

PROGRAM DOSKONALENIA ZAWODOWEGO NAUCZYCIELI woj. podlaskie

w ramach projektu:

„Budownictwo – nowoczesny nauczyciel przedmiotów zawodowych”.

Projekt realizowany w terminie: 01.01.2011r. – 31.05.2012r. przez:

**Państwową Wyższą Szkołę Zawodową im. prof. Edwarda F. Szczepanika
w Suwałkach**

W ramach Programu Operacyjnego Kapitał Ludzki

Priorytet III. Wysoka jakość systemu oświaty,

Działanie 3.4. Otwartość systemu edukacji w kontekście uczenia się przez całe życie

Poddziałanie 3.4.3 Upowszechnienie uczenia się przez całe życie.

Treści programowe opracowane zostały przez zespół w składzie:

1. mgr inż. Janina Guryńska
2. dr inż. Władysław Ryżyński
3. dr hab. inż. Jerzy Szlendak
4. mgr inż. Artur Kuczyński
5. mgr inż. Wojciech Bujwid

Suwałki, 2012r.

SPIS TREŚCI

WSTĘP.....	4
I. ZAŁOŻENIA ORGANIZACYJNE KURSU.....	6
1. Uwagi wstępne.....	6
2. Cele organizacyjne kursu.....	6
3. Organizacja kursu.....	7
4. Uwagi dotyczące realizacji programu.....	7
5. Zasady rekrutacji.....	8
6. Warunki ukończenia kursu.....	8
7. Dokumentacja kursu.....	8
II. ZAŁOŻENIA PROGRAMOWE KURSU.....	10
III. MATERIAŁY DYDAKTYCZNE.....	21
I. STOSOWANIE NORM EUROPEJSKICH W PROJEKTOWANIU I REALIZACJI W BUDOWNICTWIE.....	21
1.1. Normy krajowe i europejskie.....	21
1.2. Norma PN-EN 1990: Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.....	27
II. SEJSMICZNOŚĆ TERENÓW POLSKI PÓŁNOCNO-WSCHODNIEJ.....	31
1. Budowa ziemi i zjawiska sejsmiczne.....	31
2. Trzęsienia ziemi na świecie.....	37
3. Trzęsienia ziemi w Polsce.....	41
4. Wstrząsy sejsmiczne z 21-09-2004 r.	45
III. BETONOWE POSADZKI PRZEMYSŁOWE.....	48
1. WPROWADZENIE.....	48
2. KLASYFIKACJA POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH.....	49
3. PROJEKTOWANIE, REALIZACJA I ODBIÓR POSADZKI.....	50
4. KONSTRUKCJA POSADZKI.....	52
4.1. Układy konstrukcyjne.....	52
4.2. Podłoża gruntowe.....	55
4.3. Izolacja przeciwwilgociowa, termiczna i warstwa poślizgowa.....	59
4.4. Płyta konstrukcyjna.....	60
5. MIESZANKA BETONOWA.....	67
5.1. Cement.....	67
5.2. Kruszywo.....	69
5.3. Woda.....	71
5.4. Beton.....	72
5.5. Domieszki do betonu.....	75
5.6. Włókna zbrojenia rozproszonego.....	77
5.7. Włókna.....	78
5.7.1. Włókna stalowe.....	78
5.7.2. Włókna syntetyczne.....	82
5.7.3. Włókna polipropylenowe.....	82
5.7.4. Włókna celulozowe.....	85
5.8. Wykończeniowe warstwy posadzki przemysłowej.....	86
5.9. Posadzki żywiczne.....	90
6. METODY OBLICZANIA POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH.....	91
6.1. Obciążenia posadzek przemysłowych.....	91
6.2. Wymiarowanie posadzek betonowych.....	99
6.3. Metody wykonania posadzki przemysłowej.....	108
6.4. Technologia wykonania posadzki.....	109
7. POSADZKI, PARKINGI I PLACE MANEWROWE.....	116
8. LITERATURA.....	120
9. WYKAZ STRON INTERNETOWYCH.....	121
10. WYKAZ NORM.....	121
11. LITERATURA.....	122
IV. POLSKIE STANDARDY KOSZTORYSOWANIA ROBÓT BUDOWLANYCH.....	123
CZĘŚĆ I. OBLICZANIE CENY ZA ROBOTY BUDOWLANE.....	124
1. Określenia, pojęcia i ich definicje.....	124

2. Uproszczona metoda kalkulacji kosztorysowej.....	124
3. Poziom agregacji robót.....	124
4. Podstawy cenowe kalkulacji uproszczonej.....	126
5. Formuły kalkulacji szczegółowej.....	126
6. Podstawy rzeczowe kalkulacji szczegółowej.....	127
7. Wycena nakładów rzeczowych.....	127
8. Koszty pośrednie i zysk.....	127
9. Rodzaje kosztorysów i podstawy ich sporządzania.....	127
10. Przedmiar robót budowlanych.....	128
11. Zasady szczególne ustalania cen za roboty budowlane.....	128
12. Ujmowanie w kosztorysie wartości materiałów, maszyn, urządzeń i konstrukcji..	129
13. Forma i zawartość kosztorysu.....	129
14. Zadania stron przy sporządzaniu dokumentacji kosztorysowej.....	129

WSTĘP

Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa im. prof. Edwarda F. Szczepanika w Suwałkach w okresie od 01.01.2011 roku do 31.05.2012 roku zrealizowała projekt "Budownictwo – nowoczesny nauczyciel przedmiotów zawodowych" współfinansowany ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Społecznego oraz budżetu państwa, polegający na podwyższeniu kwalifikacji zawodowych nauczycieli zawodu na kierunku budownictwo.

W ramach projektu opracowane zostały dwa programy doskonalenia zawodowego – po jednym na województwo objęte projektem.

Potrzeba projektu zaistniała z przeświadczenia, iż od umiejętności, kompetencji i aktualnej wiedzy nauczycieli zależy poziom kształcenia absolwentów szkół zawodowych i średnich czyli przyszłych kadr przedsiębiorstw budowlanych i studentów uczelni wyższych .

Dlatego też, realizatorzy projektu czynili starania , aby wiedza zdobyta przez nauczycieli przekładała się na wysokiej jakości kształcenie w dziedzinie budownictwa.

Kształcenie zawodowe ulega nieustannej modernizacji dostosowanej do potrzeb rynku pracy, przez co edukacja młodzieży w szkołach musi opierać się na wiedzy teoretycznej i praktycznej potwierdzonej ciągłym doskonaleniem nauczycieli.

Stosowanie innowacyjnych rozwiązań w budownictwie powoduje zmiany w dostosowaniu programu nauczania i metod kształcenia do aktualnych potrzeb. Bezpośrednie oddziaływanie na nauczyciela biorącego udział w poszczególnych etapach realizowanego projektu, pozwala pośrednio wpłynąć na ucznia.

Adresatami projektu są nauczyciele z dwóch województw (podlaskiego i warmińsko – mazurskiego), zatrudnieni w szkołach ponadgimnazjalnych w charakterze nauczycieli przedmiotów zawodowych i instruktorów praktycznej nauki zawodu na kierunku budownictwo.

Nauczyciele uczestniczyli w szkoleniach teoretycznych, szkoleniu z metodyki kształcenia zawodowego, wzięli udział w ćwiczeniach laboratoryjnych oraz stażach realizowanych w dwóch etapach w przedsiębiorstwach branży budowlanej.

Institucją Pośredniczącą we wdrażaniu projektu jest Ministerstwo Edukacji Narodowej.



MINISTERSTWO
EDUKACJI
NARODOWEJ

Do opracowania programu zostali zaangażowani wykładowcy akademicy, reprezentanci firm branży budowlanej, nauczyciel zawodu, metodyk kształcenia zawodowego oraz przedstawiciel PWSZ w Suwałkach. Opracowanie założeń programu, treści oraz struktury w części teoretycznej i praktycznej było pierwszym etapem pracy zespołu. Następnie przeprowadzono konsultacje w szkołach, zebrane zostały opinie nauczycieli, które zostały uwzględnione podczas doboru treści programowych. Ostatnia faza przygotowania programu przed jego wdrożeniem, uwzględniała wnioski i opinie nauczycieli uczestniczących w projekcie, kadry szkoleniowej i osób realizujących projekt.

Publikacja programu doskonalenia zawodowego nauczycieli przedmiotów zawodowych branży budowlanej zapewnia aktualizację wiedzy z nowoczesnych technologii w budownictwie, a także powinna stać się zachętą do rozwinięcia współpracy szkolnictwa zawodowego z przedsiębiorcami wykonującymi prace budowlane w woj. podlaskim i warmińsko-mazurskim.

Wszystkim nauczycielom biorącym udział w projekcie życzymy sukcesów w pracy zawodowej

Realizatorzy i autorzy

I. ZAŁOŻENIA ORGANIZACYJNE KURSU

1. Uwagi wstępne.

Przedsiębiorstwa budowlane inwestują w najnowocześniejszy sprzęt, wykorzystują najnowsze techniki i technologie od posadowienia budynku do jego wykończenia. Zmiany w budownictwie nastąpiły w całym cyklu produkcyjnym, od projektowania, przez geodezję, wykonawstwo, elementy wykończeniowe do technik pomiarowych i eksploatacyjnych. W codziennej pracy zawodowej nauczyciele napotykają wiele przeszkód, nie mając styczności w swoich placówkach oświatowych z najnowszymi rozwiązaniami stosowanymi w budownictwie. Nauczyciele poprzez udział w projekcie mieli możliwość zapoznania się z najnowszymi rozwiązaniami stosowanymi w budownictwie, przy czym tematyka realizowana podczas szkoleń teoretycznych ściśle związana była z zagadnieniami wykorzystanymi podczas staży w przedsiębiorstwach. Ćwiczenia laboratoryjne z zakresu oceny cech materiałów budowlanych, betonów i konstrukcji stanowiły podstawę przydatności badanych elementów do ich dalszej eksploatacji. Moduł metodyczny przedstawiający nowe metody i techniki w nauczaniu zawodowym, ukazał nauczycielom konieczność wprowadzania zmian w procesie kształcenia i dostosowywania go do wymogów i tendencji panujących w branży budowlanej.

2. Cele i korzyści wynikające z uczestnictwa w projekcie.

Celem projektu jest umożliwienie doskonalenia zawodowego 45 nauczycielom przedmiotów zawodowych i instruktorom praktycznej nauki zawodu na kierunku budownictwo. Realizatorzy projektu podniosą swoje kwalifikacje zawodowe, zwiększając wiedzę i umiejętności z zakresu nowoczesnych technologii stosowanych w firmach budowlanych.

Korzyści wynikające z uczestnictwa w projekcie:

- aktualizacja wiedzy i umiejętności z dziedziny budownictwa
- doskonalenie własnego warsztatu pracy, pozyskanie pomocy dydaktycznych, wykorzystywanych podczas zajęć prowadzonych w szkole
- podniesienie jakości kształcenia w szkole poprzez lepsze przygotowanie wychowanków do olimpiad budowlanych i egzaminów zawodowych
- pogłębianie wiadomości dotyczących zastosowania najnowszych norm i ich oznaczeń
- doskonalenie umiejętności czytania dokumentacji budowlanej, projektów, rysunków wykonawczych itp.
- poznanie nowych programów komputerowych służących do projektowania, wykonywania kosztorysów i obliczeń

- dostęp do technologii w budownictwie z wykorzystaniem innowacyjnych technik pracy, nowoczesnych materiałów, nietypowych maszyny i urządzeń
- współpraca z firmami branży budowlanej działającymi na terenie województw objętych projektem (podlaskiego i warmińsko - mazurskiego)
- wymiana informacji na temat potrzeb lokalnego rynku pracy
- poznanie procesu technologicznego i poszczególnych faz budowy obiektów budowlanych (od projektu po wykończenie budynku)
- staż potwierdzony certyfikatem

3. Organizacja kursu.

- **Zajęcia teoretyczne** – nowoczesne technik i technologie w budownictwie, materiałoznawstwo, normalizacja – prowadzone przez wykładowców akademickich, w wymiarze 30h.
- **Zajęcia praktyczne** – staże 120 h realizowane w dwóch etapach pod nadzorem opiekunów staży.
Pierwszy etap 80h,10 dni –roboty fundamentowe, geodezja, stany surowe budynków.
Drugi etap 40h,5 dni-elementy wykończeniowe w budownictwie.
- **Zajęcia z metodyki w kształceniu zawodowym** – 24h – prowadzone przez profesora oświaty, wykładowcę z zakresu metodyki w kształceniu zawodowym.
- **Zajęcia laboratoryjne** -18h – prowadzone przez wykładowców akademickich.

4. Realizacja programu.

Program doskonalenia zawodowego nauczycieli opracowany został przez dwa, odrębne na każde z województw, zespoły ekspertów, składające się z nauczycieli zawodu branży budowlanej, wykładowców wyższych uczelni kształcących na kierunkach budownictwo, przedstawicieli firm budowlanych o zasięgu regionalnym i krajowym. Tematyka zawarta w programie została przygotowana na podstawie informacji uzyskanych po analizie potrzeb edukacyjnych nauczycieli ze szkół objętych projektem na temat nowoczesnych technologii w budownictwie i zrealizowana w poszczególnych etapach kursu. Podczas realizacji przygotowanego programu poczyniono starania, aby doszło do korelacji między poszczególnymi działaniami realizacji kursu, tak aby tematyka podjęta podczas szkoleń teoretycznych została przedstawiona na zajęciach laboratoryjnych i w sposób praktyczny na stażach zawodowych.

5. Zasady rekrutacji.

Uczestnikami projektu są nauczyciele przedmiotów zawodowych i instruktorzy praktycznej nauki zawodu z branży budowlanej, którzy posiadają zameldowanie stałe lub czasowe na terenie województwa podlaskiego lub warmińsko-mazurskiego, podpisali formularz zgłoszenia udziału

i dostarczyli zaświadczenie o zatrudnieniu w szkole zawodowej lub ośrodku kształcenia praktycznego.

6. Warunki ukończenia kursu.

Warunkiem ukończenia kursu jest uczestnictwo w 80% realizowanych zajęć. Zaliczenie kursu odbędzie się na podstawie pozytywnie zdanego testu, zawierającego pytania z tematyki objętej programem.

7. Dokumentacja kursu.

- opis procedury rekrutacji,
- szczegółowy program kursu,
- harmonogram zajęć,
- procedury i narzędzia do ewaluacji,
- dzienniki zajęć teoretycznych, laboratoryjnych, metodycznych i staży.

Szkoły, z których nauczyciele byli beneficjentami projektu: **woj. podlaskie.**

Nazwa Szkoły	Ilość nauczycieli uczestniczących w projekcie.
Zespół Szkół Technicznych w Suwałkach ul. Sejneńska 33 16-400 Suwałki www.zst.suwalki.pl	5
Centrum Kształcenia Praktycznego w Suwałkach ul. Wylotowa 30 16-400 Suwałki ckps.w.interia.pl	1
Augustowskie Centrum Edukacyjne w Augustowie Al. Kard. Wyszyńskiego 3 16-300 Augustów www.ace.pol.pl	4
Zespół Szkół Mechanicznych w Łapach im. Stefana Czarnieckiego ul. Gen. W. Sikorskiego 68 18-100 Łapy www.fajnaszkola.net	5
Centrum Kształcenia Praktycznego w Łapach ul. Sikorskiego 15 18-100 Łapy www.ckplapy.pl	2
Zespół Szkół Budowlano-Geodezyjnych w Białymstoku im. W. Bryły w Białymstoku ul. Słonimska 47/1 15-029 Białystok zsbg.bialystok.pl	1
Zespół Szkół Zawodowych Nr 5 w Białymstoku im. Gen. Ignacego Prądzyńskiego ul. Antoniuk Fabryczny 40 15-741 Białystok www.zsznr5.bialystok.pl	2

Szkoły, z których nauczyciele byli beneficjentami projektu: **woj. warmińsko-mazurskie.**

Nazwa Szkoły	Ilość nauczycieli uczestniczących w projekcie.
Zespół Szkół Budowlanych w Olsztynie ul. Żołnierska 15 10-558 Olsztyn www.zsbolsztyn.pl	8
Zespół Szkół im. Bohaterów Września 1939 Roku w Iławie ul. Kopernika 8A 14-200 Iława www.zsilawa.pl	2
Powiatowe Centrum Kształcenia Praktycznego w Iławie ul. 1 Maja 8a 14-200 Iława www.pckp.net	4
Zespół Szkół Inżynierii Środowiska i Usług w Elblągu im. Mikołaja Kopernika w Elblągu ul. Obrońców Pokoju 44 82-300 Elbląg www.zsisiu.elblag.com.pl	3
Zespół Szkół Technicznych w Elblągu ul. Grottgiera 71 82-300 Elbląg www.zst.elblag.org.pl	3
Zespół Szkół Zawodowych i Ogólnokształcących im. 9 Drezdeńskiej Brygady Artylerii w Morągu ul. Kujawska 1 14-300 Morąg www.zsziomorag.internetdsl.pl	1
Zespół Szkół im. Króla Władysława Jagiełły ul. Przemysłowa 1 13-230 Lidzbark www.zesplidzbark.republika.pl	1
Zespół Szkół Technicznych w Olecku Plac Zamkowy 2 19-400 Olecko www.zst.olecko.pl	1
Zespół Szkół Kształtowania Środowiska i Agrobiznesu w Giżycku ul. I Dyw. T. Kościuszki 23 11-500 Giżycko www.zsksia.edu.pl	1
Centrum Kształcenia Praktycznego w Ełku ul. Matejki 119-300 Ełk www.ckpiu.pl	1

II. ZAŁOŻENIA PROGRAMOWE KURSU

1. Plan kursu

„Budownictwo – nowoczesny nauczyciel przedmiotów zawodowych”

A. CZĘŚĆ TEORETYCZNA – 30 godzin

Lp.	NAZWA BLOKU TEMATYCZNEGO	Liczba godzin
1.	Nowelizacja Prawa budowlanego i ustaw związanych z budownictwem <ul style="list-style-type: none">• regulacje prawne dotyczące rozpoczęcia, realizacji i odbioru budowy,• uprawnienia budowlane, zakres i zasady ich uzyskania,• ustawa o materiałach budowlanych.	2
2.	Wprowadzenie norm europejskich do budownictwa <ul style="list-style-type: none">a. norma podstawowa PN-EN 1990,b. normy obciążeń (śnieg, wiatr, obciążenia stałe),c. normy z zakresu projektowania i wykonywania konstrukcji żelbetowych, stalowych, drewnianych i murowych.	6
3.	Nowoczesne technologie w budownictwie <ul style="list-style-type: none">d. beton, cementy i dodatki do betonów,e. nowe gatunki stali w budownictwie,f. posadzki przemysłowe,g. materiały pokryciowe dachów płaskich, technologie układania,h. głębokie posadowienia, posadowienia pośrednie i wzmacnianie fundamentów.	10
4.	Cyfryzacja procesów przygotowania i realizacji obiektów budownictwie <ul style="list-style-type: none">i. projektowanie wspomagane komputerowo,j. kosztorysowanie,k. realizacja budowy, zarządzanie projektem, harmonogramy,l. elektroniczna wymiana informacji pomiędzy uczestnikami procesu budowlanego,m. platformy wymiany informacji w Internecie.	8
5.	Organizacja robót budowlanych i bhp na placu budowy <ul style="list-style-type: none">• bhp i organizacja budowy, szkolenia i akredytacja dla grup i brygad specjalistycznych,• sporządzanie planu BIOZ• sporządzanie specyfikacji robót.	4

A. SZKOLENIA TEORETYCZNE

A.1. Nowelizacja prawa budowlanego i ustaw związanych z budownictwem

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z przepisami prawa budowlanego dotyczącymi rozpoczęcia, realizacji i zakończenia budowy
- zapoznać się z przepisami dotyczącymi zakresu i zasad uzyskiwania uprawnień budowlanych

Materiał kształcenia:

- regulacje prawne dotyczące rozpoczęcia, realizacji i odbioru budowy
- uprawnienia budowlane, zakres i zasady ich uzyskiwania
- ustawa o materiałach budowlanych

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- określić obowiązki uczestników procesu inwestycyjnego wynikające z przepisów prawa budowlanego
- określić zakres uprawnień budowlanych i aktualnie obowiązujące zasady ich uzyskiwania

A.2. Wprowadzenie norm europejskich do budownictwa

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z obowiązującymi zasadami stosowania norm podczas projektowania i realizacji inwestycji w trybie Ustawy Prawo Zamówień Publicznych oraz z innych środków

Materiał kształcenia:

- norma podstawowa PN-EN 1990
- normy obciążeń (śnieg, wiatr, obciążenia stałe)
- normy z zakresu projektowania i wykonywania konstrukcji żelbetowych, stalowych, drewnianych i murowych

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- określić znaczenie norm w projektowaniu i wykonawstwie konstrukcji budowlanych
- scharakteryzować aktualny stan prawny w zakresie stosowania norm w budownictwie
- określić zakres stosowania podstawowego zbioru Eurokodów
- wyodrębnić zasady i reguły stosowane w Eurokodach
- objaśnić zasady oznaczania polskich wersji Eurokodów
- określić podstawy prawne projektowania i wykonywania konstrukcji budowlanych oraz wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych
- wyjaśnić pojęcie „regionalnego wyrobu budowlanego” i wyrobu wykonanego według indywidualnej dokumentacji technicznej
- przedstawić procedurę wprowadzania wyrobów budowlanych do obrotu
- określić zasady uwzględniania w projektowaniu oddziaływań na konstrukcje według PN-EN 1991
- wyjaśnić mechanizm powstawania zjawisk sejsmicznych oraz określić ogólne zasady ich rejestracji i pomiarów

- scharakteryzować obszar Polski pod względem prognozowania sejsmicznego
- uzasadnić konieczność stosowania norm projektowania konstrukcji specjalnych z uwzględnieniem zjawisk sejsmicznych
- rozpoznać oryginalność normy do legalnego stosowania

A. 3. Nowoczesne technologie w budownictwie

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać rodzaje cementów, betonów i domieszek
- poznać nowe gatunki stali stosowanej w budownictwie
- poznać systematykę posadzek przemysłowych
- zapoznać się z zasadami projektowania posadzek
- poznać zasady doboru materiałów na posadzki
- poznać metody i technologie wykonywania posadzek przemysłowych
- zapoznać się z najczęściej występującymi błędami w wykonywaniu posadzek
- poznać sposoby naprawy posadzek
- poznać materiały pokryciowe stosowane do dachów płaskich
- poznać sposoby fundamentowania w szczególnych warunkach

Materiał kształcenia:

- beton, cementy i dodatki do betonów
- nowe gatunki stali w budownictwie
- posadzki przemysłowe
- materiały pokryciowe dachów płaskich, technologie układania
- głębokie posadowienia, posadowienia pośrednie i wzmacnianie fundamentów

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- charakteryzować cementy, betony i stal podając zakresy ich stosowania
- ocenić wagę robót posadzkowych w procesie inwestycyjnym
- określić rodzaje posadzek przemysłowych
- objaśnić ogólne zasady projektowania posadzek przemysłowych
- określić przepisy dotyczące wykonawstwa i nadzoru nad robotami posadzkowymi
- charakteryzować układy konstrukcji posadzek
- określić sposoby wzmacniania podłoża pod posadzki
- charakteryzować zbrojenie posadzek prętami stalowymi i włóknem rozproszonym
- omawiać najczęstsze błędy w wykonywaniu posadzek
- omawiać sposoby napraw posadzek
- dobrać materiały pokryciowe do dachów płaskich
- podać przykłady nietypowych rozwiązań posadowień budynków i budowli

A. 4. Cyfryzacja procesów przygotowania i realizacji obiektów w budownictwie

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z najnowszymi możliwościami komputerowego wspomaganie projektowania
- poznać podstawowe zasady sporządzania kosztorysów
- poznać procedury zarządzania projektami

- zapoznać się ze stosowanymi przykładami i procedurami elektronicznej wymiany informacji między uczestnikami procesu inwestycyjnego

Materiał kształcenia:

- projektowanie wspomagane komputerowo
- kosztorysowanie
- realizacja budowy, zarządzanie projektami, harmonogramy
- elektroniczna wymiana informacji pomiędzy uczestnikami procesu inwestycyjnego
- platformy wymiany informacji w Internecie

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- podać przykłady programów użytkowych do wspomagania projektowania
- porównać „Środowiskowe metody kosztorysowania robót budowlanych” i „Polskie standardy kosztorysowania robót budowlanych”
- podać przykłady informatyzacji procesu inwestycyjnego

A. 5. Organizacja robót budowlanych i bhp na placu budowy

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać podstawowe działania związane z organizacją placu budowy i zapewnienia bezpieczeństwa i higieny pracy na budowie
- poznać przepisy dotyczące sporządzania planu BIOZ
- poznać przykładowe specyfikacje robót

Materiał kształcenia:

- bhp i organizacja budowy, szkolenia i akredytacje dla grup i brygad specjalistycznych
- sporządzanie planu BIOZ
- sporządzanie specyfikacji robót

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- określić przepisy dotyczące organizacji placu budowy wynikające z prawa budowlanego
- sporządzić plan BIOZ
- analizować przykładowe specyfikacje robót budowlanych

B. ĆWICZENIA LABORATORYJNE – 18 godz.

Lp.	NAZWA BLOKU TEMATYCZNEGO	Liczba godzin
1.	Pomiary geodezyjne <ul style="list-style-type: none"> • nowoczesny sprzęt do pomiarów geodezyjnych. 	4
2.	Badania laboratoryjne materiałów i wyrobów budowlanych <ul style="list-style-type: none"> • badania kruszyw, • badanie mieszanki betonowej i betonu, • badanie wytrzymałościowe stali. 	8
3.	Sprzęt do oceny stanu technicznego budynku i warunków posadowienia budowli <ul style="list-style-type: none"> • zastosowanie kamery termowizyjnej • prezentacja sprzętu do badań geotechnicznych 	6

B. ĆWICZENIA LABORATORYJNE

B. 1 Pomiary geodezyjne

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać przykłady nowoczesnego sprzętu geodezyjnego

Materiał kształcenia:

- nowoczesny sprzęt do pomiarów geodezyjnych

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- posługiwać się wybranym sprzętem geodezyjnym (m.in. laserowym niwelatorem)

B. 2 Badania laboratoryjne materiałów i wyrobów budowlanych

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać metody prowadzenia badań kruszyw, mieszanki betonowej, betonu i stali
- zapoznać się z urządzeniami do badania cech wytrzymałościowych betonu i stali
- zapoznać się z niszczącymi badaniami wytrzymałości betonu i nieniszczącymi badaniami wytrzymałości (sklerometryczne, ultradźwiękowe, pull-out).

Materiał kształcenia:

- badanie kruszyw
- badanie mieszanki betonowej i betonu
- badanie wytrzymałości stali

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- określić metody badań cech kruszyw, betonu i mieszanki betonowej
- przeprowadzić wybrane badania wytrzymałościowe betonu, kruszyw i stali
- interpretować wyniki przeprowadzonych badań

B. 3 Sprzęt do oceny stanu technicznego budynku i warunków posadowienia budowli

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z nowoczesnymi metodami lokalizacji zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych
- zapoznać się z działaniem i możliwościami wykorzystania kamery termowizyjnej
- poznać metody lokalizowania położenia zbrojenia w elementach żelbetowych za pomocą nowoczesnych urządzeń diagnostycznych (metody elektromagnetyczne, radarowe, radiologiczne, ultradźwiękowe).
- poznać możliwości wykorzystania kamery termowizyjnej

Materiał kształcenia:

- zastosowanie kamery termowizyjnej
- prezentacja sprzętu do badań geotechnicznych

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- badać wilgotność podłoża
- posługiwać się kamerą termowizyjną
- interpretować wyniki przeprowadzonych badań

C. ZAJĘCIA PRAKTYCZNE –STAZE W PRZEDSIĘBIORSTWACH BRANŻY BUDOWLANEJ – 120 godz.

Lp.	NAZWA BLOKU TEMATYCZNEGO	Liczba godzin
1.	BHP na budowie <ul style="list-style-type: none">• ogólny zarys wymagań bhp, niezbędne dokumenty ujmujące zagadnienia bhp na budowie (instrukcje bezpiecznego wykonywania robót, instrukcje obsługi maszyn, ocena ryzyka zawodowego, plan BIOZ, dokumentacja szkoleń bhp)• dobierania i stosowania środków ochrony zbiorowej i indywidualnej do rodzaju wykonywanych robót, w tym do prac na wysokości.	8
2.	Dokumentacja budowy <ul style="list-style-type: none">• dokumentacja projektowa i kosztorysowa• dziennik budowy, książka obmiarów, harmonogramy robót• zagospodarowanie placu budowy	8
3.	Prace pomiarowe na placu budowy <ul style="list-style-type: none">• pomiary geodezyjne w terenie z wykorzystaniem nowoczesnego sprzętu, wykonywanie pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych.• pomiary przy wykonywaniu robót wykończeniowych wewnętrznych, poziomowanie, pionowanie.	8
4.	Prace badawcze w warunkach budowy <ul style="list-style-type: none">• ocena rodzaju i nośności gruntu• pomiary i badania podczas odbiorów robót ulegających zakryciu (badanie niszczące i nieniszczące betonów, pomiar wilgotności podkładów podłogowych)• pomiary kamerą termowizyjną	8
5.	Technologie robót stanu surowego <ul style="list-style-type: none">• wykopy i umocnienia wykopów (ścianki berlińskie, ścianki szczelne, ścianki szczelinowe), wzmocnienia gruntów,• fundamentowanie, płyty fundamentowe, przerwy robocze, dylatacje,• izolacje ciężkie przeciwwodne,• systemy deskowań inwentaryzowanych, ich zastosowanie, akcesoria pomocnicze i BHP,	48

	<ul style="list-style-type: none"> • technologia betonów (rodzaje betonów, wymagania podczas układania mieszanki betonowej i pielęgnacji betonu), • zbrojenie konstrukcji, współczesne akcesoria zbrojarskie (zbrojenia odginane, łączniki termiczne, zbrojenia na przebicie, trzpienie dylatacyjne, kotwy itp.), • dachy odwrócone. 	
6.	<p>Urządzenia do robót montażowych i prowadzenia prac na wysokości</p> <ul style="list-style-type: none"> • urządzenia do transportu pionowego • rusztowania robocze i zabezpieczające 	8
7.	<p>Technologie robót wykończeniowych</p> <ul style="list-style-type: none"> • ścianki działowe szkieletowe i sufity podwieszane, podłogi podniesione, • zabudowy i ocieplenia poddaszy użytkowych, • tynki gipsowe, szpachlowania i wyprawy dekoracyjne, • ocieplanie w systemie BSO, elewacje wentylowane, 	32

C. ZAJĘCIA PRAKTYCZNE – STAŻE W PRZEDSIĘBIORSTWACH BRANŻY BUDOWLANEJ

C.1. BHP na budowie

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z przepisami bhp na budowie
- zapoznać się z instrukcjami bezpiecznego wykonywania robót i obsługi maszyn
- zapoznać się planem BIOZ
- zostać przeszkolony w zakresie bhp
- zapoznać się ze sprzętem bhp stosowanym na budowie

Materiał kształcenia:

- ogólny zarys wymagań bhp, niezbędne dokumenty ujmujące zagadnienia bhp na budowie (instrukcje bezpiecznego wykonywania robót, instrukcje obsługi maszyn, ocena ryzyka zawodowego, plan BIOZ, dokumentacja szkoleń bhp)
- dobierania i stosowania środków ochrony zbiorowej i indywidualnej do rodzaju wykonywanych robót, w tym do prac na wysokości

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- stosować w praktyce przepisy bhp
- dobierać i stosować środki ochrony zbiorowej i indywidualnej
- określić zawartość planu BIOZ na budowie

C.2. Dokumentacja budowy

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z dokumentacją budowy
- poznać zagospodarowanie placu budowy

Materiał kształcenia:

- dokumentacja projektowa i kosztorysowa
- dziennik budowy, książka obmiarów, harmonogramy
- zagospodarowanie placu budowy

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- dokonywać wpisy w dzienniku budowy i książce obmiarów
- wyszukiwać potrzebne informacje w dokumentacji budowy
- uzasadnić rozwiązania organizacyjne zastosowane na placu budowy

C.3. Prace pomiarowe na placu budowy

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać zasady wykonywania pomiarów geodezyjnych na placu budowy
- poznać nowoczesny sprzęt pomiarowy

Materiał kształcenia:

- pomiary geodezyjne w terenie z wykorzystaniem nowoczesnego sprzętu, wykonywanie pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych
- pomiary przy wykonywaniu robót wykończeniowych wewnętrznych, poziomowanie, pionowanie

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- posługiwać się sprzętem do pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych
- sprawdzać poziom i pion nowoczesnym sprzętem

C. 4. Prace badawcze w warunkach budowy

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z metodami oceny rodzaju i nośności podłoża na budowie
- poznać metody przeprowadzania badań podczas odbiorów robót zanikających i ulegających zakryciu
- zapoznać się z zastosowaniem i obsługą kamery termowizyjnej

Materiał kształcenia:

- ocena rodzaju i nośności gruntu
- pomiary i badania podczas odbiorów robót ulegających zakryciu (badanie niszczące i nieniszczące betonów, pomiar wilgotności podkładów podłogowych)
- pomiary kamerą termowizyjną

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- ocenić rodzaj podłoża na budowie
- mierzyć wilgotność podłoża i materiałów
- mierzyć poziom hałasu
- interpretować pomiary wykonane kamerą termowizyjną

- posługiwać się wykrywaczem elementów miedzianych, żelaznych i znajdujących się pod napięciem

C.5. Technologie robót stanu surowego

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać stosowane na budowie materiały i technologie w zakresie robót stanu surowego
- zapoznać się z rodzajami oraz stosowaniem wybranego sprzętu budowlanego

Materiał kształcenia:

- wykopy i umocnienia wykopów (ścianki berlińskie, ścianki szczelne, ścianki szczelinowe), wzmocnienia gruntów,
- fundamentowanie, płyty fundamentowe, przerwy robocze, dylatacje,
- izolacje ciężkie przeciwwodne,
- systemy deskowań inwentaryzowanych, ich zastosowanie, akcesoria pomocnicze i BHP,
- technologia betonów (rodzaje betonów, wymagania podczas układania mieszanki betonowej i pielęgnacji betonu),
- zbrojenie konstrukcji, współczesne akcesoria zbrojarskie (zbrojenia odginane, łączniki termiczne, zbrojenia na przebicie, trzpienie dylatacyjne, kotwy itp.),
- dachy odwrócone

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- charakteryzować wybrane technologie wykonywania robót budowlanych
- rozpoznać stosowane na budowie materiały
- ocenić poprawność wykonania wybranych robót

C.6 Urządzenia do robot montażowych i prowadzenia prac na wysokości

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z rodzajami i przeznaczeniem sprzętu do transportu pionowego
- zapoznać się z zasadami montażu rusztowań roboczych i zabezpieczających

Materiał kształcenia:

- urządzenia do transportu pionowego
- rusztowania robocze i zabezpieczające

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- określić przeznaczenie stosowanego na budowie sprzętu w robotach na wysokości
- ocenić prawidłowość montażu stosowanych na budowie rusztowań
- ocenić pod względem bezpieczeństwa prowadzenie robót na wysokości

C.7. Technologie robót wykończeniowych

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- poznać stosowane na budowie materiały i technologie w zakresie robót wykończeniowych

- zapoznać się z rodzajami oraz stosowaniem w robotach wykończeniowych wybranego sprzętu budowlanego

Materiał kształcenia:

- ścianki działowe szkieletowe i sufity podwieszane, podłogi podniesione,
- zabudowy i ocieplenia poddaszy użytkowych,
- tynki gipsowe, szpachlowania i wyprawy dekoracyjne,

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- charakteryzować wybrane technologie wykonywania robót budowlanych
- rozpoznać stosowane na budowie materiały
- ocenić poprawność wykonania wybranych robót

D. METODYKA KSZTAŁCENIA ZAWODOWEGO – 24 godziny

Lp.	Nazwa bloku tematycznego	Liczba godzin
1.	ELEMENTY DYDAKTYKI KSZTAŁCENIA ZAWODOWEGO <ul style="list-style-type: none"> • Struktura procesu dydaktyczno-wychowawczego i czynności pedagogiczne nauczycieli przedmiotów zawodowych w szkołach budowlanych • Cele i treści kształcenia zawodowego • Ogniwa i zasady kształcenia • Planowanie pracy dydaktyczno-wychowawczej • Recepta na sukces nauczyciela 	6
2.	STRATEGIE I AKTYWIZUJĄCE METODY KSZTAŁCENIA <ul style="list-style-type: none"> • Strategia informacyjna – techniki szybkiego uczenia się i zapamiętywania, mapy myśli • Strategia problemowa – rozwiązywanie problemów, myślenie kreatywne • Strategia emocjonalna – kształcenie eksponujące • Strategia badawcza – kształcenie poprzez badanie • Strategia operacyjna – kształcenie przez działanie • Strategia multimedialna – kształcenie wspomagane środkami audiowizualnymi i e-learningiem 	6
3.	MODERNIZACJA I UNOWOCZEŚNIANIE KSZTAŁCENIA <ul style="list-style-type: none"> • Przemiany zachodzące w świecie zawodów • Klasyfikacja zawodów i specjalności • Krajowe standardy kwalifikacji zawodowych • Kompetencje kluczowe • Kształcenie modułowe w Polsce • Mierzenie jakości pracy nauczycieli. Metody diagnostyczne, pomiar pedagogiczny. 	6
4.	DOSKONALENIE WARSZTATU METODYCZNEGO NAUCZYCIELA PRZEDMIOTÓW ZAWODOWYCH W SZKOŁACH BUDOWLANYCH <ul style="list-style-type: none"> • Pakiety edukacyjne dla nauczyciela i ucznia • Elementy obudowy dydaktycznej • Przygotowanie wychowanków do olimpiad i egzaminów zawodowych • Doradztwo zawodowe • Kształcenie ustawiczne. Edukacja przez całe życie – potrzeba XXI wieku • Bibliografia i źródła internetowe 	6

Cele:

Każdy słuchacz kursu powinien:

- zapoznać się z elementami dydaktyki kształcenia zawodowego w procesie dydaktyczno – wychowawczym w szkołach budowlanych
- poznać uwarunkowania w planowaniu pracy dydaktyczno – wychowawczej teoretycznego przedmiotu zawodowego lub praktycznej nauki zawodu zgodnie z podstawą programową dla określonego zawodu
- poznać procedury i techniki wynikające z koncepcji nauczania wielostronnego oraz wykorzystać strategie kształcenia z aktywizującymi metodami w toku zajęć teoretycznych i praktycznej nauce zawodu
- poznać możliwości modernizacji i unowocześnienia kształcenia zawodowego na tle przemian zachodzących w świecie zawodów – zgodnie z klasyfikacją zawodów i specjalności oraz krajowymi standardami kwalifikacji zawodowych
- poznać koncepcję modułowego modelu kształcenia zawodowego i działania na rzecz zintegrowanych metod nauczania
- poznać sposoby mierzenia jakości pracy nauczyciela z uwzględnieniem oceniania wewnątrzszkolnego i zewnętrznego systemu oceniania
- poznać potrzeby doskonalenia warsztatu metodycznego z wykorzystaniem pakietów edukacyjnych, elementów obudowy dydaktycznej (m.in. filmów szkoleniowych, literatury w tym przewodników – skryptów)
- poznać koncepcje i zasady doradztwa zawodowego, wspomaganie uczniów zdolnych oraz założenia kształcenia ustawicznego

Materiał kształcenia:

- proces dydaktyczno – wychowawczy w szkole budowlanej
- planowanie i realizacja teoretycznego przedmiotu zawodowego oraz praktycznej nauki zawodu
- strategie i aktywizujące metody kształcenia
- modernizacja i unowocześnianie kształcenia w zajęciach teoretycznych i praktycznych w zawodach budowlanych zgodnie z klasyfikacją oraz krajowymi standardami kwalifikacji zawodowych
- koncepcja kształcenia modułowego w Polsce
- mierzenie jakości pracy nauczycieli
- pakiety edukacyjne dla nauczyciela i ucznia
- elementy obudowy dydaktycznej przedmiotu i zajęć
- doradztwo zawodowe
- kształcenie ustawiczne
- bibliografia dotycząca kształcenia zawodowego i modułowego oraz doradztwa zawodowego

Osiągnięcia:

W wyniku procesu kształcenia słuchacz powinien umieć:

- przedstawiać struktury procesu dydaktyczno – wychowawczego szkoły budowlanej
- analizować podstawę programową kształcenia w zawodzie
- konstruować plan dydaktyczno – wychowawczy zawodowego przedmiotu teoretycznego lub praktycznej nauki zawodu
- ustalać przebieg zajęć zgodnie z ogniwami procesu kształcenia i odpowiadającym im zasadom
- dobierać strategie i aktywizujące metody kształcenia do jednostek metodycznych
- uzasadniać modernizację i unowocześnianie kształcenia zawodu na przykładzie własnych zajęć
- wykorzystywać techniki szybkiego uczenia się, zapamiętywania i czytania oraz technologię informacyjną do unowocześniania zajęć z uczniami
- zmieniać dotychczasowy styl nauczania zgodnie z założeniami kształcenia modułowego
- wprowadzać różnorodne sposoby oceniania uczniów i mierzenia jakości swojej pracy
- zaprojektować elementy obudowy dydaktycznej do zajęć

III. MATERIAŁY DYDAKTYCZNE

I. STOSOWANIE NORM EUROPEJSKICH W PROJEKTOWANIU I REALIZACJI W BUDOWNICTWIE

1. 1. Normy krajowe i europejskie

Podstawą wykonania każdego projektu budowlanego budynku powinny być normy podające zasady projektowania i wykonania konstrukcji oraz sposoby weryfikacji cech wyrobów budowlanych o znaczeniu konstrukcyjnym. Norma jest dokumentem normatywnym stosowanym na zasadzie dobrowolności, powszechnie dostępnym i zaakceptowanym przez uznaną jednostkę normalizacyjną. Norma ustala zasady, wytyczne lub charakterystyki dotyczące jej zakresu i jest przeznaczona do powszechnego i wielokrotnego stosowania. Postanowienia normy powinny być oparte na podstawach naukowych oraz danych sprawdzonych pod względem słuszności technicznej, ekonomicznej i użytkowej oraz uwzględniać aktualny stan wiedzy i techniki osiągnięty lub możliwy do osiągnięcia w najbliższym czasie. Ważnym jest, aby zapisy normy były możliwe do realizacji oraz absolutnie sprawdzalne. Celem normy jest ułatwienie realizacji zadań wynikających z potrzeb społecznych i gospodarczych poprzez tworzenie wzorcowych rozwiązań w zakresie bezpieczeństwa ludzi, środowiska i mienia, likwidowania barier w handlu oraz utrwalania osiągnięć techniki i upowszechniania postępu technicznego. Stosowanie norm pozwala na zwiększenie efektywności w gospodarce poprzez tworzenie podstawy odniesienia przy zawieraniu umów cywilno-prawnych oraz tworzenia podstawy do rozstrzygania sporów między dostawcą a odbiorcą. Stosowanie w praktyce inżynierskiej norm datuje się od początków XX wieku. W okresie po 1945 r. Polskie Normy w budownictwie wielokrotnie ulegały zmianom wynikającym z postępu technicznego i osiągnięć nauki, ale były to ciągle dokumenty krajowe. Do 31 grudnia 1993 roku stosowanie PN było obowiązkowe i pełniły one rolę przepisów. Nieprzestrzeganie postanowień PN było naruszeniem prawa. Od 1 stycznia 1994 roku stosowanie PN jest dobrowolne, przy czym do 31 grudnia 2002 istniała możliwość, przez właściwych ministrów i w pewnych przypadkach nakładania obowiązku stosowania PN. Od 1 stycznia 2003 stosowanie PN jest już całkowicie dobrowolne. Sytuacja uległa istotnej zmianie po wejściu Polski do Unii Europejskiej i integracji polskiego rynku budowlanego z rynkiem wspólnoty. Od chwili ratyfikacji Traktatu ateńskiego 1 maja 2004 r., na mocy którego Polska stała się członkiem UE Polski Komitet Normalizacyjny rozpoczął wprowadzanie Norm Europejskich do zbioru Polskich Norm. Posługując się normą krajową PN-EN mamy pewność, że wypełniając jej postanowienia spełniamy jednocześnie postanowienia norm pozostałych krajów UE i EFTA. Polska Norma wprowadzająca normę europejską (oznaczana symbolem PN-EN) to norma o zasięgu krajowym, przyjęta w drodze konsensu i zatwierdzona przez krajową jednostkę normalizacyjną jaką jest Polski Komitet Normalizacyjny (PKN). Normy PN-EN są powszechnie dostępne po opublikowaniu w języku polskim, ale nie bezpłatne, zaś ich dystrybucję kontroluje PKN. Zgodnie z zapisami ustawy o normalizacji Polskie Normy korzystają z ochrony jak utwory literackie, a autorskie prawa majątkowe

do nich przysługują krajowej jednostce normalizacyjnej, jaką jest Polski Komitet Normalizacyjny. Dlatego reprodukcja Polskich Norm w tym ich kopiowanie, może odbywać się jedynie za oficjalną zgodą PKN i tylko w uzasadnionych przypadkach (np. gdy oryginały norm ulegają w zakładzie szybkiemu zużyciu) i tylko na konkretne fragmenty PN (tabele, rysunki itp.), które nie mogą przekraczać 30% objętości normy. W tym celu należy uzyskać oficjalną zgodę PKN. Kopie fragmentów norm mogą służyć wyłącznie celom wewnętrznym firmy. Zabronione jest wykonywanie kopii norm w celach dalszego rozpowszechniania, w tym w celach komercyjnych, ponieważ legalnymi normami są tylko ich oryginały posiadające co najmniej jedno z dwóch zabezpieczeń przed kopiowaniem:

- hologram z opalizującym logo PKN i symbolem znaku zgodności z PN na stronie tytułowej
- znak wodny drukowany na lewym marginesie każdej strony o treści *"Polski Komitet Normalizacyjny (rok)"*

Publikowanie i rozpowszechnianie Polskich Norm nie posiadających powyższego oznaczenia jest niezgodne z aktualnie obowiązującym stanem prawnym i stanowi naruszenie ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych, co wiąże się z nałożeniem sankcji karnych. Eurokody to zestaw Norm Europejskich przeznaczonych do projektowania konstrukcji budynków i obiektów budowlanych, mających na celu usunięcie barier technicznych w handlu i zharmonizowania specyfikacji technicznych w krajach Unii Europejskiej. Istnieje 10 grup Eurokodów. Są to w przypadku Polski:

- PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji,
- PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje,
- PN-EN 1992 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu,
- PN-EN 1993 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych,
- PN-EN 1994 Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych,
- PN-EN 1995 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych,
- PN-EN 1996 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych,
- PN-EN 1997 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne,
- PN-EN 1998 Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym,
- PN-EN 1999 Eurokod 9: Projektowanie konstrukcji aluminiowych.

Eurokody są dokumentami odniesienia do wykazania zgodności konstrukcji z wymaganiami podstawowymi dyrektywy Rady Europy, szczególnie z wymaganiami dotyczącymi nośności, stateczności i bezpieczeństwa pożarowego. W Eurokodach podano wspólne reguły do powszechnego stosowania przy projektowaniu całych konstrukcji i ich części składowych oraz wyrobów, tak tradycyjnych, jak i nowatorskich. Zapisy zawarte w Eurokodach są traktowane jako podstawa do zawierania umów dotyczących obiektów budowlanych i związanych z nimi usług inżynierskich. W zakresie produkcji, obrotu i wbudowania materiałów budowlanych Eurokody stanowią dokument ramowy do opracowania zharmonizowanych specyfikacji technicznych dotyczących wyrobów budowlanych, tj. Europejskiej Aprobataj Technicznej (ETA). Istotną nowością podejścia do

projektowania konstrukcji odmiennych od zwykłych lub w sytuacjach gdy zadane w projekcie warunki nie zostały uwzględnione, jest zgoda w takich przypadkach na projektowanie wspomagane badaniami. W Eurokodach (PN-EN) rozróżnia się zasady, które są ustaleniami o charakterze ogólnym, zawierającym wymagania i modele, dla których nie ma alternatywy (oznacza się je literą P po numerze akapitu) oraz reguły stosowania, zgodne z zasadami i spełniające ich wymagania. Należy zaznaczyć, że dopuszcza się reguły alternatywne spełniające wymagania zasad w sposób inny niż podany w normie. W tekście każdej normy PN-EN jest zdecydowanie więcej reguł niż zasad, więc projektant nie będąc ściśle ograniczony wszystkimi zapisami normy może korzystać z innych reguł i metod projektowania, ale spełniających nadrzędne wymagania bezpieczeństwa i niezawodność zawarte w PN-EN 1990.

1.1 Ustawa z 24 września 2002 r. o normalizacji (Dz. U. nr 169/02, poz. 1386 z późn. zm.) stanowi w art. 5 ust. 3, że stosowanie Polskich Norm jest dobrowolne, ale jednocześnie w ust. 4 pozwala na powoływanie Polskich Norm w przepisach prawnych, co czyni te normy, w całości lub w stosownym zakresie powołania, integralną częścią tego przepisu. W rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. nr 75/02, poz. 690 z późn. zm.) zastosowano szereg powołań Polskich Norm, również w zakresie projektowania konstrukcji budynków - powołane Polskie Normy, zarówno normy PN-B, jak i normy PN-EN 1990-1999 (Eurokody).

1.2 Podstawą wykonania projektu budowlanego budynku mogą być w zależności od decyzji projektanta zarówno normy aktualne (Eurokody) jak i normy wycofane (PN-B). Stosowanie starych, wycofanych Polskich Norm jest dopuszczalne, ale zgodnie z dobrowolnością stosowania powinno być to uzgodnione między współpracującymi stronami. Należy pamiętać o tym, że normy wycofane prezentują mniej nowoczesne rozwiązania i metodykę postępowania, ale rozwiązania te nie są błędne. Niemniej jednak należy pamiętać, że projektowanie każdego rodzaju konstrukcji wymaga stosowania PN-EN 1990 i PN-EN 1991.

Zbiór Eurokodów zawiera obecnie 58 Norm Europejskich dotyczących projektowania poszczególnych rodzajów konstrukcji. Podstawową normą jest PN-EN 1990 dotycząca bezpieczeństwa konstrukcji, jej użyteczności i trwałości. Następną grupę stanowi obowiązkowa norma PN-EN 1991 której poszczególne części dotyczą oddziaływań na konstrukcje. Projektowanie poszczególnych rodzajów konstrukcji jest przedmiotem norm PN-EN 1992 do PN-EN 1996 i PN-EN 1999, zaś projektowanie geotechniczne i sejsmiczne jest przedmiotem norm PN-EN 1997 i PN-EN 1998.

Normą wiodącą jest *PN-EN 1990: 2004 Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji*. W normie tej podane zostały podstawy projektowania z uwzględnieniem postulatu niezawodności budowli (metodologiczne zasady projektowania konstrukcji) oraz podano w niej zasady i wymagania dotyczące oceny nośności, użyteczności i trwałości konstrukcji. PN-EN 1990 jest dokumentem przewodnim w projektowaniu konstrukcji nieuwzględnionych w Eurokodach od EN 1990 do EN 1999

w celu oceny oddziaływań i ich kombinacji, identyfikacji modelu materiału i zachowania się konstrukcji, oceny wartości liczbowych parametrów niezawodności. Nowością jest przedstawienie procedury działań organizacyjno-prawnych związanych z zapewnieniem niezawodności budowli, co określono w normie jako zarządzanie niezawodnością. Są to działania zorientowane na jakość w ujęciu procesowym, tj. stosowaniu odpowiednich procedur nadzoru i kontroli w całym procesie budowlanym.

Tekst ujednolicony Ustawy z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych uwzględniający zmiany które weszły w życie 29 stycznia 2010 r. w artykule 30 podaje, że Zamawiający opisuje przedmiot zamówienia za pomocą cech technicznych i jakościowych, z zachowaniem Polskich Norm przenoszących normy europejskie lub norm innych państw członkowskich Europejskiego Obszaru Gospodarczego przenoszących te normy. Oznacza to, że w przypadku składania projektu na pozwolenie na budowę do urzędu obiekt powinien być zaprojektowany wg Eurokodów lub PN przywołanych w Załączniku 1 w *Warunkach Technicznych* zgodnie z cywilną umową między Inwestorem a Projektantem. W przypadku projektowania obiektu w trybie Ustawy o Prawie Zamówień Publicznych podstawą projektowania są tylko Eurokody.

Polskie wersje Eurokodów oznaczane są następująco: PN-EN 199X-Y-Z gdzie X to wyróżnik krajowy (np. 2 dla konstrukcji betonowych i żelbetowych), Y to opis części a Z oznacza uszczegółowienie opisu części normy. Przykładem jest norma PN-EN 1991 (Eurokod 1) dotycząca oddziaływań na konstrukcje. Poszczególne części to:

- PN-EN 1991-1-1: 2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: *Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*
- PN-EN 1991-1-2: 2006 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: *Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*
- PN-EN 1991-1-3: 2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: *Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem*
- PN-EN 1991-1-4: 2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: *Oddziaływania ogólne. Obciążenia wiatrem*
- PN-EN 1991-1-5: 2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: *Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne*
- PN-EN 1991-1-6: 2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: *Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji*
- PN-EN 1991-1-7: 2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: *Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe*
- PN-EN 1991-2: 2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: *Obciążenia ruchome mostów*
- EN 1991-3: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 3: *Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn*

- EN 1991-4: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: *Silosy i zbiorniki*.

Każda krajowa norma europejska (w naszym przypadku PN-EN) składa się ze strony tytułowej krajowej, wstępu krajowego, tekstu z aneksami i załącznikami krajowymi. Dopuszczalne, stosowane w praktyce, jest wprowadzanie do stosowania norm okładkowych, zawierających krajową stronę tytułową wraz ze wstępem i załącznikami w języku polskim oraz pozostałą zawartością (pełnym tekstem normy) w języku angielskim. Konieczność stosowania się do wymagań i zapisów zawartych w Polskich Normach przez projektanta, kierownika budowy i inspektora budowy wynika z Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. *Prawo budowlane* gdzie w art. 20, 22 i 25 określono obowiązki tych osób w procesie budowlanym. Zapisy te dotyczą zarówno spełnienia wymagań normowych w zakresie projektowania, realizacji jak i wbudowywania materiałów spełniających wymagania normowe. W art. 20. p.1. wskazuje się, że do podstawowych obowiązków projektanta należy opracowanie projektu budowlanego w sposób zgodny z ustaleniami określonymi w decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu, przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej. Jako przepisy rozumiane są przez ustawodawcę przepisy zawarte w *Rozporządzeniu w Sprawie Warunków Technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*, gdzie wskazane są powołania na PN. W Warunkach Technicznych w Dziale V Bezpieczeństwo konstrukcji w par. 204. ust. 1. istnieje zapis, że konstrukcja budynku powinna spełniać warunki zapewniające nieprzekroczenie stanów granicznych nośności oraz stanów granicznych przydatności do użytkowania w żadnym z jego elementów i w całej konstrukcji. W ust. 4. tego paragrafu wyjaśnia się, że warunki bezpieczeństwa konstrukcji, o których mowa w ust. 1, uznaje się za spełnione, jeżeli konstrukcja ta odpowiada Polskim Normom (w tym PN-EN) dotyczącym projektowania i obliczania konstrukcji. Projektant decydując się na inne, niż obowiązujące normy PN lub stosując inne zasady projektowania (np. literaturę lub normy innych krajów) bierze na siebie pełną odpowiedzialność i musi wykazać, że przyjęta metoda projektowania prowadzi do rozwiązań spełniających wymagania PN.

Zapis w art. 25. Prawa Budowlanego podaje, że do podstawowych obowiązków inspektora nadzoru inwestorskiego należy sprawdzanie jakości wykonywanych robót i wbudowanych wyrobów budowlanych, a w szczególności zapobieganie zastosowaniu wyrobów budowlanych wadliwych i niedopuszczonych do stosowania w budownictwie. Oznacza to konieczność sprawdzania zgodności wyrobów budowlanych z wymaganiami określonymi w Polskich Normach.

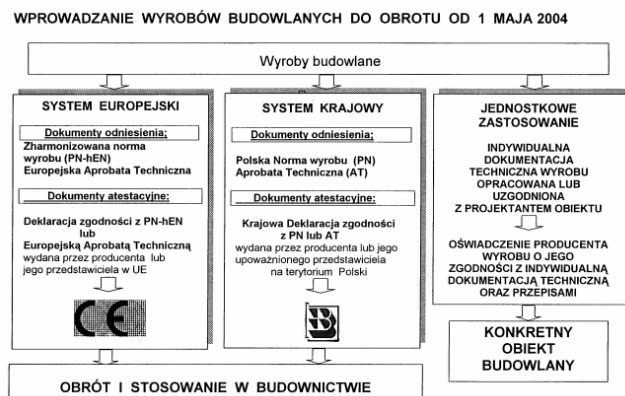
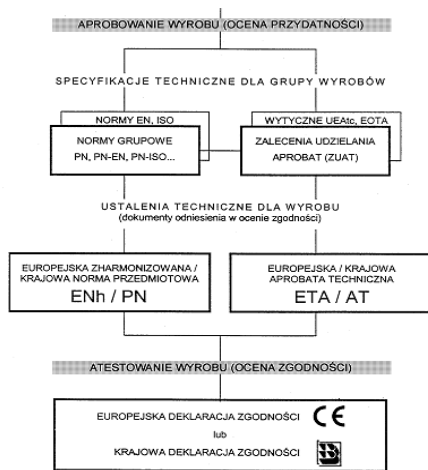
Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. *od 01.01.2009 r. Prawo budowlane* dopuszcza do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie wyroby budowlane, właściwie oznaczone, dla których zgodnie z odrębnymi przepisami wydano certyfikat na znak bezpieczeństwa, wykazujący, że zapewniono zgodność z kryteriami technicznymi określonymi na podstawie Polskich Norm, aprobat technicznych oraz właściwych przepisów i dokumentów technicznych. W przypadku wyrobów nie

objętych certyfikacją wymagane jest dokonanie oceny zgodności i wydanie certyfikatu zgodności lub deklaracji zgodności z Polską Normą lub z aprobatą techniczną. Tak więc Polskie Normy odnoszące się do materiałów budowlanych są podstawą oceny ich zgodności i certyfikacji i stosowanie się do ich wymogów i zapisów jest obowiązkiem osób prowadzących proces budowlany.

Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o wyrobach budowlanych definiuje pojęcia wyrobu budowlanego i aprobat technicznych. Wyrób budowlany jest określony jako rzecz ruchoma, bez względu na stopień jej przetworzenia, przeznaczona do obrotu, wytworzona w celu zastosowania w sposób trwały w obiekcie budowlanym, wprowadzana do obrotu jako wyrób pojedynczy lub jako zestaw wyrobów do stosowania we wzajemnym połączeniu stanowiącym integralną całość użytkową i mająca wpływ na spełnienie wymagań podstawowych, o których mowa w art. 5 ust. 1 pkt 1 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane. Aprobata techniczna (AT) to pozytywna ocena technicznej przydatności wyrobu budowlanego do zamierzonego stosowania, uzależniona od spełnienia wymagań podstawowych przez obiekty budowlane, w których wyrób budowlany jest stosowany, zawartych w normach krajowych PN. W związku z wprowadzeniem norm europejskich PN-EN wprowadzono również pojęcie Europejskiej Aprobaty Technicznej (ETA). Należy przez to rozumieć pozytywną ocenę techniczną przydatności wyrobu budowlanego do zamierzonego stosowania, uzależnioną od spełnienia wymagań podstawowych przez obiekty budowlane, w których wyrób jest stosowany, wydaną zgodnie z wymaganiami Unii Europejskiej, tj. norm PN-EN.

W art. 5 podano, że wyrób budowlany nadaje się do stosowania przy wykonywaniu robót budowlanych, jeżeli jest oznakowany CE, co oznacza, że dokonano oceny jego zgodności z normą zharmonizowaną (hEN) albo europejską aprobatą techniczną (ETA) bądź krajową specyfikacją techniczną państwa członkowskiego Unii Europejskiej lub Europejskiego Obszaru Gospodarczego, albo dla którego producent wydał deklarację zgodności z uznanymi regułami sztuki budowlanej, aprobatą techniczną (AT) lub normami PN i PN-EN oraz został ten wyrób oznakowany znakiem budowlanym B. Możliwe jest również zastosowanie wyrobu, który został umieszczony w określonym przez Komisję Europejską wykazie wyrobów mających niewielkie znaczenie dla zdrowia i bezpieczeństwa. Dodatkowym rodzajem są wyroby budowlane wytwarzane tradycyjnie na określonym terenie przy użyciu metod sprawdzonych w wieloletniej praktyce, przeznaczone do lokalnego stosowania. Wyrób taki zwany jest „regionalnym wyrobem budowlanym” i może być oznakowany znakiem budowlanym, na wyłączną odpowiedzialność producenta. Dopuszczone do jednostkowego stosowania w obiekcie budowlanym są również wyroby wykonane według indywidualnej dokumentacji technicznej sporządzonej przez projektanta obiektu lub z nim uzgodnionej, dla których dostawca wydał oświadczenie wskazujące, że zapewniono zgodność wyrobu z tą dokumentacją oraz z przepisami i obowiązującymi normami, w tym normami europejskimi.

Procedura wprowadzania wyrobów budowlanych do obrotu została pokazana na rysunku niżej.



1.2. Norma PN-EN 1990: Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji

Norma PN-EN 1990 jest normą podstawową dotyczącą bezpieczeństwa konstrukcji, jej użyteczności i trwałości. Normą wiodącą jest *PN-EN 1990: 2004 Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji*. W normie tej podane zostały podstawy projektowania z uwzględnieniem postulatu niezawodności budowli (metodologiczne zasady projektowania konstrukcji) oraz podano w niej zasady i wymagania dotyczące oceny nośności, użyteczności i trwałości konstrukcji. PN-EN 1990 jest dokumentem przewodnim w projektowaniu konstrukcji nieuwzględnionych w Eurokodach od EN 1990 do EN 1999 w celu oceny oddziaływań i ich kombinacji, identyfikacji modelu materiału i zachowania się konstrukcji, oceny wartości liczbowych parametrów niezawodności. Nowością jest przedstawienie procedury działań organizacyjno-prawnych związanych z zapewnieniem niezawodności budowli, co określono w normie jako zarządzanie niezawodnością. Są to działania zorientowane na jakość w ujęciu procesowym, tj. stosowaniu odpowiednich procedur nadzoru i kontroli w całym procesie budowlanym. PN-EN 1990 określa wymagania które należy uwzględnić podczas projektowania i wykonania obiektu budowlanego. Podstawowym i nadrzędnym wymaganiem jest bezpieczeństwo obiektu w założonym okresie użytkowania przy wymaganym poziomie niezawodności. Obiekt budowlany powinien charakteryzować się odpowiednią nośnością przy zapewnieniu użyteczności rozumianej jako zdolność do spełnienia swoich funkcji przy nie przekroczonych stanach ugięć, zarysowań czy dopuszczalnym poziomie drgań. Niemniej ważnym jest, aby obiekt był projektowany i realizowany tak, aby konsekwencje pożaru bądź uszkodzeń spowodowanych błędami ludzkimi bądź przyczynami losowymi (uderzenie pojazdu, ekstremalne zjawiska atmosferyczne itp.) nie spowodowały niewspółmiernych szkód lub katastrofy postępującej. Dlatego też wprowadzono w normie kategorie i orientacyjne projektowe okresy użytkowania konstrukcji (tabela 2.1. w normie) wynoszące od 10 lat dla konstrukcji tymczasowych do 100 lat dla konstrukcji monumentalnych i mostów. Nowymi pojęciami w projektowaniu obiektów budowlanych w normie PN-EN 1990 związanymi z zarządzaniem niezawodnością są klasy konsekwencji od CC1 do CC3 (tabl2, B1 w normie) oraz klasy niezawodności RC1 do RC3. klasy niezawodności RC zależą od wartości

współczynnika niezawodności β stosowanego do obliczeń stanów granicznych nośności. Współczynnik ten wynosi od $\beta=3,3$ dla RC1 (z okresem odniesienia 50 lat) do $\beta=5,2$ dla RC3 (z okresem odniesienia 1 rok). Z klasami niezawodności RC zostały powiązane poziomy nadzoru DSL przy projektowaniu i poziomy inspekcji IL podczas realizacji obiektu. Zostało to pokazane w tabelach 1,2 i 3. W ten sposób projektant i inwestor mają możliwość wpływania na poziom niezawodności podczas projektowania i realizacji.

Tabela 1. Klasy konsekwencji zniszczenia konstrukcji CCC

Klasa konsekwencji	Opis	Przykłady konstrukcji budowlanych i inżynierskich
CC1	Niskie zagrożenie życia ludzkiego lub małe i nieznaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Budynki rolnicze w których ludzie zwykle nie przebywają oraz szklarnie
CC2	Przeciętne zagrożenie życia lub znaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Budynki mieszkalne i biurowe oraz budynki użyteczności publicznej których konsekwencje zniszczenia są przeciętne
CC3	Wysokie zagrożenie życia lub bardzo duże konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Widownie, budynki użyteczności publicznej, których konsekwencje zniszczenia są wysokie

Tabela 2. Poziomy nadzoru przy projektowaniu konstrukcji DSL

Poziom nadzoru przy projektowaniu	Charakterystyka	Minimalne zalecane wymagania przy sprawdzaniu obliczeń, rysunków i specyfikacji
DSL1 odniesiony do RC1	Nadzór normalny	Autokontrola, sprawdzanie przez autora projektu
DSL2 odniesiony do RC2	Nadzór normalny	Sprawdzenie zgodnie z procedurami jednostki projektowej
DSL3 odniesiony do RC3	Nadzór zastrzony	Sprawdzenie przez stronę trzecią, np. inną jednostkę projektową

Tabela 3. Poziomy inspekcji przy wykonaniu konstrukcji IL

Poziom inspekcji	Charakterystyka	Wymagania
IL1 odniesiony do RC1	inspekcja normalna	autoinspekcja
IL2 odniesiony do RC2	inspekcja normalna	inspekcja zgodnie z procedurami jednostki projektowej
IL3 odniesiony do RC3	inspekcja zastrzona	inspekcja przez stronę trzecią

Klasa niezawodności rzutuje na wartość współczynnika obciążenia γ_F stosowanego w kombinacjach podstawowych dla stałych sytuacji projektowych. Współczynnik ten mnożony jest w zależności od klasy niezawodności RC obiektu przez dodatkowy współczynnik K_F wynoszący $K_F=0,9$ dla RC1, $K_F=1,0$ dla RC2 i $K_F=1,1$ dla RC3 (wyłącznie dla sytuacji niekorzystnych w klasie RC3). Norma PN-EN 1990 definiuje dwa podstawowe stany graniczne konstrukcji: I stan graniczny nośności (SG) oraz II stan graniczny użyteczności (SGU) związany z parametrami użytkowymi (ugięcia, przemieszczenia, zarysowania, drgania itp.)

Metodyka obliczeń według Eurokodów w odniesieniu do stanu granicznego nośności wymaga uwzględnienia wszystkich możliwych sytuacji projektowych oraz możliwych oddziaływań (PN-EN 1991), wybierając kombinacje najmniej korzystne, ale z pewnym poziomem ufności dla składowych poszczególnych kombinacji. Wyróżnia się 4 sytuacje projektowe:

- Trwałe – dotyczy zwykłych warunków eksploatacji,
- Przejściowe – odnosi się to do warunków podczas budowy, naprawy lub remontu),
- Wyjątkowe – dotyczy pożaru, wybuchu, zniszczenia pojedynczego elementu,
- Sejsmiczne – stosuje się przy uwzględnianiu trzęsień ziemi.

Obciążenia ze względu na zmienność w czasie zostały podzielone na stałe (G), zmienne (Q) oraz wyjątkowe (A) podobnie jak w poprzednich normach krajowych. Wartość oddziaływań charakterystycznych F_k może być przyjmowana na podstawie dokumentacji projektowej lub jako wartość dolna (*inf*), średnia, górna (*sup*) lub nominalna danego obciążenia. Wartość obliczeniową oddziaływania wyznacza się ze wzoru:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep}$$

Gdzie wartość reprezentatywna oddziaływań F_{rep} jest iloczynem wartości oddziaływania charakterystycznego F_k i współczynników kombinacyjnych ψ_0 , ψ_1 i ψ_2 zależnych od rodzaju i klasy obciążenia oraz kombinacji obciążeń. Wartości obliczeniowe własności materiałowych X_d wyznacza się na podstawie wartości charakterystycznej X_k , współczynnika η konwersji uwzględniającego wpływy środowiskowe (temperatura, wilgotność oraz efekty skali) oraz częściowego współczynnika materiałowego γ_m

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

Nośność obliczeniowa R_d sprawdzana jest ze wzoru:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

gdzie γ_M oznacza globalny współczynnik materiałowy.

Norma PN-EN 1990 wprowadza weryfikacje stanów granicznych nośności w odniesieniu do:

- EQU – utraty równowagi statycznej całości lub części konstrukcji,

- STR – zniszczenia materiałowego poszczególnych elementów wskutek nadmiernego wyęźnienia,
- GEO – zniszczenie lub nadmierne odkształcenia podłoża,
- FAT – zniszczenie zmęczeniowe elementu lub całej konstrukcji.

Weryfikacja stanów granicznych nośności w zakresie wytrzymałości (STR) i posadowienia (GEO) polega na spełnieniu warunku:

$$E_d \leq R_d$$

gdzie E_d to wartość obliczeniowa efektu oddziaływań zaś R_d to wartość obliczeniowa odpowiedniej wyznaczanej nośności.

Obliczeniowa wartość efektu oddziaływań E_d wyznaczana jest z kombinacji obciążeń występujących jednocześnie. Wyróżnia się w każdym przypadku kombinacji obciążenia wiodące i towarzyszące. W sytuacji wyznaczania kombinacji podstawowej dla trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej zaleca się przyjmować ogólną postać oddziaływań:

$$E_d = E\left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) \text{ dla } j \geq 1; i > 1$$

gdzie:

$G_{k,j}$ – charakterystyczne oddziaływania stałe,

P – oddziaływania sprężające,

$Q_{k,1}$ – dominujące charakterystyczne oddziaływanie zmienne,

$Q_{k,j}$ – towarzyszące charakterystyczne oddziaływanie zmienne,

$\gamma_{G,j}$ - częściowy współczynnik obciążenia stałego,

$\gamma_{Q,i}$ - częściowy współczynnik obciążenia zmiennego,

$\psi_{0,j}$ - współczynnik dla wartości kombinacyjnej obciążenia zmiennego.

Wartości częściowych współczynników obciążeń zostały podane w normie PN-EN 1990 w tablicach A1.2. Najważniejsze zalecane wartości tych współczynników przy sprawdzaniu stanów STR i GEO pokazano (normowy Zestaw B) w Tabeli. 4.

Tabela 4. Częściowe współczynniki obciążeń w stanach STR i GEO (Zestaw B)

Współczynnik	Wartość	Opis
$\gamma_{G,j,sup}$	1,35	Obciążenia stałe niekorzystne o wyższej wartości
$\gamma_{G,j,inf}$	1,00	Obciążenia stałe korzystne o niższej wartości
$\gamma_{Q,j}$	1,50	Obciążenia zmienne niekorzystne

W przypadku sprawdzania stanu równowagi statycznej układu EQU należy stosować Zestaw A współczynników pokazany w Tabeli 5.

Tabela 5. Częściowe współczynniki obciążeń w stanie EQU (Zestaw A)

Współczynnik	Wartość	Opis
$\gamma_{G,j,sup}$	1,10	Obciążenia stałe niekorzystne o wyższej wartości
$\gamma_{G,j,inf}$	0,90	Obciążenia stałe korzystne o niższej wartości
$\gamma_{Q,j}$	1,50	Obciążenia zmienne niekorzystne
$\gamma_{Q,j}$	0,00	Obciążenia zmienne korzystne

Jak widać, największą różnicą w stosunku do dotychczas stosowanych wartości tego współczynnika z poprzednich norm są współczynniki częściowe oddziaływań od obciążeń stałych, które zostały przyjęte bez względu na charakter obciążenia na poziomie $\gamma_G = 1,35$. Współczynnik obciążeń dla obciążeń zmiennych, bez względu na ich rodzaj i czas działania) wynosi $\gamma_Q = 1,50$. Odmienne wyznaczana jest kombinacja obciążeń w sytuacji wyjątkowej w której są one zapisywane ze współczynnikami częściowymi obciążeń $\gamma = 1,0$. We wzorach tych jako najczęstsze występują oddziaływania zmienne od śniegu, wiatru i nasłonecznienia. Sprawdza się wówczas kilka najczęściej spotykanych wariantów kombinacji obciążeń:

- $G_{max} + Q + \psi \times W + \psi \times S$
- $G_{max} + S + \psi \times Q + \psi \times W$
- $G_{max} + W + \psi \times Q + \psi \times S$
- $G_{max} + W$

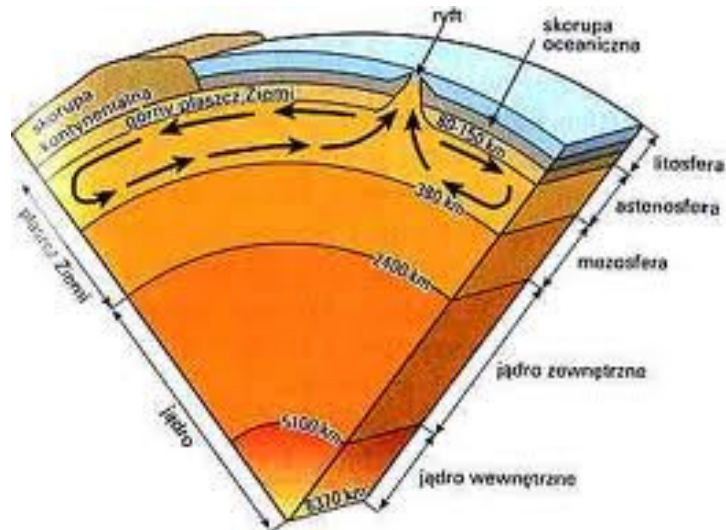
Wartości współczynników kombinacyjnych ψ_0 , ψ_1 i ψ_2 podane są w normie.

II. SEJSMICZNOŚĆ TERENÓW POLSKI PÓŁNOCNO-WSCHODNIEJ

1. Budowa ziemi i zjawiska sejsmiczne

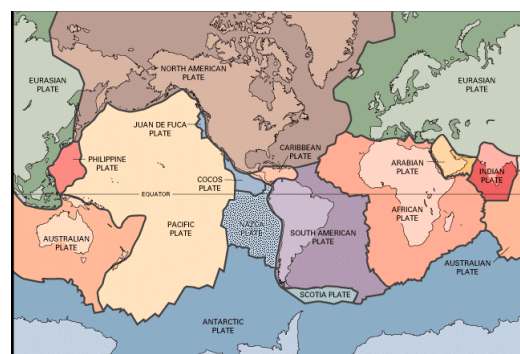
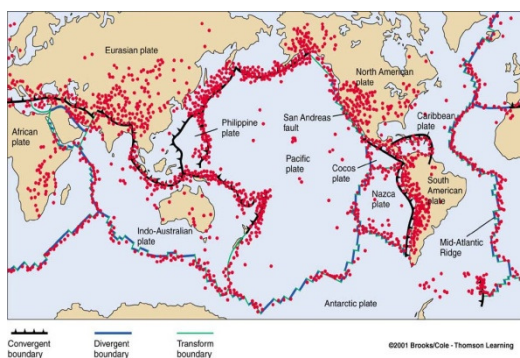
Sejsmologia jest nauką zajmującą się rozchodzeniem się fal sejsmicznych i badaniem przyczyn i mechanizmów trzęsień ziemi. Fale sejsmiczne są indukowane w skorupie ziemskiej i w niej rozprzestrzeniają się, więc jej budowa, szczególnie w warstwach powierzchniowych skorupy ziemskiej wymaga niezbędnej prezentacji. Metaliczne jądro Ziemi złożone z żelaza i niklu otoczone jest płynną strefą przejściową na której spoczywa astenosfera z cienką warstwą litosfery, którą tworzą skały kontynentów i dna morskiego. Wierzchnie skały osadowe o grubości od kilku do kilkunastu kilometrów spoczywają na warstwie granitowej o miąższości od kilku do 30 km i niżej położonej warstwie litosfery złożonej ze skał bazaltowych (o grubości również od kilku do kilkunastu

kilometrów). Łącznie więc litosfera w części kontynentalnej ma grubość od kilkunastu do kilkudziesięciu kilometrów. Nie zawsze i wszędzie skład i układ warstw jest taki jak podano wyżej. W wielu miejscach na Ziemi warstwy granitowych skał lub bazaltowych wyniesione są na powierzchnię przez procesy górotwórcze, tworzą góry i inne formacje geologiczne. Wykorzystywane to jest na przykład w kamieniołomach. W miejscach dna oceanów grubość skorupy jest mniejsza i wynosi od 10 do 15 km. Ogólny schemat budowy skorupy ziemskiej pokazano na Rys. 1



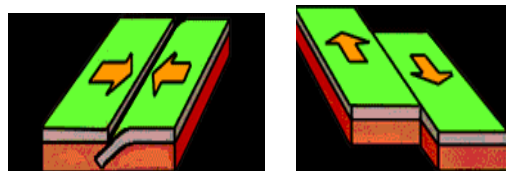
Rys. 1. Schemat budowy Ziemi

Niżej położona warstwa astenosfery jest plastyczna i zachodzą w niej prądy konwekcyjne i ruch magmy. Płyty kontynentalne z których składa się litosfera (pokazane na Rys. 2) spoczywają na płynnej warstwie astenosfery doznają przemieszczeń skutkujących wzajemnym oddziaływaniem. Efektem wzajemnego naporu i tarcia płyt są częste w takich rejonach trzęsienia ziemi. Ponadto w miejscach pęknięć skorupy ziemskiej i tworzenia się miejsc wypływu lawy zachodzą zjawiska związane z aktywnością wulkaniczną, również skorelowane z trzęsieniami ziemi. Miejscami silnej aktywności sejsmicznej są tereny leżące na styku płyt tektonicznych i w wielu przypadkach deformacje terenu wskazują na działalność górotwórczą, np. uskok San Andreas w Kalifornii.



Rys. 2. Podział skorupy ziemskiej na płyty kontynentalne.

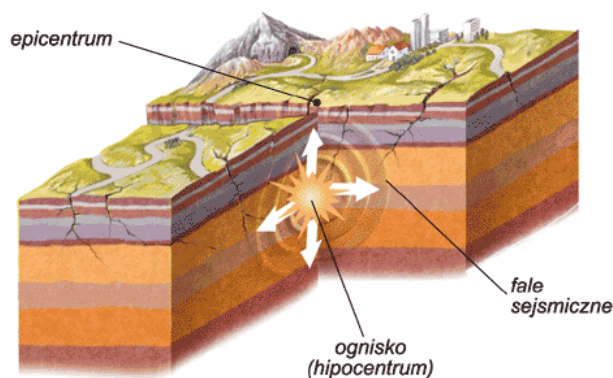
Wzajemne oddziaływanie płyt tektonicznych skutkuje powstaniem stref o zróżnicowanej formie kontaktu i skutkach. W przypadku rozdzielenia płyt przez wypływającą w konwekcyjnych prądach wstępującą magmę z astenosfery powstają strefy ryftu pokazane na Rys. 3a. W miejscach tych obserwuje się oddalanie wzajemne płyt z tworzeniem się rowów tektonicznych lub grzbietów oceanicznych oraz wzmożone zjawiska wulkaniczne. Przy zderzeniu się płyt litosfery, gdy płyta oceaniczna wchodzi pod kontynentalną (Rys. 3b) tworzy się strefa subdukcji w której występują bardzo silne trzęsienia ziemi i wulkanizm, wypiętrzanie gór oraz powstają rowy oceaniczne. Inną formą relaksacji naprężeń powstałych wskutek nierównomiernego dryftu płyt tektonicznych jest powstawanie uskoków transformacyjnych Rys. 3c). Najbardziej znanym i widowiskowym jest uskok *San Andreas* w Kalifornii. Na terenach takich aktywność sejsmiczna jest częsta i intensywność trzęsień ziemi jest znaczna.



Rys. 3. Formy oddziaływania wzajemnego płyt tektonicznych:

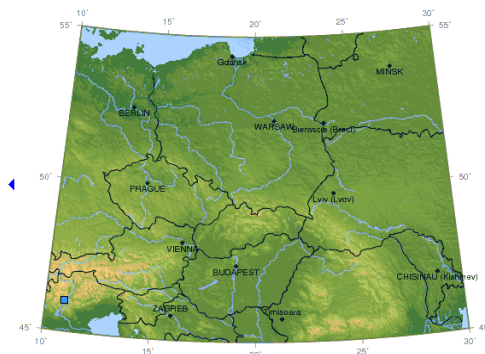
strefa ryftu (a), subdukcji (b) i uskok tektoniczny (c).

Trzęsienie ziemi to gwałtowne rozładowanie naprężeń powstałych w skorupie ziemskiej w czasie ruchów fragmentów litosfery. Z miejsca uwolnienia tych naprężeń (hipocentrum – ogniska trzęsienia ziemi) rozchodzą się fale sejsmiczne (Rys. 4). Punkt na powierzchni Ziemi położony nad ogniskiem (epicentrum) to miejsce, gdzie fale docierają najwcześniej i gdzie straty są największe. Siła wstrząsów maleje w miarę oddalania się od epicentrum. Fale sejsmiczne mają różną prędkość w zależności od rodzaju i stanu skupienia skał, od których się odbijają i załamują.



Rys. 4. Epicentrum i ognisko trzęsienia ziemi.

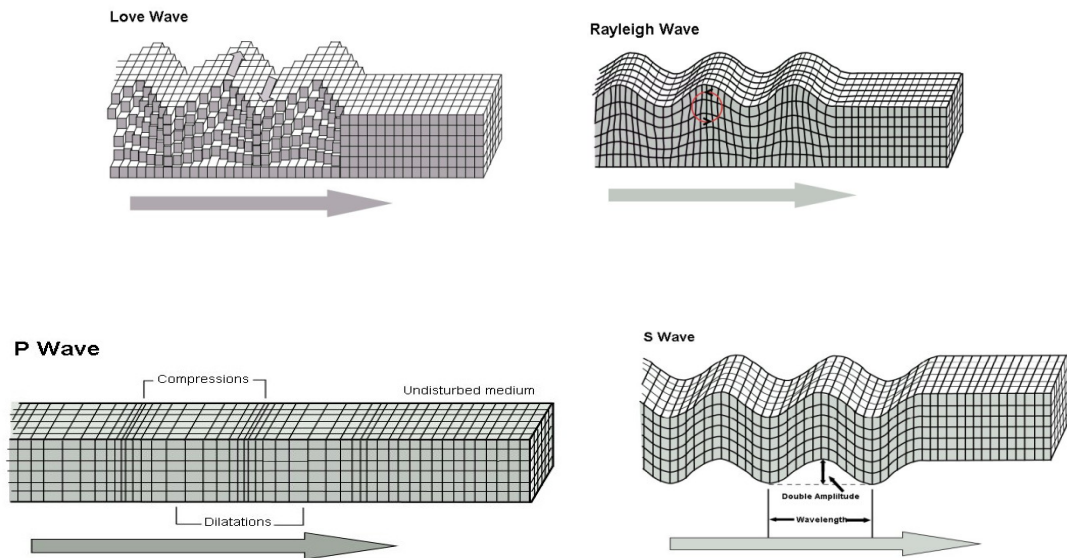
Trzęsienia ziemi dzielimy ze względu na przyczynę na **tektoniczne** (najgroźniejsze i najczęstsze, ok. 90%), **wulkaniczne** oraz **zapadowe** (związane są z zawaleniami stropów nad jaskiniami lub innymi próżniami w podłożu). Trzęsienia tektoniczne stanowią zaledwie około 7% wszystkich trzęsień ziemi, zaś zapadowe to tylko 2%. Dodatkową grupę stanowią trzęsienia **antropogeniczne** spowodowane tąpnięciami, np. powstałymi wskutek działalności górniczej człowieka. Trzęsienia ziemi dzieli się również ze względu na głębokość ogniska na płytkie (85%) do 70 km, średnie (12%) – do 350 km i głębokie (3%) w których ognisko położone jest głębiej niż 350 km. Trzęsienia ziemi ze względu na powiązanie ze wstrząsem zasadniczym w aspekcie czasu i intensywności występowania są określane jako **wstępne**, poprzedzające (o słabej magnitudzie), **zasadnicze** (o największej magnitudzie) oraz **następcze**, zwane wstrząsami wtórnymi i występujące po wstrząsie zasadniczym (o zmniejszającej się magnitudzie). Ze względu na częstotliwość występowania trzęsień ziemi na danym terenie wyróżnia się **obszary sejsmiczne** gdzie występują często i silne trzęsienia ziemi, **obszary panejsmiczne** z występowaniem rzadkich i słabych wstrząsów oraz **tereny asejsmiczne** na których nie należy spodziewać się wstrząsów sejsmicznych. Prowadzone od wielu tysięcy lat zapiski historyczne i obserwacje okresu nowożytnego, prowadzone przez służby państwowe i gromadzone w postaci zapisów archiwalnych pozwoliły na sporządzenie map ryzyka wystąpienia trzęsienia ziemi, zarówno w kontekście intensywności jak i częstotliwości wyrażonej w latach pomiędzy trzęsieniami ziemi. Przykład takiej mapy dla terenów Polski i Europy pokazano na Rys. 5. Polska w większości materiałów informacyjnych i wytycznych do projektowania zaliczana jest do terenów asejsmicznych.



Rys. 5. Sejsmiczność Europy i Polski

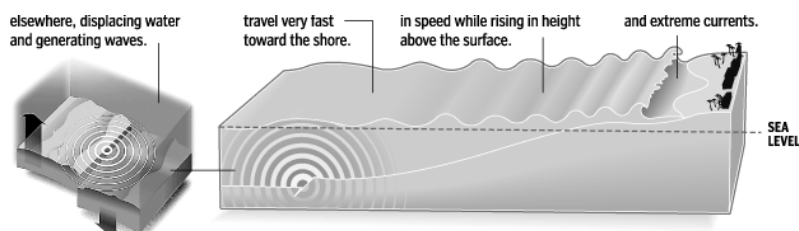
Podczas trzęsienia ziemi z ogniska trzęsienia rozchodzą się różne rodzaje fal sejsmicznych. Są to fale objętościowe podłużne (oznaczane jako P) i poprzeczne (S) oraz fale powierzchniowe nazywane falami Love'a i Rayleigh, co pokazano na Rys. 6. Fale podłużne i poprzeczne powstają w hipocentrum, natomiast fale powierzchniowe tworzą się w chwili dotarcia fali sejsmicznej do powierzchni terenu. **Fale podłużne (P)** to najszybsze z fal sejsmicznych (5,4 km/s), które najwcześniej docierają na powierzchnię ziemi, do epicentrum

i drgając w kierunku rozchodzenia się fal powodują ściskanie i rozciąganie skał przez które przechodzą. **Fale poprzeczne (S)** są około dwukrotnie wolniejsze, niż fale podłużne (średnio 3,3 km/s) i wywołują drgania w płaszczyźnie pionowej lub poziomej w kierunku prostopadłym do kierunku rozchodzenia się fal. Najbardziej katastrofalne w skutkach są **fale powierzchniowe**, które rozchodzą się po powierzchni Ziemi od epicentrum trzęsienia. Zróżnicowanie prędkości fal sejsmicznych wykorzystywane jest w systemach wczesnego ostrzegania przed trzęsieniami ziemi, fala podłużna najszybciej dociera do miejsca pomiarowego i w niektórych sytuacjach pozwala na podjęcie działań prewencyjnych takich jak np. odcięcie zasilania w gaz systemu miejskiego, działanie pewnych systemów elektrowni atomowej i inne.



Rys. 6. Rodzaje fal sejsmicznych.

Bardzo groźnym w skutkach rodzajem oddziaływania fal sejsmicznych na duże akweny wodne są fale tsunami. Powstają one w wyniku trzęsienia ziemi dna morskiego lub oceanicznego, w wyniku czego wzbudzają się na powierzchni wody fale podłużne o prędkości do 800 km/h które w pobliżu lądu i podnoszącego się poziomu dna zwiększają swoją wysokość (nawet do 12-15 m), Rys. 7. W połączeniu z dużą prędkością fale te dysponują ogromną mocą zniszczenia, co było widoczne podczas tsunami na wyspie Sumatrze w roku 2004 lub podczas trzęsienia ziemi w Fukuyamie (Japonia) w roku 2010.

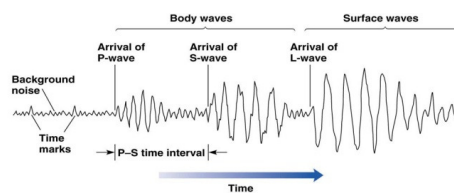


Rys. 7. Mechanizm powstawania fal tsunami.

Rejestrację graficzną trzęsień ziemi prowadzi się elektronicznie jak i w sposób tradycyjny, stosując **sejsmograf**. Przyrząd ten zbudowany jest z wahadła wraz z urządzeniem rejestrującym, które wykonuje wykres (zwany **sejsmogramem**) na obracającej się taśmie nawiniętej na bęben, Rys. 8. Sejsmograf rejestruje wszystkie fale powstające na skutek trzęsienia ziemi (wstępne, główne i końcowe) w kolejności ich pojawiania się. Najpierw pojawiają się fale podłużne, później fale poprzeczne, a na końcu fale powierzchniowe, co pokazano na Rys. 9. Pozwala to stosując kilka sejsmografów w różnych miejscach określić odległość, w jakiej znajduje się epicentrum trzęsienia, a także głębokość ogniska. Na terenie Polski znajduje się 10 stacji sejsmicznych, z których jedna, oznaczona jako SUW znajduje się w Suwałkach. Na stronie internetowej www.igf.edu.pl możliwe jest śledzenie na bieżąco sejsmogramów z tej stacji.



Rys. 8. a) Zasada budowy sejsmografu i widok rzeczywisty baterii b) sejsmogram.



Rys. 9. Kolejność docierania różnych rodzajów fal sejsmicznych do obiektu

2. Trzęsienia ziemi na świecie

Do określenia siły trzęsień ziemi stosuje się najczęściej skalę Richtera, oraz skalę Mercallego. **Skala Richtera** określa wielkość trzęsienia Ziemi na podstawie amplitudy drgań wstrząsów. Wielkość drgań określa się za pomocą **magnitudy**, oceniając za pomocą skali logarytmicznej ilość energii wyzwolonej w czasie wstrząsu. Wzrost siły trzęsienia ziemi o jeden stopień skali oznacza 10-krotny wzrost wyzwolonej energii. 12- stopniowa **skala Mercallego** charakteryzuje intensywność wstrząsu na podstawie wartości przyspieszenia drgań gruntu. Z przyspieszeniami drgań podłoża stowarzyszony jest opis skutków trzęsienia. Trzęsienie ziemi jest tym silniejsze, im większe jest jego przyspieszenie. Jest to bowiem przekładane na prawo Newtona opisujące wielkość siły jak iloczyn przyspieszenia i masy (np. budynku). Skale Richtera i Mercallego zestawiono w tabelach Nr 1 i Nr 2 niżej.

Tabela Nr 1. Skala Richtera

Stopień skali Richtera	Opis intensywności trzęsienia ziemi, skutki trzęsienia	Średnia liczba trzęsień ziemi o tej skali na świecie w skali roku
Poniżej 2,0	Najmniejsze wstrząsy, nieodczuwalne przez człowieka i sejsmografy	około 8 tys. dziennie
2,0-3,4	Wstrząsy nie odczuwane przez człowieka, ale rejestrowane przez sejsmografy	800 000
3,5 - 4,2	Bardzo małe wstrząsy, odczuwane przez niektórych ludzi	30 000
4,3 - 4,8	Wstrząsy odczuwalne przez wszystkich ludzi, w skutkach nieszkodliwe	4 800
4,9 - 5,4	Wstrząsy odczuwalne przez wszystkich ludzi, powodujące niewielkie zniszczenia	1 400
5,5 - 6,1	Średnie wstrząsy, powodują mniejsze zniszczenia budynków	500
6,2 – 6,9	Duże wstrząsy, powodują znaczne zniszczenia	100
7,0 – 7,3	Poważne zniszczenia	15
7,4 – 8,0	Ogromne zniszczenia	4
8,1 – 8,9	Zniszczenia o skutkach katastrofalnych	1
powyżej 9,0	Trzęsienie ziemi o znacznej skali zniszczeń miast i regionów	raz na 20 lat

Tabela nr 2. Skala Mercallego

Stopień skali Mercallego	Opis intensywności trzęsienia ziemi, skutki trzęsienia	Przyspieszenie drgań gruntu
1	Nieodczuwalne dla ludzi	do 1 cm/s ²
2	Odczuwalna dla ludzi na wyższych piętrach	do 2,5 cm/s ²
3	Przedmioty zawieszona na ścianach się poruszają	do 5 cm/s ²
4	Pojawia się drżenie okien i drzwi, poruszają się przedmioty zawieszona na ścianach	do 10 cm/s ²
5	Drgania odczuwalne na zewnątrz budynków, małe	do 25 cm/s ²

	przedmioty poruszają się	
6	Odczuwalne znacznie przez ludzi, poruszają się meble, chwieją się drzewa, maszty i inne budowle wysokie	do 50 cm/s ²
7	Ludzie z trudem utrzymują się na nogach, pęknięcia i zarysowania budynków	do 100 cm/s ²
8	Powstają duże szkody w budynkach, łamią się drzewa i ich konary	do 250 cm/s ²
9	Tworzą się pęknięcia w gruncie, niektóre budynki rozpadają się	do 500 cm/s ²
10	Obsuwa się ziemia, liczne budowle leżą w gruzach	do 750 cm/s ²
11	Duże odkształcenia powierzchni ziemi, odkształcenia szyn kolejowych	do 980 cm/s ²
12	Zniszczenia niemal całkowite	ponad 980 cm/s ²

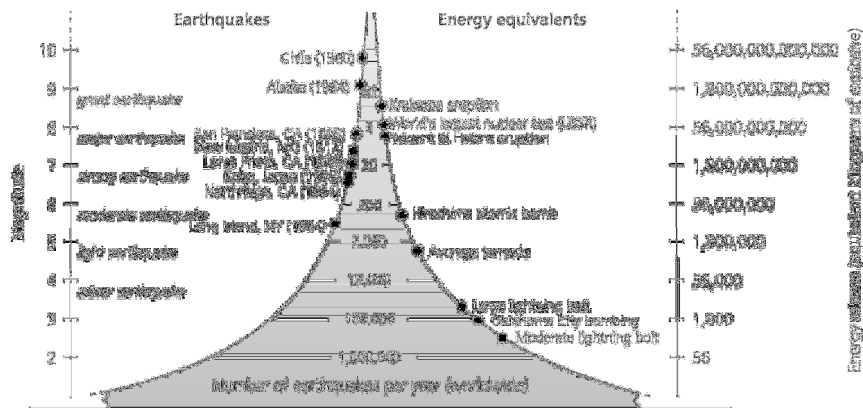
Widok uszkodzeń budynków przy zróżnicowanej intensywności trzęsienia ziemi wyrażonej w skalach Richtera i Mercallego pokazano na fotografiach Fot. 1.



Fot. 1. Zniszczenia budynków po trzęsieniach ziemi

Porównanie mocy trzęsienia ziemi ze znanymi zjawiskami naturalnymi lub siłą eksplozji różnych ładunków oraz częstość występowania trzęsień ziemi w zależności od magnitudy trzęsienia pokazano na Rys. 10. Zestawienie największych trzęsień ziemi z ostatnich 200 lat pokazano w tabeli. Nr 3.

Figure 1.2-2: Comparison of frequency, magnitude, and energy release.



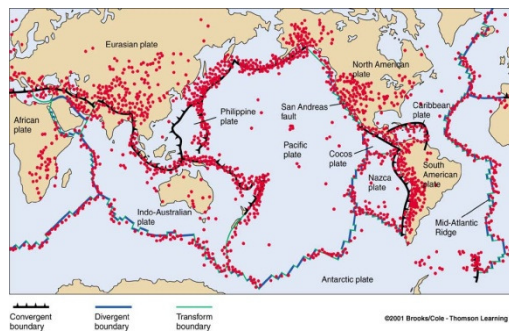
Rys. 10. Częstość występowania i energia trzęsień ziemi w zależności od magnitudy

Tabela nr 3 Zestawienie największych trzęsień ziemi w czasach nowożytnych

Rok	Siłą w skali Richtera	Kraj	Liczba ofiar	Uwagi
1755 r.	8	Portugalia	50 tys.	Lizbona, Trzęsienie ziemi, fale tsunami i pożary
1906 r.	8	USA	700	San Francisco, Trzęsienie ziemi i pożary zniszczyły miasto
1908 r.	7,5	Sycylia	70 tys.	
1920 r.	8,2	Chiny	200 tys.	Gansu,
1923 r.	8,3	Japonia	143 tys.	Tokio i Jokohama zostały zniszczone przez trzęsienie ziemi i pożary
1927 r.	8,3	Chiny	200 tys.	Sining,
1932 r.	7,6	Chiny	70 tys.	provincia Kansu,
1935 r.	7,5	Pakistan	30 - 60 tys.	Kweta,
1939 r.		Turcja	100 tys.	Erzincan,
1950 r.	8,6	Indie		Assam
1952 r.	9,0	Rosja		Kameczatka
1960 r.	9,5	Chile		
1964 r.		USA		Anchorage, Alaska, duże straty materialne
1970 r.	7,8	Peru	66 tys.	

1976 r.	8	Chiny	650 tys.	Tangshan,
1980 r.	7,3	El Asnam, Algieria	2590	
1980 r.	7,2	Włochy	2735 osób	Eboli,
1983 r.	6,9	Turcja	1300	
1985 r.	8,1	Meksyk	9,5 tys.	miasto Meksyk,
1986 r.	5,5	Salwador	1500 osób	
1988 r.	6,9	Armenia	25 tys.	
1989 r.	7,1	USA	300	San Francisco,
1990 r.	7,7	Iran	35 tys.	
1991 r.	7,8	Filipiny	3500	
1991 r.	6,8	Pakistan	200 tys.	
1995 r.		Japonia	5300	Kobe,
1999 r.	7,4	Turcja	17 tys.	
2001 r.	7,9	Indie	30 tys.	
2003 r.	6,7	Algieria	2200	Dwumetrowa fala tsunami
2003 r.	6,3	Iran	50 tys.	Miasto Bam
2004 r.		Sumatra		Tsunami
2009 r.		Włochy		Asyż
2011 r.		Japonia		Fukushima
		Haiti		
2011	7,2	Turcja		Miasto Wan

Większość silnych trzęsień ziemi zdarza się w rejonach leżących w pobliżu uskoków tektonicznych i linii styków płyt kontynentalnych, co pokazano na Rys. 11. W Europie strefami sejsmicznymi jest południowa część kontynentu od Turcji, poprzez Grecję do krańców półwyspu Iberyjskiego, Rys. 11. Sejsmicznością charakteryzują się również tereny Karpat, w tym leżące w Rumunii, na Słowacji i w Polsce.

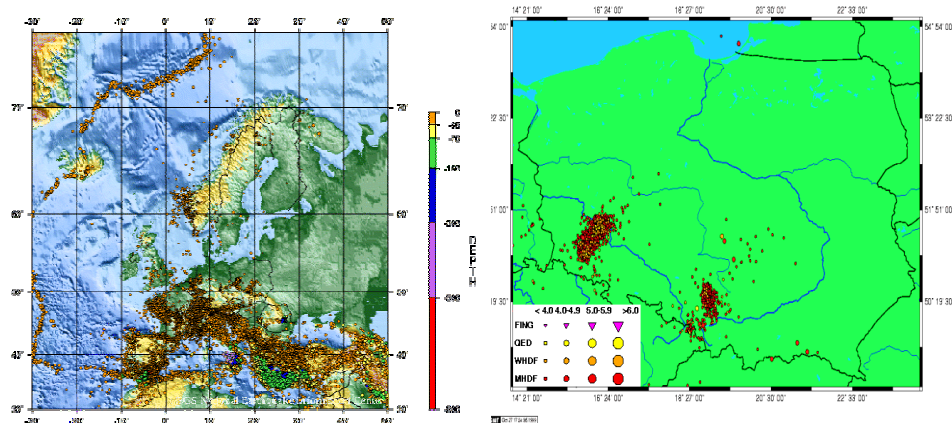


Rys. 11. Strefy sejsmiczne w Europie.

Przewidywanie trzęsień ziemi jest niezmiernie trudne. Nie ma systemu monitorowania i wczesnego ostrzegania dającego pewność wystąpienia trzęsienia ziemi. Monitorowana jest za pomocą sieci sejsmografów aktywność skorupy ziemskiej i na tej podstawie oraz danych uzupełniających z systemu obserwacji satelitarnych (np. pomiary jonosfery) budowane są prognozy sejsmiczne. Zauważono, że bezpośrednio przed trzęsieniem ziemi wzrasta aktywność i nerwowość wśród zwierząt, które opuszczają swoje kryjówki i zachowują się nietypowo, z dużą nerwowością. W wielu krajach wykorzystuje się również takie obserwacje do monitorowania bieżącego zagrożenia sejsmicznego. W prognozach długoterminowych istotnym elementem są analizy cykli sejsmicznych (podejście statystyczne) oraz wyniki złożonego modelowania geofizycznego z zastosowaniem specjalistycznego oprogramowania i sprzętu komputerowego.

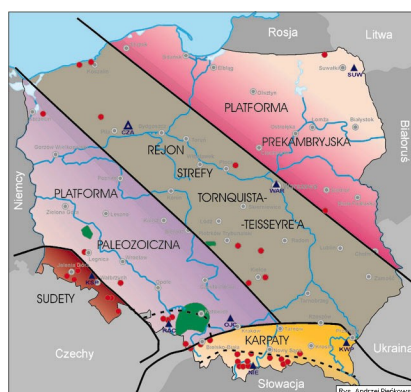
3. Trzęsienia ziemi w Polsce

Położenie, budowa i ewolucja geologiczna Polski wskazuje na asejsmiczność obszaru Polski. W masywie skalnym na terenie Polski dominują skały osadowe, których miąższość dochodzi niekiedy do 15 km. Skały te zalegają na w miarę ustabilizowanym sztywnym podłożu platformy wschodnioeuropejskiej. Rejonem najbardziej aktywnym sejsmicznie są pogranicza słowackie (Podhale i Bieszczady) i czeskie (Sudety i Dolny Śląsk), co wiąże się z młodym wiekiem Karpat oraz stosunkowo dużą sejsmicznością Masywu Czeskiego. Pozostałe obszary uznaje się za mało aktywne sejsmicznie, co nie znaczy że zjawiska sejsmiczne mogą być tam pomijane. W wiekach poprzednich wielokrotnie notowano wstrząsy sejsmiczne na terenie Polski, głównie w rejonach Sudetów i Krakowa. Jako najsilniejsze wymienić można trzęsienia ziemi w latach 1259, 1443, 1662 czy też w latach 1785 i 1786, podczas których wstrząsy miały siłę do 6 stopni w skali Richtera i doprowadziły do zawalenia się wielu budynków. Wstrząsy sejsmiczne notowane były również w Warszawie i okolicach, np. w roku 1680. Polsce rzadko występują zjawiska sejsmiczne. Czasem rejestrowane są zjawiska, których nie jesteśmy w stanie potwierdzić wskutek zbyt małej liczby stacji sejsmicznych na terenie Polski. Dochodzą do nas również echa dalekich trzęsień, odczuwalne na wyższych piętrach budynków.



Rys.12. Mapa wstrząsów sejsmicznych w Europie i w Polsce w latach 1990 – 2000.

Polska północno-wschodnia uchodziła w literaturze fachowej i wytycznych do projektowania budowli za obszar asejsmiczny, co nie ma uzasadnienia w dość częstych faktach występowania zjawisk sejsmicznych. Jest to związane z faktem, że przez masyw na którym leży Polska przebiega część krawędzi tektonicznej, zwanej strefą Tornquista-Teisseyre'a, biegnącej od Morza Północnego po Morze Czarne, Rys. 12. Strefa ta oddziela od siebie azjatycką platformę prekambryjską od europejskiej platformy paleozoicznej. Zdaniem geologów płyty tektoniczne w tej strefie są dobrze ze sobą połączone, ale mając na uwadze sejsmiczność podobnych stref w innych częściach świata dopuszcza się możliwość występowania silniejszych wstrząsów sejsmicznych. Ze strefą tą związane są wstrząsy sejsmiczne występujące w XX wieku w strefie Bałtyku i Polsce północnej i północno-wschodniej. Trzęsienia ziemi odnotowano na tych terenach w latach 1909 (Pomorze Zachodnie), 1932 i 1935 (duża ilość wstrząsów na obszarze od Podlasia do Kielc). Zjawiska te wiąże się również z procesem podnoszenia się fragmentu Europy ze Skandynawią i Bałtykiem po ustąpieniu lądolodu. Takie właśnie odprężanie się i podnoszenie Skandynawii mogło również uaktywnić ukryte w głębszych warstwach mniejsze uskoki tektoniczne, znajdujący się na głębokości kilku kilometrów w strefie Suwałk. Takie właśnie podnoszenie Skandynawii mogło uaktywnić ukryty w głębszych warstwach „uśpiony” uskok.



Rys. 12. Strefa Tornquista-Teisseyre'a i uskoki tektoniczne na terenie Polski

W wiekach poprzednich wielokrotnie notowano wstrząsy sejsmiczne na tym terenie Polski. W XIX i XX wieku trzęsienia ziemi wystąpiły na terenie Polski północno-wschodniej kilkakrotnie. Były to wstrząsy o różnej intensywności, zwykle nie przekraczającej 5 stopni w skali Richtera i występujące średnio co kilkadziesiąt lat. Z zestawienia [] wynika, że średnio co 15 lat można spodziewać się na tym terenie wystąpienia trzęsienia ziemi o sile do 4,5 stopnia, a wstrząsy o sile powyżej 5 stopni mogą być szacowane z okresem powrotu 50 lat. Odbiega to od prognozowanej w literaturze mało prawdopodobnej możliwości wystąpienia trzęsienia ziemi na terenie Polski północno-wschodniej, gdzie ten obszar zaznaczono jako asejsmiczny. Chociaż badania wskazują raczej na małe prawdopodobieństwo występowania zjawisk sejsmicznych na tym obszarze (rozkład naprężeń w skorupie ziemskiej wydaje się tu dość równomierny), to jednak analiza dotychczasowej aktywności sejsmicznej oraz wystąpienie wstrząsów o intensywności powyżej 5 stopni w skali Richtera wskazuje na konieczność ich uwzględnienia w projektowaniu szczególnie ważnych i wrażliwych na wpływy dynamiczne obiektów. W czasach historycznych na terenie Polski dochodziło wielokrotnie do silnych wstrząsów sejsmicznych. Skutkiem tych wstrząsów były czasami znaczne szkody materialne, ale zawsze towarzyszyła im panika mieszkańców. Siła tych wstrząsów (magnituda) oceniana jest zwykle na 2 do 4 stopni w skali Richtera, ale w niektórych przypadkach osiągała nawet 6 stopni. Według danych Instytutu Geofizyki Polskiej Akademii Nauk w ostatnim tysiącleciu na terytorium Polski zanotowano około 80 trzęsień ziemi. W bliższych nam czasach najsilniejsze wstrząsy osiągały 4-5 stopni w skali Richtera. Odnotowano je w Beskidzie Niskim w latach 1992-93, na Podhalu w latach 1995 i 2004 oraz w Polsce północno-wschodniej w roku 2004. Poniżej opisano największe odnotowane w materiałach historycznych trzęsienia ziemi na terenie Polski. Opis pierwszego wielkiego trzęsienia ziemi na terenach Polski, które miało miejsce w roku 1200 dokonał w swoich kronikach Jan Długosz. Odnotował on, że według zapisów archiwalnych 5 maja wystąpiło w rejonie Pienin trzęsienie, które powtórzyło się w następnych dniach i spowodowało zniszczenie wielu budynków, szczególnie wież i masywnych warowni. Innym wstrząsem odnotowanym w średniowieczu było trzęsienie z 31 stycznia 1259 r. które wystąpiło w okolicach Krakowa, powodując zburzenie wiele budynków. Kronikarz Jan Długosz był bezpośrednim świadkiem trzęsienia w dniu 5 czerwca 1443 r. Doszło w tym dniu do prawdopodobnie największego trzęsienia ziemi w historii Polski. Jego epicentrum znajdowało się w okolicach Wrocławia, a wstrząs odczuty został w całej środkowej Europie. Na podstawie opisu szkód jakie trzęsienie wyrządziło magnituda wstrząsów jest szacowana na ok. 6 stopni w skali Richtera, zaś intensywność na 9 stopni skali Mercallego. Znaczne uszkodzenia budynków wystąpiły we Wrocławiu. W Brzegu spadła część sklepienia kościoła parafialnego, a w Krakowie zawaliło się sklepienie kościoła Św. Katarzyny. Jan Długosz znajdujący się w Krakowie zapisał *wieże i gmachy waliły się na ziemię, rzeki występowały z łożysk, a ludzie nagłym strachem zdjęci, od zmysłów i rozumu odchodzili*. 9 sierpnia 1662 r. silne trzęsienie ziemi nawiedziło Tatry. Epicentrum tego trzęsienia znajdowało się w okolicy Sławkowskiego Szczytu, który *"rozpadł się na części i runął z wielkim grzmotem w kierunku dolin"*. Wysokość Sławkowskiego Szczytu obniżyła się wskutek wstrząsu o ok. 300 metrów. Lata 1770-1780 to okres znacznej ilości wstrząsów sejsmicznych, szczególnie na Śląsku i południu Polski. W roku 1774 wystąpiło bardzo silne trzęsienie ziemi na Śląsku, w Raciborzu zawaliła się wieża kościelna. W latach 1785 i 1786 w Polsce południowej ma miejsce seria 14 trzęsień ziemi. W przypadku trzech z pośród nich magnituda mogła osiągnąć 6 stopni w skali Richtera,

a intensywność drgań w epicentrum wynosiła 8 stopni w skali Mercallego. Trzęsienie w roku 1786 odczute zostało na obszarze od Wiednia po Piotrków Trybunalski i od Wrocławia po Sandomierz. Tak rozległy obszar makrosejsmiczny wynikał ze znacznej głębokości ogniska, ocenianej na 45 km. W Cieszynie uszkodzone zostały murowane budynki i wybuchła panika, w Cierlicku pękło sklepienie kościoła, zaś w Mysłowie uszkodzona została wieża kościelna. W Bytomiu trzęsienie było tak silne, że dzwony kościelne zaczęły same dzwonić. Od tego czasu nie odnotowano w Polsce aż tak silnych wstrząsów (tj. takich, w przypadku których intensywność wynosiłaby przynajmniej 8 stopni w skali Mercallego). Niemniej, kilka trzęsień ziemi z okresu ostatnich dwustu lat zasługuje na uwagę. I tak, np. 25 IV 1840 r. trzęsienie o magnitudzie ocenianej na 5 stopni w skali Richtera i intensywności 7 stopni w skali Mercallego nawiedziło okolice Pienin. Odnotowano zniszczenia w Szczawnicy, Krościenku, Maniowach, Tylmanowej i Zabrze. Trzęsienie o intensywności przynajmniej 6, i magnitudzie ponad 4, 8 stopni odnotowano 11 VI 1895 r. na Dolnym Śląsku. W obszarze epicentralnym obejmującym Dzierżoniów, Rościszów, Bielawę, oraz Strzelin, Ziębice, Przeworno, w budynkach solidnej budowy powstały rysy o szerokości 1 cm. W innych zawaliły się kominy, obserwowano spadanie cegieł z dachów i kominów, unoszenie się pyłu ze ścian i sufitów, rysy w ścianach, zaś mieszkańcy opuszczali w pośpiechu domy. Trzęsienia ziemi nie ograniczały się w Polsce do obszarów południowych. W 1572 r. trzęsienie ziemi, któremu towarzyszyła burza, odnotowano w Toruniu. W 1680 r. trzęsienie ziemi, o magnitudzie prawdopodobnie 4,9 stopnia skali Richtera zniszczyło wiele domów w Warszawie i okolicy. W roku 1875 dość silne trzęsienie ziemi nastąpiło w okolicach Hrubieszowa. Niewielkie wstrząsy odnotowano 30 XII 1908 r. w rejonie Gołdapi. W okresie międzywojennym w lutym i marcu roku 1932 w różnych okolicach kraju (Płock, Lubelskie, Podlasie, Góry Świętokrzyskie) miała miejsce cała seria wstrząsów, których magnituda wynosiła ok. 4, zaś intensywność od 4 do 6 stopni. Towarzystyły im intensywne efekty akustyczne i tworzenie się powierzchniowych szczelin w gruncie.



Okres lat po II wojnie światowej był w marę spokojny pod względem wstrząsów sejsmicznych. Notowane były w Karpatach i w Polsce północno-wschodniej wstrząsy wtórne i będące efektem wstrząsów w Rumunii lub na Bałkanach. Aktywność sejsmiczna na terenach Polski wzrosła w końcu XX i na początku XXI wieku. Cała seria wstrząsów, o magnitudzie dochodzącej do 4,6 stopnia w skali Richtera i intensywności drgań wynoszącej nawet 7 stopni w skali Mercallego miała miejsce w latach 1992 - 1993 w rejonie Beskidu Sądeckiego i Niskiego. Wstrząsom tym towarzyszyły zjawiska akustyczne i wystąpiły znaczne szkody w budynkach. Podobna seria wstrząsów wystąpiła też we

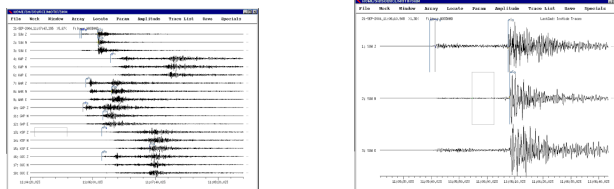
wrzeźniu 1995 r. na Podhalu. Trzęsienie ziemi miało siłę 3,4 w skali Richtera. Było odczuwalne dla mieszkańców w promieniu 25 km, a jego epicentrum znajdowało się pod Domańskim Wierchem, kilka kilometrów od Czarnego Dunajca. W jego wyniku zarysowały się ściany niektórych budynków.

Dość częste są nieznaczne trzęsienia ziemi w obrębie Karkonoszy. Najczęściej wstrząsy sejsmiczne występują jednak na Śląsku, a niektóre z nich mają wielkość dochodzącą do 4 stopni w skali Richtera. Według sejsmologów, na południu Małopolski często rejestrowane są drgania skorupy ziemskiej, ale są tak niewielkie, że ludzie ich nie odczuwają. Naukowcy uważają, że drgania ziemi na południu Małopolski to efekt ciągłego wypiętrzania się Karpat, w wyniku czego Tatry wciąż podnoszą się o około jeden centymetr na rok. Wszystkie wspomniane powyżej trzęsienia ziemi miały charakter typowo sejsmiczny, tzn. ich przyczyna nie wiązała się z działalnością człowieka. Znacznie jednak częstszym od "klasycznych" trzęsień ziemi są w Polsce wstrząsy wywołane działalnością górniczą - tzw. "tąpnięcia". Szczególnie potężny wstrząs wywołany tąpnięciem w kopalni miedzi "Rudna" miał miejsce niedawno w Polkowicach na Dolnym Śląsku. W polkowickich domach popękały ściany i rury, przewracały się meble, zaś mieszkańców ogarnęła powszechna panika. Epicentrum trzęsienia, którego intensywność wynosiła 8 stopni w skali Mercallego, znajdowało się pod osiedlem domków jednorodzinnych "Polanka". Wstrząsy wywoływane przez górnictwo występują lokalnie na obszarach Górnego Śląska, Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego oraz w rejonie Bełchatowa i są rejestrowane przez sieci górnicze oraz sejsmografy służb geologicznych Polski i innych krajów.

4. Wstrząsy sejsmiczne z 21-09-2004 r.

W dniu 21-09-2004 r. na Podlasiu, Warmii, Mazurach i Pomorzu wystąpiły wstrząsy sejsmiczne zarejestrowane przez wszystkie polskie obserwatoria sejsmologiczne. Wstrząs pierwszy wystąpił o godzinie 11:05 UTC, czyli o godzinie 13:05 czasu lokalnego i został zlokalizowany przez Europejskie centrum sejsmologiczne ORFEUS/EMSC w okolicach Kaliningradu. Magnituda zjawiska podana przez ORFEUS/EMSC wyniosła 4.8, zaś w ocenie obserwatoriów polskich wyniosła 5.0 - 5.2. Wstrząs drugi wystąpił o godzinie 13:32 UTC (15:32 czasu lokalnego) i został zlokalizowany w okolicach Świątłogorska koło Kaliningradu. Głębokość źródła wstrząsów została oceniona na 10 km. Magnituda wstrząsów podana przez ORFEUS/EMSC wyniosła 5.0 (przez polskie obserwatoria została oszacowana na 5.2 do 5.7). Wstrząs ten jest największym zjawiskiem sejsmicznym historycznie odnotowanym na terenach Polski północno-wschodniej.

Akcelerogramy wstrząsów ze Stacji Sejsmologicznej PAN w Suwałkach pokazano z wyróżnieniem poszczególnych kierunków na Rys. Nr 2.



Rys. Nr 2. Akcelerogramy pierwszego wstrząsu sejsmicznego w Suwałkach

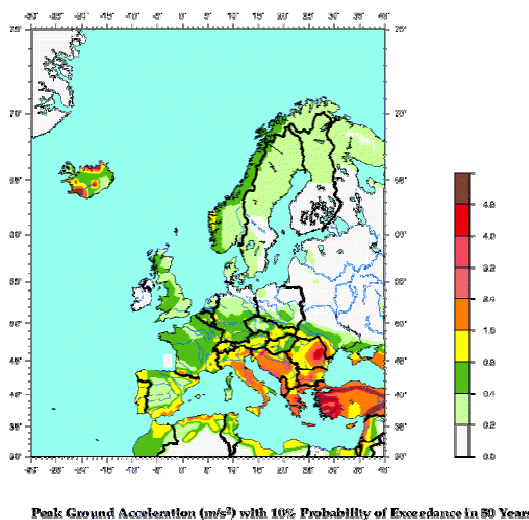
Maksymalne zarejestrowane przyśpieszenie wynosiło $0,75 \text{ m/s}^2$ czyli wynosiło około 7,6 % przyśpieszenia ziemskiego g . Pozwala to na zakwalifikowanie terenu lokalizacji zbiornika wieżowego do strefy o małej sejsmiczności i wstrząsach o intensywności 5-5,2 stopni w skali Richtera. Zjawiska wiąże się z procesem podnoszenia się fragmentu Europy ze Skandynawią i Bałtykiem, który przyciśnięty przez potężny łądolód, po jego stopieniu zaczyna się podnosić. Takie właśnie odprężanie się i podnoszenie Skandynawii mogło również uaktywnić ukryty w głębszych warstwach uskoki tektoniczny, którego istnienie uczeni podejrzewali od wielu lat. Hipotetyczny uskoki znajdujący się na głębokości kilku kilometrów ciągnie się z północnego zachodu na południowy wschód z rejonu Kaliningradu w kierunku Suwałk. Zachowane zapiski archiwalne pozwoliły na odnalezienie informacji o trzęsieniach ziemi i innych zjawiskach z tym związanych na Pomorzu i Polsce północno-wschodniej. Trzęsienia ziemi w krajach nadbałtyckich i na terenie dawnych Prus Wschodnich wystąpiły w latach 1302, 1328, 1572, 1606, 1638, 1648, 1680, 1710, 1756, 1757, 1778, 1800, 1822, 1883, 1909, 1912 i 1928. Były to wstrząsy o intensywności powyżej 5 stopni. Interesującym jest, że wstrząsom z lat 1302, 1572, 1756, 1778, 1779 i 1882 towarzyszyły wysokie fale *tsunami* o wysokości do 2,5 m. Na przykład 1 marca 1779 roku wysoka fala *tsunami* zalała część Łeby i osadziła statek z portu na lądzie. W Kołobrzegu, trzy godziny później, wody Bałtyku cofnęły się i odsłoniło się dno morza. Informacje o wstrząsach sejsmicznych w regionie północno-wschodnim pochodzą zarówno ze źródeł archiwalnych jak i od roku 1990 ze stacji sejsmicznej zainstalowanej w Suwałkach. Potwierdzone wstrząsy zestawiono w tabeli nr 4.

Wstrząsy sejsmiczne w Polsce północno-wschodniej

Tabela nr 4.

L.p.	Data	Miejsce wstrząsów	Uwagi
1	1803-01-08	Białystok	kilka wstrząsów
2	1908-12-30	Gołdap	kilka wstrząsów
3	1928		
4	1935		
5	1974	Białystok	Echo wstrząsów w Rumunii
6	1994	Augustów	pomiar
7	2004-09-21	Suwałki	pomiar

Obszar Polski północno-wschodniej wraz z przyległymi terenami dawnych Prus Wschodnich i Litwy jest obszarem bardziej aktywnym sejsmicznie niż było to podawane w literaturze fachowej. Powtarzalność wstrząsów wyczuwalnych i mających wpływ na budynki wynosi to okres około 100 lat, ale uwzględniając mniejsze wstrząsy należy okres powrotu tego zjawiska zmniejszyć do 50 lat. Uwzględniając niewielkie ryzyko sejsmiczne i znaczny okres powrotu zjawiska można przyjąć, że wystarczające w projektowaniu i utrzymaniu większości obiektów są normy obciążeń i normy projektowania poszczególnych rodzajów konstrukcji. Koszt dodatkowych materiałów i robót wynikający z projektowania sejsmicznego przeciętnych budynków byłby wyższy niż koszt ewentualnych napraw. Nie zachodzi bowiem zagrożenie takiego oddziaływania wstrząsów na budynek, które mogłyby go uszkodzić w stopniu mogącym stanowić zagrożenie jego bezpiecznego użytkowania. Jednak w przypadku obiektów szczególnie ważnych dla gospodarki i infrastruktury lokalnej (np. zakłady przemysłu chemicznego, mosty) oraz w przypadku konstrukcji specjalnych (np. wysokie maszty i wieże, wysokie kominy, duże przekrycia obiektów publicznych, stadiony) wydaje się uzasadnione stosowanie norm projektowania z uwzględnieniem zjawisk sejsmicznych. W drugiej połowie XX wieku trzęsienia ziemi wystąpiły na terenie Polski północno-wschodniej kilkakrotnie. Były to wstrząsy o różnej intensywności, zwykle nie przekraczającej 4 stopni w skali Richtera, występujące średnio co kilkanaście lat. Z zestawienia wynika, że średnio co 15 lat można spodziewać się na tym terenie wystąpienia trzęsienia ziemi o sile 4,5 stopnia, a wstrząsy o sile powyżej 5 stopni mogą być szacowane z okresem powrotu 50 lat. Odbiega to od prognozowanych możliwości wystąpienia trzęsień ziemi na terenie Polski pokazanych na Rys. 1, gdzie ten obszar Polski zaznaczono jako asejsmiczny. Chociaż badania wskazują raczej na małe prawdopodobieństwo występowania zjawisk sejsmicznych na tym obszarze (rozkład naprężeń w skorupie ziemskiej wydaje się tu dość równomierny), to jednak analiza dotychczasowej aktywności sejsmicznej oraz występowanie wstrząsów o intensywności powyżej 5 stopni w skali Richtera wskazuje na konieczność ich uwzględnienia w projektowaniu szczególnie ważnych i wrażliwych na wpływy dynamiczne obiektów.



Rys. 2. Mapa prognozy sejsmicznej na okres 50 letni.

III. BETONOWE POSADZKI PRZEMYSŁOWE

1. WPROWADZENIE

Licznie powstające centra handlowe i obiekty wielkopowierzchniowe przyczyniły się do rozwoju technologii wykonywania nawierzchni betonowych metodami uprzemysłowionymi. W zakresie posadzek przemysłowych postęp dokonuje się pod wpływem nowych wymagań oraz doświadczeń z eksploatacji nawierzchni istniejących z jednej strony i nowych możliwości wykonania wynikających z rozwoju technologicznego i materiałowego w tej branży z drugiej strony. Rozwój technologiczny jest związany z rosnącymi wymaganiami stawianymi posadzkom, nie tylko w odniesieniu do wytrzymałości, ale i w odniesieniu do równości i walorów estetycznych. Wygląd posadzki i łatwość utrzymania czystości powierzchni to bardzo istotne cechy brane pod uwagę (oczywiście obok kryterium kosztów wykonania) przy wyborze oferty. Jeżeli weźmie się pod uwagę, że koszt posadzki jest porównywalny z kosztem dachu i stanowi do 10% wartości obiektu, to oczywistym będzie szukanie rozwiązań spełniających kryterium ceny i dodatkowych wymagań w zakresie estetyki i kosztów utrzymania. Koszta wadliwych posadzek są wysokie i wielokrotnie przewyższają koszt wykonania nowej posadzki. Projektowanie posadzek przemysłowych stanowi przyczynia się do optymalizacji istniejących rozwiązań i opracowywania nowych metod wykonywania posadzek, jak i wprowadzania nowych materiałów. Istotną innowacją technologiczno-materiałową było wprowadzenie do wykonywania posadzek fibrobetonów, pozwalających na uproszczenie projektowania i wykonywania wraz z wykonaniem warstwy wierzchniej. Posadzki są istotnym elementem obiektu budowlanego, wpływającym na estetykę, użytkowanie i koszty wykonania i eksploatacji. W budynkach mieszkalnych i biurowych zróżnicowanie rodzajów posadzek w poszczególnych pomieszczeniach powoduje ich rozdrobnienie w czasie wykonania i efekt końcowy nie jest widoczny w odniesieniu do całego obiektu. W obiektach halowych o charakterze magazynowym, produkcyjnym bądź handlowym o znacznej powierzchni posadzka jest elementem widocznym i wykonywanym jako wydzielona faza realizacji, najczęściej przez wyspecjalizowaną firmę. Wynika to z wymagania, aby posadzka była wykonana w sposób zapewniający wymaganą nośność oraz zapewniała walory estetyczne i użytkowe.

Dlatego też wykonanie posadzki poprzedzane jest fazą projektowania z doбором grubości płyty konstrukcyjnej oraz rodzaju i ilości zbrojenia dla przyjętego rodzaju i parametrów betonu. Technologia wykonywania posadzek betonowych to nie tylko ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej, ale obróbka specjalistycznym sprzętem do układania, zagęszczania i zacierania z powierzchniowym utwardzaniem lub ułożeniem powłoki wierzchniej (np. żywicy). Uzupełnieniem współcześnie wykonywanych posadzek są dylatacje systemowe wykonywane w różny sposób w zależności od wymagań eksploatacyjnych lub życzeń inwestora. Z tych powodów wykonywanie posadzek betonowych zostało wyodrębnione, jako grupa robót specjalistycznych, z pozostałych robót budowlanych. Funkcjonuje oddzielna grupa firm dostarczających materiały i sprzęt

mechaniczny do wykonania posadzek oraz firmy wykonawcze zajmujące się wykonywaniem posadzek i nawierzchni betonowych. Wykonanie posadzki betonowej jest kosztowne, a jej naprawa lub wymiana jest jeszcze bardziej kosztowana, bo związana z koniecznością całkowitego zamknięcia obiektu na czas naprawy. Dlatego też tak duży nacisk jest przykładany do poprawnego projektowania i wykonywania posadzek betonowych i wąska specjalizacja firm wykonawczych.

2. KLASYFIKACJA POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH

Posadzki w zależności od usytuowania oraz sposobu użytkowania dzieli się na posadzki wewnętrzne, zewnętrzne i specjalistyczne. Posadzki zewnętrzne to parkingi otwarte i nawierzchnie manewrowe (np. place dostaw w magazynach i centrach handlowych). Ich wykonanie uwzględnia warunki eksploatacji związane z wymaganiami środowiskowymi i obniżonymi temperaturami w okresie zimowym. Ta grupa posadzek została opisana w p.8. Posadzki specjalistyczne to głównie posadzki żywiczne i antyelektrostatyczne w obiektach przemysłu spożywczego i zakładach przemysłowych. Poniżej zestawiono główne rodzaje posadzek przemysłowych i budownictwa ogólnego z podaniem charakteru obciążeń i wymaganiami eksploatacyjnymi.

Posadzki dla budownictwa przemysłowego:

- *posadzki dla magazynów oraz centrów logistycznych*; posadzki obciążone regałami składowymi oraz ruchem wózków widłowych i innych środków transportu, wymagana duża równość powierzchni i nośność dostosowana do obciążeń składowanym materiałem,
- [parkingi; powierzchnie narażone na ścieranie od ruchu pojazdów, wpływ chlorków z wody roztopowej w okresie zimowym oraz negatywny wpływ paliw i smarów z parkujących pojazdów,](#)
- *podłogi w myjniach samochodowych*; wrażliwe na duże ilości wody oraz chemię zawartą w środkach myjących oraz zmiany temperatur wody,
- [posadzki w stacjach serwisowych](#); wymóg antypoślizgowości i odporności chemicznej w związku ze smarami i olejem mogącymi dostać się na posadzkę podczas prowadzenia prac serwisowych,
- [drukarnie](#); wymogi anty elektrostatyki i braku poślizgu na powierzchni posadzki,
- [posadzki w przemyśle farmaceutycznym](#); odporność na agresję chemiczną oraz wysoki standard sanitarny, łatwość utrzymania czystości,
- [posadzki dla przemysłu spożywczego](#); brak oddziaływania chemicznego na żywność oraz łatwość utrzymania czystości, spełnienie wymagań specjalnych określanych przez przepisy branżowe (np. wymagania unijne HACCAAP),

- *posadzki dla przemysłu elektronicznego*; bezpyłowość, odporność elektryczna i antyelektrostatyka, łatwość utrzymania czystości;
- *posadzki w chłodniach i mroźniach*; odporność na niskie temperatury i szok termiczny przy odmrażaniu, łatwość utrzymania czystości,
- *posadzki dla przemysłu drzewnego*; duża odporność na kwasy organiczne,
- *posadzki dla przemysłu ciężkiego*; duża nośność i odporność na silne uderzenia mechaniczne, niska ścieralność i antypoślizgowość posadzki,
- *posadzki dla przemysłu lekkiego*; odporność na średnie obciążenia ruchem wózków widłowych i składowanym materiałem.

Posadzki dla budownictwa publicznego:

- *sklepy oraz pasaż handlowe*; podstawowy wymóg to estetyka i nośność,
- *urzędy*; odporność na ścieranie, estetyka,
- *posadzki w halach sportowych*; posadzki specjalistyczne o parametrach odpowiadających wymaganiom danej dyscypliny sportu,
- *budownictwo mieszkaniowe*; rodzaj posadzki zależny od sposobu użytkowania pomieszczenia i *parkingi* w budynkach mieszkalnych deweloperskich,
- *parkingi*; jak poprzednio.

3. PROJEKTOWANIE, REALIZACJA I ODBIÓR POSADZKI

Ogólne zasady ustalania obciążeń zgodne są z zapisami zawartymi w Polskich Normach. Dotyczy to głównie częściowych współczynników bezpieczeństwa g_f i zasad zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania posadzki, jako elementu konstrukcyjnego. Rodzaje i poziom obciążeń ustalane są z zasady pomiędzy Inwestorem a projektantem, ale zdarzają sytuacje projektowania posadzki bez określonego jeszcze sposobu użytkowania. Stosowane mogą być wówczas obciążenia zgodne z zapisami zawartymi w PN-82/B-02003 oraz PN-82/B-02004. Strony ustalają rodzaje obciążeń, jakie będą oddziaływać na projektowaną posadzkę (wózki, regały magazynowe i inne). Ustala się również warunki eksploatacji posadzki takie jak ścieralność, poślizgowość, oddziaływanie niskich lub wysokich temperatur, działanie czynników chemicznych i inne.

Dysponując danymi wyjściowymi do projektowania przyjmuje się metodę projektowania (np. według wytycznych Raportu TR 34, normy DIN, źródeł literaturowych lub algorytmów własnych). W przypadku zbrojenia sztywnego (prętami, siatkami) stosuje się ogólne zasady zbrojenia w żelbecie wg PN-B-03264-2002. W odniesieniu do zbrojenia rozproszonego brak jest formalnych wytycznych. Stosuje się tylko normowy wymóg dotyczący bezpieczeństwa, przez spełnienie warunku stanu granicznego nośności ($\sigma < f_{dop}$). Ustalenie ilości zbrojenia rozproszonego dla obliczonego poziomu naprężeń dokonywane jest najczęściej na podstawie tablic lub nomogramów, które z zasady dostarcza

producent włókien. W tablicach tych podaje się ilość dozowanych włókien w funkcji wytrzymałości betonu i poziomu wyznaczonych naprężeń maksymalnych. Wytrzymałości dopuszczalne z tablic lub nomogramów producenta muszą być poświadczone Certyfikatem Zgodności wystawionym przed producenta, który jest wydany na podstawie Aprobaty Technicznej ITB lub Europejskiej Aprobaty Technicznej instytucji unijnej uprawnionej do jego wystawienia. W innych przypadkach projektant działa na własne ryzyko bez mocowania w Prawie Budowlanym i Ustawie o materiałach budowlanych. Wyznaczenie sił wewnętrznych (głównie momentów zginających) przeprowadza się wg teorii sprężystości lub metody stanów granicznych (metoda linii załomów), dla płyt (lub belek w przypadku torów jezdnych i regałów ruchomych) na podłożu sprężystym. Brak jest w tym zakresie regulacji prawnych. Do wyznaczenia sił wewnętrznych w płycie często wykorzystywane są metody komputerowe MES (wymagane jest w takiej sytuacji wykazanie się certyfikatem legalności oprogramowania). Przyjmowanie parametrów podłoża gruntowego do obliczeń wymaga poświadczenia uprawnień geologicznych lub geotechnicznych osoby wykonującej badania i sporządzającej dokumentację geotechniczną. W przypadku gruntów słabych czasami wymaga się, aby geolog miał uprawnienia VI klasy geotechnicznej, zaś laboratorium certyfikat ITB lub GUG.

Projektant posadzki powinien mieć uprawnienia projektowe w zakresie konstrukcji budowlanych inżynierskich bez ograniczeń. Projekty instalacji układanych w posadzce (lub pod posadzką) powinny być wykonywane przez osoby uprawnione w tym zakresie.

Zgodnie z *Ustawą o materiałach budowlanych* i *Prawem Budowlanym* wszystkie materiały wbudowane w posadzkę muszą posiadać certyfikaty zgodności wystawione przez producentów. Ponadto z betonu dostarczonego na plac budowy pobiera się próbki zgodnie z PN-EN 12390, celem wykonania badań kontrolnych po okresie 28 dni.

Firma wykonawcza nie musi mieć żadnych specjalnych uprawnień formalnych w zakresie wykonywania posadzek przemysłowych. Wybór firmy wykonawczej to sprawa pomiędzy inwestorem i generalnym wykonawcą obiektu. Kierownik budowy ze strony generalnego wykonawcy zgodnie z wymaganiami PB musi mieć uprawnienia do kierowania robotami budowlanymi w pełnym zakresie. To on bowiem jest odpowiedzialny za nadzór nad robotami i odbiór poprawnie wykonanej posadzki. Inżynier budowy nadzorujący roboty posadzkowe odpowiada za ten zakres robót przed kierownictwem budowy, ale nie przed Inwestorem i Nadzorem Budowlanym.

Roboty instalacyjne (sanitarne, elektryczne) związane z posadzką muszą być wykonywane pod nadzorem osób uprawnionych w tym zakresie (kierownicy robót sanitarnych i elektrycznych).

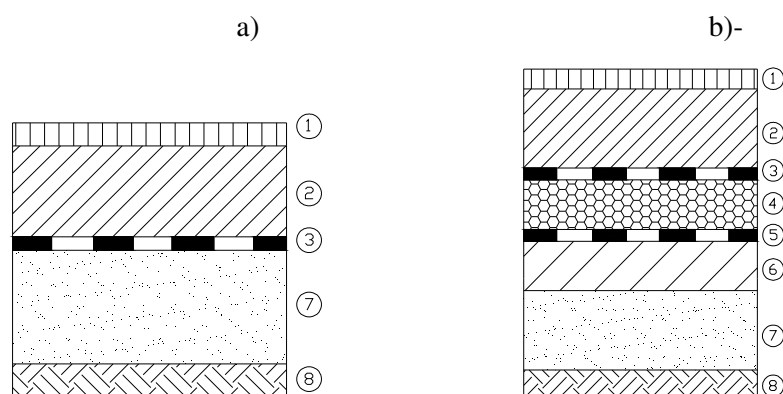
Istotnym etapem robót przygotowawczych jest wytyczenie rzędnych posadzki. Wytyczenie to może być dokonane tylko przez uprawnionego geodetę. Repery robocze może wykonywać na własną odpowiedzialność generalny wykonawca robót, bądź zleca to firmie specjalistycznej. Należy bowiem mieć na uwadze to, że w razie pomyłki pozostaje jedynie wyburzenie posadzki (co niestety zdarza się w praktyce wykonawczej). Odbiór robót w zakresie równości i jakości powierzchni posadzki należy

dokonać wg „Warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych” ITB. Mogą odbywać się odbiory cząstkowe dotyczące: podkładu (jego jakości, grubości i równości), podłoża, płyty betonowej (jeżeli jest na niej później układany jastrych i płytki ceramiczne lub powłoka żywiczna). W przypadku powłoki żywicznej, jakość płyty betonowej (głównie wytrzymałość i wilgotność) jest rygorystycznie sprawdzana przez firmę wykonującą powłokę żywiczną. Stosuje się wówczas ogólne wymagania dotyczące podłoża betonowych zawarte w PN-EN 13813:2003 i w *Warunkach wykonania i odbioru* ITB [61]. Przy pobieraniu rdzeni betonowych do badań stosuje się zasady podane w PN-EN 12504-1:2001. Badania próbek pobranych na budowie podczas betonowania przeprowadza się zgodnie z PN-EN 12390-1:2001 w obecności kierownika budowy, wykonawcy i dostawcy betonu. Wykonywanie mieszanki betonowej na kruszywach reaktywnych i wapiennych wymaga dodatkowych badań ze strony dostawcy kruszywa (reakcja na alkalia z cementu i środowiska oraz reakcja dolomitowo – alkaliczna), badania wg PN-EN 1744-1:2000.

4. KONSTRUKCJA POSADZKI

4.1. Układy konstrukcyjne

Konstrukcja posadzek betonowych w halach przemysłowych niewiele odbiega od konstrukcji betonowej nawierzchni drogowej, przy czym w halach występują inne obciążenia pochodzące od wózków widłowych i paletowych (na małych i twardych kołach), regałów wysokiego składowania czy składowanych na posadzce materiałów o znacznych naciskach miejscowych. Posadzka przemysłowa jest konstrukcją warstwową (rys. 3.1) opierającą się na podłożu gruntowym lub na stropie [22]. Każda warstwa odgrywa określoną rolę w przenoszeniu obciążeń z posadzki na podłoże lub zabezpieczeniu jej przed czynnikami zewnętrznymi. Trzy podstawowe warstwy posadzki, to: płyta konstrukcyjna, podbudowa i podłoże gruntowe.



Rys. 3.1. Podstawowe warstwy posadzki przemysłowej [29]: a) posadzka na gruncie bez izolacji termicznej, b) posadzka na gruncie z izolacją termiczną: 1 - warstwa nawierzchniowa (posadzka właściwa), 2 - płyta konstrukcyjna (warstwa nośna), 3 - warstwa poślizgowa, 4 - izolacja termiczna, 5 - izolacja przeciwwilgociowa, 6 - warstwa wyrównawcza, 7 - podbudowa, 8 - grunt rodzimy

Płyta konstrukcyjna stanowi podstawową warstwę nośną posadzki [1, 22]. Jest równocześnie warstwą, wobec której zwykle stawia się też najwięcej wymagań. Płyty konstrukcyjne wykonywane są zwykle z betonu klas: C20/25 do C35/45 i z betonu modyfikowanego żywicami, zaś w sporadycznych przypadkach, jako elementy żelbetowe, a niekiedy strunobetonowe i kablobetonowe (posadzki bezspoinowe). Od kilkunastu lat w naszym kraju podkłady wykonywane są najczęściej z fibrobetonu - betonu zbrojonego włóknem rozproszonym.

Płyty konstrukcyjne w zależności od układu konstrukcyjnego, mogą występować, jako:

- zespólone* - układ konstrukcyjny, który przewiduje ułożenie płyty bezpośrednio na elemencie konstrukcyjnym; w tym przypadku układ pozbawiony jest warstwy oddzielającej (izolacji przeciwwodnej lub przeciwwilgociowej oraz izolacji termicznej lub akustycznej). Płyty zespolone wykonywane są jako elementy podestów lub elementy biegów klatek schodowych, a także na zewnątrz budynków;
- oddzielone* - układy konstrukcyjne, w których pomiędzy podłożem a płytą konstrukcyjną przewidziano wykonanie warstwy izolacji przeciwwodnej lub przeciwwilgociowej;
- pływające* - konstrukcje o układzie wielowarstwowym: ich zasadniczą cechą jest umieszczenie pomiędzy podłożem a płytą konstrukcyjną warstw spełniających funkcję izolacji przeciwwodnej lub przeciwwilgociowej oraz warstwy izolacyjnej z materiału o niskiej gęstości, który pełni rolę izolacji akustycznej lub termoizolacji. Często stosowane są materiały spełniające obie te funkcje łącznie. Podkład pływający oddzielony jest od ścian i elementów konstrukcyjnych budynku (np. słupów) izolacją brzegową i spełnia w takim rozwiązaniu także rolę płyty dociskowej i podkładu usztywniającego posadzkę;
- grzewcze* - wykonuje się zwykle jako podkłady pływające (wyjątek stanowią układy antyoblodzeniowe stosowane na, zewnątrz), ale dodatkowo pełnią rolę masywnej płyty grzewczej. Podkłady grzewcze muszą się charakteryzować dużą wytrzymałością mechaniczną małą rozszerzalnością termiczną oraz dużą gęstością pozwalającą na uzyskanie dużej bezwładności cieplnej [18,9].

Podbudowa stanowi warstwę wyrównawczą pod płytą konstrukcyjną i ewentualnie ocieplenie oraz przenosi obciążenia z płyty posadzki na podłoże gruntowe [20]. Podbudowa wykonywana jest jako warstwa dobrze zagęszczonego żwiru lub tłucznia z dodatkiem niewielkiej ilości cementu. W Polsce podbudowę najczęściej stanowi 8÷15 cm warstwa betonu klasy co najmniej C8/10.

Podłoże gruntowe powinno mieć odpowiednią nośność, równomierne zagęszczenie pod całą powierzchnią posadzki oraz uregulowane stosunki wodne. Dla celów praktycznych opracowano wiele metod oceny nośności podłoża oraz metod jego wzmacniania [29].

Oprócz tych 3 podstawowych warstw, w zależności od rodzaju posadzki i jej warunków eksploatacji w posadce mogą wystąpić inne warstwy:

- *ocieplenie posadzki*, które wymagane jest w pomieszczeniach przeznaczonych do przebywania ludzi. W Polsce przepisy dotyczące projektowania i wykonawstwa ocieplenia są bardzo ubogie. Zgodnie z naszymi wytycznymi, ocieplenie, którym najczęściej jest twardy styropian, powinno stanowić pas o szerokości 1,0 m, ułożony na podbudowie wzdłuż ścian zewnętrznych lub na ścianach;
- *warstwa poślizgowa*, która ma za zadanie umożliwić płytom podkładu niezależne odkształcenia na podbudowie. Jako warstwę poślizgową stosuje się zwykle jedną lub dwie warstwy folii polietylenowej (o grubości większej niż 200 μm i gramaturze 140 g/m^2), położone równo bez fałd z zakładami nie mniej niż 500 mm, układane na podbudowie górnej, zaczynając od końca pasa roboczego. Dwie warstwy folii zmniejszają współczynnik tarcia o 40%. Głównym zadaniem warstwy poślizgowej jest: zmniejszenie tarcia między podbudową a podkładem, zmniejszenie wielkości naprężeń rozciągających wywołanych skurczem i zmianami temperatury, zapobieganie przemieszczaniu się wilgoci i pary z podbudowy do podkładu oraz zapobieganie wnikaniu materiału z podbudowy do betonu podkładu podczas jego formowania;
- *warstwa izolacji przeciwwilgociowej*, którą stanowi zwykle jedna lub dwie warstwy folii polietylenowej (rzadziej warstwa papy). W przypadku wysokich i zmiennych poziomów wody gruntowej, izolacja ta wykonywana jest z folii termozgrzewalnych;
- *warstwa wyrównawcza* (zaprawa lub zaprawa modyfikowana żywicą syntetyczną) stosowana zwykle pod warstwą ocieplającą układaną na starej nierównej posadce;
- *warstwa nawierzchniowa*, którą najczęściej stanowi utwardzona powierzchnia betonowa, ewentualnie powłoka lub warstwa jastrychu wykonana na bazie żywic syntetycznych, ułożona na podkładzie [29].

Posadzki betonowe ze względu na warunki środowiskowe dzielą się na zewnętrzne (parkingi i miejsca postojowe, place manewrowe, nawierzchnie komunikacyjne) i wewnętrzne. Ze względu na zagrożenie powstaniem pęknięć skurczowych i termicznych płyty posadzki są w większości przypadków dylatowane na pola o powierzchni zależnej od grubości posadzki i parametrów skurczowych betonu i zbrojenia płyty konstrukcyjnej. Alternatywą jest wykonanie posadzki silnie zbrojonej i wykonywanej z betonu o niskim skurczu (bądź sprężanych) w układzie bezdylatacyjnym. Płyty konstrukcyjne w zależności od układu mogą stanowić posadzkę *oddzieloną*, w której pomiędzy podłożem a płytą konstrukcyjną przewidziano wykonanie warstwy izolacji przeciwwodnej lub przeciwwilgociowej. Oddzielną grupę stanowią posadzki *grzewcze*, w których płyta konstrukcyjna dodatkowo pełni rolę masywnej płyty grzewczej z zatopioną instalacją grzewczą.

4.2. Podłoże gruntowe

Płyta posadzki spoczywająca na dwuwarstwowym (warstwa nośna i półprzestrzeń podłoża) lub wielowarstwowym podłożu (warstwa nośna, uwarstwione podłoże gruntowe) ma zapewnione odpowiednio stabilne i wytrzymałe warunki, jeśli charakteryzuje się:

- odpowiednią nośnością dla przeniesienia przekazywanych przez płytę konstrukcyjną posadzki obciążeń,
- równomierną na całej powierzchni i ograniczoną odkształcalnością,
- uregulowanymi i stabilnymi warunkami gruntowo - wodnymi.

Podłoże gruntowe poza tym, że powinno być suche i jednorodne, musi być przede wszystkim nośne. W celu określenia nośności i przydatności podłoża do wykonania posadzki bądź podjęcia decyzji o sposobie wzmocnienia niezbędne są badania podłoża które powinny obejmować:

- geotechniczne rozpoznanie podłoża,
- ocenę przydatności badanego podłoża dla projektowanej konstrukcji posadzki,
- ocenę materiałów zastosowanych do wykonania warstwy nośnej,
- ocenę nośności, stopnia komprymacji warstwy nośnej oraz jej powierzchniowej jednorodności w rezultacie wykonanych robót.

Należy zwrócić szczególną uwagę na obecność w podłożu gruntów słabych (spoisłe grunty miękkoplastyczne, grunty organiczne, luźne piaski). Szczególnej uwagi wymagają grunty antropogeniczne, pęczniejące, wysadzinowe, zapadowe i grunty podatne na filtrację wody.

Parametrami które charakteryzują ilościowo cechy wytrzymałościowe warstwy nośnej i podłoża są:

- moduły pierwotny i wtórny podłoża E_{v1} i E_{v2} ,
- wskaźnik zagęszczenia I_s
- moduł podatności podłoża k (tzw. współczynnik reakcji podłoża)
- kalifornijski wskaźnik nośności CBR.

Moduły odkształcenia gruntu (pierwotny i wtórny) E_{v1} i E_{v2} , jako wskaźniki nośności podłoża gruntowego i warstwy nośnej określa się metodą eksperymentalną, obciążając statycznie przy założonych poziomach sił płytę stalową i mierząc odkształcenia wciskanej w warstwę płyty przy pomocy aparatury VSS. Norma krajowa PN-S-02205 i norma niemiecka DIN przyjmują, jako podstawę płytę o średnicy 300 mm. W badaniach anglosaskich (TR34) wyniki odnoszone są do badań wykonywanych płytą o średnicy 30 cali (762 mm). Porównanie wartości E_{v2} względem E_{v1} charakteryzuje istniejący (lub osiągnięty w rezultacie wzmocnienia podłoża) poziom zagęszczenia podłoża. Wartość tego stosunku powinna być mniejsza od 2,5 (granicznie 2,2). W zależności od obciążeń przypadającego na posadzkę wymagane jest zapewnienie minimalnej wielkości wtórnego modułu odkształcenia podłoża E_{v2} . Ustalenie wielkości E_{v2} na budowie jest

bardzo czasochłonne i wymaga specjalistycznego sprzętu. Nieco szybciej, ale również profesjonalnie można dokonać badania dynamicznego modułu odkształcenia podłoża EVD. Przy zastosowaniu ugięciomierza udarowego. Korzystając przy tym z odpowiednich tabel można szybko ustalić wartość E_{v2} odpowiadającego pomierzonemu współczynnikowi EVD. Dysponując jedynie samochodem ciężarowym na budowie można w sposób przybliżony ustalić wartość E_{v2} na podstawie zagłębienia koła samochodu w warstwie zgęszczonego podłoża gruntowego. Załadowany samochód ciężarowy z obciążeniem na koło 50 kN winien wjeżdżać na podłoże gruntowe z szybkością 4-6 km/h. Przybliżone wartości modułu E_{v2} pokazano w Tabeli Nr 1.

Wartości modułu wtórnego E_{v2} podłoża gruntowego

Tabela Nr 1.

Lp.	Rodzaj gruntu	Moduł odkształcenia E_{v2} [MPa]
1	Grunt stabilizowany cementem	120
2	Tłuczeń	80
3	Żwiry zagęszczone	50
4	Mieszanki piaskowo-żwirowe luźne	12
5	Mieszanki piaskowo-żwirowe zagęszczone	36

Najniższa wartość modułu wtórnego E_{v2} , jaką musi uzyskać nośne podłoże pod posadzkę, to 45 MPa. Jeśli wartość modułu E_{v2} nie osiągnie 45 MPa, oznacza to, że podłoże przygotowane pod posadzkę nie jest nośne. Jeśli natomiast stosunek obu modułów E_{v2}/E_{v1} jest większy niż 2,5, oznacza to, że stopień zagęszczenia podłoża jest za niski i należy go poprawić. Zaleca się również, aby podłoże gruntowe było wykonane z dokładnością do 10 mm. Często podłoże gruntowe jest przykryte warstwą betonu podkładowego klasy B10 lub B15, zwykle o grubości do 10 cm, i dopiero na tak przygotowanym podłożu układana jest płyta posadzki. Jeśli betonowa posadzka przemysłowa będzie obciążona siłami skupionymi o wartości co najmniej 10 kN to nośność betonu podkładowego nie ma praktycznie wpływu na nośność podłoża i obciążenie przeniesie się na podłoże gruntowe. Należy więc przyjąć za zasadę, że ułożenie betonu podkładowego na słabym, nienośnym gruncie nie uczyni go nośnym a podbudowa musi spełniać minimalne wymagania nośności podane wyżej. Dla podłoża stanowiącego podkład pod posadzkę betonową wymaga się, aby wskaźnik zagęszczenia I_s podłoża gruntowego wynosił co najmniej $I_s > 0,95$.

Nośność podłoża można określić również za pomocą współczynnika podatności (sprężystości) podłoża **k** (zwanego współczynnikiem reakcji podłoża, współczynnikiem Westergarda). Współczynnik ten został ustalony doświadczalnie dla różnych rodzajów podłoża. Wymaga się, aby minimalny współczynnik **k** dla podbudowy pod posadzkę wynosił co najmniej 30 MN/m³. Jeśli wartość tego współczynnika jest mniejsza, to podłoże jest niedostatecznie nośne, aby ułożyć na nim posadzkę przemysłową. Istnieje wzór pozwalający na obliczanie współczynnika podatności podłoża **k** przy znanych modułach odkształcenia E_{v1} i E_{v2} dla podbudowy, tj.:

$$k = E_{v2} / n \times 550, \quad \text{gdzie: } n = E_{v2} / E_{v1}.$$

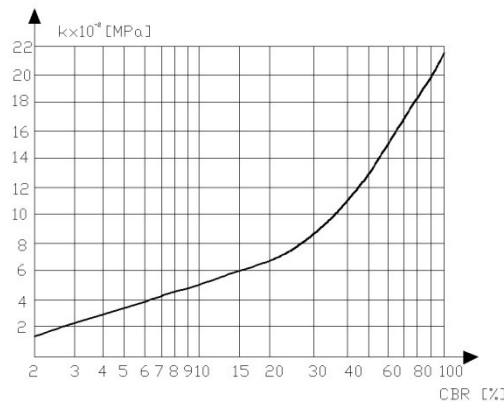
Wartości współczynnika podatności podłoża **k** określone są na podstawie wyników badań podłoża (rodzaj gruntu i stopień jego zagęszczenia - współczynnik zagęszczenia gruntu I_D lub wskaźnik zagęszczenia I_S) i mogą być przyjmowane na podstawie danych z Tabeli Nr 2.

*Wartości współczynnika podatności podłoża **k***

Tabela Nr 2.

Lp.	Rodzaj gruntu	Wartość k [MN/m ³]
1	Piaski drobne lekko zagęszczone	15-30
2	Piaski drobne dobrze zagęszczone	50-100
3	Piaski bardzo dobrze zagęszczone	100-150
4	Kamień łamany z piaskiem	100-150

Wskaźnik CBR (opisany w normie ASTM D1883) jest uzyskany na podstawie prostego testu penetracyjnego w warunkach laboratoryjnych na próbkach o nienaruszonej strukturze lub w terenie (średnica próbki 152,4 mm, wysokość próbki 177,8 mm, zakres penetracji tłoka 0,64 - 7,62 mm). Test przeznaczony jest przede wszystkim dla gruntów o wielkości ziaren mniejszych niż 19 mm. Wskaźnik CBR dla gruntów gruboziarnistych może wynosić 10%-80%, a dla gruntów drobnoziarnistych 5-15%. Na podstawie wskaźnika CBR można określić współczynnik podatności podłoża **k** [1], co pokazano na Rys.3.2



Rys.3.2. Zależność współczynnika k od wartości wskaźnika CBR [25]

Uwzględniając współpracę betonowej płyty posadzki o grubości h wykonanej z betonu, którego moduł sprężystości wynosi E_b , stosuje się następującą zależność na moduł podatności podłoża k :

$$k = \frac{E_v}{0,83 \cdot h \cdot \sqrt{\frac{E_b}{E_v}}} \quad (1)$$

gdzie: E_v - moduł podbudowy, h - grubość płyty betonowej, E_b - moduł betonu.

W przypadku, gdy podkład gruntowy nie ma wystarczającej nośności konieczne staje się wykonanie na zagęszczonym podkładzie gruntowym podbudowy o określonej grubości. W niektórych niekorzystnych sytuacjach na podłożu gruntowym układa się włókninę filtrującą pozwalającą na lepsze odprowadzenie wody gruntowej i zabezpieczającą przed przemieszaniem podłoża gruntowego z materiałem podbudowy.

W przypadku niedostatecznej nośności wykonuje się wzmacnianie podłoża gruntowego, stosując jedną z niżej wymienionych metod:

1. wstępna konsolidację gruntów poprzez: przeciążanie (tymczasowymi nasypami, zbiornikami wody), konsolidację dynamiczną, elektroosmozę, drenowanie pionowe piaskowe lub taśmowe,
2. zbrojenie i głębokie zagęszczenie jak: gwoździowanie, zbrojenie taśmami, membranami, włókniną,
3. kolumny żwirowe i wapienne,
4. zagęszczanie dynamiczne i ubijanie,
5. zagęszczenie lub wymianę gruntów z jednoczesnym zagęszczeniem,
6. zagęszczenie wgłębne za pomocą wybuchów,
7. wgłębne mieszanie gruntów,
8. zagęszczenie przez wprowadzenie kolumn z grunto-cementu lub pali, iniekcje rozpychające,
9. zeskalenie gruntów stosując: zastrzyki cementowe, wapienne, bentonitowe, elektrokinęzę, mieszanie gruntów z użyciem dodatków (bitumicznych, żelujących).

4.3. Izolacja przeciwwilgociowa, termiczna i warstwa poślizgowa

Przed wykonaniem płyty betonowej posadzki niezbędne staje się wykonanie izolacji przeciwwilgociowej w następujących przypadkach:

- - wysoki poziom wody gruntowej
- - wykonanie w przyszłości posadzki żywicznej
- - składowanie na powierzchni posadzki materiałów wrażliwych na wilgoć.

Przy bardzo wysokich poziomach wody gruntowej niezbędne staje się wykonanie opasek drenażowych. W przypadku, gdy nie ma potrzeby wykonania izolacji przeciwwilgociowej dobrze jest wykonać warstwę oddzielającą podbudowę od płyty betonowej posadzki (warstwę poślizgową) w postaci 1 warstwy folii PE o gr. min 0,2 mm. Warstwa poślizgowa z 2 warstw folii PE gr 0,2 mm jest niezbędna przy dużych i długotrwałych obciążeniach oraz dużych rozstawach szczelin pozornych $L > 8$ m. Folia PE będzie spełniać rolę warstwy poślizgowej w posadzce tylko wtedy, gdy podłoże pod nią (zagęszczony grunt lub podbudowa) jest równe.

W praktyce często łączy się funkcje wykonania warstwy przeciwwilgociowej z warstwa poślizgową w posadzce w postaci 1 warstwy folii PE. Szczególnie właśnie wtedy należy chronić położoną już folię przed uszkodzeniem poprzez ułożenie na niej warstwy chudego betonu lub warstwy jastrychu cementowego. Przy rezygnacji z warstwy poślizgowej w posadzce płyta betonowa łączy się z podbudową i w wyniku skurczu betonu oraz zmian termicznych na powierzchni posadzki dochodzi do powstania niekontrolowanych pęknięć w płycie betonowej posadzki. Warstwa poślizgowa jest istotnym elementem posadzki w układzie zespolonym. Warstwa ta spełnia następujące funkcje:

- oddziela podbudowę górną od płyty betonowej posadzki,
- obniża siły tarcia pomiędzy betonem posadzki a podbudową górną (warstwą nośną),
- eliminuje przenikanie wilgoci z podłoża do płyty betonowej,
- zapobiega przenikaniu wody z betonu do podłoża.

Zadania te spełnia w praktyce folia polietylenowa o grubości $\geq 0,2$ mm układana w dwóch warstwach na zakład minimum 50 cm.

W budynkach, które mają docieplane posadzki (np. chłodnie, pas obwodowy hal przy ścianach zewnętrznych), warstwa termoizolacyjna jest najczęściej wykonywana z płyt styropianowych. Warstwa izolacji o grubości co najmniej 5 cm jest układana między podbudową a warstwą poślizgową, co powoduje osłabienie nośności podbudowy. Dlatego należy stosować na izolację termiczną materiały, których wartość naprężenia ściskającego przy 2% długotrwałym odkształceniu jest większa od 70 kPa (np. dla polistyrenu ekspandowanego EPS 400 wynosi 70 kPa, dla polistyrenu ekstrudowanego XPS 500 wynosi 120 kPa). Pod posadzki słabo obciążone, tj. obciążone ruchem pieszym, regałami sklepowymi, wózkiem paletowym można stosować styropian ekspandowany, a pod

posadzki przemysłowe silniej obciążone należy stosować płyty ze styropianu ekstrudowanego, np.: XPS 500, XPS 700, Floormate 500, Floormate 700.

4.4. Płyta konstrukcyjna

Płyta konstrukcyjna jest elementem, na który działają bezpośrednio obciążenia statyczne i dynamiczne przekazywane na posadzkę, jak i obciążenia termiczne, czynniki chemiczne oraz inne [32]. Żywotność podkładu przekłada się na żywotność posadzki. Z tego też powodu niezwykle istotnym jest analizowanie pracy płyty w warunkach eksploatacyjnych, jak i wymiarowania. Zwymiarowanie płyty podkładu umożliwiają różne metody analityczne. W praktyce bardzo często przy projektowaniu podkładów (grubość i parametry wytrzymałościowe) korzysta się z gotowych tablic i nomogramów. Tablica 3.7 przedstawia przykładowe wytyczne opracowane w Niemczech, w których klasę betonu oraz grubość płyty podkładu uzależniono od wielkości sił skupionych, ruchomych, działających na posadzkę [29].

Tablica 3.7. Zalecane parametry warstwy nośnej w zależności od obciążeń ruchomych

Maksymalne obciążenie jednostkowe [kN]	Klasa betonu	Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie [N/mm ²]	Wytrzymałość betonu na rozciąganie [N/mm ²]	Maksymalna wielkość współczynnika w/c	Grubość płyty podkładu [cm]
1,0	C20/25	30	4,5	0,53	14
2,0					16
3,0	C23/35	40	5,0	0,47	18
4,0					20
5,0			5,5	0,42	20
6,0					22
8,0					26
10,0	C35/45	50	6,0	0,38	26

Charakterystyczne cechy betonu płyty nośnej to:

- klasa min. C20/25,
- wskaźnik w/c ≤ 0,5,
- ilość cementu ≤ 350 kg/m³ (z uwagi na skurcz), zawartość alkaliów < 0,5 % (celem uniknięcia niebezpiecznej dla posadzki reakcji reaktywnych kruszyw bogatych

w krzemionkę lub węglanowych z alkaliami zawartymi w cemencie). Zalecane rodzaje cementu to CEM I lub CEM III/A. Zwraca się uwagę, że dodatek popiołów lotnych ma tendencję do zbierania się w górnej warstwie mleczka cementowego, co może prowadzić do odparzeń posypki,

- kruszywo o uziarnieniu ≤ 16 mm (a zalecane ≤ 8 mm) dla nawierzchni o grubości ≥ 12 cm, natomiast o uziarnieniu ≤ 8 mm dla nawierzchni o grubości < 12 cm,
- punkt piaskowy w granicach 35-40%, a zawartość frakcji drobnych ($\leq 0,125$ mm) do 5%,
- konsystencja:

- po dodaniu włókien stalowych dla betonu rozkładanego wprost z betonowozu na przygotowaną podbudowę opad stożka Abrahmsa powinien wynosić 4-6 cm ,natomiast przed ich dodaniem 8-10 cm. Z uwagi na obniżenie przez włókna urabialności konieczne jest użycie plastyfikatora.
- po dodaniu włókien stalowych dla betonu podawanego pompą na przygotowaną podbudowę opad stożka Abrahmsa powinien wynosić 8-10 cm ,natomiast przed ich dodaniem 12-14 cm. Z uwagi na obniżenie przez włókna urabialności konieczne jest użycie superplastyfikatora.

Płytę konstrukcyjną należy uzbroić siatkami stalowymi lub zbrojeniem rozproszonym [19].

Najczęściej stosuje się zbrojenie:

- siatkami stalowymi - jest ono stosowane dla zapobiegania powstania i niedopuszczenia do zbyt dużego rozwarcia się rys w płytach. Norma Amerykańskiego Instytutu Betonu zaleca układanie siatek w odległości 5 cm od powierzchni płyty przy użyciu podkładek dystansowych. Siatki powinny być przerwane w miejscach dylatacji skurczowych i konstrukcyjnych;
- włóknami stalowymi - 1.0 x 50mm w ilości 20-35 kg/m³ lub 0.8 x 60 mm w ilości ok. 15-20 kg/m³ . Włókna stalowe poza opóźnieniem powstawania np. rys skurczowych zmieniają radykalnie cechy wytrzymałościowe betonu. Beton zostaje przekształcony z ciała kruchego w materiał elastyczno-plastyczny. Zastosowanie włókien zwiększa odporność płyty na pęknięcie, następuje też wzrost odporności na obciążenia dynamiczne i odporność na zmęczenie. Poprawia się też twardość i udarność. Zastosowanie włókien może także zmniejszyć wymaganą grubość płyty.
- włóknami syntetycznymi - redukują skurcz występujący w betonie, znacząco zwiększają jego wytrzymałość, a tym samym mogą ograniczyć, a nawet w niektórych przypadkach wyeliminować zbrojenie stalowe w postaci prętów lub siatki. Stosowane są w ilości 1,5-3,0 kg/m³;
- włóknami polipropylenowymi - stosowane są jako dodatkowe przeciwdziałanie powstawaniu siatki spękań w płycie w ciągu pierwszych 24 godzin. Minimalizuje się pęknięcia betonu spowodowane skurczem plastycznym [37].

Grubość płyty nawierzchni oraz ilość i rodzaj zbrojenia rozproszonego dobierane są obliczeniowo w zależności od wartości modułu reakcji podłoża lub podbudowy „k” oraz przewidywanych obciążeń:

- statycznych równomiernych o określonym lub nieokreślonym rozkładzie,
- statycznych punktowych od nóg regałów lub podpór dźwigu, zbiorników itp.,
- dynamicznych od wózków widłowych o określonym udźwigu, rodzaju ogumienia, rozstawie kół i częstotliwości ruchu,
- dynamicznych od pojazdów samochodowych o osiach dwu- i czterokołowych [19].

Płyta betonowa posadzki ze zbrojeniem rozproszonym:

Zbrojenie rozproszone stanowi podstawowy element w procesie wymiarowania posadzek. Dodanie włókien do betonu powoduje oczywiście zmianę jego właściwości, zamienia twardy, kruchy beton w plastyczny fibrobeton, zdolny do przenoszenia bardzo dużych obciążeń. Na rynku dostępne są różnego rodzaju włókna stalowe, różniące się długością, średnicą, wytrzymałością stali na rozciąganie, kształtem i rodzajem zakotwienia w betonie. Oferowane są także włókna klejone w pasma. Dla projektanta najważniejszą cechą charakteryzującą włókna stalowe jest wytrzymałość równoważna fibrobetonu na zginanie $f_{ctm,eq,150}$, mierzona wg normy japońskiej JCI SF-4 (wyłącznie ta norma określa warunki dotyczące zbrojenia włóknami stalowymi), jaką osiąga beton danej klasy z określoną ilością danych włókien w 1 m^3 mieszanki betonowej. Właśnie na tę wytrzymałość należy wymiarować płyty posadzkowe, tj. określić ich grubość i ilość dodawanych włókien danego typu.

Przy większych obciążeniach przewidywanych na powierzchni posadzki zastosowanie minimalnej klasy betonu B 25 w wielu przypadkach okazuje się niewystarczające z uwagi na stosunkowo niską jego wytrzymałość na zginanie. Zwiększenie wytrzymałości płyty betonowej posadzki na zginanie można osiągnąć poprzez:

- zastosowanie wyższej klasy betonu
- zastąpienie kruszyw naturalnych (żwiru) kruszywami łamanymi (grysem)
- zastosowanie tradycyjnego zbrojenia w postaci 2 warstw siatek stalowych
- zastosowanie zbrojenia rozproszonego w postaci włókien stalowych „fibrobeton”

Pod pojęciem zbrojenia rozproszonego w płycie betonowej posadzki należy rozumieć jedynie włókna stalowe. Włókna polipropylenowe pełnią wyłącznie rolę zbrojenia przeciwskurczowego a czas

jego działania jest ograniczony do momentu, gdy beton sam zaczyna przenosić większe naprężenia rozciągające niż włókno PP. Ponadto włókna PP nie podnoszą w sposób znaczący wytrzymałości betonu na zginanie po 28 dniach twardnienia.

Szczególnego znaczenia nabiera „fibrobeton” przy wszelkich obciążeniach dynamicznych np. (przy spadaniu określonych przedmiotów na posadzkę) jak i termicznych np. (gwałtowne podgrzanie fragmentu posadzki). Występujące dynamiczne przeciążenie prowadzi do zarysowań betonu, który jeśli nie jest zbrojony ulega zniszczeniu a w przypadku żelbetu może ulec zniszczeniu beton pomierzy prętami, natomiast „fibrobeton” pracuje dalej, dzięki zdolności do pochłaniania dostarczonej mu energii. Po przejściu fali uderzeniowej powstałej w wyniku dynamicznego obciążenia, sprężystość włókien powoduje domknięcie rys powstałych w betonie, a posadzka nie traci swoich cech użytkowych. Podstawową zaletą fiberbetonu jest jego pseudo-plastyczność, tzn. niekrucho zachowanie się pod obciążeniem oraz zdolność do hamowania propagujących i otwierających się rys.

Najczęściej stosowane w posadzkach na gruncie są włókna stalowe z drutu o średnicy od 0,6 do 1,0 mm i długości od 50 mm do 60 mm. Włókna charakteryzują się zróżnicowaniem kształtu, polegającym na spłaszczeniu środkowej części (poprzez zmianę przekroju włókna na jego długość otrzymuje się jego lepsze zakotwienie w betonie) lub ryflowanie (wgnioty) na bocznych płaszczyznach, co powoduje lepszą współpracę włókna z betonem w fazie tzw. „młodego betonu” (włókna te przenoszą również naprężenia skurczowe w betonie). Określenie niezbędnej ilości włókien w 1 m^3 odbywa się na etapie projektowania posadzki. Obliczeń dokonuje się wyłącznie metodami numerycznymi. Jednak minimalne dozowanie włókien nie powinno być mniejsze niż 20 kg/m^3 betonu z uwagi na przestrzenne rozmieszczenie ich w betonie i wzajemną współpracę między włóknami. Teoretycznie rzecz biorąc istnieje możliwość wariantowania rozwiązań np. cieńsza płyta posadzki przy większej ilości włókien albo grubsza płyta z minimalnym dozowaniem włókien (np. w ilości 20 kg/m^3). Przy zbyt cienkiej płycie i mało sztywnej podbudowie pod obciążeniem skupionym na małej powierzchni docisku może dojść w skrajnym przypadku do przebicia płyty posadzkowej. Alternatywą dla zbrojenia włóknem stalowym posadzek betonowych jest włókno polipropylenowe twarde HPP o długości 50 mm i średnicy 1 mm. Dozowanie na poziomie 5 kg/m^3 betonu zastępuje ilość zbrojenia włóknem stalowym w ilości 25 kg/m^3 .

W celu określenia wytrzymałości betonu ściskamy osiowo kostkę lub walec i określamy siłę niszczącą, natomiast dla określenia wytrzymałości wibrobetonu poddajemy belkę o wymiarach przekroju $15 \times 15 \text{ mm}$ i rozpiętości 450 mm obciążeniu realizowanemu za pomocą dwóch sił skupionych i określamy siłę, która spowodowała ugięcie belki o 3 mm w środku jej rozpiętości. Nie jest to siła niszcząca belkę. Znając siłę, która spowodowała ugięcie belki o 3 mm, możemy określić wytrzymałość równoważną fibrobetonu na zginanie $ff_{ctm,eq,150}$. Wytrzymałość równoważna fibrobetonu na zginanie $ff_{ctm,eq,150}$ jest to wytrzymałość, która określa

odporność fibrobetonu na pękanie przy zginaniu, czyli ilość energii potrzebnej, aby doprowadzić normową próbkę do ugięcia 3 mm w środku jej rozpiętości. Każdy producent włókien stalowych poza aprobatą techniczną powinien również mieć określone wytrzymałości

równoważne betonu z jego włóknami, dla różnych klas betonów i różnych ilości włókien oraz udostępniać je na każde życzenie projektantów.

Bez znajomości wytrzymałości równoważnej fibrobetonu z określoną ilością włókien nie można przystąpić do projektowania płyty posadzkowej.

Włókna stalowe mają tendencję do zbijania się w tzw. jeże. Pojawienie się takiego „jeża” w mieszance betonowej powoduje, że przy jej układaniu konieczne jest usunięcie takiego „jeża” i wtedy zamiast 20 kg włókien w 1 m³ betonu mamy 18 lub nawet mniej 16 kg. Ponadto po wyjęciu go z mieszanki, w miejscu, w którym się znajdował, pozostaje beton pozbawiony włókien. Niebezpieczne staje się więc pojawienie się w tym miejscu obciążenia.

Klejenie włókien w pasma ma temu zapobiegać. W czasie transportu włókien na miejsce budowy lub do wytwórni betonu włókna nie ulegają zbitciu w „jeże”, a w czasie mieszania łatwo się rozprzodają w mieszance (klej rozpuszcza się w betonie), tworząc jednorodny fibrobeton, bez miejscowej kumulacji lub braku włókien.

Projektując posadzki zbrojone włóknami stalowymi, należy zwrócić przede wszystkim uwagę na klasyfikację posadzek ze względu na rodzaj podłoża, wielkość obciążenia i sposób dylatowania.

Ze względu na rodzaj podłoża rozróżniamy posadzki posadowione na gruncie i posadzki ułożone na stropie. Biorąc pod uwagę wielkość obciążenia, posadzki na gruncie można podzielić na mało obciążone (brak wózków widłowych, regały obciążone do 20 kN/stopę), średnio obciążone (wózki widłowe obciążone do 50 kN/koło i regały obciążone 20–80 kN/stopę) i mocno obciążone (wózki widłowe obciążone powyżej 50 kN/koło, regały obciążone powyżej 80 kN/stopę), a ze względu na sposób dylatowania na: posadzki dylatowane i posadzki bezdylatacyjne (bezsposinowe).

Beton stosowany do posadzek przemysłowych to zwykły beton towarowy o klasie B25 i współczynniku w/c < 0,52. Taki beton powinien charakteryzować się małą kurczliwością, a w przypadku stosowania pompy do podawania mieszanki na budowie powinien również być pompowalny. Dodanie do mieszanki włókien stalowych często wymusza jednak zastosowanie plastyfikatorów, aby otrzymać odpowiednią konsystencję mieszanki.

Z uwagi na właściwości reologiczne betonu (skurcz) w płycie posadzkowej należy wykonać szczeliny dylatacyjne, które zapobiegają powstawaniu niezamierzonych rys i pęknięć. Ze względu na swoją funkcję, rozróżnia się dylatacje:

- przeciwskurczowe (zwane pozornymi lub ciętymi),
- termiczne,
- konstrukcyjne,
- roboczymi (zwykle dyblowane).

Rozstaw dylatacji przeciwskurczowych zależy od wielu czynników (rozstaw słupów, kształt posadzki, grubość posadzki, wielkość obciążeń, przeznaczenie posadzki) i powinien być określany przez projektanta. Maksymalny rozstaw dylatacji przeciwskurczowych jest ściśle związany z grubością posadzki, ponieważ ma bezpośredni wpływ na jej sztywność.

Maksymalny, dopuszczalny rozstaw dylatacji przeciwskurczowych można policzyć wg wzoru: grubość płyty \times 50, np. dla płyty o gr. 0,16 m, maksymalny rozstaw dylatacji wynosi: $0,16 \times 50 = 8,00$ m. Trzeba pamiętać, że wykonując dylatacje pozorne w ich maksymalnym rozstawie, wykonujemy posadzkę o zwiększonym ryzyku powstania rys skurczowych. Zaleca się wykonywanie dylatacji pozornych w rozstawie mniejszym niż maksymalny. Rozstaw dylatacji konstrukcyjnych zależy również od rozstawu słupów i kształtu hali, ale przede wszystkim od możliwości technologicznych wykonawcy. Nie ma ograniczeń konstrukcyjnych co do wielkości pola roboczego. Jedynym ograniczeniem są możliwości wykonawcy ułożenia tego pola w czasie jednego dnia roboczego, przy czym należy zwrócić uwagę na możliwości nieprzerwanego dostarczenia mieszanki betonowej. Maksymalne pole robocze, jakie zostało wykonane w posadzce zbrojonej włóknami stalowymi wynosi 2600 m^2 .

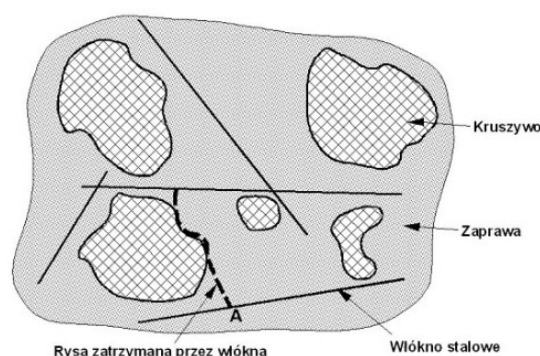
W przypadku dylatacji przeciwskurczowych i konstrukcyjnych stosunek boków pola dylatacyjnego i roboczego powinien być mniejszy niż 1,5. Należy dążyć, aby kształt pola dylatacyjnego i roboczego był zbliżony do kwadratu. Dylatacje przeciwskurczowe powinny być nacinane do głębokości w granicach $L - .$ grubości płyty. Grubość płyty posadzkowej jest zawsze określana na podstawie obliczeń statycznych i zależy od: nośności podłoża, rozstawu dylatacji, wielkości obciążeń, rodzaju zastosowanego zbrojenia rozproszonego, wymagań użytkowych płyty. Niezależnie jednak od wyników obliczeń statycznych, minimalna grubość posadzki musi bezwzględnie wynosić 12 cm. Wynika to z wymagań dotyczących sztywności płyty posadzkowej, tj. stosunku jej grubości do wymiarów pola dylatacyjnego. Brak sztywności płyty powoduje podnoszenie się naroży pól dylatacyjnych, co w konsekwencji prowadzi do ich spękania. Grubość 150 mm zapewnia w przeważającej ilości przypadków dostateczną sztywność, jednak optymalną grubością dla konstrukcji posadzki jest 18 cm.

Grubość płyty nawierzchni, ilość i rodzaj zbrojenia rozproszonego zależą od:

1. wartości modułu reakcji podłoża lub podbudowy „**k**” :

2. przewidywanych obciążeń statycznych równomiernych o określonym lub nieokreślonym rozkładzie,
3. obciążeń statycznych punktowych od nóg regałów lub podpór dźwigu, zbiorników itp.,
4. obciążeń dynamicznych od wózków widłowych o określonym udźwigu, rodzaju ogumienia, rozstawie kół i częstotliwości ruchu,
5. obciążeń dynamicznych od pojazdów samochodowych o osiach dwu- i czterokołowych
6. obciążeń termicznych i skurczowych.

Transportowanie i łatwe budowanie betonu o w/w parametrach nie jest możliwe bez stosowania chemii do betonu w postaci plastyfikatorów lub upłynniaczy. Regulacja konsystencji powinna odbywać się w sposób racjonalny – nadrzędnym celem jest, bowiem uzyskanie dla wszystkich partii dostarczonego betonu jednakowej konsystencji niezbędnej dla spokojnego przebiegu zacierania posadzki oraz dla uzyskania równości posadzki zgodnej z warunkami technicznymi odbioru robót. Proceder dolewania wody na budowie (z uwagi na swą prostotę) jest niestety nadal powszechny i zakorzeniony w mentalności robotnika posadzkowego. Ponieważ jednak szkodliwość dolewania wody jest bardzo duża domagać należy się stałej kontroli nad przebiegiem procesu betonowania posadzki. Konsystencja mieszanki betonowej powinna być taka, aby po dodaniu włókien stalowych dla betonu rozkładanego wprost z betonowozu na przygotowaną podbudowę opad stożka Abrahamsa powinien wynosić 4-6 cm ,natomiast przed ich dodaniem 8-10 cm. Z uwagi na obniżenie przez włókna urabialności konieczne jest użycie plastyfikatora. Niedopuszczalne jest dolewanie wody do mieszanki betonowej celem zwiększenia jej urabialności. Powoduje to znaczny spadek wytrzymałości betonu oraz wyraźny wzrost skurczu chemiczno-fizycznego, wskutek czego powstają rysy.



Przeprowadzone badania wykazały, że przy odpowiednio dużej ilości włókna stalowego w 1m^3 fibrobetonu zwiększenie siły rysującej (o określonym rozwarciu) oraz siły niszczącej (P_{max}) w stosunku do betonu zwykłego o tej samej wytrzymałości wynosi około 40÷50 %. Pojawienie się pierwszych zarysowań dla obu materiałów jest jednak takie samo. Tak zwane "zbrojenie

przeciwskurczowe siatkami zgrzewanymi" nie eliminuje powstawania rys skurczowych, zwanych *siecią pajęczą* (spider net) lub *cętką*.

5. MIESZANKA BETONOWA

Mieszanka betonowa to mieszanina spoiwa (cement), kruszywa, wody i ewentualnych dodatków (powyżej 5% w stosunku do masy spoiwa) i domieszek (poniżej 5% w stosunku do masy spoiwa). Oprócz składników podstawowych do mieszanki dodaje się domieszki chemiczne, dodatki aktywne i nieaktywne oraz zbrojenie w postaci prętów stalowych, włókien stalowych, syntetycznych czy naturalnych.

5.1. Cement

Do betonów z włóknami można stosować te same cementy i kruszywa, co do betonów konstrukcyjnych. Korzystniejsze są cementy CEM II, III i IV z grupy cementów powszechnego użytku, gdyż dają bardziej szczelną strukturę matrycy, a więc i dojrzalego fibrobetonu.

Wyboru cementu do zaprojektowanej podbudowy lub podkładu betonowego można dokonać według następujących kryteriów [29]:

- kryterium ekonomiczne (wybór ograniczony do cementów dostępnych w najbliższych węzłach betoniarskich);
- kryterium klasy betonu: dla klasy betonu C20/25 i w niektórych przypadkach C25/30 wystarczy cement klasy 32.5N, a dla większości betonów klasy wyższej niż C25/30 wymagany jest cement klasy 42.5N;
- kryterium dynamiki narastania wytrzymałości; dla warunków obniżonych temperatur wybiera się cement z oznaczeniem R, cement o wyższej klasie lub cement o wyższej zawartości klinkieru;
- kryterium masywności (grubości) warstwy betonu (istotne dla podłoży i podkładów grubych, gdzie grubość warstwy jest większa od 10 maksymalnych średnic kruszywa). Im bardziej masywna płyta betonowa i wyższa temperatura podczas realizacji, tym niższe powinno być ciepło hydratacji cementu. Duże różnice temperatur pomiędzy powierzchnią betonu a jego wnętrzem mogą spowodować naprężenia termiczne prowadzące do mikrospekkań. Do betonowania dużych powierzchni zaleca się stosować cement CEM III/A;
- kryterium ochrony zbrojenia przed korozją przez wysoki alkaliczny odczyn betonu (dla płyt gęsto zbrojonych nie należy stosować cementów CEM III i CEM IV/B);
- kryterium ochrony betonu przed korozją siarczanową (podwyższoną odporność obok cementów specjalnych z oznaczeniem HSR i MSR wykazują cementy zwykle CEM III, CEM IV i CEM II/A-D);

- kryterium reaktywności kruszywa (należy wybrać cementy z oznaczeniem NA);
- kryterium spadku wilgotności własnej betonu (szczególnie istotne przy zagruntowaniu betonu żywicą epoksydową). W tym przypadku wymaga się, aby wilgotność betonu była poniżej 4%. Czas oczekiwania na wymagany spadek wilgotności zależy przede wszystkim od temperatury dojrzewania, stosunku w/c i zawartości klinkieru. Orientacyjnie można przyjąć, że w przeciętnych warunkach dojrzewania (temperatura 18°C, wilgotność względna powietrza 60-70%) spadek wilgotności betonu do poziomu poniżej 4% następuje w czasie podanym w tabl.5.1

Tabela 5.1 Czas dojrzewania cementu do spadku wilgotności poniżej 4% [1]

Czas dojrzewania do spadku wilgotności betonu poniżej 4%	Rodzaj i klasa cementu
Okolo 2,5 tygodnia	CEM I 52.5N i 52.5R
Okolo 3 tygodni	CEM I 42.5R
3-4 tygodnie	CEM I 42.5N i 32.5R, CEM II/A-D
Okolo 4 tygodni	CEM I 32.5N, CEM II/A
4-5 tygodni	CEM II/B, CEM IV/A, CEM IV/B
Powyżej 5 tygodni	CEM III/A, CEM III/B

W przypadku fibrobetonów najczęściej stosuje się cementy klasy nie niższej niż 42.5N. Ilość cementu powinna być wyższa niż dla betonu zwykłego i powinna wynosić:

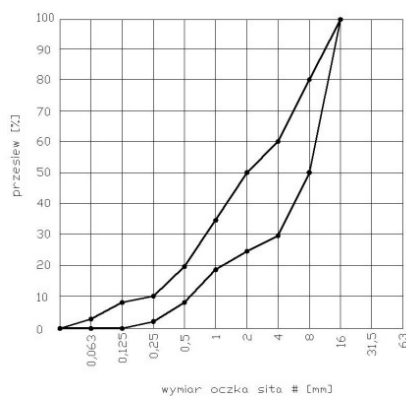
- dla kruszywa do 2mm - 550-600 kg/m³,
- dla kruszywa do 4mm - 500-550 kg/m³,
- dla kruszywa do 8mm - 450-500 kg/m³,
- dla kruszywa do 16mm - 350-400 kg/m³.

Od kilku lat w Polsce w wykonawstwie posadzek bezdylatacyjnych zaczęto stosować cementy ekspansywne [16]. Charakteryzują się one wzrostem objętości podczas wiązania i twardnienia. Wzrost objętości od 0,1% do nawet 1,0% zachodzi w wyniku reakcji pomiędzy glinianem wapniowym i gipsem. Powstaje etryngit uwodniony (siarczano-glinian trójwapniowy) o objętości o 130% większej od sumy składników wyjściowych. Pęcznienie nie powoduje niszczenia betonu, ponieważ proces powstawania etryngitu przebiega powoli i równomiernie w czasie wiązania i początkowego twardnienia betonu (zwykle w okresie pierwszych 1-3 dni) [29]. W pewnych sytuacjach może dojść do podnoszenia się płyty posadzki, co jest skutkiem utraty stateczności ściskanej płyty przez pęczniejący beton.

5.2. Kruszywo

O wytrzymałości betonu, jak i jego odporności na różnego rodzaju media agresywne, obok jakości cementu decyduje, jakość kruszywa. Podstawowe wymagania, jakie powinno spełniać kruszywo do betonu zwykłego, podaje norma PN-EN 12620:2004. Brak jest, niestety, podobnych wytycznych dla betonów posadzkowych. Betony te wykonywane zwykle na kruszywach o maksymalnym ziarnie 16 mm, powinny spełniać wymagania stawiane kruszywom do betonu zwykłego, przy czym wymóg dotyczący mrozoodporności kruszywa dotyczy tylko posadzek wykonywanych na zewnątrz. Najczęściej stosuje się jednak kruszywo o średnicy 8-12 mm.

Maksymalna wielkość ziaren kruszywa nie powinna być większa niż $\frac{1}{3}$ długości włókien stalowych prostych i nie większa niż $\frac{1}{2}$ długości włókien haczykowatych. Włókna są wtedy lepiej wykorzystane [10]. Pamiętać trzeba, że włókna wnoszą ze sobą dodatkową powierzchnię do otulenia i mają kształt bardzo utrudniający gęste ułożenie się ziaren. Stąd też ilość zaprawy w tych betonach jest o około 10% wyższa niż wystarczyłoby do betonów bez włókien (tzw. optymalna ilość). Stąd też wykres krzywej uziarnienia kruszywa zwykle znajduje się w górnym polu granic dopuszczalnych. Stosowanie zbrojenia włóknami syntetycznymi znacznie poprawia optymalne ułożenie się ziaren i ich dobre otulenie zaczynem cementowym. Krzywa uziarnienia betonu posadzkowego o maksymalnej średnicy kruszywa 16 mm powinna być w granicach podanych na rys. 5.1. (zawartość frakcji do 0,125 mm powinna wynosić co najmniej 2,5%, zawartość frakcji do 0,25 mm powinna się wahać w granicach 4-6%, zawartość frakcji o wymiarze ziarna poniżej 2 mm — 35-37%).



Rys.5.1. Przykładowe krzywe uziarnienia kruszyw dla betonu posadzkowego

Kruszywa do betonów posadzkowych powinny spełniać i inne wymagania. Jednym z nich jest duża odporność na ścieranie. Wymagania dotyczące ścieralności na tarczy Boehmego dla różnych skał przedstawiono w tabl. 5.2.

Tablica 5.2 Ścieralność na tarczy Boehmego dla wybranych skał

Rodzaj skały	Ścieralność [cm ³ /50 cm ²]
skały magmowe głębinowe: - granit, sjenit, dioryt, gabro, diabaz, kwarc porfirowy	5 do 8
Skały magmowe wylewne: - bazalt, melafir - lawa bazaltowa	5 do 8,5 12 do 15
skały osadowe: - kwarcyt, szarogłaz, piaskowiec kwarcytowy - piaskowce miękkie - wapień, dolomit	7 do 8 10 do 14 15 do 40
skały metamorficzne: - gnejs - amfibolit - serpentynit	4 do 10 6 do 12 8 do 18

W przypadku kruszyw do betonów posadzek przemysłowych istotnym zagadnieniem jest eliminacja ziaren, które mogą reagować z alkaliami pochodzącymi z cementu. W ostatnich latach zaobserwowano zwiększającą się liczbę przypadków szkodliwych reakcji chemicznych między kruszywem a otaczającym je zaczynem cementowym. Najczęstszym przypadkiem jest reakcja krzemionki zawartej w kruszywie z alkaliami pochodzącymi z cementu. W wyniku reakcji powstaje żel alkaliczno-krzemianowy zawarty w porach, płaszczyznach łupliwości albo na powierzchni kruszywa, czyli tam, gdzie występuje reaktywna krzemionka. Powstały w wyniku reakcji żel z łatwością chłonie wodę, a w konsekwencji wykazuje tendencję do zwiększania objętości. Zważywszy na to, że żel otoczony jest tylko uwodnionym zaczynem cementowym, podczas jego pęcznienia na styku z zaczynem powstaje ciśnienie wewnętrzne, co powoduje pękanie i rozpad zaczynu. Na szybkość zachodzących reakcji wpływa wielkość cząstek krzemionkowych. Drobne cząstki przyczyniają się do destrukcji w przeciągu 1-go lub 2-ch miesięcy, natomiast większe dopiero po kilku latach.

Żel powstaje tylko w obecności jonów Ca²⁺, więc dodanie do mieszanki betonowej pucolany, w dużej mierze ogranicza zawartość Ca(OH)₂. Reakcje alkalia-krzemionka mogą zachodzić tylko

w obecności wody. Pęcznienie ziaren reaktywnych najintensywniej przebiega w temperaturze pokojowej (min. 20 °C) i wilgotności rzędu 85%. Zjawisko to często zauważone jest w pomieszczeniach, w których posadzki myto ciepłą wodą.

Innymi szkodliwymi reakcjami, jakie mogą wystąpić w betonie, są reakcje między niektórymi kruszywami z wapieni dolomitycznych i alkaliami zawartymi w cemencie. Produkty powstałe w wyniku tych reakcji objętościowo są mniejsze niż objętość materiałów wyjściowych, jak miało miejsce w przypadku reakcji alkalia-krzemionka. Przypuszcza się, że powstający żel pęcznieje w sposób podobny do pęcznienia gliny. W wyniku reakcji wokół aktywnych ziaren kruszywa powstaje otoczka (nawet do 2mm), która powoduje powstanie na obrzeżu pęknięcia, czego wynikiem jest siatka spękań i utrata przyczepności między kruszywem i zaczynem cementowym.

Zachodzące reakcje nie zostały dotychczas wyjaśnione w zadowalający sposób.

Cechą charakterystyczną reakcji alkaliów z węglanami jest to, że w odróżnieniu od reakcji alkaliów z krzemionką, alkalia są regenerowane. Jest to prawdopodobnym powodem braku efektu pucolany w kontrolowaniu pęcznienia. Aby przeciwdziałać temu zjawisku stosuje się wprowadzanie do mieszanki mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego [25].

Uszkodzenia posadzek powodowane pęcznieniem reaktywnych ziaren mogą przejawiać się w postaci odprysków powierzchni, tzw. „kraterów”, o średnicy kilku, niekiedy kilkunastu milimetrów lub gęstej siatki mikrozarzysowań.

Ciekawym przypadkiem jest wpływ gezy wapiennej zawartej w kruszywie na beton. Geza wapienna jest skałą zbudowaną z tła krzemionkowo-węglanowego oraz ilastego. Skała ta jest porowata z dość silnymi właściwościami chłonnymi. Z drugiej strony „konstrukcyjnie” skała jest w miarę stabilna ze względu na swój krzemionkowy szkielet i mimo swej porowatości w stanie suchym wykazuje dużą wytrzymałość przez co może być mylona z twardymi wapieniami. Geza staje się słaba dopiero po rozmięknieniu w wodzie, a jeszcze bardziej po przemięknieniu i przemarznieniu. Silne właściwości chłonne powodują, że omawiane kruszywo w warunkach zmiennej wilgotności i temperatury, szczególnie na pograniczu „+” i „-”, jest „rozsadzane” w warunkach nawet niewielkiego przymrozku. Niska gęstość gezy przyczynia się do jej wypływania w strefę powierzchniową układanego, zagęszczanego betonu, co z w/w niekorzystnymi warunkami skutkuje destrukcją powierzchniową płyty.

5.3. Woda

Do przygotowania zapraw stosować można każdą wodę zdatną do picia, z rzeki lub jeziora. Niedozwolone jest użycie wód ściekowych, bagiennych oraz wód zawierających tłuszcze organiczne,

oleje i muł. Najlepsza jest woda wodociągowa, która nie powinna zawierać składników powodujących korozję i wpływających negatywnie na wiązanie, twardnienie i trwałość.

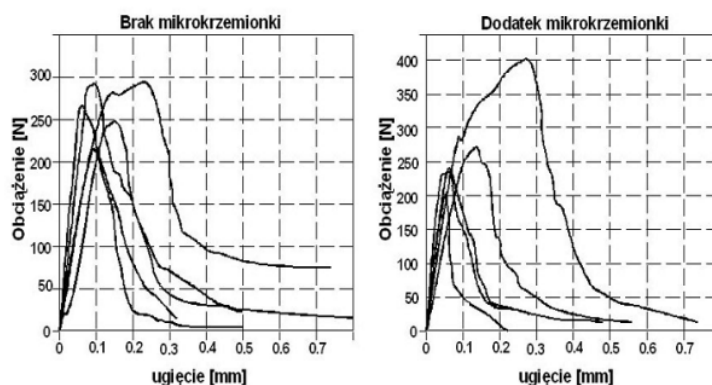
5.4. Beton

Podstawowym wymogiem formalnym jest, aby projektowanie mieszanki betonowej dokonywane było przez osoby i jednostki uprawnione w tym zakresie, tzn. posiadające certyfikat CEBET-u lub ITB.

Stosowane są w praktyce ogólne zasady i metody projektowania mieszanki betonowej na zadane parametry wytrzymałościowo-użytkowe. W dużym stopniu używane są specjalistyczne programy komputerowe, pozwalające na optymalizację składu mieszanki betonowej. Zarówno przygotowanie, pobranie jak i badania próbek betonowych (zarówno wykonanych w laboratorium jak i na budowie, bądź pobranych z odwiertów wykonanej płyty posadzki) muszą być przeprowadzone wg aktualnych norm PN-EN 12390. Jest to standardem badań wymagany ze względu na odbiór i ocenę jakości betonu oraz ewentualne spory i rozstrzyganie ich przez osobę trzecią. Istotną sprawą jest w takiej sytuacji legalizacja (wzorcowanie) prasy, na której przeprowadzane są kontrolne badania wytrzymałościowe.

1. Do betonów z włóknami można stosować te same cementy i kruszywa co do konstrukcyjnych. Korzystniejsze są cementy CEM II, III i IV z grupy cementów ogólnego użytku, gdyż dają bardziej szczelną strukturę matrycy.
2. Maksymalna wielkość ziarn kruszywa nie powinna być większa niż $1/3$ włókien stalowych prostych i nie większa niż $1/2$ długości włókien haczykowatych.
3. Mimo wszystko, w każdym przypadku dodatek włókien stalowych obniża jakość matrycy betonowej i to zarówno w postaci mieszanki, jak i w postaci dojrzałej.
4. Do betonów z włóknami zamiast stosować superplastyfikatory i domieszki uszczelniające można zastosować mikrokrzemionkę.

Wpływ dodatku mikrokrzemionki



Wybór cementu według następujących kryteriów:

1. kryterium ekonomiczne (cementy dostępne w węzłach betoniarskich);
2. kryterium klasy betonu: dla klasy betonu C20/25 i w niektórych przypadkach C25/30 cement klasy 32.5N, a dla większości betonów klasy wyższej niż C25/30 wymagany jest cement klasy 42.5N;
3. kryterium dynamiki narastania wytrzymałości; dla warunków obniżonych temperatur wybiera się cement z oznaczeniem R, cement o wyższej klasie lub cement o wyższej zawartości klinkieru;
4. kryterium masywności (grubości) warstwy betonu (istotne dla podłoży i podkładów, gdzie grubość warstwy jest większa od 10 maksymalnych średnic kruszywa). Im bardziej masywna płyta betonowa i wyższa temperatura podczas realizacji, tym niższe powinno być ciepło hydratacji cementu. Duże różnice temperatur pomiędzy powierzchnią betonu a jego wnętrzem mogą spowodować naprężenia termiczne prowadzące do mikrospekkań. Do betonowania dużych powierzchni zaleca się stosować cement CEM III/A;
5. kryterium ochrony zbrojenia przed korozją przez wysoki alkaliczny odczyn betonu (dla płyt gęsto zbrojonych nie należy stosować cementów CEM III i CEM IV/B);
6. kryterium ochrony betonu przed korozją siarczanową (podwyższoną odporność obok cementów specjalnych z oznaczeniem HSR i MSR wykazują cementy zwykle CEM III, CEM IV i CEM II/AD
7. kryterium reaktywności kruszywa (należy wybrać cementy z oznaczeniem NA);
8. kryterium spadku wilgotności własnej betonu (szczególnie istotne przy zagruntowaniu betonu żywicą epoksydową). W tym przypadku wymaga się, aby wilgotność betonu była poniżej 4%. Czas oczekiwania na wymagany spadek wilgotności zależy przede wszystkim od temperatury dojrzewania, stosunku w/c i zawartości klinkieru. Orientacyjnie można przyjąć, że w przeciętnych warunkach dojrzewania (temperatura 18°C, wilgotność względna powietrza 60-70%) spadek wilgotności betonu do poziomu poniżej 4% następuje w czasie podanym w tablicach.

Czas dojrzewania cementu do spadku wilgotności poniżej 4%

Czas dojrzewania do spadku wilgotności betonu poniżej 4%	Rodzaj i klasa cementu
Około 2,5 tygodnia	CEM I 52.5N i 52.5R
Około 3 tygodni	CEM I 42.5R
3-4 tygodnie	CEM I 42.5N i 32.5R, CEM II/A-D
Około 4 tygodni	CEM I 32.5N, CEM II/A
4-5 tygodni	CEM II/B, CEM IV/A, CEM IV/B
Powyżej 5 tygodni	CEM III/A, CEM III/B

W razie potrzeby większego upłynnienia mieszanki niż na to pozwala plastyfikator, należy dodatkowo stosować kompatybilny z nim superplastyfikator lub sam superplastyfikator. Do betonu nawierzchni narażonych na wielokrotne przemarzanie należy użyć domieszki napowietrzającej. W okresie wysokich temperatur i przy dalekim transporcie mieszanki betonowej należy zastosować plastyfikator równocześnie opóźniający wiązanie.

Kruszywo (PN-EN 12620:2004)

Brak jest wytycznych dla betonów posadzkowych. Betony te wykonywane zwykle na kruszywach o maksymalnym ziarnie 16 mm (Najczęściej stosuje się kruszywo o średnicy 8-12 mm) , powinny spełniać wymagania stawiane kruszywom do betonu zwykłego wg PN-EN 12620:2004, przy czym wymóg dotyczący mrozoodporności kruszywa dotyczy tylko posadzek wykonywanych na zewnątrz.

Maksymalna wielkość ziaren kruszywa nie powinna być większa niż 1/3 długości włókien stalowych prostych i nie większa niż 1/2 długości włókien haczykowatych. Włókna są wtedy lepiej wykorzystane.

1. Włókna wnoszą ze sobą dodatkową powierzchnię do otulenia i mają kształt bardzo utrudniający gęste ułożenie się ziaren. Stąd też ilość zaprawy w tych betonach jest o około 10% wyższa niż wystarczyłoby do betonów bez włókien.
2. Wykres krzywej uziarnienia kruszywa zwykle znajduje się w górnym polu granic dopuszczalnych.
3. Stosowanie zbrojenia włóknami syntetycznymi znacznie poprawia optymalne ułożenie się ziaren i ich dobre otulenie zaczynem cementowym.
4. Zawartość frakcji do 0,125 mm powinna wynosić co najmniej 2,5%, zawartość frakcji do 0,25 mm powinna się wahać w granicach 4-6%, zawartość frakcji o wymiarze ziarna poniżej 2 mm — 35-37%.
5. W przypadku kruszyw do betonów posadzek przemysłowych istotnym zagadnieniem jest eliminacja ziaren, które mogą reagować z alkaliom pochodzącymi z cementu.
6. Najczęstszym przypadkiem jest reakcja krzemionki zawartej w kruszywie z alkaliom pochodzącymi z cementu. W wyniku reakcji powstaje żel alkaliczno-krzemianowy zawarty w porach, płaszczyznach łupliwości albo na powierzchni kruszywa, gdzie występuje reaktywna krzemionka. Powstały w wyniku reakcji żel z łatwością chłonie wodę, a w konsekwencji wykazują tendencję do zwiększania objętości. Żel otoczony jest tylko uwodnionym zaczynem cementowym, podczas jego pęcznienia na styku z zaczynem powstaje ciśnienie wewnętrzne, co powoduje pękanie i rozpad zaczynu.

Reakcje alkalia-krzemionka mogą zachodzić tylko w obecności wody. Pęcznienie ziaren reaktywnych najintensywniej przebiega w temperaturze pokojowej (min. 20 °C) i wilgotności rzędu 85%. Zjawisko to często zauważone jest w pomieszczeniach, w których posadzki myto ciepłą wodą.

1. Innymi szkodliwymi reakcjami, jakie mogą wystąpić w betonie, są reakcje między niektórymi kruszywami z wapieni dolomitycznych i alkaliami zawartymi w cemencie.
2. Produkty powstałe w wyniku tych reakcji objętościowo są mniejsze niż objętość materiałów wyjściowych, jak miało miejsce w przypadku reakcji alkalia-krzemionka. Powstający żel pęcznieje w sposób podobny do pęcznienia gliny. Wokół aktywnych ziaren kruszywa powstaje otoczka (nawet do 2mm), która powoduje powstanie na obrzeżu pęknięcia, czego wynikiem jest siatka spękań i utrata przyczepności między kruszywem i zaczynem cementowym.

Aby przeciwdziałać temu zjawisku stosuje się wprowadzanie do mieszanki mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego. Uszkodzenia posadzek powodowane pęcznieniem reaktywnych ziaren mogą przejawiać się w postaci odprysków powierzchni, tzw. „kraterów”, o średnicy kilku, niekiedy kilkunastu milimetrów lub gęstej siatki mikrozarysowań.

5.5. Domieszki do betonu

Jakość produkowanego betonu w dużej mierze jest uzależniona od jakości poszczególnych przygotowywania. Domieszki są dodawane w ilości nieprzekraczającej 5 % w stosunku do masy cementu. Domieszki stosuje się w celu polepszenia właściwości mieszanki betonowej i betonu stwardniałego. Aktualna polska norma PN-EN 934-2:1999 „Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Domieszki do betonu. Defiskładników. Uwarunkowania dotyczące dobrego betonu to przede wszystkim odpowiednio dobrane: stos okruszowy kruszywa, właściwy cement, właściwie opracowana receptura mieszanki betonowej. Z kolei dzięki domieszkom chemicznym dobremu betonowi można w ekonomicznie uzasadniony sposób nadać nowe właściwości, uzyskując korzystne możliwości technologiczne. W ostatnich dziesięcioleciach domieszki osiągnęły duże znaczenie i bez wątpienia pozwoliły rozwiązać w sposób zasadniczy pojawiające się problemy w technologii betonu. Zastosowanie domieszek pozwala każdorazowo dostosowywać właściwości mieszanki betonowej, jak też stwardniałego betonu do aktualnych warunków, bez zmiany parametrów cementu czy kruszywa. W nowoczesnej technologii betonu trudno już o ograniczenie się jedynie do trzech składników przy produkcji mieszanki betonowej – cementu, kruszywa i wody. Obecnie, jako czwarty element tego układu dochodzi domieszka chemiczna, a nawet piąty składnik – mikrowypełniacz, gdy rozważa się produkcję betonu samozagęszczalnego (ang.: *self-compacting concrete SCC*). Domieszka chemiczna do betonu jest to składnik dodawany do mieszanki betonowej bezpośrednio w czasie procesu jej przygotowania. Norma [] *‘Beton. Definicje i wymagania’* wyróżnia następujące domieszki:

zmniejszające ilość wody (plastyfikatory), znacznie zmniejszające ilość wody (upłynniacze), napowietrzające, przyspieszające wiązanie, przyspieszające twardnienie, opóźniające wiązanie, uszczelniające i działające wielofunkcyjnie.

Klasyfikacja domieszek i ich wpływ na beton jest podana w tablicy. 5.5

Tablica 5.5. Rodzaje i wpływ na mieszankę betonową domieszek chemicznych

Domieszki	Efekt	Zastosowanie
Uplastyczniające i upłynniające (plastyfikatory i superplastyfikatory) zmieniające cechy reologiczne	zwiększenie ciekłości mieszanki betonowej przy stałym wskaźniku w/c, zmniejszenie ilości wody (uplastyczniające 8-18%, upłynniające 18-30%) z zachowaniem stałej konsystencji, zwiększenie wytrzymałości na ściskanie, zmniejszenie zużycia cementu 10-20%	mieszanki betonowe o dużej ciekłości, beton natryskowy, konstrukcje żelbetowe i sprężone gęstozbrojone i cienkościennie
Przyspieszające wiązanie i twardnienie betonu	szybki przyrost wytrzymałości bez obróbki cieplnej	wyroby przeznaczone do szybkiego rozformowania, betony natryskowe
Opóźniające wiązanie	utrzymywanie mieszanki w stanie ciekłym	betonowanie w czasie upałów, transport świeżego betonu, układanie betonu w sposób ciągły na dużych powierzchniach, beton pompowany, beton architektoniczny,
Napowietrzające	wzrost mrozoodporności przez zwiększenie zawartości pęcherzyków powietrza w zaczynie cementowym, zmniejszenie wytrzymałości	betonowanie w warunkach zimowych, betony hydrotechniczne, betony lekkie, betony narażone na stały dostęp wody, betony natryskowe
Przeciwzmrozowe	możliwość betonowania w niskiej temperaturze, zwiększenie odporności świeżo wykonanego betonu na działanie mrozu	betonowanie w warunkach temperatur ujemnych
Uszczelniające	zmniejszenie przesiąkliwości betonu, poprawa odporności na działanie wody	betony wodoszczelne i mało nasiąkliwe

5.6. Włókna zbrojenia rozproszonego

Betony zbrojone krótkimi włóknami nazywane są fibrobetonami. Jako zbrojnie rozproszone stosuje się włókna stalowe, włókna z tworzyw sztucznych, włókna pochodzenia organicznego oraz włókna węglowe. Włókna mają maksymalną długość 80mm i są mieszane ze składnikami mieszanki betonowej bez specjalnego układania. Zależnie od stopnia wymieszania i zagęszczenia włókna mogą przybrać układy ułożenia:

- równomiernie przestrzenny, oznaczony symbolem **3D**;
- poziomo, lecz równomiernie we wszystkich kierunkach **2D**;
- układu jednokierunkowego **1D** uzyskiwany poprzez zagęszczanie w polu magnetycznym.

Celem stosowania zbrojenia rozproszonego jest nadanie jednakowych cech matrycy cementowej bez względu na kierunek obciążenia.

Rozproszone w matrycy cementowej włókna powodują:

- podwyższenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu
- obniżenie skutków skurczu
- podwyższenie odporności na ścieranie
- wzrost odporności na zmęczenie
- wzrost wytrzymałości na ścinanie
- wzrost udarności
- obniżenie modułu sprężystości
- podniesienie wartości zniszczenia
- obniżenie skłonności do tworzenia się mikrorys skurczowych w betonie
- utrudnienie propagacji rys podczas obciążania betonu
- zmniejszenie nasiąkliwości/przeiąkliwości
- zwiększenie odporności na działanie zmiennych temperatur

Czas rozpoczęcia współpracy włókien z betonem w zależności od ich rodzaju występuje:

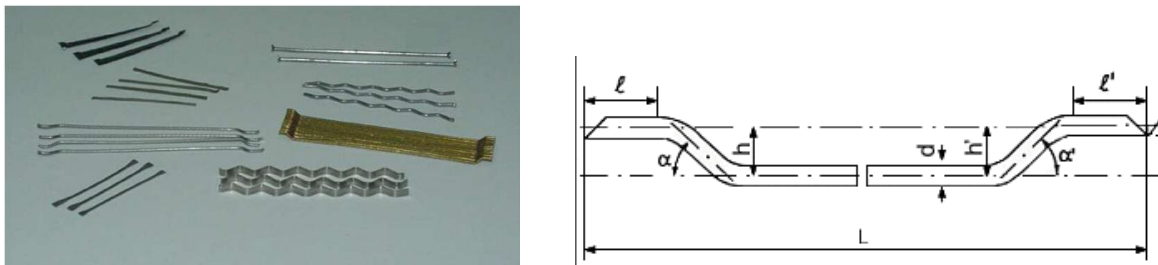
- od samego początku dojrzewania
- w chwili pęknięcia matrycy
- w początkowym okresie dojrzewania
- w czasie pożaru - włókna polipropylenowe w betonie w czasie pożaru poprzez swe stopienie tworzą pory umożliwiające odkształcenie się matrycy i szybkie odparowanie wody, przez co niwelują ciśnienie rozpierające i pęknięcia betonu [10].

5.7. Włókna

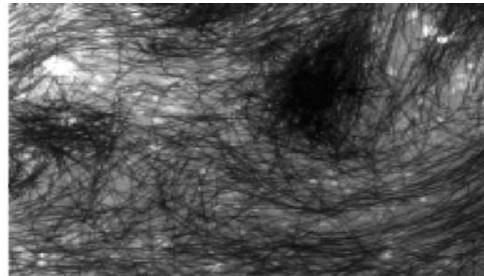
5.7.1. Włókna stalowe

Włókna stalowe są stosowane najczęściej w elementach konstrukcyjnych. W latach 70-tych produkowano włókna o rozmaitych kształtach: obok gładkich i prostych, także nagniatane, ze zgrubieniami na końcach, falowane, nieregularne wycinane z blach, frezowane i wychłapywane z roztopionego metalu. Dodatkowe zabiegi miały na celu poprawienie przyczepności włókien do matrycy cementowej. Obecnie najczęściej stosowane są włókna proste lub z haczykami na końcach.

Stalowe haczykowane druciki mogą być połączone klejem tworząc rodzaj pasków czy blaszek (rys.5.2). Włókna w takiej postaci można wprowadzać do betoniarki dużymi porcjami (jak kruszywo). Klej rozpuszcza się w wodzie podczas mieszania, a włókna nie zbijają się w jeże, do czego mają tendencję inne włókna stalowe (rys.5.3) [10].



Rys.5.2. Przykłady kształtu włókien stalowych. Źródło własne



Rys.5.3. Włókna stalowe tworzące tzw. „jeża”. Źródło własne

Podstawowymi parametrami włókien stalowych wpływającymi na ich „współpracę” z betonem są długość włókna l , jego średnica d , geometria, smukłość l/d oraz wytrzymałość na rozciąganie stali, z jakiej zostały wykonane. Odnosnie smukłości to nie powinna ona wynosić mniej niż 50, w innym przypadku włókno będzie technologicznie wątpliwe.

Obecnie najczęściej stosuje się włókna gładkie o przekroju kołowym z zagiętymi końcami o długości do 60mm. W porównaniu do włókien o przekroju kwadratowym bądź prostokątnym włókna o przekroju kołowym wykazują lepsze otulenie zaczynem, co w innych przekrojach utrudniają krawędzie.

Włókna stalowe spełniają podwójną rolę:

- eliminują rysy skurczowe, powstające w młodym betonie,
- zmieniają radykalnie cechy fizyczne betonu dojrzałego.

Beton z ciała kruchego przeobraża się w materiał quasi-elastyczno-plastyczny, odporny na zmienne obciążenia dynamiczne i na udary. Beton, który był twardy, ale kruchy, staje się mocnym, a podatnym. Zostaje zwiększona jego plastyczność i wzrasta pochłanianie energii [14]. W przypadku posadzek przemysłowych zminimalizowane zostaje niebezpieczeństwo wykruszania się naroży i krawędzi. Na rynku istnieje wiele odmian włókien stalowych nieznacznie różniących się od siebie, co często wynika tylko ze względów handlowych. Jednak każdy rodzaj włókna, aby zostać dopuszczonym do stosowania musi posiadać certyfikat zgodności oraz „Aprobata Techniczną” ITB [10]. Przykładowe włókna stalowe i ich charakterystykę podano w tabeli.5.3. Tabela 5.3. Charakterystyka przykładowych włókien stalowych.

Nazwa	wymiary	smukłość	dozowanie	materiał
BAUMIX	Długość: 64 mm Średnica: 0,8 mm	80	10-50 kg/m ³	stal niskowęglowa
Dramix 45	Długość: 50mm Średnica: 1mm	45	25 kg/m ³	stal niskowęglowa
Dramix 80	Długość: 50mm Średnica: 1mm	80	10 kg/m ³	stal niskowęglowa
METAX 50	Długość: 50mm Średnica: 1mm	50	15-35 kg/m ³	stal niskowęglowa
METAX60	Długość: 60mm Średnica: 1mm	60	10-30 kg/m ³	stal niskowęglowa
MFT-Stahlfaser 50.0	Długość: 50mm Średnica: 1mm	50	20-35 kg/m ³	stal niskowęglowa
Met Prim S 1,0x50	Długość: 50mm Średnica: 1mm	50	15-35 kg/m ³	stal niskowęglowa
SIATPOL 1/50	Długość: 50mm Średnica: 1mm	50	25- 35 kg/m ³	stal niskowęglowa

Włókna stalowe niklowane wykazujące większą odporność na korozję i oddziaływania temperatury ogniowej. Stosuje się również powlekanie włókien stalowych miedzią lub cynkiem. Stalowe włókna bardzo cienkie, o długości 6 do 12 mm, zwykle pofałdowane, noszą nazwę wełny stalowej. Firmami wiodącymi w produkcji włókien stalowych są Dramix, Bautech, Ekostal.

W większości krajów obowiązują normy badania betonów kompozytowych z włóknem stalowym. W Polsce, wobec braku takiej normy, opieramy się najczęściej na normach:

- japońskiej: JSCE SF 1 do SF 7, z 1983 roku
- amerykańskich: ASTM C 1018/94b, ASTM C 10 IS'92, ASTM D 1557
- brytyjskiej BS 1881 z 1983 roku [4].

Określenie niezbędnej ilości włókien w 1 m³ odbywa się na etapie projektowania posadzki. Obliczeń dokonuje się wyłącznie metodami numerycznymi. Minimalne dozowanie włókien nie powinno być mniejsze niż 20 kg/m³ betonu z uwagi na przestrzenne rozmieszczenie ich w betonie i wzajemną współpracę między włóknami. Teoretycznie rzecz biorąc istnieje możliwość wariantowania rozwiązań np. cieńsza płyta posadzki przy większej ilości włókien albo grubsza płyta z minimalnym dozowaniem włókien (np. w ilości 20 kg/m³). Przy zbyt cienkiej płycie i mało sztywnej podbudowie pod obciążeniem skupionym na małej powierzchni docisku może dojść w skrajnym przypadku do przebicia płyty posadzkowej. Zawartość włókien w fibrobetonie nie przekracza na ogół 2% objętości całej mieszanki (minimalna wartość 0,5-1%). Istnieją technologie np. Sifcon [5], pozwalające na zastosowanie aż 5-20% włókien. Stosowane są głównie do produkcji elementów prefabrykowanych.

Najbardziej charakterystyczną cechą betonu zbrojonego włóknami stalowymi jest określony normą japońską współczynnik odporności na pękanie przy zginaniu. Załączony poniżej wykres 5.4 obrazuje krzywą obciążenie-odkształcenie przy próbie zginania próbek standardowych z betonu zbrojonego włóknem stalowym (BZWS), jak i podaje sposób wyliczania wytrzymałości równoważnej na rozciąganie przy zginaniu f_g .

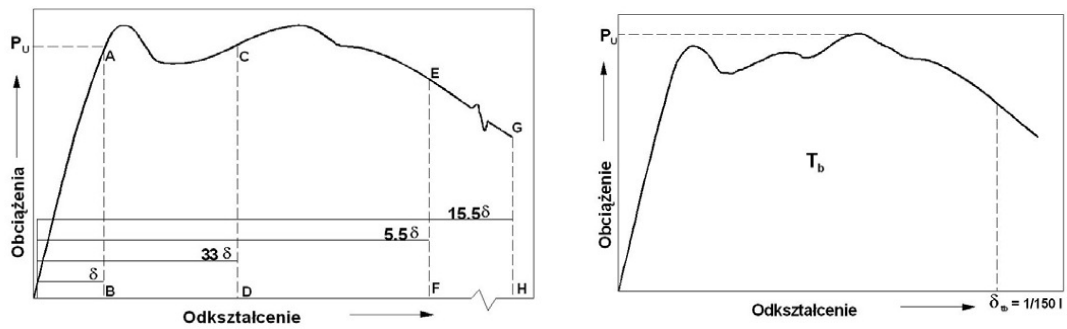
$$f_g = \frac{T_b l}{b h^2 \delta_{tb}}$$

Gdzie: T_b – praca zginania określona na podstawie pola powierzchni pod krzywą z wykresu 5.6 do miejsca strzałki ugięcia beleczki równej 1/150 rozpiętości),

δ_{tb} - wielkość strzałki ugięcia określana na 1/150 rozpiętości włókna,

b, h, l – szerokość, wysokość, rozpiętość badanej belki.

Druga krzywa 5.5 przedstawia zachowanie się ciała idealnego elastyczno-plastycznego. BZWS jest o jeden rząd wielkości bardziej odporny na udary niż betony konwencjonalne.



Rys. 5.5. Krzywa obciążenie - odkształcenie betonu zbrojonego włóknem stalowym [11]

Betony zbrojone włóknem stalowym wykazują dużą odporność na obciążenia dynamiczne. Wykazano, że udarność BZWS z optymalną ilością włókien jest nawet do 15 razy wyższa niż matrycy bez włókien. Cecha ta wykorzystywana jest przy budowie nawierzchni nabrzeży portowych dla kontenerów, które narażone są na ogromne obciążenia dynamiczne (przemieszczanie ładunków, ustawianie, ładowanie). Wykres 5.6 obrazuje ogromny wpływ haczykowatych włókien Dramix o smukłości 60 na udarność betonu. Badanie przeprowadzono na próbce wysokości 64mm i średnicy 150mm. Na znajdującą się na próbce stalową kulę średnicy 63,5mm spuszczano bijak o wadze 4,54kg z wysokości 457mm. Wytrzymałości równoważne na zginanie $f_{eq,150}$ betonu zbrojonego standardowym włóknem stalowym 50/1 mm pokazano w tabeli:

Dozowanie włókien [kg/m ³]	Wytrzymałość równoważna fibrobetonu na zginanie $f_{eq,150}$ [MPa] dla różnych klas wytrzymałości betonu oraz odpowiadającej im średniej wytrzymałości [MPa] na rozciąganie przy zginaniu f_{ctm}		
	C25/30	C30/37	C35/40
	4,3	4,8	5,3
20	2,3	2,6	2,8
25	2,7	3,0	3,2
30	3,1	3,3	3,5
35	3,3	3,6	3,8
40	3,5	3,9	4,1
45	3,6	4,0	4,2
50	3,7	4,1	4,3

Co wpływa na wartość f_{eq} ?

Dramix® RC-65/60-BN

długość: L = 60 mm
średnica: d = 0,90 mm
klasa smukłości: L/d = 65

$f_{ctm,fl}$ (1) ▶	3,7 (C20/25) (2)		4,3 (C25/30)		4,8 (C30/37)		5,3 (C35/45)		5,8 (C40/50)	
	$f_{ctm,eq,300}$	$f_{ctm,eq,150}$	$f_{ctm,eq,300}$	$f_{ctm,eq,150}$	$f_{ctm,eq,300}$	$f_{ctm,eq,150}$	$f_{ctm,eq,300}$	$f_{ctm,eq,150}$	$f_{ctm,eq,300}$	$f_{ctm,eq,150}$
20	1,8	1,7	2,1	2,0	2,4	2,3	2,7	2,5	2,9	2,7
25	2,2	2,1	2,6	2,4	2,9	2,7	3,1	2,9	3,3	3,1
30	2,6	2,4	3,0	2,8	3,3	3,1	3,5	3,3	3,7	3,4
35	2,9	2,8	3,3	3,1	3,6	3,4	3,8	3,6	4,0	3,7
40	3,2	3,1	3,5	3,3	3,8	3,6	4,1	3,8	4,3	3,9
45	3,4	3,2	3,7	3,4	4,0	3,7	4,3	3,9	4,5	4,0
50	3,6	3,3	3,9	3,5	4,2	3,8	4,5	4,0	4,7	4,1

Im wyższa klasa betonu, tym wyższa wartość wytrzymałości równoważnej f_{eq} .

Im większe dozowanie włókien, tym wyższa wartość f_{eq} .

Należy przyjąć jako zasadę, że:

1. Tylko włókna stalowe mogą w istotniejszym zakresie polepszać właściwości wytrzymałościowe i mechaniczne betonu.
2. Włókna polipropylenowe oddziałują tylko we wstępnym okresie dojrzewania matrycy przez ograniczenie tworzenia się mikrospekłań. Włókna sztuczne są z reguły ciągliwe i spękana matryca nie rozpada się na oddzielne kawałki, co może mieć znaczenie dla bezpieczeństwa użytkowników konstrukcji.
3. Od chwili pęknięcia matrycy nośność elementu silnie maleje.
4. Przy doborze włókien, projektant elementów konstrukcji musi jasno określić efekty jakie chce uzyskać. Zakres efektów będzie zależał od kształtu, wymiarów i ilości włókien.

5.7.2. Włókna syntetyczne

Alternatywa dla zbrojenia włóknem stalowym posadzek betonowych jest włókno polipropylenowe twarde HPP o długości 50 mm i średnicy 1 mm. Dozowanie na poziomie 9 kg/m³ betonu zastępuje ilość zbrojenia włóknem stalowym w ilości 25 kg na m³. Drugą alternatywą jest stosowanie włókien syntetycznych, które dozuje się w ilości około 1,5 ÷ 3,0 kg/m³. Dozowanie w ilości 2kg na m³ betonu odpowiada zbrojeniu włóknem stalowym w ilości 25 kg na m³.

5.7.3. Włókna polipropylenowe

Włókno polipropylenowe eliminuje skutecznie pojawianie się rys skurczowych okresu hydratacji cementu oraz stanowi zbrojenie konstrukcyjne płyty betonowej posadzki. Do tego celu stosuje się włókno o bardzo małej średnicy. Wytrzymałość włókna polipropylenowego jest wysoka, rzędu 400 - 500 N/mm², a moduł Young'a niski, rzędu 3500 - 4000 N/mm², podczas gdy dla betonu wynosi on ok. 20000 N/mm². Pojedyncze włókna o długości 6-60 mm są dostarczane w postaci pęczków, rozpraszanych podczas mieszania betonu rys. 5.7. Na polskim rynku budowlanym najczęściej stosowane są włókna polipropylenowe firmy Fibermesh (USA) i Duomix o długości do 19mm. Stosowane są w ilości od 0,6 kg/m³ do 0,9 kg/m³[12].



Rys.5.7. Przykład włókien polipropylenowych [41]

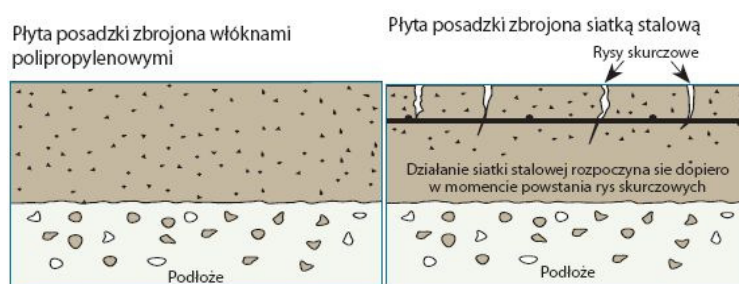
Produkowane są także włókna poliolefenowe i poliwinylalkoholowe (PVA) o wysokich modułach, które mają podobne działanie w matrycy jak włókna stalowe rys.5.8. Włókna tego typu doskonale zastępują zbrojenie rozproszone stalowe. Za ich stosowaniem przemawia wiele czynników min.:

- są odporne na korozję,
- nie występuje problem tzw. „jeży”, co ułatwia zacieranie betonu,
- mogą być stosowane w miejscach gdzie płyta narażona jest na działanie wody, niskich temperatur, soli odładzających,
- zważywszy na mały ciężar własny wpływając na oszczędność kosztu transportu,
- do 70% oszczędności w wykonaniu 1m^3 w stosunku do włókien stalowych,
- wygodne dozowanie.

Na rynku budowlanym dostępne są włókna PVA firm Ruredil, Forta Ferro, Fortatech i innych. Ich ilość w mieszance betonowej wynosi od 1,5 do 3,0 kg/m³.



Rys. 5.8. Przykład włókien syntetycznych o wysokim module [40]



Rys. 5.9. Idea celowości zbrojenia posadzki włóknami polipropylenowymi przeciwdziałającymi naprężeniom skurczowym młodego betonu [42]

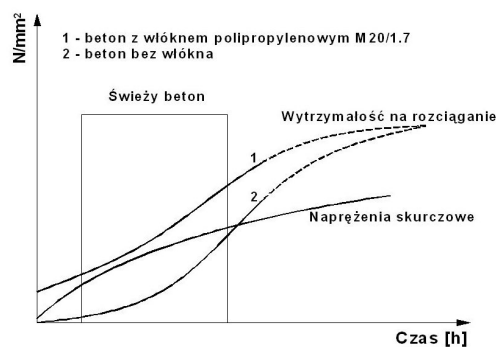
W początkowej fazie twardnienia betonu występują w nim naprężenia rozciągające w wyniku jego skurczu. Skurcz jest następstwem hydratacji ziaren cementu, jak i parowania nadmiaru

wody zarobowej. Włókna polipropylenowe przeciwstawiają się naprężeniom rozciągającym, będącym wynikiem skurczu betonu i zapobiegają powstawaniu rys skurczowych.

Dzieje się tak, ponieważ:

- moduł Younga polipropylenu jest w pierwszych godzinach życia betonu wyższy od modułu Younga betonu,
- włókna rozmieszczone są równomiernie w masie betonu w ogromnej ilości rzędu tysięcy kilometrów w jednym m³ betonu
- włókna polipropylenowe, posiadając powierzchnię właściwą rzędu powierzchni właściwej cementu, mają dobrą przyczepność do betonu.

Rola włókien polipropylenowych kończy się w momencie, gdy narastający w czasie moduł Younga betonu przewyższa moduł Younga polipropylenu. Obrazuje to zamieszczony wykres 5.10.



Rys. 5.10. Rola włókien polipropylenowych w funkcji czasu [11]

Z tego powodu dodatek włókien polipropylenowych nie może być traktowany jako konstrukcyjne zbrojenie rozproszone betonu. Włókna polipropylenowe są dodatkiem umożliwiającym jedynie skuteczną eliminację rys skurczowych, które powstają w pierwszym okresie życia betonu.

Zjawisko skurczu betonu można ograniczyć poprzez zmniejszenie ilości cementu, obniżenie wskaźnika w/c i właściwą pielęgnację betonu. Włókna polipropylenowe rozmieszczone są równomiernie w matrycy cementowej betonu w ogromnej ilości. Sumaryczna powierzchnia włókien polipropylenowych w jednym m³ betonu powinna być >100 m², by zapewnić ich pełną efektywność. Przy stosowaniu włókna polipropylenowego (Duomix) o grubości 16μ w ilości 600 gram na 1 m³ betonu ich sumaryczna powierzchnia wynosi 165 m², a ich sumaryczna długość 3,300 km [11]. Obecność włókien polipropylenowych rozprasza powstające szczeliny skurczowe, redukując ich wymiary o dwa rzędy wielkości. Tak małe rysy stają się niewidocznymi, są nieprzenikalne dla wody, jak i nie mają wpływu na wytrzymałość betonu. Tak zwane "zbrojenie przeciwskurczowe siatkami zgrzewanymi" nie eliminuje powstawania rys skurczowych, w żargonie wykonawców zwanych *siecią pajęczą* (spider net) lub *cętką*. Właściwa mieszanka betonowa, pielęgnacja betonu oraz dodatek włókien polipropylenowych pozwalają wyeliminować skurcz powierzchniowy. W tabelicy 5.4

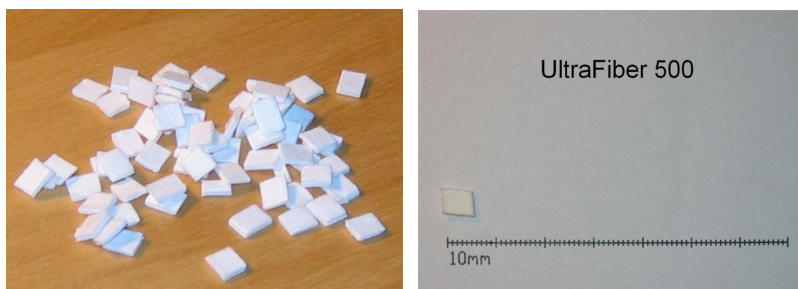
przedstawiono wpływ włókien stalowych, PVA oraz polipropylenowych na wybrane właściwości betonu.

Tablica.5.4. Wpływ włókien na właściwości betonu

Właściwości	Włókna konstrukcyjne		Włókna przeciwskurczowe
	stalowe	PVA	polipropylenowe
Skurcz	redukcja o 30-50 %	redukcja o 30-50 %	redukcja o 30-50 %
Wytrzymałość na ściskanie	wzrost 10-30 %	wzrost do 30 %	niewielki wzrost
Wytrzymałość na rozciąganie	wzrost 20-40 %	wzrost do 40 %	niewielki wzrost
Wytrzymałość na zginanie	wzrost 30-70 %	wzrost 50-70 %	niewielki wzrost
Udarność	wzrost do 6 razy	wzrost do 4 razy	wzrost do 3 razy
Moduł sprężystości	praktycznie bez zmian	praktycznie bez zmian	praktycznie bez zmian
Mrozoodporność	wzrost 30-60 %	wzrost 30 %	wzrost 30 %
Ścieralność	redukcja do 50 %	praktycznie bez zmian	praktycznie bez zmian
Wodoszczelność	praktycznie bez zmian lub niewielkie polepszenie	praktycznie bez zmian	polepszenie o 20 %

5.7.4. Włókna celulozowe

Organiczne włókna celulozowe (Rys. 5.11) uzyskiwane są z przeróbki drewna i z roślin jednorocznych. Są tanim i ekologicznym modyfikatorem. Ich stosowanie jest jednak ograniczone, ponieważ silnie reagują na zmianę warunków termiczno-wilgotnościowych, zmieniają parametry geometryczne. Na skutek tego odspajają się od betonu i przestają z nim współpracować, co ogranicza ich stosowanie.



Rys.5.11. Włókna celulozowe Ultra Fiber 500 otrzymane od firmy Astra.

Włókna te są na tyle mocne, aby zwiększyć zdolność do przeciwstawiania się naprężeniom rozciągającym, wynikającym z procesu kurczenia się zaczynu cementowego. Dzięki temu powierzchnie wykonane z betonu kompozytowego pielęgnuje się podobnie jak wykonane z tradycyjnego materiału. Wyeliminowanie rys skurczowych poprawia szczelność i ogranicza nasiąkliwość betonu, chroniąc tym samym pręty zbrojeniowe przed korozją. Poza mechanicznym przenoszeniem naprężeń skurczu plastycznego, włókna celulozowe mają właściwości absorpcji wody z mieszanki betonowej. Magazynują nadmiar wody wytrącającej w fazie twardnienia betonu i oddają ją w fazie zacierania do związania posypki z matrycą cementową. Dodatek włókien celulozowych sprawia, że zwiększa się mrozoodporność betonu bez konieczności stosowania dodatków napowietrzających do mieszanki [27].

Wynikiem tego jest ograniczenie procesu łuszczenia się powierzchni betonu podczas eksploatacji. Dodatek włókien do mieszanki betonowej powinien stanowić 4-6% całej mieszanki.

Włókno polipropylenowe eliminuje skutecznie pojawianie się rys skurczowych okresu hydratacji cementu oraz stanowi zbrojenie konstrukcyjne płyty betonowej posadzki. Do tego celu stosuje się włókno o bardzo małej średnicy. Wytrzymałość włókna polipropylenowego jest rzędu 400 -500 N/mm², a moduł Young'a niski, rzędu 3500 - 4000 N/mm², podczas gdy dla betonu wynosi on ok. 20000 N/mm². Pojedyncze włókna o długości 6-60 mm są dostarczane w postaci pęczków, rozpraszanych podczas mieszania betonu. Na polskim rynku budowlanym najczęściej stosowane są włókna polipropylenowe firmy Fibermesh (USA) i Duomix o długości do 19mm. Stosowane są w ilości od 0,6 kg/m³ do 0,9 kg/m³[12]. Idea celowości zbrojenia posadzki włóknami polipropylenowymi przeciwdziałającymi naprężeniom skurczowym młodego betonu została pokazana n rysunku niżej.

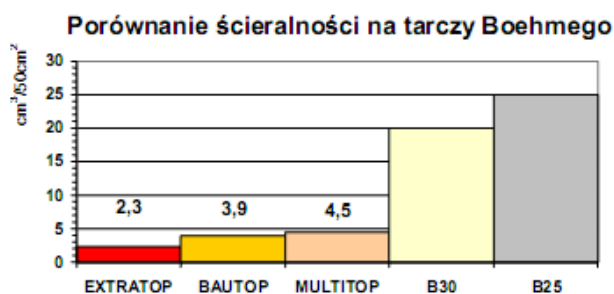
5.8. Wykończeniowe warstwy posadzki przemysłowej

Aby ulepszyć warstwę użytkową posadzki podłogi betonowej stosuje się wiele rozwiązań materiałowo-technologicznych. Można wymienić:

1. utwardzacze mineralne,
2. suche posypki,
3. zaprawy o spoiwie cementowym lub polimerowo – cem.
4. impregnaty i powłoki żywiczne,
5. zaprawy żywiczne,
6. materiały ceramiczne,
7. kompozyty bitumiczne,
8. tworzywa gumowe.

Utwardzanie powierzchniowe (technika DST)

Najczęściej stosowanym sposobem wzmocnienia górnej warstwy posadzki jest utwardzenie powierzchniowe w postaci preparatów proszkowych lub ciekłych. Utwardzacz taki zwiększa odporność posadzki na ścieranie, zwiększa odporność udary, zabezpiecza przed penetracją olejów i smarów oraz powoduje brak pylenia poprawiając estetykę nawierzchni. Porównanie ścieralności powierzchni betonowej bez i z utwardzeniem pokazano na Rys. 32.



Rys. 32. Porównanie ścieralności powierzchni betonowej bez i z utwardzeniem

Beton stosowany do powierzchniowego utwardzania powinien być klasy C25/30 i wyżej, a stosunek w/c nie może być większy od 0,5. Preparaty do powierzchniowego utwardzenia to zazwyczaj suche posypki będące mieszanką spoiwa cementowego, dodatków mineralnych (np. pył krzemionkowy) i kruszywa drobnego. Technika utwardzenia powierzchniowego wykorzystująca suche posypki utwardzające nosi nazwę DST (*dry shake topping*). Stosuje się najczęściej od 3 do 9 kg posypki na 1 m² posadzki, użycie 4,0 kg/m² daje warstwę o grubości ok. 2-3 mm.

Materiały przeznaczone do utwardzania posadzek przemysłowych muszą posiadać odporność na ścieranie określoną zgodnie z jedną z wybranych norm:

- PN-EN 13892-3:2005 – odporność na ścieranie Bohmego (klasy A1,5-A22),
- PN-EN 13892-4:2004 – odporność na ścieranie BCA (klasy AR0,5 – AR6),
- PN-EN 13892-5:2004 – odporność na ścieranie koła (klasy RW1 – RWA 300)

Stosując odpowiednie kruszywo możemy znacząco obniżyć ścieralność zaprawy cementowej. Norma DIN 110 dopuszcza stosowanie 3 grup materiałów trudnościeralnych:

- grupa A – kamień naturalny i zwarty żużel albo materiały zmieszane z materiałami grupy M i KS,
- grupa M – metal,
- grupa KS – elektrokorund i węgiel krzemowy.

Parametry materiałów trudnościeralnych przedstawia tabela 5.6.

Tabela 5.6. Cechy mechaniczne wybranych materiałów trudnościeralnych

Grupa materiałów	Ścieralność: Maksymalna pojedyncza wartość [cm ³ /50cm ²]	Ścieralność: Maksymalna średnia wartość [cm ³ /50cm ²]	Minimalna wartość wytrzymałości na zginanie [N/mm ²]	Minimalna wartość wytrzymałości na ściskanie [N/mm ²]
A	5,5	5,0	10	80
M	3,5	3,0	12	80
KS	1,7	1,5	10	80

Na rynku dostępnych jest wiele preparatów do powierzchniowego utwardzenia betonu. W tabeli 5.7 porównane są ich wybrane właściwości [Internet].

Tabela 5.7. Porównanie właściwości przykładowych preparatów do powierzchniowego utwardzania.

Nazwa produktu	Ścieralność na tarczy Boehmego [mm]	Przyczepność do podłoża [MPa]	Nasiąkliwość wodą [%]
MELADUR III	≤0,2	≥2,5	0
DENSITOP HKQ	≤3	≥2,5	≤3
SIKA CHAPDUR PREMIX	≤2	≥3	≤3
DUROBET	≤3	≥1,5	≤3,5
PANABEX F2	≤1,5	≥2,5	0
HARD-1	≤1,5	≥3	0

Rodzaje utwardzaczy:

1. Mineralny - ścieralność na tarczy Boehmego 4,5 cm³/50 cm² twardość wg skali Mohsa 7, wytrzymałość na ściskanie >67 MPa wytrzymałość na zginanie >11 MPa, dawkowanie 4-5 kg/m².
2. Semimetaliczny - ścieralność na tarczy Boehmego 3,9 cm³ /50 cm² twardość wg skali Mohsa 7, wytrzymałość na ściskanie >70 MPa wytrzymałość na zginanie >13 MPa, dawkowanie 4-5 kg/m².

3. Metaliczny – o największej, spośród występujących na rynku, odporności na ścieranie, ścieralność na tarczy Boehmego 2,3cm³/50 cm², twardość wg skali Mohsa 8, wytrzymałość na ściskanie >70 MPa wytrzymałość na zginanie >14 MPa, dawkowanie 5-7 kg/m².

Utwardzacze mineralne lub semimineralne stosowane są w obiektach handlowych, warsztatach, garażach, magazynach. W przemyśle ciężkim, zakładach produkcyjnych, i elektrowniach, gdzie wymagana jest bardzo wysoka odporność na ścieranie, zaleca się stosowanie utwardzacza metalicznego.

Dopuszcza się stosowanie dwóch technologii wykonania posadzek przemysłowych z wykończeniem z trudnościeralnej zaprawy cementowej [58]. Pierwsza technologia polega na nakładaniu zaprawy cementowej na podkład betonowy metodą *”świeże na świeże”*, czyli w tym samym dniu, w którym wykonano podkład. Druga metoda polega na nakładaniu zaprawy cementowej za pomocą warstwy szepnej na odpowiednio przygotowane wcześniej (sfrezowane, odkurzone i zwilżone) podłoże betonowe.

Utwardzenie powierzchniowe techniką DST

1. Rozsypanie utwardzacza w określonej dawce na świeżą płytę betonową może być wykonane ręcznie lub mechanicznie.
2. Wygładzenie i wyrównanie utwardzacza nasiąkniętego mleczkiem cementowym przegubową listwą ściągającą.
3. Wstępne zatarcie wykonywane jest po stwardnieniu betonu do takiego stopnia, że można wejść na jego powierzchnię pozostawiając ślad o głębokości 2-3 mm.
4. W celu lepszego połączenia warstwy utwardzającej z betonem dokonywane jest ono dyskiem zakładanym na łopatkę zacieraczki mechanicznej.
5. Mechaniczne zacieranie posadzki dokonywane jest w określonych odstępach czasu, zależnych od panującej temperatury, zacieraczkami mechanicznymi ze skrzydełkami ustawianymi stopniowo pod coraz większym kątem, aż do uzyskania gładkości. Czynność ta wpływająca na równość posadzki oraz jej estetykę i zależy w bardzo dużym stopniu od kwalifikacji i doświadczenia pracowników.
6. Impregnacja akrylowym preparatem do nawierzchni betonowych za pomocą ręcznego lub przemysłowego opryskiwacza, natychmiast po zakończeniu procesu zacierania. Zatarcie utwardzacza i natrysk impregnatu winny być wykonane w temperaturze powyżej 5oC.
7. W przypadku nawierzchni pływającej o grubości poniżej 12 cm projektowanej w szczególnych przypadkach oraz przy wysokich temperaturach panujących podczas wykonywania posadzki, należy po wyschnięciu impregnatu przykryć nawierzchnię na okres 3-7

dni folią celem uniknięcia nadmiernego odparowania wody mogącego powodować powstawanie rys i paczzenie się płyty.

Jakość wykonania i wygląd betonowej posadzki przemysłowej zależy od kilku czynników związanych z technologią zacierania warstwy wierzchniej:

1. dobranie momentu rozpoczęcia zacierania ,
2. dokładność w usuwaniu ewentualnych zanieczyszczeń betonu (np. kawałki drewna) i wywleczonych włókien stalowych w czasie wstępnego zacierania dyskiem,
3. utrzymanie właściwego, zgodnego z techniką zacierania, toru pracy zacieraczki mechanicznej ręcznie wodzonej lub samojezdnej,
4. eliminacja postojów zacieraczek na zacieranej płycie,
5. utrzymywanie czystości zacierania, to znaczy zabezpieczenie przed naniesieniem betonu na powierzchnię górną prowadnic i poprzednio wykonanych pasów nawierzchni oraz natychmiastowe usuwanie ewentualnych takich zanieczyszczeń

Impregnacja posadzki

Najczęściej stosuje się roztwór żywicy akrylowej, który pielęgnuje i impregnuje nawierzchnię betonową oraz na stałe wiąże się z matrycą betonową. Impregnat taki uszczelnia i utwardza beton, zapobiega pyleniu oraz ogranicza występowanie mikrorys> Ponadto zwiększa mrozoodporność, ogranicza przenikliwość chlorków oraz zwiększa odporność na agresję chemiczną i karbonatyzację.

5.9.Posadzki żywiczne

Podkład pod żywice powinien spełniać następujące wymagania:

1. podłoże musi być nośne, niepyłące, bez zanieczyszczeń olejami, tłuszczami, szlamami czy innymi substancjami działającymi antyadhezyjnie,
2. z podłoża należy usunąć mleczko cementowe poprzez śrutowanie, frezowanie czy piaskowanie powierzchni,
3. z podłoża należy usunąć pozostałości środków ochrony powierzchniowej świeżego betonu (preparatów pielęgnacyjnych),
4. wytrzymałość na ściskanie betonu podłoża powinna wynosić co najmniej 25 MPa, wytrzymałość na odrywanie warstwy powierzchniowej powinna być nie mniejsza niż 1,5 MPa (badanie metodą Pull-off),
5. wilgotność objętościowa betonu podkładu w warstwie przypowierzchniowej (ok. 1 cm) nie powinna być większa niż 4-5 %.

Warunki wykonania żywic epoksydowych:

1. minimalna temperatura podłoża + 8o C,
2. maksymalna temperatura podłoża +40oC,
3. temperatura podłoża betonowego powinna być wyższa o 3oC od temperatury punktu rosy,
4. wilgotność względna powietrza nie powinna przekraczać 75 %.

WARUNKI WBUDOWYWANIA POSADZEK ŻYWICZNYCH

Warunkiem koniecznym wykonania trwałych posadzek żywicznych jest prawidłowe przygotowanie podłoża. Podłoże to powinno zapewnić przeniesienie wszelkich obciążeń mechanicznych występujących w obiekcie i jednocześnie zapewnić współpracę między podkładem (warstwą nośną a wykończeniową). Posadzki z żywic syntetycznych najczęściej układane są na podkładach z betonu, jastrychu cementowego czy asfaltobetonu.

6. METODY OBLICZANIA POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH

Istnieje wiele teorii do obliczania posadzek przemysłowych. W literaturze możemy napotkać metody opracowane przez Westergarda, Meyerhofa, Loseberga, Rao i Singha oraz Baumanna i Weisberga [3,20,24,26,30]. Najbardziej popularną jest teoria Westergarda (rozwiązane liniowo-sprężyste) [8,30] i Meyerhofa (rozwiązanie plastyczne oparte na liniach załomów) [8,24].

Na posadzki przemysłowe oddziaływać mogą następujące obciążenia:

- użytkowe punktowe lub powierzchniowe,
- temperatura i skurcz,
- mechaniczne,
- agresywne chemicznie.

6.1.Obciążenia posadzek przemysłowych

Powierzchnie płyt posadzek przemysłowych mogą być obciążane powierzchniowo lub punktowo.

Obciążenia użytkowe powierzchniowe

Obciążenia powierzchniowe spowodowane przez składowane materiały z zasady nie wywołują dużych odkształceń, a zatem i naprężeń wewnętrznych płyty betonowej. Wielkości tych obciążeń (magazynowany materiał oraz ludzie) są ustalone indywidualnie w porozumieniu z inwestorem. Ich średnia wartość wynosi w przypadku:

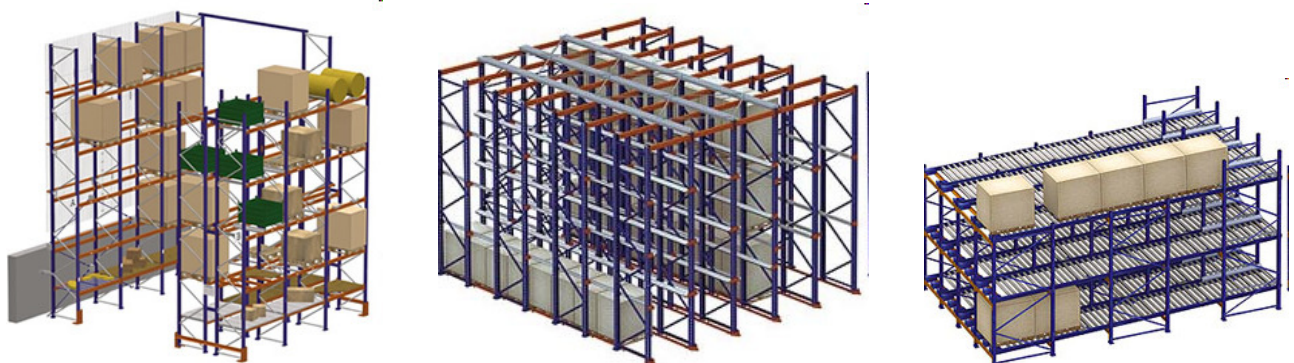
1. obciążenia ruchem pieszym w centrach handlowych 5 kN/m²,
2. przy nieustalonym obciążeniu regałami sklepowymi w salach sprzedaży od 5 do 10 kN/m²,

3. w pomieszczeniach zaplecza i magazynach od nierównomiernego i nieustalonego rozkładu materiałów (np. palety) 15 kN/m^2 .

Obciążenia użytkowe regałami

Zupełnie odmiennie przedstawia się oddziaływanie obciążeń użytkowych od regałów magazynowych. Oddziaływania te mają charakter punktowych i pochodzą od nóg regałów. Należy zauważyć, że często sumują się one z punktowym oddziaływaniem sąsiednich nóg regałów oraz punktowych (miejscowych) nacisków od koła pojazdów transportowych. Wartości tych obciążeń mogą być bardzo wysokie. W przypadku typowego regału składowania obciążenie na podstawę słupka wynosi około 100 kN (przy standardowej powierzchni docisku płytki stojaka rzędu $130 \times 130 \text{ mm}$ jest to nacisk około 6 MPa), co sumować się może z efektem oddziaływania koła wózka widłowego o nacisku 20 do 30 kN ustawionego w odległości około $10\text{-}15 \text{ cm}$ od nogi regału. Dlatego też obciążenia punktowe regałami i transportem wewnętrznym stanowią najważniejszy składnik uwzględnianych w obliczeniach obciążeń.

Stacjonarne regały paletowe stanowią podstawową grupę konstrukcji magazynowych obciążających posadzki przemysłowe. Wyróżnia się regały paletowe niskie i regały wysokiego składowania. Regały te mogą być typu stacjonarnego, z dostępem wózków widłowych alejkami pomiędzy regałami zestawionymi parami lub mogą być zestawione w większe zespoły tworzące regały wjazdne (z magazynowaniem liniowym i szeregowym składowaniem) lub przepływowe z układem rolek pozwalających na przemieszczanie magazynowanych towarów ze strony magazynowania do strefy załadunkowej. Regały tych typów pokazano na Rys. 33. Należy zaznaczyć, że częstym rozwiązaniem konstrukcyjnym jest budowa magazynów z regałami wysokiego składowania, połączonymi ze sobą w sposób tworzący konstrukcje wsporcą dachu i ścian. W takiej sytuacji posadzka przemysłowa spełnia funkcje płyty fundamentowej i wymaga projektowania jako element posadowienia.



Rys. 33. Regały paletowe: a) tradycyjne, b) wjazdne, c) przepływowe.

Tablica 3.1. Kryteria obciążeń posadzek przemysłowych wg Raportu TR34 [18]

Klasa	Kategoria obciążenia	Typ obciążenia	
1	Lekkie	Regał paletowy	4 poziomy (jeden na posadzce) obciążenia jednostkowe palety 7,5 kN
		Wózek widłowy	20 kN
2	Średnie	Regały paletowy	4 poziomy Obciążenie jednostkowe 10 kN
		Wózek widłowy	30 kN
3	Ciężkie (wysokie)	Regał paletowy	4 poziomy Obciążenie jednostkowe 15 kN lub 6 poziomów (jeden na posadzce) Obciążenie jednostkowe 10 kN
4	Bardzo ciężkie	Regał paletowy	5 poziomów Obciążenie jednostkowe 15 kN lub 7 poziomów (jeden na posadzce) Obciążenie jednostkowe 10 kN

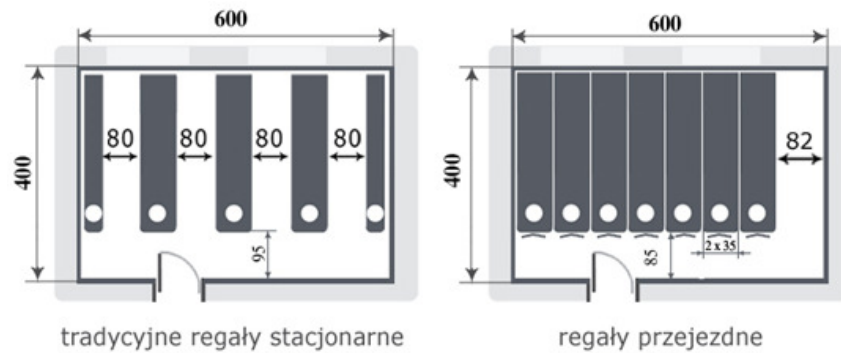
Regały paletowe wysokiego składowania, ze względu na zwiększoną pojemność magazynową, są często stosowane w centrach magazynowych, logistycznych i zakładach produkcyjnych. W przypadku regału wysokiego składowania obciążenie na podstawę słupka może sięgać nawet 250 kN, co przy niewielkiej powierzchni docisku płytki stojaka daje nacisk około 15 MPa. Poza zwiększonym obciążeniem na pojedynczą nogę regały te wymagają wysokiego standardu wykonania posadzki w odniesieniu do równości powierzchni posadzki. Wymagania te, istotne ze względu na stateczność wózków widłowych wysokiego podnoszenia, pokazano w tabeli. 44.

Tabela 32. Dopuszczalne różnice wysokości posadzki []

Wysokość podnoszenia wózka	Dopuszczalna różnica wysokości w [mm] między skrajnymi śladami jezdnyymi wózka o rozstawie kół s			
	$s < 1,0$ m	$s = 1,0 - 1,5$ m	$s = 1,5 - 2,0$ m	$s = 2,0 - 2,5$ m
do 6,0 m	2,0	2,5	3,0	3,5
ponad 6,0 m	1,5	2,0	2,5	3,0

Regały przejezdne stanowią dynamicznie rozwijającą się grupę regałów magazynowych. Jest to spowodowane tym, że w danym pomieszczeniu możliwe jest znacznie zwiększenie pojemności magazynowej, co pokazano na Rys. 43. Ze względu na swoją konstrukcję (nogi regałów wyposażone

są w koła jezdne) i przemieszczanie się po szynach stalowych wbudowywanych w posadzkę, regały tego typu posadawiane są według indywidualnego projektu uwzględniającego zmienność wielkości i położenia obciążeń. Typowym rozwiązaniem stosowanym w posadzkach pod tego typu regały stosuje się belki podporza pod szynami jezdny, połączone z pasmami płyty posadzki zbrojeniem sztywnym siatkami w strefie górnej.



Rys. 43. Idea funkcjonalna regałów przejezdnych.

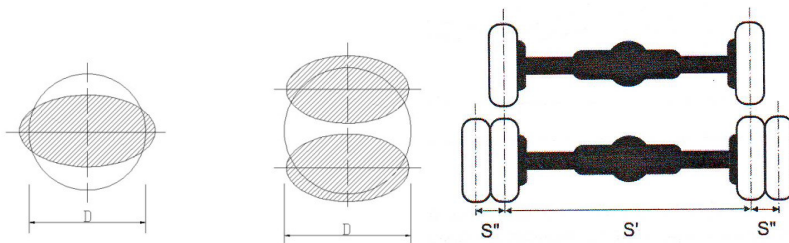


Rys. 45. Regały przejezdne.

Obciążenia użytkowe pojazdami transportowymi

Obciążenie użytkowe punktowe jest podstawowym rodzajem obciążeń posadzek przemysłowych. Obejmuje ono obciążenie od środków transportu wewnętrznego oraz regałów wysokiego składowania. Sumowanie się oddziaływania obciążeń punktowych pochodzących od nóg regałów obciążeniami od nacisku kół pojazdów transportowych może skutkować nawet bardzo wysokimi wartościami. Koła pojazdów transportowych powodują punktowy charakter przekazu obciążenia. Pojazdy transportowe obciążające posadzkę to wózki paletowe (o małych, pełnych kołach), wózki widłowe (wyposażone w koła ogumione pneumatyczne lub nieogumione) oraz pojazdy samochodowe. Pneumatyczne ogumione koła wózków widłowych wywołują nacisk kontaktowy do około 1 MPa, natomiast koła ogumione (tzw sztywne, pełne) do około 1,5 MPa ze względu na mniejsze powierzchnie docisku. Naciski od kół równoległych (dwa obok siebie) są około 10-30 % mniejsze od nacisków kół pojedynczych, natomiast naciski od kół tandemowych (jedno za drugim) o około 20% wyższe. Przy obliczaniu obciążenia jednostkowego można przyjmować kształt

powierzchni styku w postaci koła zastępczego o równoważnej powierzchni i średnicy, co przedstawia rysunek 3.3.



Rys. 54. Schemat unormowanych wymiarów charakterystycznych wózka widłowego.

Średnicę zastępczą styku koła z płytą posadzki wyznacza się ze wzoru:

$$D = \sqrt{\frac{4P}{p\pi}} \quad (2)$$

gdzie: P - nacisk koła, p – ciśnienie jednostkowe wewnątrz opony.

Ogólna systematykę obciążeń tego rodzaju oddziałujących na posadzki przemysłowe podaje np. brytyjski Raport TR34 wykorzystujący opracowanie „*Design of industrial floor slabs on ground*” przygotowane przez Cement and Concrete Association [35]. Przyjęty w nim podział na cztery kategorie uwzględnia zarówno obciążenia statyczne od stóp regałów stacjonarnych, jak i punktowe obciążenia ruchome od kół wózków widłowych (tablica 3.1) [23]. Wobec możliwości najazdu ciężkich samochodów na posadzki wewnątrz hali, niekiedy może zajść konieczność uwzględnienia takich obciążeń. Ich wartości charakterystyczne wg normy polskiej PN-82/B-02004 oraz normy niemieckiej DIN 1072 podają tablice 3.2 i 3.3.

Tablica 3.2. Obciążenia od samochodów ciężarowych (wg DIN1072)

Lp.	Rodzaj pojazdu	Masa pojazdu [t]	Max nacisk [kN]	
			Na oś	Na koło
1	Bardzo ciężkie	60	200	1
2	Ciężkie I	30	130	2
3	Ciężkie II	30	100	3
4	Średnie I	12	80	4
5	Średnie II	6	40	20
6	Lekkie	3	20	10

Tablica 3.3. Obciążenia od pojazdów samochodowych (wg PN-82/B-02004)

Lp.	Rodzaj pojazdu	Obciążenia całkowite [kN]	Max nacisk [kN]	
			Na oś	Na koło
1	Furgonetka	28,0	15,0	7,5
2	Ciężarowy lekki	60,0	45,0	22,5
3	Ciężarowy średni	80,0	55,0	27,5
4	Ciężarowy ciężki	150,0	100,0	50,0

Typowym pojazdem transportowym w halach magazynowych są wózki widłowe. Norma DIN 1055-3 przyjmuje ich podział na sześć kategorii z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego $\gamma_f = 1,4$ (tablica 3.4.).

Tablica. 3.4. Schemat unormowanych wymiarów charakterystycznych danych wózka widłowego

Kategoria	Ogólne obciążenie dopuszczalne	Nośność	Obciążenie powierzchniowe	Obciążenie od pojedynczego koła 1,4 x Qk na powierzchnię			
	[kN]			[kN]	[kN/m ²]	[kN]	r[m]
G1	31	10	12,5	18	0,85	1,00	2,60
G2	46	15	15,0	28	0,95	1,10	3,00
G3	69	25	17,5	44	1,00	1,20	3,30
G4	100	40	20,0	63	1,20	1,40	4,00
G5	150	60	20,0	98	1,50	1,90	4,60
G6	190	80	20,0	120	1,80	2,30	5,10

Przy przyjmowaniu częściowych współczynników bezpieczeństwa zakłada się zazwyczaj dla obciążeń dynamicznych $\gamma_d = 1,4$, dla obciążeń od ciężaru regałów $\gamma_q = 1,5$ oraz dla obciążeń termiczno – skurczowych $\gamma_f = 1,5$. W obciążeniach od regałów przyjmuje się też sprawdzenie od działania składowej poziomej równej 0,01 Q.

Obciążenie mechaniczne

Obciążenia mechaniczne wywołane są składowaniem i przemieszczaniem palet lub materiałów bezpośrednio na posadzce lub wywołane są przez uderzeniem o powierzchnię posadzki różnych

elementów mających związek z produkcją lub magazynowaniem. Obciążenia te są kombinacją obciążeń stycznych (powodujących ścieranie) i obciążeń od toczenia i udaru, powodujących uszkodzenia miejscowe górnej utwardzonej warstwy posadzki. Głównym składnikiem zapewniającym odporność na ścieranie posadzki jest kruszywo granit i minerałów odpornych na ścieranie (tabela.....) oraz dodatek części metali, np. w formie drobnych strużyn lub wiórów. W przypadku betonowych posadzek utwardzanych obciążanych standardowo wystarczające jest stosowanie typowych posypek utwardzających. W przypadku posadzek silnie obciążonych mechanicznie (przemysł ciężki, maszynowy, pewne profile produkcji) do utwardzania górnej warstwy stosowane są posypki z dodatkiem korundu i części metalicznych.

Obciążenia skurczowe

Skurcz betonu jest wynikiem wyprawowania wody hydratacyjnej, zarówno w fazie plastycznej (skurcz plastyczny) jak i w stanie stwardnienia (skurcz hydrauliczny lub skurcz suszenia). Wielkość skurczu zależy od rodzaju cementu, współczynnika w/c, temperatury i wilgotności względnej otaczającego powietrza, rozmiarów betonowego elementu i ewentualnej wymiany wilgoci z podłożem.

W zależności od przyczyn zmniejszenia się wilgotności betonu rozróżnia się skurcz fizyczny powodowany wyparowanie nadmiaru wody oraz skurcz chemiczny powstający w wyniku związania przez składniki pewnej ilości wody.

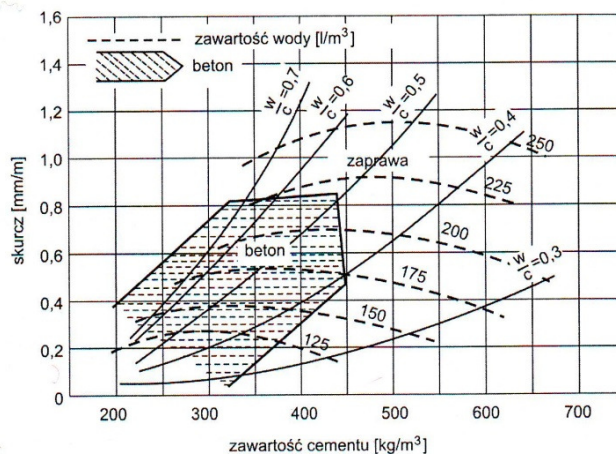
Ze względu na czas rozwoju zjawisk skurczowych rozróżnia się:

1. skurcz plastyczny, występujący w czasie wiązania i pierwszych godzin twardnienia mieszanki betonowej (w okresie do 10 godzin po zarobieniu składników betonu),
2. skurcz krótkoterminowy występujący do 12-14 godzin po zarobieniu składników,
3. skurcz efektywny (sumaryczny skurcz chemiczny i fizyczny określony w umownym okresie czasu),
4. skurcz końcowy (skurcz przyjmowany w obliczeniach) w praktyce jest to wielkość skurczu po 2-3 latach w zależności od składu betonu i jego pracy w warunkach eksploatacyjnych.

Ze względu na rodzaj odkształceń na grubości płyty posadzki rozróżnia się:

- skurcz jednorodny - zachodzi on mniej więcej równomiernie na całej grubości elementu (powoduje zmniejszenie jego wymiarów),
- skurcz niejednorodny - występuje przy zróżnicowanej wilgotności betonu na grubości płyty (powoduje paczzenie elementu).

Zjawisko skurczu betonu można ograniczyć poprzez zmniejszenie ilości cementu, obniżenie wskaźnika w/c i właściwą pielęgnację betonu, co pokazano na Rys. 54.

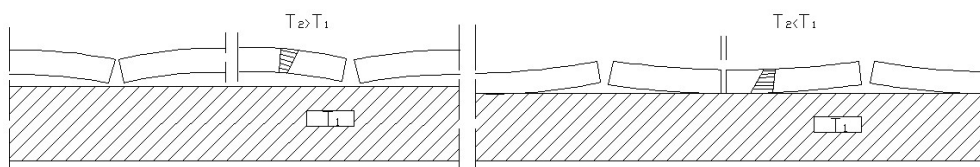


Rys. 44. Zależność skurczu betonu od wskaźnika w/c oraz ilości cementu.

Wielkość skurczu dla projektowanej lub wykonywanej posadzki można oszacować dokonując obliczeń zgodnie z normami PN [] lub EC [], bądź korzystając ze źródeł literaturowych [].

Obciążenie termiczne

Obciążenia termiczne szczególnie dotkliwie oddziałują na przemysłowe nawierzchnie betonowe. Ich usytuowanie zewnętrzne powoduje, że przyjmowane są dla nich w naszej strefie klimatycznej wartości obliczeniowego przedziału temperatur od -24°C do $+37^{\circ}\text{C}$, tj. $\Delta T \approx 60\text{ K}$. W pomieszczeniach hal przedział możliwych zmian temperatury betonu posadzki zależy jest od bardzo różnych indywidualnych warunków (np. czas wykonywania posadzki względem stopnia wykończenia - zamknięcia ścian hal, pory roku, stopnia przeszklenia ścian, ilości bram, ogrzewania hali itp.) [22].



Rys. 55. Odkształcenia termiczne posadzki od nierównomiernego rozkładu temperatury na grubości płyty posadzki.

W wyniku niejednorodnych odkształceń zachodzi zjawisko pacywania się płyt betonowych. Na skutek różnic temperatury między górną a dolną powierzchnią płyty, płyta mogłaby się swobodnie odkształcać, gdyby nie przeszkadzały jej więzy (styk z podłożem gruntowym i połączenie między sąsiednimi płytami). Na skutek tych więzów powstają w płycie naprężenia. Jeżeli posadzka może się przemieścić (dzięki warstwie poślizgowej z dwóch warstw folii polietylenowej), to nie powstaną żadne naprężenia termiczne.

Odkształcenia termiczne wynikające z dobowych zmian temperatury mogą być dwójakiego rodzaju [1].

1. Pierwszy rodzaj występuje w przypadku, kiedy element poddany zostanie jednakowemu polu temperaturowemu. Powolny i równomierny wzrost lub spadek temperatury wywołuje jednorodne pole temperatur i odkształceń na wysokości przekroju, któremu towarzyszy zwiększenie albo skrócenie jej długości. Wydłużenie termiczne jednorodne wywołuje przemieszczenie podłużne, które dla długości boku pola posadzki L , zmianie temperatury posadzki o ΔT i współczynnika rozszerzalności cieplnej betonu $\alpha_t = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ wyznacza się ze wzoru:

$$\Delta L = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot L$$

Dla posadzki dylatowanej w polach o boku $L = 6 \text{ m}$ i przy zmianie temperatury o $\Delta T = +15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (różnica pomiędzy temperaturą ogrzewanej hali przemysłowej i temperaturą wykonania posadzki) wydłużenie to wynosi $0,9 \text{ mm}$.

2. Drugi, bardziej złożony przypadek ma miejsce, jeżeli zmiana temperatury występuje na wysokości płyty (rys.3.4). Dolna część jest w prawie stałych warunkach termicznych, natomiast górna zależy od temperatury środowiska ponad posadzką (na co wpływ ma temperatura powietrza, nasłonecznienie i prędkość przepływu powietrza nad powierzchnią posadzki). Różnica temperatur na wysokości płyty wywołuje naprężenia termiczne i cała posadzka ma tendencję do odkształceń (paczzenia się). Wpływ temperatury jest szczególnie silny, jeżeli w warstwach dolnych posadzki są elementy grzejne. Sposób wyznaczania naprężeń od niejednorodnego rozkładu temperatury na posadzce został pokazany w rozdziale poświęconym projektowaniu posadzek.

Obciążenie chemiczne

Kwasy organiczne, oleje, tłuszcze wykazują małą agresywność względem betonu, natomiast znacznie wyższą - związki siarki i kwasy (zachodzi wtedy konieczność stosowania wierzchnich odpornych warstw) [29].

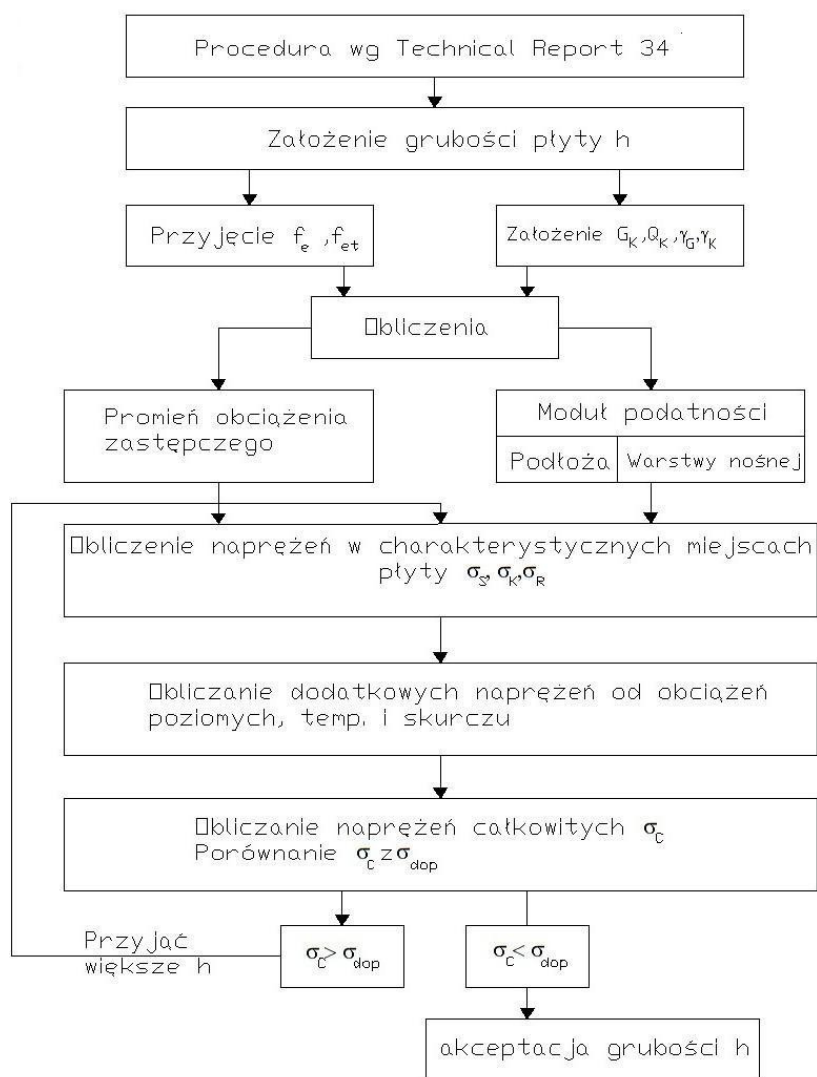
6.2. Wymiarowanie posadzek betonowych

Projektowanie posadzek betonowych jest procesem złożonym i uwzględniającym uwarunkowania eksploatacyjne, materiałowe i parametry podłoża na jakim będzie wykonywana. Procedura obliczania posadzek przemysłowych obejmuje 3 główne etapy:

1. *uściślenie danych techniczno - eksploatacyjnych posadzki*, dotyczy to głównie obciążeń, warunków użytkowania ze wskazaniem dla każdego pomieszczenia sposobu wykończenia posadzki (tzw. plan *room-by-room*), rodzaju regałów i wózków widłowych oraz innego planowanego transportu i wymagań z tego wynikających,
2. *określenie założeń konstrukcyjno - materiałowych i technologicznych*, ustalenie w porozumieniu z inwestorem i wykonawcą rodzaju wykończenia warstwy wierzchniej posadzki (utwardzenie powierzchniowe, żywice czy też płytki ceramiczne), ustalenie

- miejsce przerw roboczych i układu dylatacji, rozwiązań technicznych na przerwach dylatacyjnych, rodzaju zbrojenia rozproszonego i sztywnego (o ile jest konieczne),
3. *wykonanie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych*, przyjęcie metody wymiarowania oraz parametrów wytrzymałościowych betonu i zbrojenia rozproszonego, wykonanie obliczeń zarówno z uwzględnieniem naprężeń od obciążeń powierzchniowych, punktowych jak i naprężeń od temperatury i skurczu.

Schemat blokowy procedury obliczeniowej posadzek betonowych pokazano niżej na Rys. 44.



Rys.4.2. Schemat blokowy procedury obliczeniowej posadzek betonowych wg TechnicalReport34

Metody obliczania posadzek przemysłowych

Przy wymiarowaniu grubości posadzki i ilości zbrojenia rozproszonego stosowane są dwie podstawowe metody obliczeń wytrzymałościowych płyty konstrukcyjnej:

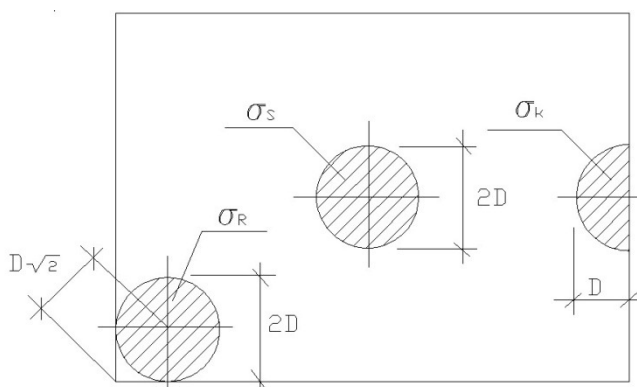
1. wyznaczanie naprężeń na podstawie analizy sprężystej (metoda Westergarda bazująca na rozwiązaniu liniowo- sprężystym),

2. wyznaczanie naprężeń na podstawie analizy plastycznej (metoda Meyerhofa, rozwiązanie plastyczne oparte na teorii linii załomów),
3. wyznaczenie naprężeń na podstawie nomogramów i tablic do projektowania opracowanych przez producentów włókien rozproszonych.

Obliczenia naprężeń na podstawie analizy sprężystej

Podłożem nośnym dla płyty posadzki jest najogólniej podłoże gruntowe. W wyniku analizy współpracy tego układu przy przenoszeniu obciążeń opracowana została teoria, która zakłada sprężyste i izotropowe właściwości materiału płyty ułożonej na podłożu gruntowym opisanym modelem Winklera. Skutki uproszczeń tego modelu wynikające z założeń o proporcjonalności pionowo ukierunkowanych odkształceń podłoża do odkształceń płyty są korygowane współczynnikami empirycznymi ustalonymi w rezultacie szerokich badań poligonowych.

Rozważając pracę statyczno-wytrzymałościową płyty na sprężystym podłożu wyznacza się zależności określające wartości naprężeń rozciągających w trzech charakterystycznych miejscach prostokątnej płyty to jest: σ_s w środku, σ_k na krawędzi oraz σ_R w narożu (rys. 4.1) [23].



Rys.4.1. Schemat usytuowania charakterystycznych punktów modelowej płyty [23]

Metoda ta (przedstawiona w 1926 roku przez Westergaarda) bazuje na przyjęciu liniowo-sprężystej pracy jednorodnej, izotropowej płyty, gdzie reakcja podłoża ma jedynie składową pionową proporcjonalną do ugięcia płyty, a podłoże stanowi ośrodek sprężysty, scharakteryzowany współczynnikiem sprężystości k zwanym modułem reakcji podłoża. Naprężenia rozciągające na dolnej powierzchni płyty oblicza się według następujących wzorów:

Dla dowolnego obciążenia ciągłego:

$$q = \gamma_1 q_1 \quad (11)$$

$$M_{max} = -\frac{0,168q}{\lambda^2}, \quad \sigma_f = \frac{6M_{max}}{h^2} = \frac{1,008q}{\lambda^2 h^2} \quad (12)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{k}{E_b l}} = \sqrt[4]{\frac{3k}{E_b h^3}} \quad (13)$$

gdzie: q – obciążenie ciągłe,

$\gamma_1=1,5$ – współczynnik obciążeniowy,

h – grubość płyty,

l – promień sztywności.

Od obciążeń punktowych nogami regałów:

Wartości tych naprężeń wyznacza się następująco:

$$\sigma_s = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (29)$$

$$\sigma_k = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - \lg \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,48 \right] \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (30)$$

$$\sigma_R = \frac{3 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[1 - \left(\frac{12(1 - \mu^2)k}{E_c \cdot h^3} \right)^{0,3} \cdot (D\sqrt{2})^{1,2} \right] \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (31)$$

W równaniach tych poszczególne wielkości oznaczają:

E_c - moduł sprężystości betonu [N/mm²],

h - grubość płyty [mm],

k - moduł podatności podłoża [N/mm²],

μ - liczba Poissona betonu,

Q - obciążenie [N],

D - promień zastępczego koła docisku [mm]

$$\text{dla } D \leq 1,724 h \quad b = \sqrt{1,6 \cdot D^2 + h^2} - 0,675 \cdot h$$

$$\text{dla } D > 1,724 h \quad b = D$$

Od obciążeń pojazdami:

- naprężenia od wszystkich kół są zsumowane ze sobą,
- naprężenie w punkcie 1 od koła nr 1

$$\sigma_{f1} = \frac{0,275(1+\nu)}{h^2} P \left(\log \frac{E_b h^3}{k r^4} - 0,436 \right) \quad (14)$$

$$P = \gamma_1 P_1 \quad (15)$$

$$A = \frac{P}{p} \quad (16)$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (17)$$

gdzie: P – obliczeniowe obciążenie,

p – ciśnienie w kole,

r – promień powierzchni kontaktu.

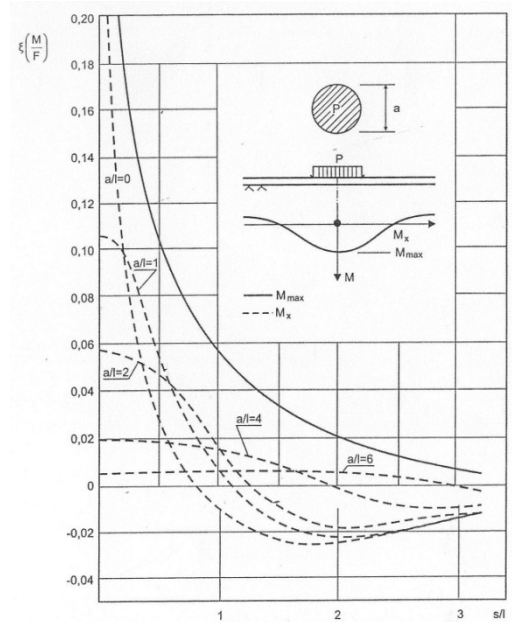
dla $r \geq 1,25h$ podstawia się r ,

dla $r < 1,25h$ podstawia się $r = r + 0,6h$;

- Naprężenie w punkcie 1 od koła nr 2

$$\sigma_f = \frac{6P}{h^2} \xi \left(\frac{M}{P} \right) \quad (18)$$

gdzie: ξ - współczynnik od s/l (s- rozstaw kół), Rys.3.6



Rys.3.6. Nomogram współczynnika ξ w funkcji geometrii obciążenia [29]

Z sumy naprężeń od poszczególnych kół oblicza się naprężenie całkowite

$$\sigma_f = \sigma_{f1} + \sigma_{f2} \quad (19)$$

W przypadku obciążenia krawędzi płyty:

$$\sigma_f = 0,529(1 + 0,54v) \frac{P}{h^2} \left(\log \frac{E_D h^2}{k r^4} - 0,71 \right) \quad (20)$$

W przypadku obciążenia naroża:

$$\sigma_f = \frac{3,36}{h^2} \left(1 - \frac{\sqrt{\frac{r}{l}}}{0,925 + 0,22 \frac{r}{l}} \right) \quad (21)$$

Spośród tych trzech lokalizacji usytuowanie obciążenia na krawędzi i w narożu daje wartości naprężeń σ_k i σ_R prawie równe, ale około dwukrotnie większe od naprężeń odwrotnego znaku od obciążenia w środku płyty σ_s .

Wartości obliczeniowe siły obciążającej dylatacje (krawędziową i narożną) można jednak zredukować uwzględniając albo występowanie zazębienia w szczelinach pozornych albo wpływ dyblowania w szczelinach dylatacyjnych i stykowych. Wartości współczynników redukcyjnych m_r zależne od szerokości nacięcia oraz wartości obciążającej siły w styku i dla szczelin pozornych (przeciwskurczowych) wynoszą:

- przy $Q \leq 60 \text{ kN}$
dla rozwarcia 2mm - $m_r = 0,75$
dla rozwarcia 3mm - $m_r = 0,90$
- przy $Q < 30 \text{ kN}$
dla rozwarcia 2mm - $m_r = 0,90$
dla rozwarcia 3mm - $m_r = 1,00$
- dla szczelin dyblowanych prętami o średnicy 25mm w rozstawie co 500mm
 $m_r = 0,55$ do $m_r = 0,70$.

Ogólna zasada obliczania płyt w tej metodzie zakłada wyznaczenie naprężeń od obciążeń (uwzględniając stosowne współczynniki) w charakterystycznych miejscach płyty i następnie porównanie ich z wytrzymałością obliczeniową betonu na rozciąganie przy zginaniu (dla $c=1,6 \cdot h$ [m]) określoną ze wzoru:

$$f_{ctk(flex)} = 0,393 \cdot \chi \cdot h \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [MPa] \quad (32)$$

Powyższy bardzo bezpieczny sposób analizy zakłada niedopuszczenie do wystąpienia stanu zarysowania, którego przekroczenie jest równoznaczne w dalszej eksploatacji z wystąpieniem pęknięć skrośnych (przez całą grubość), widocznych na powierzchni płyty. Zastosowanie tej metody wymiarowania, stosowanej najczęściej, zapewnia wysoki zapas bezpieczeństwa i prowadzi do minimalizacji zarysowań kosztem niewielkiego zwiększenia grubości płyty.

Obliczenia naprężeń na podstawie analizy plastycznej

Metoda ta polega na analizie płyty w stanie plastycznym, przy założeniu powstania promieniowych i obwodowych przegubów plastycznych (tzw. linii załomów). Kryterium wyczerpania nośności jest pojawienie się rysy kolistej na górnej jej powierzchni. Obciążenie niszczące P_0 (w postaci jednej siły skupionej) można obliczyć na podstawie następujących wzorów:

- Dla środka płyty

$$P_0 = 6 \left[1 + \left(\frac{2r}{l} \right) \right] M_0 \quad (22)$$

- Dla krawędzi swobodnej płyty

$$P_0 = 3,5 \left[1 + \left(\frac{3r}{l} \right) \right] M_0 \quad (23)$$

- Dla naroża płyty

$$P_0 = 2 \left[1 + \left(\frac{4r}{l} \right) \right] M_0 \quad (24)$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \text{ lub } r = \sqrt{\frac{LB}{\pi}} \quad (25)$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_b h^2}{12(1-\nu^2)k}} \quad (26)$$

$$M_0 = \left[1 + \left(\frac{R_{s,3}}{100} \right) \right] \left[\frac{f_u}{bh^2/6} \right] \quad (27)$$

gdzie: r - promień powierzchni obciążenia,

$R_{s,3}$ - współczynnik uplastycznienia równy

$$R_{s,3} = 100 \frac{f_s}{f_u} \quad (28)$$

gdzie: f_s – wytrzymałość równoważna betonu na zginanie zbrojonego włóknem stalowym,

f_u – wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu.

Stosowanie fibrobetonu charakteryzującego się podwyższonymi parametrami wytrzymałościowymi przy rozciąganiu w próbie zginania pozwoliło na zastosowanie do wymiarowania płyt posadzek zbrojonych włóknami stalowymi liniowej teorii plastyczności [8,12,34]. Wyznaczone wg tej teorii wartości sił krytycznych w charakterystycznych miejscach płyty (rys. 4.1) wynoszą:

- w środku

$$P_{smax} = 6 \cdot \left(1 + \frac{2D}{L} \right) \cdot M_0 \quad (33)$$

$$\text{przy } M_0 = (f_{ctfl} + f_{ceq}) \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (34)$$

- na krawędzi

$$P_{kmax} = 3,5 \cdot \left(1 + \frac{3D}{L} \right) \cdot M_0 \quad (35)$$

$$\text{przy } M_0 = (f_{ctfl} + f_{ceq}) \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (36)$$

- w narożu

$$P_{Rmax} = 2 \cdot \left(1 + \frac{4D}{L} \right) \cdot M_0 \quad (37)$$

$$\text{przy } M_0 = (f_{ct,fl} + f_{ceq}) \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (38)$$

Wartość L jako tzw. promień sztywności płyty obliczona jest ze wzoru:

$$L = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot h}{12 \cdot (1 - \mu) \cdot k}} \quad (39)$$

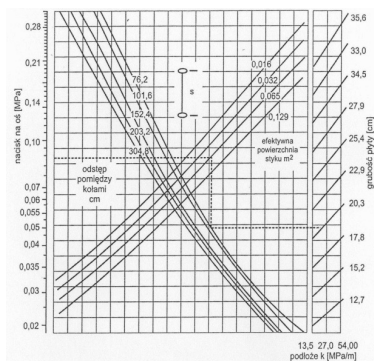
We wcześniejszych równaniach poszczególne wielkości oznaczają:

M_0 – moment zginający krytyczny, $f_{ct,fl}$ – wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, f_{ceq} – tzw. ekwiwalentna wytrzymałość fibrobetonu.

Przeprowadzone badania wykazały, że przy odpowiednio dużej ilości włókna stalowego w $1m^3$ fibrobetonu zwiększenie siły rysującej (o określonym rozwarciu) oraz siły niszczącej (P_{max}) w stosunku do betonu zwykłego tej samej wytrzymałości wynosi około 40÷50 %. Pojawienie się pierwszych zarysowań dla obu materiałów jest jednak takie samo. Przy projektowaniu posadzek przemysłowych na gruncie proste układy pojedynczych obciążeń, jako modele obciążenia kołem podnośnika widłowego lub słupkiem regału, które można symulować wg układu jak na rys.4.1 dla praktycznie niespotykanych obciążeń nie zawsze prowadzą do otrzymania naprężeń ekstremalnych. W związku z powyższym np. dla projektowania płyt z fibrobetonu opracowane zostały odpowiednie równania określające statyczne wartości krytyczne dla różnych wariantów rozstawienia nóg regałów o różnym obciążeniu.

Obliczenie według normy ACI302

Norma amerykańska ACI STANDARD 302 zawiera nomogramy do projektowania grubości płyty nośnej w zależności od rodzaju obciążenia. Projekt posadzki obciążonej wózkami widłowymi wymaga określenia maksymalnego nacisku na oś, odstępu między kołami, powierzchni styku osi najbardziej obciążonych, modułu reakcji podłoża, wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu. W zależności od obciążenia należy przyjąć odpowiednie współczynniki bezpieczeństwa (1,5-2,0 dla nawierzchni przemysłowych i handlowych). Na rysunku 3.7 przedstawiono wykres do projektowania grubości płyty betonowej obciążonej pojazdami z osiami o kołach pojedynczych [29].



Rys. 3.7. Nomogram ACI do wyznaczania grubości płyty posadzki [29]

Dla wózka widłowego o obciążeniu osi 112,5 kN, rozstawie kół 94 cm, ilości kół 2, ciśnieniu w kołach 0,8 MPa, efektywnej powierzchni kontaktu kół z podłogą $(112,5/2)/0,8 = 0,07 m^2$, module

reakcji podłoża $k = 21$ MPa/m, wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu 4,4 MPa, współczynnika bezpieczeństwa 2, grubość płyty wynosi 20 cm. Jeżeli obciążenie przekazywane przez podpory regałów przewyższa obciążenie od kół wózka widłowego lub innych pojazdów, to jest to wtedy decydujące obciążenie do określenia grubości płyty. Obliczenia są podobne jak dla obciążeń wózkami, ale trzeba zastosować wyższe współczynniki bezpieczeństwa. Jeżeli dane na temat geometrii kontaktu nie są znane można przyjąć obciążenie kół równe ciśnieniu. Dla kół pełnych można zwiększyć szerokość koła trzy razy.

Naprężenie od oddziaływań termicznych

W wyniku niejednorodnych odkształceń zachodzi zjawisko paczania się płyt betonowych. Naprężenia wywołane paczaniem można obliczyć według wzorów Bradbury'ego [29]:

- dla środka płyty w kierunku L i B

$$\sigma_{Lt} = \frac{E_b \alpha_t \Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_L + \nu C_B) \quad (3)$$

$$\sigma_{Bt} = \frac{E_b \alpha_t \Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_B + \nu C_L) \quad (4)$$

- dla krawędzi równoległej do L i B

$$\sigma_{kLt} = \frac{1}{2} C_L E_b \alpha_t \Delta T \quad (5)$$

$$\sigma_{kBt} = \frac{1}{2} C_B E_b \alpha_t \Delta T \quad (6)$$

- dla naroży

$$\sigma_{nt} = \sqrt{\sigma_{kLt}^2 + \sigma_{kBt}^2} \quad (7)$$

lub

$$\sigma_{nt} = \frac{E_b \alpha_t \Delta T}{3(1-\nu)} \sqrt{\frac{a_1}{l}} \quad (8)$$

gdzie: L, B – wymiary płyty,

E_b – moduł sprężystości betonu,

ν – współczynnik Poissona (dla betonu $\nu = 0,2$)

ΔT - różnica temperatur między górną i dolną powierzchnią płyty,

C_L, C_B – współczynniki zależne od wymiarów płyty L i B i promienia sztywności l

(rys.3.5)

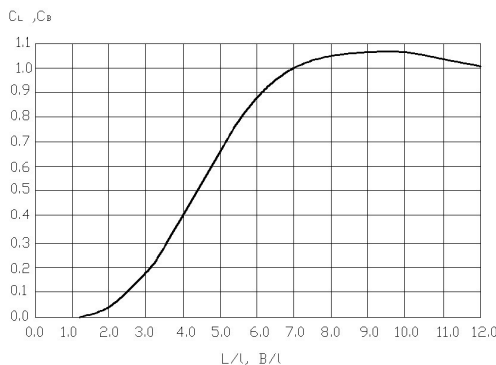
$$l = 0,6h^3 \sqrt{\frac{E_b}{E_0}} \quad (9)$$

a_1 – promień równoważnej powierzchni zastępczej koła powierzchni zastępczej koła powierzchni styku obciążenia naroża równy:

$$a_1 = a\sqrt{2} \quad (10)$$

gdzie: h – grubość płyty,

E_0 – moduł odkształcenia gruntu.



Rys. 3.5. Współczynniki CL i CB w zależności od L/l i B/l [29]

6.3. Metody wykonania posadzki przemysłowej

W zależności od wymaganego stopnia równości, szybkości realizacji i powierzchni posadzki stosuje się odpowiedni wariant wykonania:

- metodę szerokich i długich pasów,
- metodę dużych płaszczyzn.

Metoda długich pasów umożliwia uzyskanie wszelkich klas równości nawierzchni łącznie z najwyższymi wymaganymi w magazynach o wysokości składowania do kilkunastu metrów. Pas roboczy ma szerokość około 6m, ale w magazynach wysokiego składowania szerokość pasa ogranicza się do 4m. Znając ustalone obszary ruchu pojazdów i układ magazynu, szwy robocze umieszcza się pod regałami. W celu zagęszczenia mieszanki stosuje się wielopunktową, pneumatyczną bądź spaliniową listwę wibracyjną (Rys.6.1), a naroża zagęszcza się wibratorem wgłębnym. Metoda ta pozwala na uzyskanie dziennej wydajności do tysiąca m^2 .



Rys.6.1. Spalinowa listwa wibracyjna firmy Dynapac [38]

Metoda wielkich płaszczyzn umożliwia uzyskanie jedynie średnich klas równości nawierzchni odpowiednich dla pomieszczeń przemysłowych i magazynów o wysokości składowania do 6 m. Zaletą tej metody jest wydajność sięgająca kilku tysięcy m^2 dziennie (średnio 3,0 tys. m^2), możliwa do

uzyskania jedynie przy użyciu bardzo drogiego sprzętu, na płaszczyznach nieograniczonych ściankami, słupami itp. W celu zagęszczenia mieszanki stosuje się kombajny posadzkowe z niwelatorem laserowym (Rys.6.2). Maszyny te rozkładają, zawibrowują i poziomują beton w szybkim tempie, co przekłada się na 10-20m² przygotowanej powierzchni na minutę.



Rys.6.2. Kombajn posadzkowy. Źródło własne

6.4. Technologia wykonania posadzki

Realizacja posadzki

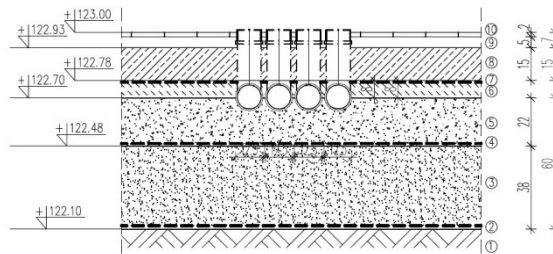
Posadzki przemysłowe powinny być realizowane przez wykwalifikowane firmy z odpowiednim zapleczem sprzętowym. Cały proces realizacji możemy podzielić na następujące etapy robocze:

I. Roboty przygotowawcze:

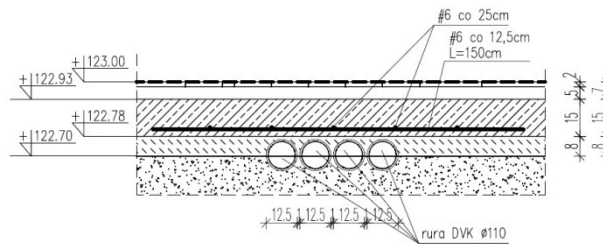
1. Ustalenie przez uprawnionego geodetę poziomów warstw posadzki (góra podkładu betonowego lub podbudowy z gruntu stabilizowanego, góra posadzki z uwzględnieniem spadków).
2. Ułożenie w warstwach podposadzkowych instalacji wodno-kanalizacyjnej, elektrycznej i innej (np. alarmowej, kasowej itp.) w rurach osłonowych z ewentualnymi wyprowadzeniami. Na ilustracjach 6.3, 6.4, 6.5 przedstawiono przykłady instalacji umieszczanych w posadzkach.



Rys.6.3. Ulokowanie przewodów przed ułożeniem płyty konstrukcyjnej. Źródło własne



Rys.6.4. Przykładowy przekrój posadzki w miejscu kanału kasowego: 1-podłoże gruntowe, 2-geotkanina, 3-podbudowa pomocnicza, 4-geotkanina, 5-podbudowa zasadnicza, 6-chudy beton, 7-folia PE, 8-płyta posadzki, 9-jastrych cementowy, 10-płytki Lastrico. Źródło własne



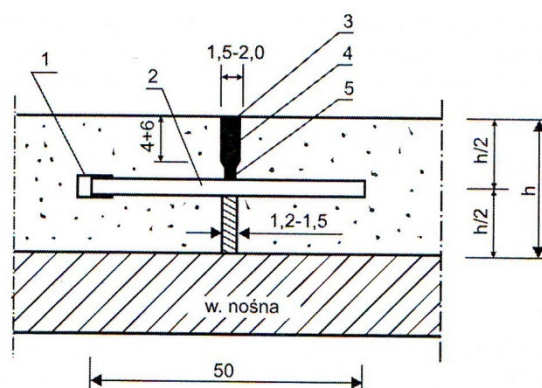
Rys.6.5. Przykładowy przekrój posadzki (dodatkowo zazbrojony) w miejscu ułożenia przewodów. Źródło własne

3. Ułożenie podkładu betonowego (C12/15) o grubości od 5cm do 15cm, średnio 10cm.
4. Ułożenie na wyrównanym podkładzie, wolnym od zanieczyszczeń i pofałdowań po betonowozach, podwójnej folii PE o grubości 0,2-0,3mm na zakład minimum 50cm (Rys.6.6).



Rys.6.6. Układanie folii PE na podkładzie betonowym. Źródło własne

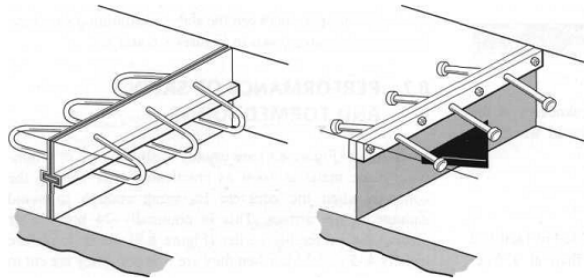
5. Ustawienie krawędzi pasa roboczego z dyblami np. $\phi 20/25$ mm co 30cm (Rys.6.7 i Fot. 56). Rozwiązanie z dyblami są wypierane przez nowocześniejsze systemy płytowe pokazane na Rys. 35..



Rys. 56. Klasyczny sposób zbrojenia przerwy roboczej dyblami z prętów okrągłych.



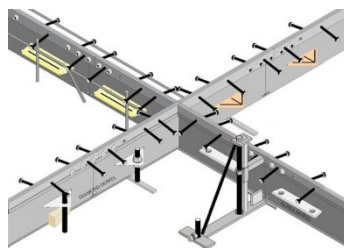
Rys.6.7. Dyble umieszczone na krawędzi pasa roboczego. Źródło własne



Rys. 46. Nowoczesne systemy zabezpieczania krawędzi płyty na dylatacjach roboczych.



Rys.6.8. Płyta stabilizująca Diamond Dowel będąca alternatywą dla dybli [38]



Rys.6.9. Przykład systemu Alpha Joint wykorzystującego płyty stabilizujące [39].

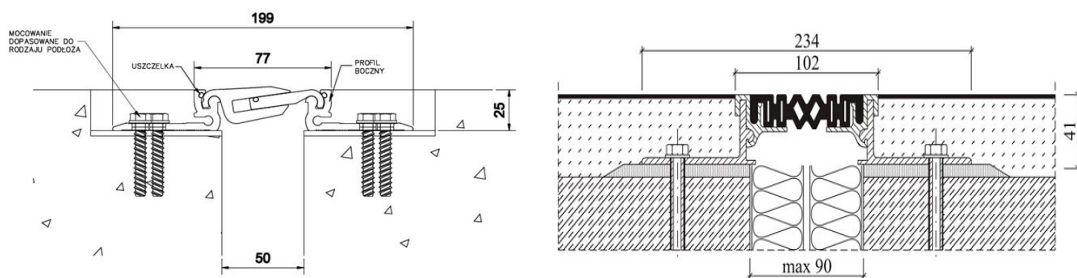
6. Ułożenie przekładki dylatacyjnej na obwodzie przy ścianach.
7. Ułożenie przy ścianie zewnętrznej pasów ocieplenia ze styropianu lub styroduru o dużej twardości ($>M40$) celem wytworzenia pasa izolacji termicznej. W przypadku chłodni lub mroźni ociepla się dodatkowo te partie posadzki, na których znajdują się pomieszczenia. Grubość izolacji termicznej ustalona jest w projekcie instalacyjnym (oraz podana w opisie w projekcie architektonicznym).

8. Ułożenie zbrojenia sztywnego w postaci siatek (Rys.6.10) lub prętów w miejscach szczególnie wyteżonych i narażonych na uszkodzenia:
- strefy przyprogowe i miejsca najazdu wózków widłowych na płyty posadzki z ramp i placów manewrowych,
 - miejsca ułożenia instalacji podpodłogowych w płycie lub pod płytą posadzki,
 - zbrojenie narożników płyt i miejsc oparcia na stopach lub innych elementach konstrukcji, zbrojenie przeciwskurczowe naroży płyt przy słupach (układ w tzw. *karo*).



Rys.6.10. Zastosowanie zbrojenia siatkami stalowymi przy słupach. *Źródło własne*

9. Osadzenie dylatacji sztywnych (Rys. 6.11, 6.12) w miejscach połączenia płyt konstrukcyjnych z innymi elementami konstrukcyjnymi oraz na przerwie dylatacyjnej posadzki. Dylatacje te powinny być odporne na uderzenia w trakcie realizacji. Przykładowe rozwiązania dylatacji sztywnych i elastycznych o zróżnicowanym zakresie obciążeń i ruchu szczeliny dylatacyjnej pokazane są poniżej.



Rys.6.11. Przykład dylatacji sztywnej i elastycznej.

II. Wykonanie płyty betonowej

1. Mieszanka betonowa dostarczona jest bezpośrednio z betonowozu lub za pomocą pompy do betonu. Rozściełanie wykonuje się listwą wibracyjną. Wielopunktowe, pneumatyczne bądź spalinowe listwy wibracyjne posiadają zdolność zagęszczania do 30 cm przy szerokości pasa do 20 m. W listwę wibracyjną zaopatrzone są kombajny posadzkowe. Istotną kwestią jest wyznaczenie dla danego pola roboczego reperów tzw. „talerzy laserowych” ustalających

płaszczyznę odniesienia dla czujników poziomu na listwie rozścielającej. W pomieszczeniach z kratkami lub korytami odwodnienia spadki posadzki umożliwiające odprowadzenie wody, należy uwzględnić w poziomowaniu listwy.



Rys. 6.13. Rozścielanie mieszanki betonowej. Rys. 6.14. Wyrównywanie powierzchni i jej odpowietrzanie.

2. Rozsypywanie utwardzacza w określonej dawce dokonuje się po uprzednim usunięciu nadmiaru mleczka cementowego i wyrównaniu powierzchni 3-metrową, przegubową listwą ściągającą. Po rozsypaniu utwardzacz jest wstępnie wcierany listwą ściągającą.
3. Celem lepszego połączenia warstwy utwardzającej z betonem, pierwsze zatarcie mechaniczne dokonywane jest przy użyciu specjalnego dysku zakładanego na łopatkę zacieraczki (Rys.6.17). Kolejne zacierania dokonywane są za pomocą łopatek (Rys.6.18). Zastosowanie małej zacieraczki mechanicznej umożliwi dokładne wykończenie posadzki przy ścianach, wokół słupów itp.



Rys.6.17. Maszyna do zacierania z założonym dyskiem do wstępnego zatarcia. *Źródło własne*

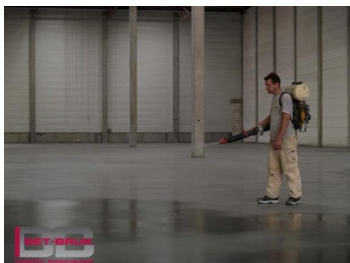


Rys.6.18. Ręczna maszyna do zacierania z łopatkami zacierającymi i widoczny szklisty połysk po zatarciu posypki utwardzającej. *Źródło własne*

3. Mechaniczne zacieranie posadzki dokonywane jest w określonych odstępach czasu, zależnych od panującej temperatury, aż do uzyskania szklistego połysku (Rys.6.19). Samojezdne

zacieraczki mechaniczne zapewniają większą wydajność i znacznie lepszą jakość wykonanej posadzki.

4. Po zatarciu na powierzchnię posadzki natryskiwany jest za pomocą ręcznego lub przemysłowego opryskiwacza preparat powłokotwórczy, będący dla nawierzchni przemysłowej czynnikiem pielęgnującym i impregnującym (Rys.6.20).

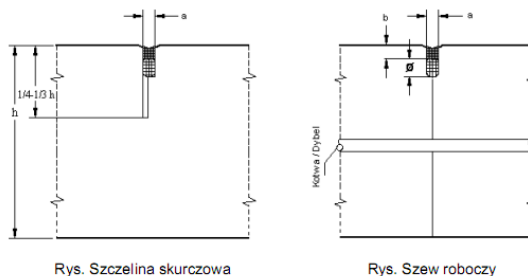


Rys.6.20. Pracownik nanoszący na posadzkę preparat powłokotwórczy. Źródło własne

5. Przedostatnim etapem technologicznym jest nacięcie szczelin skurczowych i szwów roboczych. Proces nacinania został przedstawiony na ilustracji 6.21.

Szwy robocze i szczeliny skurczowe

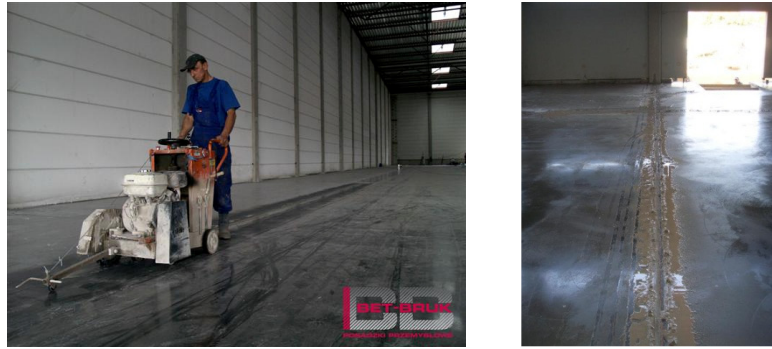
1. Szwy i szczeliny w posadzkach przemysłowych wypełniamy po upływie około miesiąca od wykonania posadzki, stosując w pomieszczeniach wewnętrznych masę dylatacyjną elastyczną, a w nawierzchniach zewnętrznych masę dylatacyjną wysoko elastyczną.
2. Wysokość wypełnienia szczeliny masą dylatacyjną winna być \geq szerokości szczeliny.



Rys. 43. Szczelina skurczowa i dylatacja robocza w miejscu przerwy roboczej

O rozstawie szczelin pozornych w posadzkach betonowych decyduje układ konstrukcyjny hali (występowanie bądź brak słupów) oraz plan zagospodarowania hali (miejsca usytuowania regałów, ciągi komunikacyjne). Dyblowanie płyt w posadzce nie tylko zapobiega „klawiszowaniu” płyt na skutek skurczu betonu, ale również pozwala przenosić obciążenia skupione z krawędzi na sąsiednią płytę (redukcja naprężeń może dochodzić nawet do 50% w narożniku płyty).

Szczeliny skurczowe nacinane są w stwardniałym, ale poddającym się jeszcze obróbce młodym betonie (do 48h po ułożeniu) za pomocą piły do betonu o głębokości do 10 mm i szerokości 3-5mm (Rys.6.22).



Rys.6.21. Pracownik wykonujący nacięcia szczelin skurczowych i widok świeżo wykonanego nacięcia szczeliny skurczowej. *Źródło własne*

6. Ostatni etap to wypełnienie szczelin skurczowych odpowiednimi składnikami systemu wypełnień dylatacyjnych.

Szczeliny te wypełnia się w początkowym okresie eksploatacji materiałem o dużej odkształcalności, a po zmniejszeniu się ruchów skurczowych płyty posadzki wymienia na docelowe wypełnienie z elastomeru sztywnego np. Bauflex, Plastikol K2D, Maxflex (Rys.6.24). Istotnym elementem uszczelnienia szczeliny skurczowej i dylatacyjnej jest umieszczenie w szczelinie sznura rozprężnego (Rys.6.23). Powoduje to ograniczenie zużycia masy uszczelniającej i uszczelnienie przed wodą i środkami konserwacji posadzki.



Rys.6.23. Pracownik umieszczający w szczelinie skurczowej sznur rozprężny, a następnie wypełniający szczelinę skurczową masą uszczelniającą. *Źródło własne*

7.POSADZKI, PARKINGI I PLACE MANEWROWE

Niejednokrotnie projektanci i wykonawcy wykonując swoją pracę nie uwzględniają specyfiki tego rodzaju nawierzchni i popełniają błędy, których naprawa jest kosztowna i uciążliwa. Dzieje się tak, gdy układ warstw parkingu (w tym opis istotnych parametrów nawierzchni) architekt lub konstruktor przyjmują bez konsultacji ze specjalistą w zakresie projektowania nawierzchni betonowych lub z technologiem betonu. Wpływ na skalę zjawiska w aspekcie błędów projektowych ma również zasada wyłaniania najtańszej oferty (dotyczy to głównie podwykonawców). W wyniku stosowania przez inwestorów kryterium najniższej ceny przy wyborze wykonawców, projekty sporządzane są przez firmy lub projektantów bez stosownego doświadczenia zawodowego w tej dziedzinie, często niezgodnie z wymaganiami i warunkami technicznymi wykonania robót. Brak doświadczenia zawodowego zastępowany jest kopiowaniem rozwiązań z innych opracowań (co nie zawsze jest trafne) lub tworzeniem własnych rozwiązań zawierających istotne wady. Projekty weryfikowane przez niekompetentne osoby (często pozbawione takiej weryfikacji) są realizowane i generują problemy w kolejnych fazach przedsięwzięcia inwestycyjnego, podczas eksploatacji obiektu i przy późniejszych pracach naprawczych. Należy zwrócić uwagę na wykonawców typowych posadzek betonowych, ale bez doświadczenia w realizacji nawierzchni zewnętrznych. Zdarza się bowiem widzieć wykonane przez nich nawierzchnie parkingu zewnętrznego wykonane z betonu C20/25 o mrozoodporności F50 bez napowietrzania z zatarciem na gładko i utwardzeniem jak nawierzchnia w hali. Jako nawierzchnie parkingów zewnętrznych najczęściej stosuje się płyty betonowe z zatarciem na ostro. Rzadziej stosowane są nawierzchnie z asfaltu lub mas mineralnych. Podstawowym kryterium oceny betonu nawierzchniowego parkingu zewnętrznego jest jego trwałość w warunkach eksploatacyjnych odpowiadających klasie ekspozycji XF4. Jest to środowisko silnego nasycenia wodą ze środkami odladzającymi. Zgodnie z normą PN-EN 206-1 wymaga się dla tej klasy ekspozycji stosowania betonu klasy minimum C30/37 z maksymalnym wskaźnikiem $w/c = 0,45$ i minimalną zawartością cementu 340 kg/m³. Stosowanie cementów CEM III z dodatkiem żużla wielkopieczowego pozwala na uzyskanie betonu mrozoodpornego, ale wymagającego dłuższych czasów pielęgnacji dla osiągnięcia pełnej wytrzymałości. Betony wykonane na bazie cementów CEM II wykazują zdecydowanie wyższy stopień mrozoodporności. Istotnym parametrem wpływającym na mrozoodporność betonu jest napowietrzenie nie mniejsze niż 4%, a najczęściej stosowane w granicach do 6%. Przy stosowaniu środków odladzających wskaźnik rozmieszczenia porów L powinien być mniejszy od 0,20 mm (zgodnie np. z wymaganiami GDDKiA), co istotnie wpływa na odporność betonu na cykliczne zamrażanie i odmrażanie. Należy przy tym mieć na uwadze, że napowietrzanie betonu znacznie zwiększa nasiąkliwość i obniża wytrzymałość na ściskanie.

W specyfikacji zamówienia betonu na nawierzchnie parkingów zewnętrznych najczęściej podawana jest mrozoodporność F150, ale doświadczenia praktyczne wskazują na konieczność zwiększenia tego parametru do wartości F200, tak jak dla nawierzchni lotniskowych. Istotnym wymaganiem jest stosowanie kruszywa spełniającego wymagania odpowiedniej mrozoodporności zgodnie z PN-EN-12620:2004. Klasa ekspozycji betonu ze względów środowiskowych XF4 (zagrożenie korozją w środowisku silnie zasyconym wodą ze środkami odladzającymi) wymaga ponadto, aby konstrukcja nośna płyty parkingu projektowana była z otuliną zbrojenia minimum 4 cm i płyta posadzki zbrojona była włóknami syntetycznymi. Wymagane jest stosowanie kruszywa łamanego, którego granulacja zależy od grubości płyty. W przypadku nawierzchni parkingów na gruncie grubość betonowej płyty konstrukcyjnej wynosi od 20 cm do 30 cm w zależności od rodzaju obciążeń i podbudowy. W przypadku nawierzchni parkingu wielopoziomowego, kiedy betonowa nawierzchnia ułożona jest na warstwie izolacji i płycie konstrukcyjnej grubość płyty nawierzchni (jezdnej) to najczęściej 10-12 cm, chociaż spotyka się i płyty nawierzchni parkingów o grubości 8 cm. Według instrukcji ITB Nr 433/2007 grubości te są mniejsze. Minimalna grubość posadzki powinna wynosić w przypadku obciążenia pojazdami osobowymi i dostawczymi od 30 mm (posadzki związane z podłożem w układzie płyty zespolonej) lub 35 mm (w przypadku płyty nawierzchni ułożonej na izolacji lub warstwie poślizgowej) do 120 mm w przypadku nawierzchni na warstwie poślizgowej obciążonej pojazdami ciężkimi. Jako zasadę przyjmować należy, aby grubość płyty nawierzchni była większa od 3-krotnej maksymalnej średnicy kruszywa mieszanki betonowej. Ważnym dla dobrej eksploatacji nawierzchni parkingu (ścieralność i szorstkość) jest zastosowanie do mieszanki betonowej kruszywa o uziarnieniu do 8 mm (piasek i żwir, pospółka) oraz kruszywa łamanego o uziarnieniu 11/22 mm. Wykonanie dobrej mieszanki betonowej na nawierzchnię zewnętrzną parkingu tylko na bazie kruszywa naturalnego (piasek i pospółka) bez kruszywa łamanego jest praktycznie niemożliwe. Zbrojenie betonowych nawierzchni parkingów zewnętrznych stanowi najczęściej zbrojenie rozproszone włóknami syntetycznymi, a w przypadkach gdy poziom naprężeń rozciągających w betonie wynosi powyżej 4 MPa wymagane są siatki zbrojeniowe. Najczęściej są to prefabrykowane siatki zgrzewane ze stali A IIIIN o stosunkowo niewielkich średnicach – od 6 mm do 12 mm. Należy pamiętać że otulina zbrojenia grubości 4 cm znacznie zmniejsza efektywność zbrojenia siatkami. Włókna stalowe (np. 50/1 mm lub 60/0,8 mm dozowane w ilości od 20 kg/m³ do 30 kg/m³) praktycznie nie są już stosowane ze względu na niską odporność korozyjną w środowisku klasy XF4. Najczęściej jako podstawowe zbrojenie rozproszone (konstrukcyjne) stosowane są włókna polimerowe o średnicy 0,03 mm i długości 19 mm, 38 mm lub 54 mm (np. włókna XRF, Forta Ferro i inne). Ich dozowanie jest wyznaczane w drodze obliczeń i zwykle wynosi od 1,5 kg/m³ do 2,5 kg/m³ betonu. Jako uzupełniające zbrojenie przeciwskurczowe przejmujące naprężenia w młodym betonie (w fazie skurczu plastycznego) stosowane są drobniejsze włókna kopolimerowe o średnicy około 0,001 mm i długości włókien do 2 mm (np. włókna

Fibermesh) w ilości około 0,6 kg/m³. Powoduje to redukcję pękania plastycznego betonu, wzrost odporności na czynniki pogodowe i wzrost mrozoodporności. Część dostawców syntetycznego zbrojenia rozproszonego konfekcjonuje włókna konstrukcyjne wraz z włóknami przeciwskurczowymi w jednym opakowaniu, co zapobiega przypadkom zaniechania dodawania włókien przeciwskurczowych i powstawania mikrorys (tzw. *cętki*) w młodym betonie. Praktyka pokazała, że niezbędne są również dodatkowe siatki zgrzewane zbrojenia ze stali żebrowanej o średnicy od 4 mm do 6 mm o oczkach od 10 cm do 15 cm. Siatki te układane na dolnej strefie nawierzchni zapobiegają zwiększonej dla tego rodzaju posadzek zewnętrznych tendencji do podnoszenia się naroży płyt. Ma to znaczenie szczególnie w przypadku płyty nawierzchni o grubości mniejszej od 10 cm i przy wykonywaniu nawierzchni w warunkach intensywnego nasłonecznienia. Beton mrozoodporny i odpowiednio napowietrzony powinien być ze względu na wymaganą szorstkość zacierany na ostro, np. przez tzw. *szczotkowanie* lub *ryflowanie*. Posadzki betonowe na parkingach zewnętrznych projektowane są na użytkowanie przez pojazdy o ogumieniu pneumatycznym, co jest klasyfikowane jako oddziaływanie środowiskowe w zakresie ścieralności XM1 wg PN-EN-206-1:2003. Ścieralność według normy DIN 52108 powinna być mniejsza od 12 cm³/50 cm². Nawierzchnie parkingów zewnętrznych stanowią specyficzną grupę konstrukcji pod kątem oddziaływań zewnętrznych. Poza obciążeniami zewnętrznymi i skurczem betonu na etapie obliczeń spodziewać się należy innych rodzajów oddziaływań, powodujących znaczny wzrost naprężeń rozciągających w betonie nawierzchni. Są to oddziaływania środowiskowe związane z nasłonecznieniem płyty (zróżnicowanym ze względu na różne zacienienie pojazdami) i oddziaływania termiczne wynikające z warunków zimowych zarówno na etapie wykonywania robót jak i w trakcie eksploatacji. Największym niebezpieczeństwem i zagrożeniem dla wykonywanych nawierzchni parkingowych w warunkach zimowych i obniżonych temperatur jest ich przemrożenie. Może to być spowodowane zarówno wbudowywaniem betonu schłodzonego, w którym ciepło wiązania jest niewystarczające dla poprawnego wiązania mieszanki betonowej jak i ochłodzeniem plastycznego, wiążącego betonu w źle zabezpieczonym miejscu wbudowania. Sytuacje takie zdarzają się w okresach: jesiennym i wiosennym, podczas realizacji robót prowadzonych w późnych godzinach wieczornych i przy pozostawieniu mieszanki betonowej bez należytej pielęgnacji (często niemożliwej do uzyskania w warunkach polowych oraz w sytuacji nagłego spadku temperatury). Efektem ubocznym wyżej opisanych warunków jest degradacja powierzchni parkingu przejawiająca się pyleniem, kruszeniem i łatwym odspajaniem kruszywa z nawierzchni, co pokazano na fotografiach dołączonych do artykułu. Wykonywanie nawierzchni polegające na układaniu mieszanki betonowej i jej pielęgnacji wraz z fazą zatarcia i utwardzenia związane jest z wieloma zagrożeniami wynikającymi z wykonywania robót na otwartej przestrzeni. Nasłonecznienie i przewiewy wiatru mogą spowodować przesuszanie nawierzchni co skutkuje łuszczeniem się górnej warstwy. Ma to wpływ nie tylko na wytrzymałość betonu na górnej

powierzchni ale zwiększa też odkształcenia i pękanie się płyt nawierzchni. Zagrożeniem jest również opad deszczu w newralgicznych 6 godzinach od ułożenia mieszanki betonowej do jej zatarcia i utwardzenia. Dlatego też wykonanie nawierzchni parkingów zewnętrznych prowadzi się w warunkach atmosferycznych zapewniających stabilne i pewne prowadzenie robót. Najlepszy efekt można uzyskać prowadząc je wieczorem pod namiotem zabezpieczającym z folii o wysokości pozwalającej na ich realizację lub przykrywając nawierzchnię folią lub fizeliną. Dodatkowo stosowany jest natrysk impregnatem powierzchniowym zapobiegającym odparowywaniu wody z betonu, co znacznie redukuje skurcz betonu w fazie plastycznej. Przerwy robocze i dylatacyjne ze względu na ścinanie zbroi się za pomocą prętów lub blach dyblowych z pozostawieniem możliwości ruchów prostopadłych płyt do przerwy dylatacyjnej. Zwrócenia uwagi wymaga problem napraw nawierzchni parkingów zewnętrznych. Naprawy te zwykle prowadzone są po kilkuletniej eksploatacji, gdy beton jest zdegradowany i zanieczyszczony chemicznie. Utrudnia to znacznie stosowanie standardowych mas naprawczych, wymaga przygotowania powierzchni przez hydromonitoring lub piaskowanie oraz frezowanie. Nakładanie mas cienkowarstwowych nie zdaje egzaminu i zaleca się stosowanie wstawek w nawierzchnię o grubości około 4-5 cm bądź wycinanie całych uszkodzonych fragmentów nawierzchni i zastępowanie nowymi. Dużym ograniczeniem w wykonywaniu napraw często jest krótki termin usunięcia usterek narzucony przez użytkownika parkingu. Zwykle jest to kilka lub kilkanaście godzin połączone z niesprzyjającymi warunkami pogodowymi (deszcz, mróz, godziny wieczorne i nocne oraz znaczne dobowe wahania temperatury, np. w miesiącach wiosennych lub jesiennych).

Betonowe nawierzchnie parkingów zewnętrznych należy projektować przy zachowaniu wymagań stawianych dla nawierzchni lotniskowych i mostowych w aspekcie oddziaływań środowiskowych. Kluczowym elementem jest poprawne wykonanie nawierzchni z betonu C30/37, F200 z napowietrzaniem na poziomie 5%-6% i zatarciem na ostro. Warunkiem koniecznym powodzenia robót jest rzetelna kontrola jakości betonu (jego produkcji, wbudowania i pielęgnacji) prowadzona przez niezależne od dostawcy betonu laboratorium posiadające niezbędny sprzęt do wykonania badań w zakresie mrozoodporności i napowietrzania. Ważnym elementem prowadzenia robót jest plan zapewnienia jakości.

11. LITERATURA

- [1] Bajno D., Małasiewicz A.: „Rodzaje i skutki zewnętrznych oddziaływań na posadzki”, Czasopismo techniczne B, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej
- [2] Bajno D., Małasiewicz A.: „Odkształcenia podkładów posadzek przemysłowych i możliwości ograniczenia ich wielkości”, Konferencja Naukowo Techniczna Olsztyn- Łańsk 2002
- [3] Baumann R.A., Weiserberger F.: „Yield-line analysis of slabs.”, Journal of Structural Engineering 109/1983
- [4] Brandt A.M., Karwacki J.: „Beton kompozytowy z włóknami stalowymi – nowy materiał na nawierzchnie lotniskowe”, Materiały budowlane nr 8/1995
- [5] Brandt A.M.: „Zastosowanie włókien jako uzbrojenia w elementach betonowych”, konferencja Beton na progu nowego millenium rok 2000
- [6] Czarnecki L.: „Uszkodzenia i naprawa posadzek przemysłowych”, Materiały budowlane 9/08
- [7] Domagała L.: „Właściwości wytrzymałościowe lekkich betonów kruszywowych z włóknami stalowymi”, konferencja Dni betonu 2006
- [8] Glinicki M.: „Metoda wymiarowania posadzek przemysłowych z fibrobetonu.”, XIX Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, Ustroń 2004
- [9] Grzegorek T.: „Przygotowanie podłoża pod posadzki”, Materiały budowlane nr 9/2008
- [10] Jamroży Z.: „Betony ze zbrojeniem rozproszonym – co projektant wiedzieć powinien”, XVII Ogólnopolska konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji, Ustroń 2002
- [11] Jasiczak J., Mikołajczak P.: „Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami”, Politechnika Poznańska Alma Mater 2003
- [12] Karwacki J., „Betony zbrojone włóknami stalowymi i włóknami syntetycznymi”, Inżynieria i budownictwo nr2/1998
- [13] Karwacki J.: „Konwencjonalne i kompozytowe betony natryskowe”, opracowanie dla Instytutu Badawczego Dróg i Mostów 10/1995
- [14] Karwacki J.: „Nawierzchnie z SFRC”, Materiały budowlane nr 9/1995
- [15] Karwacki J.: „Wykonywanie nawierzchni z SFRC” Materiały budowlane nr 11/1995
- [16] Król M.: „Beton ekspansywny”, Arkady 1999
- [17] Kulas T.: „Wybrane przykłady konstrukcji podłóg budynków realizowanych w komplikowanych warunkach gruntowo-wodnych”, Seminarium naukowo-techniczne „Podłogi przemysłowe” 10/2007
- [18] Kulas T.: „Uszkodzenia i naprawy posadzek betonowych w pomieszczeniach o obniżonych zmiennych temperaturach”, XXIII Ogólnopolska konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji, Szczyrk 2008
- [19] Latoszek P.: „Powierzchniowo utwardzane monolitycznie nawierzchnie przemysłowe z fibrobetonów”, konferencja Dni betonu 2004
- [20] Loseberg A.: „Pavements and slabs with structurally active reinforcement”, ACI Journal 75/1978
- [21] Masłowski D.: „Betonowe, bezdylatacyjne posadzki aktywnie zbrojone”, konferencja Dni Betonu 2004
- [22] Mierzwa J.: „Klasyfikacja i projektowanie podłóg przemysłowych na gruncie”, Seminarium naukowo-techniczne „Podłogi przemysłowe” 10/2007
- [23] Mierzwa J.: „Kształtowanie i obliczanie posadzek przemysłowych na gruncie”, XXIII Ogólnopolska konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji, Szczyrk 2008
- [24] Meyerhof G.G.: „Load-carrying capa city of Concrete pavements.”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division 1962
- [25] Neville A.M.: „Właściwości betonu”, Polski Cement, Kraków 2000
- [26] Rao K.S.S., Singh S.: „Concentrated load carrying capa city of Concrete slabs ground”, J.Structural Engineerin 12/1986
- [27] Ryżyński W.: „Projektowanie i realizacja betonowych posadzek przemysłowych”, Materiały budowlane nr 9/2008
- [28] Szczerbowski M.: „Naprawa niekonstrukcyjnych posadzek przemysłowych w systemie polerowania betonu”, Materiały budowlane nr 9/2008
- [29] Tejchman J., Małasiewicz A.: „Posadzki przemysłowe”, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2006
- [30] Westergaard H.: „Bearing pressures and cracks”, ASME J. of Appl. Mech 61/1939
- [31] Woźniak P.: „Dylatacje posadzkowe”, magazyn Warstwy

- [32] Zajac G.: „Podłogi cementowe w budownictwie przemysłowym” Bulider nr 10/2008
 [33] „Posadzki przemysłowe cementowe” Wydawnictwo centrum naukowego i technicznego budownictwa 1997
 [34] Steelfibre reinforced industrial floor design In accordance with Concrete Society TR34 1996
 [35] Technical Report No 34, Concrete Industrial Ground Floors – A guide to their Design and Construction, The Concrete Society 1994

12. WYKAZ STRON INTERNETOWYCH

- [36] www.bautech.pl
 [37] www.korax.pl
 [38] www.jobsitesupply.com
 [39] www.aztecbuildingproducts.ie
 [40] www.forta.ch
 [41] www.kolbet.eu
 [42] www.texa-fib.pl

13. WYKAZ NORM

- [43] PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu - Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form
 [44] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu - Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania
 [45] PN-EN 12390-4:2001 Badania betonu - Część 4: Wytrzymałość na ściskanie - Wymagania dla maszyn wytrzymałościowych
 [46] PN-82/B:02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
 [47] PN-82/B:02004 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami.
 [48] PN-EN 12620:2004 Kruszywa mineralne do betonu
 [49] PN-EN 1008:2004 Woda zarobowa do betonu
 [50] PN-EN 197-1:2002 Cement -- Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
 [51] PN-EN 934-2:2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Domieszki do betonu. Definicje i wymagania
 [52] PN/B-03264-2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie
 [53] PN-EN 12504-1:2001 Badania betonu w konstrukcjach - Część 1: Odwierty rdzeniowe - Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie
 [54] PN-EN 1774-1:2000 Badania chemicznych właściwości kruszyw - Analiza chemiczna
 [55] PN-EN 206-1:2003 Beton. Część I: Wymagania, wykonanie, produkcja i zgodność.
 [56] PN-EN 13892-3:2005 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe - Część 3: Oznaczanie odporności na ścieranie według Bohmego
 [56] PN-EN 13892-4:2004 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe - Część 4: Oznaczanie odporności na ścieranie według BCA
 [56] PN-EN 13892-5:2004 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe - Część 5: Oznaczanie odporności na ścieranie materiałów podkładów podłogowych pod naciskiem toczącego się koła
 [57] PN-B-19701 Cement – Cement powszechnego użytku – Skład, wymagania i ocena zgodności
 [58] DIN 18 560. Estriche im Bauwesen (Posadzki w budownictwie)
 [59] DIN 1072. Road and foot Bridges; design load
 [60] DIN 1055. Design Loads for Buildings; Live Loads
 [61] Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych Nr 433/2007

14. LITERATURA:

1. Wł. Ryżyński, *Uwagi dotyczące projektowania i realizacji betonowych posadzek przemysłowych*, Materiały Budowlane, Nr 9/2009 r.
2. L. Czarnecki; *Badania i rozwój posadzek przemysłowych*, Materiały Budowlane Nr 5, 2007.
3. A. Garbac; *Raport dotyczący stanu wiedzy i techniki w dziedzinie posadzek przemysłowych*, Materiały Budowlane Nr 5, 2007.
4. J. Tejchman, A. Małasiewicz; *Posadzki przemysłowe*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2006.
5. B. Chmielewska; *Rozwiązania materiałowo-technologiczne posadzek przemysłowych*, Materiały konferencyjne Seminarium naukowo-technicznego Podłogi przemysłowe, Warszawa 2007.
6. J. Mierzwa; *Klasyfikacja i projektowanie podłóg przemysłowych na gruncie*, Materiały konferencyjne Seminarium naukowo-technicznego Podłogi przemysłowe, Warszawa 2007.
7. J. Mierzwa; *Kształtowanie i obliczanie posadzek przemysłowych na gruncie*, Materiały konferencyjne XXIII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008.
8. A. Szydło; *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja*, Wyd. Polski Cement, Kraków 2004.
9. B. Dymidziuk; *Równoważna wytrzymałość fibrobetonu na zginanie feq oraz certyfikat CE dla włókien stalowych*, Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008 r.
10. M. Glinicki; *Równoważna wytrzymałość wibrobetonu na zginanie*, Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008 r.
11. A. Banaś; *Zastosowanie zbrojenia rozproszonego z włókien syntetycznych w produkcji betonu*, Materiały Budowlane, Nr 2 2008.
12. Z. Pająk, Ł. Drobiec; *Uszkodzenia i naprawy betonowych podkładów posadzek przemysłowych*, Materiały konferencyjne XXIII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008.
13. L. Czarnecki, B. Chmielewska; *Uszkodzenia i naprawy posadzek przemysłowych*, Materiały konferencyjne XXIII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008.
14. Czarnecki L. Skwara J.; *Uszkodzenia i naprawy posadzek przemysłowych*, Materiały Budowlane, Nr 9/2000.
15. T. Kulas; *Uszkodzenia i naprawy posadzek betonowych w pomieszczeniach o obniżonych zmiennych temperaturach*, Materiały konferencyjne XXIII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008.
16. Karwacki J.M., Szczepaniak K.; *Uszkodzenia powierzchniowo utwardzanych betonowych posadzek przemysłowych w wyniku reakcji alkaliów z reaktywnymi ziarnami kruszywa*,
17. A. M. Neville; *Właściwości betonu*; Wyd. Polski Cement, Kraków 2000.
18. L. Czarnecki, P.H. Emmons; *Naprawa i Ochrona Konstrukcji betonowych*, Wyd. Polski Cement, Kraków 2002.

I. POLSKIE STANDARDY KOSZTORYSOWANIA ROBÓT BUDOWLANYCH

Dostosowywanie polskich przepisów z zakresu budownictwa do regulacji obowiązujących w państwach unijnych spowodowało inne widzenie organizacji budowy i procesów realizacyjnych, zaczęto wdrażać nowe rozwiązania w kwestii finansowania inwestycji, wyceny i rozliczeń przedsięwzięć budowlanych, określenia wartości zamówienia publicznego na roboty budowlane oraz sporządzania dokumentów opisujących przedmiot zamówienia. Nowe lub zmienione akty prawne nie mogły pozostać bez wpływu na metody i podstawy kalkulacji robót zalecane do stosowania przez Stowarzyszenie Kosztorysantów Budowlanych w wydawnictwie pt. „Środowiskowe metody kosztorysowania robót budowlanych”. Widząc zapotrzebowanie środowiska na uregulowanie zagadnień kalkulacyjnych, coraz to bardziej nie przystających do aktualnej sytuacji prawnej, SKB opracowało i wydało nową publikację, pod zmienionym tytułem sugerującym nową jakość, a mianowicie „Polskie standardy kosztorysowania robót budowlanych”. Prace nad wydawnictwem trwały kilka miesięcy, a zadanie było tym trudniejsze, że opracowanie miało w przyszłości służyć zarówno zamawiającym jak i wykonawcom robót budowlanych, bez względu na źródło finansowania (środki publiczne lub prywatne). Stąd też „Standardy” składają się z trzech części:

- **Część I – „Obliczanie ceny za roboty budowlane”** - zawiera zasady i formuły kalkulacji kosztorysowej, nie mającej charakteru obligatoryjnego, przeznaczonej do stosowania przez wykonawców przy ustalaniu ceny na roboty budowlane i do stosowania przez zamawiających przy określaniu sposobu obliczenia tej ceny; w przypadku inwestorów prywatnych może stanowić dodatkowo pomoc przy określaniu wartości zamówienia,
- **Część II – „Podstawy prawne szacowania wartości robót w zamówieniach publicznych”** - zawiera regulacje prawne do obowiązkowego stosowania przez zamawiających dysponujących środkami publicznymi,
- **Część III - „Załączniki”** - zawiera załączniki w postaci wzorców formularzy i wydruków mogących mieć zastosowanie zarówno przy sporządzaniu kalkulacji kosztorysowej przez wykonawców jak i inwestorów.

U podstaw przygotowania „Standardów” legły przede wszystkim regulacje wprowadzone ustawą Prawo zamówień publicznych i rozporządzeniami wykonawczymi do tej ustawy oraz ustawą Prawo budowlane.

CZĘŚĆ I. OBLICZANIE CENY ZA ROBOTY BUDOWLANE

1. Określenia, pojęcia i ich definicje

W stosunku do wcześniejszego wydawnictwa pt. "Środowiskowe metody kosztorysowania robót budowlanych" w „Standardach” poszerzono wybór określeń, pojęć i definicji stosowanych w kalkulacji robót budowlanych, przy jednoczesnym ich ujednoczeniu w odniesieniu do nazewnictwa przyjętego w regulacjach prawnych na obszarze zamówień publicznych. W części pierwszej pojawiły się wyjaśnienia dotyczące:

- składników dokumentacji projektowej dotyczącej wykonania robót dla których jest wymagane pozwolenie na budowę,
- składników dokumentacji projektowej dotyczącej wykonania robót dla których nie jest wymagane pozwolenie na budowę,
- opisu sposobu obliczenia ceny,
- robót podstawowych,
- robót tymczasowych,
- specyfikacji technicznej wykonania i odbioru robot budowlanych,
- metody analogii, interpolacji lub ekstrapolacji przy analizach indywidualnych jednostkowych nakładów rzeczowych.

Obok wprowadzenia nowych definicji i sformułowań, doprecyzowano już istniejące, które wzbudzały wątpliwości.

2. Uproszczona metoda kalkulacji kosztorysowej

Formuła kalkulacji uproszczonej pozostała bez zmian i w dalszym ciągu wyraża się wzorem:

$$C_k = \sum L_i \times C_j + P_v$$

gdzie poszczególne symbole oznaczają:

C_k - cenę kosztorysową obiektów lub robót budowlanych,

L_i - ilość ustalonych jednostek przedmiarowych (obmiarowych) robót dla przyjętego poziomu agregacji,

C_j - podatek od towarów i usług (VAT), naliczony zgodnie z obowiązującymi przepisami.

3. Poziom agregacji robót

Cenę kosztorysową obiektów lub robót budowlanych można określać na różnych poziomach agregacji robót. Wobec nieczytelności dotychczasowych zapisów dotyczących tych poziomów, wprowadzono korektę, wyróżniając zamiast czterech, trzy podstawowe:

- **roboty proste** - roboty, których poziom scalenia odpowiada poziomowi stopnia scalenia robót przyjętych w katalogach zawierających jednostkowe nakłady rzeczowe,
- **elementy scalone (elementy obiektów)** - stopień scalenia zróżnicowany dla różnych rodzajów obiektów,

- **obiekty** - stopień scalenia odpowiadający definicji obiektu budowlanego.

O ile pierwszy i trzeci jest oczywisty, drugi poziom agregacji, wobec braku oficjalnego zdefiniowania, pozostawia się do swobodnej interpretacji. Jeżeli, z określonych względów, podstawę cenową kalkulacji kosztorysowej mają stanowić publikowane informacje cenowe dostępne na rynku, to wówczas one narzucają określony stopień scalenia robót. Np. jedną z powszechnie znanych w środowisku publikacji jest zeszyt pt. "IWNB – wskaźniki nakładów na obiekty budowlane". Chcąc skorzystać z tego źródła informacji, kosztorysant musi przyjąć zaproponowany w informatorze poziom agregacji robót. Należy mieć na uwadze, że stopień scalenia przyjęty w informatorze uzależniony jest przede wszystkim od rodzaju obiektu. Przy inwestycjach drogowych elementy wyceniane będą obejmowały roboty scalone innego rodzaju i w innym zakresie niż przy inwestycjach obiektowych. W pierwszym przypadku - dla budowy drogi - można przykładowo wyróżnić takie elementy jak: roboty ziemne, podbudowa, nawierzchnia, krawężniki, chodniki, w drugim przypadku natomiast mogą to być: roboty ziemne, fundamenty, konstrukcja ścian, stropów, dachu, roboty dekarские, ściany działowe, tynki i okładziny wewnętrzne, stolarka okienna i drzwiowa, podłóża łącznie z posadzkami i podłogami, elementy ślusarsko - kowalskie, malowanie, elewacja, instalacje wodno - kanalizacyjne, instalacje gazowe, centralnego ogrzewania, elektryczne, słaboprądowe. Obok publikowanych informacji prezentujących ceny dla elementów robót i robót na poziomie *Katalogów Nakładów Rzeczowych*, opracowywane i wydawane są dane dla robót na szczeblu pośrednim - pomiędzy poziomem wynikającym z *Katalogów Nakładów Rzeczowych* i stopniem scalenia dla elementów. Jednostki autorskie określają ten stopień agregacji jako „asortymenty robót”. Tak więc asortymentem robót wg firmy ORGBUD - SERWIS będzie: *Pokrycie dachu blachą ocynkowaną na podłożu drewnianym, z wykonaniem deskowania łącznie z izolacją z papy, z obróbkami blacharskimi, rynnami i rurami spustowymi* – w cenie np. 94,89 zł za 1m² połąci dachu. Na ten asortyment robót składa się kilka pozycji o poziomie scalenia wynikającym z *Katalogów Nakładów Rzeczowych*, tj. pokrycie dachu blachą ocynkowaną, wykonanie deskowania, położenie izolacji z papy, wykonanie obróbek blacharskich, założenie rynien, założenie rur spustowych. Pomimo, że "Standardy" nie wywołują terminu "asortyment", to biorąc po uwagę zapis w punkcie 2.15, wg którego katalog poziomów agregacji nie jest skończony, dopuszczalna jest kalkulacja również na poziomie wskazanych wyżej asortymentów robót. Przy tym zalecane jest by dla całości kalkulacji zachować jednolity stopień agregacji robót.

Wg "Standardów" poziom agregacji robót, dla którego ma być przeprowadzona kalkulacja, powinien być określony w jednym z trzech dokumentów:

- założeniach wyjściowych do kosztorysowania,
- opisie sposobu obliczenia ceny,
- danych wyjściowych do kosztorysowania.

Nowością w „Standardach” jest „opis sposobu obliczenia ceny”. Dokument ten sporządza zamawiający w ramach specyfikacji istotnych warunków zamówienia przygotowując postępowanie o udzielenie zamówienia publicznego (art.36, ust.1, pkt.16 ustawy Prawo zamówień publicznych). Zawiera on szeroki zakres wymagań i założeń, znacznie szerszy niż w przypadku sporządzania przez zamawiającego założeń wyjściowych do kosztorysowania.

4. Podstawy cenowe kalkulacji uproszczonej

W rozdziale "Standardów" pod tytułem jw., wprowadzono niewielkie zmiany polegające na uporządkowaniu w sposób logiczny źródeł podstaw cenowych stosowanych w kalkulacjach. Stowarzyszenie Kosztorysantów Budowlanych zaleca ustalać ceny jednostkowe do kalkulacji uproszczonej:

- w przypadku wykonawcy - na podstawie kalkulacji własnej i/lub danych rynkowych,
- na podstawie dwustronnych negocjacji.

Oczywiście w tym miejscu nie ma żadnych zaleceń dla zamawiających sporządzających kosztorysy inwestorskie ponieważ część I - o czym pisano wcześniej - dotyczy obliczania cen za roboty budowlane przez wykonawców. Kalkulacja własna powinna być wykonywana na dotychczasowych zasadach opisanych w „Środowiskowych metodach”, a obecnie w "Standardach", natomiast negocjacje dotyczą w dalszym ciągu jedynie bezprzetargowego (bezpośredniego) trybu zlecenia robót. Wyjaśnienia wymaga ustalenie cen na podstawie danych rynkowych. Chodzi tu przede wszystkim o:

- ogólnodostępne, publikowane informacje o cenach jednostkowych robót,
- dane z zawartych wcześniej umów.

Zamieszczenie drugiej z wskazanych możliwości spowodowane zostało zmianami przepisów na obszarze zamówień publicznych i koniecznością ich uwzględnienia.

5. Formuły kalkulacji szczegółowej

Formuły kalkulacji szczegółowej pozostały bez zmian. Innowacją jednak, mającą duże znaczenie szczególnie dla zamawiających przy sporządzaniu specyfikacji istotnych warunków zamówienia, a konkretnie przy opisie sposobu obliczenia ceny, jest strona techniczna zapisu polegająca na ponumerowaniu formuł:

1. formuła pierwsza

$$C_k = \Sigma L_i \times (n \times c + Kp_j + Z_j) + P_v$$

2. formuła druga

$$C_k = \Sigma (L_i \times n \times c) + Kp + Z + P_v$$

Wprowadzona numeracja pozwala na łatwą identyfikację w założeniach wyjściowych do kosztorysowania, opisie sposobu obliczenia ceny lub danych wyjściowych do kosztorysowania, formuły kalkulacyjnej wybranej dla sporządzenia konkretnego kosztorysu. Jeżeli strony uznają, bądź

sam zamawiający uzna, że kalkulacja kosztorysowa ma być sporządzona zgodnie z zasadami „Polskich standardów kosztorysowania robót budowlanych”, wystarczy w jednym z ww. dokumentów odwołać się do konkretnego rozdziału "Standardów", pkt.3.2.1. - formuła pierwsza. Takie postępowanie jednoznacznie określi sposób kalkulacji i nie będzie wątpliwości czy koszty zakupu mają stanowić odrębny składnik kalkulacyjny ceny czy też mają być uwzględnione w cenie materiału. W tym miejscu należy jednak dodać, że w przypadku zamówień publicznych zalecaną metodą, wg której powinien być wykonany kosztorys ofertowy, jest metoda uproszczona. W przypadku pierwszej formuły koszty pośrednie i zysk doliczane są do każdej roboty kalkulowanej w odrębnej pozycji, w przypadku drugiej doliczane są do całości kalkulacji, na końcu kosztorysu lub też mogą być doliczane na zakończenie określonego rodzaju robót. Poważnym mankamentem drugiej z formuł jest brak cen jednostkowych robót uniemożliwiający zweryfikowanie poszczególnych pozycji w odniesieniu do cen rynkowych. Stąd też ta formuła znajduje przeważnie zastosowanie w kosztorysach powykonawczych, w sytuacji gdy strony uzgadniają poszczególne składniki ceny kosztorysowej (stawkę robocizny, wysokość narzutów, ceny wg określonej publikacji cenowej).

6. Podstawy rzeczowe kalkulacji szczegółowej

Zagadnienie podstaw rzeczowych kalkulacji szczegółowej doczekało się logicznego uporządkowania. Na wstępie rozdziału zdefiniowano co należy uznać za podstawy rzeczowe. Są to jednostkowe nakłady rzeczowe: robocizny, materiałów i sprzętu.

Następnie, każde z nich przystępnie omówiono, wprowadzając korekty mające na celu dostosowanie zapisów do bieżących regulacji prawnych.

7. Wycena nakładów rzeczowych

Podobnie jak w przypadku podstaw cenowych w kalkulacji uproszczonej, tak i w przypadku wyceny nakładów rzeczowych przy metodzie szczegółowej uporządkowano sposoby ustalania cen czynników produkcji: robocizny, materiałów, sprzętu.

8. Koszty pośrednie i zysk

Wobec stałych wątpliwości, które koszty zalicza się w koszty pośrednie przedsiębiorstwa wykonawczego, a które w koszty bezpośrednie, poszerzono znacznie przykładowy wybór kosztów ogólnych budowy i doprecyzowano zapisy odnoszące się do składników kosztów zarządu. Sposób obliczenia kosztów pośrednich i zysku zobrazowano stosownymi wzorami, podając przykładowe podstawy naliczenia kosztów pośrednich i zysku.

9. Rodzaje kosztorysów i podstawy ich sporządzania

W tym miejscu ograniczono się do trzech rodzajów kosztorysów: ofertowego, zamiennego i powykonawczego. Z racji przeznaczenia tej części "Standardów" dla kalkulacji wykonawców, pominięto zapisy dotyczące kosztorysu inwestorskiego. Zdefiniowanie zakresu i składników dokumentacji projektowej w rozporządzeniach wykonawczych do ustawy Prawo zamówień

publicznych oraz uporządkowanie nomenklatury w "Standardach" wpłynęło na zmiany w określeniu podstaw do sporządzania poszczególnych rodzajów kosztorysów.

10. Przedmiar robót budowlanych

Pod takim tytułem jak wyżej, zamieszczono w "Standardach" rozdział, którego do tej pory nie było. Argumentem dla wyodrębnienia tego zagadnienia stało się usankcjonowanie przedmiaru robót jako składnika dokumentacji projektowej opisującej przedmiot zamówienia oraz wpływ jakości jego sporządzenia na sprawność przeprowadzenia postępowania o udzielenie zamówienia i to nie tylko publicznego ale również zamówienia realizowanego ze środków prywatnych. Informacje zawarte w tym rozdziale jednoznacznie określają przeznaczenie przedmiaru, a także jego zawartość i części składowe. Wyjaśnienie tego zagadnienia było niezmiernie istotne wobec wydania przez Ministerstwo Infrastruktury dwóch rozporządzeń do ustawy Prawo Zamówień Publicznych:

1. *z dnia 18 maja 2004r. w sprawie określenia metod i podstaw sporządzania kosztorysu inwestorskiego, obliczania planowanych kosztów prac projektowych oraz planowanych kosztów robót budowlanych określonych w programie funkcjonalno-użytkowym (Dz.U. z 2004r., nr 130, poz.1389),*
2. *z dnia 2 września 2004r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego (Dz.U. z 2004r., nr 202, poz.2072, z późniejszymi zmianami),*

które spowodowały szereg wątpliwości i roztrząsanie problemu przedmiaru na wszystkich możliwych gremiach i przy każdej okazji. Istotą problemu jest podwójna rola przedmiaru; pierwsze rozporządzenie dotyczy przedmiaru stanowiącego podstawę sporządzenia kosztorysu inwestorskiego, drugie - przedmiaru opisującego przedmiot zamówienia. Stąd też przy tym samym nazewnictwie - zawartość przedmiaru w jednym i drugim przypadku jest nieco inna, ponieważ inne jest ich przeznaczenie. Zainteresowanych zapraszamy do zapoznania się z artykułem pt. "*Dialog środowiska budowlanego z ustawodawcami*" zamieszczonym na stronie firmy ORGBUD - SERWIS - www.orgbud.pl, który m.in. podejmuje problematykę przedmiaru.

11. Zasady szczególne ustalania cen za roboty budowlane

Zagadnienie to poszerzono w nowym wydawnictwie podając przykłady wykonywania robót budowlanych w warunkach odbiegających od standardowych. Za takie warunki uznano przykładowo:

- warunki szkodliwe dla zdrowia, niebezpieczne i uciążliwe,
- wykonywanie robót w czynnych zakładach pracy lub w pomieszczeniach użytkowanych w trakcie wykonywania robot budowlanych,
- pracę w godzinach nocnych,
- pracę w godzinach nadliczbowych,
- pracę na stokach górskich.

Uwzględnianie kosztowych skutków wykonywania robót w warunkach szczególnych praktycznie pozostały bez zmian i można to uczynić poprzez:

1. stosowanie odpowiednich cen jednostkowych robót przy opracowywaniu kalkulacji uproszczonej,
2. stosowanie odpowiednich nakładów rzeczowych lub stawek robocizny, cen pracy sprzętu i środków transportu technologicznego, względnie poprzez ustalenie odpowiednich wielkości kosztów pośrednich i zysku.

12. Ujmowanie w kosztorysie wartości materiałów, maszyn, urządzeń i konstrukcji

Od uzgodnień pomiędzy stronami zależy, które materiały, maszyny, urządzenia i konstrukcje należy w przypadku konkretnej kalkulacji uwzględnić w kosztorysie, a które pominąć. Uzgodnienia te powinny być zamieszczone w jednym z dokumentów: w danych wyjściowych do kosztorysowania lub też w założeniach wyjściowych do kosztorysowania, a w przypadku postępowania o zamówienie publiczne - w opisie sposobu obliczenia ceny. W tym fragmencie opracowania odstępiono od przywoływania nieaktualnego rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 26 lutego 1999 r. w sprawie metod i podstaw sporządzania kosztorysu inwestorskiego, który zawierał załącznik z wykazem środków obowiązkowo wyłączanych niegdyś z kosztorysu. W "Środowiskowych metodach..." odwołanie się do rozporządzenia miało już tylko charakter posiłkowy. Wobec jednak szeregu orzeczeń w sprawie wadliwości przywoływania nieaktualnych przepisów, w "Standardach" zrezygnowano z tej podpowiedzi.

13. Forma i zawartość kosztorysu

W tym fragmencie opracowania uporządkowano stosowaną nomenklaturę i wskazano załączniki, które mogą stanowić praktyczne wzorce: strony tytułowej kosztorysu ofertowego, inwestorskiego, zamiennego, powykonawczego, ogólnej charakterystyki obiektu, przedmiaru robót, kalkulacji sporządzonej metodą uproszczoną lub szczegółową, tabeli wartości elementów scalonych.

14. Zadania stron przy sporządzaniu dokumentacji kosztorysowej

Wobec określenia w rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004r. składników dokumentacji projektowej, wg którego dokumentacja zawiera m.in. przedmiar robót, zapisy w tym rozdziale uległy modyfikacji poprzez dostosowanie ich do aktualnych przepisów.