcji, w określonym czasie i warunkach środowiska (rys. 1).



Rys. 1. Trwałość konstrukcji

Wymagania w zakresie trwałości konstrukcji/obiektów inżynierii komunikacyjnej zawarte są w ciągle obowiązującym Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 63/2000, poz. 735), zwane w dalszej części tekstu Rozporządzeniem. W myśl rozporządzenia, przy ocenie trwałości, „należy wziąć pod uwagę nie tylko cechy fizyczne i mechaniczne określone dla poszczególnych wyrobów w Polskich Normach lub Aprobatach Technicznych, lecz również odporność na oddziaływanie środowiska uwzględniająca czynniki określone w Polskich Normach”.

Do niedawna w zapisach specyfikacji technicznych oraz warunków wykonania obiektów funkcjonowały tylko zapisy wprost zaczerpnięte z przywołanego wyżej Rozporządzenia, które w obszarze materiałowym bardzo ograniczały możliwości kształtowania cech i właściwości betonu zastosowanego do konstrukcji inżynierskiej.

Zgodnie z zapisami Rozporządzenia, w obiektach inżynierii komunikacyjnej można zastosować tylko cement portlandzki CEM I niskoalkaliczny NA o odpowiednim składzie mineralnym, tj.:

- zawartość krzemianu trójwapniowego (alitu) $C_3S \leq 60\%$,
- zawartość glinianu trójwapniowego $C_3A \leq 7\%$,
- zawartość sumy składników $(C_4AF + 2 \times C_3A) \leq 20\%$.

Powyższe ograniczenia całkowicie eliminują możliwość stosowania cementów zawierających inne niż klinkier portlandzki, składniki główne, jak np. popioły lotne, granulowany żużel wielkopiecowy, wapień. Z licznych doświadczeń, np. wykonania głównych elementów konstrukcji tunelu w ciągu węzła drogowego „HULANKA” w Bielsku-Białej (rys. 2) w oparciu cement CEM II/B-S 42,5N, czy mostu Milenium we Wrocławiu (rys. 3), wynika, że cementy z udziałem granulowanego żużla wielkopiecowego, pozwalają korzystnie kształtować trwałość betonu, w kontekście odporności na działanie środowisk agresywnych chemicznie.

Podobne ograniczenia dotyczyły możliwości stosowania kruszyw w obiektach inżynierii komunikacyjnej, w praktyce wskazując tylko dwa dopuszczalne rodzaje kruszywa grubego, tj.: grysy granitowe lub bazaltowe, z jednoczesnym wskazaniem bardzo restrykcyjnych kryteriów, jakie muszą spełnić.



Rys. 2. Węzeł Hulanka w Bielsku-Białej

W ostatnich latach Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, celem wsparcia projektantów i technologów (specyfikujących) w procesie projektowania i wykonawstwa trwałych konstrukcji inżynierskich, opracowała Ogólne Specyfikacje Techniczne *Beton konstrukcyjny* oraz *Nawierzchnia Betonowa*. Wytyczne te w połączeniu z zapisami normy *PN-EN 206+A1:2016 Beton Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność* (na dzień powstania niniejszej publikacji w zapisach OST przywoływana jest jeszcze norma *PN-EN 206-1 Beton - Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*, jednak celem twórców OST było stosowanie aktualnych dokumentów odniesienia), wprowadzają zupełnie nową jakość w dotychczasowym podejściu.



Rys. 3. Most Millenijny we Wrocławiu

OST stanowią podstawę opracowania szczegółowej specyfikacji technicznej stosowanej jako dokument przetargowy i kontraktowy przy i realizacji robót w obrębie obiektów inżynierii komunikacyjnej a w odwołaniach do norm przywołuje normy wzajemnie spójne, aktualne i nie stojące w sprzeczności z obecnym stanem wiedzy w dziedzinie technologii betonu.

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w OST projektant identyfikuje i określa środowisko pracy (klasę ekspozycji wg PN-EN 206+A1:2016) konstrukcji (elementu). Klasa ekspozycji –oddziaływanie środowiska na konstrukcję – determinuje:

- dopuszczone do stosowania w składzie betonu rodzaje składników,
- maksymalny współczynnik wodno-cementowy (w/c),
- minimalną zawartość cementu,
- minimalną wytrzymałość na ściskanie betonu – klasa wytrzymałości na ściskanie betonu,
- rodzaj cementu, minimalne napowietrzenie betonu i wymagania dla kruszyw (dla niektórych klas środowiskowych).

Podstawowe wymagania w zakresie składu betonu i cech wytrzymałościowych według wymagań normy PN-EN 206+A1:2016 podano w tabeli 1.

Tabela 1. Klasy ekspozycji i wymagania dotyczące betonu wg PN-EN 206+A1:2016 Beton Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność

Klasa ekspozycji		Środowisko	Maks. współczynnik w/c	Min. zawartość cementu [kg/ m ³]	Min. klasa wytrzymałości betonu
Brak ryzyka korozji lub brak oddziaływania	X0	nieagresywne	-	-	C12/15
Korozja wywołana karbonatyzacją	XC1	suche	0,65	260	C20/25
	XC2	stałe mokre	0,60	280	C25/30
	XC3	umiarkowanie wilgotne	0,55	280	C30/37
	XC4	cyklicznie mokre i suche	0,50	300	C30/37
Korozja wywołana chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej	XD1	umiarkowanie wilgotne	0,55	300	C30/37
	XD2	mokre, sporadycznie suche	0,55	300	C30/37
	XD3	cyklicznie mokre i suche	0,45	320	C35/45
Korozja wywołana chlorkami pochodzącymi z wody morskiej	XS1	działanie soli zawartych w powietrzu	0,50	300	C30/37
	XS2	stałe zanurzenie w wodzie	0,45	320	C35/45
	XS3	strefa pływów, rozbryzgów i aerozoli	0,45	340	C35/45
Agresja mrozowa ^{1,3)}	XF1	umiarkowane nasycenie wodą	0,55	300	C30/37
	XF2	umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odladzającymi	0,55	300	C25/30
	XF3	silne nasycenie wodą bez środków odladzających	0,50	320	C30/37
	XF4	silne nasycenie wodą ze środkami odladzającymi	0,45	340	C30/37
Środowisko agresywne chemicznie ²⁾	XA1	słaba agresja chemiczna	0,55	300	C30/37
	XA2	umiarkowana agresja chemiczna	0,50	320	C30/37
	XA3	silna agresja chemiczna	0,45	360	C35/45

1) – kruszywo zgodne z PN-EN 12620+A1:2010 o odpowiedniej odporności na zamrażanie/rozmarzanie

2) – powyżej klasy ekspozycji XA1 – w przypadku agresji siarczanowej należy stosować cementy odporne na siarczany SR, HSR

3) – dla klas ekspozycji XF2, XF3, XF4 minimalne napowietrzenie 4,0%

Zakłada się, że beton wykonany według wymagań zawartych w tabeli 1, będzie trwały przez minimum 50 lat w środowisku (klasie ekspozycji) dla którego został zaprojektowany. Gwarantem trwałości betonu jest prawidłowa zabudowa mieszanki betonowej (ułożenie w deskowaniu, zagęszczenie) oraz odpowiednia pielęgnacja. Równie istotne jest przestrzeganie zasad właściwej konserwacji i użytkowania wykonanej konstrukcji (obiektu budowlanego).

Ogólne Specyfikacje Techniczne dot. betonu konstrukcyjnego zwracają szczególną uwagę na trwałość betonu w 3 klasach oddziaływań środowiska:

1. agresja spowodowana zamrażaniem / rozmrażaniem (bez lub z zastosowaniem środków odładzających), gdzie beton powinien wykazywać odporność na działanie mrozu oznaczoną stopniem mrozoodporności według procedury zawartej w normie *PN-B-06250 Beton zwykły*:
 - \geq F100 w klasie ekspozycji XF1 (wymagana liczba cykli: 100),
 - \geq F150 w klasie ekspozycji XF2 i XF3 (wymagana liczba cykli: 150),
 - \geq F200 w klasie ekspozycji XF4 (wymagana liczba cykli: 200),
2. agresja chemiczna, gdzie beton powinien wykazywać odporność na penetrację wody pod ciśnieniem według *PN-EN 12390-8 Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem* mierzoną maksymalną głębokością penetracji:
 - \leq 60 mm w klasie ekspozycji XA1,
 - \leq 50 mm w klasie ekspozycji XA2,
 - \leq 40 mm w klasie ekspozycji XA3,
3. korozja spowodowana chlorkami w klasach ekspozycji XD3 i XS3, gdzie beton powinien wykazywać odporność na penetrację wody pod ciśnieniem według *PN-EN 12390-8 Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem* mierzoną maksymalną głębokością penetracji nie większą niż 40 mm.

Składniki mieszanki betonowej powinny być dobrane do określonego rodzaju betonu z uwzględnieniem:

- warunków realizacji robót,
- przeznaczenia betonu,
- warunków pielęgnacji,
- wymiarów konstrukcji,
- warunków środowiska, na jakie narażona będzie konstrukcja.

Skład mieszanki betonowej powinien być dobrany w taki sposób, aby przy możliwie najmniejszej ilości wody, zapewnić szczelne ułożenie mieszanki w deskowaniu przy zagęszczaniu przez wibrowanie.

Współczynnik w/c nie powinien być większy niż 0,45 dla klas betonu C30/37 i wyższej oraz nie większy niż 0,50 w przypadku betonu klasy C25/30.

Najistotniejszym elementem wprowadzanym przez OST, w porównaniu do przywołanego Rozporządzenia z 2000r., jest zmiana podejścia w zakresie dopuszczonego do stosowania cementu. Zgodnie z OST dopuszcza się do stosowania cementy portlandzkie wieloskładnikowe CEM II oraz cementy hutnicze CEM III (tabela 2) i możliwe jest stosowanie dodatków typu II.

Tabela 2. Wymagania OST odnośnie cementu dla betonu konstrukcyjnego w drogowym obiekcie inżynierskim

Rodzaj betonu	Wymagania odnośnie cementu
Beton konstrukcyjny	Cement portlandzki CEM I o całkowitej zawartości alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ wg PN-EN 196-2 \leq 0,8 % i początku wiązania wg PN-EN 196-3 \geq 120 minut.
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S o całkowitej zawartości alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ wg PN-EN 196-2 \leq 0,8 %.
	Cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S o całkowitej zawartości alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ wg PN-EN 196-2 \leq 0,9 %.
Beton konstrukcyjny sprężony	Powinien być stosowany cement CEM I
Beton konstrukcyjny masywny	Zaleca się stosowanie cementów takich jak dla betonu konstrukcyjnego lecz o niskim ciepłe hydratacji LH. Dopuszcza się również stosowanie cementu hutniczego CEM III za wyjątkiem klasy ekspozycji XF4.
Beton konstrukcyjny w klasach ekspozycji XA2, XA3, XD3 i XS3	Cement portlandzki CEM I odporny na siarczany SR wg PN-EN 197-1 lub cement odporny na siarczany HSR – cement hutniczy CEM III/A i cement portlandzki żuźlowy CEM II/A, B-S wg PN-B-19707.
Dopuszcza się, w razie potrzeby, zastosowanie cementów o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R).	
Do betonu klasy wytrzymałości na ściskanie wyższej niż C30/37 powinien być stosowany cement klasy nie niższej niż 42,5.	

Maksymalna zawartość cementu w mieszance betonowej nie powinna być większa niż:

- 400 kg/m³ dla betonu klasy C25/30,
- 450 kg/m³ dla betonów klasy C30/37 i wyższych.

Jednocześnie, w klasach ekspozycji XD3 i XS3 minimalna zawartość cementu nie powinna być niższa niż 380 kg/m³, a współczynnik w/c nie wyższy niż 0,40.

Ogólne Specyfikacje Techniczne uwzględniają różnice w czasie uzyskania założonych cech trwałościowych betonu przy zastosowaniu w jego składzie cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II i cementów hutniczych CEM III w porównaniu do zastosowania cementu portlandzkiego CEM I. Wprowadzony zostaje czas równoważny (tabela 3), w celu określania właściwości betonu, szczególnie istotnych dla trwałości betonu, takich jak np. mrozoodporność, odporność na karbonatyzację, głębokość penetracji wody pod ciśnieniem.

Tabela 3. Wymagania dotyczące czasu wykonywania badań (czas równoważny) w zależności od zastosowanego rodzaju cementu.

Rodzaj cementu	Czas równoważny
CEM I (R), CEM II/A-S (R)	28 dni
CEM I (N), CEM II/A-S (N), CEM II/B-S (N, R)	56 dni
CEM III/A	90 dni

Do betonu konstrukcyjnego wg OST należy stosować kruszywa naturalne zgodne z wymaganiami *PN-EN 12620+A1:2010* *Kruszywa do betonu*, przy czym wymagany jest system oceny zgodności 2+. Dopuszcza się do stosowania kruszywo grube o maksymalnym wymiarze ziarna $\leq 31,5$ mm (tabela 4), kruszywo drobne o uziarnieniu ≤ 4 mm (tabela 5).

Kruszywo stanowi około 70% objętości betonu i ma wpływ na właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu. Kruszywo należy dobrać z uwzględnieniem:

- właściwości geometrycznych,
- właściwości fizykomechanicznych,
- obecności składników szkodliwych,
- agresywności środowiska, w jakim będzie pracować konstrukcja.

Ze względu na geometryczne właściwości kruszywa należy podczas jego doboru uwzględnić geometrię i kubaturę konstrukcji oraz układ zbrojenia w elemencie konstrukcji. OST wskazuje, iż maksymalny nominalny wymiar ziaren kruszywa należy dobrać uwzględniając otulinę zbrojenia oraz minimalną szerokość przekroju elementu. Ziarna kruszywa nie powinny być większe niż:

- 1/3 najmniejszego wymiaru przekroju poprzecznego elementu,
- 3/4 odległości w świetle między prętami zbrojenia leżącymi w jednej płaszczyźnie prostopadłej do kierunku betonowania.

Tabela 4. Wymagania dla kruszywa grubego

Właściwości kruszywa		Wymagania
Uziarnienie według PN-EN 933-1 w zależności od wymiaru kruszywa kategoria nie niższa niż:	$D/d \leq 2$ lub $D \leq 11,2$ mm	G_c 85/20
	$D/d > 2$ i $D > 11,2$ mm	G_c 90/15
Tolerancja uziarnienia w zależności od wymiaru kruszywa, kategorie:	$D/d < 4$	G_T 15
	$D/d \geq 4$	G_T 17,5
Zawartość pyłów wg PN-EN 933-1		$\leq f_{1,5}$
Kształt kruszywa grubego wg PN-EN 933-3 lub PN-EN 933-4		$\leq FI_{20} \leq SI_{20}$
Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej w kruszywie grubym wg PN-EN 933-5		$\leq C_{100/0}$
Mrozoodporność wg PN-EN 1367-6 w 1 % NaCl, badana na kruszywie o wymiarze 8/16 oraz odporność kruszywa na rozdrabnianie wg PN-EN 1097-2 badana na kruszywie o wymiarze 10/14, rozdz.5,	$\leq 6\%$	$\leq LA_{25}$
	$\leq 2\%$	$\leq LA_{40}$
"Zgorzel słoneczna" bazaltu wg PN-EN 1367-3, badana na kruszywie o wymiarze 10/14, kategoria:		SB_{LA}

Tabela 4. Wymagania dla kruszywa grubego cd.

Właściwości kruszywa	Wymagania
Gęstość ziaren wg PN-EN 1097-6, rozdz. 7,8 lub 9	deklarowana przez producenta
Gęstość nasypowa wg PN-EN 1097-3	deklarowana przez producenta
Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6 rozdz. 7,8 lub 9	WA ₂₄ deklarowana przez producenta
Skład chemiczny - uproszczony opis petrograficzny wg PN-EN 932-3	deklarowany przez producenta
Reaktywność alkaliczno - krzemionkowa; stopień potencjalnej reaktywności wg PN-B-06714 - 46	stopień potencjalnej reaktywności 0 ¹⁾
Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie według PN-EN 1744-1, rozdz.12	≤ AS _{0,2}
Zawartość siarki całkowitej według PN-EN 1744-1, rozdz.11	≤ 1%
Zawartość chlorków rozpuszczalnych w wodzie według PN-EN 1744-1, rodz.7	≤ 0,02%
Zanieczyszczenia lekkie według PN-EN 1774-1 p. 14.2	≤ 0,1%
Zawartość substancji organicznych według PN-EN 1744-1, p.15.1	barwa nie ciemniejsza niż wzorcowa
1) jeżeli badane kruszywo odpowiada 1 stopniowi potencjalnej reaktywności alkalicznej należy wykonać badanie dodatkowe zgodnie z PN-B-06714-34; dopuszczenie do zastosowania przy spełnieniu wymagań: reaktywność alkaliczna z cementem nie wywołująca zwiększenia wymiarów liniowych większych niż 0,1 %	

Tabela 5. Wymagania dla kruszywa drobnego

Właściwości kruszywa	Wymagania
Uziarnienie według PN-EN 933-1 ; wymagana kategoria:	G _F 85
Zawartość pyłów według PN-EN 933-1; kategoria	≤ f ₃
Tolerancje deklarowanego typowego uziarnienia kruszywa drobnego	zgodnie z tablicą C.1 w normie PN-EN 12620
Gęstość ziaren według PN-EN 1097-6, rozdz. 7, 8 lub 9	deklarowana przez producenta
Gęstość nasypowa według PN-EN 1097-3	deklarowana przez producenta
Reaktywność alkaliczno - krzemionkowa; stopień potencjalnej reaktywności według PN-B-06714-46	stopień potencjalnej reaktywności 0 ¹⁾
Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie według PN-EN 1744-1, rozdz.12; kategoria:	≤ AS _{0,2}
Zawartość siarki całkowitej według PN-EN 1744-1, rozdz.11;	≤ 1%
Zanieczyszczenia lekkie według PN-EN 1774-1, p. 14.2; wartość	≤ 0,5%
Zawartość substancji organicznych według PN-EN 1744-1, p.15.1	barwa nie ciemniejsza niż wzorcowa
1) jeżeli badane kruszywo odpowiada 1 stopniowi potencjalnej reaktywności alkalicznej należy wykonać badanie dodatkowe zgodnie z PN-B-06714-34; dopuszczenie do zastosowania przy spełnieniu wymagań: reaktywność alkaliczna z cementem nie wywołująca zwiększenia wymiarów liniowych większych niż 0,1 %.	

OST zwraca uwagę na zawartość w stosie okrucowym frakcji ≤ 2 mm, powinna być możliwie niska, ale jednocześnie musi zapewnić niezbędną urabialność, przy zagęszczeniu przez wibrowanie, tzn.:

- ≤ 42 % w przypadku mieszanki o uziarnieniu do 16,0 mm,
- ≤ 38 % w przypadku mieszanki o uziarnieniu do 22,4 mm,
- ≤ 37 % w przypadku mieszanki o uziarnieniu do 31,5 mm.

W zakresie komponowania stosu okrucowego mieszanki betonowej OST podaje graniczne krzywe uziarnienia, które przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Zalecane graniczne krzywe uziarnienia kruszywa do betonu wg OST

Sito # [mm]	Ułamek masowy kruszywa przechodzącego przez sito [%]		
	wymiar kruszywa	wymiar kruszywa	wymiar kruszywa
	$D \leq 16,0$ mm	$D \leq 22,4$ mm	$D \leq 31,5$ mm
0,25	3÷8	2÷9	2÷8
0,5	7÷20	5÷17	5÷18
1	12÷32	9÷26	8÷28
2	21÷42	16÷38	14÷37
4	36÷56	28÷51	23÷47
8	60÷76	45÷67	38÷62
16	100	73÷91	62÷80
22,4	-	100	76÷92
31,5	-	-	100

Stosowanie domieszek chemicznych, w betonie konstrukcyjnym według OST, odnosi się bezpośrednio do wymagań i zaleceń normy PN-EN 206+A1:2016 *Beton Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*, głównie w zakresie zalecanego napowietrzenia betonu jako zabezpieczenia strukturalno-materiałowego w klasach ekspozycji XF2, XF3, XF4 (tabela 7).

Tabela 7. Zawartość powietrza w mieszance betonowej wg OST

Wymiar kruszywa D [mm]	Etap wykonywania badań		Tolerancja pomiarowa, [%]
	Projektowanie składu mieszanki betonowej, [%]	Zatwierdzanie recepty, próba technologiczna, kontrola jakości robót, [%]	
16	4,5 ÷ 6,0	4,5 ÷ 6,5	-0,5 +1,0
22,4	4,0 ÷ 5,5	4,0 ÷ 6,0	
31,5	4,0 ÷ 5,5	4,0 ÷ 6,0	

Dopuszczalne jest stosowanie domieszek modyfikujących właściwości mieszanki betonowej lub stwardnieńgo betonu, poprawiających właściwości betonu lub zapewniających właściwości specjalne.

Dopuszczalne jest również stosowanie pyłu krzemionkowego (zgodnego z PN-EN 13263) jako dodatku typu II do betonu.

Ogólne Specyfikacje Techniczne dopuszczają do stosowania konsystencję mieszanki betonowej, badaną według metody opadu stożka zgodnie z PN-EN 12350-2:2011 *Badania mieszanki betonowej - Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka*, w klasach S2 (50÷90 mm) lub S3 (100÷150 mm).



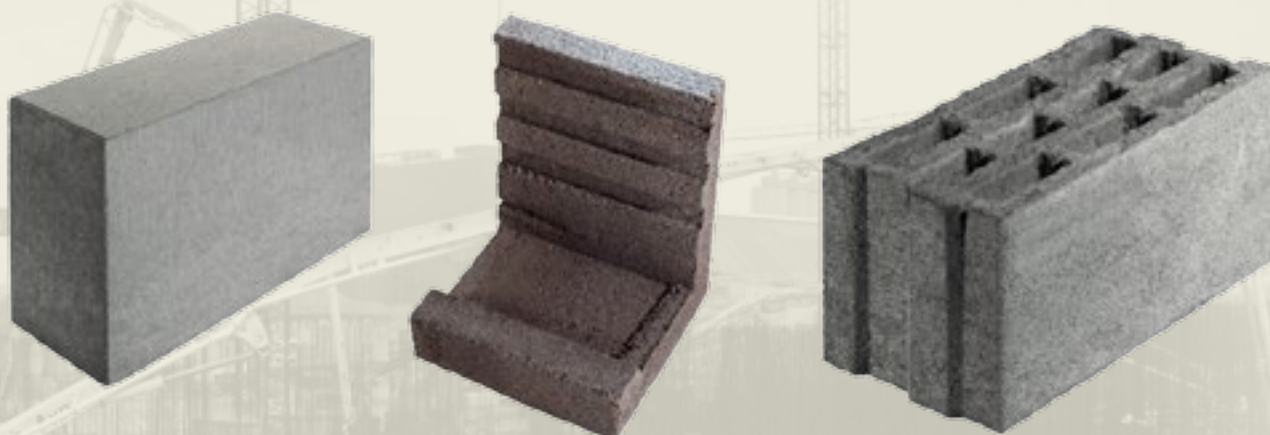
Rys. 4. Most Rędziński we Wrocławiu



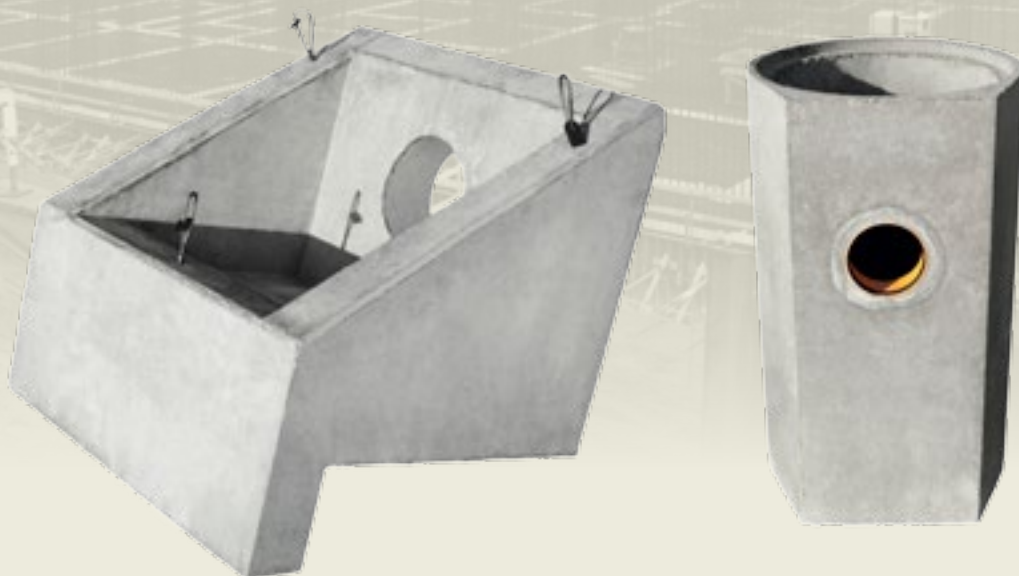
Rys. 5. Estakada na obwodnicy Kłodzka

Technologia produkcji betonowych elementów prefabrykowanych, ze względu na możliwość wyspecjalizowania się zakładów w określonym typie wyrobów, pozwala na powtarzalność i wysoką jakość produkowanych elementów. Produkcja elementów prefabrykowanych wieloseryjnych pozwala na jednoczesne obniżenie kosztów produkcji. Prefabrykacja obejmuje wiele kategorii wyrobów, w zależności od zastosowania w budownictwie, stopnia wykończenia, rodzaju rozwiązania konstrukcyjnego lub materiałowego. Według rozmiarów i masy elementów można wyróżnić prefabrykaty:

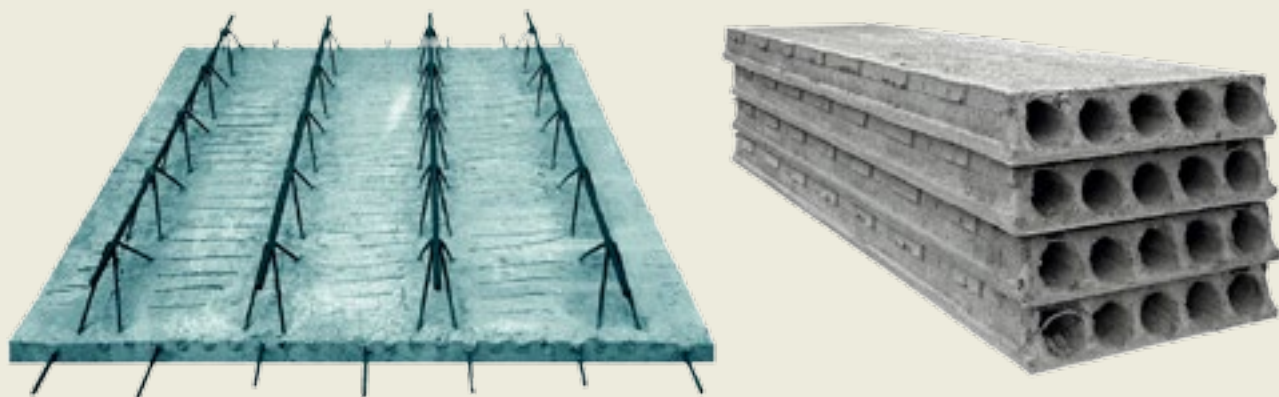
- drobnowymiarowe (rys. 1),
- średniowymiarowe (rys. 2),
- wielkowymiarowe (rys. 3, 4).



Rys. 1. Przykłady prefabrykatów drobnowymiarowych



Rys. 2. Przykłady prefabrykatów średniowymiarowych



Rys. 3. Przykłady prefabrykatów wielkowymiarowych



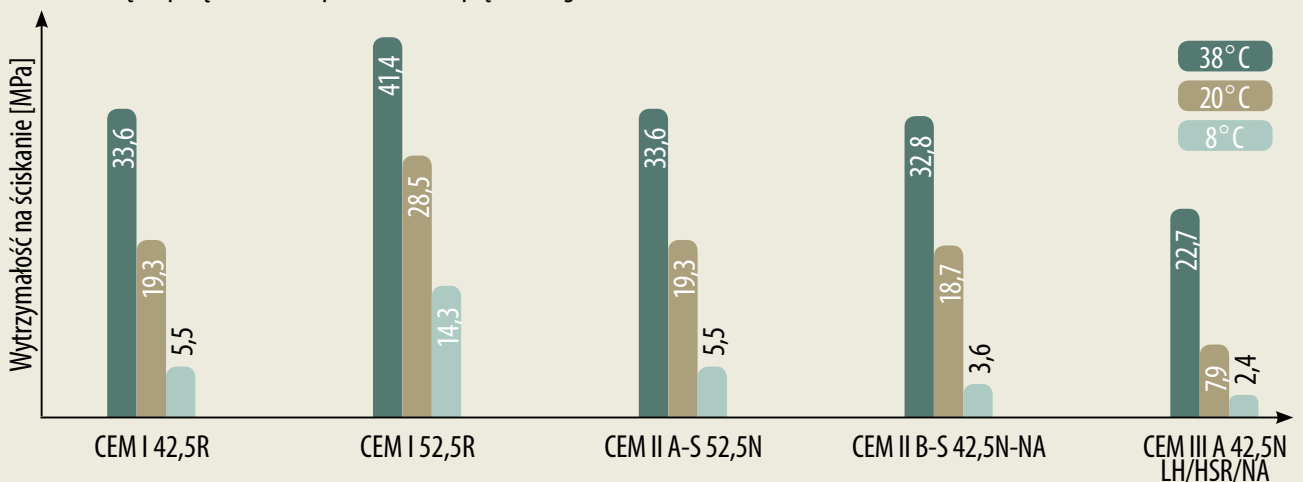
Rys. 4. Produkcja prefabrykatów wielkowymiarowych

Prefabrykacja obejmuje również wiele rodzajów betonu (samozagęszczalny, wibroprasowany, wysokich wytrzymałości, itp.), w zależności od technologii, którą dysponuje zakład produkcyjny oraz od rodzaju elementów. Elementy prefabrykowane są to elementy formowane i dojrzewające poza miejscem ostatecznego wbudowania. Zwykle w halach produkcyjnych lub specjalnie przygotowanych do tego celu pomieszczeniach, tzw. dojrzewalniach. Dzięki temu możliwe jest betonowanie bez względu na warunki atmosferyczne, a rozwój wytrzymałości betonu nie zależy od pory roku.

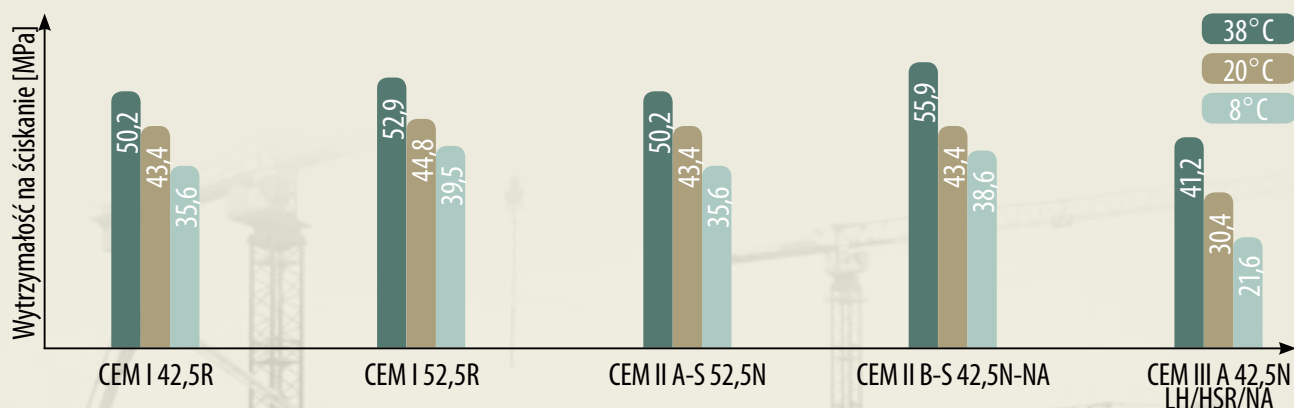
Podniesienie wydajności produkcji przy minimalizacji kosztów wymaga dużej rotacji form, podkładów, możliwości szybkiego ustawiania, zwolnienia naciągu strun (w przypadku prefabrykatów sprężanych), paletyzowania oraz dystrybucji do klienta wyprodukowanych elementów. Związana z tym technologia prefabrykacji dąży do jak najszybszego uzyskania wytrzymałości pozwalających na bezpieczne operacje z wyprodukowanymi elementami.

W tym celu stosuje się:

- cementy o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R) i normowej (klas 42,5 lub 52,5)– rys. 5, 6,
- domieszki przyspieszające twardnienie betonu,
- obróbkę cieplną betonu (naparzenie niskoprężne, nagrzewanie),



Rys. 5. Wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych po 24 godzinach, w zależności od temperatury dojrzewania.



Rys. 6. Wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych po 7 dniach, w zależności od temperatury dojrzewania.

Wykorzystuje się powszechnie efekt samoistnego wydzielania ciepła przez dojrzewający beton, związany z egzotermiczną reakcją hydratacji cementu. Zgrupowanie form z dojrzewającymi elementami w ograniczonej przestrzeni (np. spiężenie) pozwala w wyniku samoociepnięcia betonu podnieść lokalnie temperaturę otocznia, co przyspiesza dojrzewanie prefabrykatów.

Warunki techniczne, jakim muszą sprostać elementy prefabrykowane ujęte są w normie PN-EN 13369 Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu, powiązaną w zakresie wymagań materiałowych dla betonu z normą PN-EN 206. Norma PN-EN 13369 ma zastosowanie, przede wszystkim, przy projektowaniu i wytwarzaniu elementów prefabrykowanych, dla których nie ustanowiono do tej pory normy wyrobu (tabela 1) lub też nie przewiduje się dla nich takich norm (np. jednostkowe stosowanie).

Tabela 1. Normy wyrobu dla prefabrykatów i wyrobów betonowych

Prefabrykaty i wyroby betonowe	
PN-EN 13369	Wspólne wymagania dla prefabrykatów
PN-EN 1338	Betonowe kostki brukowe
PN-EN 1339	Betonowe płyty brukowe
PN-EN 1340	Krawężniki betonowe
PN-EN 12839	Elementy ogrodzeń
PN-EN 13198	Elementy małej architektury i ogrodów
PN-EN 1917	Studzienki wążowe i niewążowe
PN-EN 771-3	Elementy murowe z betonu kruszywowego
PN-EN 845-2	Wyroby dodatkowe dla murów. Nadproża
PN-EN 19503 PN-EN 19504	Stropy gęstożebrowe zespolone. Belki. Pustaki

Zakłady prefabrykacji w dużej części wyposażone są we własne, zlokalizowane w pobliżu hali produkcyjnej węzły betonarskie. Nowoczesne, sterowane komputerowo systemy dozowania i mieszania składników, umożliwiają precyzyjne naważanie oraz kontrolę konsystencji mieszanki w trakcie wytwarzania. W wielu węzłach stosowane są elektroniczne mierniki wilgotności dozowanego kruszywa, co umożliwia uzyskiwanie mieszanki o wysokim stopniu powtarzalności. Instalacja podgrzewania kruszywa umożliwia wykonywanie mieszanki betonowej w warunkach zimowych. Dlatego w produkcji prefabrykatów możliwe jest wykorzystanie szczególnie szerokiego zakresu odmian betonów od zwykłych do specjalnych. Wynika to ze stałych warunków produkcji, krótkiego wymaganego czasu utrzymania właściwości roboczych mieszanki betonowej oraz dogodnych warunków betonowania.

Stosowane w prefabrykacji rodzaje betonów:

- **betonokonsystencjiplastycznejcieklej** - do wykonania nieskomplikowanych elementów zwykle średnio i wielkogabarytowych,
- **beton samozagęszczalny** – mieszanka betonowa zagęszcza się samoistnie po zabudowaniu w formie pod wpływem siły grawitacji, wykazuje zdolność do łatwego wypełniania przestrzeni, szczelnego otulenia zbrojenia bez konieczności wibrowania, jest często wykorzystywana w elementach o skomplikowanym kształcie oraz od dużym stopniu zbrojenia, uzyskana powierzchnia jest gładka, wolna od pęcherzów powietrza i „raków”,

- **beton architektoniczny** – powierzchnia o bardzo wysokiej jakości spełniająca nawet najbardziej wymagające standardy estetyczne, w technologii prefabrykacji daje także możliwość uzyskania różnorodnych faktur dzięki zastosowaniu elastycznych tworzyw sztucznych lub drewnianych matryc, płukania (usunięcia wierzchniej warstwy betonu/zaczynu poprzez splukanie i dekoracyjne odsłonięcie kruszywa) czy też obróbki mechanicznej, jak np. szlifowanie lub piaskowanie, beton barwiony w masie uzyskiwany jest przez dodanie nieorganicznych dodatków barwiących do mieszanki betonowej, przy stosowaniu cementów z dodatkiem nanometrycznego TiO_2 otrzymuje się powierzchnie betonu samoczyszczące i redukujące zanieczyszczenia gazowe w środowisku,
- **beton ze zbrojeniem rozproszonym** – zbrojony włóknami syntetycznymi lub stalowymi, stosowany najczęściej w elementach cienkościennych oraz w elementach eksploatowanych w środowisku agresywnym,
- **beton GRC** – (ang. glass fibre reinforced concrete – rys. 7) rodzaj betonu architektonicznego, stosowany zwykle w formie płyt elewacyjnych, dzięki wysokiej zawartości włókien szklanych możliwe jest wykonanie płyt o grubości kilkunastu milimetrów i powierzchni do ok. 8 m^2 ,
- **beton o konsystencji wilgotnej** - stosowany zwykle w prefabrykacji drobno i średniowymiarowej, w elementach wibroprasowanych.



Rys. 7. Produkcja prefabrykowanych płyt GRC

W przypadku mieszanek do betonów prefabrykowanych istotne jest szybkie uzyskanie płynnej konsystencji, a z racji niewielkich odległości pomiędzy mieszalnikiem a miejscem formowania, również sam czas utrzymania konsystencji nie jest tak istotny, jak w przypadku betonu towarowego. Dlatego do mieszanek płynnych stosowane są zwykle domieszki dające szybko duży efekt upłynnienia, z krótkim utrzymaniem konsystencji. Domieszki upłynniające dyspergują ziarna cementu, zwiększając tym samym ich efektywność w przyroście wytrzymałości wczesnej. Poza domieszkami upłynniającymi i plastyfikatorami stosowane są również domieszki napowietrzające, poprawiające mrozoodporność, w przypadku kostki brukowej i elementów z betonu wibroprasowanego stosowane są również w celu poprawienia zdolności do zagęszczenia, np. domieszki na bazie tensydów, pęcherzyki powietrza obecne w mieszance betonowej poza zwiększeniem mrozoodporności poprawiają urabialność i ułatwiają zagęszczenie. Stosowanie domieszek chemicznych ma istotny wpływ na skrócenie czasu zagęszczenia mieszanek betonowych (tabela 1), co zwiększa wydajność maszyny oraz korzystnie wpływa na żywotność urządzeń. W okresach obniżonych temperatur mogą być również stosowane domieszki przyspieszające twardnienie. Zwiększając intensywność wydzielania ciepła hydratacji umożliwiają samoistne podwyższenie temperatury zgrupowanych elementów.

Tabela 1. Metody zagęszczania mieszanek betonowych w prefabrykacji

Metody zagęszczania betonów w prefabrykacji	
Wibratory pogrążalne (buławowe)	Urządzenia przenośne wytwarzające drgania, zagłębiane w mieszance betonowej, powodują jej lokalne zagęszczenie, o zasięgu zależnym od amplitudy i częstotliwości drgań buławowy. Drgania nie są przenoszone na formę, co wpływa na efektywność wykorzystania energii, a ponadto nie powoduje dodatkowego zużycia formy.
Wibrowanie zewnętrzne	Źródłem drgań są wibratory przyczepne mocowane najczęściej do elementów form: podkładu, boków lub szczytów formy, przegród form kasetowych, obejm. Drgania przekazywane są pośrednio na mieszankę betonową, poprzez elementy formy.
Wibrowanie objętościowe na stołach wibracyjnych	Zagęszczenie całej objętości wyrobu w jednym krótkim cyklu wibrowania, przy czym konieczne jest wprowadzenie w drgania całej formy z mieszanką betonową, co czyni proces mniej efektywnym energetycznie oraz wymusza stosowanie bardziej odpornych i masywnych form. Zaletą jest krótki czas operacji zagęszczania i możliwość wykorzystania w potokowej organizacji produkcji. Zalecana konsystencja mieszanki - gęstoplastyczna, plastyczna, ew. półciekła.
Wirowanie	Metoda polega na wprowadzeniu w ruch wirowy urządzenia formującego co powoduje, iż mieszanka betonowa w wyniku działania sił odśrodkowych, układa się po obwodzie formy i zostaje silnie zagęszczona. Zbędna, nie związana woda zarobowa zostaje odprowadzona na zewnątrz urządzenia. Stosowane w produkcji elementów koncentrycznych - rur, słupów itp.
Próżniowanie	Polega na odwodnieniu próżniowym ułożonej mieszanki betonowej za pomocą specjalnych mat filtracyjnych i przenośnych pomp próżniowych z oprzyrządowaniem. Efektem jest wyraźny wzrost wytrzymałości przypowierzchniowych warstw betonu, ich ścieralności i szczelności. Podciśnienie nad powierzchnią mieszanki betonowej powoduje ruch wody ku górze i odprowadzanie jej z powierzchni, po zakończeniu (czas kilka, kilkanaście minut) beton ma wytrzymałość rzędu 0,3 MPa, co pozwala natychmiast przystąpić do robót wykończeniowych.
Wibrobijanie lub wibrowałowanie	Metoda stosowana do mieszanek „suchych”. Składniki mieszanki betonowej znajdują się w stanie trwałego ugniatania, w wyniku którego zbliżają się do siebie wypełniając wolne przestrzenie. Duża częstotliwość ubijaka lub wałowarki wywołuje zjawisko zbliżone do wibrowania w efekcie siły tarcia, kapilarne oraz spójności ulegają zmniejszeniu, w wyniku czego ruch poszczególnych cząstek jest znacznie ułatwiony.
Wibroprasowanie	Proces ma przebieg dwufazowy. Wibroprasowanie polega na poddaniu mieszanki betonowej, umieszczonej na paletach produkcyjnych, oddziaływaniu dwóch procesów: <ul style="list-style-type: none"> wibrowania (wstrząsanie) – elementy mieszanki rozkładają się w sposób jednorodny na palecie, Wibracja zmniejsza również lepkość mieszanki oraz siłę tarcia pomiędzy jej cząsteczkami, prasowania (ściskanie) – przyłożenie siły ściskającej (za pomocą stempla), dzięki przewyciężeniu siły tarcia wewnętrznego mieszanki, skutkuje usunięciem z niej nadmiaru powietrza, w efekcie czego otrzymuje się właściwe zagęszczenie i spistość całej masy.

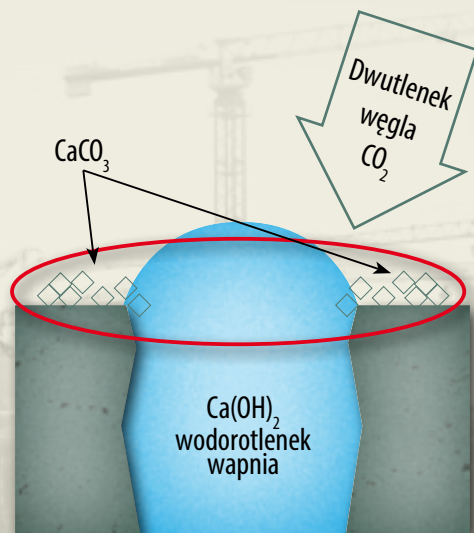
Problemem dotyczącym producentów prefabrykatów betonowych są powstające na powierzchni prefabrykatów wykwit – tabela 2. Szczególnie często powstają one na kostce brukowej (rys. 8) z racji technologii wytwarzania i warunków dojrzewania, natomiast niekorzystne jest ich powstawanie na elementach barwionych, licowych. Powstanie wykwitów nie jest groźne ze względu na trwałość produkowanych elementów, jednak w znaczący sposób obniża jakość produktu ze względów estetycznych.



Rys. 8. Kostka brukowa a) bez wykwitów, b) z widocznymi wykwitami na powierzchni

Główną przyczyną powstawania wykwitów jest proces karbonatyzacji wodorotlenku wapniowego. Proces rozpoczyna się od ujść porów kapilarnych, zamykając je i powstrzymując migrację jonów wodorotlenku na powierzchnię elementu, natomiast jeżeli na świeżym betonie wdropli się wilgoć kondensacyjna lub rosa, wówczas karbonizacja $\text{Ca}(\text{OH})_2$ wystąpi na całej powierzchni (rys. 9), im później powierzchnia świeżego betonu pokryje się warstwą wody, tym słabiej zaznaczą się wykwit pierwotne.

Oprócz wykwitów pierwotnych mogą występować wykwit wtórne, tworzące się zwykle podczas eksploatacji betonu w późniejszym czasie – najlepszym antidotum na powstanie takich wykwitów jest stosowanie dodatków mineralnych (hydrauliczno-pucolanowych) które mogą być również składnikiem cementu. Ich stosowanie przyczynia się do obniżenia porowatości ogólnej oraz przepuszczalności, a także obniża ilość portlandytu $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Innym sposobem eliminacji wykwitów, jest stosowanie domieszek chemicznych o działaniu hydrofobizującym, które zapobiegają podciąganiu kapilarnemu soli rozpuszczalnych na powierzchnię betonu.



Rys. 9. Schemat powstawania wykwitów węglanowych na powierzchni betonu

Tabela 2. Przyczyny powstawania wykwitów na powierzchni elementów prefabrykowanych

Czynniki nasilające powstanie wykwitów	Czynniki zmniejszające prawdopodobieństwo postania wykwitów
Beton pokryty warstwą wilgoci po zagęszczeniu	Opóźnienie zwilżenia powierzchni betonu
Beton poddany działaniom opadów atmosferycznych (deszcz lub śnieg) lub beton intensywnie pielęgnowany wodą	Dojrzewanie w ogrzewanych halach w normalnej temperaturze
Składowanie elementów na palecie w wielu warstwach	Składowanie elementów w jednej warstwie
Wykroplenie wilgoci kondensacyjnej na powierzchni betonu	Czas dojrzewania nie krótszy niż 2 doby
Zbyt duża zawartość zaczynu w mieszance betonowej	Stosowanie dodatków mineralnych do betonu

Zalety stosowania prefabrykowanych elementów betonowych w budownictwie:

- szybkość wznoszenia obiektów z prefabrykatów (dominacja montażu nad robotami „mokrymi” na budowie),
- możliwości optymalizacji jakości i zapotrzebowania materiałowego i energochłonności wytwarzania w warunkach powtarzalnej, certyfikowanej produkcji fabrycznej wobec znacznie bardziej podlegających wpływom losowym, itp. technologii monolitycznych,
- znaczne uniezależnienie prowadzenia robót od warunków pogodowych,
- wyeliminowanie najślabszych stron „starej” prefabrykacji – nowoczesne, trwałe złącza, elastyczne systemy uwzględniające wysokie wymagania estetyczne,
- kształtowanie indywidualne bryły budynku o zróżnicowanym charakterze i programie funkcjonalnym.