

POLITECHNIKA CZĘSTOCHOWSKA

Uszkodzenia, naprawy i zabezpieczenia wybranych elementów budowli

**Redakcja naukowa
Izabela Major**

Częstochowa 2021

Politechnika Częstochowska

**Uszkodzenia, naprawy
i zabezpieczenia
wybranych elementów budowli**

Redakcja naukowa
Izabela Major

Monografia



Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej

Częstochowa 2021

Recenzent

dr hab. inż. Krzysztof Cichocki prof. PUSS

Autorzy rozdziałów:

Rozdział 1 Andrzej Kysiak

Rozdział 2 Beata Ordon-Beska

Rozdział 3 Przemysław Kasza

Rozdział 4 Krzysztof Kubicki

Redakcja

Lucyna Żyła

Redakcja techniczna

Robert Świerczewski

Projekt okładki

Dorota Boratyńska

ISBN 978-83-7193-846-7

e-ISBN 978-83-7193-847-4

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej
Częstochowa 2021

© Copyright by Izabela Major, Częstochowa 2021



Publikacja udostępniona na licencji Creative Commons

Uznanie autorstwa – Użycie niekomercyjne 4.0 Międzynarodowa (CC BY-NC 4.0)

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

SPIS TREŚCI

PRZEDMOWA	5
1. PROJEKTOWANIE, WYKONAWSTWO ORAZ EKSPLOATACJA POSADZEK PARKINGÓW WIELOPOZIOMOWYCH	7
1.1. Wymagania stawiane posadzkom parkingowym	7
1.2. Projektowanie konstrukcji posadzek betonowych	8
1.2.1. Wymagania dotyczące dokumentacji projektowej	10
1.2.2. Wytyczne do projektowania posadzek otwartych parkingów wielopoziomowych	10
1.2.3. Wytyczne do projektowania posadzek wielopoziomowych parkingów zamkniętych	11
1.2.4. Wytyczne do projektowania posadzek garaży podziemnych	13
1.2.5. Projektowanie zbrojenia przeciwskurczowego	13
1.2.6. Wytyczne projektowania dylatacji przeciwskurczowych	14
1.2.7. Najczęściej spotykane błędy projektowe	15
1.3. Wybrane problemy wykonawstwa posadzek betonowych	16
1.3.1. Wykonywanie nawierzchni parkingów zewnętrznych podczas warunków zimowych	16
1.3.2. Dobór rodzaju kruszywa	16
1.3.3. Zbrojenie betonowych płyt nośnych posadzek	17
1.3.4. Faza pielęgnacji i zatarcie betonu	18
1.4. Ocena stanu technicznego posadzek	19
1.5. Typowe uszkodzenia i sposoby naprawy posadzek	23
1.5.1. Uszkodzenia posadzek garaży podziemnych	23
1.5.2. Uszkodzenia posadzek na stropach prefabrykowanych	24
1.5.3. Uszkodzenia dylatacji	26
1.5.4. Powierzchniowe wady posadzek betonowych	28
1.5.5. Pęcherze, spękania i rozwarstwienia posadzek	31
1.6. Podsumowanie	34
Literatura	35
2. DIAGNOSTYKA POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH	37
2.1. Okoliczności i cele diagnostyki	37
2.2. Badania diagnostyczne	41
2.2.1. Rodzaje metod badawczych i ich zastosowanie	41
2.2.2. Badanie nośności posadzki	42

2.2.3. Badanie konstrukcji posadzki i wykrywanie wad	43
2.2.4. Badanie wytrzymałości betonu posadzki	46
2.2.5. Badanie zespolenia warstw	48
2.3. Podsumowanie	48
Literatura	49
3. ZABEZPIECZENIA OCHRONNE (PRZECIWWODNE I PRZECIWWILGOCIOWE) KONSTRUKCJI BETONOWYCH – WYBRANE ZAGADNIENIA	51
3.1. Wprowadzenie	51
3.2. Klasyfikacja agresywności środowiska	51
3.3. Korozja zbrojenia	53
3.3.1. Korozja spowodowana karbonatyzacją (XC)	54
3.3.2. Korozja spowodowana chlorkami (XD i XS)	55
3.3.3. Korozja spowodowana zamrażaniem/rozmarzaniem (XF)	56
3.3.4. Korozja spowodowana agresją chemiczną (XA)	57
3.4. Izolacje wodochronne	58
3.4.1. Zabezpieczenia przeciwwodne (izolacja typu „ciężkiego”)	58
3.4.2. Zabezpieczenia przeciwwilgociowe (izolacja typu „lekkiego”)	60
3.5. Materiały zabezpieczające konstrukcje	61
3.5.1. Bezspoinowe materiały bitumiczne	61
3.5.2. Bezspoinowe materiały cementowe	65
3.5.3. Krystaliczne zaprawy uszczelniające	66
3.5.4. Rolowe materiały bitumiczne	67
3.5.5. Rolowe materiały z tworzyw sztucznych	67
3.5.6. Izolacje bentonitowe	67
3.6. Przepuszczalność wody przez beton	69
3.7. Podsumowanie	70
Literatura	70
4. PĘKANIE ŚCIAN – PRZYCZYNY, ZAPOBIEGANIE, NAPRAWA	73
4.1. Wprowadzenie	73
4.2. Przyczyny pęknięć ścian	74
4.3. Zapobieganie pękaniu ścian	80
4.4. Naprawy pękniętych ścian	83
4.5. Podsumowanie	88
Literatura	88

PRZEDMOWA

Rozwój budownictwa wiąże się z koniecznym postępowaniem w wielu jego obszarach i uwarunkowany jest m.in. wprowadzaniem nowatorskich rozwiązań w zakresie konstrukcji, materiałów oraz technologii budowlanych. Podążanie za trendami powoduje potrzebę poszukiwania optymalnych rozwiązań dla pojawiających się w naturalny sposób problemów nie tylko praktycznych, ale również teoretycznych.

Niniejsza monografia prezentuje ważne zagadnienia budowlane. Składa się z czterech rozdziałów o zróżnicowanej tematyce związanej z uszkodzeniami, naprawami i zabezpieczeniami wybranych elementów budowli. Zawartość poszczególnych rozdziałów daje możliwość podjęcia dyskusji na tematy związane z budownictwem użytkowym. Czytelnik może między innymi zapoznać się z informacjami dotyczącymi przeciwwodnego i przeciwwilgociowego zabezpieczania konstrukcji betonowych oraz poznać przyczyny pęknięcia ścian i dowiedzieć się, w jaki sposób można zapobiegać takim zniszczeniom i jak naprawić już uszkodzone elementy konstrukcji. Monografia zawiera również dane na temat projektowania, wykonawstwa i eksploatacji posadzek parkingów wielopoziomowych, a także diagnostyki posadzek przemysłowych. Treści zamieszczone w monografii nie mają charakteru wyłącznie teoretycznego, ale odnoszą się również do aspektów praktycznych. Autorzy poszczególnych rozdziałów monografii wnoszą duży wkład w obszar zagadnień dotyczących procesów budowlanych, a poruszane przez nich tematy służą ocenie istniejących problemów związanych z budownictwem. Monografia stanowi zatem miarodajne źródło informacji dla studentów kierunków budowlanych oraz innych kierunków technicznych związanych z budownictwem. Jest również źródłem informacji dla praktyków zajmujących się realizacją procesu budowlanego.

Izabela Major

Rozdział 1

PROJEKTOWANIE, WYKONAWSTWO ORAZ EKSPLOATACJA POSADZEK PARKINGÓW WIELOPOZIOMOWYCH

Andrzej Kysiak¹

Streszczenie: Stale rosnący popyt na miejsca parkingowe w centrum miast, a także wymagania dotyczące zapewnienia optymalnego systemu parkowania samochodów mieszkańców budynków wielolokalowych spowodowały konieczność zbudowania wielopoziomowych parkingów i garaży podziemnych. Podstawowym problemem spotykanym podczas użytkowania tych obiektów są uszkodzenia posadzek betonowych skracające okres bezusterkowej eksploatacji parkingów. Niniejszy rozdział poświęcony jest wybranym zagadnieniom projektowania, wykonawstwa i utrzymania posadzek we właściwym stanie technicznym. Omówiono najczęściej występujące uszkodzenia posadzek betonowych mających wpływ na użyteczność i trwałość obiektów oraz przedstawiono efektywne sposoby ich naprawy.

Słowa kluczowe: parkingi wielopoziomowe, garaże podziemne, posadzki parkingowe, uszkodzenia posadzek betonowych

1.1. Wymagania stawiane posadzkom parkingowym

Posadzki w parkingach wielopoziomowych muszą posiadać stosowną nośność zapewniającą bezpieczne i trwałe przenoszenie obciążeń eksploatacyjnych i wyjątkowych oraz odpowiednią odkształcalność, rozumianą jako zdolność do bezpiecznej i trwałej kompensacji odkształceń wywołanych: skurczem i pęczaniem betonu, działaniem niejednorodnego pola temperatury lub zmian wilgotności. Z uwagi na wymagania użytkowników posadzki parkingów i garaży powinny spełniać warunki techniczne dotyczące równości powierzchni i wyprofilowania spadków. Muszą posiadać nawierzchnię odporną na ścieranie i mającą odpowiednią szorstkość zapobiegającą poślizgom kół samochodowych. Posadzki parkingowe powinny zapewniać odpowiednią mrozoodporność, nasiąkliwość i izolacyjność termiczną. Powinny być elektrostatyczne, odporne na starzenie, zapewniające niezmienną barwę, łatwe w konserwacji i myciu.

Posadzki otwartych parkingów wielopoziomowych oraz nawierzchnie parkingów na dachach budynków narażone są na czynniki atmosferyczne, takie jak mróz, śnieg, opady atmosferyczne, nasłonecznienie. Oprócz obciążeń zewnętrz-

¹ dr inż., Politechnika Częstochowska, andrzej.kysiak@pcz.pl.

nych i skurczu betonu występują również inne rodzaje oddziaływań, powodujące znaczny wzrost naprężeń rozciągających w betonie. Są to oddziaływania środowiskowe związane z nasłonecznieniem płyty (zróżnicowanym ze względu na różne zacienienie pojazdami) i oddziaływania termiczne wynikające z warunków zimowych na etapie wykonywania robót i podczas eksploatacji [1].

Posadzki betonowe w garażach podziemnych i zamkniętych parkingach wielopoziomowych narażone są na negatywny wpływ takich czynników, jak: woda, sole, związki tłuszczowe, węglowodory i zmienna temperatura. Dodatkowymi czynnikami powodującymi uszkodzenia i zniszczenie podłóg są intensywne obciążenia stałe i zmienne, poziome obciążenia spowodowane hamowaniem pojazdów [2].

Dla posadzek garaży podziemnych układanych na gruncie istotnym zagrożeniem są nieszczelności izolacji przeciwwodnej skutkujące zawilgoceniem warstw podłogowych. Oprócz działania wód gruntowych posadzki te podlegają również działaniom zmiennej temperatury oraz agresji chemicznej. Wynika to m.in. z faktu, że w okresie zimowym wjeżdżające samochody niosą na posadzkę błoto pośniegowe zawierające substancje chemiczne, w tym chlorki pochodzące ze środków zimowego utrzymania dróg.

1.2. Projektowanie konstrukcji posadzek betonowych

Zasady projektowania konstrukcji posadzek betonowych definiuje norma PN-EN 1992-1-1:2008 określana jako Eurokod 2 [3]. Zgodnie z normą Eurokod 2, konstrukcja nawierzchni parkingów powinna spełniać wymagania niezawodności przez zamierzony okres eksploatacji bez znaczącego obniżenia przydatności i bez konieczności ponoszenia nadmiernych kosztów prac konserwacyjnych oraz remontowych. Wymagany okres użytkowania posadzki powinien zostać zapewniony poprzez uwzględnienie w projekcie odpowiednich klas wytrzymałości betonu oraz grubości otulenia zbrojenia. W tym celu niezbędne jest przeprowadzenie analizy zasadności przyjęcia odpowiednich klas ekspozycji dla posadzek betonowych na poszczególnych kondygnacjach parkingów wielopoziomowych.

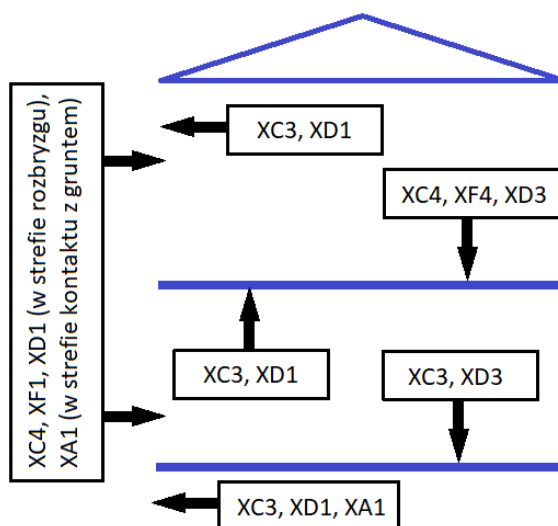
Stosując wytyczne normy Eurokod 2 z uwagi na ryzyko korozji betonu wywołanej karbonatyzacją, dla zewnętrznych powierzchni betonu posadzki osłoniętej przed deszczem (środowisko o umiarkowanej lub wysokiej wilgotności powietrza) należy przyjmować klasę ekspozycji XC3 i minimalną klasę betonu C30/37. Dla powierzchni betonu posadzki narażonej na kontakt z wodą (cyklicznie mokrej i suchej) należy przyjmować klasę ekspozycji XC4 i minimalną klasę betonu C30/37. Natomiast biorąc pod uwagę ryzyko korozji wywołanej chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej, dla nawierzchni płyty parkingu narażonej na działanie cieczy zawierających chlorki (środowisko cyklicznie

mokre i suche) należy przyjmować klasę ekspozycji XD3 i minimalną klasę betonu C35/45.

Z uwagi na agresywne oddziaływanie zamrażania/rozmarzania wskutek zastosowania środków odladzających na nawierzchni betonu posadzki parkingu (środowisko silnego nasycenia wodą ze środkami odladzającymi) należy stosować klasę ekspozycji XF4 i minimalną klasę betonu C35/45.

Z uwagi na agresję chemiczną (mało agresywną) gruntów naturalnych i wody gruntowej na płytę betonową posadzki przyziemia parkingu należy przyjmować klasę ekspozycji XA1 i minimalną klasę betonu C30/37.

Zestawienie zalecanych klas ekspozycji dla konstrukcji posadzek wielopoziomowego parkingu przedstawiono na rysunku 1.1.



Rys. 1.1. Klasy ekspozycji dla posadzek wielopoziomowego parkingu

Należy zaznaczyć, że zapewnienie trwałości betonu nawierzchni obiektów parkingowych wymaga również zaprojektowania mieszanki betonowej o odpowiedniej mrozoodporności, właściwie napowietrzonej i z zastosowaniem cementów o ograniczonej zawartości popiołów krzemionkowych.

Posadzki betonowe na parkingach zewnętrznych projektowane są na użytkowanie przez pojazdy o ogumieniu pneumatycznym, co według normy PN-EN-206-1:2003 jest klasyfikowane jako oddziaływanie środowiskowe w zakresie ścieralności XM1. Ścieralność według DIN 52108 powinna być mniejsza niż $12 \text{ cm}^3/50 \text{ cm}^2$ [1].

Zaprojektowana grubość otulenia powinna zapewniać bezpieczne przekazanie sił przyczepności, ochronę stali przed korozją, ochronę przeciwpożarową oraz umożliwiać należyte zagęszczenie betonu. Nominalna grubość otulenia

zbrojenia c_{nom} składa się z dwóch wartości: minimalnej grubości otulenia c_{min} i dopuszczalnej odchyłki Δc . Zgodnie z normą Eurokod 2, minimalną grubość otulenia c_{min} przy projektowaniu posadzek betonowych należy zwiększyć o wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5-10$ mm.

1.2.1. Wymagania dotyczące dokumentacji projektowej

Projekt wykonawczy przekazany wykonawcy posadzek betonowych powinien jednoznacznie określać rodzaj i kolejność układania warstw, z jakich będzie konstruowana podłoga, oraz wymagania, jakie powinno spełniać podłoże konstrukcyjne podłogi, np. grunt, podłoże betonowe na gruncie, strop. Opis techniczny zamieszczony w projekcie powinien zawierać również wytyczne dotyczące kontroli i odbioru robót zanikających i odbioru końcowego, wytyczne dotyczące konserwacji i użytkowania posadzek, wykaz użytych wyrobów ze wskazaniem miejsca ich zastosowania oraz dokumentacji uzasadniającej ich stosowanie [4].

W części rysunkowej dokumentacja projektowa powinna zawierać rysunki przekrojów pionowych obiektu z zaznaczeniem rodzaju konstrukcji podłogi i jej poszczególnych elementów, rzuty kondygnacji z rozmieszczeniem szczelin dylatacyjnych, odpływów, studzienek, kanalików i innych szczegółów w podkładach posadzki, rysunki przedstawiające sposoby wykonania szczegółów zabezpieczeń, np. szczelin dylatacyjnych, połączeń z innymi posadzkami.

1.2.2. Wytyczne do projektowania posadzek otwartych parkingów wielopoziomowych

Betonowe posadzki otwartych parkingów wielopoziomowych (rys. 1.2) oraz betonowe nawierzchnie na dachach obiektów przeznaczonych do parkowania (rys. 1.3) zazwyczaj są projektowane i wykonywane jako płyty betonowe zacierane na ostro. Warstwa wykończeniowa posadzek w parkingach otwartych na stropach kondygnacji pośrednich musi wykazywać zdolność do przekrywania powstających rys dynamicznych, a także musi być odporna na promieniowanie UV. System posadzki żywicznej składa się z warstwy epoksydowej żywicy gruntującej, warstwy elastycznej żywicy poliuretanowej (tzw. membrany) z posypką kwarcową oraz barwnej poliuretanowej żywicy zamykającej odpornej na UV o łącznej grubości min. 4 mm.

Posadzki na dachach parkingów muszą mieć zdolność do przekrywania rys dynamicznych w podłożu betonowym oraz odporność na promieniowanie UV. System ochrony betonowej konstrukcji nawierzchni parkingu składa się z warstwy epoksydowej żywicy gruntującej, warstwy elastycznej żywicy poliuretanowej (tzw. membrany) o grubości min. 1,5 mm, warstwy ścieralnej z twardszej

żywicy poliuretanowej z posypką kwarcową oraz barwnej żywicy zamykającej odpornej na UV o łącznej grubości min. 3 mm.



Rys. 1.2. Posadzka kondygnacji pośredniej otwartego parkingu wielopoziomowego



Rys. 1.3. Posadzka na dachu parkingu wielopoziomowego

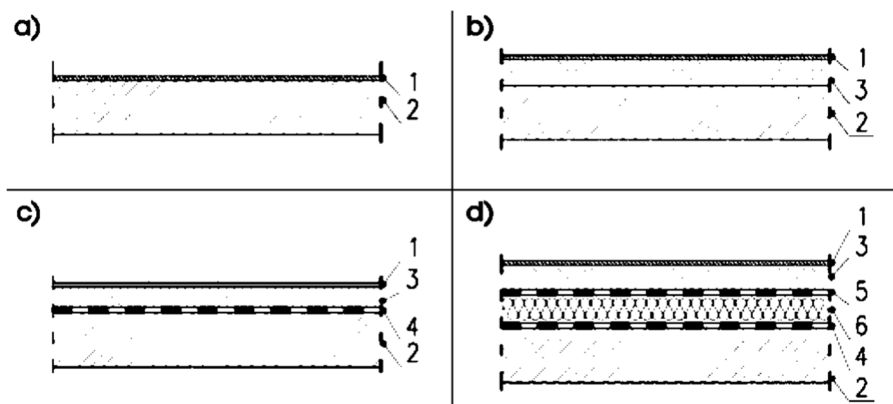
1.2.3. Wytyczne do projektowania posadzek wielopoziomowych parkingów zamkniętych

Posadzki na stropach pośrednich parkingów zamkniętych (rys. 1.4) nie są narażone na oddziaływanie słoneczne. Z uwagi na znikome oddziaływania termiczne żywiczna powłoka wykończeniowa powinna spełniać wymagania dotyczące przekrywania rys statycznych, ale nie musi być odporna na promieniowanie UV. System posadzkowy składa się z warstwy epoksydowej żywicy gruntującej, warstwy żywicy poliuretanowej z posypką kwarcową i warstwy barwnej żywicy zamykającej.



Rys. 1.4. Posadzka na stropie pośrednim parkingu zamkniętego

Grubość posadzek betonowych kondygnacji pośrednich parkingu wielopoziomowego uzależniona jest od przyjętego układu warstw konstrukcyjnych stropu. Na rysunku 1.5 przedstawiono najczęściej spotykane typy konstrukcji posadzek betonowych wykonywanych na stropach żelbetowych [5].



*Rys. 1.5. Konstrukcje posadzek betonowych na stropach:
 a) strop żelbetowy, stanowiący jednocześnie posadzkę,
 b) posadzka z warstwą adhezyjną, związaną ze stropem,
 c) posadzka na warstwie rozdzielczej, d) posadzka z warstwą izolacji termicznej;
 1 – warstwa wierzchnia, 2 – strop, 3 – posadzka betonowa,
 4 – warstwa rozdzielająca, 5 – izolacja, 6 – warstwa akustyczna [5]*

W przypadku gdy posadzka ułożona jest na warstwie izolacji i płycie konstrukcyjnej, grubość płyty betonowej (jezdnej) powinna wynosić 10-12 cm, ale spotyka się płyty grubości 8 cm. Minimalna grubość posadzki powinna wynosić 30 mm w przypadku posadzek związanych z podłożem w układzie płyty zespolonej lub 35 mm w przypadku płyty nawierzchni ułożonej na izolacji lub warstwie poślizgowej [1].

1.2.4. Wytyczne do projektowania posadzek garaży podziemnych

Płyty nośne posadzek na gruncie powinny być projektowane z betonu klas nie niższych niż C20/25 lub C25/30. Grubość płyt betonowych wynosi 20-30 cm w zależności od rodzaju podbudowy oraz od obciążenia skupionego kołami pojazdów. Płyty nośne posadzek mogą być projektowane jako niezbrojone lub zbrojone. Zbrojenie płyt realizuje się w postaci standardowych siatek i prętów lub w postaci włókien stalowych. W przypadku zbrojenia w postaci siatek zbrojenie dolne pełni funkcję statyczną wynikającą z obliczeń wytrzymałościowych, a zbrojenie górne jest zbrojeniem konstrukcyjnym mającym za zadanie przejście sił rozciągających i przeciwdziałanie rozszerzaniu się zarysowań.

Betonowa płyta posadzki parkingu musi mieć wytrzymałość zapewniającą przeniesienie obciążeń statycznych, dynamicznych i udarowościowych oraz powinna być zaprojektowana z mieszanki zapewniającej niski skurcz i odkształcalność termiczną. Powłoka eksploatacyjna posadzki w postaci warstwy wykończonej posypką utwardzającą lub masą epoksydową powinna mieć wysoką odporność na ścieranie i na działanie czynników chemicznych, które mogą wystąpić podczas eksploatacji. Powinna również cechować się trwałością kolorów, wysoką odpornością na starzenie, łatwością napraw, konserwacji i utrzymania czystości.

Powłoki na podkładach betonowych położonych na płytach fundamentowych lub na gruncie nie muszą być elastyczne, ale ze względu na antykorozyjny charakter muszą mieć grubość min. 2,5 mm. Zaprojektowany system posadzki żywicznej powinien składać się z warstwy epoksydowej żywicy gruntującej, warstwy barwnej żywicy epoksydowej z posypką kwarcową oraz warstwy barwnej zamykającej z żywicy epoksydowej.

1.2.5. Projektowanie zbrojenia przeciwskurczowego

W przypadku zbrojenia płyty prefabrykowanymi siatkami zgrzewanymi podstawą wymiarowania betonowych płyt nośnych posadzki była norma PN-B-03264:2002. Dla zbrojenia płyty włóknami rozproszonymi (stalowymi lub z tworzyw sztucznych) nie ma jednoznacznych kryteriów doboru włókien i należy stosować zalecenia zawarte w materiałach producentów.

Wyznaczanie minimalnego stopnia przekroju zbrojenia podłużnego niezbędnego dla ograniczenia szerokości rys przeprowadzane jest w oparciu o normy: PN-B-03264:2002 oraz Eurokod 2 PN-EN 1992-1.

Zgodnie z wymogami normy PN-B-03264:2002 [6], minimalny przekrój zbrojenia podłużnego wyznaczano, określając $A_{s1,min}$ (wzór (1.1)) i $A_{s2,min}$ (wzór (1.2)). Minimalny przekrój zbrojenia podłużnego obliczano jedynie na podstawie geometrii zbrojenia w przekroju i parametrów materiałów konstrukcyjnych:

$$A_{s1,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d \quad (1.1)$$

$$A_{s2,min} = 0,0013 b d \quad (1.2)$$

gdzie:

- b – średnia szerokość strefy rozciąganej,
- d – wysokość użyteczna przekroju,
- f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie,
- f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności stali.

Postanowieniem normy graniczną wartością przekroju było $A_{s1,min}$, ale w przekroju nie powinno być mniej zbrojenia niż $A_{s2,min}$. Zgodnie z normą Eurokod 2, należy wstępnie określić maksymalne naprężenie, jakie może wystąpić w zbrojeniu rozciągającym $\sigma_{s,lim}$ na podstawie przyjętej granicznej szerokości rysy w_{lim} . Wielkość ta służy następnie do wyliczenia minimalnego przekroju zbrojenia $A_{s,min}$ według wzoru

$$A_{s3,min} = k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}} \quad (1.3)$$

gdzie:

- k_c – współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń w przekroju w chwili poprzedzającej zarysowanie,
- k – współczynnik uwzględniający wpływ nierównomiernych naprężeń samorównoważących się w ustroju,
- $f_{ct,eff}$ – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania,
- A_{ct} – pole rozciąganej strefy w chwili poprzedzającej zarysowanie,
- $\sigma_{s,lim}$ – naprężenie przyjęte w zbrojeniu rozciągającym natychmiast po zarysowaniu, zależne od granicznej szerokości rys i średnicy prętów.

Wartość współczynnika k_c przy rozciąganiu jest równa 1,0, przy zginaniu 0,4. Przy odkształceniach wymuszonych przyczynami wewnętrznymi (skurcz) przyjmuje się $k = 0,8$. Pole A_{ct} rozciąganej strefy przekroju elementu żelbetowego przyjmuje się:

$$A_{ct} = b h \text{ – przy rozciąganiu osiowym,}$$

$$A_{ct} = 0,5 b h \text{ – przy zginaniu.}$$

1.2.6. Wytyczne projektowania dylatacji przeciwskurczowych

Projektowanie szczelin dylatacyjnych ma na celu zabezpieczenie posadzki przed pękaniem spowodowanym skurczem betonu i siłami termicznymi. Przyjmuje się, że wymiary płyty powinny być tak dobrane, aby siły powstające

w nawierzchni pod wpływem oddziaływań nie przekraczały wytrzymałości na rozciąganie betonu.

W pracy [7] podano następujące wytyczne podziału nawierzchni dylatacjami przeciwskurczowymi:

- szczeliny podłużne i poprzeczne nie powinny się przecinać pod kątem innym niż prosty, a jednocześnie nie mogą tworzyć siatki styków przesuniętych bądź blisko równoległych,
- szczeliny nie powinny być usytuowane w pobliżu osi najbardziej obciążonych pasów ruchu lub pól obciążonych największymi siłami skupionymi,
- przyjmując długość a i szerokość b pól, należy starać się zachować kształt kwadratu, a w prostokątach stosunek a/b nie powinien być większy od 1,5,
- bok figury odciętej nie powinien mieć więcej niż 6 m,
- nie należy stosować wklęsłych naroży, a jeżeli takie występują, należy je dodatkowo ponacinać,
- powinno się dyblować szczeliny poprzeczne na trasach ruchu kołowego przy naciskach kół większych niż 60 kN, przy nacisku kół większym od 40 kN należy dyblować szczeliny nacinane przy rozstawach powyżej 6 m. Szczeliny wykonywane w płycie betonowej na izolacji termicznej należy zawsze dyblować.

1.2.7. Najczęściej spotykane błędy projektowe

Błędnie zaprojektowane posadzki parkingów nie będą posiadać odpowiedniej odporności na termiczne, mechaniczne i chemiczne obciążenia. Ciągi komunikacyjne będą ulegać ścieraniu, a stal zbrojeniowa może skorodować w wyniku zwiększonej karbonatyzacji i stosowania środków odladzających [8].

Podstawowym błędem projektowym jest nieprawidłowe przyjęcie projektowanego układu warstw podłogi niedopasowanego do warunków środowiskowych i pominięcie agresywności środków chemicznych. Przy określaniu obciążeń eksploatacyjnych posadzki oraz przy definiowaniu schematów obliczeniowych pomijane są często oddziaływania obciążeń pozastatyczne, takie jak skurcz i pęcznienie betonu, zmiany temperatury i wilgotności.

Znaczna ilość błędów wykonawczych wynika z wad dokumentacji projektowej w zakresie braku lub nieprawidłowego sporządzenia specyfikacji technicznych dotyczących wymagań technologicznych i materiałów, jakie należy stosować w trakcie realizacji podłogi. Projektanci często pomijają również obowiązek sprecyzowania w projektach posadzek wymagań estetycznych rozumianych jako końcowy wygląd posadzki oraz wymagań eksploatacyjnych dotyczących instrukcji mycia i konserwacji posadzki. Projekt posadzki należy wykonywać niezwykle starannie w celu wyeliminowania oczywistych błędów rachunkowych oraz pomyłek wynikających ze stosowania nieaktualnych norm projektowania, a także nieaktualnych przepisów szczegółowych.

1.3. Wybrane problemy wykonawstwa posadzek betonowych

Posadzki są trudną dziedziną projektowania i wykonawstwa wymagającą od wszystkich uczestników procesu budowlanego dużej staranności i dbałości o wykonywane prace. Zarówno projektant, jak i wykonawca są odpowiedzialni za efekt końcowy, a rozdzielanie odpowiedzialności za ewentualne wady jest trudne i prowadzi do sporów [9]. W niniejszym rozdziale omówione zostaną najczęściej spotykane problemy wykonawcze związane z budową posadzek parkingów wielopoziomowych.

1.3.1. Wykonywanie nawierzchni parkingów zewnętrznych podczas warunków zimowych

Podczas prowadzenia prac posadzkarskich w okresie zimowym powstaje zagrożenie przemrożenia posadzek zarówno poprzez wbudowanie betonu schłodzonego, w którym ciepło wiązania jest niewystarczające dla poprawnego wiązania mieszanki betonowej, jak i złego zabezpieczenia miejsca wbudowania w trakcie wiązania betonu posadzki. Efektem takich warunków jest degradacja powierzchni parkingu przejawiająca się pyleniem, kruszeniem i łatwym odpajaniem kruszywa z nawierzchni [9]. W celu wyeliminowania powyższego zagrożenia należy projektować i stosować na wykonanie posadzek beton o odpowiednich parametrach mrozoodporności. Zaleca się, aby w celu zwiększenia mrozoodporności betonu napowietrzenie mieszanki betonowej było w granicach 4-6%. Podczas wykonywania betonu należy przestrzegać warunku, aby stosowane kruszywo spełniało wymagania odpowiedniej mrozoodporności zgodnie z PN-EN 1620:2004. W przypadku stosowania środków odladzających wskaźnik rozmieszczenia porów L powinien być mniejszy niż 0,2 mm, co istotnie wpływa na odporność betonu na cykliczne zamrażanie i odmrażanie [1].

Podczas układania betonu mrozoodpornego i odpowiednio napowietrzonego posadzka parkingu zewnętrznego ze względu na wymaganą szorstkość powinna być zacierana na ostro, np. przez tzw. szczotkowanie lub ryflowanie.

1.3.2. Dobór rodzaju kruszywa

W przypadku wykonywania płyt posadzek zewnętrznych należy stosować zasadę, aby projektowana grubość płyty betonowej była większa od trzykrotnej maksymalnej średnicy kruszywa mieszanki betonowej [1]. Stosowanie kruszywa węglanowego zanieczyszczonego cząstkami nieskonsolidowanego wapienia może powodować wystąpienie lokalnych wad powierzchni płyty posadzek, objawiających się miejscowymi wybrzuszeniami i odpryskami. Zjawisko to postępuje szczególnie intensywnie w miejscach nasłonecznionych i wilgotnych. Naprawa wad tego typu poprzez frezowanie warstwy wierzchniej betonu i ułożenie masy

naprawczej z polimerobetonu nie zawsze przynosi pożądany efekt. W betonie zanieczyszczonym gezą występują bowiem miejsca degradacji i osłabienia głębiej położonych warstw szczepnych betonu [9].

1.3.3. Zbrojenie betonowych płyt nośnych posadzek

W ostatnich latach projektuje się i wykonuje posadzki parkingów zewnętrznych ze zbrojeniem rozproszonym włóknami syntetycznymi, a w przypadkach gdy zakładany poziom naprężeń rozciągających w betonie może osiągnąć poziom powyżej 4 MPa, zbrojenie wykonuje się z prefabrykowanych siatek zgrzewanych ze stali B500A o średnicach prętów 6-8 mm [1]. Najczęściej jako podstawowe zbrojenie rozproszone wykorzystywane są włókna polimerowe średnicy 0,03 mm i długości 19,38 mm lub 54 mm. Dozowanie włókien powinno być określone w projekcie na podstawie obliczeń, ale w praktyce wynosi zazwyczaj 1,5-2,5 kg/m³ betonu [1]. Powszechnie stosowane dotychczas włókna stalowe (np. 50/1 lub 60/0,8) dozowane w ilości 20-30 kg/m³ betonu są już używane coraz rzadziej ze względu na niską odporność korozyjną w środowisku klasy XF4.

Tendencja do odstąpienia od stosowania włókien stalowych na rzecz włókien syntetycznych spowodowana jest przede wszystkim możliwością lepszego ich rozprowadzenia w betonie, co przy większej ich smukłości, a porównywalnej wytrzymałości do włókien stalowych zapewnia zdecydowanie lepsze przeniesienie naprężeń zarówno fazy wczesnego skurczu, jak i naprężeń od obciążeń użytkowych. Istotną zaletą tych włókien jest ich całkowita odporność na korozję i działanie soli, ma to istotne znaczenie przy projektowaniu parkingów [9].

Badania prowadzone przez Instytut Techniki Budowlanej wykazały, że mikrowłókna polipropylenowe pojedyncze i fibrylowane istotnie poprawiają mrozoodporność betonów nienapowietrzonych [10]. Najlepsze wyniki odnotowano w przypadku betonu z dodatkiem mikrowłókien polipropylenowych w ilości zalecanej przez producenta, tj. 0,9 kg/m³. W betonach z włóknami zaobserwowano niewielki wzrost zawartości powietrza oraz korzystne zmniejszenie wskaźnika rozmieszczenia porów L . Jednak głównym mechanizmem wpływającym na poprawę mrozoodporności na procesy zamrażania/rozmarzania jest tzw. mostkowanie mikropęknięć przez włókna. Włókna mostkują pęknięcia, co powstrzymuje ich dalsze rozprzestrzenianie przy zachowaniu spójności betonu [10]. Zalecane jest ponadto stosowanie uzupełniającego zbrojenia przeciwskurczowego w postaci drobnych włókien kopolimerowych średnicy ok. 0,001 mm i długości do 2 mm (np. Fibermesh) w ilości ok. 0,6 kg/m³, których zadaniem jest przejmowanie naprężeń w betonie w fazie skurczu plastycznego. Powoduje to redukcję pęknięcia plastycznego betonu, wzrost odporności na czynniki pogodowe oraz mrozoodporności [1].

Zadaniem zbrojenia rozproszonego nie jest oczywiście przenoszenie wszystkich naprężeń powstających w betonie, ale ograniczenie i rozproszenie procesu zarysowania i tym samym zastąpienie pojedynczych, większych rys, siatką drobnych. Włókna stalowe nie opóźniają powstania rys w betonie, ale dzięki obecności zbrojenia rozproszonego powstałe rysy nie rozszerzają się, lecz odgrywają rolę przegubu, powodując rozproszenie naprężeń [7].

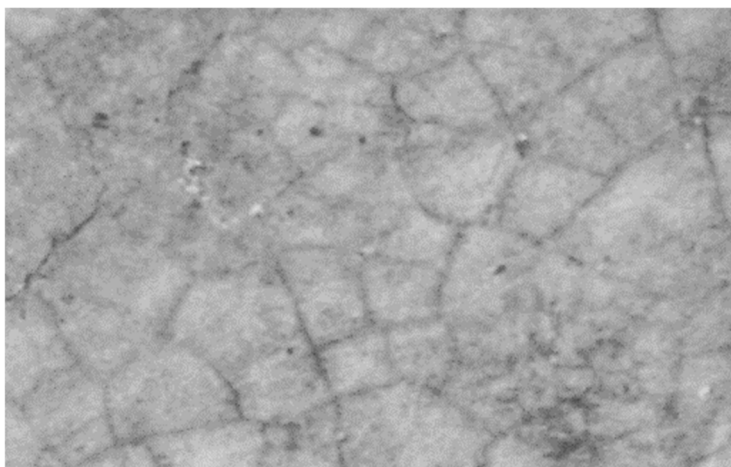
W przypadkach gdy w posadzce mogą występować znaczne siły rozciągające wywołane momentami zginającymi, konieczne jest stosowanie zbrojenia siatkami prefabrykowanymi ze stali B500A. Zazwyczaj siatki te układane są przy dolnej i górnej powierzchni, ale spotykane są również tzw. rozwiązania hybrydowe polegające na połączeniu tradycyjnego zbrojenia za pomocą siatek ze zbrojeniem rozproszonym. W takich przypadkach zazwyczaj rezygnuje się ze zbrojenia górą i pozostawia się zbrojenie dołem, ale należy wówczas zapewnić taką ilość włókien stalowych, które spowodują rozproszenie i ograniczenie pojedynczych rys powstających od sił rozciągających od skurczu betonu.

1.3.4. Faza pielęgnacji i zatarcie betonu

Podczas układania mieszanki betonowej na otwartej przestrzeni oraz w fazie wykonywania zatarcia i utwardzenia powierzchniowego posadzek zewnętrznych istnieje zagrożenie przesuszenia powierzchni wykonywanej posadzki wskutek nasłonecznienia lub przewiewu wiatru. Błędy wykonawcze w fazie pielęgnacji i zatarcia betonu skutkują łuszczeniem się górnej warstwy oraz mają istotny wpływ na wytrzymałość betonu i zwiększenie odkształcenia i páczenia się płyt nawierzchni [1]. Kolejnym zagrożeniem są opady deszczu w ciągu pierwszych 6 godzin od ułożenia mieszanki betonowej do czasu jej zatarcia i utwardzenia.

W celu wyeliminowania tych zagrożeń prace powinny być prowadzone pod namiotem zabezpieczającym z folii, można też przykrywać nawierzchnię betonu folią albo fizeliną. Stosowany jest również natrysk impregnatem powierzchniowym zapobiegającym odparowywaniu wody z betonu, co znacznie redukuje skurcz betonu w fazie plastycznej [1]. Zjawiskom skurczowym w płycie posadzki przeciwdziała się, stosując konstrukcyjne zbrojenie rozproszone, natomiast minimalizacja skurczu przypowierzchniowego może być zrealizowana za pomocą włókien syntetycznych o małej średnicy. Nie zawsze daje to oczekiwane rezultaty i posadzka jest powierzchniowo zarysowana (rys. 1.6).

Proponowanym rozwiązaniem jest stosowanie mniejszej ilości włókien poli-propylenowych, ale z dodatkiem włókien celulozowych. Oprócz przenoszenia naprężeń skurczu plastycznego, zadaniem włókien celulozowych jest absorpcja nadmiaru wody wytrącanej w fazie twardnienia betonu i oddanie jej w fazie zacierania do związania posypki z matrycą cementową w betonie. Efektem tego powinno być ograniczenie mikrorys skurczowych na powierzchni betonu [9].



Rys. 1.6. Rysy skurczowe na powierzchni posadzki, tzw. „skóra krokodyla”

Powszechnie występującym problemem spotykanym podczas wykonywania posadzek betonowych utwardzanych powierzchniowo jest wybór właściwego momentu rozpoczęcia zacierania w czasie wydzielania się wody z betonu, niezbędnej do wiązania posypki utwardzającej. Za wczesne rozpoczęcie powoduje uszkodzenia posadzki przez sprzęt zacierający, natomiast zbyt późne skutkuje utworzeniem na powierzchni twardniejącego betonu warstwy niedostatecznie związanej z podłożem i wrażliwej na odspojenia. Delaminacja warstwy powierzchniowo utwardzonej może mieć charakter lokalny (określony przez strefy zwiększonego odsychania, np. wskutek przeciągów) i rozległy, wynikający ze zbyt późnego wejścia z zacieraniem posypki na twardniejącą i przesuszoną warstwę betonu [9].

Podczas wykonywania posadzek zlokalizowanych wewnątrz budynków parkingów wielopoziomowych również dochodzi do nierównomiernego wysychania górnej powierzchni betonu, co prowadzi do silniejszego skurczu warstw górnych i w efekcie do podnoszenia krawędzi płyt. Zjawisko to określane jako paczenie płyt betonowych na brzegach dylatacji (ang. curling) występuje zazwyczaj na obszarze do 1/8 długości płyty wzdłuż obwodu dylatowanego pola. Podnoszenie się krawędzi i naroży płyt jest bardzo niekorzystne dla posadzek parkingów, ponieważ odspojone fragmenty posadzek podlegają podczas eksploatacji obciążeniom dynamicznym od kół przejeżdżających samochodów, co w efekcie skutkuje pękaniem i odłamywaniem się części płyt betonowych.

1.4. Ocena stanu technicznego posadzek

Zadanie sporządzenia oceny stanu technicznego posadzek parkingów wielopoziomowych i garaży podziemnych może być związane z koniecznością

oceny poprawności wykonania robót posadzkarskich bezpośrednio po wykonaniu posadzek lub też z koniecznością ustalenia przyczyn ujawniania się uszkodzeń posadzki podczas eksploatacji parkingu. W pierwszym przypadku opinie zawierają najczęściej ocenę zgodności zastosowanej technologii robót i użytych materiałów z dokumentacją budowlaną, opracowanymi specyfikacjami technicznymi oraz stosownymi normami budowlanymi. Ekspertyzy stanu technicznego posadzek posiadających wady już po wczesnym okresie eksploatacji dotyczą zazwyczaj skutków przedwczesnego rozpoczęcia eksploatacji, błędnego doboru odległości między dylatacjami lub wadliwego wykonania dylatacji, działania wilgoci lub wody oraz reakcji chemicznych zachodzących w betonie. Ekspertyzy wykonywane po dłuższym okresie eksploatacji posadzek związane są z ujawnieniem się procesów destrukcyjnych wywołanych przekroczeniem dopuszczalnych obciążeń, zmianą charakteru użytkowania, zmianą warunków gruntowo-wodnych, częstą i wielokrotną zmianą warunków klimatycznych.

Pełna procedura diagnostyczna obiektów parkingowych powinna przebiegać według schematu [11]:

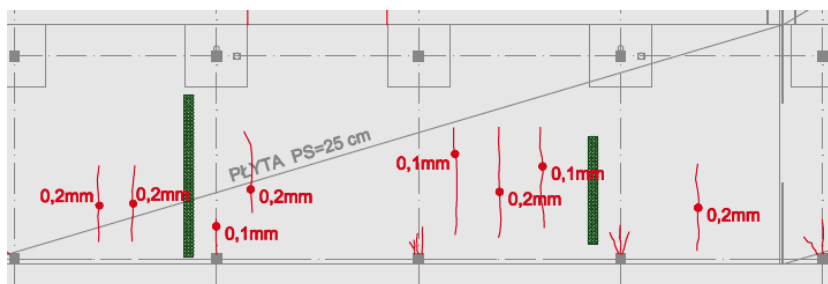
- Etap zbierania informacji o konstrukcji parkingu wielopoziomowego, przegląd dokumentacji projektowej, badania terenowe.
- Sporządzenie oceny poprawności konstrukcji posadzki, diagnoza wad, identyfikacja przyczyn powstania uszkodzeń.
- Przyjęcie strategii postępowania: przedstawienie opcji naprawy, wybór metody i zasad przeprowadzenia remontu.
- Sporządzenie projektu remontu posadzki, definicja właściwości użytkowych, opracowanie wytycznych dla wykonawstwa, specyfikacji technicznych, rysunków wykonawczych.
- Nadzór nad wykonawstwem, ostateczny wybór materiałów i sprzętu niezbędnego dla przeprowadzenia remontu.
- Odbiór prac remontowych, sporządzenie dokumentacji powykonawczej.

W ocenie stanu konstrukcji posadzek wykonuje się, w zależności od sytuacji, następujące badania [12]:

- badania nośności posadzki ugięciomierzem FWD obejmujące ocenę współpracy płyt w obrębie pęknięć oraz badanie podparcia płyt,
- badania ciągłości konstrukcji Penetraradarem GRSP obejmujące określenie grubości i rodzaju warstw konstrukcyjnych posadzki, pomiary poziomu zwierciadła wody gruntowej, lokalizację pustek w konstrukcji, określenie stanu skorodowania zbrojenia,
- określenie właściwości wytrzymałościowych betonu w konstrukcji poprzez badania niszczące wykonywane na próbkach wyciętych z rdzeni walcowych odwierconych z elementu badanego lub badania nieniszczące wykonywane metodami sklerometrycznymi, ultradźwiękowymi,
- badania przypowierzchniowej warstwy betonu posadzki na oderwanie metodą pull-off,

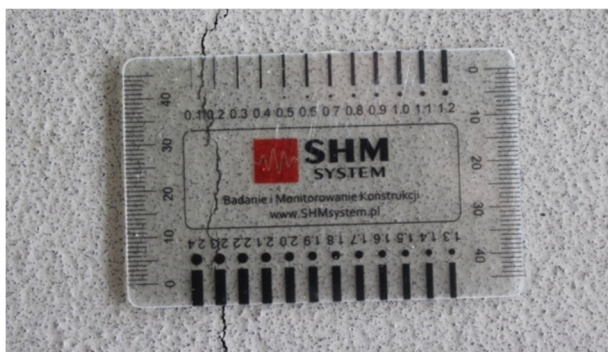
- badania gatunku stali zbrojeniowej, średnicy, rozstawu prętów i ich grubości otulenia metodami radiologicznymi,
- badania nośności gruntów sondą DCP w miejscach wykonanych wcześniej odwiertów konstrukcji posadzki betonowej,
- ocenę wizualną i inwentaryzację uszkodzeń posadzki.

Ocena wizualna stanu powierzchniowego posadzki oraz inwentaryzacja występujących uszkodzeń jest istotnym elementem procedury diagnostycznej, pozwalającym często jednoznacznie określić przyczyny powstania uszkodzeń. Efektem inwentaryzacji jest dokumentacja przestrzennego rozmieszczenia rys, spękań, odprysków oraz innych objawów na rzutach (rys. 1.7) i przekrojach obiektu.

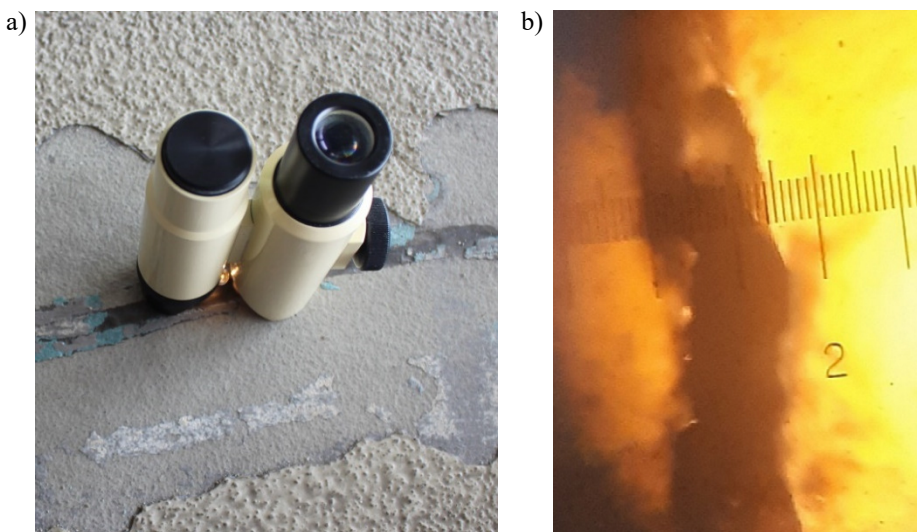


Rys. 1.7. Przykład inwentaryzacji rys na powierzchni posadzki parkingu

Szerokość rys na posadzce z dokładnością do 0,1 mm można mierzyć szczerelinomierzem kartowym (rys. 1.8), ale szczegółową analizę zmienności (przyrostu) rozwartości rys i ich głębokości przeprowadza się przy zastosowaniu np. lupy Brinella. Analiza taka pozwala m.in. na sformułowanie wniosków dotyczących okresu powstania uszkodzeń. Rysy „stare” posiadają zaokrąglone krawędzie i większą szerokość, rysy nowe o mniejszej szerokości posiadają ostre krawędzie (rys. 1.9).



Rys. 1.8. Pomiar szerokości rysy szczerelinomierzem kartowym



Rys. 1.9. a) Mikroskop pomiarowy, b) wynik pomiaru szerokości rysy

Inwentaryzacja przeprowadzona w ten sposób stanowi podstawę do wytypowania miejsc, w których niezbędne jest wykonanie dalszych badań diagnostycznych ustroju nośnego podłogi (rozumianej jako strop i posadzka łącznie).

W przypadku betonowych posadzek parkingowych na gruncie niezwykle ważne jest zweryfikowanie jakości zespolenia posadzka-grunt. W tym celu coraz częściej wykorzystywana jest metoda impact-echo polegająca na generowaniu impulsów fali sprężystej w wyniku uderzenia stalowej kulki o powierzchnię badanej posadzki. Fale sprężyste rozchodzą się w elemencie i ulegają odbiciu od zewnętrznych powierzchni ograniczających lub od wewnętrznych wad struktury betonu, takich jak pustki, rozwarstwienia itp. Odbite fale są rejestrowane przez głowicę odbiorczą, umieszczoną w sąsiedztwie miejsca uderzenia. Interpretacja wyników polega na jednoczesnej analizie sygnału oraz jego widma częstotliwości. Występowanie pustek pod płytą powoduje znaczącą zmianę charakteru sygnału oraz odpowiadającego mu widma częstotliwości.

Oprócz wymienionych powyżej badań stanu technicznego konstrukcji posadzki wykonywane są również badania stopnia degradacji materiałowej, np. ocena zaawansowania karbonatyzacji betonu. W takim przypadku dodatkowo określa się również stężenie jonów chlorkowych i siarczanowych, odnosząc uzyskane wyniki do wymagań normowych.

Z uwagi na charakter eksploatacji posadzek parkingowych wykonywanych na stropach z prefabrykowanych elementów żelbetowych (płyty kanałowe, płyty stropu Filigran) konieczne może być wykonanie analizy dynamicznej konstrukcji parkingu. W ramach takiej analizy za pomocą pomiarów drgań czujnikami akcelerometrycznymi w trzech prostopadłych osiach ocenia się wpływ przejeżdżających po parkingu samochodów na aktywność zarysowań.

1.5. Typowe uszkodzenia i sposoby naprawy posadzek

Dokładna ocena stanu technicznego posadzek i zgromadzone wyniki badań muszą prowadzić do określenia podstawowych przyczyn degradacji posadzek oraz opracowania efektywnych metod naprawy i wzmocnienia posadzek mających na celu przedłużenie okresu eksploatacji parkingów. Poniżej przedstawiono opis typowych wad posadzek, wyjaśniono ich przyczynę i mechanizm uszkodzenia oraz przedstawiono efektywne sposoby naprawy.

1.5.1. Uszkodzenia posadzek garaży podziemnych

Uszkodzenia posadzek betonowych na gruncie najczęściej związane są z brakiem uwzględnienia rzeczywistych warunków gruntowych na etapie projektowania lub też z błędami wykonawstwa dotyczącymi zagęszczania podbudowy pod betonową płytą nośną posadzki. Błędy te skutkują nierównomiernym osiadaniami sąsiednich zdylatowanych płyt podłogi na gruncie, wykruszeniem betonu na krawędziach dylatacji oraz powstawaniem pustek powietrznych pod podłogą. W takich przypadkach wzmocnienie podłoża pod płytą nośną (podkładu betonowego/żelbetowego) jest trudne bez usunięcia wszystkich warstw podłogowych. Optymalnym rozwiązaniem jest wykonanie wzmocnienia płyty konstrukcyjnej posadzki w postaci mikropali lub kolumn żwirowych. Stosowane są również metody uszlachetnienia gruntu metodą grouting lub zwiększenia grubości warstwy konstrukcyjnej podłogi (podkładu pod posadzkę). Ostatecznym rozwiązaniem jest dogęszczenie, stabilizacja lub wymiana podbudowy pod podłogą po wcześniejszym usunięciu wszystkich warstw podłogowych.

Istotnym problemem występującym podczas eksploatacji garaży podziemnych są zawilgocenia posadzek ograniczające komfort użytkowania parkingu oraz przyspieszające proces degradacji betonu. Zawilgocenia te związane są z tworzeniem się zastoin wody na powierzchni posadzki wskutek błędów wyprofilowania spadków posadzki oraz z przeciekaniem wody do wnętrza obiektu przez porowatą strukturę podziemnych części budynku (rys. 1.10).



Rys. 1.10. Ślady zacieków na ścianach garażu podziemnego

W takich przypadkach niezbędne jest podjęcie działań w celu niedopuszczenia do przecieków wody do wnętrza podziemia oraz zatrzymanie penetracji w beton posadzki takich zanieczyszczeń, jak: chlorki, siarczany, mogących zniszczyć konstrukcję parkingu w stosunkowo krótkim czasie. Należy w tym celu zastosować jeden z dostępnych na rynku systemów uszczelniania podziemnych części parkingów. Głównymi składnikami takiego systemu są izolacje przeciwwodne betonu (powierzchnia betonu, dylatacje i szczeliny), elastyczne izolacje z użyciem membran, wodoszczelne wyprawy na bazie poliuretanów lub żywic epoksydowych oraz specjalistyczne systemy iniekcji.

1.5.2. Uszkodzenia posadzek na stropach prefabrykowanych

Jednym z najczęstszych typów uszkodzeń posadzek betonowych wykonanych na stropach z płyt prefabrykowanych (np. Filigran) są zarysowania zgodne z układem płyt prefabrykowanych. Mechanizm powstawania tych zarysowań określany jest pojęciem „klawiszowania” płyt stropowych ułożonych prostopadle do kierunku ruchu pojazdów na parkingu samochodowym. Istotnym czynnikiem wywołującym tego typu pęknięcia są obciążenia dynamiczne wywołane ruchem samochodowym podczas eksploatacji parkingu. W przypadku otwartych parkingów wielopoziomowych intensywność zarysowań tego typu w dużej mierze zależy również od czynników atmosferycznych, takich jak: mróz, śnieg, opady atmosferyczne, nasłonecznienie. Największa liczba uszkodzeń nawierzchni posadzki występuje w odsłoniętych pasmach skrajnych stropu narażonych na największe zmiany temperatur (rys. 1.11).



Rys. 1.11. Miejsca napraw pęknięć posadzki wzdłuż łączeń płyt stropu Filigran

Przyczyną klawiszowania płyt stropu Filigran może być również wada wykonawcza polegająca na braku ułożenia prętów łącznikowych na stykach płyt.

Opisany powyżej układ zarysowań występuje na wszystkich kondygnacjach nadziemnych parkingu wielopoziomowego, przy czym zarysowania o największej szerokości rozwarcia ujawniają się na dachu budynku (rys. 1.12).



Rys. 1.12. Uszkodzenie posadzki na łączeniu płyt stropu Filigran



Rys. 1.13. Przecieki wody przez strop z płyt kanałowych

Opisane powyżej zarysowania posadzek ułatwiają przenikanie wody przez nadbeton i elementy konstrukcyjne stropu, co stanowi zagrożenie dla ich trwałości. Stosowane jako nawierzchnie cienkie powłoki epoksydowe nie mają dostatecznej odkształcalności, która umożliwiłaby mostkowanie rys w nadbetonie, zapewniając szczelność podłogi. W wielu obiektach parkingów wielopoziomowych stosowany jest wariant stropu z płyt kanałowych z nadbetonem trwale związanym z prefabrykatami, bez warstwy hydroizolacyjnej. W takich przypadkach dochodzi do przecieków wody w głąb prefabrykatów, co skutkuje stałym zawilgoceniem (rys. 1.13) i szybką penetracją chlorków w beton i w efekcie utratą ochronnych właściwości otuliny betonowej wobec zbrojenia. Po krótkim

czasie eksploatacji stwierdza się także intensywną korozję prętów zbrojenia w nadbetonie, spowodowaną karbonatyzacją otuliny.

Inną drogą przenikania wody przez strop są także nieszczelne obróbki dylatacyjne stropu (rys. 1.14).



Rys. 1.14. Przecieki wody w obrębie obróbek dylatacyjnych

Zjawisko klawiszowania płyt nie jest praktycznie możliwe do wyeliminowania, dlatego naprawy ograniczone są do uszczelniania szczelin dylatacyjnych, założenia prętów dyblowych i scalanie powstałych pęknięć przez iniekcję żywicami epoksydowymi. Uszczelnianie zarysowania na łączeniach prefabrykatów powinno być wykonywane z materiałów posiadających dobrą przyczepność i zapewniających utrzymanie elastyczności przez bardzo długi okres. Uszczelniacze tego typu nawet po wielu ściskaniach i rozciąganiach muszą zachować zdolność do zatrzymywania wnikania zanieczyszczeń i wilgoci do konstrukcji. Wymagania stawiane uszczelniaczom zależą w znacznym stopniu od ich sposobu aplikacji i warunków eksploatacji, np. łatwe stosowanie, wysoka jakość, mechaniczna i chemiczna odporność, trwałość, odporność na UV, trwałość koloru. Posadzki parkingów na stropach z płyt prefabrykowanych należy naprawiać z zastosowaniem systemu powłokowego mostkującego rysy do nawierzchni parkingów dla poziomów pośrednich.

1.5.3. Uszkodzenia dylatacji

Uszkodzenia dylatacji polegające na odłamywaniu się fragmentów betonu i kruszeniu się krawędzi szczelin dylatacyjnych (rys. 1.15) są efektem: niewłaściwego wykonania szczelin (zbyt mała szerokość szczeliny), niewłaściwej

odległości między szczelinami, braku połączeń dyblowych lub niewłaściwego doboru wypełniaczy bądź wkładek dylatacyjnych. Na powstawanie uszkodzeń tego typu istotny wpływ ma również zbyt niska klasa betonu i niedostateczne zagęszczenie mieszanki betonowej.



Rys. 1.15. Uszkodzenia krawędzi dylatacji

Dylatacje skurczowe wykonywane są najczęściej metodą nacinania piłą w betonie rowków o szerokości 3-4 mm i głębokości do około 1/3 grubości płyty betonowej. W miejscu nacięcia powstaje przekrój o mniejszej sztywności, co w konsekwencji prowadzi do pęknięcia płyty poniżej nacięcia. Wskutek niestarannego wykonywania szczelin dylatacyjnych lub stosowania niewłaściwego rodzaju piły do cięcia betonu dochodzi do niedocinania rowków na odcinkach linii dylatacji w pasie przyściennym (rys. 1.16). Skutkiem tego jest powstawanie tzw. „dzikich” (niepożądanych) pęknięć betonu.



Rys. 1.16. Uszkodzenia krawędzi dylatacji

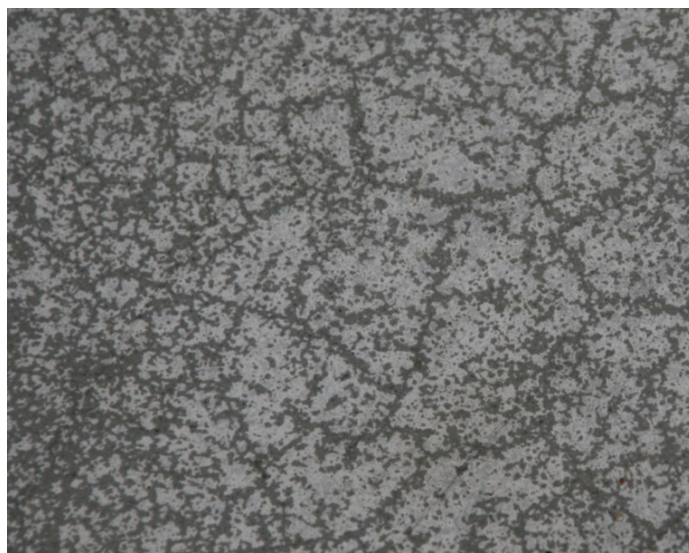
Innym błędem wykonawczym jest pozostawianie niezabezpieczonych i niewypełnionych szczelin dylatacyjnych po zakończeniu przebiegu procesów fizykochemicznych zachodzących w świeżym betonie. Przy prawidłowym i zgodnym ze sztuką budowlaną wykonaniu dylatacji skurczowych nacięcia wykonane w następnym dniu po betonowaniu powinny pozostać niewypełnione przez okres 1 miesiąca. Dalsze prace związane z zabezpieczeniem rowków szczelin dylatacyjnych powinny przebiegać następująco:

- poszerzenie nacięcia do szerokości 6-8 mm na głębokość 25-30 mm,
- sfazowanie naroży pod kątem około 30-45°,
- oczyszczenie i przesuszenie szczeliny,
- wcisnięcie wałka (sznura uszczelniającego),
- zagruntowanie ścian szczeliny,
- wypełnienie szczeliny masą elastyczną do poziomu dolnej krawędzi sfazowania.

W ramach prac naprawczych wykonywane są dodatkowe dylatacje zapewniające podział posadzki na pola spełniające wymagania opisane w punkcie 1.2.6. Naprawa uszkodzeń polega na scalaniu pęknięć iniektami epoksydowymi i uzupełnianiu obrzeży uszczelnień odpowiednimi mieszankami.

1.5.4. Powierzchniowe wady posadzek betonowych

Bardzo często spotykaną wadą posadzek jest powierzchniowa siatka zarysowań skurczowych (ang. „crazing”) ujawniająca się najczęściej po pewnym czasie użytkowania w trakcie mycia posadzki (rys. 1.17).



Rys. 1.17. Siatka spękań skurczowych na mokrej powierzchni betonu

Przyczyną powstania tego typu uszkodzenia posadzki jest niewłaściwa pielęgnacja betonu, niewłaściwy dobór i jakość składników betonu (kruszywo, cement), za duża ilość wody w betonie (wysoki w/c), gwałtowne obniżenie temperatury w pomieszczeniu. Aby zapobiec powstawaniu tej wady, należy prowadzić pielęgnację betonu od trzeciej godziny od wykonania posadzki przez 7-14 dni wodą, najlepiej o podwyższonej temperaturze (zalecane $+10^{\circ}\text{C}$). Konieczne jest również zminimalizowanie „bleedingu”, czyli wyrzucania wody na powierzchnię betonu, zmniejszenie stosunku w/c (zmniejszenie opadu stożka betonu).

Pojedyncze rysy skurczowe o szerokości 0,1 mm wywołane przesuszeniem posadzki nie stanowią zazwyczaj problemu technicznego, ale siatka mikrorys wpływa niekorzystnie na jakość posadzki, ponieważ powoduje wzrost nasiąkliwości betonu oraz możliwość penetracji wody i chlorków w głąb posadzki. W takich sytuacjach zaleca się wykonać na posadzce parkingu ochronną powłokę żywiczną składającą się z warstwy epoksydowej żywicy gruntującej, warstwy elastycznej żywicy poliuretanowej z posypką kwarcową oraz barwnej poliuretanowej żywicy zamykającej o łącznej grubości min. 4 mm.

W przypadku posadzek betonowych utwardzanych posypką mineralną występuje zjawisko spękań w kształcie plastrów miodu o wielkości od 20 do 70 mm. Technologia utwardzania posadzki suchą posypką cementową (tzw. technologia „suche na mokre”) często przysparza wykonawcom szeregu problemów w okresie upalnego lata. W warunkach wysokich temperatur znacznie skraca się czas uzyskania twardości przez beton, tj. moment kiedy powinno nastąpić naniesienie materiału utwardzającego na beton i rozpoczęcie jego zacierania. Szybki proces twardnienia betonu sprawia trudności z nadążeniem w nanoszeniu na posadzkę dwóch warstw posypki, w wyniku czego na posadzce powstają miejsca o charakterystycznych odspojeniach zatartego materiału utwardzającego od zasadniczej płyty betonowej (rys. 1.18).



Rys. 1.18. Delaminacja warstwy utwardzonej posadzki

W warunkach upalnego lata, bez zapewnienia dodatkowej ochrony posadzki przed wpływem temperatury oraz wiatru, szybkoztwardniejący beton zwiększa swoją wewnętrzną porowatość, a w efekcie wzrasta jego zapotrzebowanie na wodę. Niedostatek wilgoci w warstwie powierzchniowej koniecznej dla zwilżenia materiału utwardzającego powoduje, że wskutek zacierania materiału utwardzającego na betonie o zaawansowanym procesie twardnienia powstają odspojenia warstwy wierzchniej. Odspojenia te mają charakter tzw. delaminacji cienkiej i następują na głębokości już 2-3 mm warstwy posadzki. Zakres tych odspojen jest określany podczas próby opukiwania posadzki. W miejscach odspojonych cienkich płatków warstwy wierzchniej po uderzeniu posadzka wydaje głuchy odgłos.

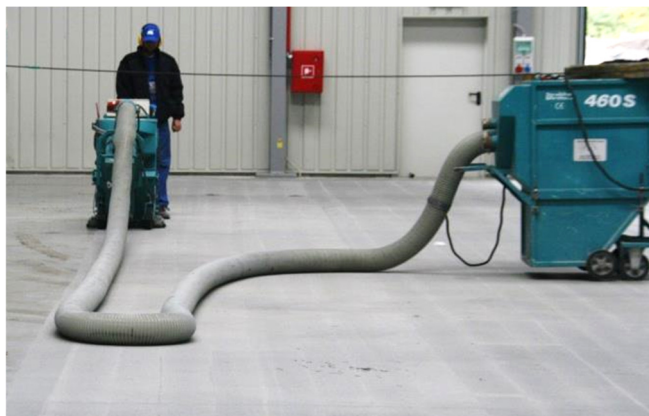
Delaminacja warstwy utwardzonej może również wystąpić wraz z niżej położoną warstwą kruszywa drobnego. Warstwa odspojona może wówczas sięgać na głębokość nawet 15 mm (rys. 1.19). Taki typ uszkodzenia posadzki jest zazwyczaj wynikiem zbyt wczesnego rozpoczęcia zacierania posypki przed zakończeniem wydzielania wody i mleczka cementowego z pierwszej fazy hydratacji cementu. Wytworzona przez zatarcie stosunkowo szczelna warstwa powierzchniowa uniemożliwia prawidłowy przebieg odsączania, powodując ograniczenie parowania wody z betonu z jednej strony i ograniczając dostęp wody do hydratacji cementu zawartego w posypce utwardzającej. Woda gromadzi się wówczas pod powierzchnią kruszywa, co skutkuje zmniejszoną przyczepnością matrycy cementowej do kruszywa, inicjując delaminację.



Rys. 1.19. Lokalne odspojenie warstwy utwardzonej grubości 5-10 mm

Naprawy posadzek utwardzanych powierzchniowo wiąże się najczęściej z usunięciem warstwy dotwardzonej i ułożeniem nowej posadzki. W przypadku podłoży o bardzo dobrej jakości można po oczyszczeniu posadzki zastosować impregnację powierzchni krzemianami i ewentualne polerowanie. W przypadku słabego podkładu betonowego piaskowanie bywa często niewystarczające

i w celu usunięcia słabej warstwy należy stosować frezowanie lub śrutowanie (rys. 1.20).



Rys. 1.20. Usuwanie odspojonej warstwy posadzki

1.5.5. Pęcherze, spękania i rozwarstwienia posadzek

Pęcherze i rozwarstwienie się posadzek mogą być spowodowane przenikaniem wilgoci z podłoża, niewłaściwym doborem i jakością składników betonu (kruszywa, cementu), zmianą temperatury otoczenia podczas twardnienia betonu oraz skurczem betonu.

Przyczyną występowania pęcherzy warstwy wykończeniowej (rys. 1.21) oraz liniowych rdzawych zabrudzeń (rys. 1.22) na powierzchni posadzki jest korozja prętów zbrojenia ułożonych zbyt płytko.



Rys. 1.21. Pęcherz w miejscu odspojenia powłoki żywicznej



Rys. 1.22. Zabrudzenia posadzki wzdłuż skorodowanych prętów zbrojeniowych

Pod powłoką wykończeniową występują zarysowania betonu, przez które dochodzi do penetracji wody i chlorków w głąb otulenia zbrojenia. Do powstania tych rys dochodzi w ciągu pierwszych 180 minut po zawibrowaniu ułożonej mieszanki betonowej. Pęknięcia są spowodowane osiadaniem plastycznym wywołanym ograniczeniem konsolidacji mieszanki betonowej przez płytko położone pręty zbrojeniowe. W celu wyeliminowania tej wady należy stosować mieszanki o mniejszym opadzie stożka, mniejsze średnice prętów oraz grubszą warstwę betonu nad zbrojeniem.

Pęcherze powłok żywicznych posadzek mogą być skutkiem odspojenia od podłoża betonowego (oddziaływania adhezyjne) lub rozwarstwienia podłoża betonowego (oddziaływania kohezyjne). W jednym i drugim przypadku przyczynami tych uszkodzeń są błędy technologiczne podczas wykonywania nawierzchni. Najczęstsze błędy to brak właściwego odpowietrzenia roztworu żywicznego, nieuwzględnienie wpływu betonu na proces utwardzenia żywic, niewłaściwe dopasowanie i niezgodność stosowanych materiałów, zbyt duże zawilgocenie lub skażenie rozpuszczalnikami podkładu betonowego oraz źle dobrany preparat gruntujący.

Punktowe odpryski na powierzchni posadzki powstają w wyniku wysadzania przez ciśnienie wewnętrzne małych kawałków betonu. Odpryski powstają w miejscach występowania ziaren kruszywa bogatego w krzemionkę, jak też węglowego. Kruszywo o niskiej gęstości objętościowej wypływa na powierzchnię mieszanki betonowej i wchodzi w reakcję chemiczną z alkaliowymi związkami zawartymi w cemencie.

Pęknięcia oraz odkształcenia naroży zdylatowanych płyt posadzek mogą być wywołane miejscowymi przeciążeniami eksploatacyjnymi, niejednorodnością betonu spowodowanym nadmiernym wibrowaniem oraz nierównomiernym skurczem betonu.

Podnoszenie się naroży i krawędzi wydzielonych pól posadzki może świadczyć o przebiegu tzw. zjawiska paczenia płyt powstającego w przypadkach nierównomiernego wysychania górnej powierzchni, co prowadzi do silniejszego skurczu warstw górnych.

W pracy P. Noakowskiego [14] wskazano, że brak folii rozdzielającej posadzkę (nadbeton) od płyty betonowej stropu może powodować nadmierne zarysowania skurczowe posadzki. Przytoczono wnioski autora tych badań, które wyjaśniają mechanizm powstawania naprężeń rozciągających w tego typu posadzce, których wartość może przekraczać wytrzymałość betonu na rozciąganie. W związku ze sprzężeniem posadzki ze stropem i brakiem możliwości poślizgu kurczącego się nadbetonu (posadzce) powstają w nim siły podłużne przekraczające wytrzymałość betonu na rozciąganie i powodujące zarysowania skurczowe. Wywołane w płycie momenty zginające wskutek różnicy skurczu betonu mogą powodować unoszenie się krawędzi płyt.

W celu wyeliminowania zagrożenia powstawania zjawiska podnoszenia się naroży płyt zaleca się stosowanie w posadzkach betonowych dodatkowych siatek zgrzewanych układanych w dolnej strefie nawierzchni. Ma to szczególne znaczenie w przypadku płyt posadzek zewnętrznych o grubości nawierzchni mniejszej niż 10 cm i przy wykonywaniu posadzek w warunkach intensywnego nasłonecznienia [1].

Znaczne pęknięcia posadzek o projektowanej konstrukcji warstwowej, w której płyta nośna jest układana na warstwie rozdzielczej z folii PCV, mogą wynikać z niewłaściwie przygotowanej powierzchni podkładu betonowego pod warstwę poślizgową. Powierzchnia betonu podkładowego nie zawsze jest równa i oczyszczona z pozostałości betonowania podkładu, a ponadto bardzo często jest popękana w stopniu, który powoduje defragmentację podkładu na oddzielne płyty. Brak przygotowania tej powierzchni (np. poprzez frezowanie w miejscach nierówności oraz wzmocnienie w miejscach silnych pęknięć) powoduje powstanie oporów przesuwu płyty konstrukcyjnej posadzki w fazie narastania skurczu. Efektem tego są silne zarysowania i pęknięcia płyty posadzki, często błędnie kwalifikowane jako uszkodzenia wynikające z niedostatecznego zbrojenia płyty lub wad wykonania [9].

Pęknięcia powierzchniowe lub skrośne (przechodzące przez cały przekrój posadzki) mogą powstawać w wyniku utraty ciepła wydzielanego podczas hydratacji cementu lub nierównomiernego ochładzania i nagrzewania się konstrukcji w zmiennych warunkach atmosferycznych lub użytkowania. Przykładowo dla płyty o długości 6 m wzrost temperatury płyty o 15°C powoduje jej odkształcenie o 0,9 mm. W celu wyeliminowania zagrożenia powstawania pęknięć zaleca się stosować cementy o niskim cieple hydratacji oraz wykonywać szczeliny skurczowe kompensujące odkształcenia.

Naprawy spękań skrośnych polegają na wykonaniu dodatkowych dylatacji przeciwskurczowych i scalaniu powstałych pęknięć przez iniekcję żywicami epoksydowymi.

Naprawy nawierzchni parkingów zewnętrznych są zwykle wykonywane po okresie kilkuletniej eksploatacji, gdy beton jest zdegradowany i zanieczyszczony chemicznie. Utrudnia to stosowanie standardowych mas naprawczych, wymaga przygotowania powierzchni przez hydromonitoring lub piaskowanie oraz frezowanie. Nakładanie mas cienkowarstwowych na zdegradowaną powierzchnię parkingu nie zawsze zdaje egzamin i zaleca się wtedy stosowanie wstawek grubości ok. 4-5 cm (rys. 1.23) albo wycinanie całych uszkodzonych fragmentów nawierzchni i zastępowanie nowymi [1].



Rys. 1.23. Wycięty fragment uszkodzonej posadzki

1.6. Podsumowanie

Projektując posadzki otwartych parkingów wielopoziomowych, należy przyjąć, że podstawowym kryterium oceny betonu posadzki jest jego trwałość w warunkach eksploatacyjnych odpowiadających klasie ekspozycji XF4 (środowisko silnego nasycenia wodą ze środkami odladzającymi). Zgodnie z normą PN-EN 206-1, dla tej klasy ekspozycji wymagane jest stosowanie betonu klasy C30/37 o maksymalnym wskaźniku $w/c = 0,45$ i minimalnej zawartości cementu 340 kg/m^3 . Klasa ekspozycji betonu ze względów środowiskowych XF4 wymaga ponadto, aby konstrukcja nośna płyty parkingu projektowana była z otuliną zbrojenia minimum 4 cm, a płyta posadzki powinna być zbrojona włóknami syntetycznymi.

Warunkiem koniecznym powodzenia robót posadzkarskich jest rzetelna kontrola jakości betonu (jego produkcji, wbudowania i pielęgnacji) prowadzona przez niezależne od dostawcy betonu laboratorium posiadające niezbędny sprzęt do wykonywania badań mrozoodporności i napowietrzania.

W ocenach stanu technicznego posadzek oraz w określaniu metody naprawy należy dążyć do wykorzystywania technik komputerowych z użyciem algorytmów umożliwiających diagnostykę posadzek parkingów z uwzględnieniem wpływu skurczu, oddziaływania termicznego i pęcznienia. Modele numeryczne powinny jak najbardziej odzwierciedlać stan projektowy i istniejący, w tym schemat statyczny, warunki brzegowe, rodzaje oddziaływań i ich kombinacje, grubość otuliny itd. W ocenie konstrukcji posadzek nie należy pomijać wpływu oddziaływań temperaturowo-skurczowych, które mogą wywołać siły membranowe stanowiące główną przyczynę zarysowań posadzek. W pierwszym etapie należy sprawdzić warunek minimalnego zbrojenia płyty nośnej posadzki, a w dalszej kolejności ustalić, czy występujące wady posadzek, np. zarysowania, niedobór zbrojenia lub nieodpowiednia eksploatacja nie wpłynęły na obniżenie ich nośności i trwałości.

Literatura

1. Ryżyński W., Projektowanie, realizacja i eksploatacja betonowych nawierzchni parkingów zewnętrznych, *Materiały Budowlane* 2010, nr 9(457), s. 29-31.
2. Kulas T., Uszkodzenia i naprawa podłóg w garażach wielostanowiskowych, *Materiały Budowlane* 2010, nr 9(457), s. 26-27, 34.
3. PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
4. Sokalska A., Ścisławski Z., Suchan M., Możaryn S., Nowacki A., WTWIORB B3/2020 ITB Posadzki mineralne i żywiczone, ITB, Warszawa 2020.
5. Pająk Z., Wieczorek M., Posadzki przemysłowe. Posadzki betonowe. Część 6, *Builder* 2010, R. 20, nr 12, s. 84-89.
6. PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie.
7. Hajduk P., Projektowanie podłóg przemysłowych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
8. Zajac G., Posadzki w parkingach wielopoziomowych i garażach podziemnych, *Materiały Budowlane* 2008, nr 9(433), s. 42-45.
9. Ryżyński W., Projektowanie i realizacja betonowych posadzek przemysłowych, *Materiały Budowlane* 2008, nr 9(433), s. 14-15, 67.
10. Michalik A., Szaj P., Wpływ mikrowłókien polimerowych na mrozoodporność betonu, *Materiały Budowlane* 2015, nr 11(519), s. 30-32.
11. Dohojda M., Szulc J., Sztuka K., Diagnostyka żelbetowych elementów płytowych w obiektach parkingowych, *Materiały Budowlane* 2015, nr 11(519), s. 50-52.
12. Graczyk M., Diagnostyka posadzek przemysłowych, *Materiały Budowlane* 2008, nr 9(433), s. 10-11.
13. Garbacz A., Piotrowski T., Zastosowanie metody impact-echo do szacowania grubości posadzek betonowych, *Materiały Budowlane* 2010, nr 9(457), s. 18-19.
14. P. Noakowski, Nadmierne rysy w posadzce przemysłowej – geneza i waga zjawiska. XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2017.

Rozdział 2

DIAGNOSTYKA POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH

Beata Ordon-Beska¹

Streszczenie: Rozdział poświęcony jest problemowi przeprowadzania diagnostyki posadzek przemysłowych jedno- i wielowarstwowych. W podrozdziale pierwszym wymienione są rodzaje diagnostyki, jej cele i okoliczności wykonywania. Przedstawiony jest schemat ideowy procedury diagnostycznej, zakres koniecznej dokumentacji obiektu i zawartość ekspertyzy. W podrozdziale drugim opisane są ogólnie metody badawcze oraz bardziej szczegółowo metody nieniszczące, seminieniszczące i niszczące przydatne w diagnostyce posadzek, przypisane do określonych cech struktury. Opisane są badania nośności posadzki, konstrukcji i defektoskopowe, badanie wytrzymałości betonu i zespolenia warstw.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, posadzki przemysłowe, diagnostyka, metody diagnostyczne

2.1. Okoliczności i cele diagnostyki

Diagnostyka techniczna z definicji sformułowanej w Słowniku Języka Polskiego PWN z 2004 roku to „określanie stanu technicznego danego urządzenia (np. samochodu) i lokalizacja ewentualnych usterek bez rozbierania zespołów”. W praktyce inżynierskiej w zakresie konstrukcji budowlanych pojęcie to jest jeszcze szersze. Rodzaje i zasady diagnostyki obiektów budowlanych sformułowane są w [1]. Wyróżnia się tam diagnostykę okresową, czyli przeglądy techniczne przeprowadzane według określonego terminarza [2] w celu wykrycia ewentualnych usterek, diagnostykę doraźną wykonywaną w przypadku stwierdzenia nieprawidłowości i diagnostykę docelową wykonywaną w przypadku planowanych istotnych zmian użytkowania konstrukcji czy innych okoliczności mogących wpłynąć na spełnienie wymagań SGN lub SGU.

Błędy projektowe są, według [3], przyczyną aż 50% uszkodzeń posadzek, a złe użytkowanie – 25%. Diagnostyka musi więc obejmować zarówno bieżący etap użytkowania konstrukcji, jak i wcześniejszy od niego etap projektowania i dokumentację projektową w celu zbadania ich poprawności albo zbadania zgodności założeń projektowych ze stanem po wykonaniu konstrukcji, a także etap późniejszy, dla którego określa się warunki użytkowania w powiązaniu z aktualnym

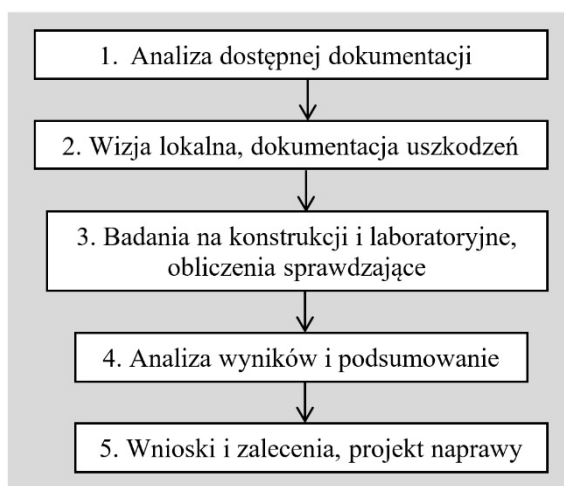
¹ dr inż., Politechnika Częstochowska, b.ordon-beska@pcz.pl.

stanem technicznym i z przyczynami zaistniałych uszkodzeń oraz perspektywy rozwoju zaobserwowanych niekorzystnych zmian w konstrukcji. Diagnozie należy poddać konstrukcję również w przypadku planowanej rozbudowy, przebudowy czy budowy innego obiektu mogącego oddziaływać na dany obiekt.

Diagnostyka konstrukcji – w tym konstrukcji posadzek – jest zagadnieniem bardzo obszernym i skomplikowanym. Przyczyną takiego stanu rzeczy jest mnogość czynników, jakie trzeba uwzględnić przy planowaniu badań technicznych. Zaliczyć należy do nich zarówno okoliczności przeprowadzania badania, jak i cechy fizyczne i chemiczne użytych materiałów, konstrukcję, warunki eksploatacji, rodzaj zaobserwowanych uszkodzeń i innych nieprawidłowości, częste braki w dokumentacji projektowej, wykonawczej i powykonawczej, w dzienniku budowy czy książce obiektu. Badania diagnostyczne należy więc tak zaplanować, by dały odpowiedź na temat ewentualnych nieprawidłowości powstałych na etapie projektowania i budowy obiektu, jego bieżącego stanu technicznego i przyczyn powstałych w nim uszkodzeń oraz by pozwoliły odnieść się do perspektyw dalszego użytkowania.

Procedura diagnostyczna posadzek

Przebieg procedury diagnostycznej podany jest na rysunku 2.1.



Rys. 2.1. Schemat blokowy procedury diagnostycznej

Dostępna dokumentacja powinna być przekazana przez zarządzającego obiektem i obejmować:

- wszelką dokumentację projektową, wykonawczą i powykonawczą,
- dziennik budowy,
- książkę obiektu,

- dokumentację przeglądów okresowych,
- dokumentację remontową,
- dotychczasowe ekspertyzy.

Często przydatna jest również dokumentacja fotograficzna. Analiza dokumentacji daje możliwość prześledzenia procesu projektowania w zakresie przedmiotu diagnozy w kontekście możliwych błędów, historii rozwoju uszkodzeń i ich naprawy, wpływu remontów, naturalnego zużycia czy sposobu użytkowania. Jest również bardzo pomocna przy wyznaczaniu zakresu i rodzaju badań, jakie należy wykonać.

Wizja lokalna ma na celu porównanie dokumentacji obiektu i stanu faktycznego oraz identyfikację bieżących wad i uszkodzeń istotnych dla dalszych prac.

Jak podano na schemacie, wśród badań wyróżnia się badania na konstrukcji – docelowe badania wykonane na obiekcie metodami nieniszczącymi i seminiszczącymi oraz badania laboratoryjne. Te ostatnie polegają na wykonaniu badań fizycznych i chemicznych pobranych próbek w celu określenia cech mechanicznych i fizycznych użytych materiałów budowlanych i ich składu chemicznego. Mogą to być badania docelowe, będące bezpośrednio źródłem informacji końcowej lub mogą być przygotowaniem do wykonania badań na konstrukcji.

Posadzki wykonywane są w postaci struktur wielowarstwowych (np. na gruncie) lub jednowarstwowych [4-6]. Posadzka jest wtedy wykonywana bezpośrednio na elemencie konstrukcyjnym stropu. Sytuacja taka może mieć miejsce na przykład w parkingach wielopoziomowych. W niektórych przypadkach korzystne jest przeprowadzenie obliczeń [7] całości lub fragmentu konstrukcji w celu na przykład identyfikacji miejsc koncentracji naprężeń, odkształceń, określenia przemieszczeń, co może przyczynić się do poprawnego przeprowadzenia badań i sformułowania opinii. Badania i obliczenia konstrukcji są ze sobą ściśle powiązane, ponieważ z jednej strony – obliczenia mogą wskazać obszary na konstrukcji wymagające oceny, a z drugiej strony – badania materiałów, czy zbrojenia konstrukcji wpływają na dokładność obliczeń.

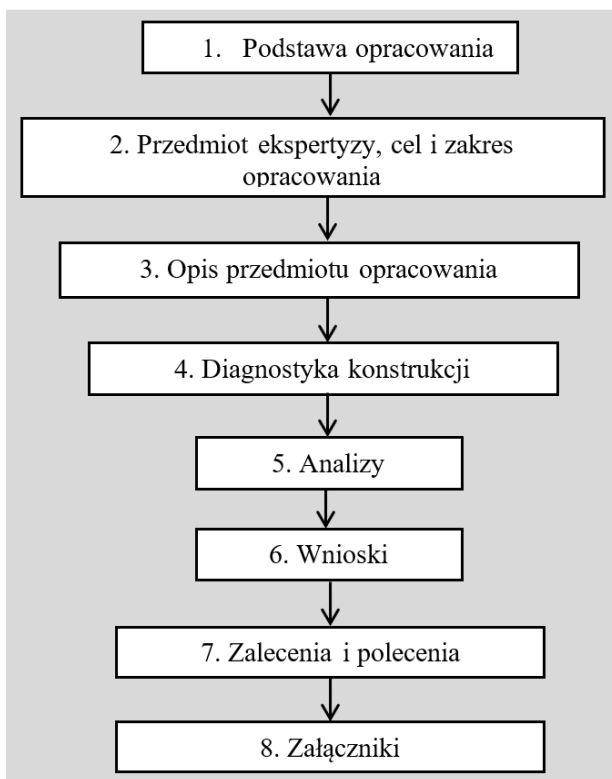
Analizy wyników i wnioskowania z badań należy dokonywać bezpośrednio po przeprowadzeniu badania. Każde badanie należy zakończyć protokołem, w którym powinny być opisane:

- przedmiot badania,
- przeznaczenie badania,
- warunki wykonania,
- metody badania, urządzenia pomiarowe, metody pobierania próbek,
- dokładność użytych metod,
- przepisy, według których zostało badanie wykonane,
- wyniki, dokumentacja fotograficzna,
- metody analizy wyników,
- podsumowanie.

Protokół może stanowić załącznik do opinii technicznej czy ekspertyzy lub może być sformułowany w postaci rozdziału bądź podrozdziału całości opracowania.

Wnioski i ewentualne zalecenia oraz projekt naprawy są efektem końcowym całości badań dokumentacji oraz obiektu w zakresie objętym diagnostyką. Zasady i metody wykonywania napraw przedstawione są w serii norm PN-EN 1504, z których część 2 [8] dotyczy ochrony powierzchniowej betonu, część 3 [9] wyrobów i systemów naprawczych do betonu konstrukcyjnego i zbrojenia, część 4 [10] omawia materiały do łączenia materiałów wzmacniających z istniejącą konstrukcją betonową, część 5 [11] dotyczy wyrobów iniekcyjnych do naprawy i ochrony konstrukcji betonowych, część 6 [12] materiałów do kotwienia stalowych prętów zbrojeniowych, część 7 [13] wyrobów i systemów do zabezpieczania zbrojenia, część 9 [14] dotyczy zasad naprawy i ochrony, a część 10 [15] zawiera między innymi wymagania dotyczące stanu podłoża, przechowywania systemów i wyrobów, metod ochrony i naprawy oraz kontroli jakości wykonania robót. Sprawy remontów omówione są obszernie w [7] i [16]. W niniejszej pracy zagadnienie to nie będzie omawiane. Praca skupia się na metodach diagnostycznych i ich zastosowaniu.

Elementy ekspertyzy przedstawia rysunek 2.2 [17].



Rys. 2.2. Schemat blokowy układu ekspertyzy [17]

2.2. Badania diagnostyczne

Wśród uszkodzeń posadzek obserwuje się odspojenia warstwy zewnętrznej, rozwarstwienia, pęcherze, różnego pochodzenia rysy powierzchniowe i skrośne, nierówności, wykruszenia (np. na obrzeżach dylatacji), ślady korozji zbrojenia, destrukcję powierzchniową. Posadzki wykonywane są jako konstrukcje wielowarstwowe lub jednowarstwowe. Układane są na stropie lub na gruncie. Badania posadzek przemysłowych obejmują, według [18], m.in. badanie nośności posadzki, współpracy posadzki i płyty w obrębie pęknięć i szczelin, badanie ciągłości konstrukcji, wytrzymałości betonu na ściskanie i warstw na odrywanie oraz nośności warstwy zewnętrznej. Biorąc pod uwagę wymienione powyżej kwestie oraz ekspozycję posadzek na różne czynniki środowiskowe, diagnostyka posadzek wykorzystuje szeroki wachlarz metod badawczych.

2.2.1. Rodzaje metod badawczych i ich zastosowanie

W diagnostyce posadzek wykorzystuje się metody powszechnie stosowane w diagnostyce konstrukcji [17, 19], dobrane odpowiednio do rodzaju posadzki i jej podłoża. Są to metody chemiczne, fizyczne i biologiczne. Do metod chemicznych zalicza się metody analizy jakościowej i ilościowej.

Metody fizyczne – najobszerniejsze z wymienionych, dzielą się na metody optyczne, radiologiczne, akustyczne, elektromagnetyczne, termograficzne i bezpośrednie metody badań cech fizycznych. Metody biologiczne obejmują metody makroskopowe i mikroskopowe oraz hodowlane. Metody biologiczne wykorzystywane są do rozpoznawania zanieczyszczeń pochodzenia roślinnego rozwijającego się w wyniku oddziaływania wilgoci. Może ona spowodować wykwit pleśni, rozwój grzybów, mchów i porostów.

Jeśli chodzi o metody chemiczne, wykorzystuje się głównie metody analizy ilościowej. Bada się przede wszystkim rodzaj materiałów budowlanych i ich skład chemiczny, przyczyny destrukcji materiałów i zanieczyszczenia [19]. Badania chemiczne stosowane są także do określania wilgotności betonu – metodą karbidową (CM) i papierków wskaźnikowych. Skład stali bada się metodą spektrometryczną [20]. Badanie takie stosowane jest głównie w diagnostyce starych konstrukcji, najczęściej zbrojonych stalą gładką, ponieważ w nowszych zbrojenie daje się na ogół rozpoznać po uźebrowaniu. Należy jednak pamiętać, że niektóre sposoby żebrowania są charakterystyczne dla więcej niż jednego gatunku stali (na przykład 18G2-b i 20G2Y-b; 34GS i 35G2Y-b; St500b, B500A i BSt500 KR). Badanie gatunku stali może dotyczyć zbrojenia płyty nośnej stropu, na którym ułożona jest posadzka, jak też zbrojenia przeciwskurczowego samej posadzki.

Metody fizyczne klasyfikuje się jako nieniszczące, seminiszczące i niszczące. Metody nieniszczące są w diagnostyce stosowane powszechnie ze względu na

ich niewątpliwą zaletę, jaką jest nienaruszanie struktur konstrukcji lub tylko nieznaczne przystosowanie powierzchni warstwy zewnętrznej do wymogów badania. Co za tym idzie, czas przygotowania konstrukcji do badań i przywrócenie jej do normalnego użytkowania jest krótki. Obszary poddawane badaniu bywają tylko czasowo wyłączane z użytkowania, nawet tylko na kilka godzin. Z drugiej strony zastosowanie tych metod wymaga często dogłębnego zapoznania się z dokumentacją obiektu i samą metodą, jej podstawami fizycznymi, dokładnością i ewentualnymi ograniczeniami. Zaletą metod nieniszczących jest możliwość uzyskania wyniku nierzadko na miejscu badania bezpośrednio po jego wykonaniu.

Metody seminieniszczące służą do badania wytrzymałości betonu na ściskanie i na odrywanie. Uzyskiwane wyniki, w zależności od metody i wielkości kruszywa charakteryzują się różnymi – często znacznymi wartościami rozrzutu statystycznego. Podobnie jak metody nieniszczące wymagają zbudowania krzywych korelacyjnych. Należy też mieć na uwadze, że zmienność wyników uzyskiwanych na konstrukcji jest większa niż w warunkach laboratoryjnych. Negatywną stroną tych badań jest uszkodzenie badanej struktury, na tyle znaczące, że wymaga naprawy.

Co oczywiste, największą dokładność, a zatem i wiarygodność wyniku dają metody niszczące polegające na laboratoryjnym badaniu próbek pobranych z konstrukcji. Pobranie próbek wymaga dogłębnej analizy badanej konstrukcji w celu jak najkorzystniejszego wybrania miejsc pobrania, uwzględniając zarówno rozmieszczenie obszarów uszkodzonych, jak i charakterystykę konstrukcji posadzki.

Poniżej zostaną przedstawione wybrane badania diagnostyczne posadzek.

2.2.2. Badanie nośności posadzki

Celem badania jest ocena współpracy posadzki w obrębie pęknięć i badanie podparcia płyt. Badanie wykonuje się ugięciomierzem, na przykład ugięciomierzem FWD [21], wyposażonym w płytę o średnicy 300 mm, obciążaną podczas badań siłą dynamiczną 50 kN [18]. Obciążenie wywołuje ugięcie posadzki. Jest ono rejestrowane za pomocą geofonów rozmieszczonych w osi obciążenia pod i poza płytą obciążającą, w odpowiednio ustalonych odległościach. Współczynnik k współpracy fragmentów płyty oddzielonych rysą wyznacza się z wielkości ugięcia y_2 krawędzi obciążonej jednego fragmentu i ugięcia y_1 przylegającej do niej krawędzi nieobciążonej fragmentu drugiego, jak we wzorze (2.1) [18]

$$k = \frac{2y_2}{y_1 + y_2} \quad (2.1)$$

Współpracę określa się jako dobrą, jeżeli współczynnik k jest nie mniejszy niż 0,95, jako dostateczną, gdy jest większy niż 0,7, a o braku współpracy świadczy

wartość współczynnika nieprzekraczająca 0,7. Im mniejsza jest wartość współczynnika, tym większe na styku fragmentów występują siły ścinające.

Stan podparcia niższymi warstwami bada się, obciążając fragment posadzki przy pęknięciu i na środku [18]. Miarą podparcia jest współczynnik s obliczany ze wzoru (2.2) z pomiarów ugięcia posadzki pod obiema płytami obciążającymi: z pomiaru środkowego y_0 i przykrawędziowego y_1 :

$$s = \frac{y_1}{y_0} \quad (2.2)$$

Podparcie uznaje się za dostateczne, gdy współczynnik s nie przekracza wartości 1,4.

2.2.3. Badanie konstrukcji posadzki i wykrywanie wad

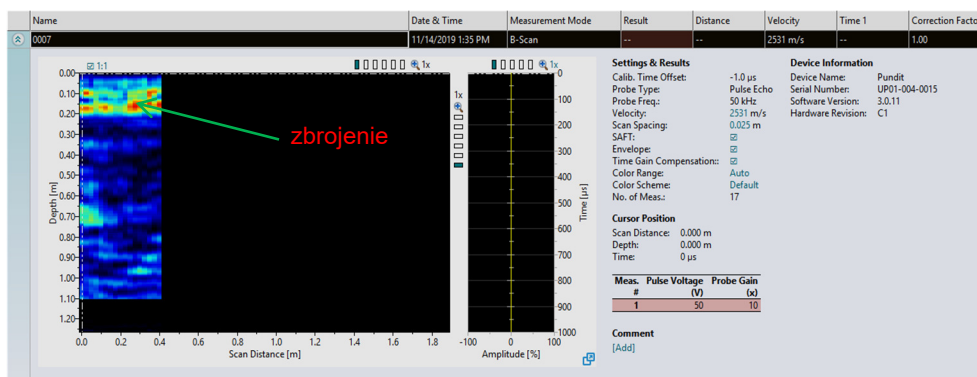
Uszkodzenia posadzek widoczne na ich powierzchni są nierzadko wynikiem uszkodzeń i wad niższych warstw. Wynika stąd potrzeba ich zbadania i określenia rodzaju materiałów, grubości warstw, wilgotności, głębokości rys czy występowania delaminacji. Dość powszechne są badania struktur wielowarstwowych systemami radarowymi, tak zwanymi georadarami. Przykładem jest Penetroradar GRSP [22] dający możliwość zbadania grubości i rodzaju warstw. Nośnikiem informacji jest fala elektromagnetyczna. Przechodząc przez strukturę wielowarstwową, pokonuje ona każdą z warstw z inną prędkością, a na styku warstw ulega częściowemu odbiciu, rozproszeniu i załamaniu. Cechą charakteryzującą materiał użyty w danej warstwie i wykorzystywaną przez techniki radarowe jest jego stała dielektryczna. Przykładowo, dla wody wynosi ona 81, dla powietrza 1, a dla betonu na cemencie portlandzkim od 6 do 11. Należy przy tym zwrócić uwagę na fakt, że materiały tworzące kolejne warstwy struktur posadzki mogą w warunkach budowy charakteryzować inne wartości stałej niż w warunkach laboratoryjnych z powodu różnic w wykonaniu (np. zagęszczenie betonu) albo innej wilgotności.

Podobne badania można wykonać techniką ultradźwiękową. Nośnikiem informacji jest fala dźwiękowa o wysokich częstotliwościach, która – jak w poprzedniej metodzie fala elektromagnetyczna – ulega modyfikacjom zgodnie z teorią ruchu falowego. Betonoskop ultradźwiękowy Pundit PL-200PE, widoczny na rysunku 2.3, bada strukturę metodą Pulse Echo (odbierana jest fala odbita) przy dostępie jednostronnym. Jest wyposażony w zestaw przetworników o zakresie pomiarowym od 0,1 do 1200 μ s. Badanie polega na wielokrotnym przykładaniu zestawu w niewielkich odstępach, maksymalnie do 10 cm. Ze względu na niewielkie wymiary przetworników pomiar nie wymaga stosowania ośrodka sprzęgającego. Urządzenie pracuje w 2 trybach. Badanie A-Scan służy do szybkiego odczytywania grubości płyty. Szersze zastosowanie ma badanie B-Scan: pozwala zobrazować przekrój poprzeczny elementu i na tej

podstawie ustalić ilość warstw, wykrywa delaminację, pustki powietrzne, zawilgocenie i obecność zbrojenia. Rysunek 2.4 przedstawia przykładowy obraz przekroju elementu z widocznym zbrojeniem.



Rys. 2.3. Zestaw przetworników betonoskopu ultradźwiękowego Pundit PL-200PE [23]

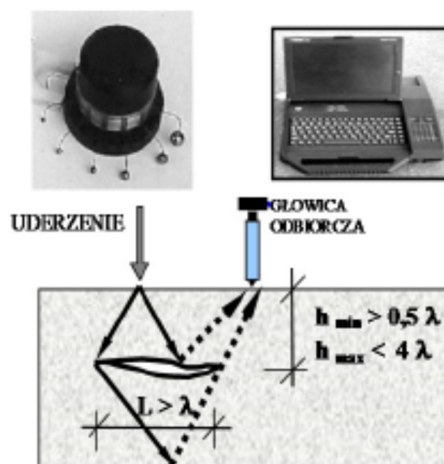


Rys. 2.4. Obraz sygnału przekrojowego w pomiarze B-Scan

Alternatywą do przedstawionej metody jest – również ultradźwiękowa – metoda Impact-Echo [17, 24]. Metoda służy do badania grubości warstw, głębokości rys, wykrywania pustek i rozwarstwień. Badanie polega na mechanicznym wygenerowaniu fali sprężystej przez uderzenie kulką stalową w powierzchnię posadzki. Fale odbite od granic pomiędzy kolejnymi warstwami lub od granicy materiał-pustka są rejestrowane przez głowicę odbiorczą. Od wielkości dobrej kulki zależy minimalna wielkość wykrywanej pustki i zakres głębokości, na której może być wykryta. Ideę badania przedstawia rysunek 2.5 [24].

Głębokość rys również można określić metodami ultradźwiękowymi. Betonoskop Pundit PL-200 (rys. 2.6) pracuje metodą transmisji bezpośredniej, półbezpośredniej i powierzchniowej, które prezentuje rysunek 2.7. Przyrząd wykrywa również niejednorodności i pęknięcia w tzw. trybie pomiaru liniowego,

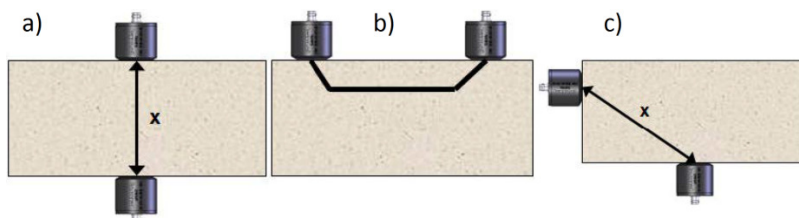
który polega na wielokrotnym pomiarze w trybie bezpośrednim w ustalonych odległościach.



Rys. 2.5. Przykładowy zestaw pomiarowy do metody Impact-Echo oraz schemat przebiegu fal ultradźwiękowych [24]



Rys. 2.6. Betonoskop Pundit PL-200 z przetwornikami o częstotliwości 54 kHz

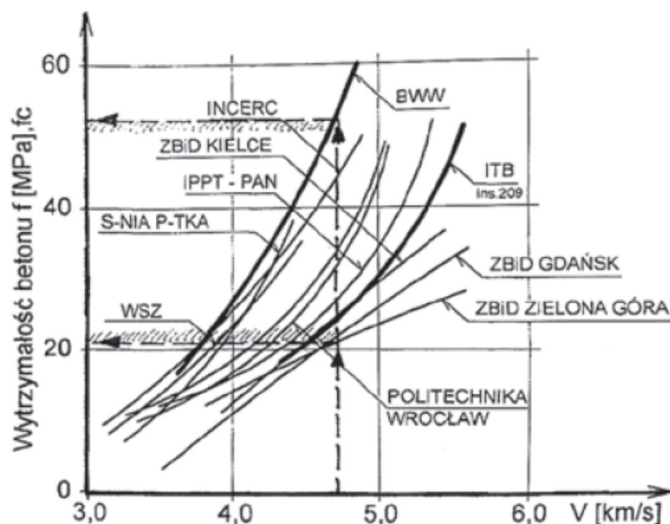


Rys. 2.7. Schematy pracy betonoskopu Pundit PL-200: transmisje: a) bezpośrednia, b) pośrednia, c) półbezpośrednia [23]

Aby badanie zostało wykonane poprawnie, niezbędna jest znajomość materiału. Długość zastosowanej fali nie może być krótsza niż dwukrotny największy wymiar kruszywa. Nie ma to znaczenia dla materiałów o drobnym kruszywie. Ze względu na rozmiar przetworników badanie wykonuje się z użyciem ośrodka sprzęgającego. Powierzchnia, do której przetworniki są przykładane, wymaga przygotowania zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB [25].

2.2.4. Badanie wytrzymałości betonu posadzki

Wytrzymałość betonu metodami nieniszczącymi można zbadać metodą ultradźwiękową lub sklerometryczną. W metodzie ultradźwiękowej można zastosować pokazane na rysunku 2.7 tryby pomiarowe. Sposób przeprowadzenia pomiarów musi być zgodny z przepisami [25-27]. Wytrzymałość betonu określa się ze związków korelacyjnych z prędkością przepływu fali. Związki takie buduje się na podstawie wyników badań laboratoryjnych wytrzymałości betonu na próbkach i zbadanej uprzednio na każdej z nich prędkości fali. Badania należy wykonać dla betonu zgodnego recepturowo z betonem w strukturze, ewentualnie można również dostosować tzw. „hipotetyczną krzywą regresji” na podstawie badania kilku próbek wyciętych ze struktury [25, 26]. Na rysunku 2.8 przedstawione są przykładowe krzywe regresji określające wartość wytrzymałości na ściskanie f_c na podstawie prędkości przepływu fali V [28].



Rys. 2.8. Przykładowe krzywe regresji dla zależności f_c - V [28]

Norma [26] w załączniku B i instrukcja [25] zwracają wyjątkową uwagę na czynniki, które mają wpływ na pomiar prędkości fali ultradźwiękowej. Podkreśla się znaczenie wilgotności i wieku betonu, które należy uwzględnić w analizie

wyników. Ponadto znaczenie mają: wielkość ziarna kruszywa, kształt i wymiar próbki mierzony prostopadłe do kierunku fali, zgodność kierunku zbrojenia i kierunku fali, wszelkie nieciągłości (np. rysy pustki powietrzne).

Sposób badania wytrzymałości metodą sklerometryczną opisany jest w instrukcji ITB nr 210 [29] i normie [30]. Wielkością bezpośrednio mierzoną jest twardość powierzchniowa betonu na podstawie pomiarów strat energii uderzenia (obciążenie dynamiczne), która jest związana z wytrzymałością na ściskanie. Najpopularniejszym sklerometrem jest młotek Schmidta typu N. Należy mieć na uwadze, że zasięg badania wynosi maksymalnie 10 cm. Dlatego przy warstwach grubszych (posadzka jednowarstwowa wykonywana na jednolitej płycie żelbetowej) badanie nie jest wykonywane skrośnie. Stąd zgodnie z zaleceniem instrukcji [29], maksymalna w tym wypadku grubość warstwy wynosi 20 cm. Badanie powinno być poprzedzone badaniem rozkładu zbrojenia, by nie wykonywać pomiaru bezpośrednio nad nim przy otulinie nie większej niż 3 cm. Nieprawidłowy wynik uzyskuje się również w przypadku pomiaru nad pęczkiem powietrza albo grubym ziarnem kruszywa. W badaniach podłóg wielowarstwowych ze względu na niewielką miąższość warstwy zewnętrznej należałoby użyć młotka wahadłowego typu P, który ma niewielką energię uderzenia. Dodatkowo, badanie nie może być wykonane w miejscach, gdzie nastąpiło rozwarstwienie struktury, które powoduje znacząco większe straty energii i zafałszowanie wyniku. Podobnie jak w przypadku metody ultradźwiękowej w metodzie sklerometrycznej wykorzystuje się krzywe skalowania sporządzone najlepiej dla betonu recepturowo zgodnego z betonem badanym lub sporządza się hipotetyczne krzywe regresji.

Wyniki uzyskiwane w obu tych metodach wymagają potwierdzenia metodą inną niż użyta metoda badania, np. badaniem laboratoryjnym próbek, ale także metodą nieniszczącą. Możliwe jest również wykonanie badania w powiązaniu z wynikami badań ultradźwiękowych za pomocą krzywych SONREB [31].

Najbardziej wiarygodne wyniki badań wytrzymałości uzyskuje się w badaniach laboratoryjnych. Zasady pobierania próbek oraz badań podane są w normie [32]. Badania takie są również pomocne w przygotowaniu badań nieniszczących do określania wytrzymałości. Norma nakazuje wycinanie próbek o najmniejszym wymiarze nie mniejszym niż 3-krotny maksymalny wymiar kruszywa, by uniknąć jego wpływu. Próbkę należy wycinać w miejscach, w których nie występuje zbrojenie, a jeżeli nie jest to możliwe, to należy wybierać miejsca, w których obciążenie nie wywołuje znaczących naprężeń. Nie należy również pobierać próbek w pobliżu połączeń elementów i krawędzi. Przygotowanie odwiertów do badań polega na ich przycięciu do długości odpowiedniej do kształtu: walca i kostki. Należy wyrównać górną i dolną powierzchnię próbki, która powinna być prostopadła do jej osi z dopuszczalnym zakresem tolerancji.

W opracowaniu wyników badań należy uwzględnić rzeczywiste wymiary próbek, które mogą się różnić od standardowych. Doświadczenie dopuszcza,

by w próbce znalazły się maksymalnie 2 pręty, ponieważ taka ilość na ogół nie wpływa znacząco na wynik, chyba że nastąpi rozłupanie próbki podczas badania.

2.2.5. Badanie zespolenia warstw

Jednym z warunków prawidłowej pracy posadzki jest dobre zespolenie warstw. Jego miarą jest wytrzymałość na odrywanie f_b . Badanie jest wykonywane metodą seminieniszcząca pull-off. Wymagane wartości f_b zawarte są w normie [33]. Natomiast norma [34] podaje zasady wykonywania badania. Przygotowanie powierzchni polega na jej wyrównaniu i odfuszczeniu. Przyklejany jest na niej za pomocą kleju epoksydowego metalowy krążek o średnicy nie mniejszej niż 50 mm. Badaną warstwę należy naciąć wokół krawędzi krążka na pełną głębokość warstwy, by wyrwaniu uległa tylko część bezpośrednio pod krążkiem. Norma precyzuje minimalną powierzchnię obszaru poddanego pojedynczej próbie, która wynosi 3 m². Według [32], tak rzadko rozmieszczone pomiary pozwalają na uzyskanie jedynie zgrubej oceny zespolenia warstw całej posadzki lub jej fragmentu. Większe zagęszczenie (czyli zmniejszenie powierzchni przypadającej na jeden pomiar skutkowałoby z jednej strony zwiększeniem dokładności badania, z drugiej zaś większą liczbą uszkodzeń posadzki, które oczywiście należy po badaniu naprawić. Dlatego w [32] proponuje się wykorzystanie do diagnozowania zespolenia kilku metod nieniszczących razem: metody skanowania laserowego 3D, młoteczkowej, odpowiedzi na impuls i echa oraz precyzyjnych metod geodezyjnych.

2.3. Podsumowanie

Diagnostyka posadzek jest zagadnieniem bardzo rozległym. Wynika to zarówno z konstrukcji struktury posadzki, jak i liczności możliwych uszkodzeń i różnorodności metod badawczych. Kompleksowa ocena danej posadzki wymaga zastosowania prawidłowego procesu diagnostycznego oraz prawidłowego doboru metod badawczych i precyzyjnego wykonania badań. Niektóre z metod wymagają wsparcia w postaci wykonania badań wstępnych lub uwierzytelniających, jak na przykład metody sklerometryczne i ultradźwiękowe. W ich wypadku korzystne jest potwierdzenie wyniku inną metodą – niszcząca lub nawet dwoma metodami nieniszczącymi.

W przypadku wykonywania badań niszczących lub seminieniszczących następuje uszkodzenie struktury posadzki często w kilku miejscach. Dlatego niejednokrotnie diagnosta napotyka na opór zlecniodawcy w kwestii wyboru metod i lokalizacji badań. Należy więc przed dokonaniem badań czy wycięciem próbek szczegółowo ocenić zarówno ich liczbę, jak i ich lokalizację tak, by z jednej strony zminimalizować uciążliwości wynikające z powstawania

uszkodzeń i konieczności ich naprawy, a z drugiej strony, by badaniu poddać obszary najbardziej istotne dla danej diagnozy.

Rozwijające się wciąż metody diagnostyczne i urządzenia pociągają za sobą zmiany przepisów normatywnych. Nowe normy nie zawsze posiadają taki sam zakres informacji jak wycofywane. Dlatego w diagnostyce posiłkować się należy także innymi niż normy publikacjami, w tym również starszymi, jak np. [25] i [29].

Literatura

1. Zasady oceny bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych. Instrukcja ITB nr 361, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1999.
2. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo Budowlane, Dz.U. Nr 89 z 1994 r. z późniejszymi zmianami.
3. Czarnecki L., Uszkodzenia i naprawy posadzek przemysłowych, Materiały Budowlane 2008, nr 9(433), s. 20-24 i 26-27.
4. Czarnecki L., Posadzki przemysłowe – temat stale aktualny, Materiały Budowlane 2008, nr 9(433), s. 2-4 i 48.
5. Ryżyński W., Projektowanie, realizacja i eksploatacja betonowych nawierzchni parkingów zewnętrznych, Materiały Budowlane 2010, nr 9(457), s. 29-31.
6. Ryżyński W., Projektowanie i realizacja betonowych posadzek przemysłowych, Materiały Budowlane 2008, nr 9(433), s. 14-15 i 67.
7. Dohojda M., Szulc J., Sztuka K., Diagnostyka żelbetowych elementów płytowych w obiektach parkingowych, Materiały Budowlane 2015, nr 11(519), s. 50-52.
8. PN-EN 1504-2:2006: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 2: Systemy ochrony powierzchniowej betonu.
9. PN-EN 1504-3:2006: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 3: Naprawy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne.
10. PN-EN 1504-4:2006: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 4: Łączenie konstrukcyjne.
11. PN-EN 1504-5:2013-09: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 5: Iniekcja betonu.
12. PN-EN 1504-6:2007: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 6: Kotwienie stalowych prętów zbrojeniowych.
13. PN-EN 1504-7:2007: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 7: Ochrona zbrojenia przed korozją.
14. PN-EN 1504-9:2010: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 9: Ogólne zasady dotyczące stosowania wyrobów i systemów.

15. PN-EN 1504-10:2017-12: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 10: Stosowanie wyrobów i systemów na placu budowy oraz sterowanie jakością prac.
16. Czarnecki L., Uszkodzenia i naprawy posadzek przemysłowych, *Materiały Budowlane* 2008, nr 9(433), s. 20-24 i 26-27.
17. Hoła J., Runkiewicz L., Zasady wykonywania ekspertyz konstrukcji żelbetowych, XV Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego”, Kielce-Cedzyna, 9-11 maja 2018, s. 159-178.
18. Graczyk M., Diagnostyka posadzek przemysłowych, *Materiały Budowlane* 2008, nr 9(433), s. 10-11.
19. Bień J., Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010.
20. PN-EN ISO 15630-1:2004 Stal do zbrojenia i sprzężania betonu. Metody badań. Część 1: Pręty, walcówka i drut do zbrojenia.
21. Toropol. Materiały informacyjne [dostęp: 2 września 2021]. Dostępny w Internecie: <http://www.toropol.pl/pl/ugieciomierz-dynatest-fwd.html>.
22. Sudyka J., Technika radarowa w drogownictwie – nowa jakość w ocenie konstrukcji nawierzchni [dostęp 2 września 2021]. Dostępny w Internecie: <https://docplayer.pl/16166596-Technika-radarowa-w-drogownictwie-nowa-jakosc-w-ocenie-konstrukcji-nawierzchni.html>.
23. Pundit. Operating Instructions, 82032701E ver 11 2017, Proceq SA, 2017.
24. Garbacz A., Zastosowanie metody Impact-Echo w ocenie stanu technicznego posadzek, *Materiały Budowlane* 2008, nr 9(433), s. 17-19.
25. Brunarski L., Runkiewicz L., Instrukcja ITB nr 209. Instrukcja stosowania metody ultradźwiękowej do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1997.
26. PN-EN 12504-4:2005: Badania betonu – Część 4: Oznaczanie prędkości fali ultradźwiękowej.
27. PN-EN 13791:2008: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
28. Runkiewicz L., Hoła J., Diagnostyka techniczna konstrukcji żelbetowych, *Inżynieria i Budownictwo* 2018, nr 7-8.
29. Brunarski L., Runkiewicz L., Instrukcja ITB nr 210. Instrukcja stosowania metody sklerometrycznej do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1997.
30. PN-EN 12504-2:2013-03: Badania betonu w konstrukcjach – Część 2: Badania nieniszczące – Oznaczenie liczby odbicia.
31. Narayan R.C., Hemraj R.K., SonReb Method for Evaluation of Compressive Strength of Concrete, *Materials Science and Engineering* 810 (2020), 012071, IOP Publishing doi:10.1088/1757-899X/810/1/012071.
32. PN-EN 12504-1:2001: Badania betonu w konstrukcjach. Część 2: Odwierty rdzeniowe – wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
33. PN-EN 12504:2006: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności.
34. PN-EN 12504:2006: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań, pomiar przyczepności przez odrywanie.

Rozdział 3

ZABEZPIECZENIA OCHRONNE (PRZECIWWODNE I PRZECIWWILGOCIOWE) KONSTRUKCJI BETONOWYCH – WYBRANE ZAGADNIENIA

Przemysław Kasza¹

Streszczenie: Zagadnienia związane z zabezpieczeniami przeciwwodnymi oraz przeciwwilgociowymi są niezwykle istotne przy projektowaniu konstrukcji betonowych. Na rodzaj zabezpieczenia ma wpływ agresywność środowiska, a w związku z tym różne rodzaje korozji oddziałujące na zbrojenie i beton. Rozdział przedstawia i systematyzuje rodzaje i typy zabezpieczeń oraz miejsca ich stosowania.

Słowa kluczowe: hydroizolacja, zabezpieczenia przeciwwodne, zabezpieczenia przeciwwilgociowe, klasyfikacja środowiska

3.1. Wprowadzenie

Beton jest najczęściej wykorzystywanym materiałem na konstrukcje budowlane na świecie. Jest materiałem porowatym, w wyniku czego wnikać może w jego strukturę woda. Związane jest to z parowaniem nadmiaru wody z mieszanki w fazie hydratacji, jak również powstawaniem mikropęknięć podczas etapu twardnienia betonu. Woda jest główną przyczyną uszkodzeń powstających w konstrukcjach betonowych. Wyróżnić można kilka podstawowych przyczyn uszkodzeń: korozja stali, cykl zamrażanie-rozmrażanie, reakcja alkaliczna kruszywa i agresja chemiczna [1]. Zabezpieczenie przeciwwodne lub przeciwwilgociowe konstrukcji zwane jest hydroizolacją. Hydroizolacja zabezpiecza konstrukcję obiektu budowlanego przed wpływem wilgoci, wód gruntowych oraz innych czynników zewnętrznych.

3.2. Klasyfikacja agresywności środowiska

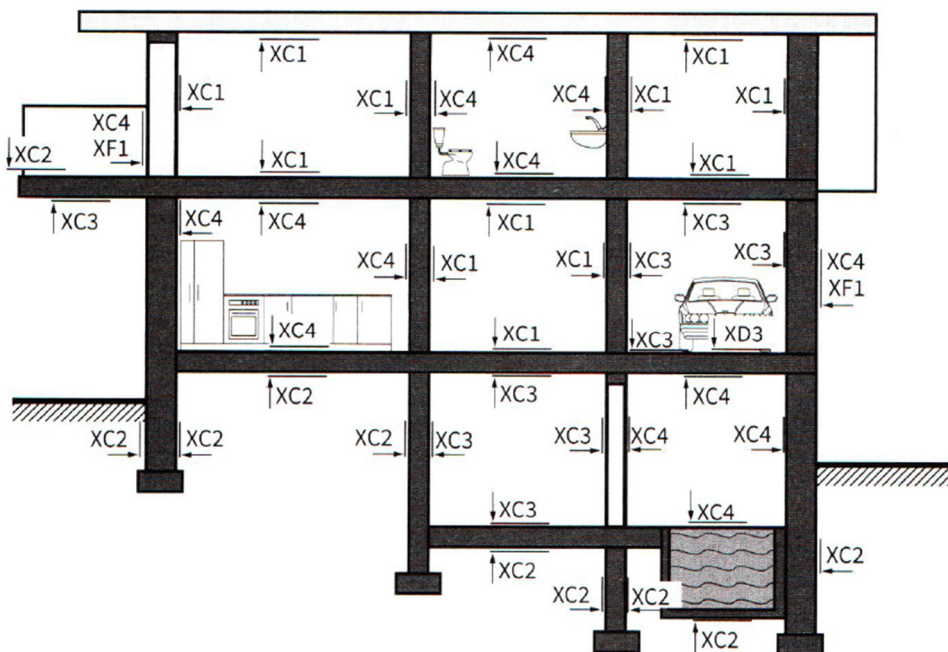
Norma [1] klasyfikuje agresywność środowiska. Oddziaływania środowiska są klasyfikowane za pomocą klas ekspozycji (tab. 3.1).

¹ dr inż., Politechnika Częstochowska, przemyslaw.kasza@pcz.pl

Tabela 3.1. Klasy ekspozycji [1]

Oznaczenie klasy	Opis środowiska
1. Brak zagrożenia korozją lub agresją środowiska	
X0	W przypadku betonów niezawierających zbrojenia i innych elementów metalowych: wszystkie oddziaływania środowiska z wyjątkiem przypadków występowania zamrażania/rozmarzania, ścierania lub agresji chemicznej. W przypadku betonów zbrojonych lub zawierających inne elementy metalowe: bardzo suche.
2. Korozja spowodowana karbonatyzacją	
W przypadku gdy beton zawierający zbrojenie lub inne elementy metalowe jest narażony na kontakt z powietrzem i wilgocią, ekspozycja powinna być klasyfikowana w następujący sposób:	
XC1	Suche lub stale mokre
XC2	Mokre, sporadycznie suche
XC3	Umiarkowanie wilgotne
XC4	Cyklicznie mokre i suche
3. Korozja spowodowana chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej	
W przypadku gdy beton zawierający zbrojenie lub inne elementy metalowe jest narażony na kontakt z wodą zawierającą chlorki, w tym sole odladzające, pochodzące z innych źródeł niż woda morska, ekspozycja powinna być klasyfikowana w następujący sposób:	
XD1	Umiarkowanie wilgotne
XD2	Mokre, sporadycznie suche
XD3	Cyklicznie mokre i suche
4. Korozja spowodowana chlorkami pochodzącymi z wody morskiej	
W przypadku gdy beton zawierający zbrojenie lub inne elementy metalowe jest narażony na kontakt z chlorkami pochodzącymi z wody morskiej, znajdującymi się w wodzie lub powietrzu, ekspozycja powinna być klasyfikowana w następujący sposób:	
XS1	Narażenie na działanie soli zawartych w powietrzu, ale nie na bezpośredni kontakt z wodą morską
XS2	Stałe zanurzenie
XS3	Strefy pływów, rozbryzgów i aerozoli
5. Agresja spowodowana zamrażaniem/rozmarzaniem przy udziale środków odladzających lub bez ich udziału	
W przypadku gdy beton w stanie mokrym jest narażony na znaczącą agresję spowodowaną cyklicznym zamrażaniem/rozmarzaniem, ekspozycja powinna być klasyfikowana w następujący sposób:	
XF1	Umiarkowane nasycenie wodą bez środków odladzających
XF2	Umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odladzającymi
XF3	Silne nasycenie wodą bez środków odladzających
XF4	Silne nasycenie wodą ze środkami odladzającymi
6. Agresja chemiczna	
W przypadku gdy beton jest narażony na agresję chemiczną gruntów naturalnych lub wody gruntowej, ekspozycja powinna być klasyfikowana w następujący sposób:	
XA1	Środowisko chemicznie mało agresywne
XA2	Środowisko chemicznie średnio agresywne
XA3	Środowisko chemicznie silnie agresywne

Norma [1] przedstawia również występowanie klas ekspozycji, które mają charakter informacyjny. Przykładowe określenie klas ekspozycji w budynku przedstawia rysunek 3.1 [2].



Rys. 3.1. Przykład klas ekspozycji w budynku [2]

3.3. Korozja zbrojenia

Korozja zbrojenia jest najczęstszym powodem uszkodzenia konstrukcji żelbetowych. Jest to proces elektrochemiczny polegający na przekształceniu żelaza w rdzę wraz z towarzyszącym temu procesowi zwiększeniu objętości (w zależności od stopnia utlenienia może być większa o 600% niż przed korozją) [3]. Zwiększanie objętości przez zbrojenie prowadzi do rys i spękań betonu, a w efekcie do utraty otuliny, co powoduje zmniejszenie wytrzymałości konstrukcji i jej całkowitą degradację. Skuteczność ochrony zbrojenia przez beton jest zależna od grubości otuliny. Norma [4] definiuje minimalne grubości otulenia ze względu na klasę ekspozycji (tab. 3.2).

Norma [4] zaleca zwiększenie otulenia co najmniej o 5 mm w przypadku nierównej powierzchni betonu.

Tabela 3.2. Minimalne otulenie stali zbrojeniowej [4]

Wymagana otulina ze względu na środowisko [mm]							
Klasa konstrukcji	Klasa ekspozycji						
	X0	XC1	CX2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	25	20	25	30
S2	10	10	15	30	25	30	35
S3	10	10	20	35	30	35	40
S4	10	15	25	40	35	40	45
S5	15	20	30	45	40	45	50
S6	20	25	35	50	45	55	55

3.3.1. Korozja spowodowana karbonatyzacją (XC)

Reakcja dwutlenku węgla zawartego w powietrzu ze składnikami stwardniałego zaczynu cementowego zwana jest karbonatyzacją. Karbonatyzacja zależy od dwóch podstawowych czynników: dyfuzji CO₂ oraz prędkości przeobrażenia wodorotlenku wapnia zawartego w roztworze wodnym w węglan wapnia [5]. Zważywszy na przytoczone czynniki, normy [1] i [6] wprowadzają cztery klasy ekspozycji dla korozji spowodowanej karbonatyzacją (XC1, XC2, XC3, XC4).

Klasa XC1 występuje wewnątrz budynków o małej wilgotności lub dla elementów stale zanurzonych w wodzie, np. przy elementach konstrukcji stale znajdujących się poniżej lustra wody. W warunkach suchych hamowana jest reakcja dwutlenku węgla z wodorotlenkiem wapnia, natomiast w warunkach stale mokrych, karbonatyzacja jest utrudniona ze względu na fakt zmniejszenia dyfuzji CO₂ w wodzie wypełniającej pory betonu.

Do klasy XC2 zaliczyć można np. fundamenty, ściany fundamentowe, górną powierzchnię balkonów, które ulegać mogą stałemu zawilgoceniu. W tej klasie ekspozycji konstrukcja może ulegać okresowemu osuszaniu, co powoduje przyspieszenie karbonatyzacji.

W klasie XC3 znajdują się elementy konstrukcyjne, które są umiarkowanie wilgotne, np. konstrukcje wewnątrz budynków o dużym i średnim zawilgoceniu, elementy konstrukcyjne umieszczone na zewnątrz budynków, ale osłonięte od bezpośredniego operowania deszczu, jak na przykład spodnia część balkonów. Przy wilgotności powietrza na poziomie 40-80% występują najlepsze warunki do karbonatyzacji betonu [2].

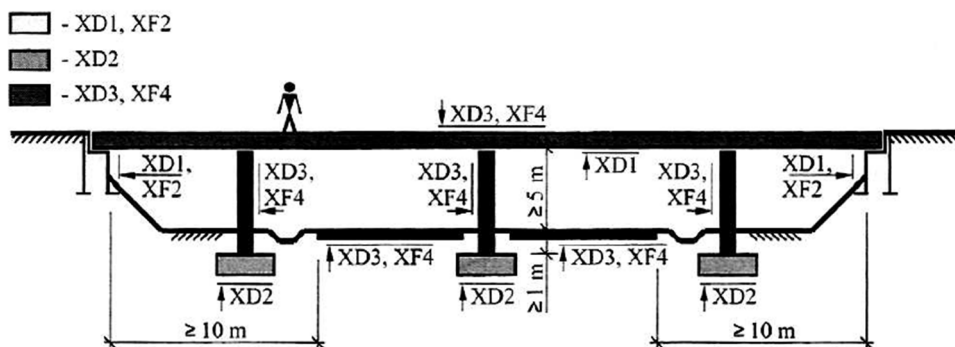
XC4 to klasa, do której zalicza się elementy konstrukcyjne cyklicznie mokre i suche, jak na przykład zewnętrzne ściany budynków, ściany źle wentylowanych pomieszczeń, wewnętrzne powierzchnie ścian tuneli dla pieszych.

3.3.2. Korozja spowodowana chlorkami (XD i XS)

Chlorki są związkami chemicznymi, które zawsze powodują silną reakcję korozyjną stali zbrojeniowej. W większości przypadków chlorki powodują korozję w wyniku kontaktu konstrukcji żelbetowych ze środowiskiem morskim, w miejscach stosowania soli do odładzania jezdni, jak również np. w obiektach takich jak kopalnie soli. Jednakże normy [1] i [6] rozpatrują reakcje w środowisku morskim oraz w miejscach zasolenia solą do odładzania oddzielnie. W przeciwieństwie do karbonatyzacji zawilgocenie konstrukcji sprzyja korozji wywołanej chlorkami, w związku z tym, iż sole chlorkowe rozpuszczają się w łatwy sposób w wodzie.

W przypadku gdy stężenie chlorków w porach mieszanki betonowej osiągnie poziom 0,4% masy cementu, rozpoczyna się proces korozji stali [2].

Środowiska powodujące korozję wywołaną chlorkami podzielono na trzy klasy. Do klasy XD1 zaliczono elementy konstrukcji, które podlegają umiarkowanemu wpływom środowiska. W normie [7] sklasyfikowano bardziej precyzyjnie elementy konstrukcji w stosunku do norm [1] i [4]. Do tej klasy zalicza się między innymi: konstrukcje oporowe i podpory położone w odległości większej niż 10 m od jezdni, elementy pomostów konstrukcji mostowych znajdujących się powyżej 5 m nad jezdnią oraz elementy, które od czasu do czasu mogą być poddane łagodnym oddziaływaniom chlorków (rys. 3.2) [5].



Rys. 3.2. Przykład klas ekspozycji wiaduktów nad drogą [5]

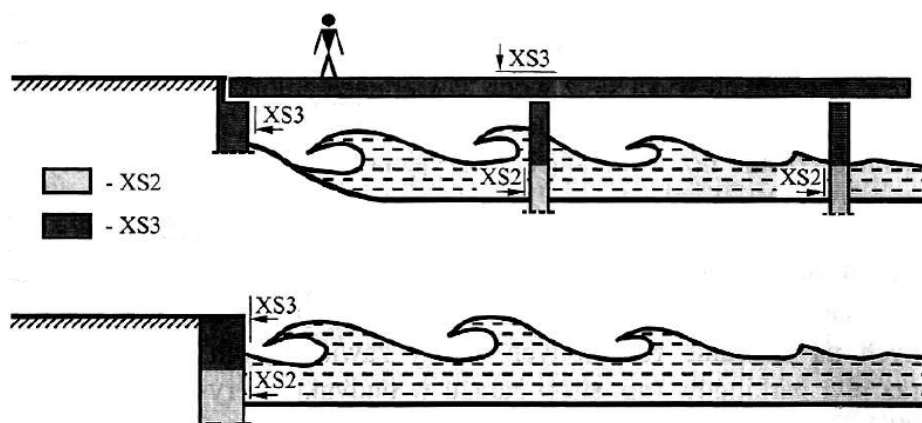
Do klasy XD2, które jest środowiskiem mokrym lub sporadycznie suchym, zaliczamy baseny pływackie oraz elementy konstrukcji poddane działaniom przemysłowej wody ze związkami chlorków. Norma [7] rozszerza klasę o elementy konstrukcji wsporczych wiaduktów autostradowych znajdujących się 1,0 m poniżej jezdni.

Do klasy XD3 (środowisko cyklicznie mokre i suche) zaliczyć należy: elementy konstrukcji mostowych, nawierzchnie dróg, parkingi oraz gzymsy mostowe poddane działaniu rozpylonych cieczy zawierających chlorki. Norma [7]

wymienia konstrukcje oporowe i podpory położone w odległości mniejszej niż 10 m od jezdni, jak również elementy konstrukcji wsporczych wiaduktów autostradowych znajdujących się do 1,0 m poniżej jezdni.

Korozja wywołwana środowiskiem morskim również została podzielona na trzy klasy ekspozycji. W klasie XS1 sklasyfikowano elementy konstrukcji narażone na działanie soli zawartych w powietrzu, ale nie na bezpośredni kontakt z wodą morską. Są to między innymi: elementy konstrukcyjne zlokalizowane w bezpośredniej bliskości wybrzeża. Ta klasa ekspozycji występuje w pasie lądowym o szerokości ok. 10 km od brzegu [2].

Do klasy XS2 zaliczyć można elementy konstrukcyjne, które zawsze są stale zanurzone w wodzie morskiej, do klasy XS3 natomiast – elementy konstrukcyjne poddane strefom pływów, rozbryzgów i aerozoli. Rysunek 3.3 przedstawia elementy konstrukcyjne zaliczane do klas XS2 i XS3.



Rys. 3.3. Przykład klas ekspozycji w środowisku morskim [2]

3.3.3. Korozja spowodowana zamrażaniem/rozmarzaniem (XF)

Norma [1] klasyfikuje w tej kategorii cztery klasy agresywności. Do klasy XF1, gdzie występuje umiarkowane nasycenie wodą bez środków odladzających, zaliczyć można pionowe powierzchnie betonowe narażone na deszcz i zamarzanie, np. ściany zewnętrzne budynków.

W klasie XF2 występują elementy narażone na umiarkowane nasycenie wodą, jednakże z dodatkiem środków odladzających. Są to między innymi pionowe ściany betonowe wiaduktów, elementów konstrukcyjnych dróg, na których występuje rozpylanie aerozoli z dodatkiem soli z samochodów [2].

Klasę XF3, gdzie występuje silne nasycenie wodą bez środków odladzających, reprezentują na przykład: betonowe powierzchnie poziome występujące na zewnątrz budynków, jak również powierzchnie często ochlapywane wodą i zamrażane [7].

Do klasy XF4 zaliczamy elementy konstrukcyjne podlegające silnemu nasyceniu wodą ze środkami odladzającymi. W klasie tej zaklasyfikować można konstrukcje o powierzchniach bezpośrednio narażonych na opryskiwanie substancjami odladzającymi, jak również elementy mola i nabrzeży nadmorskich.

3.3.4. Korozja spowodowana agresją chemiczną (XA)

Wyróżnia się tutaj trzy klasy środowisk: mało agresywne, średnio agresywne oraz silnie agresywne. Norma [6] przedstawia wartości graniczne klas ekspozycji dotyczących agresji chemicznej gruntów naturalnych i wody gruntowej o temperaturze od 5 do 25°C oraz przepływu wody dostatecznie małego, aby warunki uznać za statyczne (tab. 3.3).

Tabela 3.3. Wartości graniczne klas ekspozycji dotyczących agresji chemicznej gruntów naturalnych i wody gruntowej [6]

Podana niżej klasyfikacja środowisk agresywnych chemicznie dotyczy gruntów naturalnych i wody gruntowej o temperaturze między 5 °C i 25 °C oraz przepływu wody dostatecznie małym, aby warunki uznać za statyczne.				
Klasę ekspozycji określa najbardziej niekorzystna wartość dla dowolnej pojedynczej charakterystyki chemicznej.				
Gdy dwie lub więcej agresywnych charakterystyk wskazuje na tę samą klasę, środowisko należy zakwalifikować do następnej, wyższej klasy, chyba że specjalne badania dotyczące tego szczególnego przypadku wykażą że nie jest to konieczne.				
Charakterystyka chemiczna	Powołana 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	prEN 13577:1999	≥ 15 i ≤ 40	> 40 i ≤ 100	> 100 i do nasycenia
NH ₄ ⁺ , mg/l	ISO 7150-1 lub ISO 7150-2	≥ 15 i ≤ 30	> 30 i ≤ 60	> 60 i ≤ 100
Mg ²⁺ , mg/l	ISO 7980	≥ 300 i ≤ 1000	> 1000 i ≤ 3000	> 3000 i do nasycenia
Grunt				
SO ₄ ²⁻ całkowite, mg/kg ^a	EN 196-2 ^b	≥ 2000 i ≤ 3000 ^{3),N7)}	> 3000 ^c i ≤ 12000	> 12000 i ≤ 24000
Kwasowość, ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	nie spotykane w praktyce	
^a Grunty ilaste o przepuszczalności poniżej 10 ⁻⁵ m/s można zakwalifikować do niższej klasy.				
^b Metoda badania przewiduje ekstrakcję SO ₄ ²⁻ z użyciem kwasu chlorowodorowego; alternatywnie można zastosować ekstrakcję wodną, jeżeli przeprowadzono już takie badanie w miejscu zastosowania betonu.				
^c Ograniczenie do 3000 mg/kg należy zmniejszyć do 2000 mg/kg w przypadku, gdy istnieje ryzyko akumulacji jonów siarczanowych w betonie na skutek cyklicznego wysychania i nawilżania lub podciągania kapilarnego.				

3.4. Izolacje wodochronne

Izolacje wodochronne należy zaprojektować w zależności od rodzaju obciążenia wilgocią elementów budynku oraz ze względu na przepuszczalność wody przez grunt. Norma [8] klasyfikuje grunty jako:

- bardzo silnie wodoprzepuszczalne: $k > 10^{-2}$ m/s;
- silnie wodoprzepuszczalne: 10^{-2} m/s $< k < 10^{-4}$ m/s;
- wodoprzepuszczalne: 10^{-4} m/s $< k < 10^{-6}$ m/s;
- słabo przepuszczalne: 10^{-6} m/s $< k < 10^{-8}$ m/s;
- bardzo słabo przepuszczalne: 10^{-8} m/s $< k < 10^{-9}$ m/s;
- prawie wodonieprzepuszczalne: $k < 10^{-9}$ m/s.

3.4.1. Zabezpieczenia przeciwwodne (izolacja typu „ciężkiego”)

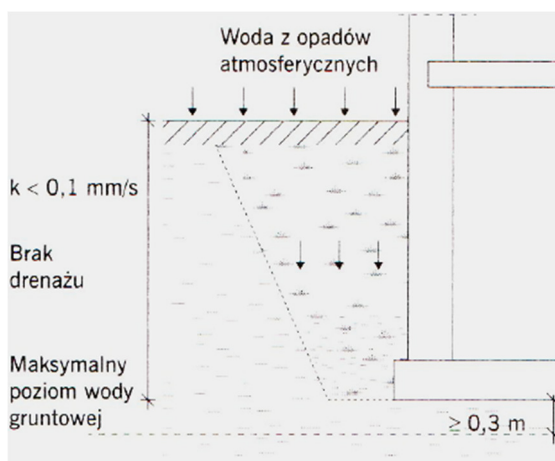
Zabezpieczenia przeciwwodne stosujemy, gdy budynek posadowiono powyżej zwierciadła wody gruntowej w gruncie nieprzepuszczalnym, jak również gdy fundamenty oraz ściany fundamentowe znajdują się poniżej zwierciadła wody gruntowej bez względu na rodzaj gruntu. W tabeli 3.4 przedstawiono podział izolacji przeciwwodnych [3].

Tabela 3.4. Podział izolacji przeciwwodnych [3]

Izolacja przeciwwodna	Arkuszowe	Izolacje samoprzylepne	Osnowowe
			Bezosnowowe
			Warstwy ochronne
		Izolacje przyklejane lepikami	
		Izolacje termozgrzewalne	Jednowarstwowe
			Dwuwarstwowe
		Izolacje przeponowe – folie z tworzyw sztucznych	Luźno układane
			Przyklejane lepikami
	Powłokowe	Izolacja-nawierzchnie	
		Żywyce organiczne dwu- lub jednoskładnikowe	Warstwy gruntujące
			Warstwy hydroizolacyjne
			Warstwy szczepne
		Masy bitumiczne modyfikowane elastomerami termoplastycznymi	
		Masy bitumiczno-polimerowe dwuskładnikowe, chemoutwardzalne	Warstwy gruntujące i hydroizolacyjne
Warstwy ochronne i szczepne			

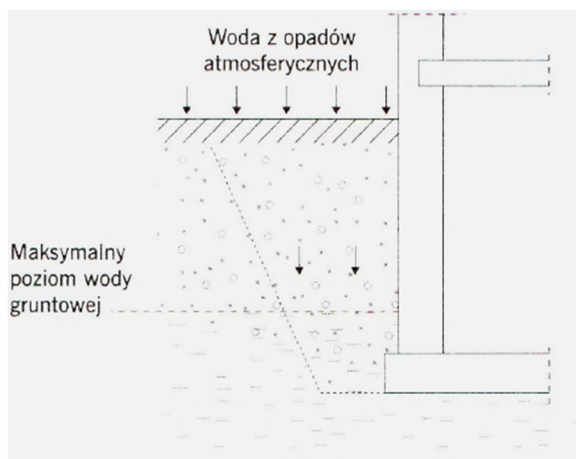
Norma [9] precyzuje zabezpieczenia przeciwwodne dla dwóch rodzajów obciążenia wilgocią:

- obciążenie zalegającą wodą opadową – gdy budynek posadowiony jest na gruntach o niskiej wodoprzepuszczalności ($k \leq 10^{-4}$ m/s), skutkuje to parciem hydrostatycznym na izolację przez spiętrzającą się okresowo wodę opadową (rys. 3.4);



Rys. 3.4. Obciążenie fundamentów zalegającą wodą gruntową [10]

- obciążenie wodą pod ciśnieniem – gdy poziom wód gruntowych jest powyżej poziomu posadowienia lub gdy na fundamenty/ściany fundamentowe przez długi okres oddziałuje woda pod ciśnieniem (rys. 3.5).



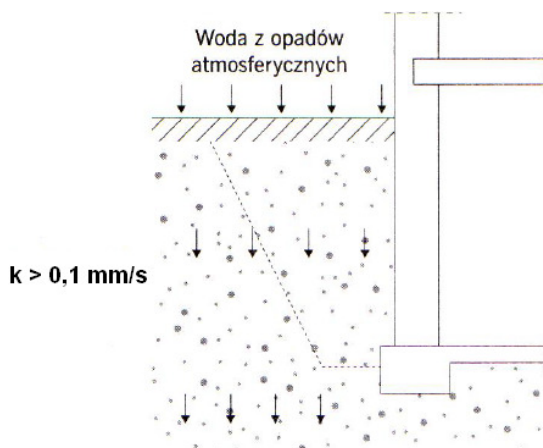
Rys. 3.5. Obciążenie fundamentów wodą pod ciśnieniem [10]

3.4.2. Zabezpieczenia przeciwwilgociowe (izolacja typu „lekkiego”)

Zabezpieczenia przeciwwilgociowe stosujemy, gdy obiekt posadowiono powyżej zwierciadła wody gruntowej w gruncie przepuszczalnym, gdy nie występuje hydrostatyczne parcie wody opadowej na fundamenty lub ściany fundamentowe.

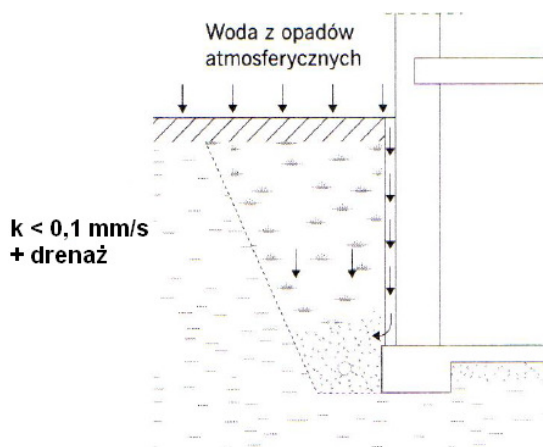
Norma [9] precyzuje dwa rodzaje obciążenia wilgocią, dla których należy zaprojektować zabezpieczenie typu lekkiego:

- obciążenie wilgocią zawarte w gruncie – budynek posadowiony jest w dobrze przepuszczalnym gruncie i wyklucza się wystąpienie wysokiego poziomu wód gruntowych, a współczynnik filtracji gruntu wynosi $k > 10^{-4}$ m/s (rys. 3.6);



Rys. 3.6. Obciążenie fundamentów wilgocią [10]

- obciążenie niezalegającą wodą opadową – gdy w poziomie posadowienia i poniżej występują grunty spójne uniemożliwiające szybkie wsiąkanie wody opadowej ($k \leq 10^{-4}$ m/s), przy czym nadmiar wody opadowej jest usuwany poprzez drenaż (rys. 3.7).



Rys. 3.7. Obciążenie fundamentów niezalegającą wodą opadową [10]

3.5. Materiały zabezpieczające konstrukcje

Wyróżniamy kilka metod podziału materiałów zabezpieczających konstrukcje przed negatywnym wpływem środowiska. Jednym z podziałów jest rozróżnienie na materiały powłokowe oraz arkuszowe. Inny podział uzależniony jest od miejsca usytuowania zabezpieczenia. Wyróżnić możemy izolację: poziomą, pionową, strefy cokołowej, podłóg piwnic oraz płyty fundamentowej.

Izolacja pozioma zabezpiecza konstrukcję przed wpływem wilgoci kapilarnie podciąganej przez mury. Warstwa hydroizolacji winna być ułożona na wierzchniej powierzchni fundamentów i połączona z izolacją pionową.

Izolacja pionowa zabezpiecza zagłębione w gruncie elementy konstrukcyjne budynków przed naporem wilgoci. Musi być połączona z izolacją poziomą, jak również cokołową.

Izolacja strefy cokołowej zabezpiecza ściany budynku przed wpływem wody rozbryzgowej. Powinna być ułożona co najmniej 30 cm nad opaską.

Pozioma izolacja podłogi piwnic zabezpiecza posadzki przed wpływami wilgoci pochodzącymi od warstw znajdujących się poniżej posadzki. Musi być połączona z izolacją pionową i poziomą ścian fundamentowych.

Pozioma izolacja płyty fundamentowej również chroni przed wpływami wilgoci pochodzącymi od warstw znajdujących się poniżej płyty fundamentowej. Zabezpieczenie to nie może być wykonywane na betonie podkładowym.

3.5.1. Bezspoinowe materiały bitumiczne

Wśród bezspoinowych materiałów bitumicznych wyróżnić można: lepiki asfaltowe, roztwory i emulsje asfaltowe, masy asfaltowe, polimerowo-bitumiczne grubowarstwowe masy uszczelniające.

Lepiki asfaltowe są mieszaniną asfaltu, plastyfikatorów, rozpuszczalników i emulgatorów. Lepiki asfaltowe mogą być stosowane na zimno i na ciepło. Lepiki stosowane na ciepło w składzie dodatkowo posiadają środki uplastyczniające. Lepiki mogą być stosowane w temperaturach do 60°C. Lepiki są wrażliwe na działanie niskich temperatur, w związku z tym ich wykorzystanie na hydroizolacje jest ograniczone.

Roztwory i emulsje asfaltowe w zależności od zastosowania podzielić można na stosowane do gruntowania oraz do wykonania właściwych powłok uszczelniających. Właściwości roztworów i emulsji asfaltowych przytacza norma [11] (tab. 3.5).

Tabela 3.5. Właściwości roztworów i emulsji asfaltowych [11]

Właściwości	Wymagania dotyczące emulsji asfaltowej i powłoki z niej wykonanej	
	Emulsja gruntująca	Emulsja powłokowa (powłokowo-klejąca)
Zawartość wody [%]	≤ 70	≤ 50
Czas wysychania [godz.]	≤ 5	≤ 5
Zawartość substancji mineralnych [%]	–	≤ 20
Zdolność rozcieńczania wodą [%]	–	≥ 200
Giętkość (powłoki) przy przeginaniu na półowodzie wałka o średnicy 30 mm w temp. –10°C	–	Brak rys i pęknięć
Nasiąkliwość [% masy]	–	≤ 7
Przeziakliwość powłoki przy działaniu słupa wody o wysokości 1000 mm w czasie 24 godz.	–	Brak przeziakania
Splywność powłoki w temp. +100°C	–	Brak spływania oraz brak tworzenia się pęcherzy i kraterów
Odporność na działanie wody	–	Podłoże i wypełniacz powinny być pokryte masą ²⁾
Zdolność klejenia ¹⁾ [N]	–	≥ 250
Temp. mięknięcia pozostałości po odparowaniu rozpuszczalnika według PiK [°C]	–	≥ 80
Odporność na przebicie statyczne powłoki [daN]	–	≥ 15

¹⁾ Gdy producent deklaruje stosowanie masy jako materiału klejącego

²⁾ Badanie polega na wylewaniu na odpowiednio przygotowaną próbkę z nałożoną powłoką strumienia 500 ml wody z wysokości 300 mm

Roztwory i emulsje asfaltowe stosuje się do gruntowania podłoża pod powłoki wodochronne z bitumicznych materiałów rolowych oraz lepików. Za ich pomocą wykonuje się też samodzielne pionowe izolacje przeciwwilgociowe ze względu na brak zdolności do mostkowania rys.

Masy asfaltowe, zarówno roztwory, jak i emulsje asfaltowe, podzielić można na masy gruntujące, masy do wykonywania właściwych powłok uszczelniających oraz pasty. Masy asfaltowe modyfikuje się polimerami, żywicami i cyklokauczukami [10]. Wymagania stawiane masom asfaltowym przedstawia tabela 3.6.

Tabela 3.6. Właściwości mas asfaltowych [12]

Właściwości	Wymagania dotyczące emulsji asfaltowej i powłoki z niej wykonanej		
	Masa gruntująca	Masa powłokowa (powłokowo-klejąca)	Pasta
Zawartość wody [%]	≤ 0,5		
Czas wysychania [godz.]	≤ 5		
Zawartość składników lotnych [%]	≤ 70	≤ 50	≤ 30
Zawartość składników rozpuszczalnych w chloroformie [%]	–	≤ 30	≤ 50
Giętkość (powłoki) przy przeginianiu na półobwodzie wałka o średnicy 30 mm w temp. 0°C	–	Niedopuszczalne powstawanie rys i pęknięć	–
Nasiakliwość [% masy]	–	≤ 7	≤ 7
Przesiakliwość powłoki przy działaniu słupa wody o wysokości 500 mm w czasie 24 godz.	–	Niedopuszczalna	
Splywność powłoki w temp. +70°C	Niedopuszczalne spływnie oraz tworzenie się pęcherzy i kraterów		
Odporność na przebicie statyczne powłoki [daN]	–	≥ 15	

Masy asfaltowe mogą być wykorzystywane do wykonania samodzielnych izolacji przeciwwilgociowych, przeciwwodnych, jak również do wykonywania izolacji wielowarstwowych. Masy asfaltowe typu tradycyjnego wykorzystywane są coraz rzadziej.

Polimerowo-bitumiczne, grubowarstwowe masy uszczelniające KMB są to nowoczesne materiały hydroizolacyjne o bardzo szybkiej izolacyjności (do 2 godz. od nałożenia). Szczególnie przydatne są one podczas wykonywania fundamentów w trudnych warunkach wodnych ze względu na możliwość szybkiego obsypania wykopów fundamentowych (do 2 dni po nałożeniu) [10]. W tabeli 3.7 przedstawiono wymagania dla mas KMB [13].

Masy KMB stosowane są do wykonywania przeciwwodnych i przeciwwilgociowych zabezpieczeń płyt dennych, izolacji podposadzkowych, izolacji pionowych, rzadziej znajdują zastosowanie jako izolacja pozioma ław fundamentowych. Nie są wykorzystywane na izolacje cokołowe. Zastąpiły tradycyjne masy asfaltowe.

Tabela 3.7. Właściwości mas KMB [13]

Właściwości	Wymagania dla mas KMB			
Mostkowanie rys	Klasa CB0: brak wymagań	Klasa CB1: ≥ 1 mm przy powłoce gr. ≥ 3 mm po wyschnięciu	Klasa CB2: ≥ 2 mm przy powłoce r. ≥ 3mm po wyschnięciu	
Odporność na deszcz	Klasa R0: brak wymagań	Klasa R1: ≤ 4 godz. w odniesieniu do niewyschniętej powłoki gr. ≥ 3 mm	Klasa R2: ≤ 8 godz. w odniesieniu do niewyschniętej powłoki gr. ≥ 3 mm	Klasa R3: ≤ 24 godz. w odniesieniu do niewyschniętej powłoki gr. ≥ 3 mm
Odporność na wodę	1. brak przebarwień wody, 2. brak objawów wypłukiwania wkładki zbrojącej, jeżeli jest stosowana, w odniesieniu do powłoki gr. ≥ 4 mm po wyschnięciu			
Elastyczność w niskich temperaturach	Brak rys			
Stabilność w wysokich temperaturach	Brak spływania / odrywania się powłoki			
Utrata grubości powłoki przy wysychaniu	≤ 50%			
Szczelność	Klasa W1: ≥ 0,0075 N/mm ² w odniesieniu do powłoki bez wkładki zbrojącej, gr. ≥ 3 mm po wyschnięciu	Klasa W2A: ≥ 0,0075 N/mm ² w odniesieniu do powłoki z wkładką zbrojącą, gr. ≥ 4 mm po wyschnięciu	Klasa W2B: ≥ 0,075 N/mm ² w odniesieniu do powłoki bez wkładki zbrojącej, gr. ≥ 4 mm po wyschnięciu	
Wytrzymałość na ściskanie	Klasa C0: brak wymagań	Klasa C1: zmniejszenie gr. warstwy hydroizolacji o maks. 50% przy obciążeniu 0,06 MN/m ² w odniesieniu do powłoki bez wkładki zbrojącej gr. ≥ 3 mm po wyschnięciu; zmiana gr. w ciągu 3 bezpośrednio występujących po sobie dni nie może być większa niż 3%	Klasa C2A: zmniejszenie gr. warstwy hydroizolacji o maks. 50% przy obciążeniu 0,30 MN/m ² w odniesieniu do powłoki z wkładką zbrojącą gr. ≥ 4 mm po wyschnięciu; zmiana gr. w ciągu 3 bezpośrednio występujących po sobie dni nie może być większa niż 3%	Klasa C2B: zmniejszenie gr. warstwy hydroizolacji o maks. 50% przy obciążeniu 0,30 MN/m ² w odniesieniu do powłoki bez wkładki zbrojącej gr. ≥ 4 mm po wyschnięciu; zmiana gr. w ciągu 3 bezpośrednio występujących po sobie dni nie może być większa niż 3%
Opór dyfuzyjny względem pary wodnej ¹⁾	Zgodnie z deklaracją producenta			

¹⁾ Opcjonalnie

3.5.2. Bezspoinowe materiały cementowe

Wśród bezspoinowych materiałów cementowych wyróżnić można: elastyczne szlamy uszczelniające, sztywne szlamy uszczelniające oraz hybrydowe masy uszczelniające.

Elastyczne szlamy uszczelniające w swym składzie zawierają: cement, selekcyjonowane kruszywo mineralne, włókna oraz dodatki w postaci modyfikowanych żywic, związków hydrofobowych, jak również płynne polimery lub redyspergowalne żywice [10].

Elastyczne szlamy są odporne na cykle zamarzania/odmarzania, szkodliwy wpływ soli zawartych w wodzie, zachowują elastyczność w bardzo niskich temperaturach i są odporne na dyfuzję dwutlenku węgla. W tabeli 3.8 przedstawiono wymagania stawiane elastycznym szlamom uszczelniającym [14].

Tabela 3.8. Wymagania stawiane elastycznym szlamom uszczelniającym [14]

Właściwości	Wymagania
Przyczepność do podłoża [MPa]	$\geq 0,5$
Wodoszczelność [MPa]	$\geq 0,3$
Odporność na działanie mrozu [MPa]	Przyczepność do podłoża $\geq 0,5$ Wodoszczelność $\geq 0,3$
Odporność na przebicie statyczne [daN]	≥ 15
Maksymalne naprężenie rozciągające [MPa]	$\geq 0,4$
Wydłużenie względne przy zerwaniu [%]	$> 8\%$
Odporność na powstawanie rys podłoża [mm]	$\geq 0,5$
Opór dyfuzyjny względem pary wodnej	Zgodnie z deklaracją producenta

Ze względu na wysoką odporność na uszkodzenia oraz wysoką nośność na ściskanie materiały te są wykorzystywane do uszczelnień cokołów, izolacji ław fundamentowych.

Sztywne szlamy uszczelniające stosowane są do wykonywania poziomych i pionowych izolacji na wysezonowanych podłożach, które nie są narażone na zarysowania. W tabeli 3.9 przedstawiono wymagania stawiane elastycznym szlamom uszczelniającym [14].

Sztywne szlamy uszczelniające często są stosowane jako wstępne uszczelnienie podłoża o zbyt dużej wilgotności przy wykonywaniu uszczelnień z mas KMB oraz membran samoprzylepnych [10].

Hybrydowe masy uszczelniające stanowią połączenie mas KMB oraz szlamów cementowych, eliminując ich wady, czyli konieczność nakładania dwóch warstw przy stosowaniu szlamów oraz małą odporność mechaniczną w przypadku mas KMB. Definiuje się je jako materiały mineralne spełniające wymagania stawiane masom KMB (ze względu na mostkowanie rys).

Tabela 3.9. Wymagania stawiane sztywnym szlamom uszczelniającym [14]

Właściwości	Wymagania
Przyczepność do podłoża [MPa]	$\geq 0,5$
Wodoszczelność [MPa]	$\geq 0,15$
Odporność na działanie mrozu [MPa]	Przyczepność do podłoża $\geq 0,5$ Wodoszczelność $\geq 0,15$
Odporność na przebicie statyczne [daN]	≥ 15
Opór dyfuzyjny względem pary wodnej	Zgodnie z deklaracją producenta

3.5.3. Krystaliczne zaprawy uszczelniające

Krystaliczne zaprawy uszczelniające są materiałami uszczelniającymi strukturę betonową poprzez tworzenie struktur nieprzepuszczalnych w porach materiału betonowego. Beton zabezpieczony krystalicznymi zaprawami uszczelniającymi zachowuje się jako beton wodoszczelny, w sytuacji gdy jest to beton niezarysowany.

Tabela 3.10. Wymagania stawiane krystalicznym zaprawom uszczelniającym [15]

Właściwości	Wymagania	
Przepuszczalność wody pod zwiększonym ciśnieniem [MPa]	$> 0,5$	
Efektywność uszczelnienia wgłębnego (rysy nie większe niż 0,3 mm)	Brak przecieku przez 48 godz. przy ciśnieniu nie mniejszym niż 0,5 MPa	
Nasiąkliwość (dotyczy zapraw cementowych) ¹⁾	Obniżenie o co najmniej 5%	
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach twardnienia ²⁾	Nie mniejsza niż próbek kontrolnych	
Mrozoodporność po 50 cyklach zamrażania i odmrażania ^{1), 2)}	ubytek masy	Nie większy niż próbek kontrolnych
	obniżenie wytrzymałości	Nie większe niż próbek kontrolnych
Opór dyfuzyjny dla pary wodnej [m]	≤ 4	
Względny współczynnik dyfuzji jonów chlorkowych	0,8	
Odporność na działanie środowisk agresywnych lub substancji chemicznych deklarowanych przez producenta	Możliwa nieznaczna zmiana wyglądu po 2 miesiącach działania agresywnego roztworu	
Odporność na ługujące działanie wody	Brak wykwitów po 1 miesiącu działania wody	
Stan zbrojenia w zaprawie uodpornionej wgłębnie ³⁾	Pasywny	
Zawartość jonów chlorkowych rozpuszczalnych w wodzie ³⁾ [%]	Nie więcej niż 0,05	

¹⁾ W odniesieniu do próbek kontrolnych z betonu lub zaprawy cementowej

²⁾ Badanie wykonywane w przypadku deklarowanego stosowania uodpornionych wyrobów lub zapraw cementowych w warunkach zewnętrznych

³⁾ Badanie wykonywane w przypadku deklarowanego stosowania wyrobów do uodporniania wgłębnego konstrukcji żelbetowych

W tabeli 3.10 przedstawiono wymagania stawiane krystalicznym zaprawom uszczelniającym [15].

Krystaliczne zaprawy uszczelniające są w stanie uszczelnić rysy o szerokości 0,3-0,4 mm i działają tylko w miejscach wilgotnych [10].

3.5.4. Rolowane materiały bitumiczne

Do rolowanych materiałów bitumicznych zaliczyć można: papy mocowane do podłoża za pomocą masy asfaltowej lub lepiku, papy termozgrzewalne oraz membrany samoprzylepne (tab. 3.11). Wyróżnić można kilka osnów pap asfaltowych. Są to [5]:

- osnowy z tkanin technicznych,
- welon z włókien szklanych lub tworzyw sztucznych,
- osnowa na włókninie przeszywanej,
- osnowa na taśmie aluminiowej (stosowana jako paroizolacja),
- osnowa z wkładką miedzianą (stosowana w dachach zielonych).

Papy termozgrzewalne oraz samoprzylepne membrany bitumiczne stosowane są do wykonywania pionowych oraz poziomych izolacji przeciwwodnych i przeciwwilgociowych.

3.5.5. Rolowane materiały z tworzyw sztucznych

Do rolowanych materiałów z tworzyw sztucznych zaliczyć można folie i membrany wykonane z: polichlorku winylu (PVC), elastomerów poliolefinowych (FPO), polipropylenu (PP), polietylenu (PE) oraz kauczuku (EPDM). Membrany te mogą występować w wariantach niewzmocnionej oraz wzmacnionej np. siatką polimerową lub włóknami szklanymi. Do użytku dopuszczone są tylko takie membrany lub folie, których łączenie możliwe jest poprzez klejenie systemowe, wulkanizowanie lub zgrzewanie [3]. Według zaleceń ITB, folie PP i PE nie mogą być cieńsze niż 2 mm, natomiast folie PVC nie mogą być cieńsze niż 1 mm [17].

Z folii i membran wykonanych z tworzyw sztucznych można wykonywać zarówno izolacje przeciwwodne, jak i przeciwwilgociowe. Stosowane najczęściej na dachach i powierzchniach płaskich.

3.5.6. Izolacje bentonitowe

Materiał bentonitowy pod wpływem działalności wody rozszerza swoją objętość (12 do 15 razy), tworząc szczelną przegrodę wodoszczelną. Izolacja bentonitowa ze względu na dużą rozszerzalność ma zdolność samoregeneracji drobnych uszkodzeń mechanicznych (2-3 mm) [10]. W technologii wykorzystującej bentonit najczęściej stosowane są maty lub membrany, jak również materiały liniowe stosowane np. do odizolowania płyt fundamentowych w zwartej zabudowie.

Tabela 3.11. Wymagania stawiane rolowanym materiałom bitumicznym [16]

Właściwości	Termozgrzewalne papy asfaltowe i asfaltowe modyfikowane	Samoprzylepne membrany (papy) asfaltowe modyfikowane	Papy asfaltowe klejone lepikiem do podłoża (na osnowie z welonu szklanego)
Gramatura osnowy [g/m ²]	poliestrowa ≥ 180 mieszana ≥ 160 z welonu szklanego ≥ 60 z tkaniny szklanej ≥ 200 zdwojona (przeszywana z tkaniny szklanej i welonu szklanego) ≥ 270	poliestrowa ≥ 180 mieszana ≥ 160 z welonu szklanego ≥ 60 z tkaniny szklanej ≥ 200 z welonu i siatki szklanej ≥ 100	≥ 60
Zawartość składników rozpuszczalnych [g/m ²]	≥ 2500		≥ 1200
Giętkość przy przeginaniu na wałku o średnicy:	30 mm: niedopuszczalne powstanie na zewnętrznej stronie rys i pęknięć dla pap niemodyfikowanych w temp. do 0°C, pap modyfikowanych SBS do -15°C, dla pap modyfikowanych APP do -5°C	30 mm: niedopuszczalne powstanie na zewnętrznej stronie rys i pęknięć w temp. do -20°C	80 mm: niedopuszczalne powstanie na zewnętrznej stronie rys i pęknięć w temp. do 0°C
Maksymalna siła rozciągająca [N] przy rozciąganiu wzdłuż:	Papy na osnowie: poliestrowa ≥ 800 mieszana ≥ 600 z welonu szklanego ≥ 300 z tkaniny szklanej ≥ 900 zdwojona (przeszywana z tkaniny szklanej i welonu szklanego) ≥ 900	Papy na osnowie: poliestrowa ≥ 800 mieszana ≥ 600 z welonu szklanego ≥ 300 z tkaniny szklanej ≥ 900 z welonu i siatki szklanej ≥ 800	Średnia przy rozciąganiu z dwóch kierunków ≥ 280
Wydłużenie [%] przy maksymalnej sile rozciągającej	Przy rozciąganiu wzdłuż lub w poprzek papy na osnowie: poliestrowa ≥ 40 mieszana ≥ 2 z welonu szklanego ≥ 2 z tkaniny szklanej ≥ 2 zdwojona (przeszywana z tkaniny szklanej i welonu szklanego) ≥ 2	Przy rozciąganiu wzdłuż lub w poprzek na osnowie: poliestrowa ≥ 40 mieszana ≥ 2 z welonu szklanego ≥ 2 z tkaniny szklanej ≥ 2 z welonu i siatki szklanej ≥ 2	Średnia przy rozciąganiu z dwóch kierunków ≥ 2
Wytrzymałość złącza na ścinanie [N/50 mm]	Zerwanie poza złączeniem, ale nie mniej niż wytrzymałość wyrobu	Zerwanie poza złączeniem lub ≥ 150	
Odporność na uderzenie (metoda A i B)	Przy wysokości spadania 500 mm niedopuszczalne przebicie pokrycia powodujące przesiąkanie		Przy wysokości spadania 20 mm niedopuszczalne przebicie pokrycia powodujące przesiąkanie
Wodoszczelność	Brak przecieku przy ciśnieniu 0,2 MPa w ciągu 24 godz.		Brak przecieku przy słupie wody 500 mm w ciągu 100 godz.

3.6. Przepuszczalność wody przez beton

Częstym zjawiskiem podczas projektowania np. fundamentów bezpośrednich lub zbiorników jest wykonanie konstrukcji z betonu wodoszczelnego. Zastosowanie tego typu betonu przy założeniu prawidłowej otuliny, zgodnej z klasą środowiska, może wyeliminować konieczność stosowania zabezpieczeń przeciwwodnych lub przeciwwilgociowych. Normy PN-B-06250 oraz PN-EN 206 określają stopień wodoszczelności betonu. Jest to parametr, który klasyfikuje beton pod względem przepuszczalności napierającej wody pod ciśnieniem. Wyróżniamy klasy wodoszczelności od W2 do W12. Klasy wodoszczelności przedstawia tabela 3.12.

Tabela 3.12. Stopień wodoszczelności betonu przy jednostronnym parciu wody [6]

Wskaźnik ciśnienia	Stopień wodoszczelności betonu przy jednostronnym parciu wody	
	stałym	okresowym
0,5-5	W2	W2
6-10	W4	W2
11-15	W6	W4
16-20	W8	W6
21-40	W10	W8
ponad 40	W12	W10

Wskaźnik ciśnienia obliczany jest jako stosunek wysokości słupa wody do grubości przegrody. Beton zwykły nie musi być sprawdzany w przypadku, gdy wskaźnik ciśnienia jest niższy niż 0,5. Próbkę do sprawdzenia stopnia wodoszczelności mogą być pobierane podczas projektowania składu betonu w laboratorium przy stanowisku betonowania lub też mogą być pobierane z istniejących konstrukcji [6].

Badanie przepuszczalności wody przez beton

Do badań można wykorzystywać próbki typu A lub B o wymiarach zgodnie z tabelą 3.13. Dopuszcza się badanie próbek wyciętych z konstrukcji. Wymiar wyciętej próbki z istniejącej konstrukcji powinien wynosić 150 mm w kierunku zakładanego parcia wody. Badania wodoszczelności wykonuje się na 6 próbkach pobranych z jednej partii betonowania. Próbkę przechowuje się w warunkach zbliżonych do warunków dojrzewania betonu w wyrobie i bada się w wieku 28 dni, chyba że dokumentacja projektowa przewiduje inaczej.

Tabela 3.13. Wymiary próbek do badania stopnia wodoszczelności [6]

Wymagana cecha	Próbka sześcienna typu:	
	A	B podstawowa
Wymiar boku [mm]	200	150
Zastosowanie do frakcji kruszywa poniżej [mm]	63	32
Powierzchnia przekroju próbki [cm ²]	400	225
Tolerancje wymiarowe form stalowych:		
– wymiar boku [mm]	±2,0	±1,5
– odchylenie stykających się ścian od kąta prostego [mm/mm]	±1/100	±1/100
– odchylenie od płaszczyzny [mm/mm]	±0,05/100	±0,05/100
Współczynnik przeliczeniowy wytrzymałości ze względu na wymiary próbek, α	1,05	1,00

Badanie próbki odbywa się w maszynie, w której zapewnić można dostęp wody o ciśnieniu do 1,2 MPa do powierzchni próbki o średnicy 100 mm. Powierzchnie, które bezpośrednio nie stykają się ze słupem wody i nie mają posłużyć do obserwacji przecieku wody, należy zabezpieczyć, np. żywicą epoksydową.

Temperatura wody i pomieszczenia przy badaniu powinna wynosić $18 \pm 2^\circ\text{C}$. Ciśnienie wody należy zwiększać co 24 godziny o 0,2 MPa, a ciśnienie końcowe utrzymywać przez 24 godziny.

Podczas badania obserwuje się, czy na niezabezpieczonej powierzchni próbki nie występują przecieki wody. Beton osiąga założony stopień wodoszczelności, gdy w czterech na sześć badanych próbek nie stwierdza się przesiąkania. Norma [6] zaleca rozłupanie próbek badawczych w celu zmierzenia głębokości penetracji wody w próbce.

3.7. Podsumowanie

Rozdział przedstawia złożoność zagadnień związanych z zabezpieczeniem przeciwwodnym oraz przeciwwilgociowym konstrukcji betonowych. Podjęto próbę usystematyzowania elementów związanych z agresywnością środowiska, rodzajami korozji, typami oraz rodzajami hydroizolacji. W rozdziale zaprezentowano właściwości stawiane materiałom izolacyjnym, jak również zastosowanie przytoczonych materiałów.

Literatura

1. PN-EN 206+A2:2021-08: Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
2. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T., Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom 2. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2011.

3. Pełna ochrona betonu z wykorzystaniem produktów systemu Penetron. Obiekty kubaturowe i inżynierskie. Wydanie drugie. Opracowanie materiałów: A. Marek, Wydawnictwo Penetron, Kraków 2017.
4. PN-EN 1992-1-1:2008: Projektowanie konstrukcji z betonu. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
5. Karysia J. (red.), Ochrona przed wilgocią i korozją biologiczną w budownictwie. Grupa Medium, Warszawa 2014.
6. PN-B-06250:1988: Beton zwykły.
7. BS 8500-1:2006: Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206-1 Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier.
8. DIN 18130-1:1998-05: Baugrund – Untersuchung von Bodenproblem; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts. Teil 1: Laborversuche.
9. DIN 18195 Bauwerksabdichtung, Teil 1-10.
10. Rokiell M., Hydroizolacje podziemnych części budynków i budowli. Wydanie IV, Wydawnictwo Grupa Medium, Warszawa 2019.
11. ZUAT-15/IV.02/2005: Wyroby bitumiczne. Emulsje asfaltowe i asfaltowe modyfikowane, ITB 2005.
12. ZUAT-15/IV.07/2005: Wyroby bitumiczne rozpuszczalnikowe. Masy asfaltowe i asfaltowe modyfikowane, ITB 2005.
13. PM-EN 15814+A2:2015-02: Grubowarstwowe powłoki asfaltowe modyfikowane polimerami do izolacji wodochronnej – Definicje i wymagania.
14. ZUAT-15/IV.13/2002: Wyroby zawierające cement przeznaczone do wykonywania powłok hydroizolacyjnych, ITB 2002.
15. ZUAT-15/IV.21/2005: Wyroby do uszczelniania betonów i zapraw cementowych krystalizacją węglaną, ITB 2005.
16. Komentarz do normy PN-EN 14967 Elastyczne wyroby wodochronne. Wyroby asfaltowe do poziomej izolacji przeciwwilgociowej. Definicje i właściwości wraz z zaleceniami ITB dla wyrobów objętych normą, ITB 2010.
17. Komentarz do normy PN-EN 14909 Elastyczne wyroby wodochronne. Wyroby z tworzyw sztucznych i kauczuku do poziomej izolacji przeciwwilgociowej. Definicje i właściwości wraz z zaleceniami ITB dla wyrobów objętych normą, ITB 2011.

Rozdział 4

PEKANIE ŚCIAN – PRZYCZYNY, ZAPOBIEGANIE, NAPRAWA

Krzysztof Kubicki¹

Streszczenie: Ściany budynków mają za zadanie bezpiecznie przenosić na fundamenty obciążenia oddziałujące na konstrukcję i oddzielać poszczególne pomieszczenia od siebie oraz przestrzeni zewnętrznej. Mimo rozwoju nauki i coraz lepszych metod obliczeniowych często dochodzi do zarysowań lub nawet pęknięcia ścian. Czasem jest to spowodowane błędami projektowymi lub wykonawczymi, ale zdarzają się sytuacje nieprzewidywalne. W rozdziale omówione zostały przyczyny powstawania pęknięć w ścianach, sposoby zapobiegania takim uszkodzeniom oraz metody ich naprawiania.

Słowa kluczowe: konstrukcje betonowe, konstrukcje murowe, rysy, dylatacje

4.1. Wprowadzenie

Uszkodzenia elementów budowlanych w postaci pęknięć czy zarysowań mogą mieć różne przyczyny. Poza przypadkami oczywistymi, takimi jak przeciążenie konstrukcji, pożar czy stany awaryjne spowodowane np. wypłukaniem gruntu pod fundamentem, mamy szerokie spektrum przyczyn związanych z błędami projektowymi, wykonawczymi i eksploatacyjnymi. Ściany zarówno nośne, jak i działowe są zwykle elementami ściskanymi i mogłoby się wydawać, że będą niepodatne na zarysowania. Jednak w rzeczywistości pęknięcia ścian występują dość często. Nieduże i stabilne rysy zwykle nie są groźne dla bezpieczeństwa konstrukcji, jednak psują estetykę budynku i mogą być przyczyną dyskomfortu użytkowników.

Konstrukcja ścian może być różnorodna. Ściany wznosi się jako betonowe (monolityczne lub prefabrykowane) lub jako konstrukcje murowe z elementów drobnowymiarowych (cegły, pustaki, bloczki). Elementy konstrukcji murowych wykonuje się z takich materiałów, jak: ceramika, silikaty, beton, beton komórkowy lub kamień (naturalny bądź sztuczny). Ściany z betonu projektuje się według Eurokodu 2 [1] (wcześniej według Polskiej Normy [2]) oraz [3], natomiast konstrukcje murowe – według Eurokodu 6 [4-7]. Zasady obliczania i konstruowania m.in. ścian żelbetowych omówione zostały np. w [8].

¹ dr inż., Politechnika Częstochowska, krzysztof.kubicki@pcz.pl

4.2. Przyczyny pęknięć ścian

Grożne dla konstrukcji pęknięcia ścian powstają na skutek nierównomiernego osiadania fundamentów. Inicjowane są zwykle w narożach otworów okiennych lub drzwiowych (rys. 4.1). W takich przypadkach często dochodzi również do uszkodzenia ław fundamentowych. Wyniki analizy numerycznej od wybranych obciążeń dla ścian auli przedstawiono na rysunku 4.2. Rozważana aula o ścianach żelbetowych ma w rzucie wymiary 15x24 m i wysokość 6,7 m.



Rys. 4.1. Pęknięcie ściany w narożu otworu

Na rysunku 4.2a pokazano widok bryły budynku auli, natomiast na rysunkach 4.2b-f zaprezentowano wyniki analizy dla wybranych przypadków obciążenia w postaci map przedstawiających naprężenia Misesa w zewnętrznej warstwie ścian (pominięto prezentację wyników dla stropu). Analiza została przeprowadzona w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022. Ma ona charakter wyłącznie poglądowy, gdyż nie uwzględnia wszystkich przypadków obciążeń i ich kombinacji oraz nie zakłada sprężystości podłoża pod fundamentami.

Zredukowane naprężenia Misesa σ_{Mises} program oblicza ze wzoru

$$\begin{aligned}\sigma_{Mises} &= \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_{XX} - \sigma_{YY})^2 + \sigma_{XX}^2 + \sigma_{YY}^2] + 3\sigma_{XY}^2} = \\ &= \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_1^2 + \sigma_2^2]}\end{aligned}\quad (4.1)$$

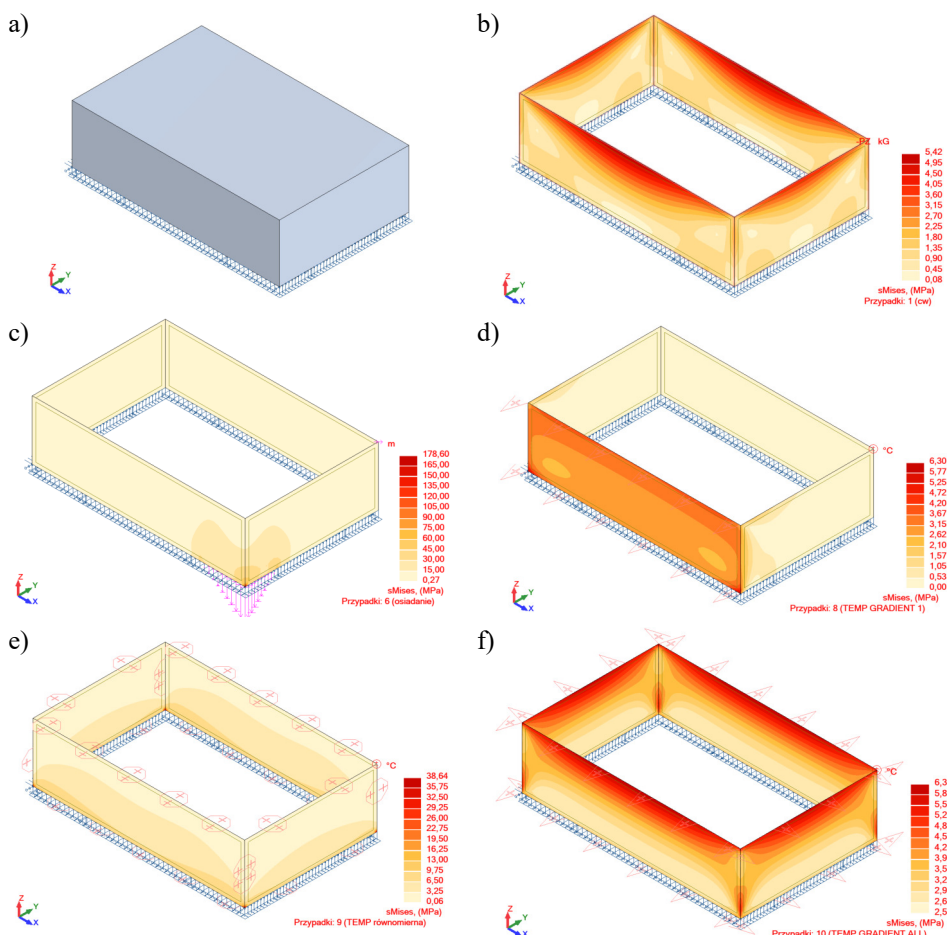
gdzie:

σ_{XX} , σ_{YY} , σ_{XY} – naprężenia dla poszczególnych powierzchniowych elementów skończonych w układzie lokalnym,

σ_1 , σ_2 – naprężenia główne dla poszczególnych powierzchniowych elementów skończonych w układzie lokalnym.

Dla porównania wyników od oddziaływań niemechanicznych na rysunku 4.2b przedstawiono mapy naprężeń Misesa od ciężaru własnego konstrukcji (maksymalna wartość $\sigma_{Mises} = 5,47$ MPa). Na rysunku 4.2c pokazano wyniki naprężeń od osiadania ław fundamentowych pod narożnikami auli. W samym narożniku przyjęto obniżenie podpory o 1 cm. Założono, że osiadanie będzie zmieniało się liniowo, przy czym jego zasięg dla dłuższej ściany będzie wynosił 5,11 m, a dla krótszej 3,66 m. Maksymalne naprężenia dla takiego przypadku wyniosły lokalnie $\sigma_{Mises} = 178,8$ MPa na styku naroża z fundamentem. W rzeczywistości te naprężenia będą niższe (rzędu 50 MPa), gdyż ich koncentracja wynika z przyjętego modelu podpór punktowych, co i tak daje wartości naprężeń ok. 10 razy większe niż wyliczone dla ciężaru własnego.

Pozostałe mapy naprężeń (rys. 4.2d-f) przedstawiają wyniki dla różnych obciążeń termicznych i szczegółowo są omówione w dalszej części.



Rys. 4.2. Naprężenia Misesa w ścianach auli dla różnych przypadków obciążeń (opis w tekście)

Samo nierównomierne osiadanie może mieć wiele przyczyn:

- brak lub nieprawidłowe rozpoznanie warunków gruntowych i wodnych,
- błędnie zaprojektowane fundamenty z uwagi na obciążenia (nierównomierna nośność fundamentów w różnych częściach budynku),
- zbyt mała głębokość posadowienia, szczególnie na gruntach wysadzinowych,
- zmieniające się warunki wilgotnościowe pod fundamentem,
- wypłukiwanie gruntu pod fundamentem,
- szkody górnicze.

Pęknięcia mogą pojawiać się na ścianach także w wyniku zjawisk reologicznych. W tej grupie przyczyn na szczególną uwagę zasługuje skurcz betonu, z którego zostały wykonane nie tylko same ściany, ale również ławy fundamentowe, ściany fundamentowe, słupy konstrukcji szkieletowych czy stropy. Problem ten dotyczy głównie elementów monolitycznych i spowodowany jest najczęściej niewłaściwym składem mieszanki betonowej (zbyt duża ilość wody). Skurcz plastyczny mieszanki betonowej może uwidocznić się po 2-4 godzinach, natomiast skurcz wiązania po około 4 godzinach.

W mieszance betonowej zarysowania mogą pojawić się także wskutek osiadania podpór i przemieszczeń deskowania (po 1-2 godzinach od zabetonowania). W tak zwanym młodym betonie da się zaobserwować zarysowania powstałe wskutek naprężeń własnych po 12-36 godzinach. W tym samym czasie mogą wystąpić rysy spowodowane niewłaściwą pielęgnacją lub niedostatecznym zbrojeniem w obrębie przerw roboczych. Zarysowania powstałe w młodym betonie stabilizują się w okresie jego dojrzewania i zwykle nie są groźne dla konstrukcji. Należy jednak zwrócić uwagę na zabezpieczenie takich elementów przed wilgocią czy czynnikami chemicznymi, aby w przyszłości uniknąć korozji zbrojenia. Jeśli zarysowania tego typu występują bezpośrednio w ścianach betonowych, należy je przed otynkowaniem naprawić.

W betonie stwardniałym rysy spowodowane skurczem lub pęczaniem, a także zmianami temperatury powstają w późniejszym okresie. Uszkodzenia takie występują często w budynkach szkieletowych, w których konstrukcje murowe wypełniają szkielet z żelbetu. Wówczas ściany mogą się odspajać od elementów nośnych szkieletu lub się zarysowywać. Z uwagi na różne właściwości mechaniczne materiałów, jak też ich współczynniki rozszerzalności liniowej poszczególne elementy konstrukcji odkształcają się inaczej. Naprężenia powstałe na styku takich elementów często powodują powstawanie nieciągłości.

Uszkodzenia konstrukcji murowych powodowane są nie tylko działaniem zewnętrznych obciążeń mechanicznych, ale również odkształceniami termicznymi i wilgotnościowymi, skurczem i pęczaniem. W obliczeniach zjawisko skurczu może być uwzględniane jako równoważne oddziaływanie zmian temperatury.

Wpływ zmian temperatury dla różnych przypadków obciążeń przedstawiono na rysunkach 4.2d-f. W każdym z tych trzech przypadków zmiana temperatury

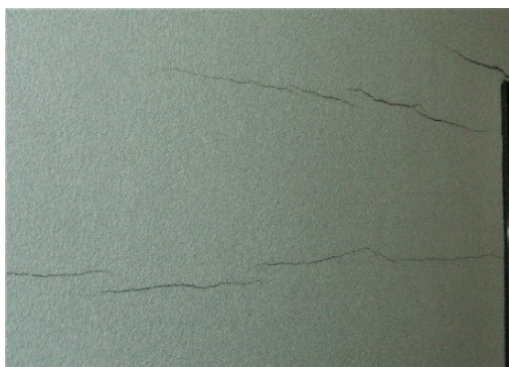
wynosiła 20°C, jednak różny był sposób jej oddziaływania na konstrukcję. Na rysunku 4.2d przedstawiono mapy naprężeń dla obciążenia gradientem temperatury wyłącznie dłuższej ściany. Taka sytuacja może mieć miejsce przy bezpośrednim nagrzaniu powierzchni jednej ściany. W tym przypadku wartości maksymalnych naprężeń są porównywalne z naprężeniami od ciężaru własnego konstrukcji i ograniczają się właściwie tylko do tej obciążonej ściany i pobliskich stref w stykających się ścianach. Przy obciążeniu gradientem temperatury wszystkich ścian i stropu (rys. 4.2f) uzyskano dodatkowe naprężenia na wszystkich powierzchniach ścian, przy czym ich wielkość, a nawet rozkład są zbliżone do naprężeń od ciężaru własnego. Z kolei na rysunku 4.2e przedstawiono wyniki dla równomiernego ogrzania wszystkich elementów rozważanej konstrukcji. Tu wystąpiła koncentracja naprężeń przy węzłach podporowych narożników ($\sigma_{Mises} = 38,64$ MPa), ale oddalając się od nich, naprężenia szybko maleją do akceptowalnych wielkości rzędu kilku do kilkunastu MPa.

Norma [4] zaleca, aby współczynniki pęcznienia czy liniowej odkształcalności termicznej α_t oraz rozszerzalność pod wpływem wilgoci czy skurczu określać na podstawie badań, przy czym aktualnie, poza współczynnikiem α_t , nie ma europejskich metod ich określania. Norma ta podaje tylko przedziały zmian wartości wymienionych powyżej właściwości odkształceniowych muru. Uszkodzenia od zmian temperatury szczególnie się nasilają w przypadku murów o dużych wymiarach, które nie posiadają dobrej izolacji termicznej (rys. 4.3). Dodatkowo w miejscach spoin jest zwykle mniejsza izolacyjność i pojawiają się tam na tynku ciemne ślady, wynikające z wykraplania się pary wodnej w okresie zimowym.



Rys. 4.3. Zarysowanie muru od odkształceń termicznych

Negatywny wpływ zjawisk reologicznych i oddziaływań termicznych, a nawet nierównomiernego osiadania można ograniczyć przez poprawne zaprojektowanie i rozmieszczenie dylatacji. Zbyt duże ich rozstawy lub wykonanie w niewłaściwych miejscach prowadzi do powstawania rys, a nawet pęknięć murów, w tym np. ścinania w płaszczyźnie spoin poziomych (rys. 4.4).



Rys. 4.4. Zarysowanie muru przy zbyt dużych odległościach między dylatacjami pionowymi

Uszkodzenia powodowane zmianami wilgotności lub bezpośrednim zawilgoceniem np. źle izolowanych ścian fundamentowych (rys. 4.5) mogą mieć różny mechanizm powstawania. Zawilgocenie może powodować wewnątrz muru krystalizację soli rozpuszczalnych w wodzie, co w konsekwencji powoduje dodatnią zmianę objętości i rozsadzanie przegrody.

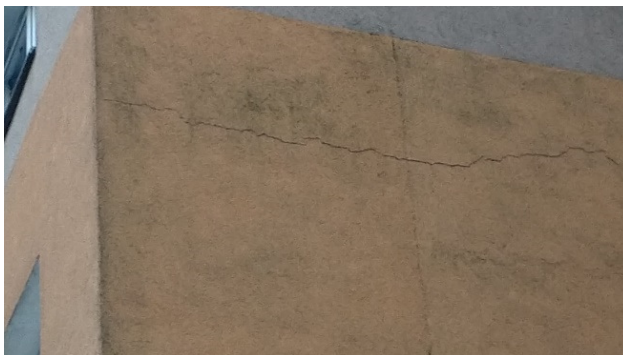


Rys. 4.5. Zarysowanie muru zawilgoconego

Zwiększenie wilgotności powoduje zwykle rozszerzenie się materiału, z którego jest wykonany mur, co przy braku swobody odkształceń generuje dodatkowe naprężenia ściskające w ścianie.

Pęknięcia ścian mogą być spowodowane także błędami wykonawczymi. Przykładowo na rysunku 4.6 pokazane jest zarysowanie ściany elewacyjnej mieszkalnego budynku wzniesionego w technologii wielkopłytkowej W-70. Pęknięcia uwidocznione są w miejscach niektórych styków prefabrykowanych płyt i mogą świadczyć o niepoprawnym wykonaniu zamka pomiędzy nimi. Takie uszkodzenia są trudne do wychwycenia, ponieważ nie widać ich od wnętrza budynku (w tych miejscach przebiegają stropy), a na zewnątrz przed termomodernizacją

wszystkie styki płyt wydają się wyglądać na poprawne. Dopiero po ociepleniu i wykończeniu tynkiem z czasem w niewrażliwych miejscach ujawniają się takie nieprawidłowości.



Rys. 4.6. Pęknięcie na elewacji

Często spotykane są zarysowania wewnętrznych ścian nienośnych oddzielających (rys. 4.7). Problem ten dotyczy ścian działowych zarówno w budynkach szkieletowych, wznoszonych tradycyjnie, jak również z prefabrykatów. Przyczyną jest zwykle nieprawidłowe wykonanie styku takiej ściany ze znajdującym się nad nim stropem albo belką, polegające na wymurowaniu ostatniej warstwy muru na styk. Efektem jest powstanie pęknięć nie tylko w samym styku, ale także na całej wysokości ściany. Uginający się strop będzie ścisnął ścianę, powodując jej pęknięcie po przekroczeniu wytrzymałości.



Rys. 4.7. Pęknięcie nienośnej ściany oddzielającej

W małych budynkach, np. w domkach jednorodzinnych, z uwagi na małe rozpiętości stropów, a co za tym idzie, również niewielkie ugięcia, problem ten

zwykle nie występuje. Ze wzrostem rozpiętości rosną i przemieszczenia pionowe stropów, stwarzając realne zagrożenie pękaniem ścian działowych.

4.3. Zapobieganie pękaniu ścian

Zarówno na etapie projektowania, jak i wykonawstwa należy podejmować działania zapobiegające powstawaniu pęknięć ścian. Podstawowym działaniem w czasie projektowania jest przeprowadzenie analizy pozwalającej poprawnie zaprojektować wszystkie elementy konstrukcji budynku, w tym przerwy dylatacyjne. Szczególnie istotne jest takie zaprojektowanie fundamentów, aby osiadania w każdym miejscu były zbliżone do siebie. Jeśli nie da się zapewnić równomiernego osiadania całej budowli, np. z uwagi na trudne warunki geotechniczne, przeważający udział obciążeń zmiennych, różne poziomy posadowienia części budynku lub ich znaczne różnice wysokości, należy wówczas wydzielić te części poprzez zastosowanie przerw dylatacyjnych na całej wysokości obiektu, łącznie z ławami fundamentowymi. Takie dylatacje zwane są konstrukcyjnymi. Dylatacje zawsze powinny obejmować całą grubość ściany bądź zewnętrznej warstwy ściany szczelinowej. Jeśli zapewnione jest równomierne osiadanie całego budynku, dylatacje pionowe mogą zaczynać się na górnej powierzchni ław fundamentowych i sięgać do dachu. Przykłady rozwiązań przerw dylatacyjnych w konstrukcjach budowlanych przedstawiono w [9]. Dodatkowo dylatacje ścian elewacyjnych muszą być wykonane w taki sposób, aby zabezpieczyć przed penetracją wody z opadów i niekontrolowaną infiltracją powietrza. Najczęściej właściwą szczelność uzyskuje się przez zastosowanie specjalnych profili dylatacyjnych, w postaci odpowiednio ukształtowanych wkładek. Przytwierdza się je do ściany, zatapiając pasy siatki, które są zamocowane do wkładki, na zakład z siatką zbrojącą, mocowaną na płytach stanowiących izolację termiczną ściany. Dzięki takim profilom możliwe jest zapewnienie szczelności przed wilgocią, powietrzem, brudem, mikroorganizmami czy insektami oraz prawidłowej współpracy rozdzielonych części budynku pod warunkiem zachowania ciągłości wkładek.

Generalnie Eurokod 2 [1] zaleca dla konstrukcji narażonej na skurcz betonu i oddziaływanie różnic temperatury, aby rozmieszczenie i odległości pomiędzy dylatacjami ustalać każdorazowo na podstawie analizy konstrukcji. Można jednak pominąć taką analizę, jeśli między przerwami dylatacyjnymi odległości d_{joint} nie są większe niż 30 m (zalecana wartość przez angielską wersję Normy Europejskiej). Dla konstrukcji wybudowanych z elementów prefabrykowanych odstęp między dylatacjami mogą być większe niż dla konstrukcji monolitycznych, gdyż część skurczu i pęcznienia dokonuje się jeszcze przed wbudowaniem w obiekt. Maksymalne odległości między dylatacjami d_{joint} dla różnych rodzajów konstrukcji określone są w Załączniku krajowym normy [1]. Zalecenia podane

w tabeli 4.1 (poza ostatnim wierszem dotyczącym ścian masywnych) przeniesiono do Załącznika krajowego z normy [2].

Tabela 4.1. Maksymalne odległości między przerwami dylatacyjnymi [1]

Rodzaj konstrukcji	Odległość między dylatacjami d_{joint} w metrach
Konstrukcje poddane wahaniom temperatury zewnętrznej	
a) ściany niezbrojone	5
b) ściany zbrojone	20
c) żelbetowe konstrukcje żelbetowe	30
d) dachy nieocieplone, gzymsy	20
Ogrzewane budynki wielokondygnacyjne	
a) wewnętrzne ściany i stropy monolityczne betonowane w jednym ciągu	20
b) jak wyżej – z betonowanymi odcinkami nie większymi niż 15 m, z pozostawieniem przerw do późniejszego betonowania	jak w przypadku wewnętrznych ścian prefabrykowanych
c) wewnętrzne ściany prefabrykowane z zewnętrznymi ścianami prefabrykowanymi	50
d) jak wyżej – z zewnętrznymi ścianami z betonu komórkowego	40
e) jak wyżej – z zewnętrznymi ścianami lekkimi, podłużna ściana usztywniająca w środkowej części budynku	70
f) jak wyżej – ze ścianami usztywniającymi w skrajnych częściach budynku	50
g) prefabrykowane konstrukcje szkieletowe i konstrukcje monolityczne z usztywnieniem w środkowej części budynku	jak w przypadku wewnętrznych ścian prefabrykowanych
h) monolityczne konstrukcje szkieletowe ze ścianami usztywniającymi w skrajnych częściach budynku – odpowiednio	jak dla a) lub b)
Ogrzewane jednokondygnacyjne hale żelbetowe bez ścian usztywniających lub tylko w środkowej części z zewnętrznymi ścianami o małej sztywności nie ulegającymi zarysowaniu przy odkształceniu ich w płaszczyźnie – w zależności od wysokości h	
a) $h \leq 5$ m	60
b) $5 \text{ m} < h < 8$ m	$10 + 10h$
c) $h \geq 8$ m	90
Masywne ściany, jeżeli nie stosuje się specjalnych zabiegów technologicznych obniżających ciepło twardnienia i skurcz w zależności od grubości	
a) $b = 0,3 \text{ m} \div 0,6 \text{ m}$	do 8 m
b) $0,6 \text{ m} < b \leq 1,0 \text{ m}$	do 6 m
c) $1,0 \text{ m} < b \leq 1,5 \text{ m}$	do 5 m
d) $1,5 \text{ m} < b \leq 2,0 \text{ m}$	do 4 m

Zalecenia te nie dotyczą budynków wznoszonych na terenach górniczych lub gdy dylatacje są niezbędne z innych względów niż wpływy termiczne i skurcz

betonu. Dla budynków obciążonych wpływem eksploatacji górniczej należy każdorazowo przeprowadzać analizę konstrukcji pod kątem prawidłowego i efektywnego rozmieszczenia dylatacji. Przykładową analizę tego typu przedstawiono w [10] i [11].

Dla konstrukcji murowych Eurokod 6 [6] podaje wymagania dotyczące dylatacji pionowych i poziomych. Stosuje się je, aby uniknąć uszkodzeń muru spowodowanych odkształceniami termicznymi i wilgotnościowymi, skurczem i pęczaniem, a także działaniem sił wewnętrznych od obciążeń zewnętrznych (pionowych i poziomych). Jednocześnie dylatacje nie mogą naruszać integralności konstrukcyjnej ściany. W związku z tym przy projektowaniu dylatacji należy mieć na uwadze wiele czynników. Norma [6] wymienia je w punkcie 2.3.4.1.(3). Należy uwzględniać materiały, z których ma być wykonana ściana z ich charakterystykami odkształcalności pod wpływem wilgoci i temperatury oraz obciążeń długo- i krótkotrwałych, geometrię konstrukcji, stopień zamocowania każdej części konstrukcji, obecność albo brak zbrojenia ściany, a także wymaganą odporność ogniową i izolacyjność cieplną i akustyczną.

W tabeli 4.2 podano za Załącznikiem krajowym NA.1 normy [6] maksymalne odległości dylatacji pionowych, przy zastosowaniu których można pominąć analizę konstrukcji od wpływów różnicy temperatur dla budynków z oddzielną konstrukcją dachową i ocieplonym stropem nad najwyższą kondygnacją.

Tabela 4.2. Zalecane maksymalne odległości l_m w kierunku poziomym między dylatacjami pionowymi [6]

Rodzaj muru	Odległość l_m [m]			
	Ściany szczelinowe		Ściany jednowarstwowe	
	Warstwa zewnętrzna	Warstwa wewnętrzna	Spoiny pionowe wypełnione	Spoiny pionowe niewypełnione
z ceramicznych elementów murowych	12	40	30	25
z innych elementów murowych	8	30	25	20

Tabela 4.3. Maksymalne poziome odległości l_m między dylatacjami pionowymi dla niezbrojonych ścian nienośnych [6]

Rodzaj muru	l_m [m]
Mury z elementów ceramicznych	12
Mury z elementów silikatowych	8
Mury z elementów z betonu kruszywowego i kamienia sztucznego	6
Mury z elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego	6
Mury z elementów z kamienia naturalnego	12

Ta sama norma określa maksymalne rozstawy dylatacji dla niezbrojonych ścian nienośnych budynków, które nie spełniają powyższych warunków. Dla różnych rodzajów muru odległości te podano w tabeli 4.3.

Nienośne ściany oddzielające powinny być tak wykonywane, aby pomiędzy górną powierzchnią murowanej ściany a stropem pozostawić szczelinę, którą wypełnia się materiałem elastycznym. Zwykle wystarczająca jest szczelina o szerokości 1-2 cm, choć przy dużej rozpiętości stropu, gdy jego ugięcia mogą być znaczne, należy rozważyć jej zwiększenie (do maksymalnie 3 cm). Pozwoli to na uniknięcie przenoszenia przez taką ściankę dodatkowych obciążeń od stropu. Przy dłuższych ścianach zaleca się ich stabilizowanie przez punktowe przytwierdzenie łącznikami do stropu. Łączniki te należy tak dobrać, aby były zdolne do przekazania poziomego obciążenia ściany na konstrukcję, ale jednocześnie miały możliwość kompensacji przemieszczeń. Rolę łączników mogą spełniać kątowniki osadzone w pionowych spoinach ostatniej warstwy muru i przykręcane drugim ramieniem do stropu. Materiałem wypełniającym szczelinę może być np. trwale odkształcalna pianka poliuretanowa, a lica szczeliny należy wypełnić masą trwale plastyczną. Zastosowanie pianki montażowej mało ściśliwej nie jest właściwym rozwiązaniem, gdyż może doprowadzić do przenoszenia obciążeń ze stropu na ściankę. Dobrym materiałem do wypełnienia szczeliny jest za to warstwa izolacyjna z wełny mineralnej. W przypadku ścian spełniających funkcję oddzielenia ogniowego takie wypełnienie jest standardem, przy czym wełna mineralna powinna być klasy A (punkt topnienia $\geq 1000^{\circ}\text{C}$), a uszczelnienie lica połączenia należy wykonać z materiału odpornego na działanie ognia. Styki takie można także ukryć przez zastosowanie sufitów podwieszonych albo maskować ozdobnymi listwami.

4.4. Naprawy pękniętych ścian

W zależności od ewentualnych przyczyn powstawania rys czy pęknięć naprawy mogą być bardzo trudne i kosztowne, a efekt końcowy nie zawsze zadowalający. Przed bezpośrednią naprawą należy zdiagnozować i usunąć lub znacząco ograniczyć przyczyny powstawania zarysowań, w przeciwnym wypadku rysy po pewnym czasie będą się ponownie pojawiać w tych samych miejscach.

Jeżeli zarysowania powstały wyłącznie na skutek osiadania budynku w początkowej fazie eksploatacji, a ich rozwartość i wzajemne przemieszczenia krawędzi ustabilizowały się, to zapewne odpowiednia będzie standardowa naprawa. W tym celu wystarczy rozkuć pęknięcia, aby poszerzyć szczeliny, zagruntować je i wypełnić masą plastyczną. Na koniec należy zatrzeć naprawiane miejsca szpachlą gipsową, zagruntować powierzchnię i pomalować farbą. Samo zaszpachlowanie gipsem i pomalowanie nie gwarantuje skuteczności trwałego usunięcia uszkodzeń.

Gdy występują również inne przyczyny powstawania pęknięć, a nie zostaną one przed naprawą zdiagnozowane i wyeliminowane lub chociaż zminimalizowane, zastosowanie technologii opisanej powyżej da tylko iluzoryczną poprawę. Ponowne pojawienie się uszkodzeń jest tylko kwestią czasu (rys. 4.8).



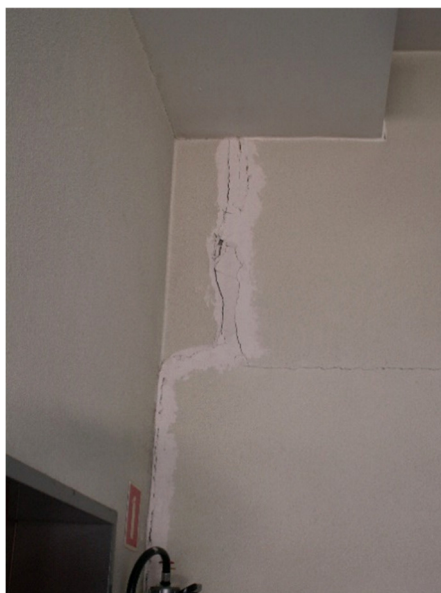
Rys. 4.8. Pęknięcia ściany po niepoprawnej naprawie

Przed wypełnieniem ubytków nawet dodatkowe skucie pasa tynku szerokości od kilku do kilkunastu centymetrów wzdłuż długości pęknięcia nie zda się na wiele, jeśli nie wzmocni się go siatką. Dodatkowo, ze względu na skurcz materiału wypełniającego, może nastąpić jego odspojenie od rodzimego materiału (rys. 4.9). Dlatego też zaleca się dobierać materiały naprawcze, kierując się zasadą kompatybilności [12], polegającej na tym, że ich parametry mechaniczne i fizykochemiczne oraz istniejącego muru są podobne. Materiały używane do naprawy muszą także zapewnić dobrą współpracę z istniejącym elementem, a ich odkształcalność powinna być porównywalna.

Usunięcie przyczyn pęknięć jest więc punktem wyjścia do naprawy uszkodzeń. W podrozdziale 4.2 podano najczęściej występujące przyczyny pęknięć ścian. Wśród nich istotnym i często występującym zagrożeniem jest nierównomierne osiadanie fundamentów.

Istnieje wiele metod eliminacji nierównomiernego osiadania budowli. Dobór metody musi być poprzedzony wnikliwą analizą konstrukcji, opartą na badaniach geotechnicznych, możliwością jej zastosowania w konkretnym przypadku, a także analizą kosztów. Można próbować wzmocniać grunt pod budowlą, np. poprzez jego zeskalanie (różnego rodzaju iniekcje), jednak większość z metod

ograniczających osiadanie polega na wzmacnianiu fundamentów [13]. Realizuje się je zwykle przez pogłębienie lub poszerzenie łąwy albo zmieniając sposób przekazywania obciążeń. Pogłębienie fundamentów, tzw. „podbicie” (podmurowanie), ma na celu dotarcie do niżej położonych, bardziej nośnych warstw. Jest to jednak metoda żmudna, gdyż „podbicie” wykonuje się krótkimi odcinkami, odkopując lokalnie łąwy, i wymaga czasu na osiągnięcie projektowania wytrzymałości podmurowanej części, aby móc wzmacniać przyległy odcinek. Poszerzenie łąw realizuje się zwykle w poziomie pierwotnego posadowienia i polega na zwiększeniu sztywności fundamentu przez wykonanie jedno- lub lepiej dwustronnych odsadzek, trwale połączonych z istniejącą konstrukcją. Wykopy wykonuje się tu także odcinkami, a osłonięty grunt w poziomie posadowienia wzmacnia się przez wstępne zagęszczenie oraz stabilizację tłucznem lub żwirem gruboziarnistym. Metoda ta wymaga użycia dźwigników hydraulicznych dociążających grunt pod nowymi odsadzkami. Natomiast zmianę sposobu przekazywania obciążeń można zrealizować np. poprzez oparcie starych fundamentów na palach. W zależności od warunków stosuje się klasyczne pale, pale odcinkowe lub pale wiercono-iniektowane. Działania takie są czasochłonne i kosztowne, ale przynoszą zwykle zadowalające rezultaty.



Rys. 4.9. Przykład wtórnych uszkodzeń po naprawie

W przypadku gdy budynek jest niezdylatowany lub dylatacje (poprawne konstrukcyjnie) rozstawione są w zbyt dużych odległościach od siebie i z tego powodu powstały pęknięcia ścian, wykonanie dylatacji oddzielających wszystkie elementy konstrukcji od fundamentów po dach jest praktycznie niemożliwe lub

bardzo skomplikowane. Jednak w samych ścianach jest to wykonalne. W tym celu kształtuje się przerwę dylatacyjną np. za pomocą piły dwutarczowej albo przez gęste nawiercenie wielu otworów i wykucie pozostałości między nimi. Zwykle dokonuje się tego w miejscu występowania pionowego pęknięcia lub w narożu ściany [14]. Powstałą w ten sposób szczelinę wypełnia się ściśliwym materiałem izolacyjnym i zamaskowuje. Należy zawsze przeanalizować zmieniony przez przecięcie schemat statyczny budynku, gdyż tak utworzona dylatacja sprawia, że tworzy się swobodna krawędź w ścianie. Dlatego należy wprowadzić odpowiednie łączniki, które pozwolą zachować integralność konstrukcji, umożliwiając przeniesienie sił stabilizujących takie ściany, a jednocześnie umożliwią kompensację szkodliwych odkształceń.

Wykonanie dylatacji w zewnętrznej warstwie ściany szczelinowej jest łatwiejsze i nie wymaga wyłączenia pomieszczeń z użytkowania. W tym celu należy najpierw po obu stronach linii planowanej dylatacji wkleić kotwy łączące warstwę zewnętrzną ze ścianą wewnętrzną. Następnie wyciąć odpowiedniej szerokości bruzdę, wypełnić materiałem o dużej ściśliwości, a od strony lica zamknąć szczelinę np. wałkiem poliuretanowym o średnicy dobranej do jej szerokości (tzw. sznurem dylatacyjnym) i uszczelnić materiałem o odpowiedniej odkształcalności i kolorze.

Naprawa uszkodzeń powstałych na skutek nieprawidłowo wykonanego styku nienośnej ściany oddzielającej ze stropem może być wykonana dopiero po oddzieleniu od siebie tych elementów. Uginający się strop przeciąża podpierającą go ścianę działową, powodując jej pęknięcie i dopóki stan taki trwa, pomimo napraw powierzchni, rysy powtórnie będą pojawiały się w tych samych miejscach, a nawet tworzyły się nowe. Oddzielenie stropu od górnej części ściany jest stosunkowo łatwe do wykonania i nie pociąga za sobą znacznych kosztów. Utworzoną szczelinę zabezpiecza się analogicznie jak przy wykonywaniu dylatacji w trakcie wznoszenia budynku.

Po usunięciu lub zminimalizowaniu przyczyn powstawania rys i pęknięć w ścianach można przystąpić do napraw uszkodzeń. Warto przy tym sprawdzić, czy rysy są ustabilizowane, czy ruchome, tzn. czy nie zmienia się ich rozwarcie, głębokość i długość, a także wzajemne przesunięcia krawędzi ich względem siebie. Ruchomość rys, poza czynnikami już wymienionymi, może być również powodowana obciążeniami dynamicznymi, np. od przejeżdżających w pobliżu środków transportu czy pracy urządzeń wywołujących drgania.

Ponieważ zmiany geometrii rys mają zwykle charakter okresowy (dzienny, spowodowany np. nagrzewaniem się ścian od promieniowania słonecznego lub roczny od zmiany pór roku), ruchomość rys powinno się badać przez względnie długi czas. Służą do tego różnego rodzaju wskaźniki rozwarcia rys lub rysomierze albo system czujników przemieszczeń automatycznie rejestrujący wyniki pomiarów. Po ustaleniu zakresu ruchomości można dobrać właściwą metodę naprawy zarysowań.

Do naprawy rys ustabilizowanych wystarczy zwykle ich zamknięcie powierzchniowe z ewentualnym dozbrojeniem tynku w obszarze nieciągłości. Wykonanie naprawy pęknięć może wówczas polegać na skuciu pasa tynku szerokości od kilku do kilkunastu centymetrów wzdłuż całej długości pęknięcia, przyklejeniu siatki na kleju, uzupełnieniu tynku mieszanką akrylową, a następnie wykończeniu powierzchni.

Czasami należy wykonać wzmocnienie powierzchniowe, zespalając mur z warstwą wzmacniającą, którą może być zwykły tynk cementowy lub cementowo-wapienny zbrojony siatką stalową lub z tworzywa sztucznego albo beton natryskowy zbrojony siatkami stalowymi, włóknami stalowymi bądź syntetycznymi (zbrojenie rozproszone). Coraz częściej jako warstwy wzmacniające używa się materiałów kompozytowych z matrycą polimerową zbrojoną włóknami (laminaty FRP) lub z matrycą cementową (FRCM). Tego typu wzmocnienia najczęściej mają zastosowanie przy występowaniu znacznej liczby rys nieregularnych. O skuteczności takich rozwiązań decyduje adhezja pomiędzy materiałem wzmocnienia a ścianą. Aby poprawić przyczepność, stosuje się do zaprawy lub betonu dodatki polimerowe, które mogą poprawić nawet dwukrotnie przyczepność do muru [15].

Przy ustabilizowanych rysach do naprawy można wykorzystać iniekcje grawitacyjne lub ciśnieniowe. Przez otwory odpowiednio nawiercone w ścianie w obszarze uszkodzenia wprowadza się w rysy, spękania i pustki muru materiał wiążący (iniekt). Metody te stosuje się głównie w ścianach wykonanych z pełnych elementów. Dla murów wykonanych z elementów drażonych i w ścianach warstwowych stosuje się spienione iniektory cementowe. Iniekcje niekiedy stosowane są jako wzmocnienie murów, które docelowo będzie przenosiło siły wewnętrzne, jednak przeważnie mają one za zadanie tylko uszczelnić i scalić rozdzielone części muru.

Niestety, nie wszystkie rysy daje się ustabilizować. Bywa, że uszkodzenia były na tyle poważne, że do naprawy trzeba wykorzystać inne metody.

Jedną z nich jest przemurowanie zarysowanego muru. Metoda ta polega na usunięciu z muru elementów uszkodzonych oraz bezpośrednio sąsiadujących z nimi i zastąpieniu ich elementami nowymi. Przemurowanie powinno odtworzyć pierwotny układ elementów murowych w ścianie z wyjątkiem przypadku, gdy pierwotne wiązanie było nieprawidłowe i przez to przyczyniało się do powstawania pęknięć. W związku z tym przed rozbiórką trzeba wykonać inwentaryzację (najlepiej fotograficzną) uszkodzonej strefy. Aby bezpośrednio po takiej naprawie nowy fragment muru mógł przenosić obciążenia, warto przed przemurowaniem odciążać reperowane ściany.

Niekiedy nie da się w pełni wyeliminować przyczyn powstawania zarysowań albo nie można ich jednoznacznie określić. Wówczas można naprawić mur przez tzw. zszycie rys za pomocą zbrojenia. W tym celu usuwa się starą zaprawę ze spoiny wspornej na głębokość 4-6 cm i w tak wykonaną bruzdę aplikuje się

zaprawę, w której osadza się pręt zbrojeniowy, a następnie wypełnia się ją do lica ściany. Po związaniu zaprawy następuje wzrost wytrzymałości muru głównie na rozciąganie w kierunku równoległym do spoin wspornych, ale także na ściskanie i ścinanie [15].

4.5. Podsumowanie

Istnieje wiele przyczyn zarysowań ścian. Zadaniem projektantów jest poprawne wykonanie projektów, w których należy uwzględnić wszystkie niekorzystne zjawiska mogące powodować powstawanie rys. Dzięki współczesnym programom numerycznym do analizy statycznej i dynamicznej konstrukcji można przy modelowaniu budowli uwzględnić warunki gruntowe pod projektowanym budynkiem, wpływ skurczu czy zmian temperatury podczas wznoszenia i w trakcie eksploatacji, co pozwala precyzyjnie określić stan naprężeń w elementach budowlanych i ich przemieszczenia. Zastosowanie odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych (w tym dylatacji) pozwala wyeliminować lub w znacznym stopniu ograniczyć powstawanie rys. Pomocne w tym są również zalecenia normowe dotyczące rozstawu dylatacji. Projekty wykonawcze powinny jednak zawierać dokładne wytyczne do wykonania dylatacji. Brak opisów technologii często powoduje, że wykonawcy wykonują dylatacje „po swojemu”, nie zawsze zgodnie ze sztuką budowlaną. O ile jeszcze dylatacje konstrukcyjne są zwykle opisane w projektach, nawet z rysunkami detali ich wykonania, o tyle o konieczności zdylatowania od stropów ostatniej warstwy nienośnych ścian oddzielających projektanci bardzo często zapominają napisać lub domniemają, że wykonawca sam będzie wiedział, jak taki styk wykonać. Stąd często wynika pojawianie się rys w krótkim czasie po wzniesieniu budynku i oddaniu go do eksploatacji. Rzetelna analiza konstrukcji dopełniona opisami wykonania dylatacji jest szczególnie istotna przy projektowaniu budynków o znacznej kubaturze i skomplikowanym układzie nośnym (budowle monumentalne, budynki użyteczności publicznej, wielorodzinne budynki mieszkalne, obiekty przemysłowe itp.).

Jeśli jednak pojawią się pęknięcia w istniejącym budynku, zanim przystąpi się do ostatecznej naprawy w miejscach uszkodzeń, należy najpierw zdiagnozować przyczyny ich powstania i w pierwszej kolejności usunąć lub zminimalizować te czynniki.

Literatura

1. PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

2. PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
3. PN-EN 1992-1-2:2008: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
4. PN-EN 1996-1-1:2010: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
5. PN-EN 1996-1-2:2010: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
6. PN-EN 1996-2:2010: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.
7. PN-EN 1996-3:2010: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.
8. Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom 3, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2019.
9. Kiernożycki W., Lipski M., Przerwy dylatacyjne w konstrukcjach żelbetowych, Przegląd Budowlany 2006, nr 12, s. 33-44.
10. Mrozek D., Mrozek M., Fedorowicz J., Analysis of an effectiveness of expansion joints in the multi-family building loaded by mining activities, JCEEA 2017, t. XXXIV, z. 64, s. 197-208.
11. Kapusta Ł., Szojda L., The role of expansion joints for traditional buildings affected by the curvature of the mining area, Engineering Failure Analysis 2021, Vol. 128.
12. Czarnecki L., Emmons P.H., Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, Kraków 2002.
13. Masłowski E., Spiżewska D., Wzmacnianie konstrukcji budowlanych, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2000.
14. Rudziński L., Konstrukcje murowe. Remonty i wzmocnienia, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2006.
15. Małyżko L., Orłowicz R., Konstrukcje murowe. Zarysowania i naprawy, Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, Olsztyn 2000.