Politechnika Śląska Wydział Budownictwa

PRACA DOKTORSKA

ROZBUDOWA, KALIBRACJA I WERYFIKACJA SPRĘŻYSTO-PLASTYCZNEGO MODELU MATERIAŁÓW GEOLOGICZNYCH

mgr inż. Małgorzata Pająk

promotor: prof. dr hab. inż. Stanisław MAJEWSKI

Gliwice 2009

SPIS TREŚCI

Wył	kaz pods	stawowych oznaczeń	5				
1.	Wpr	owadzenie	7				
2.	Cel i	zakres pracy	9				
3.	Przeg	gląd stanu wiedzy na temat lepkich właściwości betonu	11				
	3.1.	Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na pełzanie	11				
	3.2.	Pełzanie a zniszczenie	14				
	3.3.	Wpływ szybkości przykładania obciążenia na odpowiedź betonu	16				
		3.3.1. Wpływ szybkości przykładania obciążenia na zależność σ-ε	17				
		3.3.2. Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na odpowiedź					
		betonu, przy różnej szybkości obciążania	37				
		3.3.3. Wpływ zbrojenia na odpowiedzi betonu, przy różnej szybkości					
		obciążania	41				
		3.3.4. Fizyczna przyczyna odpowiedzi betonu na obciążenia zadane					
	 3.3.2. Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na odpow betonu, przy różnej szybkości obciążania 3.3.3. Wpływ zbrojenia na odpowiedzi betonu, przy różnej szybł obciążania 3.3.4. Fizyczna przyczyna odpowiedzi betonu na obciążenia zada z różną szybkością 3.4. Wpływ obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu 3.4.1. Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na wytrzymałość długotrwałą 3.4.2. Czas do zniszczenia pod obciążeniem długotrwałym 3.4.3. Przyrost odkształceń pod obciążeniem długotrwałym 						
	3.4.	Wpływ obciążenia długotrwalego na wytrzymałość betonu	45				
		3.4.1. Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na					
		wytrzymałość długotrwalą	47				
		3.4.2. Czas do zniszczenia pod obciążeniem długotrwałym	ia obciążenia na odpowiedź betonu16kładania obciążenia na zależność σ-ε17nnologiczno-materiałowych na odpowiedź37dpowiedzi betonu, przy różnej szybkości41lpowiedzi betonu na obciążenia zadane44lego na wytrzymałość betonu45nnologiczno-materiałowych na45nnologiczno-materiałowych na47od obciążeniem długotrwałym49bod obciążeniem długotrwałym50nnodelu sprężysto-plastycznego52ozraego52wzny52ności56modelu sprężysto-plastycznego60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności60ności6061616262astycznego zastosowanego do rozbudowy63				
		3.4.3. Przyrost odkształceń pod obciążeniem długotrwałym	49				
	3.5	Podsumowanie	50				
4.	Char	akterystyka modyfikowanego modelu sprężysto-plastycznego	52				
	4.1.	Opis modelu sprężysto-plastycznego	52				
		4.1.1. Model sprężysto-plastyczny	52				
		4.1.2. Kryterium zniszczenia betonu-powierzchnia graniczna MWW3	52				
		4.1.3. Powierzchnia plastyczności	56				
	4.2.	Implementacja komputerowa modelu sprężysto-plastycznego	60				
		4.2.1. Przygotowanie danych	60				
		4.2.2. Obliczenia	61				
		4.2.3. Prezentacja wyników	61				
	4.3	Podsumowanie	62				
5.	Opis	modelu lepkosprężysto-lepkoplastycznego zastosowanego do rozbudowy					
	prog	ramu MAFEM	63				
	5.1.	Charakterystyka modeli opisujących efekty lepkie	63				
		5.1.1 Modele uwzględniające lepkosprężystość	63				
		5.1.2 Modele uwzględniające lepkoplastyczność	64				

	5.2.	Opis przyjętego numerycznego modelu lepkoplastycznego	66				
		5.2.1. Powierzchnia graniczna typu "rate-dependent"	67				
		5.2.2. Powierzchni plastyczności typu "rate-dependent"	68				
		5.2.3. Związki konstytutywne	68				
		5.2.4. Podsumowanie	70				
6.	Bada	nia laboratoryjne	71				
	6.1.	Wprowadzenie i plan badań	71				
	6.2.	Badania zależności σ – ϵ , przy różnej szybkości przyrostu obciążenia	72				
		6.2.1. Próbki i stanowisko badawcze	72				
		6.2.2. Wyniki badań i dyskusja	73				
		6.2.3. Podsumowanie i wnioski	80				
	6.3.	Badania pełzania betonu, przy wysokich poziomach					
		naprężeń ściskających	80				
		6.3.1. Próbki i stanowisko badawcze	80				
		6.3.2. Wyniki badań i dyskusja	82				
		6.3.3. Podsumowanie i wnioski	85				
	6.4.	Badania pełzania betonu, przy wysokich poziomach					
		naprężeń rozciągających	85				
		6.4.1. Próbki i stanowisko badawcze	85				
		6.4.2. Wyniki badań i dyskusja	88				
		6.4.3. Podsumowanie i wnioski	92				
	6.5.	Wnioski z badań laboratoryjnych	92				
7.	Kalił	oracja modelu numerycznego	93				
	7.1.	Założenia przyjęte do kalibracji	93				
	7.2.	Kalibracja	94				
	7.3.	Podsumowanie	96				
8.	Wery	yfikacja modelu numerycznego	97				
	8.1.	Próba jednoosiowego ściskania	97				
		8.1.1. Porównanie symulacji komputerowej z badaniami					
		literaturowymi	97				
		8.1.2. Porównanie symulacji komputerowej z własnymi badaniami					
		laboratoryjnymi	102				
	8.2.	Próba jednoosiowego rozciągania	105				
	8.3.	Próba pelzania	107				
	8.4.	Podsumowanie weryfikacji rozbudowanego programu MAFEM	108				
9.	Pods	umowanie	109				
10.	Literatura						

Wykaz podstawowych oznaczeń

Litery alfabetu łacińskiego

$C(t,\tau)$	 – funkcja miary pełzania, wyrażająca odkształcenia pełzania w chwili t;
f_c	 wytrzymałość betonu 28-dniowego na jednoosiowe ściskanie [MPa];
f_{cc}	 wytrzymałość betonu 28-dniowego na dwuosiowe równomierne ściskanie w płaskim stanie naprężenia [MPa];
f_{ccc}	 hipotetyczna wytrzymałość betonu 28-dniowego na trójosiowe równomierne ściskanie [MPa];
f_t	 wytrzymałość betonu 28-dniowego na jednoosiowe rozciąganie [MPa];
f_{tt}	 wytrzymałość betonu 28-dniowego na dwuosiowe równomierne rozciąganie w płaskim stanie naprężenia [MPa];
f _{ttt}	 hipotetyczna wytrzymałość betonu 28-dniowego na trójosiowe równomierne rozciąganie [MPa];
E_b	 moduł sprężystości betonu 28-dniowego [MPa];
F()	 funkcja opisująca powierzchnię graniczną (zniszczenia);
f()	 funkcja opisująca powierzchnię plastyczności;
g()	 funkcja opisująca powierzchnię potencjału;
I_1	 pierwszy niezmiennik stanu naprężenia;
I_2	 drugi niezmiennik stanu naprężenia;
I_3	 trzeci niezmiennik stanu naprężenia;
J_{l}	 pierwszy niezmiennik dewiatora stanu naprężenia;
J_2	 drugi niezmiennik dewiatora stanu naprężenia;
J_3	 trzeci niezmiennik dewiatora stanu naprężenia;
m_t	– współczynnik $m_t = f_t / f_c$;
m_{ttt}	– współczynnik $m_{ttt}=f_{ttt}/f_c$;
m_{cc}	– współczynnik $m_{cc}=f_{cc}/f_c$;
Sl	 poziom wytężenia;
S_m	– bezwymiarowa współrzędna $s_m = \sigma_m / f_c$;
t	 – czas trwania obciążenia;
t_w	 wiek betonu, dla którego prowadzone są obliczenia;
t_o	– bezwymiarowa współrzędna $t_o = \tau_{okt}/f_c$;

Litery alfabetu greckiego

α_T	 współczynnik odkształcalności termicznej;
E1,2,3	 – odkształcenie główne;
$\mathcal{E}_{\mathcal{V}}$	– odkształcenie objętościowe, $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$;
ε^{e}	 – odkształcenie sprężyste;
ε^{ve}	 – odkształcenie lepkosprężyste;

 – odkształcenie plastyczne;
 – odkształcenie lepkoplastyczne;
– parametr lepkoplastyczny;
- wiek betonu, w którym zostały przyłożone obciążenia;
 naprężenie statyczne oktaedryczne;
– współczynnik Poissona;
– kąt Lodego;
 naprężenie normalne średnie;
– naprężenie główne uporządkowane, $\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_{3}$

Wektory i macierze

D^{e}	– macierz sprężystości;
D^{ep}	 macierz sprężysto-plastyczności;
D^{ve}	 macierz lepkosprężystości;
D^{vep}	 macierz lepkosprężysto-plastyczna;
3	- reprezentacja macierzowa wektora odkształcenia;
σ	 reprezentacja macierzowa wektora naprężenia;
n	 wektor normalny do macierzy plastyczności.

1. Wprowadzenie

Symulacja komputerowa bardzo różnych procesów i zjawisk staje się coraz skuteczniejszym narzędziem poznawania rzeczywistości oraz wspomagania projektowania w różnych dziedzinach techniki, w tym również w budownictwie. Aby ta symulacja reprezentowała rzeczywisty przebieg analizowanych zjawisk. musi być oparta na wiarygodnych modelach, opisujących zachowanie materiałów w warunkach zadawanych oddziaływań. Dotyczy to zwłaszcza takich materiałów, jak: beton, mury z elementów drobnowymiarowych czy grunty, dla których opis liniowo-sprężysty oraz uproszczone do jednoosiowych stanów naprężenia kryteria zniszczenia daleko odbiegają od ich rzeczywistego zachowania, w warunkach oddziaływania złożonych stanów naprężenia. Od kilkunastu lat w Katedrze Inżynierii Budowlanej Politechniki Ślaskiej jest rozwijany spreżysto-plastyczny model betonu uogólniony również na inne materiały geologiczne (mury z cegły, grunty) [70]. Ostatnio podjęto prace zmierzające do uwzględnienia w modelu wpływu obciażenia długotrwałego i szybkości obciażania na kryterium zniszczenia betonu, w warunkach złożonego stanu napreżenia.

Obok betonu, większość materiałów konstrukcyjnych wykazuje wrażliwość na szybkość obciążania (kamień [2,9,37,64], drewno [131], stal [21,36,69,77], pianobeton [109], geopolimery [65], bitumy [118]). W ciągu ostatniej dekady analizowano zachowanie podstawowego materiału konstrukcyjnego, jakim jest beton, poddanego mniejszym, ale również coraz to większym szybkościom obciążania. Wiedza na temat zachowania betonu pod obciążeniami długotrwałymi czy obciążanego z szybkością znacznie mniejszą od statycznej jest niezmiernie ważna dla wielu rodzajów konstrukcji. Przykładem mogą być wszelkie budowle masywne, takie jak zapory wodne czy bloki fundamentowe pod duże maszyny przemysłowe. Dobrym przykładem są również konstrukcje sprężone, w których siły o znacznych wartościach długotrwale oddziałują na beton [4,73]. Należy jednak zwrócić uwagę, że tylko niewielka liczba prac dotyczy szybkości obciążenia mniejszych od statycznej.

Stosunkowo prężnie, w Polsce i za granicą, rozwija się nauka dotycząca dynamicznych szybkości obciążania. Jest to związane z wieloma rzeczywistymi obciążeniami, na jakie narażone są konstrukcje betonowe. Należy wymienić tu obciążenia dynamiczne, związane z naturalnymi czynnikami, takie jak: tornada, trzęsienia ziemi czy fale oceaniczne. Zrozumienie odpowiedzi betonu na obciążenia dynamiczne jest ważne również ze względów militarnych i cywilnych. Coraz częściej występującymi obciążeniami są różnego rodzaju wybuchy czy ostrzelanie z broni palnej. Przykładem mogą być tutaj ochronne muszle reaktorów nuklearnych, dla których istotne jest efektywne zabezpieczenie przed jakąkolwiek próbą zniszczenia. Kolejnym przykładem mogą być pasy startowe samolotów, które muszą wytrzymać dynamiczne obciążenia związane ze startowaniem i lądowaniem samolotów [41].

Istotne jest również przeanalizowanie wpływu różnych czynników materiałowotechnologicznych przy obciążeniach zadawanych z różną szybkością. Przykładowo, badania równoczesnego działania niskich temperatur i dynamicznych szybkości obciążania na beton są istotne ze względu na budowle, które mogą być narażone na działanie trzęsień ziemi w okresie zimowym [36]. Z kolei wiedza na temat zachowania betonu przy dynamicznych szybkościach obciążania w wysokich temperaturach może być przydatna w wypadku różnego typu eksplozji [52]. Jak widać, poruszony temat jest bardzo szeroki i niewątpliwie istotny ze względów praktycznych. Świadczyć może o tym przykład mostu Tenza, gdzie badania szybkości przyrostu wytrzymałości na rozciąganie 40-letniego betonu okazały się kluczowe w projektowaniu wzmocnienia mostu [26]. Należy także zwrócić uwagę na fakt, że beton wykazuje wrażliwość na szybkość obciążania, bez względu na wiek.

Biorąc pod uwagę mnogość występujących w rzeczywistości obciążeń długotrwałych bądź też obciążeń z różną szybkością, stworzenie praktycznego narzędzia umożliwiającego przestrzenną analizę konstrukcji betonowych wydaje się być bardzo potrzebne.

2. Cel i zakres pracy

Celem pracy jest stworzenie modelu materiałowego, umożliwiającego realistyczną analizę konstrukcji budowlanych, obciążanych z różną szybkością bądź poddanych wysokim poziomom długotrwałych naprężeń, które z czasem mogą doprowadzić do zniszczenia materiału.

Zakres pracy obejmuje:

- ⇒ przegląd badań literaturowych, dotyczących efektów lepkich oraz wpływu szybkości obciążania na właściwości betonu;
- \Rightarrow charakterystykę modelu sprężysto-plastycznego oraz pakietu programu MAFEM;
- ⇒ rozbudowę, istniejącego w programie, modelu sprężysto-plastycznego, przez wprowadzenie założeń modelu lepkosprężysto-lepkoplastycznego;
- \Rightarrow badania laboratoryjne:
 - o betonu poddanego różnym szybkościom obciążania;
 - betonu poddanego długotrwałym obciążeniom ściskającym i rozciągającym o wysokim poziomie intensywności;
- \Rightarrow kalibrację przyjętego modelu, na podstawie badań własnych i literaturowych;
- ⇒ weryfikacje modelu i oprogramowania, obejmujące porównanie wyników symulacji komputerowych z wynikami badań literaturowych i własnych.

Stworzenie narzędzia do analizy konstrukcji betonowych bądź żelbetowych wymaga rozpoznania rzeczywistego zachowania betonu (w rozpatrywanych warunkach). W tym celu dokonano przeglądu badań literaturowych, prowadzonych nad lepkimi właściwościami betonu. Przeanalizowano zachowanie betonu w pełnym zakresie szybkości obciążania oraz pod obciążeniem długotrwałym, z uwzględnieniem wpływu na jego zachowanie różnych czynników materiałowo-technologicznych. Analiza wszystkich dostępnych wyników badań betonu poddanego różnym szybkościom obciążania pozwoliła na określenie zależności pomiędzy szybkością obciążania a zmianą wytrzymałości i odkształceń przy zniszczeniu. W przypadku badań betonu poddanego obciążeniom długotrwałym określono zależności pomiędzy przyrostem odkształceń, poziomem wytężenia a czasem do zniszczenia. Określone zależności posłużyły do kalibracji proponowanego modelu materiałowego, zastosowanego w programie MAFEM.

Stworzony przez prof. dr hab. inż. Stanisława Majewskiego¹ program MAFEM jest narzędziem, które umożliwia zbliżoną do rzeczywistości ocenę stanu konstrukcji. Nie jest to możliwe za pomocą istniejących systemów komputerowych, które pozwalają na analizę nawet bardzo złożonych ustrojów trójwymiarowych, ale tylko przy założeniu liniowej sprężystości materiałów konstrukcyjnych. Narzędziem dobrze oddającym rzeczywistość może być obecnie tylko oprogramowanie komputerowe MES. Oprogramowanie to powinno być oparte na modelu materiałowym, który nie tylko realistycznie opisuje zachowanie materiałów w fazie pracy sprężystej, ale ma również zdefiniowane zachowanie w fazie posprężystej, kiedy w materiale pojawiają się odkształcenia trwałe oraz ma określone kryterium zniszczenia, w złożonym stanie naprężenia i prawa osłabienia materiału w stadium zniszczenia. W Katedrze Inżynierii Budowlanej Politechniki Śląskiej sformułowano podstawy takiego

¹ Prof. dr hab. inż. Stanisław Majewski, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

modelu w kategoriach teorii sprężystości i plastyczności z izotropowym prawem wzmocnienia i osłabienia oraz opracowano pakiet programów MES, oparty na tym modelu. Proponowany, w ramach programu MAFEM, model sprężysto-plastyczny nie uwzględnia efektów lepkich, nie pozwala zatem na analizę zachowania betonu poddanego długotrwałym obciążeniom, które z czasem mogą doprowadzić do zniszczenia, oraz obciążeniom o różnej szybkości. Uwzględnienie szybkości i czasu trwania procesu wymaga wzięcia pod uwagę odkształceń lepkich w pełnym zakresie obciążeń. Prowadzi to do modelu lepkosprężysto-lepkoplastycznego. Model taki, stanowiący rozbudowę sprężysto-plastycznego modelu Majewskiego został ostatnio zaproponowany przez dr hab. inż. Barbarę Klemczak² w pracy [58] i zastosowany do analiz betonu dojrzewającego w warunkach konstrukcji masywnej.

W niniejszej pracy podjęto istotne zagadnienia związane z kalibracją oraz weryfikacją tego modelu dla betonu dojrzałego, poddanego różnym szybkościom obciążania i obciążeniom długotrwałych. Podstawą do przeprowadzonej kalibracji i weryfikacji były badania własne – w tym zakresie przeprowadzano stosunkowo rzadko wykonywane badania betonu, poddanego obciążeniom długotrwałym o wysokim poziomie intensywności oraz badania wpływu szybkości obciążania na wytrzymałość betonu. Uzupełnieniem do przeprowadzonej weryfikacji były również badania literaturowe.

² dr hab. inż. Barbara Klemczak, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

3. Przegląd stanu wiedzy na temat lepkich właściwości betonu

Beton należy do grupy materiałów, których właściwości w znacznym stopniu zależą od czasu. Reologiczne odkształcenia w betonie obciążonym, obok odkształceń skurczu na skutek wysychania oraz skurczu autogenicznego, występują w postaci odkształceń pełzania, bedacego bezpośrednim skutkiem długotrwałego działania obciażenia. Deformacje pełzania można podzielić na pełzanie początkowe i długotrwałe. Jako przyczynę początkowego pełzania podaje się, spowodowaną naprężeniami, redystrybucję wody w kapilarach zaczynu cementowego. Powodem dalszego pełzania jest lepkie płynięcie, zachodzace w submikrostrukturze betonu. Pełzanie nie jest prostym opóźnionym zjawiskiem sprężystym, gdyż odkształcenia nim wywołane nie są w pełni odwracalne. Jest to związane ze zmianami strukturalnymi twardniejącego betonu, gdzie postępujący proces hydratacji cementu nie pozwala na pełny powrót do stanu wyjściowego [46,56].

Odkształcenia betonu pod obciążeniem długotrwałym o stałej intensywności, przy niskich poziomach wytężenia były wielokrotnie badane, a ich przebieg i wartości są dobrze opisane, w zależności od naprężenia, czasu działania obciążenia, wieku betonu w chwili obciążenia, wilgotności względnej otoczenia, wytrzymałości betonu, temperatury i wielu innych czynników. Znacznie mniej badań wykonywanych jest dla większych poziomów obciążeń i tak zwanego pełzania nieliniowego.

3.1. Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na pełzanie

Wpływ wielkości naprężenia

Badania doświadczalne wskazują, że do naprężenia konstrukcji, wynoszącego około 40%÷60% jego wytrzymałości doraźnej, pełzanie jest liniową funkcją naprężenia (rys. 1). Nie ma dolnej granicy proporcjonalności, gdyż beton wykazuje pełzanie nawet przy bardzo niskim poziomie naprężenia. Powyżej tej granicy w betonie pojawia się pełzanie nieliniowe, wywołane rozwijającymi się w strukturze obciążonego betonu licznymi mikropęknięciami [56]. Istnieje pewna wartość stosunku naprężenie-wytrzymałość, powyżej której pełzanie doprowadza wcześniej lub później do zniszczenia [76]. Zagadnienie to będzie szerzej omówione w punkcie 3.2.



Rys. 1. Wpływ naprężenia na pełzanie betonu wg Mitzel [73]

Wpływ wytrzymałości betonu

Niewątpliwy wpływ na wielkość pełzania ma skład betonu, a przede wszystkim stosunek wodno-cementowy i stopień hydratacji cementu. EC2 [N8] podaje wytrzymałość, jako podstawowy parametr, który opisuje skład betonu. Uzależniając pełzanie od wytrzymałości betonu wykazano, że wraz z jej wzrostem, wielkość odkształceń pełzania maleje [46,56,76]. Zależność tę przedstawił Mang [46] dla betonów o różnej wytrzymałości, po 60 dniach badania (rys. 2).



Rys. 2. Wpływ wytrzymałości betonu na wielkość pełzania [46]

Wpływ kruszywa

Udowodniono zależność pełzania od objętościowej zawartości zaczynu cementowego w betonie. Naprężeniom spowodowanym długotrwałym obciążeniem poddaje się mniej sztywna część betonu, czyli zaczyn cementowy. Stąd im większa zawartość kruszywa w betonie, tym mniejsze pełzanie, gdyż kruszywo ogranicza jedynie swobodę odkształceń stwardniałego zaczynu cementowego. Im wyższy moduł sprężystości kruszywa, tym bardziej ogranicza ono pełzanie hydratyzowanego zaczynu cementowego. To zjawisko wydaje się być ściśle związane z zależnością pełzania od wytrzymałości betonu, gdyż ta zależy również od ilości i typu kruszywa [56,76].

Wpływ wilgotności względnej otoczenia

Odkształcenia pełzania wzrastają wraz ze wzrostem wilgotności (rys. 3) [73]. Mang [46] podaje tutaj, że wilgotność względna otoczenia ma wpływ na pełzanie, jeżeli osiąga wartość około 50%. Powyżej tego poziomu można zauważyć znaczny wzrost pełzania wraz ze wzrostem wilgotności.



Rys. 3. Wpływ wilgotności na pełzanie betonu wg Mitzela [73]

Neville [76] uważa, że pełzanie danego betonu jest tym większe, im niższa jest wilgotność względna otaczającego go powietrza. Swoje zdanie opiera jedynie na jednych badaniach [119]. Zauważa jednak, że wysychanie pod obciążeniem przyspiesza pełzanie, tj. wywołuje dodatkowe pełzanie przy wysychaniu. To zjawisko, pierwsze odkryte przez Picketta, potwierdziło wielu badaczy (rys. 4).

Ogólnie wiadomo, że pełzanie występuje równocześnie ze skurczem, dlatego też zmierzenie samego pełzania nie jest możliwe. Prowadząc jednoczesne badania próbki obciążonej poddanej wysychaniu, próbki nieobciążonej poddanej wysychaniu i próbki obciążonej w wodzie, po zsumowaniu odkształceń dwóch ostatnich próbek nie otrzyma się odkształceń próbki badanej. Jest to spowodowane występowaniem efektu Picketta, czyli pełzania przy wysychaniu [46] (rys. 4). Zachowanie to było wielokrotnie badane i zostało opisane różnymi modelami [8,15,126].



Rys. 4. Odkształcenia betonu poddanego długotrwałemu obciążeniu ściskającemu [76]

Pełzanie przy wysychaniu jest sumą przynajmniej dwóch składników (Bažant [12], Altoubat [8], Kovler [61]):

- mikrozarysowania;

- skurczu zależnego od obciążenia.

Zewnętrzna warstwa próbki betonowej doznaje większych odkształceń skurczowych niż jej wewnętrzna część. Rezultatem tego jest powstanie naprężeń rozciągających w warstwie przypowierzchniowej próbki, które mogą doprowadzić do powstania mikrozarysowań. W przypadku ściskania efektowi mikrozarysowania przeciwstawia się powstałe naprężenie. Większy skurcz pojawi się w próbce obciążonej niż nieobciążonej i może zostać błędnie potraktowany jako pełzanie, jeżeli weźmie się pod uwagę tradycyjną definicję pełzania. W przypadku rozciągania, powstałe naprężenia wspomagają mikrozarysowanie zewnętrznej warstwy i redukują skurcz poniżej tego dla próbki nieobciążonej.

Wpływ temperatury

Wzrost temperatury może prowadzić do zwiększenia pełzania [46,76] (rys. 5). W zakresie temperatur, wynoszących około 15-40°C, wzrost pełzania jest nieznaczny. Jednak dla próbek badanych w temperaturze wynoszącej około 70°C, odkształcenia pełzania mogą być nawet 3,5 razy większe od próbek badanych w temperaturze wynoszącej 20°C. Wzrost pełzania jest prawdopodobnie związany ze zwiększeniem "ruchliwości" wody w wyższych temperaturach. Stwierdzono, że zależność pełzania od temperatury nie występuje przy braku wymiany wilgoci z otoczeniem [56]. W badaniach odnotowano również, że przy temperaturach wynoszących około 100°C odkształcenia pełzania maleją [46]. Być może jest to związane

z parowaniem wody, która prawdopodobnie jest odpowiedzialna za wrażliwość pełzania na temperaturę.



Rys. 5. Wpływ temperatury na pełzanie [76]

Ogólnie można powiedzieć, że przy niskich poziomach wytężenia przyrost odkształceń reologicznych w czasie ma charakter asymptotyczny. Dotyczy to zarówno wyżej wspomnianych odkształceń skurczowych, jak i pełzania. Jednak w pewnych warunkach pełzanie może z czasem doprowadzić do zniszczenia betonu bądź do zmniejszenia podstawowej cechy mechanicznej betonu, jaką jest wytrzymałość.

3.2. Pełzanie a zniszczenie

Zjawisko pełzania jest ważne w analizie zachowania konstrukcji betonowych z powodu opóźnionych odkształceń, co zostało omówione powyżej. Ponadto, należy brać pod uwagę niebagatelny wpływ pełzania na wytrzymałość betonu [113]. Przy wysokich poziomach naprężenia, niewiele mniejszych od wytrzymałości doraźnej, pełzanie może z czasem doprowadzić do zniszczenia betonu (rys. 6a). Odkształcenia przy zniszczeniu są wówczas większe niż otrzymane w badaniach doraźnych, a ich wielkość zależy od poziomu wytężenia. Im wyższy poziom wytężenia, tym szybciej nastąpi zniszczenie przy mniejszym przyroście odkształceń. Istnieje pewien stosunek naprężenia do wytrzymałości, poniżej której beton, pomimo narastających odkształceń, nie ulegnie zniszczeniu pod obciążeniem długotrwałym [76]. Granicę tę, wyrażoną jako procent wytrzymałości doraźnej, nazwano wytrzymałością długotrwałą betonu.



Rys. 6. Zależność σ-ε przy ściskaniu: a) pod obciążeniem długotrwałym [51]; b) przy wolnych szybkościach przyrostu odkształcenia [86]

Pełzanie odpowiada również za zmniejszenie wytrzymałości, przy wydłużonym czasie obciążania (rys. 6b), gdyż na odkształcenia składają się wówczas nie tylko odkształcenia sprężyste, ale również i pełzanie [76]. Zmniejszanie szybkości obciążania poza wzrostem odkształceń powoduje spadek wytrzymałości.

Badania nad opisanymi zjawiskami już w 1917 r. prowadził Abrams [1], a po nim kolejni naukowcy [102], jednak dopiero w 1960 r. Rüsch, jako pierwszy, opisał zależność pomiędzy pełzaniem pod obciążeniem długotrwałym (przy niskich i wysokich poziomach wytężenia) a szybkością przykładania obciążenia. Zamieszczony w [98] wykres (rys. 7), przedstawiający tę zależność, wyznacza dwie granice zachowania betonu. Określają one maksymalne odkształcenia betonu, poddanego długotrwałemu obciążeniu o danym poziomie intensywności. Dolna granica to maksymalne odkształcenia pełzania, jakie może osiagnać beton przy niższych od wytrzymałości długotrwałej poziomach naprężenia przy nieskończonym czasie trwania obciążenia. Górna granica uwzględnia spadek wytrzymałości betonu wraz z wydłużeniem czasu działania obciążenia. Określa ona maksymalne odkształcenie, jakie będzie towarzyszyło zniszczeniu betonu przy danym wyższym od wytrzymałości długotrwałej poziomie naprężenia. Zależności σ - ϵ , zaznaczone na wykresie linią przerywaną, pokazują zachowanie betonu, przy zwiększeniu czasu obciążania. Dwie określone granice tworzą zakres, umownie zwany "kopertą", w którym mieszczą się wszystkie możliwe zależności σ-ε dla danego betonu. Rüsch określił również prawdopodobny wykres dla betonu obciążonego w skrajnie krótkim czasie – zielona linia prosta. Tym samym zasugerował wzrost wytrzymałości wraz ze wzrostem szybkości obciążania, przy jednoczesnym zmniejszeniu odkształceń przy zniszczeniu.



Rys. 7. Koperta obciążenia długotrwałego dla jednoosiowego ściskania wg Rüscha [98]

Analizując przedstawioną zależność można przypuszczać, że dla danego betonu wytrzymałość długotrwała będzie wytrzymałością doraźną przemnożoną przez poziom wytężenia, określony przez asymptotę granicy zniszczenia i granicy pełzania – czerwona linia na rys. 7. W swoich badaniach Rüsch określił wytrzymałość długotrwałą na poziomie 75-80% wytrzymałości doraźnej. Twierdził, że wytrzymałość ta jest stała i nie zależna od wytrzymałości betonu i jego wieku.

Jednak do tej pory wytrzymałość długotrwała nie została jednoznacznie opisana. Dlatego też, określenie zachowania betonu pod obciążeniem długotrwałym i przy różnych szybkościach obciążania jest wciąż tematem wielu badań.

Do analiz wpływów reologicznych na wytrzymałość betonu, obok badań wpływu szybkości obciążania i analiz betonu pod obciążeniem długotrwałym, zaliczane są również badania szybkości rozwarcia rys [13,14,20,29,54,134,135,140]. Jednak nie będą one szerzej omawiane w niniejszym opracowaniu.

3.3. Wpływ szybkości przykładania obciążenia na odpowiedź betonu

W celu opisania zachowania betonu, przy różnych szybkościach obciążania przeprowadzono wiele badań. W różnych typach maszyn badano (rozmaitych wymiarów) próbki cylindryczne, sześcienne, graniastosłupowe, a także płyty [16,141] bądź belki. Analizowano wpływ efektu skali na wyniki [35,62]. Badano betony o indywidualnych składach z wieloma rodzajami kruszyw [49,104], przy zapewnieniu różnych warunków pielęgnacji [23÷25,29,49,85,88,91÷94,127,132]. Analizie poddawano zarówno elementy betonowe, jaki i zbrojone pretami [3,33,43,100] badź różnego typu włóknami [39,40,74,112,114,120,121]. Próbki poddawano jednoosiowemu ściskaniu (rys. 11)i rozciąganiu (rys. 12). Badano elementy przy zginaniu (rys. 13), a także w złożonym stanie naprężenia [41,110,112,133]. Analizowano nie tylko elementy betonowe, ale również zaprawę cementową czy zaczyn cementowy [19,27,40,41,44]. Określano zachowanie betonu przy różnych temperaturach [36,52,96,132]. Niewatpliwie wykazano zależność zachowania betonu od szybkości obciążania. Ponadto, wykazano wpływ bądź brak wpływu wymienionych czynników na odpowiedź betonu na różne szybkości obciążania, co zostanie omówione w poniższych rozdziałach.

Zaobserwowanie wpływu szybkości obciażania na odpowiedź betonu wymusiło wprowadzenie wielkości standardowych, dla uzyskania porównywalnych wyników badań wytrzymałości betonu. Wprowadzono standardową szybkość obciążania oraz dokładnie określono próbki i warunki ich przygotowania do badania. Normy w różnych krajach podaja statyczne szybkości przyrostu naprężenia dla badań wytrzymałości betonu na ściskanie:

•	wg PN-88/B-06250 [N10]:	500 ÷ 1000 kPa/s;
•	wg DIN 1048-5 [N7]:	200 ÷ 500 kPa/s;
٠	wg BS 1881: Part 116: 1983 [N4]:	200 ÷ 400 kPa/s;

• wg ASTM C 39-93a [N1]:

 $150 \div 350 \text{ kPa/s}.$ Podobne zalecenia są podawane dla badań wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu:

-	-	
•	wg ITB nr 194 [N9]:	20 ÷ 100 kPa/s;
•	wg DIN 1048-5 [N7]	20 ÷ 50 kPa/s;
•	wg BS 1881: Part 117: 1983[N5]:	20 ÷ 40 kPa/s;
•	wg ASTM C 496-71 [N3]:	11 ÷ 23 kPa/s.

• wg ASTM C 496-71 [N3]:

Określano również szybkości obciążania dla badań wytrzymałości betonu na zginanie:

- wg DIN 1048-5 [N7]:
- wg BS 1881: Part 118: 1983[N6]: $20 \div 100 \text{ kPa/s};$
- wg ASTM C78-94 [N2]:

Obecnie na terenie Europy ujednolica się normy, wprowadzając międzynarodowe zalecenia. Zmiany dotyczą między innymi szybkości obciążania. Poniżej przedstawiono wartości szybkości obciążania wg polskich norm, które są już wartościami zalecanymi przez wszystkie normy krajowe w Europie, dla wytrzymałości:

 $20 \div 50$ kPa/s;

 $15 \div 32$ kPa/s.

W

w

w

• na ściskanie:

na zginanie:

• na rozciąganie przy rozłupywaniu:

g PN-EN 12390-3 [N11]:	200 ÷ 1000 kPa/s;
g PN-EN 12390-6 [N13]:	40 ÷ 60 kPa/s;
g PN-EN 12390-5 [N12]:	40 ÷ 60 kPa/s.

3.3.1. Wpływ szybkości przykładania obciążenia na zależność σ-ε

Szybkość obciążania w istotny sposób wpływa na wykres σ - ϵ zarówno przy szybkościach mniejszych od statycznych (rys. 6b), jak i dynamicznych (rys. 8, 9). Wrażliwość na szybkość obciążania odnotowano nie tylko przy ściskaniu (rys. 6b, 8a, 9), ale również przy rozciąganiu (rys. 8b). Zauważono wpływ szybkości obciążania przy badaniach betonu zbrojonego włóknami (rys. 9b) oraz dla zaprawy cementowej (rys. 9a).



Rys. 8. Wpływ dynamicznych szybkości przyrostu naprężenia na wykres σ-ε przy:
a) ściskaniu betonu wg Mainstone'a [68]; b) rozciąganiu betonu wg Yana [132]



Rys. 9. Zależność σ-ε przy dynamicznych szybkościach przyrostu odkształcenia ściskającego:
a) dla zaprawy wg Grote'a [41]; b) dla betonu zbrojonego włóknami wg Wanga [121]

Pomimo różnorodności badań wielokrotnie potwierdzono zależność stwierdzoną przez Rüscha dla wolnych szybkości obciążania, jaką jest pochylenie wykresu σ - ϵ , przy mniejszych od statycznych szybkościach obciążania [86,124]. Wskazuje to nie tylko na zmniejszenie wytrzymałości, ale również na wzrost odkształceń i co za tym idzie spadek modułu sprężystości. Przy dynamicznych szybkościach obciążania stwierdzono wzrost wytrzymałości i "prostowanie się" wykresu σ - ε , które wskazuje na zwiększenie modułu sprężystości (rys. 8, 9). Określenie wielkości odkształceń betonu przy zniszczeniu na podstawie przedstawionych wykresów, nie jest możliwe w badaniach dynamicznych, gdzie maksymalne naprężenia otrzymuje się w mniej niż jedną sekundę. Problem ten zostanie omówiony w kolejnych rozdziałach.

3.3.1.1.Wpływ szybkości obciążania na wytrzymałość

Wyniki badań wytrzymałości, przy różnych szybkościach odkształcenia są przedstawiane, jako wytrzymałość względna w funkcji szybkości odkształcenia. Wytrzymałość względna jest ilorazem wytrzymałości uzyskanej przy danej szybkości odkształcenia do wytrzymałości statycznej. Takie porównanie wyników badań pozwala wyeliminować bądź zminimalizować wpływ różnorodnych technik badawczych, warunków pielęgnacji oraz różnych wytrzymałości betonu [92]. Ross [92] uważa również, że efekt skali, związany z rozmiarem próbki i kruszywa, przy takim porównaniu jest zminimalizowany.

Zebrano dostępne wyniki badań betonu poddanego wolnym i dynamicznym szybkościom przyrostu osiowego obciążenia ściskającego (rys. 11), rozciągającego (rys. 12) oraz zginania (rys. 13). Wykresy zawierają również wyniki badań dla zaprawy cementowej, zaczynu cementowego i RPC. "Reactive Powder Concrete", wynaleziony we Francji w 1990 r., to obecnie szeroko stosowany specjalny typ ultra wysokowartościowego kompozytu cementowego, zbrojonego włóknami stalowymi. W jego skład wchodzą: cement, pył krzemionkowy, piasek kwarcytowy, proszek z kwarcytu, superplastyfikator i woda [39]. Na wykresach przedstawiono również badania, wykonywane na betonach z różnymi kruszywami czy przy różnej wilgotności. Jeżeli badania zostały wykonane na innej mieszance niż betonowa lub były prowadzone w specjalnych warunkach, na wykresie zamieszczono stosowny opis.

Większość autorów podaje wyniki swoich badań w postaci wykresu względnej wytrzymałości w funkcji szybkości odkształcenia, podobnie zastosowano w niniejszej pracy. W przypadku wyników przedstawionych w funkcji szybkości przyrostu naprężenia, wartości szybkości odkształcenia obliczono dzieląc maksymalne odkształcenie przez czas badania. Na wykresach pokazano rzeczywiste obciążenia wg Bischoffa [17]. Dodatkowo w tabelach 1 i 2 przedstawiono szczegóły zebranych wyników badań laboratoryjnych ściskania i rozciągania. W tabelach, obok wymiarów próbek czy wytrzymałości betonu, podano maszynę badawczą, gdyż prawdopodobnie ma ona wpływ na wyniki.

Obok prasy hydraulicznej czy młota udarowego popularną metodą badania betonu przy ściskaniu, rozciąganiu, skręcaniu i ścinaniu stała się metoda zmodyfikowanego pręta Hopkinsona ("Hopkinson Pressure Bar"), dalej zwana HPB lub dla rozciągania SHPB ("Split Hopkinson Pressure Bar") [5,45,69]. Metodę najpierw zaproponował Hopkinson [47], a później zmodyfikował Kolsky [60]. Maszyna składa się z pręta pocisku, rozpędzanego przez wyrzutnię pneumatyczną, prętów transmitującego i odbierającego (rys. 10a). Metoda badania polega na umieszczeniu próbki pomiędzy dwoma stalowymi prętami. Fala naprężeniowa jest generowana przez pręt pocisk i przekazywana na próbkę przez pręt transmitujący. Część fali naprężeniowej, w płaszczyźnie styku próbki i pręta transmitującego, zostaje odbita, a część przechodzi dalej na pręt odbierający (rys. 10b). Do pomiaru odkształceń stosuje się umieszczone na prętach czujniki tensometryczne. Czas trwania obciążenia, to czas od uderzenia pręta pocisku do momentu, kiedy fala powróci do tego pręta. Na podstawie pomiarów oblicza się naprężenie w próbce i szybkość przyrostu odkształcenia.

Wraz ze wzrostem zainteresowania uczonych przedstawioną metodą, poddano ją wielu modyfikacjom, np. przez pominięcie pręta transmitującego [99,125]. Fala ściskająca odbija

się wówczas na końcu próbki i staje się rozciągającą. Schuler [99], który stosował tę metodę, podkreślił, że nadaje się ona tylko do materiałów, które mają dużo większą wytrzymałość na ściskanie niż rozciąganie. W innym przypadku próbka uległaby zniszczeniu, na skutek ściskania.



Rys. 10. a) schemat stanowiska pręta Hopkinsona [63]; b) pomiary podczas badania [41]



•	-
_	g
	õ
-	8
E	-

			Aparatura	P	róbki	u pouvueve Badanie ze Wytrzymałość	e statyczną szył Szybkość 1	bkością odkszta Odkształcenie	ałcenia	Badanie z inn Badany zakres	ねしてよい IA niż statyczna s: W badanym zak	zybkością odkszt: resie szybkości o	ałcenia dkształcenia	
Autor Rok badawcza //Pomiar M	Rok badawcza /Pomiar M	/Pomiar N	2	lieszanka	Rodzaj i wymiary	wyuzymanoc na ściskanie ¹ (wiek betonu) [MPa]	przyrostu przyrostu odkształcenia [1/s]	przy zniszczeniu [%0]	Moduł sprężystości [GPa]	szybkości odkształcenia [1/s]	wytrzymałości na ściskanie	Iny przyrost/spad odkształceń przy zniszczeniu	ek: modułu sprężystości	Uwagi
Watstein 1062 Mite udozanii	1053 Milet udo-2001	and the second se		Daton	Walec Ø=76,2 mm	16,48+20,27 (28)	1,3.10-6	2,0÷2,3	20,68÷21,37	$3,64 \cdot 10^{-3} \div 1,1 \cdot 10^{1}$	1,19÷1,84	0,91÷1,32	$1,02 \div 1,10$	
[122] [122] [122]				DetOIL	L=152,4 mm (3x6 cala)	$42,82 \div 50,68$ (28)	$1,5.10^{-6}$	2,2÷2,66	26,41÷36,34	$2,96\cdot10^{-3}\div6,69\cdot10^{0}$	$1,13 \div 1,85$	0,98÷1,26	$1,06\div 1,24$	
Rasch [96] 1962 hydrauliczna	1962 Prasa hydrauliczna	Prasa hydrauliczna		Beton	Walec Ø=150 mm L=300 mm	18÷50 (28)	9,0.10 ⁻⁶			9,0.10 ⁻⁹ 9,0.10 ⁻⁶	0,75÷0,95			
Cowell 1966 Prasa E	Prasa F	Prasa	<u>ц</u>	suchy	/ Walec 0=76 mm	33,3 60,4	6 0.10 ⁻⁶			3 0.10 ⁻² -3 0.10 ⁻¹	$\begin{array}{c} 1,14{\div}1,28\\ 1,11{\div}1,20\end{array}$			
[30] hydrauliczna	hydrauliczna ¹	hydrauliczna	2	mokr	L=229 mm	27,1 51,4	2				1,22+1,37 1,19+1,34			
Atchley, Furr 1967 Mtot udarowy	1967 Młot udarowy	Młot udarowy		Beton	Walec $\mathcal{O}=152,4 \text{ mm}$ L=304,8 mm (6x12cala)	17,24÷34,47	$2,5.10^{-6}$. 7.10^{-6}			$6,0\cdot 10^{4} + 4,48\cdot 10^{0}$	1,24÷1,63			
Spooner 1971 Prasa [105] hydrauliczna	1971 Prasa hydrauliczna	Prasa hydrauliczna		Beton	Graniastosłup 75x75 x250 mm	37,4÷44,2 (90)	5,0·10 ⁻⁶	1,92÷1,76		3,67·10 ⁻⁸	0,96÷0,88	1,02÷1,16		Badania wpływu vilgotności
Dhir, Sangha 1972 Prasa [32] hydrauliczna	1972 Prasa hydrauliczna	Prasa hydrauliczna		Beton	Walec Ø=50 mm L=125 mm	37,76 (28)	2,5.10 ⁴	2,4	22,2	5,0.10 ^{-8,+} 2,5.10 ⁻³	0,99÷1,04	>1,35	0,7 9÷ 0,92	
				o		20 (28)					$0,81 \div 1,16$			
Sparks, Prasa Menizes 1973 hydrauliczna	1973 Prasa hydrauliczna	Prasa hydrauliczna	<i>i</i> -	kowe kowe Belon	- Graniastosłup 102x102 x203 mm	30 (28)	2·10 ⁻⁵			$10^{-7} \div 10^{-3}$	$0,81 \div 1,08$			
				k wapienr	le	30 (28)					$0,88\div1,04$			

Tabeli 1		Uwagi)	Badania wpływu wilgotności	Dot tollo	części wyników									Zbrojenie: q1-	0=3,2 mm co 13 mm a2-	Q=3,2 mm co25 mm	
cd.	tałcenia	odkształcenia lek:	modułu sprężystości									1,17	26'0	$1,03 \div 1,06$	1,03	$1,01 \div 1,02$	1,02÷1,05	$1,09 \div 1,13$
	zybkością odkszi	cresie szybkości o dny przyrost/spac	odkształceń przy zniszczeniu					$0,85{\div}1,00$	1,11	$0,72 \div 1,02$	$0,88 \div 1,03$	1,4	1,16	$1,09 \div 1,22$	1,12	1,10-1,37	1,17÷1,61	$1,16 \div 1,38$
	ią niż statyczna s	W badanym zak wzgleo	wytrzymałości na ściskanie	1,01÷1,25	Przyrost siły niszczącej 1,13+1,30	1,17	1,19	$0,94{\div}1,49$	$0,83 \div 1,03$	$0,76 \div 1,49$	0,99÷1,47	1,24	1,15	$1, 14 \div 1, 15$	1,09	$1,13 \div 1,16$	1,18÷1,21	1,10 + 1,11
	Badanie z inr	Badany zakres szvhkości	odkształcenia [1/s]	8,2.10 ⁰ ÷1,39.10 ¹	$1,67 \cdot 10^{-3} \div 1,67 \cdot 10^{-2}$	1 67.10 ⁻²	01-70,1	$1, 0 \cdot 10^{-5} \div 2, 3 \cdot 10^{-1}$	$1,0.10^{-5} \div 3,2.10^{-3}$	1,0.10 ⁻⁵ ÷1,77.10 ⁻¹	$1,0.10^{-5}$ +2,0.10^-1	-0+0+	1,0.10	$1, 0 \cdot 10^{-2} \div 3, 0 \cdot 10^{-2}$	$1, 0.10^{-2}$		$1,0.10^{-2} \div 3,0.10^{-2}$	
	ałcenia	Moduł	sprężystości [GPa]									23,0	39,0	22,06	28,34	23,37	23,79	27,58
	bkością odkszt	Odkształcenie przy	zniszczeniu [‰]					1,94	2,3	3,5	3,39	2,0	2,5	2,3	2,6	3,0	4,1	3,7
	e statyczną szy	Szybkość przvrostu	odkształcenia [1/s]	1,0.10-6		$3, 3 \cdot 10^{-6}$				3,3·10 ⁻⁵		$1,4 \cdot 10^{-5}$	1,0·10 ⁻⁵			$3,2 \cdot 10^{-5}$		
	Badanie z	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek betonu) [MPa]	50-80 (28)		24,2÷25,3 (42)				23,24 (40)		42,0 (100)	84,2 (100)	37,92 (200)	48,13 (55)	42,06 (200)	48,26 (200)	50,0 (55)
		bki	Rodzaj i wymiary	Sześcian 102x102 x102 mm		450x450 x1200 mm			Graniastosłup	152x152x 610 mm (6x6x24cale)		Walec	v=s0 mm L=160 mm		Walec	Ø=76,2 mm L=152,4 mm	(3x6 cala)	
	Prół inka		anka	on ywem owym nnym	orojony	%⊅ <i>L</i> 'I	%78ʻI	orojony	%8 <i>L</i> '0	%85'I	%91'E	-70°C	J°230	I	7	lp l	2p I	2p2
			Miesz	Bet z krusz otoczak i wapie	niezł	jony Beton	zpro	niezł	sprojony Beton			Beton temperatura		Beton Zwykły zbrojony niezbrojony				Z
		Aparatura badawcza /Pomiar		Młot udarowy		Prasa hydrauliczna			Prasa hydrauliczna			Prasa hydrauliczna				Prasa hydrauliczna		
		Rok		1978		1982				1984		1984				1985		
		. Autor		Hughes, Watson [49]	Coott Dout	Priestley [100]			Diler. Koch.	[33] Kowalczyk		Rostàsy, Scheuermann,	Sprenger [96]			Ahmad, Shah [3]		
		Lp	-	∞		6		1		10		1 3	12					

<u> Tabeli 1</u>		Uwagi									*inny enosób	zniszczenia	Badania wpływu vilgotności			
cd.	ałcenia dkształcenia	ek:	modułu sprężystości	$1,07{\div}1,09$	1,12	$1,03{\div}1,04$	$1,00 \div 1,09$	$1,16 \div 1,24$	$0,87\pm1,24$ $0,90\pm1,26$ $0,86\pm1,32$	$\begin{array}{c} 0,84\pm 1,25\\ 0,92\pm 1,37\\ 0,87\pm 1,35\end{array}$	1,04	1,2				
	szybkością odks. akresie szybkości ędny przyrost/spe i odkształceń prz zniszczeniu		odkształceń przy zniszczeniu	$1,07{\div}1,19$	1,13	$1,09{\div}1,18$	$1, 17 \div 1, 37$	$1,09{\div}1,65$	<1,26 <1,53 <1,11	<1,18 <1,11 <1,24	1,28÷1,4	$0,94^{*}+1,15$				
	<u>ą niż statyczna s.</u> W badanym zak	względ	wytrzymałości na ściskanie	0,98÷0,99	1,31	$0,98{\div}1,00$	1, 11 + 1, 12	$0,97{\div}1,05$	0,93+1,83 0,96+1,73 0,86+1,66	0,91+1,64 0,94+1,61 0,96+1,68	1,49÷1,57	1,59÷1,66	1,15÷1,86	0,98+2,14	$0,96{\div}2,82$	$0,92{\div}2,61$
	Badanie z inn Badany zakres	szybkości	odkształcenia [1/s]	$1,0{\cdot}10^{-2}{\div}3,0{\cdot}10^{-2}$	$1, 0.10^{-2}$		$1,0{\cdot}10^{-2}{\div}3,0{\cdot}10^{-2}$		$\begin{array}{c} 3,0\cdot 10^{-7}\!\!+\!\!1,76\cdot 10^{-1}\\ 3,0\cdot 10^{-7}\!\!+\!\!1,24\cdot 10^{-1}\\ 3,0\cdot 10^{-7}\!\!+\!\!9,73\cdot 10^{-2} \end{array}$	$3,0\cdot10^{-7}+1,42\cdot10^{-1}$ $3,0\cdot10^{-7}+1,2.7\cdot10^{-1}$ $3,0\cdot10^{-7}+9,73\cdot10^{-2}$	$9, 0.10^{0}$	$5,0.10^{0}$	$1, 7 \cdot 10^{-1 \div 2}, 5 \cdot 10^{2}$	$1, 0 \cdot 10^{-7} \div 3, 5 \cdot 10^{2}$	$9,5 \cdot 10^{-1} \div 3,7 \cdot 10^{2}$	$2,8 \cdot 10^{-1} \div 3,4 \cdot 10^{2}$
-	ltcenia	Moduł enrażwetości	sprezystoser [GPa]	15,31	16,89	15,31	14,89	15,58	23,41 17,02 14,03	31,39 29,34 27,74	29,1	33,6				
	bkością odkszta Odkształcenie	przy	zniszczeniu [‰]	2,7	3,1	3,3	3,5	3,4	7,4 7,0 6,3	4,1 3,7 3,3	1,99÷2,12	2,19÷2,22				
	e statyczną szy Szybkość	przyrostu	odkształcenia [1/s]	3,2.10 ⁵					9-01 c	01.0	_6 5.10 ⁻⁶	01.00	1,7·10 ⁻⁶	$\sim \! 1,0\!\cdot\! 10^{-\!6}$	7-01-01	1,0.10
	Badanie z Wytrzymałość	na ściskanie ¹	(wiek betonu) [MPa]	37,23 (200)	39,58 (58)	37,92 (200)	39,78 (200)	38,75 (58)	86,42 53,47 40,65	74,75 53,88 38,49	26,7 (40;156)	43,5 (43); 45,3 (137)	48,3 (28) 57,1 (28) – badane walce	$16, 6 \div 50, 3$	36	07
	oki		Rodzaj i wymiary		Walec	Ø=76,2 mm L=152,4 mm	(3x6 cala)		Graniastosłup 2,54x2,54	Walec Ø=101,6 mm L=254 mm (4x10cali)		Walec Ø=51 mm L=51 mm	Woloo	Q=51 mm L=51 mm	(zxz cale)	
	Pról		ınka	I	7	lpl	2p1	ζþζ	w/c= 0,3 0,4 0,5	w/c= 0,3 0,4 0,5	5	1	u	u	луэпs	токту
	Mieszan		Miesz	лио <u>f</u> о.	ki ki	ton lek	brojony	Z	ζαστλη Σαςτλη	Zaprawa cementowa	Betor		Betc	Betc	Doton	DetoII
ľ	Aparatura badawcza /Pomiar		/Pomiar			Prasa hydrauliczna			Prasa	hydrauliczna	Motudarowy		HPB		HPB	
ſ		Rok				1985			0001	0661	1005	CEET	1995		1996	
	Autor					Ahmad, Shah [3]			Harsh, Shen,	[44]	Bischoff, Perry	[18]	Ross, Tedesco, Kuennen [91]	D occo Torono	Tedesco, Hughes	[76]
		Lp.				12			, ,	c1	1	<u>+</u>	15		16	

Tabeli 1	i Uwagi											Wvniki nie	zostały	zanneszczo -ne na wykresach	zbiorczych				
cd.	ałcenia	dkształcenia ek:	modułu sprężystości							1,01÷1,05									
	szybkością odksz cresie szybkości (dny przyrost/spa odkształceń przy zniszczeniu							0,96÷0,98											
	ą niż statyczna s	W badanym zak wzglęc	wytrzymałości na ściskanie	$1,11 \div 1,38$	$1,11 \div 1,36$	$0,93 \div 1,17$	$0,87 \div 3,91$	56,67	28,26	1,04÷1,1	$1,43 \div 1,83$	1,48÷1,82	$1,49{\div}2,04$	1,82	$1,47 \div 1,79$	$1, 81 \div 2, 20$	1,83	1,56+1,90	1,92+2,33
	Badanie z inn	Badany zakres szvbkości	odkształcenia [1/s]		$5,0{\cdot}10^{-3}{\div}1,0{\cdot}10^{-1}$		$2,5 \cdot 10^2 \div 1,7 \cdot 10^3$		$1,0.10^{4}$	$8, 8 \cdot 10^{-5} \div 2, 33 \cdot 10^{-4}$	$5,6\cdot10^{4}$ $\div1,51\cdot10^{-3}$	250÷500 mm	(wysokość)	250 mm	250÷500 mm		250 mm	250÷500 mm	
	ułcenia	Moduł	sprężystości [GPa]							18,0									
	bkością odkszta	Odkształcenie	zniszczeniu [‰]							1,83									
	e statyczną szy	Szybkość przvrostu	odkształcenia [1/s]	8,0.10 ⁻⁵			1,0.10 ⁻³	c	1,0.10 ⁻⁵	5,3·10 ⁻⁵	1,64·10 ⁻⁶								
	Badanie z	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek betonu) [MPa]	20,47 (30) 25,26 (30) 32,38 (30)		32,38 (30)	46	30 46		41,4	42		44,5				45,1		
		ki	Rodzaj i wymiary	Walec Ø=38 mm L=76 mm			Walec 0 mm÷19 mm ,8 mm÷18 mm	Walec	Ø=76 mm, L=10 mm	Sześcian 51x51x51 mm (2x2x2 cala)	Walec Ø=100 mm L=200 mm				Graniastosłup	100x100 x175 mm			
	Prół Mieszanka		Mieszanka	-40°C -20°C +20°C Temperatura Beton		-40°С Те	Zaprawa $Q=0$	I,7GPa czne Beton	Zaprawa Cem. Cem.	Zaprawa cementowa	Beton	Beton niezbrojony jenie włóknami niezbrojony 0,5% 1,25 0,625 0,0			0,0 0,0 0,0	0'032 0'1 02			
	Aparatura badawcza /Pomiar			Prasa hydrauliczna		HPB	"Plate imnast	experiment"	Prasa hydrauliczna/ Badanie oporu elektrycznego	Młot udarowy				Młot udarowy i maszyna do	zadawania naprężeń	bocznych			
	Rok			2001			2001		2002	2004					2005				
	Autor Autor Filiatrault, Holleran [36]				Grote, Park, Zhou [41]		Cao, Chung [27]	Sukontasukkul, Nimityongskul, Mindess [111]				Sukontasukkul,	Banthia 1121						
		Lp.	•		17			18		19	20	21							

abeli 1		Uwagi																				
cd. T	łcenia	lkształcenia k:	modułu sprężystości																			
	zybkością odkszta	resie szybkości od Iny przyrost/spade	odkształceń przy zniszczeniu s																			
	ą niż statyczna s	W badanym zak wzglęc	wytrzymałości na ściskanie	$0,92 \div 1,04$	$1,01 \div 1,08$	$1,04 \div 1,15$	$1,11 \div 1,29$	$1,7 \div 2,4$	$1, 3 \div 1, 9$	$1,1 \div 1,4$	$1,32 \div 1,94$	$1,13 \div 1,72$	$1,08 \div 1,44$	$0,99 \div 1,28$	0,98	0,96	06'0	$1,03 \div 1,80$	$0,56\div1,56$	$0,70\div 1,57$	$0,81 \div 1,66$	
	Badanie z inn	Badany zakres szybkości	odkształcenia [1/s]		1 15.10 ⁻⁵² 67.10 ⁻⁵	01.70'C · 01.C+'1		$4,2{\cdot}10^{1}{\div}9,0{\cdot}10^{1}$	$4,5{\cdot}10^{1}{\div}9,0{\cdot}10^{1}$	$5,2\cdot 10^{1}$ $\div 9,0\cdot 10^{1}$	$4,5{\cdot}10^{1}{\div}1,2{\cdot}10^{2}$	$4,0{\cdot}10^{1}{\div}1,3{\cdot}10^{2}$	$5,0.10^{1}$ \div $1,45.10^{2}$	$1,0{\cdot}10^{-4}{\div}1,0{\cdot}10^{-2}$		$1,0.10^{-2}$		$7,9{\cdot}10^{1}{\div}5,6{\cdot}10^{2}$	$1,04 \cdot 10^2 \div 6,85 \cdot 10^2$	$1,31{\cdot}10^2{\div}7,97{\cdot}10^2$	$2,34 \cdot 10^2 \div 1,23 \cdot 10^3$	
	ałcenia	Moduł	spręzystosci [GPa]		<u> </u>																	
	okością odkszti	Odkształcenie przy	zniszczeniu [‰]																			
	e statyczną szył	Szybkość przyrostu	odkształcenia [1/s]		7 75.10 ⁻⁶	01.67%			$1,0.10^{-5}$						1 0.10 ⁻⁵	01.0,1			0 0.10-6	2,010		
	Badanie ze	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek betonu) [MPa]		(00) 01	10 (20)		29 (28)	53 (28) (1,5%)	65 (28) (4,5%)	101,44	119,62	147,64		(00) 0 21	1 /, 0 (20)		173,1	198,3	187,3	181,0	
		ki	Rodzaj i wymiary		Walec	L=115mm		1 711	walec Ø=74mm I -26mm			walec Ø=50mm, H=25mm			Sześcian	100 mm						
		Prób	eszanka	%0 :Л	%01 pom șș	70% мацоў	ьZ 8001	:imbr %0,0	%0'E iyộłm	.1dZ %0,0	;imsn :imsn	3°5'I %⊊7%	%7 IqZ	[690] 0,0	<i>L</i> Ԡ] əuzəo	d sinsż 4 p. je b	13' <i>7</i> Napre	ims %0	₩ MţQKU	əinəj %2	3% Sproj	ormowych
			Mi	Beton				Beton			КРС			uo	Bet			Эc	RF		kach n	
		Aparatura badawcza	/Pomiar		Prasa hydrauliczna/ Metoda emisji akustyczne				HPB			HPB			Maszyna servo-	hydrauliczna			TIDD	HPB		badana na prób
		Rok 2008					2008			2008			0000	0007			0000	6007		ciskanie		
		Autor Ranjith, Jasinge, Song, [85]					Wang, Liu, Shen	[071]	~~~/II ~~~/II	wang, wang, Liang, An [121]	1		Yan, Lin	[133]			Tai	[114]		ytrzymałość na śc		
	Lp.				23		24			25				26				≥				



2
а
G
d
Ë

	Uwagi				Za statyczną szyb. obc.	przyjęto najmniejszą z badanych	Nie- zamieszczone	na rys. 12		Badał wpływ porowatości	zaprawy		Nie- zamieszczone	na rys. 12		
	cią odkształcenia	lkresie szybkości nia względny tt/spadek:	odkształceń przy zniszczeniu							$0,95{\div}1,58$	$0,92 \div 1,99$	0,74+2,01				
go	tatyczna szybkoś	W badanym za odkształce: przyros	wytrzymałości na rozciąganie	$1,33 \div 2,34$	1,14÷3,64	$0, 81 \div 1, 07$	1,44÷2,27	$0,98{\div}1,66$	0,94÷4,39	$1,10 \div 1,55$	1,04+2,28	$1,04 \div 1,91$	$1,06\div 1,38$	$1,28{\div}2,08$	$1,26\div 1,78$	1,36+2,72
ia rozciągające	Badanie z inną niż si	Badany zakres szybkości	ouksztatcenia [1/s]	1,8·10 ⁻³ ÷6,17·10 ⁻² [MPa/s]	$1,7{\cdot}10^{0{\div}}7,7{\cdot}10^{0}$	$1, 1 \cdot 10^{0 \div} 1, 26 \cdot 10^{0}$	$1, 1 \cdot 10^{0 \div} 1, 25 \cdot 10^{0}$	1,7.10 ⁺³ ÷5,46.10 ⁺⁴ [MPa/s]	3,9·10 ⁺⁴ ÷7,74·10 ⁺⁴ [MPa/s]	$4, 8 \cdot 10^{-5} \div 5, 1 \cdot 10^{-2}$	$5,4\cdot 10^{-5}$ $\div 4,3\cdot 10^{-2}$	$7, 1 \cdot 10^{-5} \div 9, 5 \cdot 10^{-2}$	5,0·10 ⁻³ ÷4,8·10 ⁺¹ [GPa/s]	$5,0\cdot10^{-3}$, $4,8\cdot10^{+1}$ [GPa/s]	$5,0.10^{-3}$ + $7,5.10^{+1}$ [GPa/s]	$5,0\cdot10^{-3}$ $\div 6,4\cdot10^{+1}$ [GPa/s]
m obciążen	stałcenia	Odkształcenie przy	ZIIISZCZEIIIU [%0]							0,12	$0,89{\div}1,2$	0,14÷0,16				
zybkościo	<u>ybkością odksz</u>	Szybkość przyrostu odkształcenia [1/s] 1,0·10 ⁻⁶ [MPa/s]			$4,9 \cdot 10^{-1}$	$5,0 \cdot 10^{-1}$	2,1·10 ⁻² [MPa/s]	3,9·10 ⁻² [MPa/s]		1,0.10 ⁻⁷			5,0.10 ⁻⁵	[Ura/s]		
różnym sz	ze statyczną sz	Wytrzymałość na rozciąganie	(wiek betonu) [MPa]	2,63÷3,66	3,86	3,6	2,7	5,6	2,4	2,2	1,72	1,8+1,84	3,2	3,6	6,4	2,5
poddanego	Badanie	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek petonu) [MPa]	37,2÷62,5 (28)	48,0											
oadań betonu		Próbki	Rodzaj i wymiary	Walec Ø=74 mm L=100 mm	Walec Ø=51 mm L=51 mm (2x2 cale)	Walec	w=/4 mm L=100 mm	Walec Ø=74 mm L=100 mm			Paddle-shaped 45x100x490 mm			Walec Ø=74 mm	L=100 mm	
Wyniki ł	Mieszanka		Beton	Beton	xyons ونج	шоқід Dogo	ancy) Store	шоқал	Beton	Zaprawa cementowa	Zaprawa cementowa z włóknami	λцэns S [°] 0	mokry שיייייש מיטח	m w/c=0,3	w/c=0,7	
	Aparatura badawcza /Pomiar		SHPB	SHPB	GUIDO	DILLD	SHPR			Prasa hydrauliczna			SHPB			
	Rok		1981	1989	1000	0661	1997			1993			1994			
	Autor		Zieliński, Reinhardt, Körmeling [139]	Tedesco, Ross, Brunair [117]	Reinhardt,	KOSSI, VAII MILET [88]	Rossi, van Mier,	Boulay, Maou [93]		Glinicki, [40]			Rossi, van Mier, Toutlemonde,	Maou, Boulay [94]		
		Lp.		1	7	6	n	4			S			9		

Tabeli 2		wagi		adania pływu otności				adali	lindry						
cd. T		D		Ba wr wilg				B	cy.						
	ścią odkształcenia	akresie szybkości mia względny st/spadek:	odkształceń przy zniszczeniu												
	statyczna szybkos	W badanym z odkształce nrzvro	wytrzymałości na rozciąganie	1,67÷2,06	1,4÷2,9	1,9÷3,6	2,5÷4,0	1,2+3,1	1,5+2,9	1,23+1,92	4,5÷12,6	1,23÷1,57	1,56÷1,86	2,21÷3,06	3,5÷5,9
	Badanie z inną niż s	Badany zakres szybkości	odkształcenia [1/s]	$4,9\cdot 10^{0\div}5,8\cdot 10^{0}$	$3,5\cdot 10^{-1}$ $\div 8,8\cdot 10^{0}$	$5,5\cdot 10^{-1}$ + $7,9\cdot 10^{0}$	$3,2\cdot 10^{-1}$ $\div 1,0\cdot 10^{1}$	$2,0{\cdot}10^{0{+}7,2{\cdot}10^0}$	$2,0{\cdot}10^{0{\div}7},1{\cdot}10^{0}$	9,5.10 ⁰⁺³ ,17.10 ¹	2,15·10 ¹ ÷1,08·10 ²		$1,0.10^{0\div}1,0.10^{1}$		$2,3\cdot10^{1\div}9,4\cdot10^{1}$
	tałcenia	Odkształcenie przy	zniszczeniu [‰]												
	/bkością odksz	Szybkość przyrostu	odkształcenia [1/s]	1,7.10 ⁻⁶		1,0·10 ⁻⁷		11 £ 731-Do/o	11, J- 2JKF'á/S				1,0.10-6		
	ze statyczną szy	Wytrzymałość na rozciąganie	(wiek betonu) [MPa]	3,86	2,6	2,08	2,0	2,21+2,54	3,1+3,48	6,5 (28)	4,22	3,28	3,53	3,03	3,24
	Badanie	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek betonu) [MPa]	48,3 (28)		26,0					42,0		46,2		~35,0
		Próbki	Rodzaj i wymiary	Walec Ø=51 mm L=51 mm		Walec Ø=51 mm L=51 mm (7x2 cale)		Walec Ø=76 mm	L=38 mm (3x1,5 cale)	Walec Ø=25 mm L=10 mm	Walec Ø=40 mm L=120 mm		Sześcian 200x200x200 mm		Walec Ø=74,2 mm L=250 mm
			Mieszanka	Beton	бцэпs	boysncy) geo B	шоқıл	toU	DetOIL	Beton	Beton	бцэns	S0%RH	шоқіл	Beton
		Aparatura badawcza	/Pomiar	SHPB		SHPB		dailto	GJUG	SHPB	SHPB		SHPB		SHPB ²
		Rok		1995		1996		0000	70007	2002	2001		2001		2005
		Autor		Ross, Tedesco, Kuennen [91]	,	Ross, Jerome, Tedesco, Hughes [92]		Lambert, Ross	[63]	Verleysen, Degrieck, Taerwe [129]	Brara, Camborde, Klepaczko, Mariotti [22]	Cadoni,	Labibes, Albertini, Berra, Gianorasso	[25]	Schuler, Mayrhofer, Thoma [99]
		Lp.		7		8		c	4	10	11		12		13

abeli 2	Uwagi																
cd. J	dkształcenia	ie szybkości vzględny idek:	cształceń przy niszczeniu							1,05÷1,42							
	utyczna szybkością o	W badanym zakres odkształcenia w przyrost/spe	wytrzymałości odk na rozciąganie z	2,29÷9,04	4,13÷8,57	3,48÷12,75	1,09÷1,96	3,1	1,6÷1,7	1,22+2,36	$1,15 \div 1,59$	$1,08{\div}1,78$	$1,16 \div 1,50$	5,0+7,0	4,75÷12,98	1,27+2,65	$2,02 \div 4,01$
	Badanie z inną niż st	Badany zakres szybkości	odkształcenia [1/s]	$1,5 \cdot 10^{1 \div 6},5 \cdot 10^{1}$	$4,5\cdot 10^{1} \div 9,9\cdot 10^{1}$	$1,9 \cdot 10^{1} + 1,32 \cdot 10^{2}$	$2,0.10^{-1}$ + $2,0.10^{1}$	1 5.10 ⁰	01.0'1~		$1,0.10^{4} \div 5,01.10^{-1}$		$1,0\!\cdot\!10^{\text{-3}}\!\!\div\!1,0\!\cdot\!10^{\text{-1}}$	$3,56\cdot 10^{1} \div 6,84\cdot 10^{1}$	$2,15\cdot 10^1 \div 1,12\cdot 10^2$	$2,14 \cdot 10^{0} \div 9,14 \cdot 10^{0}$	$4,31{\cdot}10^0{\div}7,0{\cdot}10^1$
	tałcenia	Odkształcenie przy	zniszczeniu [‰]							0,95							
	bkością odkszi	Szybkość przyrostu	odkształcenia [1/s]		1,0·10 ⁻⁶ 1,0·10 ⁻³		$1,0.10^{4}$	\sim 3,0 $\cdot 10^{-6}$				1,0·10 ⁻⁵				$1.0.10^{4}$	01 0(1
	ze statyczną szy	Wytrzymałość na rozciąganie	(wiek betonu) [MPa]	2,69	5,0	4,0	10,8	$3, 3 \div 3, 98$	2,05	1,3	1,18	2,21	2,53	5,0	4,0	1,87	2,91
	Badanie	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek betonu) [MPa]	34,09 (28) 56		42	214,7	(86) 8 81	40,0 (20)	24,46 (28)	17,9 (28)	32,8 (28)	33,3 (28)	56	42	46,39 (~40lat)	31,13 (~10lat)
		róbki	Rodzaj i wymiary	Walec Ø=74 mm L=500 mm	Walec Ø-40 mm	L=120 mm	Graniastoshp 50x50x100 mm	Walec 74x100 mm			Dumbbell-shaped"	70x70x200 mm		Walec	ю=40 mm L=120 mm	Walec Ø=60 mm	L=~100 mm
	Pr		Mieszanka	Beton	suchy Mikro	mokry -beton	RPC z 2% zbrojeniem włóknami stalowymi	бцэпs uoi	шоқıλ Β [¢]	лоқту	± +20∘C ton	suchy Tempe Be	-30∘C	suchy Mikro -	beton beton	Reton	10000
	Aparatura badawcza /Pomiar		/FOIIIIAT	SHPB ²			"Rapid loading machine"	апл	GILLD		Prasa	hydrauliczna		crmb2	SHEB	MHR^2	
		Rok		2005	9006	0007	2006	9006	0007		2006	0007			/007	2007	1007
	Autor			Wu, Zhang, Huang, Jin [125]	Brara, V lancorto	[23]	Fujikake, Senga, Ueda, Ohno, Katagiri [39]	Vegt, Pedersen, Sluys,	Weerheijm [127]		Yan, Lin	[132]		Brara,	Niepaczko [24]	Cadoni, Asmone Drofa	[26]
	Lp.		14	15	CT.	16	17		18				0	19	20		

cd. Tabeli 2		Uwagi			
0	sią odkształcenia	kresie szybkości ia względny t/spadek:	odkształceń przy zniszczeniu		
	statyczna szybkośc	W badanym za odkształcer przyros	wytrzymałości na rozciąganie	4,8÷6,1	1,7÷5,2
	Badanie z inną niż s	Badany zakres szybkości	ouksztatcenia [1/s]	$2,0\cdot 10^{1}$ + $2,55\cdot 10^{1}$	~1,0.10 ⁰ ÷1,0.10 ¹
	ztałcenia	Odkształcenie przy	zniszczeniu [%o]		
	ybkością odksz	Szybkość przyrostu	ouksztatcenia [1/s]		~3,0.10 ⁶
	ze statyczną sz	Wytrzymałość na rozciąganie	(wick Detoriu) [MPa]	3,0	3,3
	Badanie	Wytrzymałość na ściskanie ¹	(wiek petoliu) [MPa]	40,0	48,2 (28)
		Próbki	Rodzaj i wymiary		Walec Ø=74 mm L=100 mm (SHB) L=300 mm (MSHB)
			Mieszanka	Beton	Beton
		Aparatura badawcza		HPB ²	SHB, MSHB
	Rok			2007	2007
	. Autor			Weerheijm, Van Doormaal [123]	Vegt, Breugel, Weerheijm [128]
		Lp.		21	22

¹- wytrzymałość na ściskanie badana na próbkach normowych; ²- modyfikacja SHPB

Analizując wykres (rys. 11) można zauważyć, jak istotny wpływ na wytrzymałość betonu na ściskanie ma szybkość obciążania. Zmniejszenie szybkości obciążania w stosunku do statycznej, może skutkować spadkiem wytrzymałości nawet do 70% jej statycznej wartości, podczas gdy zwiększenie szybkości badania może spowodować 3,5-krotny jej wzrost. Analiza przedstawionych wyników badań prowadzi do podziału całego zakresu szybkości obciążania na dwa przedziały, zgodnie z odpowiedzią betonu. W pierwszym zakresie można zauważyć powolny wzrost wytrzymałości aż do wartości nieprzekraczającej dwukrotnej wytrzymałości statycznej (linia niebieska na rys. 11). Zakres ten obejmuje szybkości odkształcenia mniejsze od statycznych aż do szybkości odkształcenia równej około 10 [1/s]. Drugi zakres, to szybkości odkształcenia od 10¹ do 10⁴ [1/s]. Zachowanie betonu w tym przedziale cechuje się gwałtownym przyrostem wytrzymałości wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania. Wyniki przedstawiane przez różnych naukowców sugerują, że przyrost wytrzymałości może wynosić od 0 do 3,5-krotnej wartości wytrzymałości statycznej (linia czerwona na rys. 11). Podobny podział na dwa zakresy zastosowało wielu badaczy, którzy określali granicę odpowiedzi betonu i wynosiła ona:

- 1 [1/s] Nard [75];
- 10⁻³ [1/s] Harsh [44];
- 60-80 [1/s] Ross [91,92];
- $\sim 10 [1/s] \text{Bischoff} [17].$

Zaobserwowany podział zastosowano również do nazewnictwa zakresów szybkości obciążania (rys. 13).



Rys. 13. Schemat nazewnictwa zakresów szybkości obciążania [75]

Zmiana odpowiedzi betonu, wymuszająca ów podział, jest prawdopodobnie związana z fizyczną stroną powstania zjawiska. Przyczyna wzrostu wytrzymałości, choć wciąż nie, wyjaśniona, jest zupełnie inna w zakresie quasi-statycznych szybkości obciążania niż w przypadku dynamicznych szybkości obciążania, co będzie szerzej omówione w późniejszych rozdziałach.

Przy badaniach betonu na rozciąganie (rys. 12) wykazano dużo większą wrażliwość na Maksymalna zbadana szybkość obciażania. wytrzymałość była równa aż 13-krotnej wartości wytrzymałości statycznej. Podobnie jak w przypadku ściskania, zachowanie betonu poddanego rozciąganiu w pełnym zakresie szybkości obciążania można podzielić na dwa przedziały. Pierwszy zakres, obejmujący szybkości odkształcenia poniżej statycznych aż do około 1 [1/s], charakteryzuje się powolnym przyrostem wytrzymałości do około 3-krotnej wartości wytrzymałości doraźnej. Powyżej tej granicy zaobserwowano najpierw zerowy przyrost wytrzymałości, a następnie gwałtowny jej wzrost, wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania. Granicę zmiany odpowiedzi betonu przy rozciąganiu określano na poziomach:

- ~1 [1/s] Brara [23], Lorefice [67];
- 5 [1/s] Ross [91];
- 10 [1/s] Rossi [95];
- 1-10 [1/s] Ross [92].

Podobne zachowanie betonu, z wyraźnym podziałem na dwa zakresy, zauważono również dla zginania (rys. 14). Na podstawie niewielkiej liczby wyników badań betonu przy zginaniu [10,42,53,106,135,138] nie można stwierdzić procentowego przyrostu wytrzymałości w danym zakresie. Należy jednak wspomnieć, że większość badań betonowych elementów zginanych jest prowadzona na próbkach naciętych. Wówczas badana jest szybkość propagacji rysy. Jak już wspomniano, badania te nie będą szerzej omawiane w niniejszym opracowaniu.





Rys. 14. Zależność wytrzymałości betonu od szybkości przyrostu odkształcenia przy zginaniu

Porównując wyniki badań ściskania, rozciągania i zginania (rys. 15) można powiedzieć, że beton poddany rozciąganiu jest najbardziej wrażliwy na szybkość obciążania, a poddany najbardziej oporny. Zależność ściskaniu jest tę przedstawili Suaris i Shah w [107,108] dla quasi-statycznych szybkości obciążania (rys. 16). Na podstawie zebranych przez autorkę wyników badań trudno wnioskować o wpływie sposobu obciążenia na przyrost wytrzymałości w tym zakresie (rys. 17). Można stwierdzić, że wyniki pokrywają się do szybkości odkształcenia, wynoszącej około 10⁻² [1/s]. Niewielka różnica w przyroście wytrzymałości przy ściskaniu i rozciąganiu pojawia się dopiero powyżej tej szybkości. Jednak dla szybkości odkształcenia, wynoszących ponad 10 [1/s], ta różnica jest bardzo widoczna. Zatem, prawdopodobnie tylko przy szybkościach dynamicznych beton wykazuje większą wrażliwość na szybkość obciażeń rozciagających niż ściskających czy zginających. Na podstawie zebranych wyników badań można stwierdzić, że w zakresie guasi-statycznych szybkości obciążania wrażliwość na szybkość obciążania jest podobna przy: ściskaniu, rozciąganiu i zginaniu. Zachowanie to być może jest związane z fizyczną przyczyną powstania zjawiska.



Rys. 15. Wrażliwość na szybkość obciążania przy: ściskaniu, rozciąganiu i zginaniu







Beton skrępowany

Niewiele badań przeprowadzono w trójosiowym stanie naprężenia, przy różnych szybkościach obciążania. Grote [41] analizował zachowanie betonu przy ciśnieniu bocznym wynoszącym około 1,5 GPa. Otrzymane wytrzymałości osiągają wartości równe 56,7-krotnej wielkości wytrzymałości statycznej, dla betonu o fc=30 MPa, i 28,6-krotnej dla zaprawy cementowej

o fc=46 MPa. Autorzy uważają, że 58% przyrostu wytrzymałości jest związane ze skrępowaniem, a jedynie pozostałe 42% z wrażliwością na szybkość obciążania.

Badania elementów skrępowanych prowadził również Sukontasukkul [110,112]. Publikacja [110] dotyczy belek zginanych, gdzie skrępowane były końce elementów. Badane naprężenia boczne wynosiły 1,25÷5,0 MPa. Analizowane były elementy niezbrojone i zbrojone różnego typu włóknami, ze stopniem zbrojenia, wynoszącym 0,5%. Wyniki badań jednoznacznie wskazują na wzrost wytrzymałości wraz ze wzrostem naprężeń poziomych, przy dynamicznej szybkości obciążania. Belki niezbrojone wykazały większą wrażliwość na szybkość obciążania przy udziale naprężeń bocznych. Zauważył również zmianę sposobu zniszczenia belek, ze zginania na ścinanie, wraz ze wzrostem naprężeń bocznych. W kolejnych badaniach [112] autorzy analizowali zachowanie graniastosłupów poddanych dwóm dynamicznym szybkościom obciążania w zakresie naprężeń bocznych, wynoszących 0,625÷1,25 MPa. Dla wszystkich przebadanych mieszanek (niezbrojonych i zbrojonych włóknami) otrzymali wzrost wytrzymałości wraz ze wzrostem naprężeń bocznych (rys. 18). Elementy zbrojone włóknami wykazały większy przyrost wytrzymałości niż niezbrojone.



Rys. 18. Wpływ naprężeń bocznych na odpowiedź betonu niezbrojonego przy dynamicznej szybkości obciążenia ściskającego wg Sukontasukkula [112]

W publikacji Yana [133] na temat betonu poddanego trójosiowym naprężeniom, z których jedno było zadawane z szybkością przyrostu odkształcenia równą 10⁻² [1/s], przedstawiono odmienne wnioski. Wraz ze wzrostem naprężenia bocznego obserwowano spadek przyrostów wytrzymałości.

3.3.1.2. Wpływ szybkości obciążania na odkształcenia i moduł sprężystości

Odkształcenie przy zniszczeniu

Na bazie dostępnych wyników badań, sporządzono wykres zmiany odkształceń, przy zniszczeniu elementów ściskanych dla różnych szybkości obciążania (rys. 19).

W pracach, analizujących zachowanie betonu dla szybkości obciążania mniejszych od statycznych, odnotowano wzrost odkształceń przy zniszczeniu (Rasch [86], Spooner [105], Dhir [32], Harsh[44]).

Najszerszy zakres szybkości obciążania (powyżej statycznych) zbadali Watstein [122] i Harsh [44]. Odnotowali początkowy spadek wielkości odkształceń (do szybkości odkształcenia, wynoszącej około 10⁻² [1/s]), a następnie ich wzrost.



Rys. 19. Zależność odkształceń przy zniszczeniu od szybkości przyrostu odkształcenia przy jednoosiowym ściskaniu

W literaturze można również znaleźć badania przeprowadzone dla szybkości odkształcenia, większych od 10^{-3} [1/s] (Bischoff [118], Ahmad [3], Rostasy [96], Atchley [7]), gdzie jednoznacznie odnotowano wzrost odkształceń. Grote [41] zauważył podobne zachowanie dla zaprawy w zakresie szybkości odkształcenia $10^2 \div 10^3$ [1/s]. Podkreślili jednak, że wyniki mogą się mieścić w granicy błędu.

Analize zmiany odkształceń przy zniszczeniu dla betonów zbroionego i niezbrojonego, w zakresie szybkości odkształcenia 1.10⁻⁵÷2,3.10⁻¹ [1/s] przeprowadził Dilger [33]. Wraz ze wzrostem szybkości obciążania zauważył spadek odkształceń niezbrojonego betonu przy zniszczeniu, co odnotowali również inni badacze [49,100]. W przypadku betonu zbrojonego nie określił jednoznacznie spadku bądź wzrostu odkształceń przy zmianie szybkości obciążania. Stwierdził, że zasadniczy wpływ na wielkość odkształceń miało samo zbrojenie. Elementy zbrojone analizował również Scott [100], dla szybkości odkształcenia 1,67·10⁻² i 1,67·10⁻³ [1/s], który odnotował spadek odkształceń wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania.

Wśród dostępnych wyników badań betonu na rozciąganie jest niewielka liczba tych, które zawierają informacje na temat odkształceń przy zniszczeniu. Glinicki [40], w zakresie szybkości odkształcenia $4,8\cdot10^{-5}\div5,1\cdot10^{-2}$ [1/s], uzyskał najpierw spadek odkształceń, a następnie ich wzrost. Takie zachowanie odnotował zarówno dla betonu, gdzie maksymalny wzrost odkształceń wyniósł 58%, jak i dla zaprawy cementowej, dla której przyrost odkształceń wyniósł 99%. Granicę zmiany zachowania betonu określił na poziomie $6,5\cdot10^{-5}$ [1/s]. Yan [132] odnotował wzrost odkształceń przy zniszczeniu w całym przebadanym zakresie szybkości odkształcenia $(1,0\cdot10^{-4}\div5,01\cdot10^{-1}$ [1/s]), który wyniósł maksymalnie 42%.

W przedstawionych pracach badano z reguły wąski zakres szybkości obciążania, co komplikuje możliwość wyciągnięcia jednoznacznych wniosków na temat odkształcalności betonu w pełnym zakresie szybkości obciążania. Próbę analizy zamieścili w [17] Bischoff i Perry. Nie stwierdzili jednak czy odkształcenia przy zniszczeniu betonu przy ściskaniu maleją czy rosną wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania.

Zależność zmiany odkształceń przy zniszczeniu w pełnym zakresie szybkości obciążania, graficznie przedstawiona (linią czerwoną) dla ściskania (rys. 19), gdzie zmiana odpowiedzi betonu występuje przy szybkości obciążania wynoszącej około 10⁻³ [1/s], jest tylko przypuszczeniem. Biorąc pod uwagę wpływ pełzania można wnioskować, że poniżej statycznej szybkości obciążania dokształcenia rosną wraz z jej zmniejszeniem. Dla szybkości obciążania powyżej statycznych, można się spodziewać spadku odkształceń do pewnej granicznej szybkości odkształcenia. Zgodnie z zebranymi wynikami badań granica ta, oznaczona czerwoną ciągłą linią na rys. 19, wynosi około $1 \cdot 10^{-3}$ [1/s]. Powyżej tej granicy zmienia się odpowiedź betonu na zwiększoną szybkość obciążania i odkształcenia zaczynają rosnąć. Wniosek ten jest zgodny z wynikami badań uczonych, którzy przebadali najszerszy zakres szybkości obciażania [44,122]. Harsh [44] twierdzi, że zmiana odpowiedzi jest związana z nakładaniem się dwóch wpływów: pełzania i ograniczenia szybkości rozwoju rys, w porównaniu do szybkości obciażenia. Wraz ze zmniejszeniem szybkości obciażania jeden z wpływów zanika (powodujący spadek odkształceń), a zaczyna działać drugi (powodujący wzrost odkształceń). Spadek odkształceń być może jest związany z mniejszymi zmianami mikrostrukturalnymi podczas zwiększonej szybkości obciążania, co stwierdzono w [27].

Cao [27] otrzymał spadek odkształceń w zakresie szybkości odkształcenia 5,3·10⁻⁵÷2,33·10⁻⁴ [1/s], przy badaniach zaprawy cementowej. Na podstawie prowadzonego pomiaru oporu elektrycznego wnioskował o zmianach mikrostrukturalnych w zaprawie. Wzrost szybkości obciążania powodował spadek oporu elektrycznego badanych próbek, czyli zmniejszenie zmian mikrostrukturalnych było równoznaczne ze wzrostem wytrzymałości badanej zaprawy cementowej (rys. 20). Przy mniejszej szybkości obciążania otrzymał większe zmiany mikrostrukturalne i co za tym idzie, wzrost odkształceń przy spadku wytrzymałości.



Rys. 20. Frakcyjne zmiany w oporze elektrycznym w funkcji odkształcenia, przy ściskaniu zaprawy cementowej [27]

Dostępne wyniki badań betonu nie pozwalają na wyciągnięcie ogólnych wniosków dla pełnego zakresu szybkości obciążeń rozciągających. Na podstawie pracy Glinickiego [40] można jedynie zasugerować podobną zależność dla rozciągania jaką zasugerowano dla ściskania. Jednak poziom szybkości obciążenia, gdzie być może występuje zmiana odpowiedzi betonu, jest nieznany. Dla pełnej analizy wielkości odkształceń betonu zarówno ściskanego, jak i rozciąganego należałoby wykonać badania w pełnym zakresie szybkości
obciążania i dodatkowo uwzględnić wiele czynników, mających wpływ na wielkość odkształceń, tj: wytrzymałość betonu, rodzaj kruszywa czy sposób pomiaru odkształceń.

Moduł sprężystości

Zebrano wyniki badań modułu sprężystości przy różnych szybkościach przyrostu odkształcenia (rys. 21) [3,18,27,32,44,96,106,122]. Jak już wspomniano (punkt 3.1), wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania zaobserwowano pochylenie wykresu σ - ε , co wskazuje na spadek modułu sprężystości. W badaniach prowadzonych przy większych szybkościach obciążania odnotowano wzrost modułu sprężystości. W zakresie szybkości odkształcenia $1\cdot10^{-8}$ ÷ $1\cdot10^1$ [1/s] maksymalny spadek modułu wynosił 21%, a wzrost 35%.



Rys. 21. Zależność modułu sprężystości od szybkości przyrostu odkształcenia, przy jednoosiowym ściskaniu

3.3.2. Wpływ czynników technologiczno-materiałowych na odpowiedź betonu przy różnej szybkości obciążania

Wpływ wytrzymałości betonu

Na podstawie dostępnych wyników badań, z pominięciem wyników otrzymanych dla zaprawy cementowej, zaczynu cementowego i RPC, przeanalizowano wpływ wytrzymałości na odpowiedź betonu na szybkość obciążenia ściskającego (rys. 22). Analizując przedstawiony wykres można powiedzieć, że wraz ze wzrostem wytrzymałości maleje wrażliwość betonu na szybkość obciążania w zakresie quasi-statycznych szybkości obciążania. Zależność ta koresponduje z ogólnie znaną zależnością zmniejszenia pełzania wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu. W zakresie dynamicznych szybkości obciążania, beton mocniejszy wykazuje większe przyrosty wytrzymałości niż słabszy. Wniosek jest zgodny z przypuszczeniami niektórych badaczy (Grote [41]). Bischoff [17] zestawił wiele wyników badań, w zależności od wytrzymałości betonu, jednak nie stwierdził zależności wrażliwości betonu od wytrzymałości.



z uwzględnieniem wpływu wytrzymałości betonu

Wpływ rodzaju kruszywa

Sparks i Menzies [104] badali betony na kruszywach wapiennym, otoczkowym i lekkim, w zakresie szybkości odkształcenia 1,5·10⁻⁷÷1,6·10⁻³ [1/s]. Zauważyli, że bez względu na rodzaj zastosowanego kruszywa, beton wykazywał spadek wytrzymałości w stosunku do wielkości statycznej, wraz z wydłużeniem czasu badania. Najmniej wrażliwy na szybkość obciążania był beton z najsztywniejszym kruszywem (wapiennym). Dla tej mieszanki odnotowano najmniejsze spadki wytrzymałości, wraz ze zmniejszeniem szybkości obciążania i najmniejsze przyrosty wytrzymałości przy jej wzroście. Podobne wnioski uzyskał w badaniach Hughes [48]. Beton z mniej sztywnym kruszywem miał większe przyrosty wytrzymałości, wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania niż beton na mocniejszym kruszywie. Ogólnie wiadomo, że zastosowanie sztywniejszego kruszywa powoduje wzrost wytrzymałości betonu. Zatem dla betonu ze sztywniejszym kruszywem, czyli o wyższej wytrzymałości, uzyskano mniejszą wrażliwość na szybkość obciążania. Wniosek ten jest zgodny z analizą wpływu wytrzymałości, przeprowadzoną powyżej.

Wpływ wilgotności względnej otoczenia

Dla zbadania wpływu wilgotności przy statycznych i dynamicznych szybkościach obciążania Ross [91] przeprowadził badania suchych, częściowo mokrych i mokrych próbek betonowych, w zakresie szybkości odkształcenia 10^{-7} ÷ 10^3 [1/s]. Badał wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie (bezpośrednio i metodą rozłupywania). Na podstawie badań stwierdził, że próbki mokre wykazują większą wrażliwość na szybkość obciążania niż suche. W kolejnych, badaniach przeprowadzonych dla zakresu szybkości odkształcenia ~ 10^{-6} ÷ 10^{-2} [1/s] [92], odnotował, że beton suchy w ogóle nie jest wrażliwy na szybkości obciążania. Tę tezę uszczegółowił na zakres szybkości quasi-statycznych. Twierdził, że dla szybkości dynamicznych beton jest wrażliwy na szybkość obciążania bez względu na jego wilgotność.

Wpływ wilgotności na wrażliwość betonu, przy quasi-statycznych szybkościach obciążania, potwierdził w swoich badaniach między innymi Ranjith [85], który przeprowadził badania betonu przy szybkościach odkształcenia $7,25 \cdot 10^{-6} \div 3,62 \cdot 10^{-5}$ [1/s] dla próbek suchych,

częściowo mokrych i mokrych. Do zbadania rozwoju zarysowań w betonie zastosował metodę emisji akustycznej. Technika emisji akustycznej, obok wykrywania wad i defektów betonu, jest stosowana do monitorowania procesu zniszczenia w materiałach kruchych. Rysa, pojawiająca się na skutek obciążenia materiału, prowadzi do uwolnienia energii sprężystej tworząc zanikającą falę sprężystą. Fala wędruje od miejsca powstania mikropęknięcia do krawędzi materiału, gdzie zostaje zmierzona. Ogólnie mówiąc, zaistnienie emisji akustycznej należy uznać jako sygnał degradacji własności danego materiału. Wyniki badań Ranjitha przedstawione na rys. 23, pokazują wzrost emisji akustycznej wraz ze wzrostem naprężenia. Wykres obrazuje przyrost uszkodzeń w próbkach, w zależności od wilgotności. W próbce mokrej zniszczenie narastało najwolniej, dając w rezultacie najmniejszą wytrzymałość. Ranjith przebadał próbki z rosnącą szybkością przyrost ustrzymałości betonu, w stosunku do wytrzymałości statycznej. Dla betonu suchego (w badanym zakresie obciążeń) nie stwierdził znacznego przyrostu wytrzymałości.



Rys. 23. Zdarzenia emisji akustycznej przy szybkości odkształcenia równej 2,17·10⁻⁵ [1/s]

Wnioski Rossa zaproponowane dla dynamicznych szybkości potwierdzili Brara i Klepaczko [23], którzy badali próbki mokre i suche rozciągane przy szybkościach odkształcenia 10¹÷1,2·10² [1/s]. Przy wysokich poziomach obciążenia zarówno próbki mokre, jak i suche wykazywały znaczny przyrost wytrzymałości. Uzyskano większy względny przyrost wytrzymałości dla próbek mokrych, co jednak wynikało głównie z faktu, że wytrzymałość statyczna, przez którą dzielimy wytrzymałości otrzymane w badaniach dynamicznych, jest niższa dla próbek mokrych niż dla suchych. Analizując wyniki przedstawione na rys. 24 widać, że naniesione proste aproksymujące wyniki są jedynie przesunięte względem siebie, ale kąt pochylenia jest prawdopodobnie taki sam, co potwierdza założenia autorów. Podobne wnioski można wyciągnąć na podstawie badań rozciągania, prowadzonych przez Cadoni'ego [25].

Kolejne badania nad tym zjawiskiem przeprowadził Reinhardt [88], który odnotował wpływ wilgotności na odpowiedź betonu rozciąganego, w zakresie szybkości odkształcenia $5 \cdot 10^{-1} \div 1,2 \cdot 10^{0}$ [1/s]. Stwierdził, że wpływ szybkości obciążania dla próbek suchych w ogóle nie istnieje. Ponieważ nie przedstawił wyników badań ze statyczną szybkością obciążania, dzięki którym można by przeanalizować wyniki dynamiczne, a badany przez niego zakres

szybkości obciążania jest dość wąski, trudno się zgodzić z przedstawionym wnioskiem (pokazane na rys. 12 przyrosty wytrzymałości podano w stosunku do najmniejszej z badanych szybkości). Być może sam fakt wąskiego zakresu badań jest przyczyną niewielkich zmian w zbadanej wytrzymałości próbek suchych.

Wpływ wilgotności na wrażliwość na szybkość obciążania analizowano jeszcze w inni pracach [34,38,55,93,94]. We wszystkich wnioskach beton mokry wykazywał większą wrażliwość niż suchy. Wyniki badań nie zostały jednak zamieszczone na wykresie zbiorczym (rys. 12), ze względu na przedstawienie wyników w jednostkach [MPa/s] bądź brak innych potrzebnych do tego danych.



Rys. 24. Porównanie wyników rozciągania betonów mokrego i suchego przy różnych szybkościach obciążania [23]

Ogólnie można powiedzieć, że beton jedynie w środowisku mokrym wykazuje wrażliwość na quasi-statyczne szybkości obciążania. Dla dynamicznych szybkości, bez względu na obecność wilgoci, obserwuje się wzrost zmierzonej wytrzymałości.

Wpływ temperatury

Yan [132] przeprowadził badania betonu poddanego dynamicznym szybkościom odkształceń rozciągających z zakresu $10^{-3} \div 10^{-1}$ [1/s] w temperaturze -30°C. Odnotował 50% przyrost wytrzymałości wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania w niskiej temperaturze, a w temperaturze pokojowej (+20°C) wynoszący aż 78%. Spadek wrażliwości na szybkość obciążania tłumaczył faktem, że być może to zamarznięta woda, znajdująca się w kapilarach jest mniej wrażliwa na szybkość obciążania. Mniejszy przyrost wytrzymałości w temperaturze ujemnej niż w pokojowej, w zakresie szybkości odkształcenia $8,0\cdot10^{-5} \div 1,0\cdot10^{-1}$ [1/s], dla betonu ściskanego odnotował również Filiatrault [36]. W temperaturze -40°C przyrost wytrzymałości wynosił 17%, podczas gdy w temperaturze +20°C wynosił aż 38% wytrzymałości statycznej. Zachowanie betonu poddanego ściskaniu w temperaturze wynoszącej -165°C, przy szybkościach odkształcenia $1,4\cdot10^{-5} \div 1\cdot10^{-1}$ [1/s] badał Rostásy [96] (rys. 25a). Wyniki otrzymane w temperaturze ujemnej były o 10% mniejsze, niż otrzymane w temperaturze pokojowej.

Badania betonu poddanego dodatnim temperaturom (250°C, 450°C i 600°C), przy dynamicznych szybkościach odkształcenia (8,0·10¹÷3,07·10² [1/s]), przedstawiono w pracy

[52]. Według badań przy temperaturach 250°C i 450°C beton wykazuje wzrost wytrzymałości, wraz ze wzrostem szybkości obciążania. Natomiast dla betonu analizowanego w temperaturze 650°C nie odnotowano przyrostów wytrzymałości (rys. 24b). Autorzy tłumaczą spadek wytrzymałości przy najwyższej z badanych temperatur, jako wpływ reakcji chemicznych i fizycznej odpowiedzi betonu na wysokie temperatury.



Rys. 25. Wykres σ-ε dla betonu poddanego ściskaniu, przy temperaturach: a) ujemnych [96]; b) dodatnich [52]

Na podstawie zebranych wyników badań można powiedzieć, że zmniejszenie temperatury skutkuje niższymi przyrostami wytrzymałości, przy dynamicznych szybkościach obciążania zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu. Autorka nie znalazła badań betonu poddanego quasi-statycznym szybkościom obciążania w różnych temperaturach.

3.3.3. Wpływ zbrojenia na odpowiedź betonu przy różnej szybkości obciążania

Na wykresach, zawierających wszystkie dostępne wyniki badań laboratoryjnych (rys. 11 i 12), obok danych dla betonu niezbrojonego zostały przedstawione wyniki badań betonu zbrojonego. Informacje na temat zachowania betonu zbrojonego prętami czy różnego typu włóknami, przy różnych szybkościach obciążenia, są ważne ze względów praktycznych. Jak wspomniano we wprowadzeniu, stal, podobnie jak beton, jest wrażliwa na szybkość obciążania. Jednak badania elementów żelbetowych wydają się być niezbędne. Dlatego też, na podstawie dostępnych wyników badań przeanalizowano zachowanie betonu zbrojonego, poddanego różnym szybkościom obciążania.

Zbrojenie prętami

Zachowanie betonów niezbrojonego i zbrojonego prętami stalowymi, w zakresie szybkości odkształcenia $1,0\cdot10^{-5}\div2,3\cdot10^{-1}[1/s]$, analizował Diler [33]. Autorzy przebadali próbki graniastosłupowe ze zbrojeniem spiralnym i w postaci strzemion o trzech stopniach zbrojenia: 0,78; 1,58% i 3,16%. Na podstawie przebadanych elementów stwierdzili, że na odpowiedź betonu na zmianę szybkości obciążania nie wpływa zastosowane zbrojenie. W analizowanym zakresie szybkości obciążania odnotowali przyrost wytrzymałości, wynoszący 50%. Zbrojenie okazało się mieć główny wpływ na przebieg wykresu σ -ε,

powodując jego odchylanie od liniowego, przy mniejszej sile niż dla betonu niezbrojonego, oraz wpłynęło na charakter wykresu po zniszczeniu betonu (rys. 26).



Rys. 26. Zależność σ-ε przy różnych szybkościach obciążania dla betonu: a) niezbrojonego, b) zbrojonego (3,16%) [33]

Kolejnym naukowcem, zajmującym się badaniami elementów żelbetowych był Ahmad [3]. Analizował próbki walcowe, wykonane z betonów zwykłego i lekkiego, zbrojone spiralnymi strzemionami stalowymi, ułożonymi w dwóch rozstawach. Dla szybkości odkształcenia 10⁻² [1/s] przebadał po dwie mieszanki z każdego rodzaju betonu. W przypadku betonu zwykłego odnotował podobny przyrost wytrzymałości dla elementów zbrojonych i niezbrojonych, wynoszący około 15% dla betonu o fc=38 MPa i 10% dla betonu o fc=48 MPa. Większy przyrost wytrzymałości, wynoszący 21%, odnotował jedynie dla mieszanki o niższej wytrzymałości doraźnej z największym stopniem zbrojenia. W przypadku betonu lekkiego, badania wykonane po 58 dniach na mieszance o fc=40 MPa wykazały mniejszą wrażliwość betonu zbrojonego niż niezbrojonego. Dla drugiej mieszanki z mniejszym stopniem zbrojenia, badanej po 200 dniach, nie odnotowano wzrostu wytrzymałości wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania. Natomiast zwiększenie stopnia zbrojenia spowodowało zaistnienie wrażliwości na szybkość obciążania i wzrost wytrzymałości o 12%.

Scott [100] badał słupy żelbetowe z różnym stopniem zbrojenia, poddane szybkościom odkształceń 1,67·10⁻² i 1,67·10⁻³ [1/s]. Dla wszystkich przebadanych elementów stwierdzono przyrost siły niszczącej, wraz ze wzrostem szybkości obciążania. Zastosowanie zbrojenia zmniejszyło jednak zbadaną wytrzymałość w stosunku do wytrzymałości otrzymanej dla elementów niezbrojonych. Elementy zbrojone wykazały 19% wzrost wytrzymałości, podczas gdy dla słupów niezbrojonych przyrost wytrzymałości wyniósł aż 30%.

Haifeng [43] badał walce, zbrojone siatkami, przy dynamicznych szybkościach odkształceń $(2,0\cdot10^4 \div 8,0\cdot10^4 [1/s])$. Stwierdził, że beton o niskim stopniu zbrojenia (0,31%) wykazywał niższe przyrosty wytrzymałości niż beton niezbrojony. Natomiast beton o wyższych stopniach zbrojenia (0,68% i 1,44%) jednoznacznie wykazywał większe przyrosty wytrzymałości niż niezbrojony. Zachowanie przy niskim stopniu zbrojenia tłumaczył, możliwym nieosiowym ustawieniem cienkiej siatki w stosunku do obciążenia.

Zbrojenie włóknami

Badania betonu i RPC zbrojonego włóknami stalowymi, poddanego naprężeniom ściskającym, prowadził Wang [120,121]. Z wyników jego badań wynika, że zbrojenie

rozproszone zmniejsza wrażliwość na szybkość obciążania betonu. Wraz ze zwiększeniem stopnia zbrojenia malał przyrost wytrzymałości, przy szybkościach odkształcenia z zakresu $4,0\cdot10^{1}\div1,45\cdot10^{2}$ [1/s]. Beton niezbrojony wykazał wzrost wytrzymałości o 190%, podczas gdy elementy zbrojone ($\rho_{L}=6\%$) tylko o 40%. Podobnie w wypadku RPC, gdzie wytrzymałość elementu niezbrojonego wzrosła o 94%, a zbrojonego o 44%. Podobne badania w zakresie szybkości odkształcenia 7,9·10¹÷1,23·10³ [1/s] prowadził Tai [114]. Można zauważyć większą o 20% wytrzymałość próbek niezbrojonych niż zbrojonych włóknami. Jednak dla przebadanego zakresu stopnia zbrojenia włóknami (1%-3%) nie można wyciągnąć jednoznacznych wniosków na temat wpływu samego stopnia zbrojenia. Sukontasukkul [112] otrzymał spadek wytrzymałości dla stopnia zbrojenia włóknami stalowymi wynoszącego 0,5%, natomiast przy 1% zbrojenia otrzymał niewielki przyrost wytrzymałości. Wyniki nie są jednak podane w jednostkach szybkości obciążenia, które pozwalają porównać je z wynikami innych badań, dlatego też nie zostały przedstawione na wykresach zbiorczych.

Glinicki [40] odnotował mniejszą wrażliwość na szybkość obciążenia rozciągającego dla zaprawy cementowej zbrojonej włóknami, dla szybkości przyrostu odkształcenia $4,8\cdot10^{-5}$ ÷ 9,5·10⁻² [1/s]. Otrzymał o 40% wyższy przyrost wytrzymałości dla elementów niezbrojonych niż zbrojonych.



Badania przeprowadzone przez Naamana przy zginaniu [74], jako jedyne wykazały wzrost wrażliwość wraz ze zwiększeniem stopnia zbrojenia włóknami.

Rys. 27. Wpływ zbrojenia rozproszonego na wrażliwość betonu na szybkość odkształceń: a) ściskających; b) rozciągających

Przedstawione wyniki badań elementów zbrojonych prętami stalowymi nie wyjaśniają wpływu zbrojenia na zachowanie betonu przy quasi-statycznych szybkościach obciążania. W jednych pracach nie odnotowano wpływu zbrojenia na przyrost wytrzymałości, wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania [33]. Według Ahmada [3] wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia wzrastała wytrzymałość, a wg Scotta [100] zbrojenie powodowało jej spadek. Przy

dynamicznych szybkościach obciążania stwierdzono wzrost wytrzymałości betonu wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia (Haifeng [43]). Zagadanie to wymaga jeszcze wielu analiz, zwłaszcza w quasi-statycznym zakresie szybkości obciążania. Inne wnioski można jednak wyciągnąć na podstawie zebranych wyników badań dla betonu zbrojonego włóknami. Większość przedstawionych wyników badań wskazuje na spadek wrażliwości betonu na szybkość obciążania wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia włóknami (rys. 27). Zbrojenie rozproszone, równomiernie rozłożone w mieszance, powoduje przede wszystkim wzrost wytrzymałości betonu. Wniosek jest zgodny ze wcześniejszymi analizami wpływu wytrzymałości betonu na wrażliwość na szybkość obciążania.

3.3.4. Fizyczna przyczyna odpowiedzi betonu na obciążenia zadane z różną szybkością

Szybkość obciążania wpływa na strukturę betonu przez trzy różne efekty [82]:

- pełzanie objętościowe materiału pomiędzy rysami;
- wzrost mikrozarysowania, w zależności od szybkości obciążenia;
- wpływ strukturalnych sił wewnętrznych, które mogą znacząco zmieniać stan naprężenia i odkształcenia w materiale.

Dla quasi-kruchych materiałów, takich jak beton pierwszy efekt jest ważny dla quasistatycznych szybkości obciążania, podczas gdy kolejne dwa dominują przy szybkościach dynamicznych.

Szybkości mniejsze od statycznych

Za przyczynę spadku zmierzonej wytrzymałości, przy badaniach poniżej szybkości statycznych, uznawane jest pełzanie betonu. Zmniejszenie szybkości obciążania powoduje pozostanie betonu pod obciążeniem przez pewien czas, stąd poza odkształceniami sprężystymi i plastycznymi "maja czas" pojawić się odkształcenia lepkoplastyczne. Udowodniono, że wilgotność względna otoczenia ma znaczący wpływ na odpowiedź betonu na wolne szybkości obciążania, co jest zgodne z wrażliwością pełzania na wilgotność. Być może jedynie w obecności wilgoci beton jest wrażliwy na szybkość obciążania, co sugerowało wielu badaczy (punkt 3.3.2).

Szybkości quasi-statyczne

Rossi [95] i Zheng [137] podają przyczynę wzrostu wytrzymałości w zakresie szybkości quasi-statycznych, jako związaną z efektem Stefana.

Woda w betonie znajduje się głównie w hydratyzowanym zaczynie cementowym, gdzie występuje w dwóch stanach: wody wolnej i chemicznie związanej. Woda chemicznie związana jest integralną częścią zaczynu cementowego, która nie jest tracona podczas wysychania. Wolna woda znajduje się pomiędzy kapilarami i mikrorysami zaczynu cementowego i będzie parować przy 100°C [137]. Efekt Stefana dotyczy wody wolnej, która wypełnia pustki i tworzy film wodny o danej grubości i lepkości. Przy próbie rozdzielenia powierzchni, siłą do nich prostopadłą, powstają siły lepkie, które są wprost proporcjonalnie do szybkości przyrostu obciążenia, którą chcemy je rozdzielić. Powstałe siły powodują wzrost oporu, a tym samym wzrost zmierzonej wytrzymałości. W niektórych pracach [137] uznają tę przyczynę również dla szybkości dynamicznych.

Inną przyczynę wzrostu wytrzymałości podaje Cadoni [25]. Wnioski opiera na badaniach propagacji fal naprężeniowych w betonie. Uzyskał wyniki podobne do innych badaczy, gdzie beton wilgotny wykazywał większe przyrosty wytrzymałości na rozciąganie niż suchy. Uzyskał również dłuższy czas badania betonu mokrego. Zjawisko wytłumaczył faktem, iż w suchym betonie fale naprężeniowe napotykające na pustki powietrzne dzielą się, zostają

odbite i powodują lokalne uszkodzenia. W przypadku mokrego betonu pustki wypełnione wodą przewodzą fale. Odbita część fal naprężeniowych nie jest wystarczająca, aby spowodować lokalne zniszczenie. Zgodnie z tą tezą zniszczenie w suchym betonie, obciążonym z szybkością większa od statycznej, powinno nastąpić szybciej niż w mokrym i przy mniejszej wytrzymałości.

Szybkości dynamiczne

Prawdziwa przyczyna wzrostu wytrzymałości przy szybkościach dynamicznych jest ciągle nie zbadana. Stwierdzono, że dla szybkości dynamicznych, przeciwnie niż w przypadku szybkości quasi-statycznych, wzrost wytrzymałości nie jest zależny od wilgotności względnej otoczenia (punkt 3.3.2). Wielu naukowców podaje różne przyczyny, związane z mikromechanicznymi procesami w betonie [12,14,23,31,49].

Przykładowo Bažant [12] twierdzi, że kilka mikromechanicznych procesów jest odpowiedzialnych za wrażliwość betonu na szybkość obciążenia. Z kolei Brara [23], że przyrost wytrzymałości jest związany z wewnętrznymi mikrozarysowaniami i rozpadem kruszywa, a wszystkie te procesy pojawiają się w towarzystwie termicznej wibracji atomów. Rozpad kruszywa jest wywołany, kiedy czas do zniszczenia jest bardzo mały i małe zarysowania w zaprawie nie mają czasu do rozwinięcia się i otoczenia ziaren kruszywa. Również Bažant [14] podaje, jako przyczynę zwiększenia wytrzymałości, zmianę ścieżki zarysowania. Jak zauważył Hughes [49] więcej jest rys przechodzących przez kruszywo w betonach badanych dynamicznie. Wytrzymałość kruszywa jest większa niż zaprawy i dlatego w rezultacie otrzymujemy wyższą wytrzymałość.

Za spadek wytrzymałości dla szybkości mniejszych od statycznych odpowiedzialne jest pełzanie. Rzeczywista przyczyna wzrostu wytrzymałości w zakresie szybkości quasistatycznych nie jest do końca jasna, jednak z pewnością jest związana z wilgotnością próbek. W zakresie szybkości dynamicznych przyczyną są wciąż nie opisane mikromechaniczne procesy.

3.4. Wpływ obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu

Granicę zniszczenia betonu, określoną wg Rüscha (punkt 3.2), można wyznaczyć podczas badań długotrwałych. Beton poddany długotrwałemu naprężeniu o wysokim poziomie intensywności, ale mniejszym od jego wytrzymałości doraźnej, z czasem ulega zniszczeniu. Wartość naprężenia, poniżej którego beton się nie niszczy nazywana jest wytrzymałością długotrwałą. Beton pod wpływem długotrwałego obciążenia doznaje dodatkowych odkształceń, których wielkość jest uzależniona od poziomu wytężenia betonu.



Rys. 28. Badania długotrwałe przy ściskaniu [87]

Badania nad tym zjawiskiem prowadziło wielu naukowców. Beton poddawano długotrwałemu obciążeniu: rozciągającemu [6,29,89,90], ściskającemu [50,51,66,87,101,103, 130,136] i zginajacemu [29] (rys. 28, 29). Badano beton, zaprawę cementowa [101] i beton komórkowy [87]. Zbadano wpływ kruszywa [66] i zbrojenia [130] na zachowanie betonu, przy obciążeniach długotrwałych.



Ogólnie wiadomo, że beton obciążony doznaje dodatkowych odkształceń, zwanych

pełzaniem, które zostały omówione w punkcie. 3.1. Odkształcenia pełzania narastaja proporcjonalnie do wytężenia betonu. Uważa się, że granica proporcjonalności narastania obciażeń w stosunku do naprężeń mieści się w zakresie 40%-60% wytrzymałości doraźnej [76]. Smadi [103] w swoich badaniach stwierdził, że poziom proporcjonalności zależy od wytrzymałości betonu. Dla betonu o najwyższej wytrzymałości (59-69 MPa) granica wynosiła 65%, podczas gdy dla niższych zbadanych wytrzymałości (21-41 MPa) jedynie 45%. Gdy beton zostaje poddany długotrwałemu obciążeniu powyżej granicy proporcjonalności, przyrost odkształceń odchyla się od liniowego i wzrastając w sposób nieliniowy doprowadza do zniszczenia betonu (rys. 30).



Rys. 30. a) pełzanie liniowe i nieliniowe, b) pełzanie przy wysokich poziomach wytężenia [97]

Analizowano również odkształcenia poprzeczne przy zniszczeniu [72]. Stwierdzono, że ich przyrost jest większy od względnego przyrostu odkształceń osiowych (rys. 31).

Bezpośrednim tego skutkiem jest znaczny wzrost współczynnika Poissona w momencie zniszczenia.



Rys. 31. Odkształcenia przy zniszczeniu pod długotrwałym obciążeniem ściskającym [101]

3.4.1. Wpływ czynników materiałowo-technologicznych na wytrzymałość długotrwalą

Wpływ wytrzymałości betonu

Obszerne badania nad tym zjawiskiem prowadzili Iravani i MacGregor [50,51] (rys. 32, 33). Zbadali wpływ poziomu wytężenia, wynoszącego 70-95% wytrzymałości doraźnej na odkształcenia betonu i czas potrzebny do zniszczenia. Przy wysokich poziomach wytężenia (95%) nie stwierdzili znacznego przyrostu odkształceń. Jednak wraz ze zmniejszeniem poziomu wytężenia, ale nie poniżej poziomu, przy którym występowało zniszczenie, zaobserwowali znaczny wzrost odkształceń. Zależał on od wytrzymałości badanego betonu. Przedstawiono wyniki badań betonów o wytrzymałościach 65,5 MPa i 95,3 MPa. Dla mieszanek o niższej wytrzymałości uzyskano zniszczenie już przy wytężeniu równym 70% wytrzymałości doraźnej, podczas gdy dla drugiej mieszanki nawet poziom wytężenia równy 75% nie doprowadzał do zniszczenia. Podobną zależność stwierdził Loo [66]. Dla mieszanek o wytrzymałościach 24,5 MPa, 45,5 MPa i 76,5 MPa otrzymał wytrzymałość długotrwałą równą odpowiednio: 76%, 81% i 87% wytrzymałości doraźnej.

Należy więc stwierdzić, że wytrzymałość długotrwała jest zależna od wytrzymałości betonu. Wniosek ten jest zgodny ze stwierdzoną zależnością pełzania od wytrzymałości betonu [103]. Dla betonów wyższej wytrzymałości odkształcenia reologiczne są mniejsze, więc prawdopodobnie wytrzymałość długotrwała, zależna od pełzania, też powinna być mniejsza.



Rys. 32. Pełzanie przy wysokich poziomach wytężenia dla betonu o wytrzymałości [51]: a) 65,5 MPa; b) 95,3 MPa



Rys. 33. Zależność σ-ε przy wysokich poziomach obciążeń długotrwałych dla betonu o wytrzymałości [51]: a) 65,5 MPa; b) 95,3 MPa

Wpływ kruszywa

Wytrzymałość długotrwała wyraźnie zależy od składu mieszanki betonowej Loo [66]. Zbadał cztery mieszanki betonowe o podobnej wytrzymałości, ale różniące się zawartości drobnego kruszywa. Otrzymał wyższą wytrzymałość długotrwałą 92% dla mieszanek z największą zawartością kruszywa. Dla mieszanki z najmniejszą zawartością kruszywa wytrzymałość długotrwała wynosiła zaledwie 76%. Zależność jest zgodna z zależnością pełzania od zawartości objętościowej kruszywa w betonie (punkt 3.1).

Określenie, na podstawie zebranych wyników, dokładnej wielkości wytrzymałości długotrwałej i jej zależności od wytrzymałości doraźnej jest trudne, gdyż w jednych badaniach wartość ta wynosiła aż 88,7% fc [87], podczas gdy niektórzy naukowcy uzyskali zniszczenie betonu już przy 70% wytężenia [6,29].

3.4.2. Czas do zniszczenia pod obciążeniem długotrwałym

W wielu pracach można znaleźć nie tylko wartość wytrzymałości długotrwałej, ale również czas jaki upłynie do zniszczenia pod obciążeniem długotrwałym. Dostępne wyniki badań laboratoryjnych przy długotrwałym ściskaniu i rozciąganiu zestawiono na rys. 34, gdzie linią czerwoną zaznaczono wzrost czasu do zniszczenia, wraz ze spadkiem stosunku naprężenia do wytrzymałości. Można również zauważyć, że zastosowanie zbrojenia wydłuża czas do zniszczenia elementu.



Rys. 34. Czas do zniszczenia przy danym długotrwałym obciążeniu: a) ściskającemu, b) rozciągającemu

W literaturze można również znaleźć badania betonu w długotrwałym trójosiowym stanie naprężenia. Przy stałej sile poziomej zadawano naprężenia osiowe o wartości 90% i 95% wytrzymałości statycznej [115]. Otrzymany czas do zniszczenia nie odbiega znacząco od wyników badań w jednoosiowym stanie naprężenia.

3.4.3. Przyrost odkształceń pod obciążeniem długotrwałym

Obok wytrzymałości i czasu do zniszczenia ważne są odkształcenia, jakie może osiągnąć beton pod obciążeniem długotrwałym. Zestawiono wyniki badań betonu poddanego długotrwałemu ściskaniu (rys. 35), gdzie wyraźnie widać wzrost odkształceń wraz z wydłużeniem czasu do zniszczenia.



Rys. 35. Zależność względnych odkształceń przy zniszczeniu od czasu do zniszczenia pod długotrwałym obciążeniem ściskającym

3.5. Podsumowanie

Analiza wyników badań betonu poddanego różnym szybkościom pozwoliła na wyciągnięcie następujących wniosków:

- ⇒ stwierdzono spadek wytrzymałości betonu przy szybkościach obciążania mniejszych od statycznych, nawet do 70% f_c oraz wzrost wytrzymałości wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania (w przypadku ściskania 3,5-krotny, a rozciągania 13-krotny);
- ⇒ odnotowano wyraźny podział zachowania betonu na dwa zakresy (szybkości quasi-statyczne i dynamiczne). Granica odpowiedzi betonu występuje dla szybkości odkształcenia, wynoszącej około 10 [1/s] dla ściskania i 1 [1/s] dla rozciągania;
- ⇒ w zakresie quasi-statycznych szybkości obciążania stwierdzono nieznaczne różnice pomiędzy przyrostem wytrzymałości przy ściskaniu i rozciąganiu (2-krotne dla ściskania, 3-krotne dla rozciągania). Natomiast przy dynamicznych szybkościach beton, poddany rozciąganiu wykazywał znacznie większe względne przyrosty wytrzymałości w stosunku do badań ściskania (3,5-krotne dla ściskania, 13-krotne dla rozciągania);
- ⇒ przy analizie wpływu wytrzymałości betonu stwierdzono, że w zakresie quasistatycznych szybkości beton słabszy jest bardziej podatny na zmiany wytrzymałości, a dla dynamicznych szybkości wraz z jej zmniejszeniem obserwowano odwrotny efekt, czyli zmniejszenie przyrostu wytrzymałości;
- ⇒ zastosowanie mocniejszego kruszywa powoduje zwiększenie wytrzymałości betonu, a tym samym zmniejszenie jego podatności na szybkość obciążania dla quasi-statycznych szybkości;
- ⇒ udowodniono większy przyrost wytrzymałości przy dużej wilgotności względnej otoczenia w zakresie quasi-statycznych szybkości obciążania (wg niektórych opinii bez jej obecności w ogóle nie nastąpiłyby wzrost wytrzymałości), podczas

gdy w zakresie szybkości dynamicznych odpowiedź betonu była zupełnie niezależna od tego czynnika;

- ⇒ zmniejszenie temperatury skutkowało niższymi przyrostami wytrzymałości przy dynamicznych szybkościach, zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu;
- ⇒ wyniki badań betonu zbrojonego prętami stalowymi są niejednoznaczne, stąd wniosek, że zagadnienie to wymaga jeszcze wielu badań. Jednak w przypadku betonu ze zbrojeniem rozproszonym (wg większości badań) stwierdzono spadek względnych przyrostów wytrzymałości wraz ze zwiększeniem stopnia zbrojenia włóknami i to zarówno dla szybkości quasi-statycznych, jak i dynamicznych;
- ⇒ podział zachowania betonu na dwa zakresy (szybkości quasi-statycznych i dynamicznych) jest najprawdopodobniej związany z fizyczną przyczyną powstania zjawiska. Na podstawie literatury przyczyną wrażliwości betonu na szybkości obciążania jest:
 - o pełzanie poniżej szybkości statycznych;
 - efekt Stefana bądź inny efekt, ściśle związany z obecnością wilgoci szybkości quasi-statyczne;
 - o mikromechaniczne procesy szybkości dynamiczne.
- ⇒ spadkowi wytrzymałości, dla szybkości mniejszych od statycznych, odpowiada przyrost odkształceń. W zakresie szybkości większych od statycznych obserwowany jest najpierw spadek odkształceń, a potem ich wzrost. Granica zmiany zachowania betonu wynosi około 10⁻³ [1/s], co jednak nie odpowiada zakresom związanym ze zmianami wytrzymałości (podziałem na quasi-statyczne i dynamiczne szybkości). Być może jest to związane z nałożeniem się dwóch pływów: pełzania i ograniczenia szybkości rozwoju rys, w porównaniu do szybkości obciążenia;
- ⇒ wykazano spadek modułu sprężystości wraz ze zmniejszeniem szybkości obciążania.
- W przypadku badań długotrwałych stwierdzono:
 - ⇒ wzrost wytrzymałości długotrwałej wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu;
 - ⇒ spadek wytrzymałości długotrwałej wraz ze wzrostem zawartości objętościowej kruszywa w betonie;
 - ⇒ zwiększony przyrost odkształceń wraz ze zmniejszeniem poziomu wytężenia betonu;
 - ⇒ wydłużenie czasu do zniszczenia wraz ze zmniejszeniem poziomu wytężenia betonu.

Wyniki badań literaturowych pokazują niewątpliwy wpływ właściwości lepkich betonu na wytrzymałość czy odkształcenia przy zniszczeniu, a liczba przedstawionych publikacji wskazuje na duże zainteresowanie tematem. W ogólnoświatowej literaturze występuje wiele prac dotyczących badań betonu poddanego różnym szybkościom obciążania. Jednak znacznie mniejsza liczba badań dotyczy szybkości mniejszych od statycznych. Zagadnienie obciążeń długotrwałych, chodź wciąż nie rozpoznane, również jest rzadziej poruszane, co jest prawdopodobnie związane z wieloma trudnościami, występującymi przy tego typu badaniach.

4. Charakterystyka modyfikowanego modelu sprężysto-plastycznego

W grupie pracowników Katedry Inżynierii Budowlanej Politechniki Śląskiej od ponad 10 lat powstaje (oparty na założeniach MES) program, który umożliwia przestrzenną analizę konstrukcji żelbetowych. Za pomocą omawianego programu MAFEM zostały stworzone wszystkie, prezentowane w pracy, wyniki symulacji komputerowych. W programie stosuje się prostopadłościenne elementy skończone do modelowania betonu i elementy liniowe dla prętów stalowych. Obecnie do opisu zachowania betonu jest zastosowany model sprężystoplastyczny.

4.1. Opis modelu sprężysto-plastycznego

4.1.1. Model sprężysto-plastyczny

W modelu sprężysto-plastycznym ciało zachowuje się jak sprężyste, przy odciążeniu odkształcenia te znikają czyli są odwracalne, dopóki naprężenia nie przekraczają wartości granicznej. Gdy naprężenia osiągną tę wartość, materiał płynie, tzn. pojawiają się odkształcenia nieodwracalne. W modelu stan odkształcenia uwzględnia aktualny stan naprężenia i historię obciążenia. Model ten, przy założeniu uwzględniania wzmocnienia i osłabienia materiałowego, bardzo dobrze opisuje zachowanie betonu pod obciążeniem doraźnym [78].

Całkowite odkształcenie jest równe sumie odkształcenia sprężystego i plastycznego:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \tag{1}$$

Wielkość odkształcenia sprężystego określa prawo Hooke'a (2), a plastycznego prawo plastycznego płynięcia (3):

$$d\varepsilon^e = \frac{d\sigma}{E_0},\tag{2}$$

$$d\varepsilon^{p} = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma}, \qquad (3)$$

gdzie:

f – funkcja opisująca powierzchnię plastyczności, $d\lambda$ – skalarowy współczynnik proporcjonalności.

W opisanym ciele zależność odkształcenia od czasu nie występuje. Dlatego też nie jest ono wystarczające do opisu zjawisk reologicznych, będących tematem niniejszego opracowania [57].

4.1.2. Kryterium zniszczenia betonu - powierzchnia graniczna MWW3

Kryterium zniszczenia w przestrzeni naprężeń reprezentuje powierzchnia graniczna (rys. 36). W pracy wykorzystano trójparametrowy model Willama-Warnke, który został zmodyfikowany przez autora programu, prof. dr hab. inż. Majewskiego.

Warunkiem zniszczenia betonu jest przebicie powierzchni granicznej przez ścieżkę naprężenia. Na powierzchni znajdują się punkty charakterystyczne określane, jako wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie czy rozciąganie. William-Warnke zaproponowali powierzchnię graniczną, której budowę określają charakterystyczne południki rozmieszczone w trójsymetrycznym przekroju dewiatorowym co 60°.



Rys. 36. Powierzchnia graniczna: a) widok w przestrzeni naprężeń głównych; b) przekrój dewiatorowy; c) widok z punktami charakterystycznymi

W stronę hydrostatycznych naprężeń ściskających powierzchnia graniczna jest otwarta. Wykorzystując trójsymetrię całą powierzchnię można opisać za pomocą trzech południków:

- południka rozciągania $\Theta = 0^{\circ} \pm 2\pi/3$;
- południka ściskania $\Theta = 60^{\circ} \pm 2\pi/3$;
- południka ścinania $\Theta = 30^{\circ} \pm 2\pi/3$.

Określony przez William-Warnke kształt południków został zmodyfikowany przez prof. dr hab. inż. Majewskiego, przez wprowadzenie nasadki parabolicznej w obszarze hydrostatycznych naprężeń rozciągających i niewielkich ściskających. Wprowadzenie nasadki powoduje, że obydwa południki przecinają oś naprężenia średniego w tym samym punkcie, określającym hydrostatyczne rozciąganie f_{ttt} . Kształt południków (rys. 37) został określony w [71] na podstawie badań laboratoryjnych i przy spełnieniu następujących założeń:

- na południku rozciągania znajdują się punkty określające:
 - \circ jednoosiowe rozciąganie f_i ;
 - o dwuosiowe równomierne ściskanie f_{cc} ;
 - o wszystkie stany naprężeń, dla których $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.
- na południku ściskania znajdują się punkty określające:
 - o jednoosiowe ściskanie f_c ;
 - o dwuosiowe równomierne rozciąganie f_{tt} ;
 - o wszystkie stany naprężeń, dla których $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$.

Pozostałym punktom, leżącym na powierzchni granicznej, odpowiada stan naprężenia trójosiowego, gdzie $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$.

Kształt południków opisano równaniami:

o dla dowolnego południka prostoliniowego:

$$t_0^{\Theta} = a_{1,\Theta} s_m + a_{0,\Theta} \tag{4}$$

o dla dowolnego południka nasadki parabolicznej:

$$t_{0,n}^{\Theta} = a_{\Theta} s_m^2 + b_{\Theta} s_m + c_{\Theta}$$
⁽⁵⁾

gdzie współczynniki wynoszą:

południk rozciągania:

prostoliniowy:

$$t_0^{t} = a_{1,t} s_m + a_{0,t} \tag{6}$$

nasadka:

$$t_{0,t}^{0} = a_t s_m^2 + b_t s_m + c_t$$
⁽⁷⁾

współczynniki:

$$a_{1,t} = -0,470153$$

$$a_{0,t} = 0,184824$$

$$a_{t} = -7,7479m_{t}^{2} + 4,2842m_{t} - 0,5753$$

$$b_{t} = -4,8777m_{t}^{2} + 3,8145m_{t} - 1,1188$$

$$c_{t} = -0,9077m_{t}^{2} + 0,82756m_{t}$$
(8)

południk ściskania:

prostoliniowy:

$$t_0^{\ c} = a_{1,c} s_m + a_{0,c} \tag{9}$$

nasadka:

$$t_{0,c}^{\ \Theta} = a_c s_m^2 + b_c s_m + c_c \tag{10}$$

współczynniki:

$$a_{1,c} = -0,713363$$

$$a_{0,c} = 0,280434$$

$$a_{c} = -11,7558m_{t}^{2} + 6,5004m_{t} - 0,8728$$

$$b_{c} = -7,4016m_{t}^{2} + 5,7879m_{t} - 1,6975$$

$$c_{c} = -1,3771m_{t}^{2} + 1,2556m_{t}$$
(11)

Punkt styczności nasadki z prostoliniową częścią południka został określony wg zależności:



Rys. 37. Konstrukcja południków ściskania i rozciągania

Przekrój dewiatorowy powierzchni granicznej nie jest obrotowy. Kształt przekroju, określonego przez trzy wzajemnie styczne elipsy, zdefiniowano przez promień $r(\Theta)$ (rys. 38). Θ to kąt Lodego zawarty pomiędzy rzutem osi naprężenia głównego σ_1 na płaszczyznę dewiatorową a kierunkiem fikcyjnego wektora naprężenia dewiatorowego $\overline{\sigma}$, leżącego na tejże płaszczyźnie. W modelu przyjęto, że $\rho(\Theta)$ nie jest zależny od naprężenia średniego:

$$\rho(\Theta) = \frac{r_{(\Theta)}}{r_c} = \frac{2(1-\rho^2)\cos\Theta + (2\rho-1)\sqrt{4(1-\rho^2)\cos^2\Theta + 5\rho^2 - 4\rho}}{4(1-\rho^2)\cos^2\Theta + (1-2\rho)^2}$$
(13)

gdzie:

$$\rho = \frac{r_t}{r_c}, \ \rho = \frac{a_{1t}}{a_{1c}} = \frac{a_{0t}}{a_{0c}} = 0,7242$$
(14)

$$a_{0,\Theta} = \frac{a_{0,t}}{\rho(\Theta)}; \qquad a_{1,\Theta} = \frac{a_{1,t}}{\rho(\Theta)}$$
(15)



Rys. 38. Aproksymacja eliptyczna przekroju dewiatorowego powierzchni granicznej

Wzory są prawdziwe dla:

 $0,05 < m_t = \frac{f_t}{f_c} < 0,15$

Równania powierzchni granicznej MWW3 mają postać:

o dla dowolnego południka prostoliniowego:

$$F(\sigma) = t_0^{\Theta} + \left(a_{1,\Theta}s_m + a_{0,\Theta}\right)y_i$$
(16)

o dla dowolnego południka nasadki parabolicznej:

$$F(\sigma) = t_{0,n}^{\Theta} + \left(a_{\Theta}s_m^2 + b_{\Theta}s_m + c_{\Theta}\right)y_i$$
(17)

y_i=1 dla powierzchni zniszczenia.

Współczynniki jak przy równaniach południków.

4.1.3. Powierzchnia plastyczności

Początkowe położenia powierzchni plastyczności w przestrzeni naprężeń rozgranicza obszar pracy sprężystej betonu oraz obszar pracy sprężysto-plastycznej (rys. 39, 40). Wyjściowe położenie powierzchni plastyczności określa granica sprężystości $e_{lim}f_c$. W zastosowanym modelu powierzchnia plastyczności jest miniaturą powierzchni granicznej, jednak dla uwzględnienia powstawania odkształceń nieodwracalnych, na ścieżkach zbliżonych do hydrostatycznego ściskania, powierzchnia jest zamkniętą nasadką kołową.

Dopóki ścieżka naprężeń znajduje się wewnątrz przestrzeni ograniczonej powierzchnią plastyczności, wzrost obciążenia powoduje wzrost odkształceń sprężystych, a tym samym proporcjonalny do nich liniowy przyrost naprężenia. Jeżeli ścieżka naprężeń osiągnie powierzchnię plastyczności, pojawiają się odkształcenia plastyczne. Powierzchnia plastyczności ewoluuje wraz ze ścieżką naprężenia – wg prawa wzmocnienia. Inaczej mówiąc ścieżka naprężeń "popycha" powierzchnię plastyczności, czemu towarzyszy zarówno wzrost odkształceń plastycznych, jak i sprężystych, a tym samym wzrost naprężeń. Graniczne położenie powierzchni plastyczności stanowi powierzchnia graniczna. Po osiągnięciu

powierzchni zniszczenia następują trwałe zniszczenia i zamiast wzmocnienia nastąpi osłabienie izotropowe. Dla jednoosiowego ściskania jest to opadająca gałąź wykresu σ - ϵ .



Rys. 40. Konstrukcja powierzchni plastyczności

Znajomość powierzchni plastyczności i zasad jej ewolucji w przestrzeni naprężeń pozwalają określić, kiedy w materiale wystąpią odkształcenia nieodwracalne. Nic nie mówią na temat ich natury i wielkości, gdyż o tym decyduje prawo plastycznego płynięcia.

Przy założeniu izotropowego prawa wzmocnienia/osłabienia równanie powierzchni plastyczności zapisano równaniem analogicznym do równani a powierzchni granicznej:

o dla dowolnego południka prostoliniowego:

$$f(\sigma) = t_0^{\Theta} + \left(a_{1,\Theta}s_m + a_{0,\Theta}y_\nu\right)y_i$$
(18)

o dla dowolnego południka nasadki parabolicznej:

$$f(\sigma) = t_{0,n}^{\Theta} + \left(a_{\Theta}s_m^2 + b_{\Theta}s_m + c_{\Theta}y_v\right)y_i; \ m_{ttt} = m_{ttt}y_v$$
(19)

o dla dowolnego południka nasadki kołowej:

$$f(\sigma) = t_{0,n}^{\Theta} - \sqrt{r_n^2 - (s_m - c_n)^2}$$
(20)

gdzie:

$$r_{n} = \rho_{\Theta} y_{i} (\sqrt{(a_{1,c}^{2} y_{i}^{2} \rho_{\Theta}^{2} + 1} + a_{1,c} y_{i} \rho_{\Theta}) [a_{1,c} (m_{ccc} + y_{vc}) + a_{0,c}]$$
(21)

$$s_{c} = \frac{(m_{ccc} + y_{vc})(\sqrt{(a_{1,c}^{2}y_{i}^{2}\rho_{\Theta}^{2} + 1} + y_{i})\rho_{\Theta}[a_{1,c}(m_{ccc} + y_{vc}) + a_{0,c}]}{\sqrt{(a_{1,c}^{2}y_{i}^{2}\rho_{\Theta}^{2} + 1}}$$
(22)

$$c_n = m_{ccc} + y_{vc} + r_n \tag{23}$$

Po sformułowaniu powierzchni plastyczności trzeba zdefiniować prawa wzmocnienia (rys. 41) i osłabienia (rys. 42), które określają ewolucję powierzchni plastyczności w przestrzeni naprężeń. W równaniach 19-20 bezwymiarowe funkcje y_v , y_i opisują przebieg wzmocnienia lub osłabienia betonu.

Obiektywną miarę odkształcenia plastycznego, przy dowolnym przebiegu ścieżki naprężenia, stanowi parametr wzmocnienia κ_2 . Za taką miarę przyjęto plastyczną część stycznego odkształcenia na płaszczyźnie oktaedrycznej, proporcjonalną do drugiego niezmiennika dewiatora stanu odkształcenia:

$$\kappa_{2} = \sqrt{\frac{8}{3}J_{2,pl}} = \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_{1,pl} - \varepsilon_{2,pl})^{2} + (\varepsilon_{2,pl} - \varepsilon_{3,pl})^{2} + (\varepsilon_{3,pl} - \varepsilon_{1,pl})^{2}}$$
(24)

Szczegółowe wyprowadzenia wzorów na funkcje wzmocnienia i osłabienia można znaleźć w pracy [71]. W niniejszym opracowaniu przedstawiono jedynie końcowe wzory:

o funkcja plastycznego wzmocnienia dewiatorowego:

$$y_i = s_l \, \operatorname{dla} \, e_{\lim} \le s_l \le 1 \tag{25}$$

o funkcja osłabienia dewiatorowego:

$$y_{i} = \exp\left(\frac{\kappa_{2} - \Delta_{pl}}{\sqrt{2}\Delta_{pl}(\lambda - 1)}\right)^{2}, \quad \kappa_{2} \ge \Delta_{pl}, \quad 1 \ge y_{i} \ge 0$$
(26)

gdzie Δ_{pl} jest końcową wartością plastycznej części stycznego odkształcenia oktaedrycznego w chwili zniszczenia a λ jest równe:

$$\lambda = 1 + 10e^{-0.2fc} + e^{-0.01fc} \tag{27}$$

o funkcja osłabienia objętościowego:

$$y_{\nu} = \exp\left(-\frac{(\kappa_1 - \kappa_2)^2}{2(\Delta_{pl})^2}\right)$$
(28)

$$\kappa_1 = \frac{1}{3} \left(\varepsilon_{1,pl} + \varepsilon_{2,pl} + \varepsilon_{3,pl} \right)$$
(29)

o funkcja wzmocnienia/osłabienia objętościowego dla nasadki kołowej:

$$\frac{\sigma_{okt}}{f_c} = y_{vc} = 25 \sin\left[\frac{1}{3}\sin^{-1}\left(\frac{100\kappa_1}{3} + 1\right)\right] - 250\kappa_1 - 12.5 , \text{ dla } \kappa_1 > -0.06$$

$$y_{vc} = \infty , \text{ dla } \kappa_1 < -0.06$$
(30)

a) Wzmocnienie dewiatorowe t0=\u00ccokt/fc powierzchnia graniczna powierzchnia plastyczności sm= σ m/fc rn 0,393 st mttt mccc cn sc b) Wzmocnienie objętościowe t0=\tokt/fc powierzchnia graniczna powierzchnia plastyczności sm=om/fc st mccc mttt 0,393 cn sc

Rys. 41. Wzmocnienie: a) dewiatorowe; b) objętościowe



Rys. 42. Osłabienie dewiatorowe i objętościowe

4.2. Implementacja komputerowa modelu sprężysto-plastycznego

Program MAFEM składa się z trzech modułów:

- \Rightarrow program MAFDDAT, służący do tworzenia danych;
- \Rightarrow moduł obliczeniowy MAF3D;
- \Rightarrow program MAF3DGR, stosowany do prezentacji wyników.

4.2.1. Przygotowanie danych

Preprocesor do modułu obliczeniowego, program MAFDDAT, stosowany do przygotowania danych, został stworzony przez dr inż. Wandzika³. Dane są tworzone w postaci pliku tekstowego, które program konwertuje do plików binarnych czytanych przez moduł obliczeniowy. Dane są podzielone na sekcje, umożliwiające łatwe poruszanie się w programie:

- STALE definiuje stałe materiałowe, między innymi betonu;
- SIATKA służy do określenia położenia węzłów;
- ELEMENTY wyznacza elementy bryłowe (beton) we wcześniej określonej siatce wraz z ich typami materiałowymi;
- CIEZAR WLASNY definiuje przyłożenie ciężaru własnego;
- PODPORY pozwala na określenie dokładnego kierunku i lokalizacji podpór;
- PRETY wyznacza elementy liniowe (stal) we wcześniej określonej siatce wraz z ich średnicami i typami materiałowymi;
- OBCIAZENIA określa typ obciążenia (punktowe, liniowe bądź powierzchniowe), jego położenie i kierunek, a także skokowy przyrost (obciążenie jest dzielone na liczbę kroków maksymalnie wynoszącą 50);
- PRZEMIESZCZENIA do konstrukcji mogą być również przykładane przemieszczenia, dla których (podobnie jak w przypadku obciążeń) należy zdefiniować typ przemieszczenia (punktowe, liniowe bądź powierzchniowe), położenie na siatce węzłów, kierunek i liczbę kroków, w których przemieszczenie ma zostać przyłożone.

³ dr inż. Grzegorz Wandzik, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

- TYPY zawiera informacje o własnościach materiałowych elementów bryłowych (betonu), np. wytrzymałości na ściskanie czy module sprężystości;
- TYPY STAL zawiera informacje o własnościach materiałowych elementów prętowych (stali), np. granicy plastyczności i module sprężystości.

Poprawna konwersja pliku skutkuje powstaniem plików binarnych, zawierających wszystkie opisane dane, tj: wez.dat (współrzędne węzłów), ele.dat (rozmieszczenie elementów bryłowych), elr.dat (dane dotyczące prętów), pod.dat (rozmieszczenie podpór), obc.dat (przyłożone obciążenie), przem.dat (przyłożone przemieszczenie), typ.dat (dane materiałowe betonu), typs.dat (dane materiałowe stali).

4.2.2. Obliczenia

Program MAF3D, oparty na iteracyjno-przyrostowych procedurach MES, został w całości stworzony przez prof. dr hab. inż. Stanisława Majewskiego [71]. Do opisu betonu zastosowano model sprężysto-plastyczny (opisany w punkcie 4.2). Dla stali użyto modelu sprężysto-idealnie plastycznego z dwuliniową zależność σ - ϵ .

W początkowej fazie program odczytuje dane i tworzy macierz sprężystości. W kolejnych krokach powtarzana jest procedura:

- odczytywanie obciążenia;
- budowa i rozwiązanie układu równań;
- obliczenia sumarycznych przemieszczeń węzłowych;
- budowa nowej macierzy sprężystości lub sprężysto-plastyczności;
- zapis wyników (jeżeli żaden element nie został zniszczony) lub kolejna iteracja (w przypadku zniszczenia któregoś z elementów).

W kolejnych iteracjach jest budowany i rozwiązywany nowy układ równań, wykorzystujący macierz sprężystości lub sprężysto-plastyczności z poprzedniej iteracji. Liczba iteracji zależy od spełnienia warunku zbieżności.

Wyniki obliczeń są zapisywane do plików:

- def.wyn (przemieszczenia węzłów);
- nap.wyn (naprężenia/odkształcenia elementów bryłowych);
- pla.wyn (uplastycznienie elementu bryłowego);
- siz.wyn (naprężenia w elementach prętowych).

4.2.3. Prezentacja wyników

Postprocesor to program MAF3DGR, podobnie jak preprocesor, stworzony przez dr inż. Wandzika. Pozwala on na graficzną prezentacje wyników symulacji komputerowej.

Wygląd programu jest typowy dla aplikacji WINDOWS, gdzie ekran jest podzielony na pasek narzędziowy i okno służące do prezentacji wyników. Wygodne poruszanie się po programie zapewnia pasek narzędzi menu (rys. 43).

MAFEM3D:	
Plik Widok Prezentacja Eksport Wykresy Pomoc	
	KROK: UW: PŁASZCZ.: PARAM: DEF:

Rys. 43. Pasek narzędzi programu MAF3DGR

Niewątpliwą zaletą programu jest możliwość podglądu danych wprowadzonych do programu przed rozpoczęciem obliczeń. Pozwala to na dokładne sprawdzenie poprawności

przyjętej geometrii obiektu, rozmieszczonych podpór, obciążeń i prętów, co jest szczególnie ważne przy skomplikowanych konstrukcjach.

Podgląd wyników jest możliwy w każdym kroku obciążenia, w zadanej płaszczyźnie i układzie współrzędnych. Program pozwala na przeglądanie map naprężeń, wytężeń czy deformacji całej konstrukcji bądź danego elementu bryłowego. Wyniki dla stali są podawane w postaci naprężeń i odkształceń.

Dokładne wyniki symulacji komputerowej można również sprowadzić do formatu programu EXEL, co jest bardzo pomocne przy analizie porównawczej wyników. Dodatkowo można tworzyć pliki z rozszerzeniem dxf, odczytywane przez program ACAD.

4.3. Podsumowanie

Zaprezentowany model pozwala na dokładną analizę konstrukcji betonowych w trójprzestrzennym stanie naprężenia pod obciążeniem doraźnym. Jednak model sprężystoplastyczny zastosowany w programie nie jest wystarczający do symulacji omawianego w punkcie 3 lepkoplastycznego zachowania betonu. Obciążenia zadawane z różną szybkością i obciążenia długotrwałe, mogące z czasem doprowadzić do zniszczenia, wymagają uwzględnia parametru czasu. Analiza tych zjawisk wymaga więc rozbudowania programu o model uwzględniający odkształcenia lepkie, ściśle związane z czasem działania obciążenia.

5. Opis modelu lepkosprężysto - lepkoplastycznego zastosowanego do rozbudowy programu MAFEM

Badania doświadczalne stanowią podstawę do opracowania modelu materiałowego, który jednak aby reprezentować rzeczywistość musi by zgodny z pewnymi założeniami teoretycznym.

5.1. Charakterystyka modeli opisujących efekty lepkie

Odkształcenia lepkie mogą być uwzględnione w różnych fazach pracy betonu:

- w fazie sprężystej modele lepkosprężyste, lepkosprężysto-plastyczne (punkt 5.1.1);
- w fazie plastycznej modele sprężysto lepkoplastyczne (punkt 5.1.2);
- w pełnym zakresie odkształceń modele lepkosprężysto-lepkoplastyczne (punkt 5.1.2).

5.1.1. Modele uwzględniające lepkosprężystość

Model lepkosprężysty

Model lepkosprężysty składa się z ciała Kelvina, uzupełnionego elementem sprężystym. Ciało sprężyste, podobnie jak w modelu sprężysto-plastycznym, charakteryzuje początkowy moduł sprężystości. W ciele Kelvina tłumik charakteryzuje i-ty współczynnik lepkości η, a sprężynę i-ty moduł sprężystości. Odkształcenie sprężyste (ciało sprężyste) obliczamy ze wzoru (31), a lepkosprężyste (ciało Kelvina) wg zależności (32).

$$\sigma = E_0 \varepsilon^e \tag{31}$$

$$\sigma = E_i \varepsilon_i^{ve} + \eta_i \dot{\varepsilon}_i^{ve} \tag{32}$$

gdzie:

 E_0 – początkowy moduł sprężystości;

 η – stała tłumika charakteryzującego opory lepkiego płynięcia;

Ponieważ naprężenie ma tą samą wartość dla każdego segmentu, a odkształcenie jest równe sumie odkształcenia sprężystego i lepkosprężystego, odkształcenia całkowite określamy wg zależności [78]:

$$\varepsilon = \varepsilon^{e} + \varepsilon^{ve} = \frac{\sigma}{E_0} + \sigma \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{E_i} (1 - \exp[-\gamma_i(t-\tau)])$$
(33)

gdzie:

 $y_i = E_i/\eta_i$ – szybkość przyrostu odkształceń reologicznych;

 τ - wiek betonu, w którym zostało przyłożone obciążenie;

t – czas trwania obciążenia.

$$C(t,\tau) = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{E_i} (1 - \exp[-\gamma_i (t-\tau)])$$
(34)

Przyjmując funkcję pełzania wg (34) można ogólnie zapisać wielkość odkształceń w modelu:

$$\varepsilon = \sigma \left(\frac{1}{E(\tau)} + C(t,\tau) \right)$$
(35)

Związek konstytutywny przyjmuje postać:

$$d\sigma = D^{ve}(d\varepsilon - d\varepsilon^c) \tag{36}$$

gdzie D^{ve} – macierz lepkosprężystości.

Model lepkosprężysto-plastyczny

Model opisuje sprężystą i plastyczną pracę materiału oraz uwzględnia efekty lepkie w fazie sprężystej. Na odkształcenia całkowite składają się odkształcenia sprężyste, lepkosprężyste i plastyczne:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{ve} + d\varepsilon^p \tag{37}$$

Związek konstytutywny przyjmuje postać:

$$d\sigma = D^{\nu e} (d\varepsilon - d\varepsilon^c - d\varepsilon^p) \tag{38}$$

Odkształcenia plastyczne (podobnie jak w modelu sprężysto-plastycznym) opisuje prawo plastycznego płynięcia:

$$d\varepsilon^{p} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$
(39)

gdzie:

g – powierzchnia potencjału plastycznego (przyjmowana jako tożsama z funkcją plastyczności):

$$g = g(\sigma, \kappa, t) \tag{40}$$

 $d\lambda$ – skalarowy współczynnik proporcjonalności.

5.1.2. Modele uwzględniające lepkoplastyczność

Istnieją dwie podstawowe koncepcje lepkoplastyczności:

- \Rightarrow Koncepcja nadwyżki naprężenia:
 - propozycja Perzyny [84]:

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \phi(f) \right\rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma} \tag{41}$$

gdzie $\phi(f)$ jest skalarową funkcją nadwyżki naprężenia przyjmowaną tak, aby na powierzchni plastyczności osiągała wartość 0:

$$\phi(f) = 0 \, \text{dla} \, f \le 0; \, \phi(f) > 0 \, \text{dla} \, f > 0 \tag{42}$$

propozycja Duvauta-Lionsa [28]:

$$\dot{\varepsilon}^{\nu p} = \frac{1}{\eta} \left[D^e \right]^{-1} \left(\sigma - \overline{\sigma} \right) \tag{43}$$

gdzie σ jest aktualnym stanem naprężenia, a $\overline{\sigma}$ jest rzutem aktualnego stanu naprężenia na powierzchnie plastyczności.

⇒ Koncepcja konsystentna, w której spełniony jest postulat pozostawania punktu reprezentującego aktualny stan naprężenia na powierzchni plastyczności. Wówczas odkształcenie lepkoplastyczne obliczane jest wg:

$$\varepsilon^{\nu p} = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \tag{44}$$

gdzie:

f – funkcja opisująca powierzchnię plastyczności;

 $\dot{\lambda}$ – parametr konsystentny.

Koncepcja konsystentna wymaga określenia powierzchni plastyczności z uwzględnieniem parametru wzmocnienia oraz jego prędkości (45). Wiek betonu jest wówczas uwzględniony w prawie wzmocnienia, a położenie powierzchni plastyczności zależy od szybkości symulowanego procesu.

$$f(\sigma, \kappa, \dot{\kappa}) = 0 \tag{45}$$

$$\kappa = \kappa(\varepsilon^{vp}, t) \tag{46}$$

Model sprężysto-lepkoplastyczny

W niniejszym opracowaniu przedstawiono model sprężysto-lepkoplastyczny w ujęciu konsystentnym. Na wielkość odkształceń całkowitych, przedstawionych w zapisie prędkościowym, składają się odkształcenia sprężyste i lepkoplastyczne (47), a naprężenia określone są wg (48).

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{vp} \tag{47}$$

$$\dot{\sigma} = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^{vp}) \tag{48}$$

Do opisu odkształcenia lepkoplastycznego, wg teorii konsystentnej, stosuje się parametr konsystentny $\dot{\lambda}$. Szczegółowe równania, potrzebne do określenia tego parametru w modelu sprężysto-lepkoplastycznym można znaleźć w pracy [58].

Model lepkosprężysto-lepkoplastyczny

Modelem uwzględniającym odkształcenia lepkie zarówno w fazie sprężystej jaki i plastycznej jest model lepkosprężysto-lepkoplastyczny, w którym można wykorzystać koncepcję nadwyżki naprężenia bądź konsystentną:

a) koncepcja nadwyżki naprężenia:

W modelu tym całkowite odkształcenia, przedstawione w formie przyrostowej, są wyznaczane wg (49), a przyrosty naprężeń wg (50).

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{ve} + d\varepsilon^p + d\varepsilon^{vp} \tag{49}$$

$$d\sigma = D^{\nu e} (d\varepsilon - d\varepsilon^c - d\varepsilon^p - d\varepsilon^{\nu p})$$
(50)

Dokładne określenie wielkości przyrostu odkształceń lepkosprężystych ($d\varepsilon^{\nu e}$), plastycznych ($d\varepsilon^{p}$) oraz lepkoplastycznych ($d\varepsilon^{\nu p}$) zostało przedstawione w pracy [58].

a) koncepcja konsystentna:

Całkowite odkształcenia w tym modelu, przedstawione w formie prędkościowej, można wyznaczyć wg (51), a naprężenia wg (52).

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ve} + \dot{\varepsilon}^{vp} \tag{51}$$

$$\dot{\sigma} = D^{ve} (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^c - \dot{\lambda}n) \tag{52}$$

gdzie:

n – wektor normalny do powierzchni plastyczności:

$$n = \frac{\partial f}{\partial \sigma}$$
(53)

Jak już wspomniano, w modelu konsystentnym do opisu odkształceń lepkoplastycznych stosowany jest parametr konsystentny. Sposób wyznaczenia parametru $\dot{\lambda}$ oraz $\dot{\varepsilon}^c$ został szczegółowo opisany w pracy [58].

Spośród niewielu modeli stworzonych do opisu lepkoplastycznego zachowania betonu (Lorefice [67], Nard [75], Pedersen [83], Tanabe [116]) wybrano konsystentną propozycję lepkosprężysto-lepkoplastycznego modelu Klemczak [58].

5.2. Opis przyjętego numerycznego modelu lepko-plastycznego

Opis zachowania betonu poddanego długotrwałym obciążeniom i różnym szybkościom obciążania wymaga uwzględnienia lepkosprężystych i lepkoplastycznych odkształceń. Na bazie modelu MWW3, w pracy [58], do opisu tych zjawisk został zaproponowany model.



Rys. 44. Powierzchnia plastyczności i powierzchnia zniszczenia "rate-dependent"

W modelu tym pod wpływem działania obciążenia długotrwałego lub przykładania obciążenia z szybkością mniejszą od standardowej, powierzchnia graniczna oraz powierzchnia plastyczności kurczą się (rys. 44). Dla opisu ewolucji powierzchni granicznej i plastyczności wprowadzono dodatkową funkcję wzmocnienia.

5.2.1. Powierzchnia graniczna typu "rate-dependent"

Powierzchnia graniczna typu "rate-dependent" powstała przez uzależnienie położenia powierzchni granicznej MWW3 w przestrzeni naprężeń od szybkości z jaką przebiega symulowany proces i czasu trwania danego procesu. Do opisania tego procesu niezbędna jest znajomość funkcji wzmocnienia, uwzględniających te procesy. Równanie powierzchni granicznej przyjmuje postać:

$$F(\sigma, \kappa, \dot{\kappa}) = 0 \tag{54}$$

Równania powierzchni granicznej "rate-dependent" MWW3 mają postać:

o dla dowolnego południka prostoliniowego:

$$F(\sigma,\kappa,\dot{\kappa}) = t_0^{\Theta} + \left(a_{1,\Theta}s_m + a_{0,\Theta}\right)\left(y_i - \dot{y}_i\right)$$
(55)

o dla dowolnego południka nasadki parabolicznej:

$$F(\sigma,\kappa,\dot{\kappa}) = t_0^{\Theta} + \left(a_{\Theta}s_m^2 + b_{\Theta}s_m + c_{\Theta}\right)\left(y_i - \dot{y}_i\right)$$
(56)

Ogólna postać funkcji wzmocnienia, przyjęta przez [58], ma postać:

$$\dot{y} = \Gamma_1(\dot{\varepsilon}^{vp}) + \Gamma_2(s_l, \gamma, t) \tag{57}$$

gdzie:

- Γ_1 uwzględnia szybkość przyrostu odkształceń lepkoplastycznych;
- Γ_2 uwzględnia czas trwania obciążenia t, poziom wytężenia s_l i współczynnik lepkości γ .

Przyjęto szczegółową postać funkcji wzmocnienia:

$$\dot{y}_{i} = y_{i} \left(1 - \dot{\varepsilon}_{s}^{-B} \dot{\kappa}_{2}^{\nu p^{B}} \right) + y_{i} \left[ALN(C \gamma t) + D \right]$$
(58)

gdzie:

y_i=1,0 -dla powierzchni granicznej;

- $\dot{\varepsilon}_s$ porównawcza szybkość odkształcenia, przyjęto $\dot{\varepsilon}_s = 0.03 \cdot 10^{-3} [1/s];$
- A, D współczynniki, A=0,0352, D=0,3078.

Współczynnik B uzależniono od wytrzymałości betonu:

$$B = 1 - 0.983 [f_c]^{0.0033}$$
⁽⁵⁹⁾

Współczynnik C jest zależny od poziomu wytężenia s_l i wytrzymałości betonu na ściskanie:

$$C = (1 - s_l)[0, 133f_c - 0, 0816]$$
(60)

Współczynnik lepkości y jest uzależniony od wieku betonu:

$$\gamma(tw) = 1,67 \exp(-0,1833tw) \tag{61}$$

Parametr $\dot{\kappa}_2$ uwzględnia szybkość przyrostu odkształcenia lepkoplastycznego.

$$\dot{\kappa}_{2} = \frac{2}{3}\sqrt{\left(\dot{\varepsilon}_{1}^{vp} - \dot{\varepsilon}_{2}^{vp}\right)^{2} + \left(\dot{\varepsilon}_{2}^{vp} - \dot{\varepsilon}_{3}^{vp}\right)^{2} - \left(\dot{\varepsilon}_{3}^{vp} - \dot{\varepsilon}_{1}^{vp}\right)^{2}}$$
(62)

Autorka zaznaczyła, że przyjęta funkcja określająca zmianę położenia powierzchni granicznej wymaga weryfikacji.

5.2.2. Powierzchnia plastyczności typu "rate-dependent"

Powierzchnię plastyczności również uzależniono od podanej funkcji wzmocnienia:

$$f(\sigma, \kappa, \dot{\kappa}) = 0 \tag{63}$$

Równania powierzchni plastyczności mają postać:

o dla dowolnego południka prostoliniowego:

$$f(\sigma,\kappa,\dot{\kappa}) = t_0^{\Theta} + \left(a_{1,\Theta}s_m + a_{0,\Theta}y_\nu\right)\left(y_i - \dot{y}_i\right)$$
(64)

o dla dowolnego południka nasadki parabolicznej:

$$f(\sigma,\kappa,\dot{\kappa}) = t_{0,n}^{\Theta} + \left(a_{\Theta}s_{m}^{2} + b_{\Theta}s_{m} + c_{\Theta}y_{\nu}\right)\left(y_{i} - \dot{y}_{i}\right)$$
(65)

o dla dowolnego południka nasadki kołowej:

$$f(\sigma,\kappa,\kappa) = t_{0,n}^{\Theta} - \sqrt{r_n^2 - (s_m - c_n)^2}$$
(66)

$$r_{n} = \rho_{\Theta}(y_{i} - \dot{y}_{i})(\sqrt{(a_{1,c}^{2}(y_{i} - \dot{y}_{i})^{2}\rho_{\Theta}^{2} + 1} + a_{1,c}(y_{i} - \dot{y}_{i})\rho_{\Theta})[a_{1,c}(m_{ccc} + y_{vc}) + a_{0,c}]$$
(67)

$$s_{c} = \frac{(m_{ccc} + y_{vc})(\sqrt{(a_{1,c}^{2}(y_{i} - \dot{y}_{i})^{2}\rho_{\Theta}^{2} + 1} + (y_{i} - \dot{y}_{i})\rho_{\Theta}[a_{1,c}(m_{ccc} + y_{vc}) + a_{0,c}]}{\sqrt{(a_{1,c}^{2}(y_{i} - \dot{y}_{i})^{2}\rho_{\Theta}^{2} + 1}}$$
(68)

$$c_n = m_{ccc} + y_{vc} + r_n \tag{69}$$

5.2.3. Związki konstytutywne

W lepkosprężystym obszarze pracy betonu przyjęto związek konstytutywny wg (70), a w lepkosprężysto-lepkoplastycznym wg (71):

$$\dot{\sigma} = D^{\nu e} (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^c) \tag{70}$$

gdzie

$$\dot{\sigma} = \frac{d\sigma}{dt}, \ \dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt}, \ \dot{\varepsilon}^c = \frac{d\varepsilon^c}{dt}.$$
 (71)

$$\dot{\sigma} = D^{\nu e} (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^c - \dot{\varepsilon}^{\nu p}) \tag{72}$$

gdzie

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \dot{\lambda} \frac{df}{d\sigma} \tag{73}$$

Respektowanie warunku zgodności, czyli pozostawania punktu reprezentującego stan naprężenia w przestrzeni naprężeń na powierzchni plastyczności, dla powierzchni plastyczności typu "rate-dependent" i stowarzyszonego prawa płynięcia przyjmuje postać:

$$n^{T}\dot{\sigma} + \frac{df}{d\kappa}\dot{\kappa} + \frac{df}{d\dot{\kappa}}\ddot{\kappa} = 0$$
(74)

W pracy [58] przyjęto zależność (75), którą różniczkując po czasie otrzymamy (76):

$$\dot{\kappa} = \Gamma_1(\sigma, \kappa) \dot{\varepsilon}^{\nu p} + \Gamma_2(\sigma, \kappa)$$
(75)

$$\ddot{\kappa} = \dot{\Gamma}_1 \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \Gamma_1 \ddot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \Gamma_1 \dot{\lambda} \frac{\partial \dot{f}}{\partial \sigma} + \dot{\Gamma}_2$$
(76)

Podstawiając związek konstytutywny (72) oraz przyjętą zależność (75) i (76) do warunku zgodności (74) otrzymamy:

$$\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right)^{T} D^{\nu e} \left(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^{n} - \dot{\varepsilon}^{c} - \dot{\lambda} \frac{df}{d\sigma}\right) + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \left(\Gamma_{1} \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \Gamma_{2}\right) + \frac{\partial f}{\partial \dot{\kappa}} \left(\dot{\Gamma}_{1} \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \Gamma_{1} \ddot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \Gamma_{1} \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \dot{\Gamma}_{2}\right) = 0$$
(77)

Po uporządkowaniu powstaje równanie będące podstawą do wyznaczenia parametru λ :

$$s\ddot{\lambda} + h\dot{\lambda} + c = 0 \tag{78}$$

gdzie:

$$s = \frac{\partial f}{\partial \dot{\kappa}} \Gamma_1 \frac{\partial f}{\partial \sigma}$$
(79)

$$h = -\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right)^{T} D^{ve} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \Gamma_{1} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \frac{\partial f}{\partial \dot{\kappa}} \dot{\Gamma}_{1} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \frac{\partial f}{\partial \dot{\kappa}} \Gamma_{1} \frac{\partial f}{\partial \sigma}$$
(80)

$$c = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right)^T D^{\nu e} (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^n - \dot{\varepsilon}^c) + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \Gamma_2 + \frac{\partial f}{\partial \dot{\kappa}} \dot{\Gamma}_2$$
(81)

gdzie:

$$\Gamma_{1} = y_{i} \left(\dot{\varepsilon}^{\nu p^{-1}} - \dot{\varepsilon}_{s}^{-B} \dot{\kappa}_{2}^{\nu p^{B}} \dot{\varepsilon}^{\nu p^{-1}} \right)$$
(82)

$$\Gamma_2 = y_i \left[ALN(C\gamma t) + D \right]$$
(83)

ze współczynnikami wg 5.2.1.

Określenie parametru λ jest kluczowe w wyznaczeniu odkształceń lepkoplastycznych w tym modelu. Odkształcenia te, wyznaczone wg zależności (73), służą do określenia związków konstytutywnych w modelu lepkosprężsyto-lepkoplastycznym.

5.2.4. Podsumowanie

Zaprezentowany model lepkosprężysto-lepkoplastyczny uwzględnia lepkie zachowanie betonu w fazie sprężystej i plastycznej. Za jego pomocą można z powodzeniem opisać omawiane w niniejszym opracowaniu lepkie właściwości betonu.

W pracy [58] model został zastosowany do analiz betonu dojrzewającego w warunkach konstrukcji masywnej. W niniejszym opracowaniu zostanie on wykalibrowany do analizy zachowania betonu dojrzałego poddanego różnym szybkościom obciążania, mniejszym i nieco większym od statycznej, i obciążeniu długotrwałemu z czasem doprowadzającemu do zniszczenia. Zostanie on wprowadzony do, omówionego w punkcie 4, programu MAFEM.

6. Badania laboratoryjne

6.1. Wprowadzenie i plan badań

Celem badań było określenie lepkoplastycznych właściwości betonu, przez zbadanie zachowania betonu poddanego różnym szybkościom obciążania i obciążeniom długotrwałym z czasem doprowadzającym do zniszczenia. Wykonano serię badań wg planu przedstawionego w tabeli 3.

Tabela				
Próbki	Mieszanka betonowa (liczba testów)	Badanie		
	A (4) B (4) C (4)	Badanie zależności σ-ε przy pięciu szybkościach przykładania odkształceń, z zakresu 1,93·10 ⁻⁷ ÷8,61·10 ⁻⁵ [1/s]		
σ _{const} =0,89·fc÷0,97·fc	1 (1) 2 (1) 3 (1)	Próba pełzania przy naprężeniu ściskającym równym 89÷97% wytrzymałości doraźnej		
σ _{const} =0,90·ft;0,95·ft	I (1) II (4)	Próba pełzania przy naprężeniu rozciągającym równym 90% i 95% wytrzymałości doraźnej		

6.2. Badania zależności σ-ε przy różnej szybkości przyrostu obciążenia

Badania wykonano w laboratorium Politechniki Śląskiej, a przedstawione wyniki były częściowo publikowane w [79].

6.2.1. Próbki i stanowisko badawcze

Badania wpływu szybkości przyrostu obciążanie na zachowanie betonu przeprowadzono na trzech różnych mieszankach betonowych, których składy podano w tabeli 4. Zbadany zakres wytrzymałości betonu na ściskanie wynosił ~30-50 MPa.

Składy mieszanek betonowych				
Cleladailei	Mieszanka			
SKIAUIIIKI		В	С	
Cement CEM I 32,5R [kg/m3]	402	429	452	
Woda [l/m3]	225	174	178	
Piasek 0-2 mm [kg/m3]	565	584	582	
Kruszywo otoczakowe 2-16 mm [kg/m3]	1092	1186	1156	
Zawartość powietrza	2%	2%	2%	
w/c	0,56	0,40	0,39	

Tabela 4

W badaniach zastosowano próbki cylindryczne o wysokości równej 300 mm i średnicy równej 150 mm. Dla uzyskania porównywalnych wyników badań, wszystkie próbki były jednakowo przygotowane i przechowywane przy zachowaniu tych samych warunków zewnętrznych. Beton był układany w formach warstwami, o grubości 100 mm, które były wibrowane na stole wibracyjnym, każdorazowo po 40 s. Po jednym dniu od zabetonowania, próbki były rozformowywane i trzymane przez 7 dni pod folią, w warunkach wysokiej wilgotności. Do czasu badania elementy przechowywano w temperaturze T=18±2°C i przy wilgotności względnej powietrza równej 70±5%. W celu zminimalizowania wpływu nie osiowego obciążenia próbki i tarcia przy powierzchniach docisku (bezpośrednio przed badaniem) górne i dolne powierzchnie próbek szlifowano, do uzyskania gładkich, poziomych, równoległych powierzchni. Tak przygotowane próbki badano w prasie hydraulicznej z możliwością sterowania szybkością przykładania obciążeń w zakresie obciążeń od 0,01 kN/s do 100 kN/s. Dla badanych próbek cylindrycznych oznacza to możliwą szybkość przyrastania naprężeń, mieszczącą się w zakresie: 0,57 kPa/s÷5659 kPa/s. Jako statyczny przyrost szybkości naprężenia przyjęto, zgodnie z normą [N11] 283 kPa/s. Próbki badano w zakresie szybkości naprężenia od 10 razy większej od statycznej do 100 razy mniejszej od statycznej (tabela 5). Wszystkie badania przeprowadzono na próbkach 28-dniowych.

Do pomiaru podłużnych i poprzecznych odkształceń zastosowano tensometry elektrooporowe (rys. 56a). Podczas badania prowadzony był ciągły odczyt odkształceń, co 0,2 s lub 0,5 s, w zależności od zadanego poziomu szybkości przyrostu obciążenia.
Plan badań					
	Liczba próbek				
Szybkość przyrostu naprężenia	Mieszanka	Mieszanka	Mieszanka		
	А	В	С		
2830 kPa/s (10 razy większa od statycznej)	3	3	7		
283 kPa/s (statyczna)	9	9	6		
28,3 kPa/s (10 razy mniejsza od statycznej)	6	6	6		
11 kPa/s (25 razy mniejsza od statycznej)		6	3		
2,83 kPa/s (100 razy mniejsza od statycznej)	3				
Łączna liczba zbadanych próbek:	21	24	22		

Tabela 5

6.2.2. Wyniki badań i dyskusja

Wyniki przeprowadzonych badań betonu, przy różnych szybkościach obciążania, przedstawiono dla poszczególnych mieszanek, jako wykresy zależności σ - ϵ (rys. 45) oraz wykresy naprężenia w funkcji odkształcenia (rys. 46-48).

Średnie wartości wyników badań mieszanek przy danych szybkościach przyrostu obciążenia przedstawiono w tabeli 6. Podano również względne wartości, które powstały przez podzielenie wielkości uzyskanej przy danej szybkości obciążania przez wielkość statyczną. Szarym kolorem zaznaczono pola zawierające wartości uzyskane dla betonu poddanego statycznej szybkości przyrostu obciążenia.



Rys. 45. Wpływ szybkości obciążenia na wykres σ - ϵ



Rys. 46. Wpływ szybkości obciążania na odkształcenia podłużne, poprzeczne i objętościowe dla mieszanki A



Rys. 47. Wpływ szybkości obciążania na odkształcenia podłużne, poprzeczne i objętościowe dla mieszanki B



Tabela 6

		Szybkość przyrostu:								Odkształcenia	
eszanka	Czas badania	obciążenia	naprężenia	odkształcenia	Wytrzymałość na ściskanie		N sprę	loduł żystości	pionowe przy zniszczeniu		
Mi	[min]	[kN/s]	[kPa/s]	[1/sec]	[MPa]	względna	[GPa]	względny	[‰]	względne	
	0,31	50,00	2830	6,74E-05	36,16	1,02	37,22	0,99	1,27	0,84	
	2,17	5,00	283	1,16E-05	35,39	1,00	37,42	1,00	1,51	1,00	
A	19,0	0,50	28,3	1,45E-06	32,90	0,93	35,09	0,94	1,65	1,09	
	191,4	0,05	2,83	1,93E-07	33,36	0,94	30,43	0,81	2,22	1,47	
	0,41	50,00	2830	8,61E-05	47,38	1,12	42,68	1,08	2,10	0,95	
в	2,54	5,00	283	1,45E-05	42,21	1,00	39,50	1,00	2,21	1,00	
Б	24,7	0,50	28,3	1,55E-06	42,79	1,01	41,95	1,06	2,30	1,04	
	55,3	0,20	11	8,32E-07	40,56	0,96	35,98	0,91	2,76	1,25	
	0,37	50,00	2830	8,58E-05	47,45	1,07	44,50	1,07	1,89	0,98	
C	2,63	5,00	283	1,22E-05	44,21	1,00	41,64	1,00	1,92	1,00	
Ľ	25,6	0,50	28,3	1,31E-06	44,25	1,00	41,65	1,00	2,00	1,04	
	61,0	0,20	11	5,99E-07	42,35	0,96	38,65	0,93	2,19	1,14	

Zestawienie wyników badań

Dla wszystkich zbadanych betonów zaobserwowano pochylenie wykresów σ - ϵ wraz ze zmniejszeniem szybkości obciążania. Wydłużenie czasu badania powodowało spadek wytrzymałości, przy równoczesnym wzroście odkształceń przy zniszczeniu. Dla szybkości obciążania większej od statycznej zauważono "prostowanie się" wykresów σ - ϵ . Zwiększenie szybkości obciążania skutkowało również wyższą wytrzymałością i mniejszymi odkształceniami przy zniszczeniu. Dla mieszanek B i C o wytrzymałości statycznej równej odpowiednio: 42,21 MPa i 44,21 MPa, zaobserwowano niewielkie różnice w przebiegu

75

wykresu σ - ϵ dla szybkości przyrostu naprężeń wynoszących 283 kPa/s (statyczna) i 28,3 kPa/s. Jednak szybkość przyrostu naprężenia 28,3 kPa/s w badaniach betonu o niższej wytrzymałości statycznej równej 35,39 MPa (mieszanka A) skutkowała zmniejszeniem wytrzymałości do 0,93 wartości statycznej (tabela 6).

Stwierdzony spadek wytrzymałości wraz z wydłużeniem czasu badania przedstawiono na rys. 49, gdzie zestawiono wszystkie wyniki przeprowadzonych badań. Maksymalny zbadany przyrost wytrzymałości wynosił 12%, a spadek 7%. W przebadanym zakresie szybkości obciążania nie stwierdzono wpływu wytrzymałości badanego betonu na odpowiedź na szybkość obciążania. Na rys. 50 można zauważyć zgodność uzyskanych wyników badań z badaniami literaturowymi, z których jednoznacznie wynika, że wytrzymałość betonu rośnie wraz ze wzrostem szybkości obciążania i maleje wraz z wydłużeniem czasu badania.



Rys. 49. Zależność względnej wytrzymałości betonu na ściskanie od przyrostu szybkości odkształcenia dla mieszanek A, B i C



Rys. 50. Porównanie wyników badań względnej wytrzymałości z badaniami literaturowymi

Zaobserwowana zmiana przebiegu wykresu σ-ε wiąże się nie tylko ze zmianą wytrzymałości, ale również ze zmianą odkształceń przy zniszczeniu. Dla szybkości mniejszych od statycznych zauważono wzrost odkształceń, wraz ze zmniejszeniem szybkości obciążania. W przebadanym zakresie szybkości obciążania większych od statycznych uzyskano spadek wielkości odkształceń przy zniszczeniu (rys. 51). Według zebranych wyników badań literaturowych dla podobnego zakresu szybkości obciążania również uzyskano spadek odkształceń, co jest widoczne na (rys. 52). Zauważono, że najbardziej odkształcał się najsłabszy beton (mieszanka A), dla którego odkształcenia mieściły się w zakresie 0,84÷1,47 wartości statycznej. Podczas gdy, dla betonów mocniejszych (mieszanka B i C) zaobserwowano mniejsze zmiany odkształceń, bo wynoszące jedynie 0,95÷1,25 wartości statycznej. Większa odkształcalność betonu słabego jest prawdopodobnie związana ze wzrostem podatności betonu na pełzanie wraz ze spadkiem jego wytrzymałości [46,76].



Rys. 51. Zależność odkształceń przy zniszczeniu od szybkości odkształcenia dla mieszanek A, B i C



Rys. 52. Porównanie wyników badań względnych odkształceń przy zniszczeniu z badaniami literaturowymi

Zależność względnego modułu sprężystości od przyrostu szybkości odkształcenia, przedstawiono na rys. 53. Dla zbadanych betonów stwierdzono spadek modułu sprężystości wraz ze wzrostem czasu badania. Przy najmniejszej z przebadanych szybkości przyrostu odkształcenia otrzymano moduł wynoszący zaledwie 0,81 statycznej wartości. Otrzymane wyniki są zgodne z wyniki badań literaturowych, gdzie uzyskiwano spadek modułu sprężystości wraz ze zmniejszeniem szybkości obciążania (rys. 54).



Rys. 53. Zależność względnego modułu sprężystości od przyrostu szybkości odkształcenia



Rys. 54. Porównanie wyników badań względnego modułu sprężystości z badaniami literaturowymi

Dla zbadanych mieszanek odnotowano wpływ szybkości obciążania nie tylko na odkształcenia podłużne, ale również poprzeczne i objętościowe. Podobnie jak w przypadku odkształceń podłużnych, zaobserwowano przyrost odkształceń poprzecznych, wraz ze zwiększeniem szybkości obciążania, co jest widoczne na rys. 46-48.

Z odkształceniem poprzecznym wiąże się współczynnik Possiona, drugi obok modułu Younga parametr, określający odkształcalność materiału izotropowego. Nie zauważono wpływu szybkości obciążania, w badanym zakresie, na współczynnik Poissona (rys. 55).



Rys. 55. Wpływ szybkości obciążenia na współczynnik Poissona

Analizując charakter zniszczenia próbek zauważono mniejsze zarysowanie próbek obciążanych z dynamiczną szybkością (rys. 56b). Pojawienie się zarysowania skutkowało natychmiastowym zniszczeniem. Dla tych próbek odnotowano najmniejsze odkształcenia przy zniszczeniu. W próbkach obciążanych szybkościami mniejszymi od statycznych zniszczenie przypominało raczej powolne rozsypywanie się próbek, co widać na rys. 56c.



Rys. 56. Stanowisko badawcze z próbką: a) przed badaniem, b) po badaniu z szybkością przyrostu obciążenia 283 kN/s; c) po badaniu z szybkością przyrostu obciążenia 11 kN/s

W tych przypadkach można było obserwować pojawianie się rys, ich rozwój i stopniową propagację. Próbki te osiągały największe odkształcenia podłużne, a także poprzeczne.

6.2.3. Podsumowanie i wnioski

Badaniom osiowego obciążenia ściskającego o szybkościach przyrostu odkształcenia z zakresu 1,93 \cdot 10⁻⁷÷8,61 \cdot 10⁻⁵[1/s] poddano trzy mieszanki betonowe o wytrzymałościach 35,39 MPa, 42,21 MPa i 44,21 MPa. Dla przebadanych betonów wraz ze zmniejszeniem szybkości przyrostu obciążenia, zaobserwowano pochylenie wykresu σ - ϵ , co skutkowało:

- redukcją wytrzymałości betonu na ściskanie (do 0,93 wytrzymałości statycznej);
- wzrostem odkształceń przy zniszczeniu, do 1,47 odkształceń statycznych, (wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie stwierdzono zmniejszenie odkształcalności betonu);
- redukcją modułu sprężystości (nawet do 0,81 wartości statycznej).

Przy większej od statycznej szybkości przyrostu obciążenia obserwowano wzrost wytrzymałości (do 1,12 wytrzymałości statycznej), wzrost modułu sprężystości (do 1,08 wartości statycznej) oraz zmniejszenie odkształceń przy zniszczeniu (do 0,84 odkształceń statycznych).

Odnotowano również zależność odkształceń poprzecznych i objętościowych od szybkości obciążania. Natomiast, w zbadanym zakresie, nie zauważono zależności pomiędzy szybkością obciążania a współczynnikiem Poissona.

Otrzymane wyniki badań są zgodne z innymi wynikami badań przedstawionymi w punkcie 3.3.1.

6.3. Badania pełzania betonu przy wysokich poziomach naprężeń ściskających

Badania wykonano w laboratorium Politechniki Łódzkiej. Prezentowane wyniki były częściowo publikowane w [81].

6.3.1. Próbki i stanowisko badawcze

Próbę pełzanie przeprowadzono na trzech mieszankach betonowych o składach pokazanych w tabeli 7.

Tabela 7

Składniki	Mieszanka					
SKIAUIIIKI	1	2	3			
Cement CEM I 42,5R [kg/m ³]	300	350	410			
Woda [l/m ³]	180	170	155			
Piasek 0/2 [kg/m ³]	610	605	600			
Kruszywo otoczakowe 2-8 mm [kg/m ³]	454	447	439			
Kruszywo otoczakowe 8-16 mm [kg/m ³]	794	790	785			
Superplastyfikatorr FK48 [l/m ³]	2,73	2,73	5,45			
Zawartość powietrza	2%	2%	2%			
w/c	0,6	0,49	0,38			

Składy mieszanek betonowych

Podobnie jak w przypadku badań z różną szybkością obciążania, analizie poddano cylindryczne próbki betonowe o wysokości 300 mm i średnicy 150 mm. Przed badaniem na

powierzchnie czołowe próbek nałożono stalowe kapsle wypełnione drobnoziarnistym piaskiem, co zapewniało równomierny rozkład docisku na tych powierzchniach.

Do pomiaru odkształceń zastosowano nasadowe czujniki tensometryczne o bazie 145 mm (rys. 57). Na pobocznicy próbki zostały rozmieszczone trzy czujniki, co zapewniło dużą dokładność pomiarów. Na rys. 58 przedstawiono próbkę przed badaniem.



Rys. 57. Nasadowe czujniki tensometryczne



Rys. 58. Stanowisko badawcze z próbką

Pierwsza cześć badań stanowiło określenie wytrzymałości doraźnej betonu na ściskanie. Badania te przeprowadzono z szybkością przyrostu naprężenia, równą 0,5 MPa/s. Częścią zasadniczą badań było badanie długotrwałe próbek betonowych pod naprężeniem równym 88÷98% wytrzymałości doraźnej. Próbka, do momentu zablokowania prasy na wymaganym poziomie naprężenia, obciążana była z szybkościa przyrostu naprężenia równa 0,5 MPa/s (rys. 59). Badanie prowadzono aż do zniszczenia próbki. Wszystkie badania danej mieszanki zarówno doraźne, jak i długotrwałe przeprowadzono W tym samym dniu (tabela 9). Liczbę próbek przebadanych w danym badaniu oraz ich oznaczenia zestawiono w tabeli 8.

Tabela 8

Padania	Mieszanka					
Badame	1	2	3			
Wytrzymałość doraźna	6*	6	6			
Wytrzymałość długotrwała	6	6	6			
(oznaczenia próbek)	$(1_1 \div 1_6)$	$(2_1 \div 2_6)$	$(3_1 \div 3_6)$			

Liczba próbek w badaniu

*- pomiary pośrednie nie zostały zapisane, jedynie końcowa wartość naprężenia





6.3.2. Wyniki badań i dyskusja

Badania doraźne

Wyniki badań doraźnej wytrzymałości na ściskanie oraz odkształcenia pionowe przy zniszczeniu zestawiono w tabeli 9, gdzie w nawiasach podano liczbę przebadanych próbek.

			Tabela
Wyniki badań doraźr	iych		
	Mieszanka		
	1	2	3
Wytrzymałość na ściskanie [MPa] (liczba próbek)	34,7 (6)	44,12 (5)	53,69 (5)
Graniczne odkształcenia pionowe [‰]	*	2,21	2,09
Wiek betonu w chwili badania [dni]	42	28	32

*- wyniki nie zostały zapisane

Próba pełzania







Rys. 61. Wyniki badań dla mieszanki 2: a) odkształcenia pionowe w funkcji czasu; b) wykres zależności σ-ε



Rys. 62. Odkształcenia pionowe w funkcji czasu dla mieszanki 3



Rys. 63. Wykres zależności σ - ϵ dla mieszanki 3

Badania długotrwałe prowadzono przy poziomie wytężenia równym 89-97%. Celem badania było określenie czasu do zniszczenia i przyrostu odkształceń pod wpływem obciążeń długotrwałych. Wyniki badań zostały przedstawione na wykresach zależności σ - ϵ i odkształcenia pionowego od czasu (rys. 60-63). Na wykresach podano czas mierzony od początku badania. W legendzie, w nawiasach obok opisu próbki, zamieszczono poziom wytężenia elementu w momencie zablokowania prasy. Próbki, które zniszczyły się przed osiągnięciem zakładanego poziomu wytężenia są opisane jedynie numerem. Na wykresach zależności σ - ϵ przedstawiono wyniki badań długotrwałych i doraźnych. Jedynie dla mieszanki 1 nie przedstawiono wyników badań doraźnych, ponieważ nie zostały one zapisane.

Tabela 10

Wyniki badań długotrwałych														
	Mi	ieszan	ka 1			Μ	liesza	nka 2			Mi	ieszar	ıka 3	
	Czas	s [s]	Odksz [⁹	tałcenia ‰]		Cza	s [s]	Odksz [%	tałcenia ‰]		Cza	s [s]	Odksz [⁹	tałcenia ‰]
Próbka	badania	od zablokowania prasy do zniszczenia	całkowite	przyrost pod obciążeniem długotrwałym	Próbka	badania	od zablokowania prasy do zniszczenia	całkowite	przyrost pod obciążeniem długotrwałym	Próbka	badania	od zablokowania prasy do zniszczenia	całkowite	przyrost pod obciążeniem długotrwałym
1_1	73	2,5	2,21	0,15	2_1	192	82	2,38	0,53	3_1	940	929	3,43	1,53
1 2	156	71,5	2,40	0,60	2 2	88	2	2,13	0,03	3 2	160	31	2,33	0,29
1_3	82	1,5	2,13	0,06	2_3	120	14	2,58	0,45	3_3	106	0	1,97	0,00
1 4	143	70,5	2,31	0,70	2_4	167	66	2,60	0,69	3_4	119	0	2,19	0,00
1_5	76	1,0	2,19	0,00	2_5	79	3	1,92	0,09	3_5	420	393	3,07	1,07
1 6	153	83,0	2,14	0,52	2 6	80	1	1,77	0,00	3 6	251	128	2,83	0,81

Na wykresach odkształceń pionowych w funkcji czasu, w przypadku próbek zniszczonych długotrwale, można zaobserwować wywinięcie końcowej części wykresu, co świadczy o zwiększeniu szybkości narastania odkształceń bezpośrednio przed zniszczeniem. Około połowa z przebadanych próbek niszczyła się przed osiągnięciem wymaganego poziomu

84

wytężenia. Fakt ten i różnice w przebiegu wykresów, w przypadku zatrzymania prasy, dla poszczególnych próbek pochodzących z jednej mieszanki, między innymi, są związane z rzeczywistą wytrzymałością próbek. Dokładne wyniki badań zestawiono w tabeli 10.

W tabeli 10 przedstawiono całkowity czas badania oraz czas od momentu zatrzymania prasy na zadanym poziomie naprężenia do zniszczenia próbki. Podobnie podano całkowite wartości odkształceń pionowych oraz ich przyrosty. Porównano czas uzyskany do zniszczenia przy danym poziomie wytężenia (rys. 64a) oraz względne odkształcenie przy zniszczeniu, w zależności od czasu badania (rys. 64b) z wynikami badań literaturowych.



Rys. 64. Porównanie wyników badań literaturowych i własnych zależności od czasu do zniszczenia pod długotrwałym obciążeniem ściskającym: a) stosunku naprężenia do wytrzymałości; b) względnych odkształceń

6.3.3. Podsumowanie i wnioski

Beton poddany długotrwałym naprężeniom o wartości zbliżonej do naprężenia niszczącego ulega z czasem zniszczeniu. Dla przebadanych betonów wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu zauważono wydłużenie czasu do zniszczenia, który przy zadanym poziomie wytężenia od 89% do 97% wynosił średnio kilkadziesiąt sekund. Odnotowano również wzrost odkształceń wraz ze zmniejszeniem poziomu wytężenia próbki.

Uzyskane wyniki badań długotrwałych są zgodne z badaniami literaturowymi, przedstawionymi w punkcie 3.4.

6.4. Badania pełzania betonu przy wysokich poziomach naprężeń rozciągających

Badania wykonano w laboratorium Politechniki Śląskiej, a przedstawione wyniki były częściowo publikowane w [80].

6.4.1. Próbki i stanowisko badawcze

Próbie pełzania przy rozciąganiu poddano dwie mieszanki betonowe o składach podanych w tabeli 11.

Sinual integration of the offering of						
Mieszanka						
Ι	II					
460	300					
172	180					
881	610					
919	1250					
0,69	1,5					
0,374	0,6					
20	20					
	Miesz I 460 172 881 919 0,69 0,374 20					

Tabela 11 Składy mieszanek betonowych

Przebadano próbki wiosłowe o długości 750 mm i przekroju równym 70x70 mm (rys. 65). Końce próbki są ukształtowane w charakterystyczne głowice, umożliwiające powieszenie elementów. Aby wykluczyć zniszczenie w miejscach docisku, strefy przyłożenia obciążenia zostały dozbrojone prętami ø=4 mm, pozostawiając jednak przekrój na długości pomiarowej równej 200 mm niezbrojonym. Badania pomocnicze prowadzono na walcach o wymiarach 150x300 mm.

Po zabetonowaniu wszystkie próbki były trzymane pod folią przez 7 dni, a następnie przechowywane aż do momentu badania w pomieszczeniu o temperaturze 20°C i wilgotności względnej powietrza wynoszącej 80%.



Rys. 65. Próbka wiosłowa do badań długotrwałego rozciągania

Badania przeprowadzono w wielostanowiskowej pełzarce, skonstruowanej przez dr inż. Zamorowskiego⁴, która umożliwia równoczesne badanie aż 6 elementów (rys. 66). Schemat obciążania był analogiczny do próby pełzania przy ściskaniu (rys. 59), z tą różnicą, że zastosowana szybkość przyrostu obciążania do momentu zablokowania prasy wynosiła 5,8 kPa/s. Z taką szybkością prowadzono również badania doraźne w pełzarkach.

⁴ dr inż. Zdzisław Zamorowski, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Pomiary odkształceń prowadzono za pomocą czujników zegarowych o dokładności 0,001 mm umieszczonych po obydwu stronach próbki. Długość bazy pomiarowej wynosiła 200 mm.

Pierwszym etapem badań było określenie wytrzymałości doraźnej betonu na rozciąganie i ściskanie. Badania doraźne betonu na rozciąganie przeprowadzono w pełzarce oraz metodą Brazylijską. Badania wytrzymałości betonu na ściskanie prowadzono na próbkach walcowych w prasie hydraulicznej.



Rys. 66. Wielostanowiskowa pełzarka do badań betonu na rozciąganie: a) pełzarka z próbkami; b) schemat pełzarki

Zasadniczą częścią badań było monitorowanie zachowania próbek poddanych długotrwałym naprężeniom rozciągającym, większym od wytrzymałości trwałej betonu, mającym w dłuższym czasie doprowadzić do zniszczenia elementów. Określając siłę potrzebną do osiągnięcia wymaganego poziomu wytężenia próbek wiosłowych, dla większej dokładności, brano pod uwagę jedynie wyniki badań doraźnych, otrzymanych w pełzarkach. Jak już wspomniano, próbki umieszczano w pełzarkach i obciążano do wymaganego poziomu z tą samą szybkością przyrostu obciążenia, z jaką wykonywano badania doraźne. Dla zmierzenia samego pełzania (równocześnie z badaniem długotrwałym) mierzono odkształcenia próbki nieobciążonej.

6.4.2. Wyniki badań i dyskusja

Mieszanka I

Wyniki badań doraźnych dla mieszanki I zestawiono w tabeli 12.

Wiek (liczba Badanie betonu [dni] próbek) 41,9 (6) 7 Wytrzymałość doraźna betonu na ściskanie [MPa] 28 49,7 (6) Wytrzymałość doraźna betonu na rozciąganie, 29 1,78(5)badana w pełzarkach [MPa] Wytrzymałość doraźna betonu na rozciąganie, 30 2,13(6)badana przez rozłupywanie [MPa] Wytrzymałość doraźna betonu na rozciąganie, 145 2,48 (6) badana w pełzarkach [MPa]

Wyniki badań doraźnych dla mieszanki I

Różnice w doraźnej wytrzymałości na rozciąganie, otrzymanej w pełzarkach na próbkach wiosłowych i metodą Brazylijską na próbkach walcowych, należy tłumaczyć przede wszystkim metodą badania i między innymi różnym przyrostem szybkości obciążenia. W pełzarce realizowana szybkość przyrostu obciążenia była 10 razy mniejsza niż w prasie hydraulicznej, podczas badania na rozłupywanie.

Zasadnicze badania długotrwałe przeprowadzono na trzech próbkach, wykonanych z mieszanki I. Zakładany poziom wytężenia wynosił 90% wytrzymałości doraźnej. Po 117 dniach badania, gdy nie odnotowano zniszczenia, próbki dociążono do zniszczenia dla określenia rzeczywistego wytężenie próbek. Biorąc pod uwagę otrzymane wyniki oraz stosując wzory z EC2 [N8], określające przyrost w czasie wytrzymałości betonu na rozciąganie, określono prawdopodobne początkowe wytężenie próbek (tabela 13).

Tabela 13

Tabela 12

Stanowisko/ Próbka	Obciążenie w 28 dniu [kg]	Spodziewane naprężenie [MPa]	Spodziewane wytężenie [%]	Obciążenie niszczące w 145 dniu [kg]	Prawdopodobne początkowe wytężenie [%]				
C-2/1	78	1,62	91	105	82				
C-4/2	77	1,63	91	140	61				
C-6/3	78	1,63	92	112	77				

Wyteżenie próbek

Przeanalizowano przebieg pełzania wszystkich próbek. Na rys. 67, przedstawiającym całkowite odkształcenia próbek, wyraźnie widać stopniowy przyrost odkształceń w kierunku przeciwnym do obciążenia. Takie zachowanie można tłumaczyć wystąpieniem efektu Picketta (patrz punkt 3.1). Zjawisko to składa się z dwóch czynników: mikrozarysowania i skurczu zależnego od obciążenia. Kierunek działania skurczu w przypadku rozciągania jest przeciwny do obciążenia. Badaną mieszankę charakteryzowała wysoka wytrzymałość i niski stosunek wodno-cementowy, co sprzyja skurczowi.



Rys. 67. Odkształcenia całkowite próbek poddanych długotrwałemu rozciąganiu

Przeanalizowano odkształcenia pojedynczej próbki, w celu wyodrębnienia odkształceń pełzania (rys. 68). W badaniach otrzymano odkształcenia w czasie próbki obciążonej (linia czarna) i nieobciążonej (linia różowa). Pełzanie próbki obciążonej otrzymano odejmując wielkości odkształceń próbki porównawczej od badanej (linia czerwona). Na zamieszczonym wykresie wyraźnie widać, że odbiega on od teoretycznego pełzania, określonego za pomocą wzorów normowych wg EC2 [N8] (linia zielona). Dla określenia samego skurczu próbki obciążonej odjęto od odkształceń całkowitych teoretyczną wielkość pełzania (linia niebieska). Skurcz próbki obciążonej okazał się być większy od skurczu próbki nieobciążonej, co można zaobserwować na zamieszczonym wykresie. Podobne wyniki badań betonu, przy długotrwałym obciążaniu, otrzymał w swojej pracy Wüstholz [126].





Analizując odkształcenia próbek w momencie zablokowania pełzarek (tabela 14), można powiedzieć, że próbki różniły się modułem sprężystości, wg zależności (84):

$E_1 > E_2 > E_3$	(84)
-------------------	------

Tabela 14

Odkształcenia próbek									
Stanowisko/ Próbka	Prawdopodobne wytężenie próbki [%]	Odkształcenie po zablokowaniu [‰]	Maksymalne odkształcenie przy rozciąganiu [‰]	Maksymalne odkształcenie przy ściskaniu [‰]					
C-2/1	82	0,058	0,073	-0,075					
C-4/2	61	0,063	0,075	-0,065					
C-6/3	77	0,068	0,085	-0,043					

Na podstawie wyników badań trzech próbek, przeanalizowano wielkość skurczu pod obciążeniem, w zależności od wytężenia betonu. Postępując tak samo jak w przypadku próbki trzeciej, określono skurcz zależny od obciążenia dla pozostałych dwóch próbek (rys. 69). Wyznaczając wielkość pełzania (wg wzorów normowych), brano pod uwagę rzeczywiste odkształcenie sprężyste danej próbki. Na bazie przedstawionych wyników badań można potwierdzić, iż przyrastający skurcz jest zależny od poziomu wytężenia i wzrasta wraz z jego zwiększeniem.



Rys. 69. Zależność skurczu pod obciążeniem od poziomu wytężenia próbki

Wyniki badań mieszanki I nie dały odpowiedzi na pytanie o wytrzymałość długotrwałą betonu, ale udowodniły jak wiele czynników ma na nią wpływ.

Mieszanka II

Kolejne badanie przeprowadzono na mieszance II, którą charakteryzował dużo wyższy stosunek w/c niż dla mieszanki I. Wytrzymałość betonu w tym przypadku była niższa, co również korzystniej wpływa na sam przebieg pełzania (patrz punkt 3.1). W tych badaniach odnotowano zniszczenie próbek pod obciążeniem długotrwałym i w żadnym przypadku nie zaobserwowano wystąpienia efektu Picketta.

Przeprowadzono cztery serie badań, przy poziomach wytężenia 90% i 95% wytrzymałości doraźnej. Wyniki badań doraźnych przedstawiono w tabeli 15, gdzie w nawiasach podano liczbę przebadanych próbek.

Gwałtowny sposób zniszczenia próbek i zastosowana metoda opomiarowania nie pozwoliły na zapis odkształceń w chwili zniszczenia. Głównymi wynikami badań długotrwałych jest więc czas do zniszczenia. Odnotowany czas do zniszczenia poszczególnych próbek w seriach wynosił do 220 s, z wyjątkiem jednej próbki, której zniszczenie odnotowano po 48 dniach (tabela 16). Prawdopodobnie jest to związane z rzeczywistą wytrzymałością próbki na rozciąganie i być może nieosiowym przyłożeniem obciążenia.

Wyniki badań doraźnych dla mieszanki II

Tabela 15

Padania	Mieszanka (liczba próbek)						
Dauanie	Próbki	II/1	II/2	II/3	II/4		
Wytrzymałość doraźna betonu na ściskanie [MPa]	walce	32,2 (6)	30,5 (6)	32,6 (6)	29,4 (6)		
Wytrzymałość doraźna betonu na rozciąganie, badana w pełzarkach [MPa]	wiosła	1,71 (5)	1,87 (5)	1,65 (5)	1,77 (6)		
Wytrzymałość doraźna betonu na rozciąganie, badana przez rozłupywanie [MPa]	walce	1,93 (5)	2,04 (5)	1,88 (4)	2,03 (4)		
Wiek betonu [dni]		55	27	27	28		

Tabela 16

	w yniki Dadan di	ugou waiyen ula pi	IODEK IOZCIągaliyci	1				
	Badanie - Poziom wytężenia							
Nr próbki	II/1 - 95%	II/2-90%	II/3-95%	II/4-90%				
_	[s]	[s]	[s]	[s]				
1	120	220	17	65				
2	180	150	0	1				
3	0	24	1	3				
4	0	36	0	9				
5	48dni	90		0				
6		15		0				

Wyniki badań długotrwałych dla próbek rozciąganyc

Przedstawiono porównanie otrzymanych wyników z badaniami literaturowymi. Ze względu na małą liczbę porównywanych testów trudno jest wnioskować o zgodności uzyskanych wyników. Można jedynie stwierdzić, że uzyskane wyniki nie odbiegają znacząco od literaturowych (rys. 70).



Rys. 70. Zależność skurczu pod obciążeniem od poziomu wytężenia próbki

6.4.3. Podsumowanie i wnioski

Zaprezentowane badania dwóch mieszanek wykazały istotną rolę wielu czynników materiałowo-technologicznych (stosunku w/c, wytrzymałości, warunków pielęgnacji), w przebiegu pełzania przy wysokich poziomach wytężenia, a tym samym w określeniu wytrzymałości długotrwałej.

Próbki o niskim w/c=0,37 i stosunkowo wysokiej wytrzymałości (mieszanka I) nie niszczyły się przy zadanym poziomie wytężenia równym 90% wytrzymałości doraźnej. Zniszczenie nie występowało ze względu na pojawienie się efektu Picketta. Skurcz, który przy rozciąganiu powoduje przyrost odkształceń w kierunku przeciwnym do obciążenia, okazał się być większy od odkształceń narastających na skutek pełzania. Na bazie przeprowadzonych badań stwierdzono, że skurcz zależny od obciążenia wzrasta wraz ze wzrostem wytężenia próbek.

Jednak próbki z mieszanki II, o tym samym przekroju, ale mniejszej wytrzymałości i stosunku w/c=0,6 ulegały zniszczeniu przy badanych 90% i 95% wytężenia. Czas do zniszczenie wynosił średnio kilkadziesiąt sekund.

Otrzymane wyniki są zgodne z wynikami badań literaturowych, zarówno mieszanki I, jak i II.

6.5. Wnioski z badań laboratoryjnych

Badania własne potwierdziły znaczny wpływ szybkości obciążania oraz obciążeń długotrwałych na zachowanie betonu, a na ich podstawie można wyciągnąć ogólne wnioski:

- ⇒ wytrzymałość betonu zmniejsza się wraz ze zmniejszeniem szybkości obciążania oraz wzrasta wraz z jej zwiększeniem;
- ⇒ zmniejszeniu wytrzymałości, przy badaniach z mniejszą od statycznej szybkością obciążania, towarzyszy wzrost odkształceń przy zniszczeniu;
- ⇒ długotrwałe naprężenie o wysokim poziomie intensywności, nieco mniejszym od wytrzymałości doraźnej, doprowadza z czasem do zniszczenia betonu;
- \Rightarrow zniszczeniu pod obciążeniem długotrwałym towarzyszy wzrost odkształceń.

Badania długotrwałe pokazały również jak wiele czynników ma na nie wpływ (np. wytrzymałość, stosunek w/c, warunki pielęgnacji).

Uzyskane wyniki są zgodne z przeanalizowanymi w rozdziale 3 badaniami literaturowymi. Posłużą one, wraz z badaniami literaturowymi, do kalibracji i weryfikacji modelu numerycznego przedstawionego w punkcie 5.

7. Kalibracja modelu numerycznego

Kalibrację modelu numerycznego można sprowadzić do kalibracji pewnych punktów, charakteryzujących powierzchnię zniszczenia, uwzględniającą lepkosprężystolepkoplastyczne zjawiska w betonie. Jest to możliwe dzięki analogii budowy zaproponowanej przez Klemczak [58] powierzchni zniszczenia do istniejącej w modelu powierzchni sprężystoplastycznej (patrz punkt 4.1). Punktami charakterystycznymi wystarczającymi do opisania całej powierzchni są wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie, punkt leżący na południku ściskania i wytrzymałość na jednoosiowe rozciąganie (południk rozciągania).

7.1. Założenia przyjęte do kalibracji

Analiza wyników badań laboratoryjnych pozwoliła na określenie podstawowych zależności, potrzebnych do kalibracji modelu:

- ⇒ zmiany wytrzymałości, w zależności od zadanej szybkości obciążania (rys. 11);
- ⇒ zmiany odkształceń przy zniszczeniu, w zależności od zadanej szybkości obciążania (rys. 19);
- ⇒ zależności czasu do zniszczenia od poziomu naprężenia długotrwałego (rys. 34a);
- ⇒ zależności przyrostu odkształceń od czasu do zniszczenia pod obciążeniem długotrwałym (rys. 35).

Zestawiono wykresy (rys. 11 i rys. 34a) przedstawiające zależność zmiany wytrzymałości, przy obciążeniach długotrwałych, rozumianej jako poziomu wytężenia, od czasu do zniszczenia (rys. 71). Pokazany na wykresie stosunek naprężenia do wytrzymałości, w przypadku badań długotrwałych, odpowiada stosunkowi wytrzymałości otrzymanej przy danej szybkości obciążania do wytrzymałości statycznej. Wykres, który posłużył do kalibracji modelu dodatkowo uzupełniono wynikami badań własnych.



Rys. 71. Zależność czasu do zniszczenia od stosunku o/fc lub fc/fcstatyczne

7.2. Kalibracja

Do kalibracji modelu posłużono się prostymi przypadkami obciążeń. W zakresie analizy betonu. poddanego różnym szybkościom obciążania, kierowano się osiągnięciem odpowiedniej wytrzymałości przy danym czasie obciążania. Kalibracja zachowania betonu pod obciażeniem długotrwałym dotyczyła doprowadzenia do zniszczenia betonu, przy danym poziomie wytężenia, po czasie zgodnym z przedstawionym wykresem. Przy kalibracji dwóch omawianych procesów przyjęto (za Rüschem [98]), że wytrzymałość długotrwała wyniesie 75% wytrzymałości doraźnej, bez względu na wytrzymałość statyczna analizowanego betonu. Na wykresie rys. 71 czerwona przerywana linia zaznaczono stosunek napreżenia do wytrzymałości, odpowiadający wytrzymałości długotrwałej w stosunku do wytrzymałości doraźnej. Widać, że przyjęte założenie jest zgodne z badaniami laboratoryjnymi, gdyż niewielu badaczy osiągnęło zniszczenie przy niższym bądź zbliżonym poziomie wytężenia. Więc założono, że w kalibracji badań z szybkościa obciażania mniejszą od statycznej, maksymalny uzyskany spadek wytrzymałości nie przekroczy 25% wytrzymałości doraźnej. Podobnie długotrwałe napreżenie o wartości 75% wytrzymałości doraźnej nie spowoduje zniszczenia betonu, a jedynie przyrost odkształceń, podczas gdy dla wszystkich naprężeń powyżej tego poziomu uzyska się zniszczenie.

Poza kalibracją samego spadku bądź wzrostu wytrzymałości należało dostosować wyniki odkształceń przy zniszczeniu do czasu do zniszczenia. W tym celu zestawiono wykresy (rys. 19 i rys. 35) tworząc wykres przedstawiający zależności zmiany odkształceń przy zniszczeniu od czasu do zniszczenia (rys. 72). Analiza względnych odkształceń przy zniszczeniu otrzymanych z badań z różną szybkością obciążania, wykazała, iż do pewnej szybkości odkształcenia te maleją, a powyżej tej granicy rosną. Podczas kalibracji uzyskanie tej zależności okazało się dość problematyczne. Założono więc, że odkształcenia maleją wraz ze wzrostem szybkości obciążania.



Rys. 72. Zależność czasu do zniszczenia od stosunku σ/fc lub fc/fcstatyczne

W celu osiągnięcia zgodności zastosowanego modelu z powyższymi wykresami (rys. 71 i 72), z uwagi na procedury znajdujące się obecnie w programie MAFEM wprowadzono dodatkową funkcję modyfikującą wytrzymałość betonu (85):

$$f_1(t) = \frac{0,475}{t^{0,13}} + 0,71855$$
(85)

gdzie

t – czas do zniszczenia.

Na potrzeby programu wykalibrowano również wartości niektórych współczynników występujących w funkcji wzmocnienia (wzór (58)), przyjmując następujące ich wartości: A=-0,0046 i D=1,064. Należy zaznaczyć, że przyjęte wielkości są podyktowane i zależne od zastosowanej dodatkowej funkcji f₁(t). Otrzymano zależność teoretycznie dobrze opisującą lepkoplastyczne zachowanie betonu (rys. 73).

Ewolucja powierzchni plastyczności, podobnie jak powierzchni granicznej, została uzależnione od funkcji wzmocnienia (rozdział 5). Warunkiem pojawienia się odkształceń lepko-plastycznych jest osiągnięcie przez ścieżkę naprężenia powierzchni plastyczności. Jej położenie jest z kolei określone przez granicę sprężystości. Konieczne więc było uzależnienie nie tylko rozwoju powierzchni plastyczności, która "puchnie" wraz ze ścieżką naprężenia od funkcji wzmocnienia, ale również samej granicy sprężystości. Cel ten osiągnięto, przez uzależnienie wytrzymałości betonu od opisanych funkcji.



Rys. 73. Zależność czasu do zniszczenia od stosunku σ/fc lub fc/fcstatyczne

7.3. Podsumowanie

Analiza dostępnych wyników badań literaturowych i badań własnych pozwoliła na przyjęcie założeń do kalibracji modelu numerycznego.

Zadaniem kalibracji było otrzymanie zgodnych wyników badań w zakresie szybkości obciążania mniejszych od statycznych i quasi-statycznych. Kalibrację całego modelu numerycznego sprowadzono, wykorzystując budowę powierzchni zniszczenia, do jej punktów charakterystycznych (wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie i rozciąganie). Kalibracji dokonano biorąc pod uwagę głównie zmiany wytrzymałości przy danym czasie obciążania, określonym na podstawie wszystkich zebranych wyników badań. Przyjęto wytrzymałość długotrwałą na poziomie 75% wytrzymałości doraźnej, co jest zgodne z zebranymi wynikami badań literaturowych i założeniami Rüscha [98]. Model wykalibrowano również pod względem przyrostów odkształceń.

Otrzymano zależności, które teoretycznie dobrze opisują lepkosprężysto-lepkoplastyczne zachowanie betonu. Tak przygotowany model wymaga weryfikacji na podstawie szczegółowych wyników badań laboratoryjnych.

8. Weryfikacja modelu numerycznego

Wykalibrowany model został wprowadzony do programu MAFEM. Dla sprawdzenia poprawności przyjętych założeń przeprowadzono porównania wyników symulacji komputerowej z rzeczywistymi badaniami. Posłużono się badaniami literaturowymi i własnymi.

8.1. Próba jednoosiowego ściskania

Symulację komputerową przeprowadzono na próbkach graniastosłupowych o wymiarach 150x150x300 mm. Wykorzystując symetrię próbki obliczenia wykonano na 1/8 części próbki (rys. 74). Pionowym, wewnętrznym płaszczyznom próbki odebrano możliwość przesuwu w kierunkach do nich prostopadłych. Górnej i dolnej płaszczyźnie próbki uniemożliwiono przesuw pionowy. Założono brak tarcia w płaszczyźnie docisku prasy do próbki, co zapewniono pozostawiając możliwość poziomego przesuwu węzłów tych płaszczyzn w kierunkach osi x i osi y. Obciążenie przykładano, jako różnej szybkości przyrosty przemieszczeń węzłów górnej powierzchni próbek.



Rys. 74. Próbka do badania wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie i rozciąganie

8.1.1. Porównanie symulacji komputerowej z badaniami literaturowymi

Weryfikację programu wykonano na trzech mieszankach betonowych o wytrzymałościach na ściskanie wynoszących: 20 MPa, 40 MPa i 55 MPa. Wykonano symulację komputerową dla szybkości odkształcenia od nieco większej od statycznej do wartości, przy której beton osiągnie wytrzymałość długotrwałą.



Rys. 75.Symulacja komputerowa zależności σ-ε przy różnych szybkościach odkształceń ściskających dla betonu o wytrzymałości: a) 20 MPa, b) 40 MPa, c) 55 MPa

Uzyskane wyniki przedstawiono w postaci zależności σ - ϵ (rys. 75). Na wykresach podano szybkości obciążania oraz czas do zniszczenia. Czerwoną, przerywaną linią zaznaczono uzyskany spadek wytrzymałości, aż do osiągnięcia wytrzymałości długotrwałej betonu. Otrzymane wyniki przedstawiono również w tabeli 17, gdzie kolorem szarym zaznaczono wyniki otrzymane dla statycznej szybkości odkształcenia.

Tabela 17

Beton	Czas do	Szybkość przyrostu odkształcenia	Wytrz śc	ymałość na iskanie	Odkształcenia pionowe przy zniszczeniu		
	ZIIISZCZCIIIa	[1/s]	[MPa]	względna	[‰]	względne	
	0,005 s	$2,0.10^{-1}$	32,69	1,63	1,00	0,64	
20 MPa	0,06 s	2,0.10-2	28,04	1,40	1,10	0,71	
	0,6 s	2,0.10-3	24,60	1,23	1,20	0,77	
	7 s	2,0.10-4	21,92	1,09	1,44	0,92	
	1,3 min	2,0·10 ⁻⁵	20,05	1,00	1,56	1,00	
	14 min	2,0.10-6	18,62	0,93	1,68	1,08	
	150 min	2,0.10-7	17,52	0,87	1,80	1,15	
	1,1 dnia	$2,0.10^{-8}$	16,66	0,83	1,92	1,23	
	12 dni	2,0.10-9	15,98	0,80	2,04	1,31	
	132 dni	$2,0.10^{-10}$	15,50	0,77	2,28	1,46	
	~4 lata	2,0.10-11	15,04	0,75	2,40	1,54	
	0,006 s	$2,0.10^{-1}$	67,72	1,70	1,10	0,56	
	0,06 s	$2,0.10^{-2}$	57,9	1,45	1,20	0,63	
	0,7 s	2,0.10-3	50,60	1,27	1,40	0,72	
	8 s	2,0.10-4	43,77	1,10	1,68	0,88	
	1,6 min	2,0·10 ⁻⁵	39,91	1,00	1,92	1,00	
40 MPa	18 min	2,0.10-6	37,13	0,93	2,16	1,13	
	200 min	2,0.10-7	35,00	0,88	2,40	1,25	
	1,5 dnia	$2,0.10^{-8}$	33,33	0,84	2,64	1,38	
	17 dni	$2,0.10^{-9}$	32,01	0,80	2,88	1,50	
	181 dni	$2,0.10^{-10}$	30,95	0,78	3,12	1,63	
	~5 lat	$2,0.10^{-11}$	30,06	0,75	3,36	1,75	
	0,006 s	$2,0.10^{-1}$	96,15	1,75	1,08	0,47	
	0,07 s	2,0.10-2	79,66	1,45	1,32	0,58	
55 MPa	0,8 s	2,0.10-3	69,44	1,26	1,56	0,68	
	9 s	2,0.10-4	60,17	1,09	1,92	0,84	
	1,9 min	2,0.10-5	54,96	1,00	2,28	1,00	
	21 min	2,0.10	51,07	0,93	2,52	1,11	
	230 min	2,0.10	48,08	0.87	2,70	1,21	
	1,7 unita 19 dni	2,0.10 2.0.10 ⁻⁹	43,70	0,85	3.24	1,52	
	2.05 dni	2,0.10 2.0.10 ⁻¹⁰	42,50	0.77	3 48	1,42	
	~61 at	2,0.10	41,34	0,75	3,96	1,74	

Wyniki symulacji komputerowej betonu poddanego różnym szybkościom odkształceń ściskających

Uzyskane zmiany wytrzymałości i odkształceń przy zniszczeniu porównano z wynikami badań literaturowych (rys. 76).



Rys. 76. Porównanie wyników symulacji komputerowej z dostępnymi wynikami badań: a) wytrzymałości; b) odkształceń przy zniszczeniu

Pokazano również porównanie wyników symulacji komputerowej z badaniami laboratoryjnymi, biorąc pod uwagę czas, jaki upłynie do zniszczenia (rys. 77). Podczas kalibracji modelu przyjęto wytrzymałość długotrwałą na poziomie 75% wytrzymałości doraźnej, niezależnie od wytrzymałości betonu. W modelu uzależniono czas obciążania, przy którym beton osiągnie wytrzymałość długotrwałą, od wytrzymałości doraźnej. Według symulacji komputerowej dla betonu o wytrzymałości 20 MPa jej spadek o 25% zostanie uzyskany najwcześniej po 4 latach, podczas gdy dla betonu o wytrzymałości 55 MPa czas ten wyniesie 6 lat. Należy jednak zaznaczyć, że spadek wytrzymałości o 23% zostanie już osiągnięty po odpowiednio: 132 dniach i 205 dniach.



Rys. 77. Porównanie czasu do zniszczenia przy danym spadku wytrzymałości wg symulacji komputerowej i badań laboratoryjnych

Niemniej ważnym jest przyrost odkształceń przy zniszczeniu. Analizując wykres (rys. 78) przedstawiający porównanie otrzymanych wyników symulacji komputerowej z badaniami laboratoryjnymi, można powiedzieć, że uzyskano dobrą zgodność wyników.



Rys. 78. Porównanie względnych odkształceń otrzymanych przy danym czasie obciążania wg symulacji komputerowej i badań laboratoryjnych

Porównano również przebieg wykresów σ-ε z badaniami Rascha [86] (rys. 79). Uzyskane kształty wykresów wydają się być zbliżone do przedstawionych przez znanego uczonego.

a)

b)



Rys. 79. Zależność σ-ε dla betonu przy różnych szybkościach obciążania: a) wg Rascha [86]; b) wg MAFEM

8.1.2. Porównanie symulacji komputerowej z własnymi badaniami laboratoryjnymi

Własne badania laboratoryjne, przeprowadzone były na trzech mieszankach betonowych dla czterech szybkości obciążania, co zostało omówione w punkcie 6.2. Wyniki tych badań porównano z symulacją komputerową wykonaną na próbkach opisanych na wstępie punktu 8.1. Wyniki analizy przeprowadzonej na próbkach graniastosłupowych (150x150x300 mm) można porównać z badaniami wykonanymi na próbkach cylindrycznych (h=300 mm, Ø=150 mm), gdyż w przypadku braku tarcia w płaszczyznach docisku, kształt próbki nie jest istotny.

W celu wykonania obliczeń numerycznych do programu MAFEM wprowadzono dane dla statycznej szybkości odkształcenia, zgodne z wynikami badań laboratoryjnych (tabela 18). Należy zwrócić uwagę, że sama wartość szybkości statycznej była różna dla poszczególnych mieszanek, co w zastosowanym modelu wpływa na kształt wykresu σ - ϵ . Następnie zadawano takie same szybkości przyrostu odkształcenia jak otrzymane w badaniach.

	Statyczna szybkość	Wytrzymałość na ściskanie dla	Moduł	Wytrzymałość na	
Mieszanka	odkształcenia	statycznej szybkości	sprężystości	rozciąganie dla statycznej	
	wg badań	odkształcenia wg badań	wg badań	szybkości odkształcenia	
	[1/s]	[MPa]	[GPa]	[MPa]	
А	1,2.10-5	35,2	37,4	3,52	
В	1,5·10 ⁻⁵	42,2	39,5	4,22	
С	1,2.10-5	44,2	41,6	4,42	

Wartości statyczne wprowadzone do programu

Przedstawiono porównanie wykresów σ - ϵ otrzymanych w badaniach laboratoryjnych i podczas symulacji komputerowej (rys. 80, 81 i 82). Na wykresach podano szybkości odkształcenia oraz czas do zniszczenia próbki. Dokładne wyniki obliczeń wytrzymałości i odkształceń przy zniszczeniu zestawiono z wartościami zbadanymi w tabeli 19. Tabela zawiera również porównanie względnych przyrostów tych wielkości. Kolorem szarym zaznaczono wartości statyczne.

Tabela 19

Tabela 18

Porównanie wyników badań laboratoryjnych z symulacją komputerową

Mieszanka	Szybkość przyrostu odkształcenia		Wytrzymałość na ściskanie			Odkształcenia pionowe przy zniszczeniu				
	[1/s]		[MPa]		względna		[‰]		względne	
	badania	symulacja	badania	symulacja	badania	symulacja	badania	symulacja	badania	symulacja
А	6,74E-05	6,74E-05	36,16	37,66	1,02	1,06	1,27	1,56	0,84	0,93
	1,16E-05	1,24E-05	35,40	35,41	1,00	1,00	1,51	1,68	1,00	1,00
	1,45E-06	1,54E-06	32,90	33,15	0,93	0,94	1,65	1,80	1,09	1,07
	1,93E-07	1,90E-07	33,36	31,49	0,94	0,89	2,22	2,16	1,47	1,29
В	8,61E-05	8,57E-05	47,38	45,03	1,12	1,07	2,10	1,68	0,95	0,93
	1,45E-05	1,50E-05	42,21	42,20	1,00	1,00	2,21	1,80	1,00	1,00
	8,32E-07	8,28E-07	40,56	38,51	0,96	0,91	2,76	2,04	1,25	1,13
С	8,6E-05	8,6E-05	47,45	47,43	1,07	1,07	1,89	1,56	0,98	0,87
	1,2E-05	1,2E-05	44,21	44,20	1,00	1,00	1,92	1,8	1,00	1,00
	6,0E-07	6,0E-07	42,35	40,43	0,96	0,91	2,19	2,04	1,14	1,13

Mieszanka A (35MPa)



Rys. 80. Porównanie zależności σ-ε badań Mieszanki A z wynikami symulacji komputerowej



Rys. 81. Porównanie zależności σ-ε badań Mieszanki B z wynikami symulacji komputerowej



Rys. 82. Porównanie zależności σ-ε badań Mieszanki C z wynikami symulacji komputerowej

Najlepszą zgodność wyników badań i symulacji komputerowej otrzymano dla Mieszanki A i to zarówno w przebiegu wykresów, jak i czasu do zniszczenia. Dla Mieszanki B przebieg wykresów był również zbliżony, jednak symulacja wykazała mniejsze odkształcenia przy zniszczeniu. Stąd czas do zniszczenia w badaniach własnych był dłuższy niż symulowanego procesu. W kalibracji kierowano się względnymi przyrostami danych wielkości i porównując względne wartości odkształceń można stwierdzić, że uzyskano dobrą zgodność wyników. Można powiedzieć, że wyniki symulacji komputerowej przebiegu wykresów σ - ϵ są zbliżone do wykresów otrzymanych w badaniach.

8.2. Próba jednoosiowego rozciągania

Próbę jednoosiowego rozciągania przeprowadzono analogicznie do próby ściskania. Podobnie jak w przypadku ściskania, przeanalizowano zachowanie trzech mieszanek betonowych o wytrzymałościach wynoszących 20 MPa, 40 MPa i 55 MPa. Rezultaty przedstawiono w postaci wykresów σ - ϵ (rys. 83). Na wykresach podano szybkość przyrostu odkształcenia i czas do zniszczenia próbki.

Tabela 20

Beton	Czas do zniszczenia	Szybkość przyrostu odkształcenia	Wytrz	ymałość na iskanie	Odkształcenia pionowe przy zniszczeniu		
		[1/s]	[MPa]	względna	[‰]	względne	
	0,005 s	1,33·10 ⁻²	3,30	1,65	0,060	0,68	
	0,05 s	1,33·10 ⁻³	2,83	1,41	0,066	0,75	
	0,5 s	1,33.10-4	2,46	1,23	0,070	0,80	
	6 s	1,33·10 ⁻⁵	2,19	1,09	0,080	0,91	
	1,1 min	1,33.10-6	2,00	1,00	0,088	1,00	
20 MPa	12 min	1,33.10-7	1,85	0,93	0,096	1,09	
	140 min	1,33.10-8	1,75	0,87	0,112	1,27	
	1,1 dnia	1,33.10-9	1,66	0,83	0,126	1,43	
	12 dni	1,33.10-10	1,60	0,80	0,136	1,55	
	125 dni	1,33.10-11	1,54	0,77	0,144	1,64	
	~4 lata	$1,33 \cdot 10^{-12}$	1,50	0,75	0,160	1,82	
	0,007 s	1,33.10-2	6,59	1,65	0,090	0,66	
	0,07 s	1,33·10 ⁻³	5,65	1,41	0,096	0,71	
	0,8 s	1,33.10-4	4,96	1,24	0,108	0,79	
	9 s	1,33.10-5	4,38	1,09	0,120	0,88	
	1,7 min	1,33·10 ⁻⁶	4,00	1,00	0,136	1,00	
40 MPa	19 min	1,33·10 ⁻⁷	3,72	0,93	0,152	1,12	
	210 min	1,33·10 ⁻⁸	3,50	0,87	0,168	1,24	
	1,6 dnia	1,33·10 ⁻⁹	3,32	0,83	0,184	1,35	
	18 dni	1,33·10 ⁻¹⁰	3,19	0,80	0,207	1,52	
	200 dni	1,33.10-11	3,08	0,77	0,23	1,69	
	~6 lat	1,33.10-12	3,01	0,75	0,248	1,82	
	0,008 s	1,33·10 ⁻²	9,34	1,70	0,104	0,62	
	0,09 s	1,33·10 ⁻³	7,98	1,45	0,116	0,69	
55 MPa	1 s	1,33.10-4	6,96	1,27	0,128	0,76	
	11 s	1,33.10-5	6,10	1,11	0,144	0,86	
	2,1 min	1,33.10-6	5,50	1,00	0,168	1,00	
	23 min	1,33.10-7	5,11	0,93	0,184	1,10	
	250 min	1,33.10-8	4,80	0,87	0,200	1,19	
	2 dni	1,33.10-9	4,58	0,83	0,232	1,38	
	22 dni	1,33.10-10	4,39	0,80	0,256	1,52	
	243 dni	1,33.10-11	4,25	0,77	0,280	1,67	
	~7 lat	$1,33 \cdot 10^{-12}$	4,12	0,75	0,310	1,85	

Wyniki symulacji komputerowej betonu poddanego różnym szybkościom odkształceń rozciągających





Wyniki symulacji komputerowej okazały się być zgodne z wynikami badań literaturowych (rys. 84).



Rys. 84. Porównanie symulacji komputerowej przy rozciąganiu z wynikami badań wytrzymałości

8.3. Próba pełzania

Zastosowany model uwzględnia również wpływ obciążenia długotrwałego. Dla zweryfikowania poprawności jego działania w tym zakresie przeprowadzono próbę pełzania przy wysokich poziomach naprężeń ściskających. Podobnie jak przy próbie ściskania i rozciągania z różną szybkością obciążania, do symulacji komputerowej zastosowano próbki opisane w 8.1. Próbę przeprowadzono na mieszance o wytrzymałości 40 MPa. Wyniki przedstawiono w postaci wykresu odkształceń w funkcji czasu (rys. 85).



Rys. 85. Wyniki symulacji komputerowej betonu poddanego wysokim naprężeniom długotrwałym

Porównując otrzymane wyniki symulacji komputerowej z wynikami badań literaturowych można stwierdzić, że otrzymano dobrą zgodność (rys. 86).



Rys. 86. Porównanie wyników symulacji komputerowej z badaniami literaturowymi: a) względnego odkształcenia przy zniszczeniu; b) czasu do zniszczenia przy danym poziomie wytężenia

8.4. Podsumowanie weryfikacji rozbudowanego programu MAFEM

Przeprowadzona (w ramach pracy) weryfikacja modelu lepkosprężysto-lepkoplastycznego betonu dojrzałego dała dobre wyniki zarówno pod względem jakościowym, jak i ilościowym. Pozwala to na stwierdzenie, że model lepkosprężysto-lepkoplastyczny stanowiący rozbudowę modelu sprężysto-plastycznego Majewskiego, może być przydatny w analizach konstrukcji poddanych obciążeniu długotrwałemu lub obciążeniu zadawanemu z różną szybkością. Należy jednak zauważyć, że konieczna jest dalsza weryfikacja modelu.
9. Podsumowanie

Przedstawiony przegląd literatury wskazuje na duże zainteresowanie tematem lepkich właściwości betonu. Podjęty temat wydaje się więc być aktualny i godny uwagi.

Analiza badań literaturowych, przeprowadzona w pracy pozwoliła na określenie zależności pomiędzy wynikami badań przy poddaniu betonu różnym szybkościom obciążania i długotrwałym naprężeniom doprowadzającym z czasem do zniszczenia. Na podstawie badań z różną szybkością obciążania wyznaczono zmiany wytrzymałości i odkształceń przy zniszczeniu w zależności od szybkości odkształcenia. W przypadku badań długotrwałych wyznaczono czas do zniszczenia i wielkości odkształceń towarzyszące zniszczeniu przy danym poziomie wytężenia.

Ponieważ w literaturze znaleziono niewiele wyników badań dotyczących mniejszych od statycznych szybkości obciążania i obciążeń długotrwałych przy wysokich poziomach wytężenia, przeprowadzono własne badania w tym zakresie.

Opis tak skomplikowanych właściwości reologicznych betonu wymagał zastosowania rozwiniętego modelu numerycznego. Bazę do analizy omawianych zjawisk stanowił model sprężysto-plastyczny Majewskiego, który uwzględnia pracę konstrukcji w trójprzestrzennym stanie naprężenia. Przyjęty do jego rozbudowy model lepkosprężysto-lepkoplastyczny, zaproponowany przez Klemczak, w pracy [58] został zastosowany do analizy betonu dojrzewającego w warunkach konstrukcji masywnej. W niniejszym opracowaniu posłużył do opisu zachowania betonu przy różnych szybkościach obciążania i betonu obciążonego długotrwale. Model został wprowadzony do programu MAFEM, gdzie poddano go kalibracji.

Na podstawie wyników badań literaturowych i własnych wykonano kalibrację modelu numerycznego. Przeprowadzono ją w sposób zapewniający dobre wpasowanie funkcji opisujących model w wyniki badań laboratoryjnych. Za wytrzymałość długotrwałą przyjęto, za Rüschem [98], 75% wytrzymałości doraźnej. Przedstawiona weryfikacja programu wskazuje na zgodność wyników, pod względem jakościowym, jak i ilościowym, w zakresie szybkości obciążania mniejszych od statycznych, ale także quasi-statycznych do szybkości odkształcenia, wynoszącej aż 10^{-1} [1/s].

Rozbudowany, wykalibrowany i zweryfikowany program MAFEM stał się narzędziem, które choć wciąż wymaga kalibracji, to może być stosowane do analizy konstrukcji betonowych poddanych obciążeniom z różną szybkością bądź długotrwałym naprężeniom.

Kierunki dalszych badań

Większość konstrukcji wykonanych z betonu w rzeczywistości występuje ze zbrojeniem stalowym. Dlatego też, wiedza na temat zachowania elementów zbrojonych poddanych różnym szybkościom obciążania mogłyby być przydatna. Zwłaszcza, że analiza przedstawionych w pracy badań laboratoryjnych elementów zbrojonych prętami wykazała niejednoznaczne zachowanie betonu przy różnych szybkościach obciążania.

Kolejnym zagadnieniem są badania betonu w trójosiowym stanie naprężenia z różną szybkością obciążania. Wiadomo, że beton w rzeczywistych konstrukcjach rzadko pracuje w jednoosiowym stanie naprężenia. Badania te mogłyby być przydatne zwłaszcza, że w literaturze nie znaleziono publikacji analizujących zachowanie betonu w szerszym zakresie szybkości obciążenia pionowego przy stałym obciążeniu bocznym. Przedstawione badania

dotyczą zachowania betonu przy zmiennym obciążeniu bocznym i jednej wybranej dynamicznej szybkości obciążania pionowego. Analizy wyników, obydwu wspomnianych zagadnień, posłużyłyby do dalszej weryfikacji

zaproponowanego modelu.

10. Literatura

- 1. Abrams D. A.: *Effect of rate of application of load on the compressive strength of concrete.* ASTM J., Vol. 17, 1917, s. 364-377.
- 2. Ai H., Ahrens T.J.: Dynamic tensile strength of terrestrial rocks and application to impact cratering. Meteoritics & Planetary Science, Vol. 39, No. 2, 2004, s. 233-246.
- 3. Ahmad S.H., Shah S. P.: Behaviour of Hoop Confined Concrete Under High Strain Rates. ACI Journal, Vol. 82, 1985, s. 634-647.
- 4. Ajdukiewicz A., Mames J.: *Betonowe konstrukcje sprężone*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001.
- 5. Albertini C., Cadoni E., Labibes K.: *Study of the Mechanical Properties of Plain Concrete Under Dynamic Loading*. Experimental Mechanics, Vol. 39, No. 2, 1999, s. 137-141.
- 6. Al-Kubaisy M. A., Young A. G.: *Failure of concrete under sustained tension*. Magazine of Concrete Research, Vol. 27, No. 92, September 1975, s. 171-178.
- 7. Atchley B.L., Furr H. L.: Strength and Energy Absorption Capabilities of Plain Concrete Under Dynamic. ACI Journal, Vol. 64, 1967, s. 745-756.
- 8. Altoubat S. A., Lange D. A.: *The Pickett effect at early age and experiment separating its mechanisms in tension*. Materials and Structures, Vol. 35, May 2002, s. 211-218.
- 9. Asprone D., Cadoni E., Prota A., Manfredi G.: *Dynamic behavior of a Mediterranean natura stone under tensile loading*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 46, 2009, s. 514-520.
- 10. Banthia N., Mindess S., Bentur A.: *Impact behaviour of concrete beams*. Materials and Structures, Vol. 20, 1987, s. 293-302.
- 11. Banthia N., Gupta P., Yan C.: Impact resistance of fiber reinforcement wet-mix shotcrete Part 1: beam tests. Materials and Structures, Vol. 32, October 1999, s. 563-570.
- 12. Bažant Z.P., Chern J.C.: Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. Materials and Structures, Vol. 18, 1985, s. 1-20.
- 13. Bažant Z.P., Gu W.-H., Faber K.T.: *Softening Reversal and other Effects of a Charge In Loading Rate on Fracture of Concrete.* ACI Materials Journal, Vol. 92, No. 1, 1995, s. 3-9.
- 14. Bažant Z.P., Gettu R.: Rate *Effects and Load Relaxation in Static Fracture of Concrete*. ACI Materials Journal, Vol. 89, No. 5, 1992, s. 456-468.
- 15. Benboudjema F., Meftah F., Torrenti J.M.: *Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete.* Engineering Structures, Vol. 27, 2005, s. 239-250.
- 16. Beppu M., Miwa K., Itoh M., Katayama M., Ohno T.: *Damage evaluation of concrete plates by high-velocity impact*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 35, 2008, s. 1419-1426.
- 17. Bischoff P.H., Perry S. H.: *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*. Materials and Structures, Vol. 24, No. 144, 1991, s. 425-450.
- 18. Bischoff P.H., Perry S.H.: Impact Behaviour of Plain Concrete Loaded in Uniaxial Compression. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, No. 6, 1995, s. 685-693.

- 19. Boshoff W.P., Zijl G.P.A.G.: *Creep and Creep Fracture of Engineered Cement-based Composites*. Restoration of Buildings and Monuments, Vol. 12, No. 2, 2006, s. 133-142.
- 20. Boshoff W.P., Zijl G.P.A.G.: *Time-dependent response of ECC: Characterisation of creep and rate dependence*. Cement and Concrete Research, Vol. 37, 2007, s. 725-734.
- 21. Boyce B.L., Dilmore M.F.: *The dynamic tensile behavior of tough, ultrahigh-strength steels at strain-rates from 0.0002 s_1 to 200 s_1q*. International Journal of Impact Engineering Vol. 36, 2009, s. 263-271.
- 22. Brara A., Camborde F., Klepaczko J. R., Mariotti C.: *Experimental and numerical study* of concrete at high strain rates in tension. Mechanics of Materials, Vol. 33, 2001, s. 33-45.
- 23. Brara A., Klepaczko J. R.: *Experimental characterization of concrete in dynamic tension*. Mechanics of Materials, Vol. 38, No. 3, 2006, s. 253-267.
- 24. Brara A., Klepaczko J.: *Fracture energy of concrete at high loading rates in tension*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 34, 2007, s. 424-435.
- 25. Cadoni E., Labibes K., Albertini C., Berra M., Giangrasso M.: Strain-rate effect on the tensile behaviour of concrete at different relative humidity levels. Materials and Structures, Vol. 34, January-February 2001, s. 21-26.
- 26. Cadoni E., Asprone D., Prota A.: *High strain-rate testing of concrete and steel for the assessment of the Tenza Bridge under blast loading.* Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures New tends in fracture mechanics of concrete, Taylor&Francis Group, London 2007, s. 627-635.
- 27. Cao J., Chung D. D. L.: *Effect of strain rate on cement mortar under compression, studied by electrical resistivity measurement.* Cement and Concrete Research, Vol. 32, 2002, s. 817–819.
- 28. Carosio A., Willam K., Etse G.: *On the consistency of viscoplastic formulations*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 37, 2000, s. 7349-7369.
- 29. Carpinteri A., Valente S., Zhou, F. P., Ferrara G., Melchiorri G.: *Tensile and flexural creep rapture tests on partially-damage concrete specimens*. Materials and Structures, Vol. 30, 1997, s. 269-276.
- 30. Cowell WL. *Dynamic properties of plain concrete*. Technical Report No R447, DASA-13,0181, US Naval Civil Engineering Laboratories, Port Hueneme, California, 1966.
- 31. Cotsovos D. M., Pavlović M. N.: Numerical investigation of concrete subjected to compressive impact loading. Part 1: A fundamental explanation for the apparent strength gain at high loading rates. Computers and Structures, Vol. 86, 2008, s. 145-163.
- 32. Dhir R. K., Sangha C. M.: A study of the relationship between time, strength, deformation and fracture of plain concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 24, No. 81, 1972, s. 197-208.
- 33. Dilger W.H., Koch R., Kowalczyk R.: *Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates*. ACI Journal, Vol. 81, No. 1, 1984, s. 73-81.
- 34. Domone P.L.: Uniaxial tensile creep and failure of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No. 88, 1974, s.144-152.
- 35. Elfahal M. M., Krauthammer T., Ohno T., Beppu M., Mindess S.: *Size effect for normal strength concrete cylinders subjected to axial impact*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 31, 2005, s. 461-481.
- 36. Filiatrault A., Holleran M.: *Stress-strain behaviour of reinforcing steel and concrete under seismic strain rates and low temperatures*. Materials and Structures, Vol. 34, 2000, s. 235-239.

- 37. Frew D.J., Forrestal M.J., Chen W.: A Split Hopkinson Pressure Bar Technique to Determine Compressive Stress-strain Data for Rock Materials. Experimental Mechanics, Vol. 41, No. 1, 2001, s. 40-46.
- 38. Fu H.C., Erki M.A., Seckin M.: *Review of Effects of Loading Rate on Concrete in Compression*. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 12, 1991, s. 3645-3657.
- Fujikake K., Senga T., Ueda N., Ohno T., Katagiri M.: Effects of Strain Rate on Tensile Behaviour of Reactive Powder Concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 4, No. 1, 2006, s. 79-84.
- 40. Glinicki M. A.: Tensile stress-strain behaviour of cementitious composites at high loading rates. Journal of Materials Science, Vol. 28, 1993, s. 2148-2156.
- 41. Grote D. L., Park S. W., Zhou M.: *Dynamic behaviour of concrete at high strain rates and pressure: I. experimental characterization.* International Journal of Impact Engineering, Vol. 25, No. 3, 2001, s. 869-886.
- 42. Habel K., Gauvreau P.: *Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading.* Cement & Concrete Composites, Vol. 30, 2008, s. 938-946.
- 43. Haifeng L., Jianguo N.: *Mechanical behaviour of reinforced concrete subjected to impact loading*. Mechanics of Materials, 2009 (w druku).
- 44. Harsh S., Shen Z., Darwin D.: *Strain-Rate Sensitive Behaviour of Cement Paste and Mortar in Compression*. ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 5, 1990, s. 508-516.
- 45. Hiermaier S.: Structures Under Crash and Impact. Comtinuum Mechanics, Discretization and Experimental Characterization. Springer, Berlin 2008.
- 46. Hofstetter G., Mang H.: *Computational Mechanics of Reinforced Concrete Structures*. Germany 1995, s. 23-27.
- 47. Hopkinson B.: A Method of Measuring the Pressure Produced in the Detonation of High Explosives or by the Impact of Bullets. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, Vol. 213, 1914, s. 433-456.
- 48. Hughes B. P., Gregory R.: *Concrete subjected to high rates of loading in compression*. Magazine of Concrete Research, Vol. 24, No. 78, 1972, s. 25-36.
- 49. Hughes B. P., Watson A. J.: *Compressive strength and ultimate strain of concrete under impact loading*. Magazine of Concrete Research, Vol. 30, No. 105, 1978, s. 189-199.
- 50. Iravani S., MacGregor J. G.: Sustained Load Strength and Short-Term Strain Behaviour of High-Strength Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 5, September-October 1998, s. 636-647.
- 51. Iravani S., MacGregor J. G.: *High performance concrete under high sustained compressive stresses*. Department of Civil Engineering , University of Alberta, Canada 1994.
- 52. Jia B., Tao J., Li Z., Wang R., Hang Y.: *Effect of Temperature and Strain Rate on Dynamic Properties of Concrete*. Transaction of Tianjin University, Vol. 14, 2008, s. 511-513.
- 53. John R., Shah S. P.: *Fracture of concrete subjected to impact loading*. Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 8, No. 24, 1986, s. 24-32.
- 54. John R., Shah S.P.: *A fracture mechanics model to predict the rate sensitivity of mode I fracture of concrete.* Cement and Concrete Research, Vol. 17, 1987, s. 249-262.
- 55. Kaplan S.A.: Factors affecting the relationship between rate of loading and measured compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 111, 1980, s. 79-88.
- 56. Kiernożycki W.: Betonowe konstrukcje masywne. Polski Cement, Kraków 2003.
- 57. Kisiel I.: Reologia w budownictwie. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1967.

- 58. Klemczak B.: Modelowanie efektów termiczno-wilgotnościowych i mechanicznych w betonowych konstrukcjach masywnych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2008.
- 59. Klemczak B., Majewski S.: *Modelowanie efektów termiczno-wilgotnościowomechanicznych w masywach betonowych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo, z. 111, 2007, s. 293-304.
- 60. Kolsky H.: An Investigation of the Mechanical Properties of Material at Very High Rates of Loading. Proceedings of the Physical Society of London, Section B, Vol. 62, 1949, s. 676-704.
- 61. Kovler K.: Drying creep of concrete in term of the age-adjusted effective modulus *method*. Magazine of Concrete Research, Vol. 49, No. 181, 1997, s. 345-351.
- 62. Krauthammer T., Elfahal M. M., Lim J., Ohno T., Beppu M., Markeset G.: *Size effect for high-strength concrete cylinders subjected to axial impact*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 28, 2003, s. 1001-1016.
- 63. Lambert D.E., Ross C. A.: *Strain rate effects on dynamic fracture and strength.* International Journal of Impact Engineering, Vol. 24, 2000, s. 985-998.
- 64. Li X.B., Lok T.S., Zhao J.: *Dynamic Characteristics of Granite Subjected to Intermediate Loading Rate.* Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 38, No. 1, 2005, s. 21–39.
- 65. Li W., Xu J.: Impact characterization of basalt fiber reinforced geopolymeric concrete using a 100-mm-diameter split Hopkinson pressure bar. Materials Science and Engineering, A 513–514, 2009, s. 145-153.
- 66. Loo Y.H., Tam C. T., Zhong H.: Variation of differential strain ratio in normal- and high-strength concrete under short-term uniaxial compression. Magazine of Concrete Research, Vol. 46, No. 169, 1994, s. 245-256.
- 67. Lorefice R., Etse G., Carol I.: *Viscoplastic approach for rate-dependent failure analysis of concrete joints and interfaces*. International Journal of Solids and Structure, Vol. 45, 2008, s. 2686-2705.
- 68. Mainstone R.J.: Part 4: *Properties of materials at high rates of straining or loading*. Matériaux et Constructions, Vol. 8, No. 44, 1975, s. 102-116.
- 69. Malinowski J.Z., Kowalewski Z.L., Kruszka L.: *Doświadczalna metoda oraz badania plastycznego płynięcia metali w zakresie bardzo wysokich prędkości odkształcenia*. Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, Warszawa 2007.
- 70. Majewski S.: *Elasto-plastic material model for concrete and other geological media for the analysis of soil-structure interaction problems.* 5th International Conference AMCM 2005.
- 71. Majewski S.: *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
- 72. Mazzotti C., Savoir M.: Nonlinear Creep, Poisson's Ratio, and Creep-Damage Interaction of Concrete In Compression. ACI Materials Journal, Vol. 99, No. 5, 2002, s. 450-457.
- 73. Mitzel A.: Reologia betonu, Arkady 1972.
- Naaman A.E., Gopalaratnam V.S: *Impact properties of steel fibre reinforced concrete in bending*. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 1983, Vol. 5, No. 4, s. 225-233.
- 75. Nard H.L., Bailly P.: Dynamic behaviour of concrete: the structural effects on compressive strength increase. Mechanics of cohesive-frictional materials, Vol. 5, 2000, s. 491-510.
- 76. Neville A.M.: Właściwości betonu. Polski Cement, Kraków 2000.

- 77. Nicholas T. : *Tensile Testing of Materials at High Rates of Strain*. Experimental Mechanics, Vol. 21, No. 5, 1981, s. 177-185.
- 78. Olszak W., Kauffman S., Eimer Cz., Bychawski Z.: *Teoria konstrukcji sprężonych*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1961.
- Orzechowska M.: Wpływ szybkości przyrostu obciążenia na charakterystykę σ-ε betonu. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, z. 113, Gliwice 2008, s. 235-242.
- Orzechowska M.: Deformability of concrete subjected to the long-term tensile stress. 10th Professional Conference of Postgraduate Students "Juniorstav 2008", Brno 2008, s. 133.
- 81. Orzechowska M.: Creep of concrete under high stress level. 11h Professional Conference of Postgraduate Students "Juniorstav 2009", Brno 2009, s. 124.
- 82. Ožblot J., Rah K. K., Meštrovic D.: *Influence of loading rate on cone failure*. International Journal of Fracture, Vol. 139, 2006, s. 239-252.
- 83. Pedersen R. R., Simone A., Sluys L. J.: *An analysis of dynamic fracture in concrete with a continuum visco-elastic visco-plastic damage model*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 75, 2008, s. 3782-3805.
- 84. Perzyna P.: Teoria lepkoplastyczności. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, 1966.
- 85. Ranjith P. G., Jasinge D., Song J. Y., Choi S.K.: A study of the effect of displacement rate and moisture content on the mechanical properties of concrete: Use of acoustic emission. Mechanics of Materials, Vol. 40, 2008, s. 453-469.
- 86. Rasch C.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngerschwindigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, heft 154, Berlin 1962.
- 87. Raue E., Tartsch E.: *Experimental results of fatigue and sustained load tests on autoclaved aerated concrete.* Journal of Civil Engineering and management, Vol. XI, No. 2, 2005, s. 121-127.
- 88. Reinhardt H. W., Rossi P., van Mier J. G. M.: *Joint investigation of concrete at high rates of loading*. Materials and Structures, Vol. 23, 1990, s. 213-216.
- 89. Reinhardt H. W., Rinder T.: *High strength concrete under sustained tensile loading*. Otto-Graf-Journal, Vol. 9, 1998, s. 123-134;
- 90. Reinhardt H. W., Rinder T.: *Tensile Creep of High-Strength Concrete*. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 4, No. 2, 2006, s. 277-283.
- 91. Ross C. A., Tedesco J. W., Kunnen S. T.: *Effects of strain rate on concrete strength*. ACI Materials Journal, Vol. 92, 1995, s. 37-47.
- 92. Ross C. A., Jerome D. M., Tedesco J.W., Hughes M. L.: *Moisture and Strain Rate Effects on Concrete Strength*. ACI Materials Journal, Vol. 93, 1996, s. 293-300.
- 93. Rossi P., van Mier J. G. M., Boulay C., Maou F.: *The dynamic behaviour of concrete: influence of free water*. Materials and Structures, Vol. 25, 1992, s. 506-514.
- 94. Rossi P., van Mier J. G. M., Toutlemonde F., le Maou F., Boulay C.: *Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension*. Materials and Structures, Vol. 27, 1994, s. 260-264.
- 95. Rossi P., Toutlemonde F.: *Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanisms*. Materials and Structures, Vol. 29, 1996, s. 116-118.
- 96. Rostàsy F.S., Scheuermann J., Sprenger K.H.: *Mechanical behaviour of some construction materials subjected to rapid loading and low temperature*. Betonwerk+Fertigteil-Technik, Vol. 50, No. 6, 1984, s. 393-401.
- 97. Ruiz M. F., Muttonio A., Gambrova P. G.: *Relationship between Nonlinear Creep and Cracking of Concrete under Uniaxial Compression*. Journal of Advanced technology, Vol. 5, No. 3, 2007, s. 383-393.

- 98. Rüsch H.: *Researches Towards a General Flexural Theory for Structural Concrete.* Journal of the American Concrete Institute, Vol. 57, No. 1, 1960, s. 1-28.
- 99. Schuler H., Mayrhofer Ch., Thoma K.: Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates. International Journal of Impact Engineering, Vol. 32, 2006, s. 1635-1650.
- 100. Scott B.D., Park R., Priestley M.J.N.: Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. ACI Journal, Proceedings Vol. 79, No. 1, Jan-Feb. 1982, s. 13-27.
- 101. Shah S.P., Chandra S.: *Fracture of Concrete Subjected to Cyclic and Sustained Loading*. ACI Journal, Vol. 67, 1970, s. 816-825.
- 102. Shank J.R.: *Plastic Flow of Concrete at High Overloads*. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 45, 1949, s. 493-498.
- 103. Smadi M.M., Slate F.O., Nilson A.H.: Shrinkage and Creep of High-, Medium-, and Low-Strength Concretes, Including Overloads. ACI Materials Journal, Vol. 84, 1987, s. 224-234.
- 104. Sparks P.R., Menzies J.B.: *The effect of rate of loading upon the static and fatigue strength of plain concrete in compression*. Magazine of Concrete Research, Vol. 25, No. 83, 1973, s. 73-80.
- 105. Spooner D.C.: *Stress-strain-time relationship for concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 23, No. 75-76, 1971, s. 127-131.
- 106. Suaris W., Shah S. P.: *Properties of Concrete Subjected to Impact*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.7, 1983, s. 1727-1741.
- 107. Suaris W., Shah S. P.: *Rate-Sensitive Damage Theory for Brittle Solids*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, No.6, 1984, s. 985-997.
- 108. Suaris W., Shah S. P.: *Constitutive Model for Dynamic Loading of Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 3, 1985, s. 563-576.
- 109. Subhash G., Liu Q., Gao X.-L.: *Quasistatic and high strain rate uniaxial compressive response of polymeric structural foams*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 32, 2006, s. 1113-1126.
- 110. Sukontasukkul P., Mindess S.: *The shear fracture of concrete under impact loading using end confined beams.* Materials and Structures, Vol. 36, 2003, s. 372-378.
- 111. Sukontasukkul P., Nimityongskul P., Mindess S.: *Effect of loading rate on damage of concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 34, 2004, s. 2127-2134.
- 112. Sukontasukkul P., Mindess S., Banthia N.: *Properties of confined fibre-reinforced concrete under uniaxial compressive impact*. Cement and Concrete Research, Vol. 35, 2005, s. 11-18.
- 113. Suwalski L.: Budownictwo betonowe. Tom II. Teoria betonu i żelbetu. Arkady, Warszawa 1964, s. 193-194.
- 114. Tai Y. S.: Uniaxial compression tests at various loading rates for reactive powder concrete. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, Vol. 52, 2009, s.14-21.
- 115. Taliercio A.L.F., Berra M., Pandofi A.: *Effect of high-intensity sustained triaxial stresses on the mechanical properties of plain concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 51, No. 6, 1999, s. 437-447.
- 116. Tanabe T., Ishikawa Y., Ando N.: *Visco-elastic and visco-plastic modeling of transient concrete, Computational Modelling of Concrete Structures.* Proceedings of EURO-C 1998 International Conference, s. 441-453.
- 117. Tedesco J. W., Ross C. A., Brunair R.M.: *Numerical analysis of dynamic split cylinder tests*. Computer & Structure, Vol. 32, No. 3/4, 1989, s. 609-624.

- 118. Tekalur S.A.: Shukla A., Sadd M., Lee K.W.: *Mechanical characterization of bituminous mix under quasi-static and high rate loading*. Construction and Building Materials, Vol. 23, 2009, s. 1795-1802.
- 119. Troxell G.E., Raphael J.M., Davis R.E.: Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete. Proc. ASTM., Vol. 58, 1958, s. 1101-1120.
- 120. Wang Z. L., Liu Y. S., Shen R. F.: *Stress-strain relationship of steel fiber-reinforced concrete under dynamic compression*. Construction and Building Materials, Vol. 22, 2008, s. 811-819.
- 121. Wang Y., Wang Z., Liang X., An M.: *Experimental and numerical studies on dynamic compressive behaviour of reactive powder concretes*. Acta Mechanica Solida Sinica, Vol. 21, No. 5, 2008, s. 420-430.
- 122. Watstein D.: Effect of Straining Rate on the Compressive Strength and Elastic Properties of Concrete. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 49, No. 8, 1953, s. 729-744.
- 123. Weerheijm J., Van Doormaal J.C.A.M.: *Tensile failure of concrete at high loading rates: New test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests.* International Journal of Impact Engineering, Vol. 34, 2007, s. 609-626.
- 124. Wesche K., Krause K.: *The effect of loading rate on compressive strength and modulus of elasticity of concrete.* Materialprüf, Vol. 14, No. 7, 1972, s. 212-218.
- 125. Wu H., Zhang Q., Huang F., Jin Q.: *Experimental and numerical investigation on the dynamic tensile strength of concrete*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 32, 2005, s. 605-617.
- 126. Wüstholz T., Reinhardt H.-W.: *Deformation behaviour of self-compacting concrete under tensile loading*. Materials and Structures, Vol. 40, No. 9, 2007, s. 965-977.
- 127. Vegt I., Pedersen R.R., Sluys L.J., Weerheijm J.: *Modelling of impact behaviour of concrete an experimental approach*. Computational Modelling of Concrete Structures, Taylor&Francis Group, London, 2006, s. 451-458.
- 128. Vegt I., van Breugel, Weerheijm J.: *Failure mechanisms of concrete under impact loading*. Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures New tends in fracture mechanics of concrete, Taylor&Francis Group, London 2007, s. 579-587.
- 129. Verleysen P., Degrieck J., Taerwe L.: *Experimental investigation of the strain rate dependent impact behaviour of cementitious composites*. Magazine of Concrete Research, Vol. 54, No. 4, 2002, s. 257-262.
- 130. Viest I.M., Elstner R.C., Hognestad E.: Sustained Load Strength of Eccentrically Loaded Short Reinforced Concrete Columns. Journal of The American Concrete Institute, No. 52-45, 1956, s. 727-755.
- 131. Vural M., Ravichandran G.: *Dynamic response and energy dissipation characteristics of balsa wood: experiment and analysis.* International Journal of Solids and Structures, Vol. 40, 2003, s. 2147–2170.
- 132. Yan D., Lin G.: *Dynamic properties of concrete in direct tension*. Cement and Concrete Research, Vol. 36, 2006, s. 1371-1378.
- 133. Yan D., Lin G.: *Influence of initial static stress on the dynamic properties of concrete*. Cement & Concrete Composites, Vol. 30, 2008, s. 327-333.
- 134. Yon J. H., Hawkins N. M., Kobayashi A.S.: *Strain-Rate Sensitivity of Concrete Mechanical Properties*. ACI Materials Journal, V. 89, No. 2, 1992, s. 146-153.
- 135. Zhang X.X., Ruiz G., Yu R.C., Tarifa M.: *Fracture behaviour of high-strength concrete at wide range of loading rates.* International Journal of Impact Engineering, 2009 (w druku).
- 136. Zhaoxia L.: *Effective creep Poisson's ratio for damage concrete*. International Journal of Fracture, Vol. 66, 1994, s. 189-196.

- 137. Zheng D., Li Q.: An explanation for rate effect of concrete strength based on fracture toughness including free water viscosity. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 71, 2004, s. 2319-2327.
- 138. Zhou F. P.: *Time-dependent Crack Growth and Fracture in Concrete*. PhD thesis, University of Lund, Sweden 1992.
- 139. Zielinski A. J., Reinhardt H. W., Körmeling H. A.: *Experiments on concrete under uniaxial impact tensile loading*. Materials and Structures, Vol. 14, No. 2, 1981, s. 103-112.
- 140. Zijl G. P. A. G., de Borst R., Rots J.G.: *The role of crack rate dependence in the longterm behaviour of cementitious materials*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 38, 2001, s. 2063-5079.
- 141. Zineddin M., Krauthammer T.: *Dynamic response and behavior of reinforced concrete slabs under impact loading*. International Journal of Impact Engineering, Vol. 34, 2007, s. 1517-1534.

NORMY

- [N1] ASTM C 39-93a, 1994, "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens," ASTM International, West Conshohocken, Pa., 5 pp.
- [N2] ASTM C 78-94. Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading). American Society for Testing and Materials, Philadelphia; 2000. p. 3.
- [N3] ASTM C 496-96, 1996, "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens," ASTM International, West Conshohocken, Pa., 4 pp
- [N4] BS 1881 : 1983 Part 116 Testing concrete. Method for determination of compressive strength of concrete cubes, British Standards Institution, London.
- [N5] BS 1881:Part 117, 1983. Method for determination of splitting tensile strength, British Standards Institution, London.
- [N6] BS 1881: Part 118, Method for determination of flexural strength, British Standards Institution, London.
- [N7] DIN 1048-5 Prüfverfahren für Beton. Festbeton, gesonddert hergestellte Probekörper.
- [N8] Eurocode 2: Design of concrete structures.
- [N9] Instrukcja ITB nr 194: "Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach". ITB, Warszawa 1998.
- [N10] PN-88/B-06250 Beton zwykły
- [N11] Polska Norma PN-EN 12390-3:2001 Badania betonu Część 6: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [N12] Polska Norma PN-EN 12390-5:2001 Badania betonu Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badania.
- [N13] Polska Norma PN-EN 12390-6:2001 Badania betonu Część 1: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania