

POLITECHNIKA POZNAŃSKA
Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu



ROZPRAWA DOKTORSKA

mgr inż. Bogusz Jaszczak

Badania doświadczalne i numeryczne
zniszczenia w fazie chłodzenia słupa
żelbetowego poddanego oddziaływaniu
podwyższonej temperatury

Promotr: prof. dr hab. inż. Mieczysław Kuczma
Promotor pomocniczy: dr inż. Arkadiusz Denisiewicz

Poznań, 2026

*Żonie Elżbiecie za nieustającą motywację i wiarę w końcowy sukces.
Synowi Piotrowi za napawającą nadzieją dziecięcą radość.*

Spis treści

Streszczenie	5
Abstract	7
Podziękowania	9
Definicje i oznaczenia	11
1 Wstęp	19
1.1 Geneza	19
1.2 Cele	20
1.3 Hipoteza badawcza	21
1.4 Zawartość dysertacji	21
2 Przegląd literatury	23
2.1 Szypy żelbetowe w warunkach podwyższonej temperatury	23
2.2 Szypy żelbetowe w warunkach podwyższonej temperatury z uwzględnieniem fazy chłodzenia	28
3 Stan wiedzy	33
3.1 Warunki podwyższonej temperatury	33
3.2 Beton w warunkach podwyższonej temperatury	38
3.2.1 Procesy fizykochemiczne w strukturze	38
3.2.2 Właściwości termiczne	39
3.2.3 Wytrzymałość na ściskanie	42
3.2.4 Wytrzymałość na rozciąganie	46
3.2.5 Wydłużalność termiczna FTS	47
3.2.6 Odkształcenia w warunkach podwyższonej temperatury	48
3.2.7 Zależność naprężenie odkształcenie	50
3.2.8 Rozwiązania uzupełniające	56
3.3 Stal zbrojeniowa w warunkach podwyższonej temperatury	57

3.3.1	Właściwości termiczne	57
3.3.2	Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie, moduł Younga	58
3.3.3	Zależność naprężenie odkształcenie	59
3.3.4	Rozwiązania alternatywne	61
3.4	Normowe metody wyznaczania nośności słupów żelbetowych w warunkach pożaru	62
3.4.1	Metoda A	64
3.4.2	Metoda Izotermy 500	65
3.4.3	Metoda Strefowa	66
3.5	Przykład obliczeniowy	68
4	Przygotowania do badań laboratoryjnych	73
4.1	Scenariusz badań	73
4.2	Stanowisko badawcze	74
4.3	Próbki	77
5	Rezultaty i przebieg badań laboratoryjnych	81
5.1	Badania poprzedzające	81
5.2	Etap 1 - warunki normalne	84
5.3	Etap 2 - odkształcenia FTS	87
5.4	Etap 3 - odkształcenia LITS	91
5.5	Etap 4 - zniszczenie w fazie chłodzenia	95
5.5.1	Warunki temperaturowe	95
5.5.2	Przebieg badań	97
6	Model obliczeniowy	105
6.1	Rozkład temperatury w przekroju	105
6.2	Modelowanie betonu	109
6.3	Modelowanie stali	112
6.4	Założenia uzupełniające	113
6.5	Algorytm wyznaczania nośności	115
7	Walidacja modelu	123
7.1	Etap 1 - warunki normalne	123
7.2	Etap 2 - FTS	125
7.3	Etap 3 - LITS	131
7.4	Etap 4 - faza chłodzenia	136
7.5	Etap 5 - walidacja na przykładzie próbki 21.8	140

8 Podsumowanie	143
8.1 Wnioski	143
8.2 Elementy oryginalne pracy	144
8.2.1 Badania laboratoryjne	144
8.2.2 Programy obliczeniowe	145
8.3 Kierunek i rekomendacje do dalszych badań	146
Bibliografia	149
Załączniki	167
Załącznik 1 - dokumentacja użytej mieszanki betonowej	168
Załącznik 2 - algorytm blokowy programu PHD-Lab	170
Załącznik 3 - algorytm blokowy programu Strefuś	171
Załącznik 4 - dysk USB - spis zawartych plików	172

Streszczenie

Badania doświadczalne i numeryczne zniszczenia w fazie chłodzenia słupa żelbetowego poddanego oddziaływaniu podwyższonej temperatury

Celem dysertacji było wywołanie w czasie badania laboratoryjnego umyślnego zniszczenia, słupa żelbetowego w fazie chłodzenia wraz z odwzorowaniem tego zjawiska w modelu numerycznym.

Przedstawiono ponad 100-letni rys historyczny badań niszczących słupów żelbetowych w warunkach podwyższonej temperatury. Zreferowano badania zarówno bez jak i z uwzględnieniem fazy chłodzenia oraz wskazano lukę badawczą i jej istotę dla poprawy bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych.

Na bazie krytycznego przeglądu stanu wiedzy oraz obowiązujących norm, stworzono scenariusz badań oraz zaprojektowano odpowiednie próbki. Każdy z 4 etapów badań laboratoryjnych przeprowadzono na próbie 6 identycznych elementów, co powoduje, że uzyskane wyniki mają swego rodzaju, unikalną dla tego typu badań, wartość statystyczną. Pomimo wielu ograniczeń stanowiska badawczego udało się wywołać efekt zniszczenia słupa żelbetowego w fazie chłodzenia. Nie zmieniając wartości przyłożonego obciążenia zewnętrznego, słup, który przestał być ogrzewany kilkadziesiąt minut wcześniej, uległ samoczynnemu zniszczeniu.

Na bazie zebranych danych laboratoryjnych, zvalidowano autorski program *PHD-Lab*, umożliwiający przeprowadzenie analizy numerycznej badanych elementów. Pomimo przyjętych uproszczeń, uzyskane przy jego pomocy wyniki dobrze odzwierciedlają te, które zostały uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych. Dodatkowo, w oparciu o obowiązujące normy projektowe, stworzono autorski program obliczeniowy *Strefuś*, umożliwiający błyskawiczną weryfikację nośności słupów żelbetowych w warunkach pożaru.

Przeprowadzone badania oraz analiza modelu numerycznego, potwierdziły możliwość wystąpienia opóźnionego zniszczenia obciążonego słupa żelbetowego w fazie chłodzenia.

Abstract

Experimental and numerical studies of cooling-phase damage in a reinforced concrete column exposed to elevated temperatures

The aim of this dissertation was to induce deliberate destruction of a reinforced concrete column during the cooling phase during a laboratory test, along with the simulation of this phenomenon in a numerical model.

Over 100 years of historical outline research on destructive behavior of reinforced concrete columns under elevated temperatures was presented. Research both without and with the cooling phase was discussed, and a research gap and its importance for improving the safety of reinforced concrete structures were identified.

Based on a critical review of the state of knowledge and applicable standards, a test scenario was created and appropriate samples were designed. Each of the four stages of laboratory testing was conducted on a sample of six identical elements, giving the obtained results a unique statistical value for this type of research. Despite the many limitations of the test setup, the effect of destruction of a reinforced concrete column during the cooling phase was successfully induced. Without changing the applied external load, the column, which had been no more heated for several dozen minutes, spontaneously destroyed itself.

Based on the collected laboratory data, the proprietary *PHD-Lab* program was validated, enabling numerical analysis of the tested elements. Despite the simplifications adopted, the results obtained using this program accurately reflect those obtained during laboratory tests. Additionally, based on applicable design standards, a proprietary calculation program, *Strefuś*, was created, enabling rapid verification of the load-bearing capacity of reinforced concrete columns under fire conditions.

The tests and numerical model analysis confirmed the possibility of delayed failure of a loaded reinforced concrete column during the cooling phase.

Podziękowania

Pragnę wyrazić wdzięczność wszystkim tym, którzy swoim czasem, poświęceniem i zaangażowaniem przyczynili się do powstania niniejszej pracy.

W pierwszej kolejności promotorowi, Panu prof. dr hab. inż. Mieczysławowi Kuczmie, za pełne zaangażowania wstawiennictwo, bez którego przeprowadzenie badań byłoby niemożliwe, a także za okazaną życzliwość, opiekę merytoryczną i cierpliwość.

Promotorowi pomocniczemu, Panu dr Arkadiuszowi Denisiewiczowi za pomoc w przeprowadzeniu badań laboratoryjnych, bieżące komentarze i sugestie, które wpłynęły na jakość uzyskanych wyników.

Szczególne podziękowania kieruję w stronę Pani prof. dr hab. inż. Beacie Nowogońskiej, Dyrektora Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Zielonogórskiego, za bezpłatne udostępnienie urządzeń laboratorium instytutowego oraz udzielone wsparcie w przeprowadzeniu i obsłudze badań wytrzymałościowych omawianych w pracy doktorskiej.

Panom Bartłomiejowi Wieczorkowi i inż. Krzysztofowi Kłapociowi, pracownikom Laboratorium Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Zielonogórskiego, za setki wspólnych godzin spędzonych przy maszynie wytrzymałościowej.

Panu dr Wojciechowi Szymkuciowi, za zachętę do zmierzenia się z tematem i wskazanie odpowiednich drzwi.

Na końcu całej mojej rodzinie, która zawsze wierzyła, zawsze wspierała i nigdy nie pozwoliła odpuścić. Czas poświęcony na powstanie tej pracy to również czas ofiarowany mi przez najbliższych. Świadomość tej ofiary doprowadziła, do możliwości napisania, właśnie tego, ostatniego zdania całej pracy - dziękuję.

Definicje i oznaczenia

Wykaz użytych definicji i sformułowań

Eurokod

Zestaw europejskich norm projektowych, uzupełnionych o polskie załączniki krajowe. Ilękroć przywoływany, autor ma na myśli następujące jego części:

- PN-EN 1991-1-2- jeżeli mowa jest o oddziaływaniach na konstrukcje w warunkach pożaru;
- PN-EN 1992-1-1- jeżeli mowa jest o metodzie wyznaczania nośności w warunkach normalnych;
- PN-EN 1992-1-2- jeżeli mowa jest o właściwościach materiałowych zależnych od temperatury, metodach wyznaczania nośności w warunkach pożaru;
- PN-EN 1994-1-2- jeżeli mowa jest o właściwościach materiałowych zależnych od temperatury w ujęciu konstrukcji zespolonych.

Faza chłodzenia

Okres czasu, rozpoczynający się w momencie, w którym temperatura otoczenia zaczyna spadać. Koniec fazy chłodzenia następuje w momencie, w którym element żelbetowy osiągnie temperaturę otoczenia w całej swojej objętości, lub gdy temperatura otoczenia przestaje spadać nie osiągając jeszcze temperatury początkowej.

Nośność/wytrzymałość początkowa w warunkach pożaru

Nośność elementu w temperaturze początkowej, obliczana z uwzględnieniem współczynników materiałowych jak dla sytuacji wyjątkowej. Dla betonu ($\gamma_c = 1$), dla stali ($\gamma_s = 1$)

Nośność/wytrzymałość resztkowa

Nośność elementu, wyznaczana z dodatkowym uwzględnieniem współczynników redukcyjnych wytrzymałości betonu i stali zależnych od historii rozkładu temperatury. Wyznaczana po całkowitym wychłodzeniu elementu i ustabilizowaniu się wszystkich procesów fizykochemicznych.

Nośność/wytrzymałość w warunkach pożaru/podwyższonej temperatury

Nośność elementu, obliczana z uwzględnieniem współczynników redukcyjnych wytrzymałości betonu i stali zależnych od aktualnej temperatury. Określana dla danego czasu od momentu rozpoczęcia oddziaływania warunków pożarowych. Normowo rezultat podawany jest w formie siły dla zadanego czasu, lub czasu dla zadanej siły.

Temperatura początkowa

Temperatura 20°C. Jest to temperatura, dla której wszystkie współczynniki redukcyjne zależne od temperatury, zarówno dla betonu jak i stali, przyjmują wartość 1.

Warunki normalne

Sytuacja obliczeniowa, w której nie uwzględnia się oddziaływania temperatury.

Warunki początkowe

Wyjątkowa sytuacja obliczeniowa, w której temperatura otoczenia jest równa temperaturze początkowej.

Warunki pożarowe lub warunki podwyższonej temperatury

Wyjątkowa sytuacja obliczeniowa, mająca na celu odzwierciedlenie warunków termicznych w jakich znajduje się element w trakcie trwania pożaru. Sformułowania używane naprzemiennie.

Warunki techniczne

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Na podstawie art. 7 ust. 2 pkt 12) ustawy z dnia 7 lipca 1994r. – Prawo budowlane (Dz. U. z 2021r. poz. 2351 oraz z 2022r. poz. 88)

Wykaz użytych oznaczeń

Wielkie litery alfabetu łacińskiego

- A pole powierzchni betonu
- C_1, C_2, C_3 współczynniki tabelaryczne w modelu Schneidera
- E moduł Younga
- E_c moduł Younga betonu
- E_{or} początkowy styczny moduł sprężystości w podwyższonej temperaturze
- E_{pr} sieczny moduł sprężystości w podwyższonej temperaturze
- E_s moduł Younga stali
- $E_{s,T}$ moduł Younga stali w temperaturze T
- E_T modułu Younga w temperaturze T
- E_0 modułu Younga w temperaturze początkowej
- E^- współczynnik opadającej części wykresu w modelu Anderberga i Thelanderssona
- I moment bezwładności przekroju
- I_c moment bezwładności betonowej części przekroju
- I_s moment bezwładności stalowej części przekroju
- I_z zastępczy moment bezwładności przekroju
- J funkcja zgodności w modelu Schneidera
- L długość
- M_y moment zginający pierwszego rzędu na kierunku y
- N siła osiowa
- P_{cr} siła krytyczna przy wyboczeniu ze wzoru Eulera
- R czas odporności słupa wyznaczony przy użyciu metody A
- R_a współczynnik metody A zależny od odległości osiowej prętów od krawędzi
- R_b współczynnik metody A zależny od wymiarów przekroju
- R_l współczynnik metody A zależny od długości wyboczeniowej w warunkach pożaru
- R_n współczynnik metody A zależny od ilości zbrojenia
- $R_{u,fi}$ współczynnik metody A zależny od poziomu obciążenia i stopnia zbrojenia
- Re granica plastyczności stali

T temperatura

T_g temperatura gazu (powietrza) w otoczeniu elementu

T_G współczynnik tabelaryczny w modelu Schneidera

T_m temperatura powierzchni elementu

T_{max} maksymalna osiągnięta temperatura

T_r efektywna temperatura promieniowania środowiska pożaru

T_1, T_2, T_8, T_{64} współczynniki tabelaryczne wzoru Hertza

Małe litery alfabetu łacińskiego

a funkcja w modelu naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej

a_z szerokość strefy zniszczonej w metodzie Strefowej

a_{500} średnia odległość izotermy 500°C od krawędzi przekroju w strefie ściskanej

b szerokość przekroju; albo funkcja w modelu naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej

c funkcja w modelu naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej

c_{nom} otulina nominalna prętów zbrojeniowych liczona do strzemion

c_p ciepło właściwe

e_1 mimośród od imperfekcji geometrycznych

e_2 mimośród uwzględniający efekty II rzędu

$f_{c,T}$ wytrzymałość betonu na ściskanie w temperaturze T

$f_{c,T_{max}}$ wytrzymałość betonu na ściskanie w maksymalnej osiągniętej temperaturze

$f_{c,T,20^{\circ}C}$ wytrzymałość betonu na ściskanie, który po ogrzewaniu został ponownie schłodzony do temperatury 20°C

f_c wytrzymałość betonu na ściskanie

f_{ck} charakterystyczne wytrzymałość betonu na ściskanie

f_{cm} średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie

$f_{cm,t}$ średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie po czasie t

f_{cu} wytrzymałość betonu na ściskanie w momencie osiągnięcia odkształceń granicznych

$f_{sp,T}$ naprężenie przy osiągnięciu granicy proporcjonalności w temperaturze T

f_{su} wytrzymałość graniczna stali

f_{sy}	granica plastyczności stali
$f_{sy,T}$	napężenie przy osiągnięciu granicy plastyczności w temperaturze T
f_{yk}	wytrzymałość charakterystyczna stali
f_t	wytrzymałość betonu na rozciąganie
$f_{t,T}$	wytrzymałość betonu na rozciąganie w temperaturze T
h	wysokość przekroju
$\dot{h}_{net}$	strumień ciepła netto na jednostkę pola powierzchni
$\dot{h}_{net,c}$	składnik konwekcyjny strumienia ciepła netto na jednostkę pola powierzchni
$\dot{h}_{net,r}$	składnik radiacyjny strumienia ciepła netto na jednostkę pola powierzchni
k	współczynnik tabelaryczny we wzorze Hertza
k_c	współczynnik redukcyjny wytrzymałości betonu
$k_c(T_M)$	w metodzie Strefowej wartość współczynnika redukcyjnego wytrzymałości betonu dla punktu M
$k_{c,T_{max}}$	współczynnik redukcyjny wytrzymałości betonu na ściskanie dla maksymalnej osiągniętej temperatury
$k_{c,m}$	w metodzie Strefowej średni współczynnik redukcyjny przekroju
k_s	współczynnik redukcyjny wytrzymałości stali
$k_{s,T}$	współczynnik redukcyjny wytrzymałości stali w temperaturze T
k_{tr}	współczynnik walidacyjny modelu Anderberga i Thelanderssona
$l_{o,fi}$	długość efektywna w warunkach pożaru
n	współczynnik zależy od rodzaju betonu w modelu Schneidera, liczba równoległych stref w metodzie Strefowej
t	czas
t_{max}	czas, od rozpoczęcia ogrzewania, po którym osiągnięto temperaturę maksymalną
w	w metodzie Strefowej połowa całkowitej szerokości przekroju

Wielkie litery alfabetu greckiego

Γ	współczynnik funkcji czasu dla wskaźnika otworów i absorpcyjności termicznej otoczenia
Δt	krok czasowy

$\Delta x, \Delta y, \Delta z$ odległość pomiędzy węzłami odpowiednio na kierunku x, y, z

Φ funkcja zależna od temperatury w modelu Schneidera

Małe litery alfabetu greckiego

α_c współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję

γ_0 współczynnik tabelaryczny w modelu Schindlera

γ_c współczynnik materiałowy dla betonu

γ_s współczynnik materiałowy dla stali

ε odkształcenie

ε_{cr} odkształcenie od efektu pełzania betonu

$\varepsilon_{c1,T}$ odkształcenie betonu przy ściskaniu wywołane maksymalnym naprężeniem w temperaturze T

$\varepsilon_{cu1,T}$ nominalne odkształcenie graniczne betonu w temperaturze T

ε_{el} odkształcenie sprężyste

ε_f emisyjność płomieni, ognia

ε_m emisyjność powierzchni elementu

ε_{pl} odkształcenie plastyczne

$\varepsilon_{sp,T}$ odkształcenie przy osiągnięciu granicy proporcjonalności w temperaturze T

$\varepsilon_{st,T}$ odkształcenie przy końcu granicy plastycznego płynięcia w temperaturze T

$\varepsilon_{su,T}$ odkształcenie graniczne w temperaturze T

$\varepsilon_{sy,T}$ odkształcenie przy osiągnięciu granicy plastyczności w temperaturze T

ε_{th} odkształcenie od wydłużalności termicznej

ε_{tot} odkształcenie całkowite, będące sumą odkształceń składowych

ε_{tr} odkształcenie przejściowe betonu obciążonego narażonego na oddziaływanie podwyższonej temperatury

ε_u odkształcenie graniczne

$\varepsilon_{u,T}$ odkształcenie graniczne w temperaturze T

ε_1 odkształcenie betonu przy ściskaniu wywołane maksymalnym naprężeniem

ε_σ odkształcenia od obciążeń zewnętrznych

λ przewodność cieplna

- ν współczynnik Poissona
- ρ gęstość, ciężar objętościowy
- σ naprężenie
- $\sigma_{c,T}$ naprężenie ściskające w temperaturze T
- $\sigma_{u,T}$ naprężenie graniczne w temperaturze T
- $\sigma_{u,0}$ naprężenie graniczne w temperaturze początkowej
- σ_z naprężenie na kierunku z
- $\sigma_{z,c}$ naprężenie na kierunku z obliczone
- $\sigma_{z,e}$ naprężenie na kierunku z oczekiwane
- σ_{sb} stała Stefana Boltzmanna
- ϕ współczynnik konfiguracji, średnia pręta zbrojeniowego
- $\phi(T)$ funkcja zależna od temperatury w modelach Schneidera oraz ETC
- ω procentowa wagowa wilgotność betonu w modelu Schneidera

Macierze i wektory

- $[B]$ macierz funkcji kształtu
- $[D]$ macierz naprężeń
- $[K]$ macierz sztywności globalnej
- $[k]_e$ macierz sztywności elementu
- $\{Q\}$ wektor sił
- $\{Q\}_{pl}$ wektor sił plastycznych
- $\{Q\}_T$ wektor sił termicznych
- $\{q\}$ wektor przemieszczeń
- $\{q\}_e$ wektor przemieszczeń elementu
- $\{\varepsilon\}$ wektor odkształceń
- $\{\sigma\}$ wektor naprężeń

Rozdział 1

Wstęp

1.1 Geneza

Zainteresowanie tematem rozpoczęło się, wraz z podjęciem przez autora pracy, na stanowisku inżyniera budowy. Odporność pożarowa konstrukcji okazywała się kluczowa w procesie odbioru inwestycji, a jednocześnie w znacznej części nieopowiedziana w trakcie odbytych studiów - zarówno inżynierskich jak i magisterskich. Optymalizacja kosztów inwestycji prowadzi do maksymalnej redukcji ilości użytych materiałów. Redukcja ta jest zwykle umocowana obliczeniami. Awaria obiektu w normalnych warunkach eksploatacji narażałaby projektanta zarówno na roszczenia ze strony inwestora i poszkodowanych użytkowników, jak i utratę uprawnień do wykonywania zawodu. Inaczej wygląda to w przypadku sytuacji wyjątkowej, jaką jest pożar [138]. Określana przez projektantów nośność pożarowa elementów żelbetowych, musi być zgodna z wymaganiami stawianymi przez Warunki Techniczne [1]. W przeciwnym wypadku, projekt nie powinien zostać pozytywnie zaopiniowany przez rzeczoznawcę do spraw zabezpieczeń przeciwpożarowych, a właściwy dla miejsca inwestycji urząd powinien odmówić wydania pozwolenia na budowę. Nośność pożarowa elementu, choć opisana na uzgadnianym przez rzeczoznawcę rysunku, nie musi być jednak poparta żadnymi obliczeniami. Nie są one wymagane w projekcie architektoniczno - budowlanym, który jest podstawą do otrzymania pozwolenia na budowę [2]. Dotyczy to stanu prawnego zarówno przed jak i po wprowadzeniu projektu technicznego. W projekcie technicznym powinny być natomiast zawarte:

"projektowane rozwiązania konstrukcyjne obiektu wraz z wynikami obliczeń statyczno-wytrzymałościowych"[2] oraz "inne opracowania projektowe"[2].

W rzeczywistości sprowadza się to zwykle do przedstawienia obwiedni sił przekrojowych dla zadanych kombinacji obciążeń. Obwiednia nośności dla sytuacji pożarowej jest ważna,

ale bez obliczeń potwierdzających nośność elementu narażonego przez dany czas na warunki podwyższonej temperatury, jest niewystarczająca [5, 60]. Bazując na realizowanych projektach, odporność elementu na warunki pożarowe, udowadniana była grubością otuliny betonu wokół zbrojenia oraz wymiarami przekroju. Nawiązywało to do wymagań narzucanych przez metody tabelaryczne [140]. Niespełnienie przez element pozostałych warunków, dopuszczających możliwość zastosowania metod tabelarycznych, było ignorowane. Służbom odbierającym obiekt wystarczało natomiast oświadczenie, w którym projektant potwierdzał wymaganą odporność pożarową elementu. Służby nie dysponowały i nadal nie dysponują odpowiednimi narzędziami i uprawnieniami by zweryfikować zaprojektowane elementy pod względem odporności pożarowej. Prowadzi to do pogorszenia bezpieczeństwa obiektu oraz do narażenia jego użytkowników na utratę życia i zdrowia [6, 107].

W celu zwiększenia swojej wiedzy z zakresu odporności pożarowej konstrukcji, autor zdecydował się na studia podyplomowe "Inżynieria Pożarowa Budynków" prowadzone wspólnie przez Politechnikę Poznańską i Szkołę Główną Służby Pożarniczej w Warszawie. W trakcie studiów autor nawiązał współpracę, z ówczesnie magistrem a dziś już doktorem, Panem Wojciechem Szymkuciem, który został promotorem pracy końcowej. Jej rezultatem był program komputerowy wyznaczający rozkład temperatury w prostokątnym przekroju betonowym. Dalszej opieki naukowej, od września 2018 roku, już w ramach studiów doktoranckich, podjął się Pan prof. dr hab. inż. Mieczysław Kuczma z Politechniki Poznańskiej.

1.2 Cele

Wywołanie w czasie badania laboratoryjnego celowego zniszczenia obciążonego słupa żelbetowego w fazie chłodzenia

Poszukując luki badawczej, autor zapoznał się z pracami Thomasa Gernaya [53, 55, 58] odnośnie możliwości wystąpienia opóźnionego zniszczenia słupa żelbetowego w fazie chłodzenia. Dalsze zgłębienie tematu wykazało, że temat ten pojawił się w literaturze po raz pierwszy w latach 80. XX wieku. Opis tego zjawiska dominował w formie numerycznej analizy przypadków [53, 130]. Według najlepszej wiedzy autora, udokumentowane, laboratoryjne zniszczenie obciążonego słupa żelbetowego w fazie chłodzenia miało miejsce dwukrotnie. W 2011 [149] i 2022 [174] roku, z czego celowym zniszczeniem było tylko to z roku 2022. Postanowiono więc podjąć próbę wywołania tego efektu w dostępnych warunkach laboratoryjnych, co stało się głównym celem badań autora dysertacji.

Stworzenie programu obliczeniowego do projektowania słupów żelbetowych w warunkach pożaru

Równoległym celem uzupełniającym badania laboratoryjne, była kontynuacja prac nad autorskimi programami obliczeniowymi. Pierwszym służącym numerycznemu odwzorowaniu wyników przeprowadzanych badań, oraz drugim, będącym narzędziem do projektowania słupów żelbetowych zgodnie z wymaganiami obowiązujących norm projektowych [139, 140].

Dotychczas do zaprojektowania elementu żelbetowego należało wygenerować rozkład temperatury w przekroju przy pomocy zaawansowanych programów obliczeniowych takich jak (kolejność alfabetyczna): Abaqus, Ansys, Midas, Safir, Sofistik itp. Programy te, wymagają: prawidłowego zamodelowania parametrów wytrzymałościowych i termicznych betonu i stali, przyjęcia odpowiednich warunków brzegowych oraz doświadczenia w analizie otrzymanych rezultatów. Dodatkowo z uwagi na wysoką cenę, oprogramowanie tego typu jest stosowane głównie w kręgach akademickich i bardzo dużych biurach projektowych. Zakup tak drogiego oprogramowania, jedynie do generacji rozkładu temperatury, jest ekonomicznie nieopłacalny dla większości biur projektowych w kraju. W powszechnie stosowanym oprogramowaniu typu Autodesk Robot, wbudowane moduły wyznaczania odporności pożarowej dotyczą jedynie elementów stalowych. W takich warunkach (z obserwacji autora), projektanci decydują się na wyznaczanie nośności pożarowej elementów żelbetowych bazując na nomogramach i metodach tabelarycznych. Pobocznym celem autora jest więc uzupełnienie luki na rynku oprogramowania.

1.3 Hipoteza badawcza

Dla słupa żelbetowego, obciążonego stałą siłą zewnętrzną oraz zmiennym oddziaływaniem podwyższonej temperatury, możliwe jest wywołanie jego kontrolowanego zniszczenia w fazie chłodzenia.

1.4 Zawartość dysertacji

Dysertacja składa się z następujących rozdziałów:

Rozdział 1 - Wstęp

Prezentacja genezy pracy. Ukazanie toku zdarzeń prowadzących do rozpoczęcia prac nad dysertacją. Wskazanie założonych celów badawczych oraz sformułowanie hipotezy.

Rozdział 2 - Przegląd literatury

Zreferowanie badań laboratoryjnych dotyczących słupów żelbetowych w warunkach podwyższonej temperatury. W części pierwszej bez, a w części drugiej z uwzględnieniem fazy chłodzenia. Ukazanie, że temat dysertacji stanowi niszę badawczą.

Rozdział 3 - Stan wiedzy

Zreferowanie stanu wiedzy, niezbędnego do przeprowadzania badań oraz projektowania elementów żelbetowych w warunkach podwyższonej temperatury. Opis obowiązujących w Polsce norm oraz ograniczenia zawartych w nich metod. Przedstawienie podstaw naukowych, na bazie których, w późniejszych rozdziałach, sformułowano założenia do przeprowadzanych badań eksperymentalnych i numerycznych.

Rozdział 4 - Przygotowania do badań laboratoryjnych

Przedstawienie scenariusza badań. Opis dostępnego stanowiska badawczego. Uzasadnienie dobranych parametrów próbek.

Rozdział 5 - Rezultaty i przebieg badań laboratoryjnych

Opis poszczególnych etapów badań wraz z tabelarycznym zestawieniem uzyskanych rezultatów. Dla ostatniego etapu, zniszczenia w fazie chłodzenia, szczegółowy opis przebiegu badania każdej próbki.

Rozdział 6 - Model obliczeniowy

Przedstawienie numerycznego sposobu wyznaczenia rozkładu temperatury w przekroju. Opis zaimplementowanych modeli betonu i stali wraz z wyjaśnieniem przyjętego sposobu ich zachowania w fazie chłodzenia. Założenia oraz algorytm przeprowadzanych obliczeń numerycznych.

Rozdział 7 - Walidacja modelu

Krokowa walidacja modelu obliczeniowego, bazująca na rezultatach kolejnych etapów badań laboratoryjnych. Zestawienie wyników uzyskanych numerycznie z wynikami eksperymentalnymi. Analiza wpływu założeń na rezultat obliczeń numerycznych.

Rozdział 8 - Podsumowanie

Przedstawienie wniosków oraz podsumowanie osiągniętych rezultatów. Wskazanie elementów oryginalnych pracy oraz nakreślenie kierunków dalszych badań.

Rozdział 2

Przegląd literatury

2.1 Słupy żelbetowe w warunkach podwyższonej temperatury

USA 1906-1925

Najstarszymi badaniami słupów żelbetowych w warunkach podwyższonej temperatury, do których udało się dotrzeć autorowi dysertacji, są te przeprowadzone w roku 1906 przez McFarlanda i Johnsona w Chicago [125]. Badaniu poddano słupy o przekroju kwadratowym i boku długości 10.5 cala (26.67 cm), zazbrojone w narożnikach prętami o średnicy 3/8 cala (9.5 mm). Przygotowano 3 elementy o długości 12 stóp (ok 3.66 m), które pocięto na mniejsze odcinki a następnie kilka z nich zabezpieczono warstwą gliny. Dalej przebadano ich wytrzymałość resztkową po 3-godzinnym ogrzewaniu (bez obciążenia) w temperaturze ok 800-1000°C. We wnioskach stwierdzono, że słupy niezabezpieczone, narażone bezpośrednio na oddziaływanie ognia osiągnęły mniejszą wytrzymałość w porównaniu z elementami, które na czas ogrzewania zostały zabezpieczone gliną.

W roku 1921 opublikowano wyniki badań nad nośnością pożarową różnego rodzaju słupów powszechnie stosowanych do wznoszenia ówczesnych konstrukcji [81]. Przebadano ich 106, w tym 9 żelbetowych o długości efektywnej 12 stóp i 8 cali (3.86 m). Elementy te różniły się od siebie kształtem przekroju, sposobem zbrojenia oraz rodzajem użytego kruszywa. Próbkę były najpierw obciążane a następnie ogrzewane przez 8 godzin. Przebieg temperatury w czasie był zbliżony do krzywej ISO (opisanej dalej w punkcie 3.1). W przypadku gdy słup przetrwał 8 godzinny cykl grzania, zwiększano jego obciążenie aż do momentu zniszczenia elementu. W rezultacie stwierdzono, że przy 2 calowym otuleniu zbrojenia, nośność słupów żelbetowych w warunkach pożaru wynosi w zależności od użytego kruszywa od 5 do 8 godzin.

Cztery lata później, w roku 1925, Hull i Ingberg, opublikowali wyniki badań, które dotyczyły już wyłącznie słupów żelbetowych [80]. W czasie eksperymentu zbadano 77 próbek. Wszystkie miały 2.667 m długości (8 stóp i 9 cali). Elementy różniły się między sobą wymiarami i kształtem przekroju, sposobem zbrojenia, kruszywem użytym do przygotowania mieszanki betonowej oraz zabezpieczającą warstwą ochronną. Próbki były najpierw obciążane a następnie ogrzewane według krzywej ISO, która weszła do standardów amerykańskich w 1917 roku. Były to prawdopodobnie pierwsze badania niszczące słupów żelbetowych narażonych na oddziaływanie pożaru, które przeprowadzono z jej użyciem. Załączone w pracy tablice pozwalały na oszacowanie nośności pożarowej elementu w zależności od jego kształtu, sposobu zbrojenia, pola przekroju, użytego kruszywa oraz rodzaju i grubości dodatkowego zabezpieczenia. Przez następne 50 lat, tablice te, były w USA i Kanadzie podstawą projektowania słupów żelbetowych w warunkach pożarowych.

NRC 1972-2000

W roku 1972, Lie i Allen z *National Research Council of Canada* (NRC) opublikowali pracę [113], w której zalecali do przeprowadzenia kolejnych badań odporności pożarowej słupów żelbetowych, gdyż jak zauważyli:

"The fire resistance ratings for reinforced concrete columns in Supplement No. 2 of the National Building Code of Canada are mainly based on test results obtained about 1920. Since that time, design procedures have changed and the safety factor has decreased indicating a need for revision of these ratings. In view of this, the Fire Test Board has requested that a study be made of the fire resistance of reinforced concrete columns."[113]

Opracowano model obliczeniowy oraz wykonano szereg symulacji komputerowych, w których zbadano wpływ następujących czynników na odporność pożarową słupów żelbetowych: rodzaj kruszywa, wielkość słupa, grubość otuliny, ilość zbrojenia, mimośród przyłożonego obciążenia oraz długość wyboczeniowa. Jak zauważono, symulacje te nie były możliwe do przeprowadzenia w trakcie poprzednich badań gdyż:

"In the past the fire resistance of concrete columns was determined by empirical methods based on fire tests. Calculation of fire resistance was not possible, mainly because of insufficient knowledge of the thermal and mechanical properties of concrete at elevated temperatures and the lack of suitable method for calculating the temperature distribution in columns."[113]

Finalnie, w 1979 roku w NRC rozpoczęto pełnoskalowe badania nad odpornością pożarową słupów żelbetowych. Pięć lat później, w roku 1984, opublikowano rezultaty z pierwszej serii, podczas której zniszczono 12 próbek [114]. Próbki obciążano i ogrzewano aż do momentu ich zniszczenia. We wnioskach stwierdzono, że poziom obciążenia, wymiary przekroju oraz rodzaj użytego kruszywa istotnie wpływają na odporność pożarową słupa żelbetowego. Wpływ wilgotności początkowej uznano za nieistotny. W roku 1988 roku opublikowano raport techniczny z wynikami badań wszystkich serii, w których zniszczono łącznie 41 próbek [116]. Przedstawiono w nim kompleksowo wszystkie wyniki, schematy, pomiary, zmiany zaobserwowane w trakcie badania oraz zdjęcia zniszczeń każdej z próbek. Wnioski podsumowujące całość badań opublikowano dopiero w 1989 roku [112] a więc po 10 latach od zniszczenia pierwszej próbki. We wnioskach powtórzono te z 1984 roku. Stwierdzono też, że mały mimośród, ograniczenie możliwości odkształceń termicznych oraz początkowa wytrzymałość betonu mają nieznaczny wpływ na odporność pożarową słupów żelbetowych. Lie wraz z zespołem osiągnęli swój cel. Ich badania istotnie wpłynęły na obowiązujące ówczesnie normy projektowe.

"The fire resistances of the columns studied are considerably higher than those assigned to them in the National Building Code of Canada and in the American Concrete Institute Guide 216. (...) New ratings, based on the results of this study, will be incorporated in these documents."[114]

W roku 2000, Kodur [96], również pod egidą NRC, przeprowadził badania uzupełniające dla słupów wykonanych z betonów wysokiej wytrzymałości. W trakcie eksperymentu zniszczono 10 słupów o przekroju kwadratowym o boku równym 406 lub 305 mm. Ponadto, słupy różniły się między sobą: rozstawem strzemion, klasą betonu, użytym kruszywem, sposobem zamocowania oraz poziomem obciążenia. We wnioskach stwierdzono, że słupy wykonane z betonów wysokiej wytrzymałości charakteryzują się niższą odpornością pożarową niż wynikałoby to z modelu obliczeniowego opracowanego dla betonów zwykłych.

TUBr 1975-1985

W latach siedemdziesiątych XX wieku, w Europie, intensywnie badano kwestię zachowania się elementów betonowych i żelbetonowych w warunkach podwyższonej temperatury. Analizując bibliografię sprawozdania z prac Uniwersytetu Technicznego w Brunshwiku (Technische Universität Braunschweig oznaczanym dalej jako TUBr) z lat 1975-1977 [3], można odnaleźć około 40 prac niemieckojęzycznych o tej tematyce. Wśród nich znajdują się odniesienia do badań niszczących słupów żelbetonowych z lat 1939, 1942, 1953, 1959. Są to jednak prace niedostępne online, do których autorowi dysertacji nie udało

się dotrzeć. W samej publikacji [3] natomiast, znajduje się opis badań 19 pełnoskalowych słupów żelbetowych narażonych na oddziaływanie pożaru. Elementy o długościach 3.8-5.8 m oraz o przekrojach 20x20 i 30x30 cm poddano mimośrodowemu obciążeniu. Obliczenia teoretyczne, wykonane na podstawie własnego modelu obliczeniowego, wykazały dobrą zbieżność z wynikami eksperymentalnymi. Maksymalna różnica pomiędzy wynikiem teoretycznym a doświadczalnym wyniosła 10 min przy średnim czasie zniszczenia około 65 minut. W pracy tej autorzy wspomnieli o modelu obliczeniowym opracowanym przez NRC [113], który uznali za godny uwagi. Określili go jako podobny do ich własnego, jednak z uwagi na nieprzeprowadzenie badań, zakładający zbyt wiele przybliżeń.

W roku 1985, Rüdiger Haß z TUBr, złożył pracę traktującą o ocenie odporności pożarowej podpór stalowych i betonowych [72]. Podobnie jak w przypadku badań przeprowadzonych przez NRC jako motywację badań wskazano przestarzałość ówczesnych niemieckich norm projektowych:

"Ein Widerspruch innerhalb des Systems der brandschutztechnischen Beurteilung ergibt sich dadurch, daß die Festlegungen der DIN 4102 Teil 4 für die brandschutztechnische Dimensionierung von Stahlbetonstützen auf Versuchen beruht, die in den Jahren 1936 bis 1966 bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin und der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, durchgeführt /9/ und nur punktuell durch neuere Forschungsergebnisse ergänzt wurden."[72]

W ramach badań, podobnie jak w przypadku [81], zniszczono w warunkach pożarowych różnego rodzaju słupy: stalowe, betonowe, zespolone i żelbetowe. W przypadku słupów żelbetowych zbadano 49 pełnoskalowych próbek. Z uwagi na użycie tego samego laboratorium, wymiary próbek były zbliżone do tych z wcześniejszych badań [3] i miały długość od 3.70-5.76 m oraz przekroje kwadratowe o bokach równych 20 lub 30 cm. Ponadto, próbki różniły się między sobą wytrzymałością betonu i stali, mimośrodem i wartością przyłożonego obciążenia, długością wyboczeniową, otuleniem oraz ilością i średnicą prętów zbrojeniowych. Próbki ogrzewano zgodnie z krzywą temperaturową ISO do momentu ich zniszczenia. Średni stosunek czasu zniszczenia wynikającego z badań do czasu wynikającego z obliczeń wyniósł 0.966 przy odchyleniu standardowym 0.207.

ULg i RUG 1997-2003

Na następne pełnowymiarowe badania czekano ponad 20 lat. Przeprowadzono je w 1997 roku w Belgii, w laboratoriach uniwersytetów w Liege (próby oznaczane jako ULg) i Gandawie (RUG) [175]. We wstępie autorzy zauważają, że:

"Furthermore, in columns there is a wide scatter of experimental results." [175]

w treści przywoływane są opisane wyżej badania z Brunszwiku [72] oraz badania przeprowadzone w Gandawie w 1979 roku, do których autorowi dysertacji nie udało się skutecznie dotrzeć. Nie przywołano natomiast badań Kanadyjskich. Autorzy zauważają, że ówczesne metody wyznaczania nośności słupów żelbetowych, polegały jedynie na tabelarycznym doborze przekroju i otuliny zbrojenia. Badania przeprowadzono w celu oceny wpływu na odporność pożarową następujących czynników: poziom obciążenia, wymiary przekroju, długość elementu, rozkład zbrojenia, grubość otuliny, mimośrodowość obciążenia. W Gandawie doświadczenia przeprowadzono na 18 próbkach, w Liege na 7. Rezultaty z przeprowadzonych badań, uzupełnione o wyniki [72, 116] były podstawą do opracowania przez Franssena uproszczonej metody obliczeń odporności pożarowej słupów żelbetowej tzw. Metody A. Dodatkowo, z uwagi na zastosowanie we wszystkich tych badaniach, krzywej temperaturowej ISO stały się bazą walidacyjną różnych modeli obliczeniowych [123, 53, 83].

W roku 2003 w Liege przeprowadzono kolejne badania eksperymentalne dla 4 słupów o przekroju kołowym o średnicy 30 cm i wysokości 210 cm [50]. Badanie te wykazały, że efekt odpryskiwania betonu nie zależy od kształtu przekroju słupa, oraz że opracowana wcześniej metoda A daje bezpieczne wyniki również dla słupów o przekroju kołowym.

Inne badania

Badania nad odpornością pożarową słupów żelbetowych przeprowadzono również w Polsce. W roku 2014 Seręga [159] opublikował wyniki eksperymentalnego zniszczenia 4 słupów okrągłych, wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości, o zróżnicowanym rozstawie strzemion. Słupy o średnicy 30 cm i wysokości 2.9 m, były ogrzewane zgodnie z krzywą ISO, w środku rozpiętości słupa na odcinku 1.8 m. Eksperymentalnie i numerycznie wykazano, że ponadnormatywne dogęszczenie strzemion może zwiększyć odporność pożarową takich słupów o kilkanaście procent. Rys historyczny innych polskich badań w tematyce odporności pożarowej znajdziemy w książce profesora Kowalskiego [106].

Z innych współczesnych badań, w roku 2018, wykonano badania pełnowymiarowych słupów żelbetowych, umieszczonych w ścianie z pustaków ceramicznych [44], w których oceniano uszkodzenia termiczne betonu przy użyciu mikroskopu elektronowego i promieni rentgenowskich. W tym samym roku, przeprowadzono badania niszczące, w warunkach pożaru, pełnowymiarowych ścian żelbetowych na kruszywie lekkim o wysokości do 3 m

[77]. Analizowano wpływ jednostronnego ogrzewania na zmianę geometrii elementu. Podobny eksperyment, z użyciem betonu normalnej wytrzymałości, dla ściany żelbetowej o wysokości 8.4 m przeprowadzono w roku 2021 [137].

W kontekście dysertacji należy wspomnieć o eksperymentach, w których warunki oraz próbki były zbliżone do tych, którymi dysponował autor. W roku 2014 w Egipcie przeprowadzono badania wytrzymałości resztkowej słupów żelbetowych o długości 100 cm i przekroju 15 x 15 cm [129]. Elementy były wpierw ogrzane w temperaturze 600°C a następnie przyłożono do nich siłę zewnętrzną. W roku 2021, w Turcji, przebadano słupy o długości 120 cm i przekroju 25 x 25 cm [147]. Słupy były obciążane a następnie ogrzewane przez dwie godziny zgodnie z krzywą ISO. W następnym kroku, pod utrzymującym się obciążeniem, poprzez chłodzenie wodą lub powietrzem, symulowano interwencję gaśniczą straży pożarnej. Po schłodzeniu punktu środkowego przekroju do temperatury 130°C, wartość obciążenia zwiększano aż do zniszczenia badanej próbki. Możliwość zniszczenia próbki w fazie chłodzenia nie była rozważana.

2.2 Słupy żelbetowe w warunkach podwyższonej temperatury z uwzględnieniem fazy chłodzenia

Lie, Rowe, Lin

Według najlepszej wiedzy autora, wyniki pierwszych pełnoskalowych badań odporności pożarowej słupów żelbetowych z uwzględnieniem fazy chłodzenia, opublikowano w 1986 roku przez zespół badaczy z NRC [115]. Dwie próbki (wchodzące w skład 41 opisanych później [116]) zostały obciążone, a następnie ogrzane zgodnie z krzywą ISO przez odpowiednio 1 i 2 godziny. Następnie, pod utrzymującym się obciążeniem, schłodzono je do temperatury początkowej. Dalej zaczęto zwiększać obciążenie początkowe aż do momentu zniszczenia, co pozwoliło na wyznaczenie wytrzymałości resztkowej badanych elementów. W opisie badań zauważono, że:

"The cracks were formed after the exposure to fire, and can be attributed to the fact that the inner part of the column was still increasing in temperature, whereas the outer part was cooling substantially."[115]

W eksperymencie nie brano jednak pod uwagę możliwości wystąpienia zniszczenia słupa w fazie chłodzenia, wywołanego wzrostem temperatury wnętrza słupa, w trakcie jej trwania. Skupiono się na próbie oszacowania wytrzymałości resztkowej elementu przy pomocy

metody ultrasonograficznej. Wyznaczone obliczeniowo wartości odkształcenia osiowego w zależności od czasu odstawały od wartości uzyskanych eksperymentalnie, co wynikało z nieuwzględnienia efektów reologicznych w fazie chłodzenia.

Wu i Chen

W roku 2009 Wu i Chen [180], przeprowadzili badania doświadczalne, w których prześledzili cały cykl rozszerzania się słupa żelbetowego w czasie ogrzewania oraz jego kurczenia się w fazie chłodzenia. We wstępie znajduje się informacja:

"To the best of the authors' knowledge, there has been no test carried out to follow the entire expanding and contracting phase including cooling phase."[180]

Biorąc pod uwagę eksperyment Lie, Rowe i Lin [114], oraz zawarte tam wykresy odkształceń, nie było to stwierdzenie prawdziwe. Celem badania nie było zniszczenie próbki w fazie chłodzenia, a jedynie obserwacja przebiegu odkształcenia w zależności od wartości obciążenia i kształtu przekroju próbki. Badania były przeprowadzone z uwzględnieniem odkształceń reologicznych a więc próbki zostały najpierw obciążone a następnie ogrzane. Badanie przerywano, gdy średnia temperatura otoczenia badanego elementu spadała do poziomu 300°C. Pomimo, że i w tym eksperymencie żadna próbka nie uległa zniszczeniu przez cały czas trwania badania, zawarte w pracy wykresy odkształcenia od czasu są wartościowe w kontekście tematu dysertacji.

Kodur i Raut

Dwa lata później, Raut i Kodur opublikowali rezultaty badań, w których można odnaleźć odwołanie do fazy chłodzenia [149]. Głównym celem badań było określenie jak poziom obciążenia, dobór scenariusza pożarowego oraz obecność włókien polipropylenowych wpływa na odporność słupów żelbetowych wykonanych z HSC (high strength concrete). Program badań zawierał trzy scenariusze pożarowe, wśród których dwa uwzględniały fazę chłodzenia. Tu również próbki zostały najpierw obciążone a następnie ogrzane. Dwie (oznaczone jako HSC3 i HSCP2) z czterech próbek, które były wychładzane w kontrolowany sposób, uległy zniszczeniu w trakcie badania. Natomiast w odniesieniu do pozostałych dwóch odnajdujemy następujący komentarz:

"The model predicts no failure in columns HSC2 and HSCP1 (burn-out conditions) due to recovery of strength resulting from cooling phase of fire. For these two columns no failure occurred in fire tests."[149]

Według najlepszej wiedzy autora dysertacji był to pierwszy opisany przypadek celowego zniszczenia słupa żelbetowego w fazie chłodzenia. Należy jednak zauważyć, że autorzy fazę chłodzenia traktowali jako okres czasu, w którym element odzyskuje (przynajmniej częściowo) swoją wytrzymałość i nie skupiali się na możliwości wystąpienia opóźnionego zniszczenia. Takie podejście można też zaobserwować we wcześniejszej pracy Kodura z 2009 roku [46], w której w odniesieniu do słupów CFHSS (concrete filled hollow structural section) stwierdzono:

"In the decay phase of the realistic fire scenarios, the cross-section of the column enters the cooling phase, in which the steel recovers part of its strength and stiffness, and thus, a column reaching this point will have sufficient fire resistance to withstand complete compartment burnout."[46]

Zakładano więc, że wejście w fazę chłodzenia, rozpoczyna proces częściowego odzyskiwania wytrzymałości i sztywności przez stal. Wnioskowano z tego, że jest to moment, w którym taki słup posiada wystarczającą nośność do przetrwania pożaru od jego rozpoczęcia do całkowitego wygaśnięcia. Nie jest to prawdą, gdyż elementy te również mogą ulec zniszczeniu w fazie chłodzenia co w swojej pracy doktorskiej wykazał Szymkuć [165].

Gernay

Gernay, którego promotorem pracy doktorskiej był wspomniany wcześniej Franssen, opublikował (jako autor lub współautor) szereg artykułów dotyczących odporności pożarowej słupów żelbetowych z uwzględnieniem ryzyka zniszczenia w fazie chłodzenia. Pierwszy z nich, pojawił się w roku 2011 [130]. W jego wstępie odnajdujemy następujące stwierdzenie:

"However, no study has been performed, to the authors' knowledge, on the risk of collapse during the cooling phase of a fire."[130]

Świadczy to o znalezieniu przez autorów "luki badawczej" w ówczesnym stanie wiedzy i podejściu projektowym. W artykule przeprowadzono szereg symulacji numerycznych, w których wykazano, że słup żelbetowy może ulec zniszczeniu zarówno w fazie ogrzewania (1), fazie chłodzenia (2), jak i po jej zakończeniu (3). Za fazę pierwszą rozumie się okres czasu, w którym temperatura otoczenia nie maleje. Faza druga obejmuje okres czasu, od momentu, w którym temperatura otoczenia zaczyna spadać i kończy się w momencie ponownego osiągnięcia temperatury początkowej. Faza trzecia trwa od momentu, w którym temperatura otoczenia osiągnęła temperaturę początkową i kończy się w momencie, w któ-

rym temperatura elementu w całej jego objętości osiągnie temperaturę początkową. Jeżeli do tego czasu zniszczenie elementu nie nastąpi to należy uznać, że element ma wystarczającą nośność pożarową. Oceniano wpływ czasu trwania fazy ogrzewania, efektywnej długości słupa, wymiarów jego przekroju oraz czasu trwania fazy chłodzenia. Co ciekawe, w bibliografii autorzy przywołali 4 swoje prace, z których 3 nie zostały wówczas jeszcze opublikowane, a uwzględniały w swojej treści fazę chłodzenia, co pokazuje rozpoczęcie wzmożonego zainteresowania się tematem.

W 2015 Gernay i Franssen [55] opublikowali kolejny artykuł, w abstrakcie którego już z pełnym przekonaniem stwierdzono:

"Fires in buildings are characterized by a heating phase followed by a cooling phase, yet the effects of the latter on structures are not well covered in the current approaches to structural fire engineering. Indeed the actual requirement of non-occurrence of structural failure at peak temperature does not guarantee against a delayed failure during or after the cooling phase of a fire."[55]

Na bazie kolejnych doświadczeń numerycznych, zaproponowano aby oprócz wskaźnika **R** [138], wprowadzono dodatkowy wskaźnik: **DHP** (Duration of the Heating Phase) czyli czas trwania fazy ogrzewania. Wskaźnik czasu odporności pożarowej **R** (od resistance) definiowany jest jako liczba minut oddziaływania pożaru standardowego, które upłynęły od rozpoczęcia się pożaru do momentu zniszczenia elementu. Oznaczenie R60 oznacza więc, że element jest zdolny do przeniesienia projektowanych obciążeń przez 60 min ciągłego oddziaływania pożaru opisanego krzywą ISO. Należy zauważyć, że krzywa ISO jest stale rosnąca, a więc każda kolejna minuta trwania pożaru oznacza wyższą temperaturę otoczenia. Rozpoczęcie obniżania się temperatury otoczenia nie powoduje zaprzestania degradacji elementu, która z uwagi na dalszą migrację ciepła w głąb przekroju może postępować. Prowadzi to do sytuacji, w której element może ulec opóźnionemu zniszczeniu nawet wtedy, gdy był ogrzewany krócej niż przez czas określony wskaźnikiem **R**. **DHP** ma więc wskazywać, w którym momencie należy zaprzestać grzania, aby element nie uległ opóźnionemu zniszczeniu w fazie chłodzenia (odpowiedniej dla krzywej ISO). Należy zwrócić uwagę, że czas po którym nastąpi opóźnione zniszczenie będzie zawsze większy niż czas opisany wskaźnikiem **R**.

W roku 2019 pojawiła się kolejna praca analityczna autorstwa Gernaya [53], w której przeprowadzono ponowną analizę numeryczną przypadków TUBr, NRC, ULg i RUG [72, 116, 175], ale już z uwzględnieniem fazy chłodzenia i wyznaczeniem wartości **DHP**.

"Finite element modeling is applied first to reproduce the standard tests. (...) Then, finite element modeling is used to analyze the 74 columns under 'standardized' natural fire comprising a cooling phase. The effects of cooling are carefully incorporated in the materials laws including thorough consideration of irreversibility of properties and explicit modeling of transient creep."[53]

Ostatecznie w 2022 roku Gernay wraz z zespołem przeprowadził pełnowymiarowe badania, w którym skutecznie zniszczył słup żelbetowy w fazie chłodzenia [59], udowadniając w ten sposób poprawność przyjętych wcześniej założeń.

"In this research, an experimental program was conducted to measure the burnout resistance of full-scale loaded columns in standard furnaces. The experimental program applied for the first time experimentally the concept and method presented numerically in previous research."[59]

Badania przeprowadzono dla 4 słupów żelbetowych. Temperatura otoczenia była utrzymywana zgodnie z krzywą ISO i wymaganiami eurokodu odnośnie tempa schładzania. Pierwszy badany słup uległ zniszczeniu po 83 minutach ciągłego grzania. Słupy drugi i trzeci były ogrzewane odpowiednio przez 45 min i 55 min a następnie chłodzone. Obydwa przetrwały fazę chłodzenia. Czwarty słup był ogrzewany przez 73 min a następnie chłodzony. Uległ zniszczeniu w 108 minucie badania (a więc po 35 minutach od rozpoczęcia fazy chłodzenia).

Wyniki badań zostały opublikowane w 2022 roku, a więc w 4 roku trwania studium doktoranckiego autora dysertacji.

Rozdział 3

Stan wiedzy

3.1 Warunki podwyższonej temperatury

Według definicji, zawartej w Encyklopedii PWN, pożar to *"niekontrolowany proces spalania zachodzący poza miejscem do tego celu przeznaczonym, przynoszący straty materialne; towarzyszy mu występowanie czynników szkodliwych, takich jak: płomień, wzrost temperatury, dym, wybuchy, iskry, toksyczne produkty spalania, a w konsekwencji np. naruszenie konstrukcji budowlanych i urządzeń technologicznych, zniszczenie upraw lub lasu;"* [145]. Podczas trwania pożaru wydzielą się ciepło, efekt egzotermicznej reakcji spalania (utleniania) gazów, które powoduje wzrost temperatury wokół miejsca pożaru. Zmiana temperatury otoczenia elementu konstrukcyjnego, spowoduje wymianę ciepła pomiędzy tym elementem a jego otoczeniem. Wymiana ta, zgodnie z drugą zasadą termodynamiki, dążyć będzie do wyrównania się temperatury między nimi i trwać będzie tak długo, aż stan ten nie zostanie osiągnięty.

Zmiana temperatury otoczenia, wynikająca z warunków pogodowych oraz pory dnia i roku, nie jest gwałtowna i zwykle nie powoduje zmiany większej niż $\pm 40^{\circ}\text{C}$ od temperatury początkowej (przyjmowanej na poziomie 20°C). Taka różnica temperatur jest uwzględniana jedynie przy projektowaniu dylatacji konstrukcji. Nie wpływa ona w sposób istotny na dobór przekroju i materiału. W przypadku pożaru, wzrost temperatury jest gwałtowny i może sięgać kilkuset stopni w ciągu zaledwie kilku minut. W takim wypadku w obliczeniach należy uwzględnić wpływ warunków podwyższonej temperatury.

Krzywe pożaru

Nie jest możliwe aby projektant konstrukcji był w stanie przewidzieć dokładnie tempo rozwoju pożaru i towarzyszący mu wzrost temperatury. Do tego wymagana jest pełna znajomość rodzaju i ilości wszystkich materiałów palnych znajdujących się w analizowanym

pomieszczeniu, wartość opałowa tych materiałów, ich rozmieszczenie oraz sposób składowania. Ponadto, do takiej analizy, wymagane jest określenie czasu trwania pożaru a więc oszacowanie czasu potrzebnego do: detekcji pożaru, poinformowania odpowiednich służb, przyjazdu na miejsce jednostki gaśniczej i finalnej walki z żywiołem. Dodatkowymi czynnikami wpływającymi na czas trwania pożaru są też: pora dnia (detekcja pożaru w nocy, w pustym budynku będzie trwać dłużej), pora roku (czas dojazdu jednostki ratowniczej zimą może trwać dłużej z uwagi na oblodzenia), otwarcie drzwi i okien (ich otwarcie zwiększa dopływ powietrza niezbędnego do spalania) itp.

Mnogość zmiennych wymusiła przyjęcie ogólnie narzuconych zależności temperatury od czasu, zwanych krzywymi pożarowymi, mającymi przybliżać warunki podwyższonej temperatury w czasie trwania pożaru. W eurokodzie [138] znajdują się trzy krzywe pożarowe. Krzywa standardowa temperatura-czas (zwana także ISO), przeznaczona do weryfikacji elementów znajdujących się w strefie bezpośrednio objętej pożarem (3.1).

$$T_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (3.1)$$

Krzywa pożaru zewnętrznego, przeznaczona do weryfikacji elementów palącego się obiektu, ale nie znajdujących się w strefie bezpośrednio objętej pożarem (3.2).

$$T_g = 20 + 660 (1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad (3.2)$$

Krzywa węglowodorowa, przeznaczona do weryfikacji elementów w strefie w której składowane są węglowodory (3.3).

$$T_g = 20 + 1080 (1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (3.3)$$

We wzorach (3.1-3.3) czas t podstawia się w minutach a wynik uzyskuje się w °C. Rys historyczny powstania krzywych pożarowych opisano w pracy [165]. W załączniku A eurokodu [138] znajduje się również krzywa parametryczna, która pozwala wyznaczyć wartość temperatury w zależności od parametrów przegród otaczających miejsce pożaru. Jest ona opisana wzorem (3.4):

$$T_g = 20 + 1325 (1 - 0.324e^{-0.2t\Gamma} - 0.204e^{-1.7t\Gamma} - 0.472e^{-19t\Gamma}) \quad (3.4)$$

We wzorze (3.4) czas t podstawia się w godzinach. Współczynnik Γ jest zależny od właściwości termicznych materiałów przegród ograniczających oraz od ilości występujących w nich otworów. Jak zauważono w normie [138], dla $\Gamma = 1$ wzór krzywej parametrycznej przybliża krzywą standardową temperatura - czas.

Eurokod [138] dopuszcza analizę opartą o naturalne modele pożaru. Wyróżnia się pożary lokalne, pożary strefowe oraz zaawansowane modele pożaru. W takich przypadkach, do wyznaczenia wartości temperatury potrzebne są między innymi takie dane jak: średnica pożaru, szybkość wydzielania ciepła, odległość między źródłem ognia a sufitem oraz uwzględnienie równań zachowania masy i energii. Parametry te można przyjąć na bazie własnych doświadczeń, przeprowadzonych badań a także przy wykorzystaniu istniejących zbiorczych opracowań [187].

W zdecydowanej większości przypadków, do wyznaczenia temperatury otoczenia, projektant wykorzysta krzywą standardową temperatura-czas. Została użyta w zdecydowanej większości prac naukowych i badawczych, dotyczących zachowania się konstrukcji w warunkach pożaru [72, 114, 175]. Na jej podstawie, powstały nomogramy rozkładu temperatury w przekrojach betonowych, zawartych zarówno w eurokodzie [140] jak i w innych opracowaniach [105]. Ponadto, użycie krzywej ISO, pozwala na przeprowadzenie analizy nośności w warunkach pożaru przy pomocy dowolnej metody obliczeniowej zawartej w obecnym [140] jak i przyszłym [146] eurokodzie.

Faza chłodzenia

W odniesieniu do elementów żelbetowych eurokod [140] opisuje dwa matematyczne modele pożaru: nominalny oraz parametryczny. W przypadku pożaru nominalnego:

„Kryterium „R” uznaje się za spełnione, gdy funkcja nośna zostaje zachowana przez wymagany czas oddziaływania pożaru.”[140]

W przypadku pożaru parametrycznego:

„Funkcja nośna powinna zostać zachowana przez cały czas trwania pożaru, łącznie z fazą zaniku lub przez określony okres czasu.”[140]

Uwzględnienie fazy chłodzenia, a więc wzięcie pod uwagę ryzyka związanego z opóźnionym zniszczeniem elementu narażonego na podwyższoną temperaturę, jest wg eurokodu możliwe, pod warunkiem zastosowania modelu pożaru parametrycznego. Krzywe temperatura-czas dla pożaru parametrycznego w fazie chłodzenia opisane są wzorami [138], w których uwikłane zostało obciążenie ogniowe otoczenia oraz wskaźnik otworów przegród ograniczających. Gernay [53], podczas numerycznego wyznaczania DHP (opisanego w rozdziale 2), zaproponował uproszczenia do zawartych w normie wzorów i spro-

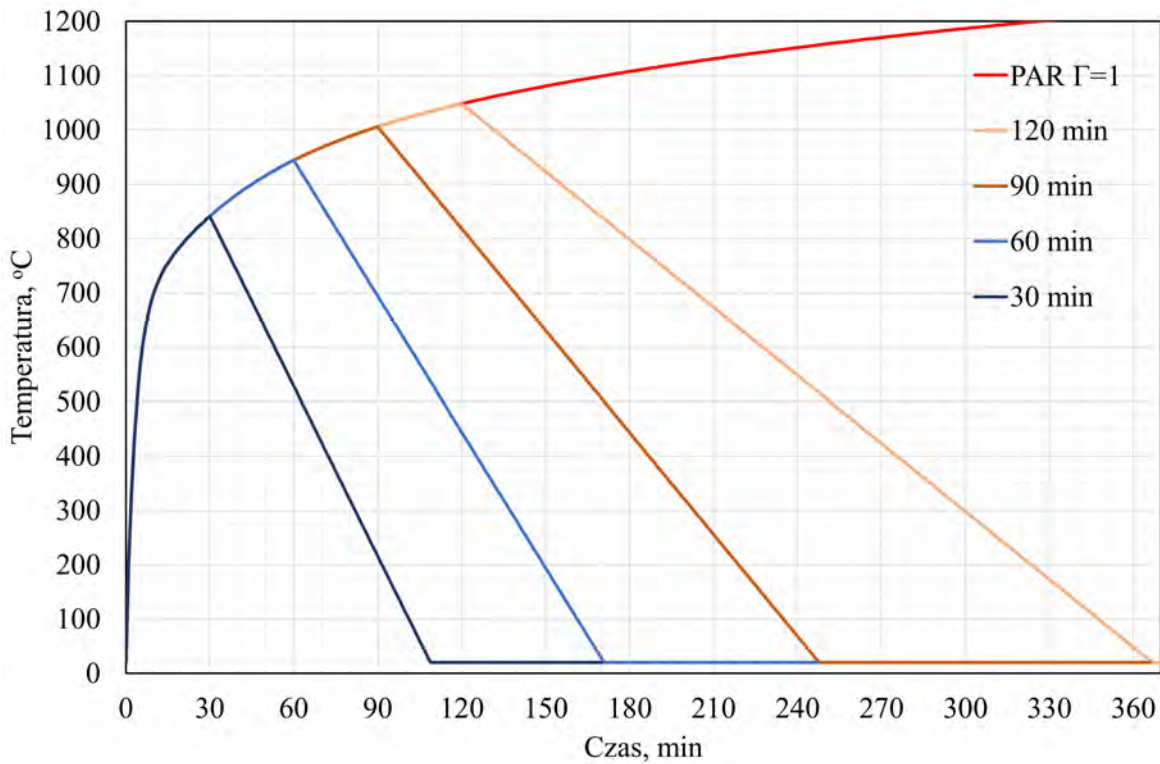
wadzenie ich do następującej postaci:

$$T_g = T_{max} - 625 (t - t_{max}) \text{ dla } t_{max} \leq 0.5 \quad (3.5)$$

$$T_g = T_{max} - 250 (3 - t_{max}) (t - t_{max}) \text{ dla } 0.5 < t_{max} < 2 \quad (3.6)$$

$$T_g = T_{max} - 250 (t - t_{max}) \text{ dla } 2 \leq t_{max} \quad (3.7)$$

We wzorach (3.5-3.7), T_{max} (wyrażona w $^{\circ}\text{C}$), to temperatura osiągnięta po czasie t_{max} (wyrażonym w godzinach), w którym zakończono fazę ogrzewania. Przy takich założeniach spadek temperatury w fazie chłodzenia postępuje liniowo, z nachyleniem zależnym od czasu, w którym tą fazę rozpoczęto.



Rysunek 3.1: Zmiana temperatury w zależności od czasu przy użyciu krzywej parametrycznej oraz uwzględnieniu fazy chłodzenia.

Przebieg temperatury w zależności od czasu według krzywej parametrycznej, fazę ogrzewania wraz z fazami chłodzenia, rozpoczętymi po 30, 60, 90 i 120 min grzania, przedstawiono na wykresie 3.1. Widoczne są różne nachylenia wykresów w fazie chłodzenia w zależności od czasu, w którym się ona rozpoczęła. Powrót temperatury otoczenia do temperatury początkowej wynosi od 78 min (przy zakończeniu ogrzewania po 30 min) do 246 minut (przy zakończeniu ogrzewania po 120 min). Tempo spadku temperatury dla przedstawionych wariantów wynosi od 4.2 do 10.5 $^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

Wymiana ciepła

Według eurokodu [138], oddziaływania termiczne, pomiędzy elementem konstrukcyjnym a jego otoczeniem, określane są przez strumień ciepła $\dot{h}_{net}$ [W/m^2] będący sumą konwekcyjnego $\dot{h}_{net,c}$ i radiacyjnego $\dot{h}_{net,r}$ strumienia ciepła (3.8).

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (3.8)$$

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (T_g - T_m) \quad (3.9)$$

$$\dot{h}_{net,r} = \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma_{sb} \cdot [(T_r + 273)^4 - (T_m + 273)^4] \quad (3.10)$$

Do określenia wartości strumienia ciepła $\dot{h}_{net}$ wymagana jest znajomość 8 wartości. Trzy z nich T_g , T_m , T_r , opisują temperatury w $^{\circ}C$ (kolejno: gazu w otoczeniu elementu, powierzchni elementu, promieniowania środowiska pożaru). Jedną σ_{sb} jest stałą fizyczną. Cztery pozostałe: współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję α_c [W/m^2K], współczynnik konfiguracji ϕ , emisyjność powierzchni elementu ε_m , emisyjność ognia ε_f powinny zostać przyjęte zgodnie z wartościami zalecanymi przez eurokody [138, 140] ale mogą być też ustalone przez projektanta na bazie jego wiedzy i doświadczenia.

Rozkład temperatury

Rozkład temperatury w elemencie opisuje cząstkowe równanie różniczkowe przewodnictwa ciepła (3.11) postaci:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad (3.11)$$

w którym T jest temperaturą elementu w punkcie o współrzędnych x, y, z w czasie t . Parametry ρ , c_p , λ są odpowiednio gęstością, ciepłem właściwym i przewodnością termiczną, opisanymi dalej w punkcie 3.2. Rozkład temperatury w przekroju może być wyznaczony np. przy pomocy metody różnic skończonych (FDM) lub metody elementów skończonych (MES).

Podsumowanie

Wyznaczenie temperatury otoczenia oraz temperatury elementu odbywa się na podstawie wielu założeń. Użycie znormalizowanych krzywych temperatura-czas nie wymaga specjalistycznej wiedzy na temat zachowania się pożaru. Podjęcie się analiz opartych na naturalnych modelach pożaru oraz modyfikowanie współczynników przy obliczaniu strumienia ciepła, powinno być umocowane specjalistyczną wiedzą projektanta. Bez względu na przyjętą metodę, uzyskane wyniki będą jedynie mniej lub bardziej dokładną próbą przybliżenia warunków możliwych do wystąpienia w czasie trwania pożaru.

3.2 Beton w warunkach podwyższonej temperatury

3.2.1 Procesy fizykochemiczne w strukturze

Procesy fizykochemiczne są przyczyną zmian zachodzących w betonie na skutek podwyższonej temperatury. Zależą od składu betonu oraz od prędkości nagrzewania i czasu, przez który wysoka temperatura oddziałuje na beton [62]. Część z zachodzących zjawisk jest odwracalna. Pozostałe, powodują trwałe pogorszenie właściwości mechanicznych betonu, w tym najważniejszej (z punktu widzenia projektanta), wytrzymałości na ściskanie.

Wraz ze wzrostem temperatury, nasila się proces odparowywania wody wolnej zawartej w betonie. Jej utrata, w niewielkim stopniu wpływa na właściwości mechaniczne betonu [92]. W temperaturze 80 – 150°C dochodzi do dehydratacji ettringitu i żelu uwodnionych krzemianów wapnia (CSH). Proces ten zmniejsza objętość żelu CSH co prowadzi do zwiększenia porowatości cementu. W zakresie 150 – 170°C następuje odwodnienie dwuwodnego siarczanu wapnia $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ [63]. Przy 300 – 350°C [63, 76] pojawiają się pierwsze mikropęknięcia kruszywa krzemianowego powodujące nieodwracalny spadek wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie. Pęknięcia te, po schłodzeniu betonu do temperatury pokojowej, zmniejszają odporność betonu na korozję środowiskową oraz zamarzanie [76]. W temperaturze 374.14°C woda osiąga temperaturę krytyczną, a więc taką powyżej której jej istnienie jest możliwe jedynie w fazie gazowej [92]. W zakresie 400 – 600°C kryształy wodorotlenku wapnia rozkładają się na tlenek wapnia i wodę $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O \uparrow$ zmniejszając swoją objętość [63, 92]. W fazie chłodzenia, proces ten jest odwracalny poprzez pozyskiwanie wilgoci z otoczenia. W jego wyniku dochodzi do zwiększenia objętości o ok. 40-44% [63, 92], co powoduje rozszerzenie powstałych wcześniej mikropęknięć w strukturze [76]. W temperaturze 573°C następuje przemiana krystaliczna kwarcu, której towarzyszy wzrost objętości [62]. Jest to reakcja odwracalna. W fazie ogrzewania endotermiczna, w fazie chłodzenia egzotermiczna [92]. Kruszywa zawierające węglan wapnia, takie jak wapień i dolomit, ulegają dekarbonizacji w temperaturze ok. 600 – 700°C [63, 92]. W efekcie otrzymywany jest dwutlenek węgla CO_2 i tlenek wapnia CaO . Przy 600 – 800°C dochodzi do drugiej fazy dekompozycji uwodnionych krzemianów wapnia, tworzy się $\beta - C_2S$ (larnit). Powyżej 800°C dochodzi do dalszej dekompozycji minerałów a powyżej 1150°C rozpoczynają się pierwsze procesy topnienia [63, 76].

Na podstawie obserwacji zmian fizykochemicznych, możliwe jest określenie temperatury jaką osiągnął beton w badanym miejscu [62, 67, 85, 86, 178, 179, 184]. Pozwala to na oszacowanie wytrzymałości resztkowej betonu po pożarze i opracowanie planu naprawczego konstrukcji żelbetowej.

3.2.2 Właściwości termiczne

Gęstość

Gęstość, czyli stosunek masy do objętości. W literaturze oznaczana grecką literą ρ . W przypadku betonu, zależy od proporcji i rodzaju składników użytych do jego wytworzenia. Gęstość betonu zwykłego (CC) waha się pomiędzy 2300 a 2400 kg/m³, betonu wysokiej wytrzymałości (HPC) pomiędzy 2400 a 2500 kg/m³ a betonu ultra wysokiej wytrzymałości (UHPC) pomiędzy 2450 a 2550 kg/m³ [121]. Tą samą wytrzymałość normową betonu można osiągnąć stosując różne rodzaje i frakcje kruszyw. Użycie odpowiednich domieszek wpływa na stosunek ilości wody do ilości cementu [133]. Beton jest materiałem porowatym i nasiąkliwym. Jego wilgotność zależy od warunków otoczenia oraz ilości przestrzeni w jego strukturze, w której może gromadzić się woda.

Wzrost temperatury betonu powoduje odparowanie z niego nadmiaru wody co powoduje zmniejszenie jego masy a w konsekwencji i gęstości. Drugim czynnikiem powodującym spadek gęstości jest, podobnie jak w przypadku ciepła właściwego, rozpad cementu portlandzkiego, który zachodzi w temperaturze około 450°C [121]. Współczesne badania doświadczalne [121] wykazały, że w tych samych warunkach temperaturowych, ubytek masy betonów CC, HPC, UHPC zachodzi w bardzo zbliżony sposób. Przy 600°C ubytek masy stanowi 3.5-4% a w temperaturze 1200°C stabilizuje się na poziomie 4-5%. Ubytek masy na poziomie 4% przy temperaturze 600°C wykazano również w pracy [126]. Według starszych badań [18] przy 800°C utrata masy dochodziła do 6%.

Podejście normowe dla konstrukcji żelbetowych [140] przewiduje ubytek masy w temperaturze 1200°C na poziomie 12%. Ten sam poziom redukcji uzyskamy stosując wzór zaproponowany dla betonu w normie dla konstrukcji zespolonych [142] (w którym przez błąd w formule, temperatura zamiast zmniejszana o 100, powinna być przez 100 dzielona). Istotną różnicą pomiędzy obydwo ma podejściami jest odgórne przyjęcie przez normę [142] gęstości początkowej betonu na poziomie 2354 kg/m³. W obydwu przypadkach ubytek masy nie zależy od klasy betonu oraz rodzaju użytego kruszywa. W pełnym zakresie fazy chłodzenia beton nie zmienia swojej gęstości, osiągniętej w najwyższej temperaturze, na którą był narażony.

Ciepło właściwe

Ciepło właściwe, czyli ilość energii (ciepła), która musi być dostarczona aby zwiększyć o jeden kelwin temperaturę ciała o masie 1 kg. W układzie SI zdefiniowane jako J/kgK . Z uwagi na fakt, że różnica temperatur równa 1 kelwin wynosi w skali Celsjusza 1°C,

obliczenia możemy wykonywać przy użyciu temperatur w skali Celsjusza. W literaturze oznaczane jako c_p .

Według normy [139] wartość ciepła właściwego betonu zmienia się wraz z temperaturą w zakresie $900\text{--}1100\text{ J/kgK}$. Podobne wartości uzyskano w badaniach [136] gdzie zakres ciepła właściwego betonu ustalono na poziomie $832\text{--}1164\text{ J/kgK}$. W pracy [162] wykazano, że wartość ciepła właściwego w temperaturze 20°C zależy od ilości kruszywa w mieszance. Dla betonu na cemencie portlandzkim waha się w przedziale $686.5\text{--}877.9\text{ J/kgK}$. W pracy [87] wartości ciepła właściwego dla betonów wysokiej wytrzymałości, samozałączalnych, wzmacnianych włóknami oraz z dodatkiem popiołu wyznaczono w zakresie $2000\text{--}6000\text{ J/kgK}$. Wartości te znacząco odbiegają od tych przyjętych w normie. W czasie przeglądu literatury nie natrafiono na publikację, która uwzględniałaby te wartości przy wyznaczaniu rozkładu temperatury.

W przedziale temperatur $100\text{--}200^\circ\text{C}$ dochodzi do odparowywania z betonu wody wolnej i związanej co powoduje skokowy wzrost wartości ciepła właściwego do poziomu odpowiednio 1470 i 2020 J/kgK dla wilgotności 1.5% i 3% . Skok ten nie występuje w betonie suchym o wilgotności 0% . Według [121] skokowe zmiany wartości ciepła właściwego występują jeszcze dwukrotnie. Przy 450°C jako efekt rozpadu cementu portlandzkiego oraz przy 570°C jako efekt procesu modyfikacji kryształów kwarcytu zawartego w kruszywie i piasku [63]. Obydwa skoki wartości są pomijane w podejściu normowym [139]. W fazie chłodzenia ciepło właściwe można przyjmować jako odwracalne, zależne od temperatury, przyjmujące wartości jak dla betonu suchego (a więc bez skokowego wzrostu wartości w zakresie temperatur $100\text{--}200^\circ\text{C}$) [121].

Przewodność cieplna

Przewodność cieplna, czyli ilość energii (ciepła), przepływającej przez ciało o danej grubości, pomiędzy środowiskami o różnych temperaturach w określonym czasie. Im wyższa jest wartość przewodności cieplnej, tym szybciej zachodzi transfer ciepła przez ciało. W układzie SI zdefiniowana jako J/msK co jest równe W/mK . W literaturze oznaczana literą łacińską k lub grecką λ .

Norma [140] określa górną i dolną granicę wartości przewodności cieplnej. Wartości te są opisane funkcją kwadratową w zależności od temperatury. Od 1.36 (granica dolna) do 2 (granica górna) W/mK w temperaturze 20°C oraz od 0.55 do 0.60 w temperaturze 1200°C . Wartości te przyjęto na bazie 6 zestawów badań przeprowadzonych w różnych krajach w latach 1977-1999 na zasadzie najlepszego dopasowania wyników symulacji ob-

liczeniowych do wyników eksperymentalnych [17]. W nieoficjalnej wersji eurokodu ENV 1992-1-2:1995 z 1995 roku [42], tworzonej w ramach wolontariatu przez zainteresowanych tematem badaczy, przewodność cieplna betonu zależała od rodzaju stosowanego kruszywa. W najnowszej propozycji normy [146] zaproponowano, aby do 140°C przyjmować górną granicę przewodności cieplnej. W zakresie $140 - 160^{\circ}\text{C}$ liniowo zejść do dolnej granicy przewodności cieplnej i pozostać na niej aż do 1200°C . Jak wyjaśnia polski komentarz [164] do zmian w nowej normie, jest to wprowadzenie podejścia z obowiązującego we Francji załącznika krajowego.

Rzeczywiste wartości przewodności cieplnej, wyznaczone doświadczalnie, różnią się w zależności od przyjętych założeń, sposobu pomiarów i warunków otoczenia [87]. Według [27] wartość przewodności cieplnej betonu w temperaturze 20°C waha się od 1.4 do 3.6 W/mK . W [162] wartość ta waha się w zakresie 0.5 do 1.7 W/mK w zależności od zawartości pasty cementowej w betonie. Natomiast [161] przyjmuje wartość przewodności cieplnej, w zależności od użytych proporcji składników, od 0.9 do 2.5 W/mK . Częścią wspólną badań [31, 87, 161, 162] jest stwierdzenie, że wartość przewodności cieplnej zależy w głównej mierze od wilgotności betonu. Istnieją wzory pozwalające wyznaczyć wartość przewodności cieplnej w zależności od gęstości betonu [20]. Podejmowane są próby wyznaczania wartości przewodności cieplnej na bazie receptury betonu i stanu jego nasycenia wodą. Wzory takie opracowano w badaniu [118]. Doświadczenia przeprowadzono w warunkach normalnych, w temperaturze nie przekraczającej 60°C . Podobne podejście, przy analizie przepływu ciepła przez pianobeton, przedstawiono w pracy [132]. Poprzez współczynnik efektywnej przewodności cieplnej podjęto próbę uwzględnienia transferu ciepła przez konwekcję i radiację w porach betonu. Wyprowadzony wzór ma zakres stosowania do 1200°C i został poddany walidacji do 600°C . Opracowanie podobnych wzorów jak w [118, 132] dla betonów konstrukcyjnych, w zakresie temperatur do 1200°C , umożliwiłoby projektowanie betonu nie tylko ze względu na jego wytrzymałość ale również właściwości termiczne. Obecnie jest to praktycznie niemożliwe. Innym podejściem jest propozycja aby zależne od temperatury zmiany ciepła właściwego oraz gęstości betonu uwikłać w wartości przewodności cieplnej [11]. W takiej sytuacji przy stałych wartościach ciepła właściwego i gęstości, przewodność cieplna byłaby jedyną zmienną zależną od temperatury w równaniu różniczkowym przewodnictwa cieplnego.

Wartość przewodności cieplnej w fazie chłodzenia, dla betonu o normalnej wytrzymałości nagrzanego do 200°C , były w całości odwracalne. W zakresie od $200 - 500^{\circ}\text{C}$ odwracalne częściowo. Gdy beton osiąga 600°C wartość przewodności cieplnej po ochłodzeniu zmniejsza się o 10%. [121].

Wilgotność

Wpływ wilgotności na właściwości termiczne betonu, niezbędne do wyznaczenia rozkładu temperatury w elemencie, opisano we wcześniejszych paragrafach. Przemiana fazowa wody w parę wodną, wywołana gwałtownie rosnącą temperaturą, zwiększa ciśnienie w porach betonu. W zależności od szybkości przyrostu temperatury, ciśnienie w porach położonych w odległości do 5 cm od ogrzewanej powierzchni może osiągnąć wartość 4 MPa [25, 117, 126, 128]. Może to doprowadzić do efektu odpadania betonu a w konsekwencji do odsłonięcia prętów zbrojeniowych i zmniejszenia przekroju betonowego. Efekt ten pomimo, że znacząco obniża nośność elementu żelbetowego w warunkach pożaru, jest trudny do przewidzenia na etapie projektowania i zwykle jest pomijany. Propozycję konstytutywnego modelu betonu zależnego od wilgotności przedstawiono w pracy [170]. Uwzględnia on wpływ wilgotności na odkształcenia występujące w betonie podczas oddziaływania temperatury. Ilość porów w betonie ogrzewanym można zredukować stosując do jego produkcji odpady ceramiki sanitarnej [51, 186].

Autor świadomie nie rozwija tematu wilgotności oraz odpadania betonu gdyż są to zagadnienia na tyle szerokie, że mogłyby stanowić podstawę osobnej dysertacji. Jednocześnie nie mają one praktycznie żadnego wpływu na fazę chłodzenia, która jest przedmiotem zainteresowania autora.

3.2.3 Wytrzymałość na ściskanie

Znajomość zależności wytrzymałości betonu na ściskanie od jego temperatury, jest niezbędna dla prawidłowego i bezpiecznego projektowania konstrukcji. W drugiej połowie XX wieku przeprowadzono wiele badań [7, 124, 154, 189] w tym kierunku, stwierdzając, że wraz ze wzrostem temperatury betonu maleje jego wytrzymałość na ściskanie. Opis tych badań zawarto w książce [27]. Prace [154, 155] były podstawą wydania rekomendacji RILEM [156] ujednolicającej sposób przeprowadzania badań wytrzymałości na ściskanie betonu narażonego na oddziaływanie podwyższonej temperatury.

Ogólnie przyjmuje się, że wilgotność badanego betonu nie ma wpływu na jego wytrzymałość w warunkach podwyższonej temperatury, gdyż każdy nadmiar wilgoci zostaje odparowany. Jednakże, dla betonów o bardzo niskim W/C (<0.40) obserwuje się wolniejszy spadek wytrzymałości [76]. Dla betonów normalnych wytrzymałości, ich klasa w warunkach temperatury pokojowej nie wpływa na względną zmianę wytrzymałości betonu na ściskanie [106, 155]. Czynnikiem mającym bezpośredni wpływ są rodzaj zastosowanego kruszywa i prędkość nagrzewania [62].

Wyniki szwedzkich badań z 1976 roku [18] pokazały niewielki spadek wytrzymałości betonu na ściskanie w zakresie do 400°C oraz zachowanie 25% nośności w temperaturze 800°C. W 1984 roku w Kanadzie, podczas badań niszczących słupów żelbetowych [114], zmianę wytrzymałości betonu w zależności od jego temperatury opisano wzorem (3.12), który znalazł się również w opublikowanych w 1992 roku amerykańskich wytycznych do projektowania konstrukcji żelbetowych w warunkach pożaru [21]. Założono, że w temperaturze niższej niż 450°C wytrzymałość betonu nie zmienia się. W pozostałym zakresie, aż do pełnej utraty nośności, stosowana była następująca zależność:

$$f_{c,T} = f_c \left(2.011 - 2.353 \cdot \frac{T - 20}{1000} \right) \quad (3.12)$$

Dwa lata później, ten sam zespół badaczy, zastosował już inny zestaw wzorów, opisujących zmianę wytrzymałości betonu w zależności od temperatury (3.13 - 3.15).

$$f_{c,T} = f_c (1 - 0.001T) \text{ dla } T \leq 500^\circ C \quad (3.13)$$

$$f_{c,T} = f_c (1.375 - 0.00175T) \text{ dla } 500^\circ C < T \leq 700^\circ C \quad (3.14)$$

$$f_{c,T} = 0 \text{ dla } T > 700^\circ C \quad (3.15)$$

Obliczona przy ich użyciu wytrzymałość resztkowa słupów żelbetowych, okazała się o 10% niższa, niż wytrzymałość zmierzona w czasie eksperymentów. W ENV 1992-1-2:1995 z 1995 roku [42] względną redukcję wytrzymałości betonu z uwagi na temperaturę opisano tabelarycznie. Wartości współczynników redukcyjnych zależały od rodzaju kruszywa (krzemianowe lub wapienne) i były podane ze skokiem co 100°C. Wartości pośrednie należało interpolować liniowo. W oficjalnej wersji eurokodu [140] wprowadzono drobne zmiany. W zakresie 20 – 300°C, skorygowano wartości współczynników redukcyjnych, zmniejszając spadek wytrzymałości betonu w początkowej fazie ogrzewania. Wartości współczynników redukcyjnych w pozostałych zakresach oraz podział ze względu na kruszywa pozostały takie same. Identyczną tablicę jak w [140] znajdziemy w eurokodzie do projektowania konstrukcji zespólonych PN-EN 1994-1-2:2008 [142]. Różnicę stanowi zapis odnośnie wytrzymałości resztkowej betonu po ochłodzeniu. W załączniku C zaproponowano wzory (3.16-3.18) uwzględniające dodatkową utratę wytrzymałości betonu podczas chłodzenia; T_{max} to maksymalna osiągnięta przez beton temperatura, a $k_{c,Tmax}$ to odpowiadający jej współczynnik redukcyjny ze wspomnianej wcześniej tabeli.

$$f_{c,T} = f_c \cdot k_{c,Tmax} \text{ dla } 20^\circ C \leq T < 100^\circ C \quad (3.16)$$

$$f_{c,T} = f_c \left(1 - \left(\frac{0.235 \cdot (T_{max} - 100)}{200} \right) \right) \text{ dla } 100^\circ C \leq T < 300^\circ C \quad (3.17)$$

$$f_{c,T} = 0.9 \cdot f_c \cdot k_{c,Tmax} \text{ dla } T \geq 300^\circ C \quad (3.18)$$

Według opublikowanego w 2004 roku przeglądu chińskich badań z lat 90. XX wieku [181], beton normalnej wytrzymałości nie traci jej w zakresie do 400°C. Powyżej tej temperatury jego wytrzymałość drastycznie spada do poziomu ok 20% w temperaturze 800°C. Są to rezultaty zbliżone do normowego podejścia amerykańskiego [21]. Badając wytrzymałość betonu na ściskanie po ochłodzeniu, uzyskano wyniki zbliżone do podejścia normy europejskiej [140].

W 2005 roku Purkiss i Li [109] zaproponowali opisanie zmiany wytrzymałości w zależności od temperatury jednym wzorem (3.19). Nie nałożono ograniczeń dotyczących kruszywa i klasy betonu.

$$f_{c,T} = f_c \left(0.00165 \left(\frac{T}{100} \right)^3 - 0.03 \left(\frac{T}{100} \right)^2 + 0.025 \left(\frac{T}{100} \right) + 1.002 \right) \quad (3.19)$$

Uniwersalny wzór (3.20), oparty według autora na kilkuset badaniach i tysiącach próbek, został zaproponowany przez Hertza [76]. Formuła, poprzez zestawy czterech współczynników (T_1 , T_2 , T_8 , T_{64}), uwzględnia rodzaj zastosowanego kruszywa (krzemianowe, lekkie, pozostałe) oraz sytuację obliczeniową. Inne wartości współczynników, dla tego samego kruszywa, zostaną przyjęte dla betonu ogrzewanego oraz schłodzonego na powrót do temperatury 20°C. Podejście, oprócz spadku wytrzymałości betonu w czasie ogrzewania, uwzględnia dalszy 20% spadek wytrzymałości podczas fazy chłodzenia, który postępuje nawet do 7 dni od zakończenia ekspozycji na wysoką temperaturę. Możliwe jest więc wyznaczenie nośności elementu w czasie trwania pożaru jak i sprawdzenie jego wytrzymałości resztkowej po ochłodzeniu.

$$f_{c,T} = f_c \left(1 + \frac{T}{T_1} + \left(\frac{T}{T_2} \right)^2 + \left(\frac{T}{T_8} \right)^8 + \left(\frac{T}{T_{64}} \right)^{64} \right)^{-1} \quad (3.20)$$

Model, uwzględniający dwie sytuacje obliczeniowe, pojawił się również w badaniach Li i Franssena z 2011 roku [111]. Zależność wytrzymałości od temperatury przedstawiono za pomocą tabeli z krokiem co 100°C. Wartości pośrednie interpolowane liniowo. W modelu, zarówno dla betonu ogrzanego jak i ogrzanego i schłodzonego, rodzaj zastosowanego kruszywa nie ma znaczenia. W 2006 na Tajwanie przeprowadzono badania [35] dla betonów normalnej wytrzymałości. Nie badano wytrzymałości betonu podczas ogrzewania. Próbkę niszczone po upływie miesiąca od zakończenia fazy chłodzenia. Na podstawie uzyskanych wyników, zaproponowano dwa warianty wyznaczania wytrzymałości betonu w zależności od temperatury. Pierwszy z wariantów opisuje ten związek, jednym wzorem zawierającym funkcję logarytmiczną (3.21).

$$f_{c,T} = f_c \left(1.008 + \frac{T}{450 \ln(T/5800)} \right) \quad (3.21)$$

Drugi wariant składa się z dwóch funkcji liniowych (3.22-3.23).

$$f_{c,T} = f_c (1.01 - 0.00055T) \text{ dla } 20^\circ C < T \leq 200^\circ C \quad (3.22)$$

$$f_{c,T} = f_c (1.15 - 0.00125T) \text{ dla } 200^\circ C < T \leq 800^\circ C \quad (3.23)$$

Obydwa warianty generują wartości bardzo podobne do tych otrzymanych przy użyciu normy [142]. W 2009 roku, bazując na rezultatach innych ośrodków, swoje zależności pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a temperaturą i rodzajem użytego kruszywa opublikowali badacze z Iranu [24]. Wyniki indyjskich badania z roku 2020 [19] okazały się bardzo zbliżone do tych opisanych wcześniej w innych ośrodkach. Wyniki dla betonu o wytrzymałości na ściskanie 20 MPa odwzorowywały zależność znaną z eurokodu 2 [140]. Wyniki betonu o wytrzymałości 45 MPa odpowiadały w zakresie 300°C wynikom [98] a dalej pokrywały się z badaniami [35]. Wyniki badań dla betonu o wytrzymałości 60 MPa, podobnie jak w przypadku [98].

Redukcja wytrzymałości na ściskanie betonów wysokiej wytrzymałości (HSC) przebiega w inny sposób niż w przypadku betonów zwykłych [19, 65, 98]. Badania [65] były podstawą do opracowania tablicy redukcji wytrzymałości w podwyższonej temperaturze [140]. Betony HSC podzielono na 3 klasy. Klasa 1 betony C55/67 i C60/75, klasa 2 betony C70/85 i C80/95 oraz klasa 3 dla betonu C90/105 [140]. Betony klasy 1 utrzymują 90% swojej wytrzymałości aż do 250°C. Następnie wytrzymałość gwałtownie spada aż do 15% przy temperaturze 800°C. Betony klasy 2 i 3, przy 100°C tracą 25% swojej wytrzymałości. Betony klasy 2 utrzymują taki poziom redukcji wytrzymałości aż do 400°C natomiast stopień redukcji betonu klasy 3 maleje w tym zakresie liniowo. Betony obydwu klas (2 i 3) w temperaturze 800°C osiągają 15% wytrzymałości pierwotnej [140]. Dodatkowo wykazano [120], że pod wpływem podwyższonej temperatury, porowatość betonu HSC zwiększa się kilkukrotnie.

Najnowsza propozycja eurokodu 2 [146] utrzymuje te same wartości współczynników redukcyjnych dla betonów zwykłych na kruszywie krzemianowym i wapiennym. Są to wartości zalecane dla betonów o wytrzymałości poniżej 70 MPa. Dla betonów mocniejszych, dla dowolnego typu kruszywa, współczynniki w nowej odsłonie normy odpowiadają wartością jak dla betonu HSC klasy 1 z normy zastępowanej. Parametry redukcyjne dla betonów na kruszywie lekkim powinny być przyjmowane na bazie badań [146]. Nowością jest również uwzględnienie dodatkowej redukcji wytrzymałości na ściskanie betonu w fazie chłodzenia. Proponuje się aby wytrzymałość resztkową betonu $f_{c,T,20^\circ C}$, którego temperatura powróciła do poziomu 20°C, przyjmować według zależności (3.24-3.27). Zależności te nieznacznie różnią się od tych z normy [142] opisanych równaniami (3.16-3.18).

Dla betonów o wytrzymałości poniżej 70 MPa:

$$f_{c,T,20^{\circ}C} = f_{c,T_{max}} \text{ dla } 20^{\circ}C \leq T < 100^{\circ}C \quad (3.24)$$

$$f_{c,T,20^{\circ}C} = f_{c,T_{max}} (-0.0005T_{max} + 1.05) \text{ dla } 100^{\circ}C \leq T < 300^{\circ}C \quad (3.25)$$

$$f_{c,T,20^{\circ}C} = 0.9f_{c,T_{max}} \text{ dla } T \geq 300^{\circ}C \quad (3.26)$$

Dla betonów powyżej 70 MPa:

$$f_{c,T,20^{\circ}C} = f_{c,T_{max}} \text{ dla } 20^{\circ}C \leq T < 1200^{\circ}C \quad (3.27)$$

Nie zostało to uwzględnione w normie, ale należy pamiętać, że sposób chłodzenia betonu wpływa na jego wytrzymałość resztkową. W przypadku chłodzenia wodą, spadek wytrzymałości betonu na ściskanie będzie większy niż w przypadku pozostawienia go do wystygnięcia na powietrzu [19, 106].

3.2.4 Wytrzymałość na rozciąganie

Wytrzymałość na rozciąganie jest zwykle pomijana w obliczeniach nośności elementu żelbetowego, zarówno w warunkach normalnych jak i podwyższonej temperatury. Można ją jednak uwzględnić w zaawansowanych modelach obliczeniowych. Podobnie jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, wraz ze wzrostem temperatury betonu, maleje jego wytrzymałość na rozciąganie. Podejście normowe, zarówno w normie obowiązującej [140] jak i wdrażanej [146] opisanej jest prostą zależnością dwuliniową (3.28-3.29):

$$f_{t,T} = f_t \text{ dla } 20^{\circ}C \leq T \leq 100^{\circ}C \quad (3.28)$$

$$f_{t,T} = f_t \cdot \frac{600 - T}{500} \text{ dla } 100^{\circ}C < T \leq 600^{\circ}C \quad (3.29)$$

W przeglądzie chińskich badań z lat 90. XX wieku [181] zaprezentowano opisanie zależności wytrzymałości betonu na rozciąganie od temperatury równaniem kwadratowym dla pełnego zakresu temperatur (3.30):

$$f_{t,T} = f_t \left(2.08 \cdot \left(\frac{T}{100} \right)^2 - 2.666 \cdot \left(\frac{T}{10} \right) + 104.79 \right) \quad (3.30)$$

Lub w wersji uproszczonej równaniami liniowymi (3.31-3.32):

$$f_{t,T} = f_t \left(0.58 \left(1.0 - \frac{T}{300} \right) + 0.42 \right) \text{ dla } 20^{\circ}C \leq T < 300^{\circ}C \quad (3.31)$$

$$f_{t,T} = f_t \left(0.42 \left(1.6 - \frac{T}{300} \right) + 0.42 \right) \text{ dla } 300^{\circ}C \leq T < 800^{\circ}C \quad (3.32)$$

Według indyjskich badań [19] beton normalnej wytrzymałości wyczerpuje nośność na rozciąganie w temperaturze 800°C a beton wysokiej wytrzymałości w 700°C. Wyprowadzone zależności nie są jednak uniwersalne a więc nie przydatne w praktyce inżynierskiej. Uniwersalne wzory [35] dla betonów wysokiej wytrzymałości wyprowadzono na Tajwanie (3.33-3.35):

$$f_{t,T} = f_t (1.05 - 0.0025T) \text{ dla } 20^\circ C \leq T \leq 100^\circ C \quad (3.33)$$

$$f_{t,T} = 0.8f_t \text{ dla } 100^\circ C < T \leq 200^\circ C \quad (3.34)$$

$$f_{t,T} = f_t (1.02 - 0.0011T) \text{ dla } 200^\circ C < T \leq 800^\circ C \quad (3.35)$$

W 2009 roku, bazując na rezultatach innych ośrodków, swoje zależności pomiędzy wytrzymałością na rozciąganiem a temperaturą opublikowali badacze z Iranu [24] (3.36-3.37):

$$f_{t,T} = f_t (1.02 - 0.00098T) \leq 1 \text{ dla } 20^\circ C \leq T \leq 300^\circ C \quad (3.36)$$

$$f_{t,T} = f_t (0.965 - 0.0001T - 9 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 - 3 \cdot 10^{-9} \cdot T^3 + 3.2 \cdot 10^{-12} \cdot T^4) \quad (3.37)$$

dla $300^\circ C < T \leq 900^\circ C$

3.2.5 Wydłużalność termiczna FTS

Wydłużalność (rozszerzalność) termiczna, czyli zdolność materiału do zmiany jego długości (objętości) w zależności od temperatury dotyczy także betonu. Odkształcenia wynikające z rozszerzalności termicznej są w literaturze naukowej określane mianem *Free thermal strain* (FTS). Wykazano [18, 89], że zależą one od temperatury i rodzaju kruszywa oraz od szybkości nagrzewania i wilgotności betonu.

Dla większości materiałów zakłada się, że zjawisko rozszerzalności termicznej jest odwracalne. W przypadku betonu tak nie jest. Odkształcenia od rozszerzalności termicznej betonu nieobciążonego siłami zewnętrznymi są nieodwracalne, w zależności od badań, po przekroczeniu temperatury 500 – 600°C [63, 47]. Efekt ten wynika z pęknięć pomiędzy kruszywem a zaczynem cementowym, których przyczyną jest różnica wydłużalności termicznej pomiędzy nimi. Dla większości betonów, powyżej 600°C, mamy do czynienia z ustaniem lub nawet zmniejszeniem odkształceń od wydłużalności termicznej [155].

W warunkach normalnych, a więc takich, których zmiana temperatury wynika np. z warunków atmosferycznych, norma [139] zakłada liniowy przyrost odkształceń od rozszerzalności cieplnej (3.38). Założenie to można wykorzystać np. przy obliczeniu rozstawu i szerokości dylatacji.

$$\varepsilon_{th} = 10^{-5} \cdot T \quad (3.38)$$

W sytuacji pożaru, zaleca się wyznaczać odkształcenia termiczne według wzorów (3.39-3.42) zawartych w normie [140]. Norma nie uwzględnia wspomnianych wcześniej wpływów szybkości nagrzewania i wilgotności. W takim przypadku wartość odkształceń termicznych zależy od temperatury betonu i rodzaju zastosowanego w nim kruszywa. Dla kruszywa krzemianowego:

$$\varepsilon_{th} = -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot T + 2.3 \cdot 10^{-11} \cdot T^3 \text{ dla } 20^\circ C \leq T < 700^\circ C \quad (3.39)$$

$$\varepsilon_{th} = 14 \cdot 10^{-3} \text{ dla } 700^\circ C \leq T \leq 1200^\circ C \quad (3.40)$$

Dla kruszywa wapiennego:

$$\varepsilon_{th} = -1.2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot T + 1.4 \cdot 10^{-11} \cdot T^3 \text{ dla } 20^\circ C \leq T < 805^\circ C \quad (3.41)$$

$$\varepsilon_{th} = 12 \cdot 10^{-3} \text{ dla } 805^\circ C \leq T \leq 1200^\circ C \quad (3.42)$$

W projekcie najnowszej nowelizacji normy [146] przywrócono wzór (3.43) dla kruszywa lekkiego (którego odkształcalność nie ustaje w zakresie do 1200°C). Wzór ten był już uwzględniany w normie tworzonej dla CEN przez wolontariuszy [42]

$$\varepsilon_{th} = 8 \cdot 10^{-6} (T - 20) \text{ dla } 20^\circ C \leq T \leq 1200^\circ C \quad (3.43)$$

Analizę różnic pomiędzy normami [140, 146] przedstawiono w [164]. W założeniach, do zaprezentowanego w 2004 roku, modelu obliczeniowego Kodura i współautorów [98] wartość odkształceń od rozszerzalności termicznej jest liniowa (3.44) w pełnym zakresie temperatury:

$$\varepsilon_{th} = (0.008T + 6) \cdot 10^{-6} \text{ dla } 20^\circ C \leq T \leq 1200^\circ C \quad (3.44)$$

Schneider i Franssen w opublikowanej w 2008 pracy [158], dla betonu na kruszywie krzemianowym z wysoką zawartością krzemionki, przyjęli następujące zależności (3.45-3.46):

$$\varepsilon_{th} = 6.6 \cdot 10^{-11} \cdot T^3 - 1.7 \cdot 10^{-8} \cdot T^2 + 9 \cdot 10^{-6} \cdot T + 1.369 \cdot 10^{-4} \text{ dla } T \leq 650^\circ C \quad (3.45)$$

$$\varepsilon_{th} = 2 \cdot 10^{-8} \cdot T^2 - 3.94 \cdot 10^{-5} \cdot T + 0.0342 \text{ dla } T > 650^\circ C \quad (3.46)$$

W literaturze znane są również inne podejścia. W 1998 roku Terro [169] zaproponował powiązanie odkształceń termicznych nie tylko od temperatury i rodzaju kruszywa ale również od jego procentowej zawartości w objętości betonu.

3.2.6 Odkształcenia w warunkach podwyższonej temperatury

Wraz ze wzrostem temperatury betonu obciążonego stałą siłą, zmienia się wartość jego odkształceń. Wynika to bezpośrednio z pogorszenia się parametrów wytrzymałościowych

betonu, jego wydłużalności termicznej oraz właściwości reologicznych. Końcowa wartość odkształceń ε_{tot} jest sumą odkształceń składowych, wynikających z różnych zjawisk (3.47).

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{th}} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{\text{cr}} + \varepsilon_{\text{tr}} \quad (3.47)$$

Odształcenia od obciążeń zewnętrznych ε_{σ} to suma odkształceń sprężystych ε_{el} i plastycznych ε_{pl} wywołanych tym obciążeniem (3.48).

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{pl}} \quad (3.48)$$

Wartość odkształceń wywołanych obciążeniem zewnętrznym $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ zależy od poziomu obciążenia i temperatury betonu, która bezpośrednio wpływa na jego parametry wytrzymałościowe. Beton jest materiałem reologicznym i występuje w nim efekt pełzania (ang. *creep*), który można zdefiniować jako "*przyrost odkształceń pod działaniem utrzymywanego obciążenia*" [133]. Efekt ten występuje w warunkach normalnych, natomiast w warunkach podwyższonej temperatury wyraźnie przyspiesza [18]. Wartość odkształceń wynikających z efektu pełzania betonu $\varepsilon_{\text{cr}}(\sigma, T, t)$ zależy więc od historii jego obciążenia, temperatury oraz czasu. Zaobserwowano, że odkształcenia elementu żelbetowego, który został obciążony stałą siłą przed rozpoczęciem ogrzewania, są większe, niż w przypadku elementu, którego obciążenie nastąpiło dopiero po jego ogrzaniu [18, 26, 28, 66, 73, 89, 91, 127, 153]. Według [90], efekt ten po raz pierwszy opisano w roku 1962 [84]. Te dodatkowe odkształcenia zostały określone mianem odkształceń przejściowych (ang. *transient*) $\varepsilon_{\text{tr}}(\sigma, T)$ i występują jedynie podczas pierwszego ogrzewania obciążonego elementu. Ich występowanie tłumaczone jest natychmiastowym zapadaniem się porów w betonie, powstałych na skutek migracji wilgoci wywołanej wzrostem temperatury [94].

Ujednolicony sposób przeprowadzania badań laboratoryjnych, mających na celu wyznaczanie wartości ε_{tr} opisano w rekomendacjach RILEM [4]. Ostatecznie wzór (3.47), po pozostawieniu po prawej stronie wszystkich składowych zależnych od poziomu obciążenia, można przedstawić w następującej postaci:

$$\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}}(T) = \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{\text{cr}}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{\text{tr}}(\sigma, T) \quad (3.49)$$

Prawa strona równania (3.49) jest w literaturze często określana mianem LITS (ang. *load-induced thermal strain*) czyli odkształceniami termicznymi wywołanym obciążeniem zewnętrznym. Przegląd literatury w tym temacie można znaleźć w pracach [32, 171]. O ile odkształcenia $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ są odwracalne w zakresie sprężystym, to odkształcenia $\varepsilon_{\text{cr}}(\sigma, T, t)$ oraz $\varepsilon_{\text{tr}}(\sigma, T)$ są odkształceniami nieodwracalnymi. Uznaje się, że przyrost odkształceń $\varepsilon_{\text{tr}}(\sigma, T)$ ustaje wraz z ustaniem wzrostu temperatury [14, 52]. Z uwagi na nieznaczące wartości ε_{cr} w stosunku do ε_{tr} , możliwe jest przedstawienie sumy wartości obydwu odkształceń jako jednego odkształcenia, opisywanego w literaturze jako $\varepsilon_{\text{tr,cr}}$.

3.2.7 Zależność naprężenie odkształcenie

Uzupełnieniem zmiany wytrzymałości betonu w zależności od temperatury jest powiązanie tej wytrzymałości z towarzyszącymi jej odkształceniami. Beton nie jest materiałem sprężystym, a zależność pomiędzy naprężeniem a odkształceniem nie jest liniowa. Poza początkowym zakresem, zależności tej nie da się opisać przy pomocy modułu Younga, czyli moduł sprężystości będącego ilorazem naprężenia do spowodowanego tym naprężeniem odkształcenia. Niektóre, szczególnie starsze, modele opisujące zależność naprężenia od odkształcenia [18, 37, 155], wymagają znajomości początkowej wartości modułu Younga w danej temperaturze. W literaturze można znaleźć propozycje różnych wzorów umożliwiających jego wyznaczenie [22, 34, 38, 109, 155, 181]. Z uwagi na nierównomierny rozkład temperatury, w przekroju elementu narażonego na oddziaływanie pożaru, określenie sztywności tego elementu przy zginaniu (EI) oraz sztywności przy ściskaniu (EA), przy użyciu jednej, zastępczej wartości modułu sprężystości E jest bardzo utrudnione.

W sytuacji pożarowej, relacja naprężenia i odkształcenia musi zostać dodatkowo powiązana z temperaturą. Należy również jednoznacznie określić, w jaki sposób, w danym modelu, uwzględniania się odkształcenia reologiczne wywołane przez temperaturę. W zależności od podejścia, odkształcenia ε_{tr} i ε_{cr} mogą być uwikłane w ogólną zależność naprężenia od odkształcenia [37, 140] lub należy je wyznaczyć przy pomocy odrębnych wzorów [18, 169]. W takim przypadku relacja naprężenie odkształcenie uwzględnia tylko odkształcenia wywołane siłą zewnętrzną i pogarszającymi się parametrami wytrzymałościowymi betonu w zależności od temperatury.

Model Anderberga i Thelanderssona

Anderberg i Thelandersson, autorzy jednej z pierwszych prac w tym temacie [18], w roku 1976 zaproponowali model (3.50-3.54), będący modyfikacją klasycznej zależności naprężenie - odkształcenie dla betonu w temperaturze normalnej [109]. Odkształcenia reologiczne od temperatury nie są w nim uwikłane i należy je wyznaczać osobno.

$$\sigma = E \left(\varepsilon - \frac{\varepsilon^2}{2\varepsilon_{u,T}} \right) \quad \text{dla } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1 \quad (3.50)$$

$$\sigma = \sigma_1 + E^- (\varepsilon - \varepsilon_1) \quad \text{dla } \varepsilon_1 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,T} \quad (3.51)$$

We wzorach tych:

$$\sigma_1 = E_T \left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1^2}{2\varepsilon_{u,T}} \right) \quad (3.52)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{u,T} \left(1 - \frac{E^-}{E_T} \right) \quad (3.53)$$

$$\varepsilon_{u,T} = \frac{2\sigma_{u,T}}{E_T} \quad (3.54)$$

Stosowanie modelu wymaga znajomości trzech wartości: $\sigma_{u,T}$, która odpowiada wytrzymałości betonu na ściskanie w danej temperaturze T ; E^- będący współczynnikiem nachylenia opadającej części wykresu (w założeniach modelu przyjmujący wartość stałą równą -880MPa), oraz wartość modułu Younga E_T lub wartość odkształcenia granicznego $\varepsilon_{u,T}$, w obydwu przypadkach dla danej temperatury T . Uzupełnieniem modelu może być podział odkształceń, wywołanych siłą zewnętrzną, na odkształcenia sprężyste i plastyczne [88].

Andenberg i Thelandersson [18], bazując na przeprowadzonych doświadczeniach, wyznaczyli wzory (3.55-3.56) umożliwiające obliczenie wartości odkształcenia od pełzania oraz odkształcenia przejściowego.

$$\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) = -0.00053 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{u,T}} \right) \left(\frac{t}{180} \right)^{0.5} e^{0.00304(T-20)} \quad (3.55)$$

Należy zwrócić uwagę, że odkształcenia od pełzania zależą w tym modelu nie tylko od temperatury, ale również od czasu. Z uwagi na niewielkie wartości, pomimo nie przeprowadzenia badań w tym zakresie, autorzy dopuścili stosowanie wzoru w fazie chłodzenia.

$$\varepsilon_{tr} = -k_{tr} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{u,0}} \right) \varepsilon_{th} \text{ dla } T \leq 550^\circ\text{C} \quad (3.56)$$

Uzupełniający wzór (3.57), dla pozostałego zakresu temperatur, podali Li i Purkiss [109].

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial T} = -0.0001 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{u,0}} \right) \text{ dla } T \geq 550^\circ\text{C} \quad (3.57)$$

Odształcenia przejściowe powiązano liniowo z wartością odkształceń termicznych (FTS). Na podstawie przeprowadzonych przez siebie badań, wartość współczynnika k_{tr} przyjęto na poziomie 2.35. Walidując wzór (3.56) z rezultatami innych badań, zbieżne wyniki uzyskiwano dla wartości $k_{tr} = 2.0$ oraz $k_{tr} = 1.8$. W fazie chłodzenia, założono natychmiastowe ustanie przyrostu odkształceń przejściowych.

Model Diederichsa

Model, uwzględniający wszystkie odkształcenia (oprócz FTS) w dwóch równaniach (3.58-3.59), został wyprowadzony przez Diederichsa w 1987 na podstawie przeprowadzonych przez niego badań [37].

$$\varepsilon - \varepsilon_{th} = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{tr} + \varepsilon_{cr} = \frac{\sigma}{E_0} \left(1 - \frac{E_0}{\sigma_{u,0}} f_{c,T} \right) \quad (3.58)$$

$$f_{c,T} = 3.3 \cdot 10^{-7} (T - 20)^3 - 1.72 \cdot 10^{-4} (T - 20)^2 + 0.0412 (T - 20) \quad (3.59)$$

Model ten wymaga znajomości modułu Younga dla betonu w temperaturze normalnej. Wartości funkcji $f(T)$ zostały dobrane na zasadzie najlepszego dopasowania do uzyskanych wyników badań [37, 109]. Z modelu nie da się wyodrębnić wartości poszczególnych odkształceń. Brak również informacji odnośnie odkształceń reologicznych w fazie chłodzenia.

Model Schneidera

Kolejny model został opracowany przez Schneidera [155]. Wyznaczenie sumy odkształceń mechanicznych i reologicznych odbywa się poprzez pomnożenie naprężeń przez funkcję zgodności $J(T, \sigma)$:

$$J(T, \sigma) = \frac{1}{E} \left(1 + \frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{u,T}} \right)^5 \right) + \frac{\Phi}{E} \quad (3.60)$$

Występujące w tym wzorze zmienne są opisane przez następujące równania (3.61-3.64).

$$E = E_0 \cdot f(T) \cdot \left(1 + \min \left(0.3, \frac{\sigma}{\sigma_{u,0}} \right) \cdot \frac{T-20}{100} \right) \quad (3.61)$$

Funkcja $f(T)$ opisuje zmianę wartości modułu Younga w zależności od temperatury i przyjmuje wartości z przedziału $< 0, 1 >$. Wartość współczynnika n zależy od rodzaju betonu i wynosi 3 dla betonu normalnego oraz 2.5 dla betonu wykonanego przy użyciu kruszywa lekkiego.

$$\Phi = \phi \left(1 + \min \left(0.3, \frac{\sigma}{\sigma_{u,0}} \right) \cdot \frac{T-20}{100} \right) + \min \left(0.3, \frac{\sigma}{\sigma_{u,0}} \right) \cdot \frac{T-20}{100} \quad (3.62)$$

$$\phi = C_1 \tanh \gamma_w (T-20) + C_2 \tanh \gamma_0 (T-T_G) + C_3 \quad (3.63)$$

$$\gamma_w = (0.3\omega + 2.2) \cdot 10^{-3} \quad (3.64)$$

Wartość ω odpowiada procentowej wagowej wilgotności betonu. Współczynniki C_1 , C_2 , C_3 , γ_0 , T_G przyjmuje się z opracowanych przez autora modelu tabel. Ich wartość zależy od rodzaju użytego w betonie kruszywa (krzemianowe, wapienne, lekkie). W modelu nie ma możliwości wyznaczenia poszczególnych wartości odkształceń reologicznych oraz odkształcenia mechanicznego. Oprócz szeregu wyznaczonych empirycznie współczynników, należy znać również wilgotność betonu oraz wartości modułu Younga w całym zakresie temperatury, na którą narażony będzie beton.

Model Khouryego i Terro

W modelu tym, zależność naprężenia od odkształcenia (3.65) została oparta na wytycznych wycofanej już normy brytyjskiej BS8110 [33],

$$\sigma = \frac{E \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)} \quad (3.65)$$

gdzie zakłada się, że styczny moduł Younga jest dwukrotnością modułu siecznego (3.66).

$$E = \frac{2\sigma_{u,T}}{\varepsilon_{u,T}} \quad (3.66)$$

Odształcenia reologiczne są wyznaczane z osobnych wzorów. Bazując na wynikach eksperymentalnych Khouryego [89], Terro [169] opracował do nich równania empiryczne. Odształcenia reologiczne zostały określone mianem *LITS* (load induced thermal strain). Założono, że ich wartość jest liniowo powiązana ze stosunkiem naprężenia do wytrzymałości betonu przed ogrzewaniem (3.67).

$$LITS\left(T, \frac{\sigma}{\sigma_{u,0}}\right) = LITS(T, 0.3) \cdot \left(0.032 + 3.226 \frac{\sigma}{\sigma_{u,0}}\right) \quad (3.67)$$

Wyniki zostały dopasowane do stosunku naprężeń na poziomie równym 0.3. Odształcenia reologiczne dla takiego poziomu naprężeń w zależności od temperatury opisano wielomianem (3.68):

$$LITS(T, 0.3) = -46.87 + 2.73 \cdot T + 6.35 \cdot 10^{-2} \cdot T^2 - 2.19 \cdot 10^{-4} \cdot T^3 + 2.77 \cdot 10^{-7} \cdot T^4 \quad (3.68)$$

Model ten został dopasowany dla wyników w zakresie do 590°C.

Model EC2

Eurokodowski [140] model zależności naprężenie - odkształcenie dla betonu ściskanego w podwyższonej temperaturze opisano wzorem:

$$\sigma_{c,T} = \frac{3\varepsilon f_{c,T}}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,T}}\right)^3\right)} \quad (3.69)$$

Występujące we wzorze $f_{c,T}$, będące wytrzymałością betonu w danej temperaturze T , oraz odpowiadające mu odkształcenia $\varepsilon_{c1,T}$ przedstawiono w formie tabelarycznej. Osobno dla kruszywa krzemianowego i wapiennego. W modelu tym, odkształcenia reologiczne uwzględniono w sposób niejawni. Oznacza to, że zawarte we wzorze (3.69) odkształcenie stanowi sumę: odkształcenia wywołanego siłą zewnętrzną ε_σ , odkształcenia od pełzania ε_{cr} , oraz odkształcenia przejściowe ε_{tr} :

$$\varepsilon = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{tr} + \varepsilon_{cr} \quad (3.70)$$

Wyznaczenie wartości poszczególnych składowych nie jest możliwe. Model ten można stosować dla betonu dowolnej klasy, w całym zakresie temperatur generowanym przez krzywą ISO. Znajomość modułu Younga nie jest wymagana. Uzyskane wyniki uwzględniają wszystkie obciążenia reologiczne. Zależność jest łatwa do implementacji w modelu MES.

Model ma jednak dwie istotne wady. Bez względu na to czy obciążenie zostanie przyłożone przed, w trakcie, czy po ogrzaniu elementu, otrzymany wynik będzie taki sam, co jest niezgodne z prawdą. Ponadto model nie nadaje się do uwzględniania fazy chłodzenia gdyż traktuje wszystkie odkształcenia jako odwracalne, podczas gdy odkształcenia reologiczne takie nie są. Model ten jest skuteczny w przypadku analizy elementów obciążonych przed rozpoczęciem ogrzewania, i których temperatura w analizowanym okresie nie maleje, co podkreślono w komentarzu w drafcie eurokodu [146]. Zakres stosowania modelu można jednak rozszerzyć, w przypadku uwzględnienia dodatkowych założeń, co uczyniono dalej w niniejszej pracy podczas obliczeń numerycznych.

Model ETC

Gerney i Franssen zaproponowali modyfikację modelu EC2, nazwaną roboczo ETC (ang: *Explicit Transient creep*) [54, 56, 57]. Założeniem było wyodrębnienie wprost wartości odkształceń reologicznych (3.71).

$$\varepsilon^{implicit} = \varepsilon_{\sigma}^{explicit} + \varepsilon_{tr} \quad (3.71)$$

Wykorzystano fakt, że model odkształcenie - naprężenie, zawarty w pierwszej propozycji eurokodu (ENV) [42], powstał w oparciu o wyniki nie uwzględniające istotnego wpływu odkształceń reologicznych. Model EC2, który ostatecznie znalazł się w eurokodzie [140], wpływy te uwzględniał. Wartość odkształceń reologicznych uzyskano obliczając różnicę pomiędzy podejściami EC2 i ENV (3.72).

$$\varepsilon_{tr}(T, \sigma) = \frac{\sigma}{E_{EC2}} - \frac{\sigma}{E_{ENV}} = \frac{2}{3} \frac{(\varepsilon_{c1,EC2} - \varepsilon_{c1,ENV,min})}{f_{c,T}/f_{ck}} \frac{\sigma}{f_{ck}} = \phi(T) \frac{\sigma}{f_{ck}} \quad (3.72)$$

Następnie wzory (3.71-3.72) podstawiono do wzoru (3.69), uzyskując:

$$\frac{\sigma_{c,T}}{f_{c,T}} = \frac{3 \left(\varepsilon_{\sigma}^{explicit} + \phi(T) \sigma / f_{ck} \right)}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{\sigma}^{explicit} + \phi(T) \sigma / f_{ck}}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)} \quad (3.73)$$

Używanie modelu wymaga dodatkowych obliczeń iteracyjnych w celu wyodrębnienia wartości naprężeń σ . Znając historię obciążenia elementu, model można wykorzystać bez względu na to czy obciążenie zostanie przyłożone przed, w trakcie, czy po ogrzaniu elementu.

Inne modele

Powołując się na pracę Rittera z 1899 [151], Hognestada z 1951 [78] i Schneidera z 1976 [157] Lie wraz z zespołem [114] zaproponowali zależność naprężenia od odkształcenia,

uwzględniającą odkształcenia reologiczne (3.74-3.76).

$$\sigma_c = \sigma_{u,T} \left(1 - \left(\frac{\varepsilon_{u,T} - \varepsilon}{\varepsilon_{u,T}} \right)^2 \right) \text{ dla } \varepsilon \leq \varepsilon_{u,T} \quad (3.74)$$

$$\sigma_c = \sigma_{u,T} \left(1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{u,T}}{3\varepsilon_{u,T}} \right)^2 \right) \text{ dla } \varepsilon \geq \varepsilon_{u,T} \quad (3.75)$$

$$\varepsilon_{u,T} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \cdot 10^{-6} \quad (3.76)$$

W 2004 roku Kodur [98], zmodyfikował te wzory i dostosował je na potrzeby betonów wysokiej wytrzymałości (3.77-3.79).

$$\sigma_c = \sigma_{u,T} \left(1 - \left(\frac{\varepsilon_{u,T} - \varepsilon}{\varepsilon_{u,T}} \right)^{2.28-0.12\sigma_{u,0}} \right) \text{ dla } \varepsilon \leq \varepsilon_{u,T} \quad (3.77)$$

$$\sigma_c = \sigma_{u,T} \left(1 - \left(\frac{30(\varepsilon - \varepsilon_{u,T})}{(130 - \sigma_{u,0})\varepsilon_{u,T}} \right)^2 \right) \text{ dla } \varepsilon \geq \varepsilon_{u,T} \quad (3.78)$$

$$\varepsilon_{u,T} = 0.018 + (6.7\sigma_{u,0} + 6T + 0.03T^2) \cdot 10^{-6} \quad (3.79)$$

W opisie modelu nie ma odniesień do odkształceń reologicznych. Nie są podane żadne wzory pozwalające na ich wyznaczenie. Pomimo, że wzory Lie (3.74-3.76) uwzględniały odkształcenia reologiczne, nie jest jasne, czy są one uwzględnione w modyfikacji Kodura (3.77-3.78). W opisie badań znajduje się jedynie informacja, że odkształcenia reologiczne są znaczące w późniejszych etapach i nie mogą być całkowicie uwzględnione w obliczeniach.

Własną zależność (3.80-3.81), również dla beton wysokiej wytrzymałości, wyprowadzono w 2016 roku w Chinach [182].

$$\sigma_c = \sigma_{u,T} \left(-0.99 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^3 + 1.31 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 + 0.68 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) \right) \text{ dla } \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (3.80)$$

$$\sigma_c = \sigma_{u,T} \left(\frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) + 1.75}{18.11 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 - 36.30 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) + 20.94} \right) \text{ dla } \varepsilon > \varepsilon_u \quad (3.81)$$

W opisie badań nie wspomniano o odkształceniach reologicznych betonu w podwyższonej temperaturze. Domniemywa się, że opracowując zależność na podstawie wyników doświadczalnych, odkształcenia te są uwzględniane.

Dla betonu normalnej wytrzymałości, odpowiedni model (3.82-3.84) opracowano w 2006 roku na Tajwanie [35].

$$\sigma_{c,T} = \sigma_{u,T} \frac{\frac{E_{or}}{E_{pr}} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)}{1 + \left(\frac{E_{or}}{E_{pr}} - \frac{n}{n-1} \right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) + \left(\frac{1}{n-1} \right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^n} \quad (3.82)$$

$$n = \max \left(\frac{\sigma_{u,T}}{12} + 0.77, 1 \right) \cdot \left(\frac{E_{or}}{E_{pr}} \cdot \frac{E_p}{E_0} \right) \quad (3.83)$$

$$E_0 = 5000\sqrt{\sigma_{u,T}} \quad (3.84)$$

Metoda ta wymaga znajomości aż czterech różnych wartości modułu Younga. E_{pr} jako sieczny moduł sprężystości w podwyższonej temperaturze, w punkcie odpowiadającym $\sigma_{u,T}$. E_{or} jako początkowy styczny moduł sprężystości betonu w podwyższonej temperaturze. E_p , którego wartości nie wyjaśniono w opisie. Zależności te uwzględniają odkształcenia reologiczne betonu w podwyższonej temperaturze. Zależność naprężenie - odkształcenie, dla betonu o wytrzymałości 20 MPa, opisano w raporcie [19] indyjskich badaczy z roku 2020 (3.85-3.86).

$$\sigma_{c,T} = \sigma_{u,T} \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{u,T}}{\varepsilon_{u,T}} \right) \quad (3.85)$$

$$\varepsilon_{u,T} = 0.0025 + (5.8T + 0.03T^2) \quad (3.86)$$

Przegląd literatury w tym temacie można odnaleźć w pracach [23, 109, 185].

3.2.8 Rozwiązania uzupełniające

Istotną różnicą pomiędzy obecnym eurokodem [140] a jego najnowszym draftem [146], jest ilość informacji na temat użycia włókien polipropylenowych i stalowych, w celu zabezpieczenia przed łuszczeniem i odpryskiwaniem betonu narażonego na warunki podwyższonej temperatury.

Eurokod [140], zaleca stosowanie włókien polipropylenowych w ilości minimum 2 kg/m³ w celu zabezpieczenia przed odpryskiwaniem betonu wysokiej wytrzymałości w warunkach podwyższonej temperatury. W najnowszym draftcie eurokodu [146] włókna polipropylenowe są już szczególnie zalecanym środkiem zapobiegawczym przeciw odpryskiwaniu betonu. Są również wymagane (w przypadku nieprzeprowadzenia odpowiednich badań) dla mieszanek betonowych z użyciem kruszyw lekkich i z recyklingu. Wpływ włókien na beton w warunkach podwyższonej temperatury opisano w pracach [79, 163, 149]. W draftcie znajdziemy również informacje o zasadach stosowania betonów z włóknami stalowymi w warunkach podwyższonej temperatury, których wpływ przeanalizowano w pracy [110]; oraz o warstwach ochronnych ograniczających łuszczenie się betonu, których pozytywny wpływ dowiedziono badaniami [30, 163, 160]. Warstwy ochronne z kompozytu można zakładać na element konstrukcyjny jako dodatkowe zabezpieczenie przed pożarem oraz jako wzmocnienie konstrukcji, która pożar przetrwała [173].

3.3 Stal zbrojeniowa w warunkach podwyższonej temperatury

3.3.1 Właściwości termiczne

Stal zbrojeniowa ma istotny wpływ na nośność elementu żelbetowego. Jednakże w analizie termicznej, podczas generowania rozkładu temperatury, jej obecność może być pomijana [140]. Wynika to z faktu, że stal zbrojeniowa jest w elemencie żelbetowym otulona betonem, który chroni ją przed bezpośrednim oddziaływaniem warunków zewnętrznych, w tym temperatury. Ponadto, powierzchnia zbrojenia stanowi zaledwie kilka procent powierzchni przekroju elementu żelbetowego (w przypadku słupa żelbetowego zalecany stopień zbrojenia to 2-4%). Dodatkowo, z uwagi na rozkład sił w przekroju, zbrojenie jest zwykle rozkładane po jego obwodzie, co powoduje, że stal nie przyspiesza migracji ciepła w kierunku środka przekroju. Uwzględnienie zbrojenia podczas generowania rozkładu temperatury w niewielkim stopniu zmienia uzyskiwane wartości przy jednoczesnym wydłużeniu czasu obliczeń. Uzyskanie zbieżności rozwiązania dla niewielkiego elementu, dobrze przewodzącego ciepło wymaga zastosowanie kroku czasowego na poziomie dziesiątej części sekundy.

Właściwości termiczne stali mają istotny wpływ na rozkład temperatury w przypadku konstrukcji zespolonych takich jak np. rury stalowe wypełnione betonem [165]. eurokod żelbetowy [140] nie zawiera opisu właściwości termicznych stali zbrojeniowej takich jak ciepło właściwe i przewodność cieplna. Można je znaleźć w eurokodzie stalowym [141] i zespolonym [142].

Wydłużalność termiczna

Z punktu widzenia eurokodu [140], wydłużalność termiczna stali zbrojeniowej jest określana wzorami (3.87-3.89):

$$\varepsilon_{th} = -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot T + 0.4 \cdot 10^{-8} \cdot T^2 \text{ dla } 20^\circ C \leq T < 750^\circ C \quad (3.87)$$

$$\varepsilon_{th} = 11 \cdot 10^{-3} \text{ dla } 750^\circ C \leq T < 860^\circ C \quad (3.88)$$

$$\varepsilon_{th} = -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot T \text{ dla } 860^\circ C \leq T < 1200^\circ C \quad (3.89)$$

W zakresie do $500^\circ C$ wartość odkształceń od wydłużalności termicznej betonu i stali kształtuje się na zbliżonym poziomie.

3.3.2 Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie, moduł Younga

Podobnie jak w przypadku betonu, temperatura wpływa na obniżenie parametrów wytrzymałościowych i modułu Younga stali. Wynika to z procesów fizykochemicznych zachodzących w strukturze, które nie będą tu omawiane. Należy zaznaczyć, że produkcja obecnie stosowanych prętów zbrojeniowych jest przeprowadzana w warunkach podwyższonej temperatury. Przechodzą one proces tzw umacniania cieplnego, polegający na trzy-etapowym chłodzeniu, który prowadzi do osiągnięcia odpowiednich właściwości wytrzymałościowych [106].

Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie

Eurokod [140] zawiera trzy warianty doboru współczynników redukcyjnych wytrzymałości stali. Wariant pierwszy i drugi dotyczy zbrojenia tylko rozciąganego, odpowiednio walcowanego lub obrabianego na zimno, przy odkształceniach równych lub większych niż 2%. Wariant trzeci dotyczy zbrojenia ściskanego i rozciąganego przy odkształceniach mniejszych niż 2%. Pomimo braku odpowiednich badań [95], przyjmuje się, że w podwyższonej temperaturze, wytrzymałość stali na ściskanie redukuje się dokładnie w ten sam sposób co w przypadku wytrzymałości na rozciąganie. W przypadku elementów słupowych odpowiednim wyborem będzie wariant trzeci. W takim przypadku współczynnik redukcyjny stali $k_{s,T}$ przyjmuje wartości 1 dla temperatury nie większej niż 100°C, 0.7 dla temperatury 400°C, 0.57 dla temperatury 500°C, 0.1 dla temperatury 700°C oraz 0.0 dla temperatury 1200°C [140]. Wartości pośrednie należy interpolować liniowo.

Jako że stal jest jednym z najpopularniejszych materiałów konstrukcyjnych, ilość badań nad wpływem temperatury na redukcję jej parametrów wytrzymałościowych jest znaczna. Porównanie rezultatów, łącznie prawie trzydziestu różnych badań, odnaleźć można w pracach [41, 95, 181]. Na bazie dostępnych wyników, podobnie jak w przypadku betonu, Hertz [75] zaproponował wyznaczenie wartości współczynnika redukcyjnego wytrzymałości stali przy pomocy jednego wzoru. Wartość współczynników k, T_1, T_8, T_{64} we wzorze (3.90) dobiera się w zależności od technologii produkcji prętów zbrojeniowych oraz założonych odkształceń granicznych.

$$k_{s,T} = k + \frac{1 - k}{1 + \frac{T}{T_1} + \left(\frac{T}{T_2}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_8}\right)^8 + \left(\frac{T}{T_{64}}\right)^{64}} \quad (3.90)$$

Niewątpliwą zaletą stosowania wzoru zaproponowanego przez Hertza jest możliwość uzyskania dokładnej wartości dla dowolnej temperatury bez potrzeby interpolacji danych tabelarycznych.

Moduł Younga

Podobnie jak w przypadku redukcji wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie, w eurokodzie [140] znajdziemy odpowiednie wartości redukujące moduł Younga w zależności od temperatury, których wartości pośrednie można interpolować liniowo. Należy zwrócić uwagę, że redukcja modułu Younga nie zależy od typu pręta (walcowany, obrabiany na zimno) ani charakteru naprężeń (ściskanie, rozciąganie). Stopień jego redukcji w zakresie do 400°C pokrywa się z redukcją wytrzymałości na ściskanie prętów walcowanych. W pozostałym zakresie przebiega na nieidentycznym, ale bardzo zbliżonym poziomie co w praktyce powoduje praktycznie stałą wartość odkształcenia przy osiągnięciu granicy proporcjonalności $\varepsilon_{sp,T}$, co jest istotne w kontekście założeń późniejszego przykładu obliczeniowego.

Faza chłodzenia

W fazie chłodzenia, dodatkowa redukcja parametrów wytrzymałościowych występuje w przypadku wcześniejszego osiągnięcia przez stal temperatury powyżej 500°C [168], 600°C [131] lub 700°C [188]. W przypadku bezpośredniej ekspozycji stali na środowisko zewnętrzne, wartość redukcji parametrów wytrzymałościowych zależy również od sposobu chłodzenia (powietrzem lub wodą) [64]. W przypadku prętów zbrojeniowych otulonych betonem, nie ma to istotnego wpływu.

3.3.3 Zależność naprężenie odkształcenie

Pierwszy model [148] opisujący zależność naprężenia od odkształcenia dla różnych metali (w tym stali) został opracowany w latach 40. przez Ramberga i Osgooda. W następnych dekadach pojawiły się próby opisu efektu pełzania stali w warunkach podwyższonej temperatury [39, 71], co spowodowało potrzebę opracowywania nowych modeli, które uwzględniałyby efekty oddziaływań podwyższonej temperatury oraz towarzyszącego jej pełzania. Powstało kilka takich modeli opracowanych m.in. przez Anderberga [16] oraz Ruberta i Schaumanna [152], których to model został zaadaptowany na potrzeby powstających eurokodów. Wartość odkształcenia przy osiągnięciu granicy plastyczności $\varepsilon_{sy,T}$ przyjęto na poziomie 2% choć przeprowadzono badania, w których rozważano przyjęcie również innych wartości [93]. Ostatecznie, ten sam model zależności naprężenia od odkształcenia dla stali znalazł się zarówno w eurokodzie żelbetowym [140], zespolonym [142] jak i stalowym [141]. Model opisany jest wzorami zamieszczonymi w tabeli 3.1, które z racji użycia przy tworzeniu modelu obliczeniowego zostały przywołane w całości.

Tabela 3.1: Matematyczny model związków naprężnie - odkształcenie dla stali zbrojeniowej w podwyższonej temperaturze zawarty w eurokodzie [140]

Zakres	Naprężenie σ_T	Moduł styczny
sprężysty $\varepsilon < \varepsilon_{sp,T}$	$\varepsilon E_{s,T}$	$E_{s,T}$
przejściowy eliptyczny $\varepsilon_{sp,T} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,T}$	$f_{sp,T} - c + \frac{b}{a} [a^2 - (\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,T})^2]^{0.5}}$
plastyczny $\varepsilon_{sy,T} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,T}$	$f_{sy,T}$	0
opadający $\varepsilon_{st,T} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,T}$	$f_{sy,T} \left[1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{st,T}}{\varepsilon_{su,T} - \varepsilon_{st,T}} \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,T}$	0	-
Parametr	$\varepsilon_{sp,T} = \frac{f_{sp,T}}{E_{s,T}} \quad \varepsilon_{sy,T} = 0,02 \quad \varepsilon_{st,T} = 0,15 \quad \varepsilon_{su,T} = 0,20$ Dla zbrojenia klasy A: $\varepsilon_{st,T} = 0,05 \quad \varepsilon_{su,T} = 0,10$	
Funkcje	$a^2 = (\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T}) \left(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T} + \frac{c}{E_{s,T}} \right)$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T}) E_{s,T} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,T} - f_{sp,T})^2}{(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T}) E_{s,T} - 2(f_{sy,T} - f_{sp,T})}$	

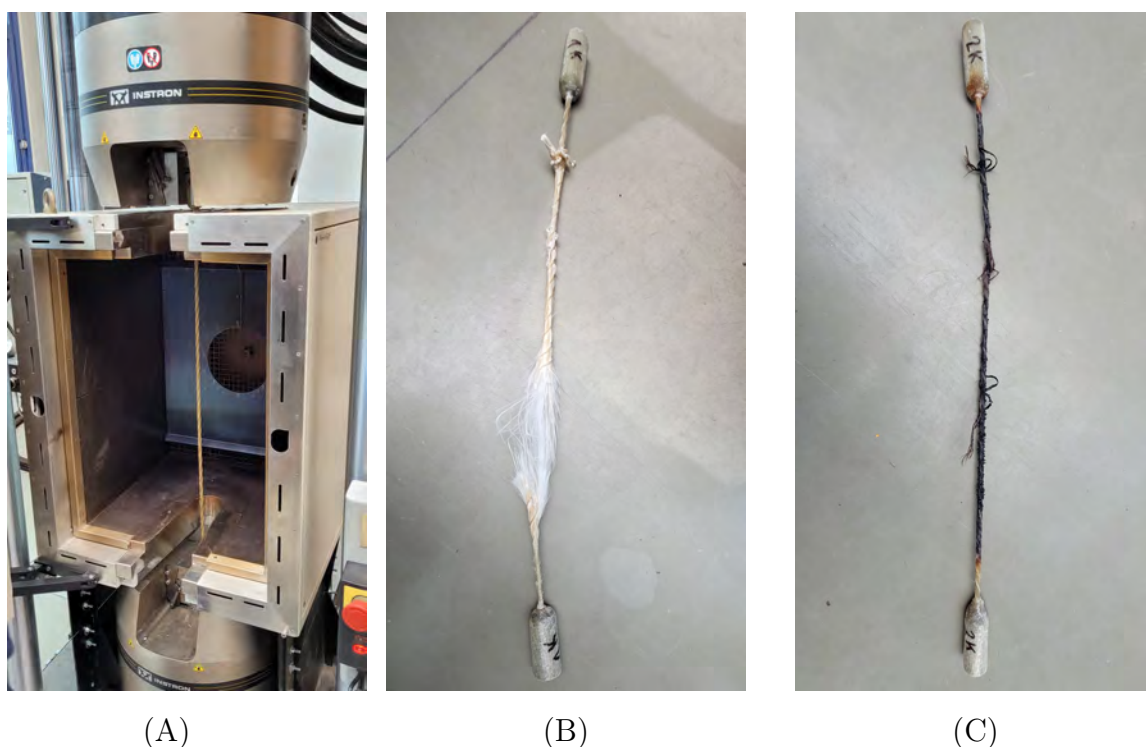
Stosowanie modelu wymaga znajomości wartości wytrzymałości stali i modułu Younga w warunkach temperatury normalnej. Przy pomocy dołączonych tablic [140], z danych tych wyznacza się następnie wartości zależne od temperatury ($E_{s,T}$ - moduł sprężystości liniowej, $f_{sp,T}$ - naprężenie przy osiągnięciu granicy proporcjonalności, $f_{sy,T}$ - naprężenie przy osiągnięciu granicy plastyczności, $\varepsilon_{sp,T}$ - odkształcenie przy osiągnięciu granicy proporcjonalności). Wartości pozostałych parametrów, uwikłanych we wzorach ($\varepsilon_{sy,T}$ - odkształcenie przy osiągnięciu granicy plastyczności, $\varepsilon_{st,T}$ - odkształcenie przy końcu plastycznego płynięcia, $\varepsilon_{su,T}$ - odkształcenie graniczne), zależą jedynie od klasy zbrojenia i są stałe w całym zakresie temperatur. Potwierdzono dobrą zbieżność modelu z wynikami doświadczalnymi [135]. Należy jednak zwrócić uwagę, że według założeń, model zawarty w eurokodzie [141, 142] daje prawidłowe wyniki, jeżeli szybkość ogrzewania mieści się w przedziale od 2 do 50 K/min. Szybkość ogrzewania nie jest jednak uwikłana we wzory co powoduje otrzymanie takiej samej wartości końcowej bez względu na to czy szybkość ogrzewania wynosi 2 czy 5 K/min. Jest to wada modelu gdyż wpływu szybkości nagrzewania na zmianę parametrów wytrzymałościowych, wykazano doświadczalnie przez polskich badaczy [29]. Dodatkowo należy zaznaczyć, że model powstał na bazie doświadczeń przeprowadzanych przy stałym obciążeniu i zmieniającej się temperaturze. Oznacza to, że model uwzględnia w swoich równaniach zjawisko pełzania w warunkach podwyższonej temperatury.

W literaturze znane są też inne, współcześniejsze, propozycje zależności naprężenie - odkształcenie. Skupiają się one na lepszym odwzorowaniu rzeczywistego przebiegu zależności naprężenie-odkształcenie [144] oraz dokładniejszym uwzględnieniu wpływu pełzania [43, 95]. W pracy [172] zaproponowano model, który wyłącza wpływ pełzania z modelu eurokodowskiego, co może ułatwić jego zastosowanie między innymi w fazie chłodzenia. Efekt ten osiągnięto stosując te same wzory ale przyjmując granicę plastyczności na poziomie 1% zamiast wspomnianych wcześniej 2%.

3.3.4 Rozwiązania alternatywne

Obecnie na rynku dostępne są pręty epoksydowe, które są oferowane jako zamienniki zbrojenia stalowego. Charakteryzują się wysoką wytrzymałością na rozciąganie (1250 MPa), lekkością (są 4 krotnie lżejsze od stali) oraz całkowitą odpornością na korozję. Analiza ich wpływu na nośność elementów betonowych w warunkach normalnych jest dobrze opisana w literaturze [101, 102, 104]. Autor przeprowadził wstępne badania mające określić potencjalną przydatność prętów epoksydowych w konstrukcjach narażonych na oddziaływanie podwyższonej temperatury. W tym celu pręty poddano bezpośredniemu oddziaływaniu na temperaturę w zakresie do 400°C. W temperaturze normalnej potwierdzono wytrzymałość

na rozciąganie powyżej 1000 MPa. W temperaturze 200°C wytrzymałość na rozciąganie wyniosła ok 700 MPa natomiast w temperaturze 400°C ok 200 MPa. Podczas ogrzewania pręty ulegały trwałym uszkodzeniom mechanicznym (pękanie włókien szklanych, kruszenie się warstwy żywicznej) jak i przemianom chemicznym (zmiana koloru na czarny, wydzielanie się nieprzyjemnego i potencjalnie trującego zapachu). W temperaturze 400°C przemiany chemiczne zachodziły bez względu na poziom przyłożonego obciążenia. Z uwagi na fakt, że beton osiąga temperaturę 400°C w odległości 4 cm od krawędzi ogrzewanej już po 30 minutach oddziaływania standardowej krzywej temperatura-czas, uznano że pręty te nie mają żadnej przydatności w konstrukcjach narażonych na oddziaływanie pożaru.



Rysunek 3.2: Badania wstępne nad prętami epoksydowymi.

(A) - stanowisko badawcze z komorą termiczną, (B) - pręt zniszczony w temperaturze 200°C, (C) - pręt zniszczony w temperaturze 400°C. Źródło własne.

3.4 Normowe metody wyznaczania nośności słupów żelbetowych w warunkach pożaru

W obecnie obowiązującej normie [140], znajdziemy szereg metod pozwalających na wyznaczenie nośności słupów żelbetowych w warunkach pożaru. Są to zarówno metody tabelaryczne jak i tzw. metody uproszczone, które pozwalają uwzględnić rozkład temperatury w przekroju, podczas wyznaczania nośności elementu w warunkach pożaru, przy

pomocy klasycznych metod projektowania. Metody te, wraz z ich ograniczeniami w stosowaniu zestawiono w tabeli 3.2.

Tabela 3.2: Metody obliczania nośności słupów żelbetowych w warunkach pożaru wraz z ich ograniczeniami [166]

Warunek	Metody tabelaryczne				Metody uproszczone		
	A	B	C (do 2019)	C (od 2019)	Izotermy 500°C	Strefowa	Oszacowania krzywizny
Długość efektywna	3 m (tabela) 6 m (wzór)	-	-	-	-	-	-
Smukłość	-	30	80	55	-	-	-
Mimośród pierwszego rzędu	<0.15 min(b, h)	<min(0.25b; 100 mm)	<min (0.5b; 200 mm)	100 mm	-	-	-
Tylko konstrukcje usztywnione	tak	tak	tak	nie	nie	nie	tak
Ogrzewane strony	1 lub >1 (tabela) >1 (wzór)	brak rekomendacji	>1	brak rekomendacji	dowolna	dowolna	dowolna
Zmiany w prEN [146]	zmieniony zakres stosowania	usunięta dla słupów, zmodyfikowana dla ścian, belek i płyt		zmodyfikowana	usunięta	zmodyfikowana	bez zmian

Oznaczenia: h - wysokość przekroju, b - szerokość przekroju

W dalszej części rozdziału przedstawione zostaną założenia i ograniczenia trzech metod analitycznych: metody A, metody Izotermy 500°C i metody Strefowej. Świadomie zrezygnowano z omówienia metody oszacowania krzywizny i metod tabelarycznych (za wyjątkiem metody A, która składa się zarówno z części tabelarycznej jak i analitycznej). Obecne metody tabelaryczne (B i C) mają ograniczony zakres stosowania i były wielokrotnie krytykowane [10, 48]. Pomimo, że obydwie zostały opracowane przy użyciu tej samej metody (oszacowania krzywizny), możliwe jest otrzymanie odmiennych rezultatów dla tych samych danych wejściowych. W najnowszym drafcie eurokodu [146], dla słupów żelbetowych zlikwidowano metodę B. Metodę C zmodyfikowano i rozszerzono zakres jej stosowania. Należy wspomnieć, że w literaturze znajdziemy również propozycje innych metod uproszczonych, będących alternatywą dla metod normowych [150, 167]

3.4.1 Metoda A

Metoda A została zaproponowana w 1995 roku [40], a następnie udoskonalona w roku 2000 [48]. Obydwie propozycje były oparte na:

“best fit equations, not based on any consideration of equilibrium” [48]

Oba opracowania bazowały na tym samym zestawie danych: 21 prób NRC, 39 prób TUBr, 4 prób ULg oraz 12 prób RUG w przypadku [48] i 18 RUG w przypadku [40]. W pracy [49] wprowadzono niewielką zmianę części współczynników i w tej formie metoda trafiła do eurokodu [140]. Bazując na 4 dodatkowych testach, dowiedziono, że metodę można stosować również dla słupów o przekroju kołowym [50]. Rozwój metody A jest bardzo dobrze udokumentowany, w przeciwieństwie do niektórych innych części eurokodu.

Metoda A składa się z dwóch części. Pierwszą z nich jest tabela, która dla zadanej odporności ogniowej i współczynnika redukcyjnego poziomu obciążenia pozwala odczytać minimalną szerokość słupa oraz odległość osiową głównych prętów zbrojenia od krawędzi przekroju. Tabelę można stosować do słupów usztywnionych o długości efektywnej w warunkach pożaru $l_{o,fi} \leq 3$ m oraz o stopniu zbrojenia $<4\%$. Maksymalny mimośród przyłożenia siły według [140] nie może przekraczać $0.15 \min\{b, h\}$ gdzie b i h to odpowiednio szerokość i wysokość przekroju. W drafcie eurokodu [146] wprowadzono zmiany w zakresie stosowania części tabelarycznej. Wprowadzono warunek długości efektywnej w warunkach pożaru dla słupów okrągłych $l_{o,fi} \leq 2.5$ m, a maksymalny mimośród przyłożenia siły zmieniono na $0.25 \min\{b, h\}$. Dodatkowo rozbudowano i zmieniono tabelę dla słupów ogrzewanych z jednej strony.

Druga część metody A pozwala wyznaczyć czas odporności słupa w warunkach pożaru przy pomocy wzoru (3.91), w którym dopuszczalna długość efektywna słupa w warunkach pożaru wynosi $l_{o,fi} \leq 6$ m. Draft eurokodu [146] zmniejszył tę wartość do poziomu $l_{o,fi} \leq 3$ m dla słupów o przekroju prostokątnym oraz $l_{o,fi} \leq 2.5$ m dla słupów o przekroju okrągłym. Przedstawiono również sposób wyznaczania efektywnej długości słupów żelbetowych w warunkach pożaru w konstrukcjach usztywnionych, który wcześniej był zawarty w eurokodzie dotyczącym konstrukcji zespolonych [142].

$$R = 120 \left(\frac{R_{\mu fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1.8} \leq 240 \text{ min} \quad (3.91)$$

Zawarte w wzorze (3.91) współczynniki zależą kolejno od: poziomu obciążenia i stopnia zbrojenia, odległości osiowej prętów zbrojeniowych od krawędzi, długości wyboczeniowej

w warunkach pożaru, wymiarów przekroju, ilości zbrojenia. Szczegółowe wzory wraz z wyjaśnieniem zawarto w normie [140] i opracowaniu [83].

Zaletą Metody A jest możliwość oszacowania nośności słupa w warunkach pożaru bez konieczności wyznaczania rozkładu temperatury w jego przekroju poprzecznym. Ograniczenia metody A sprawiają, że możliwa jest ocena nośności słupów w warunkach pożaru, tylko w przypadkach, w których siła osiowa jest przyłożona w rdzeniu przekroju. Problematyczne jest również stwierdzenie, że metodę można stosować do słupów głównie ściskanych w konstrukcjach usztywnionych [140]. Jako usztywnione rozumie się słupy żelbetowe o węzłach nieprzesuwnych. W rzeczywistości zakres przydatności metody ogranicza się do równomiernie rozstawionych słupów, usztywnionych stropami. Sytuacja taka jest spotykana w budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej. Metoda A nie nadaje się do stosowania w budownictwie przemysłowym, w którym słupy są obciążone siłą osiową na dużym mimośrodku (generowanym np. od suwnic) oraz nie są usztywnione (np. przy przegubowym oparciu stalowej kratownicy na głowicy słupa). Metoda A powstała na zasadzie najlepszego empirycznego dostosowania wzoru do wyników doświadczalnych [166]. Z założenia, metoda ta powinna być dokładana dla dopuszczalnego zakresu stosowania.

3.4.2 Metoda Izotermi 500

Metoda izotermi 500°C została po raz pierwszy zaprezentowana w pracy [15] jako propozycja uproszczonej metody wyznaczania nośności w warunkach pożaru dla elementów zginanych. W eurokodzie [140] dopuszczono jej stosowanie zarówno dla belek jak i słupów. Autorowi nie udało się odnaleźć publikacji, która poddawała by walidacji metodę izotermi 500°C na większej próbie przypadków. W przypadku metody izotermi 500°C opracowanej dla belek, taka walidacja nie istnieje.

W literaturze znajdziemy różne stanowiska odnośnie skuteczności metody. W pracach [36, 108] stwierdzono, że metoda jest niekonserwatywna. W pracy [177], metodę izotermi 500°C uznano za dokładną, w przypadku ekspozycji na ogień trwającej nie dłużej niż 60 min. Dla ekspozycji dłuższej niż 90 min, a także w przypadku małych przekrojów, zalekomendowano użycie izotermi 550°C lub 600°C. W pracy [122] wykazano dobrą zbieżność pomiędzy opracowanym modelem a metodą izotermi 500°C. Przykłady zaprezentowane w fib Model Code z roku 2010 [45] również wykazywały wysoką zbieżność wyników uzyskanych przy pomocy metody izotermi 500°C i tzw "metod dokładnych". Ostatecznie, w najnowszym draftie eurokodu [146], metoda izotermi 500°C nie została dopuszczona do stosowania. W momencie jego wejścia w życie i uprawomocnienia, metoda ta prawdopodobnie przestanie być powszechnie stosowana.

Metoda Izotermi 500°C wymaga wyznaczenia rozkładu temperatury w przekroju poprzecznym elementu. Eurokod [140] zaleca stosowanie standardowej krzywej temperaturowej. Inne krzywe są dopuszczalne pod warunkiem wykonania osobnej analizy zmiany wytrzymałości betonu w funkcji temperatury. Głównym założeniem metody jest uwzględnienie wpływu temperatury poprzez redukcję wymiarów przekroju bez zmiany parametrów wytrzymałościowych betonu. Przyjmuje się, że beton o temperaturze powyżej 500°C jest zniszczony i nie posiada jakiejkolwiek wytrzymałości i sztywności. Beton o temperaturze niższej niż 500°C nie zmienia swoich właściwości. Z każdej nagrzewanej strony przekrój redukuje się o grubość a_{500} . Wielkość tą wyznacza się jako średnią odległość izotermi 500°C od krawędzi przekroju w strefie ściskanej. Parametry wytrzymałościowe stali redukuje się w zależności od jej temperatury poprzez opisany wcześniej współczynnik $k_{s,T}$. Następnie klasycznymi metodami zawartymi w normie [139] oraz w opracowaniu [176], sprawdzana jest nośność zredukowanego przekroju, która z kolei jest porównywana z efektem oddziaływań wyznaczonych dla sytuacji pożarowej. W przypadku gdy nośność jest większa niż efekt oddziaływań uznaje się, że element ma odpowiednią nośność w warunkach pożaru.

Metoda Izotermi 500°C posiada pewne ograniczenie w postaci minimalnej szerokości przekroju. Wynika ono z faktu, że ogrzewany dostatecznie długo słup żelbetowy może w każdym miejscu przekroju osiągnąć temperaturę 500°C co przy założeniach metody prowadzi do całkowitej redukcji betonu i pozostawieniu samych prętów zbrojeniowych, których wytrzymałość po odpowiednie długim czasie również redukuje się do zera. Sytuacja, w której pręty zbrojeniowe znajdują się poza obrysem przekroju zredukowanego następuje, dla osiowej odległości zbrojenia od krawędzi przekroju $a = 50$ mm, po około 120 min. Metoda Izotermi 500°C dopuszcza taką sytuację, o czym trzeba pamiętać przy wymiarowaniu nośności przekroju zredukowanego metodami klasycznymi. Zaletą metody Izotermi 500°C jest możliwość odczytu wartości a_{500} z gotowych profili temperatury w przekroju zawartych w eurokodzie [140] oraz polskim opracowaniu [105].

3.4.3 Metoda Strefowa

Metodę Strefową zaproponował Kristian Hertz w swoim liście do CEN w 1993 roku. Siedem lat później [74], przedstawiono walidację metody opartą na 50 testach laboratoryjnych (45 TUBr, 2 NRC, i 3 z innych źródeł). Opublikowanie podstawowych założeń i wyprorowadzenie wzorów metody [77], z walidacją opartą na tym samym zestawie 50 kolumn, zajęło jej autorowi kolejne dwie dekady. Metoda strefowa zawarta w eurokodzie [140], oparta na redukcji wymiarów przekroju oraz parametrów wytrzymałościowych betonu

i stali, nieznacznie odbiega od tej opracowanej przez Hertza [77]. W pracach [8, 9, 12, 13], zaproponowano rozszerzoną metodę strefową, przedstawiono założenia i przeprowadzono walidację na nieznacznie powiększonym zestawie danych (56 kolumn z TUBr, ULg i RUG). Autor przeprowadził własną walidację metody Strefowej opartą na 79 wynikach badań eksperymentalnych, którą została opublikowana w formie artykułu [83]. Wyjaśniono przyjęte założenia oraz przedstawiono krok po kroku algorytm obliczeniowy.

Metoda Strefowa podobnie jak metoda Izotermy 500°C wymaga wyznaczenia rozkładu temperatury w przekroju poprzecznym elementu. Ideą metody jest założenie, że rzeczywisty przekrój, którego każdy punkt posiada inne właściwości, zastępuje się przekrojem, który w każdym punkcie ma takie same odpowiednio uśrednione parametry wytrzymałościowe. Uśrednienie właściwości dokonuje się poprzez podział przekroju na n równoległych stref (minimum 3) o równej grubości. W każdej ze stref wyznacza się średnią temperaturę T_i oraz odpowiadające jej współczynniki redukcyjne parametrów wytrzymałościowych $k_c(T_i)$. Na podstawie tych współczynników wyznacza się średni współczynnik redukcyjny przekroju $k_{c,m}$ opisany wzorem (3.92), który jest wykorzystywany jedynie do wyznaczenia strefy zniszczonej betonu i wbrew mylącej nazwie nie jest zredukowaną wartością wytrzymałości na ściskanie całego przekroju:

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0.2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(T_i) \quad (3.92)$$

Dodatkowo redukuje się wymiary przekroju o tzw. strefę zniszczoną betonu. Szerokość strefy zniszczonej dla słupów i elementów, w których odgrywają rolę efekty II rzędu, określa się ze wzoru (3.93):

$$a_z = w \left(1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(T_M)} \right)^{1.3} \right) \quad (3.93)$$

Gdzie: w jest połową całkowitej szerokości przekroju, a $k_c(T_M)$ to wartość współczynnika redukcyjnego betonu dla punktu M w przekroju, która jest przyjmowana jako zredukowana wytrzymałość na ściskanie całego przekroju. Niezależnie od tego ile stron przekroju jest ogrzewanych, punkt M znajduje się zawsze w środku przekroju [146]. Następnie, podobnie jak w przypadku metody Izotermy 500°C, klasycznymi metodami zawartymi np. w normie [140] sprawdzana jest nośność zredukowanego przekroju, która jest porównywana z efektem oddziaływań wyznaczonych dla sytuacji pożarowej. W przypadku gdy nośność jest większa niż efekt oddziaływań uznaje się, że element ma odpowiednią nośność w warunkach pożaru.

Metoda Strefowa jako jedyna z metod uproszczonych nie posiada praktycznie żadnych ograniczeń oraz może być stosowana do wszystkich typów elementów. Dla elementów o szerokości mniejszej niż 600 mm możliwy jest odczyt wartości a_z i $k_c(T_M)$ z nomogramów [140]. Nomogramy te powstały z założeniem, że izotermy są równoległe do krawędzi przekroju [13], co w przypadku słupa ogrzewanego z 4 stron, nie odzwierciedla ich rzeczywistego rozkładu. W związku z tym, wartości a_z i $k_c(T_M)$ uzyskane na podstawie prawidłowego rozkładu temperatury, dla słupów ogrzewanym z kilku nie równoległych stron, nie będą pokrywać się z wartościami z nomogramów.

W najnowszym drafcie eurokodu [146] metoda Strefowa została rozbudowana. Zlikwidowano wspomniane nomogramy i zastąpiono je wzorami empirycznymi pozwalającymi na wyznaczenie wartości a_z . Jednoznacznie określono położenie punktu M. Wzory (3.92-3.93) połączono w jeden (3.94), likwidując jednocześnie potęgowanie nawiasu we wzorze (3.93), otrzymując:

$$a_z = w \left(1 - \frac{(1 - 0.2/n) \sum_{i=1}^n k_c(T_i)}{n k_c(T_M)} \right) \quad (3.94)$$

Wzór (3.94) stosuje się dla stref w o równej grubości. W drafcie [146], zaproponowano również oddzielny wzór dla elementów o przekrojach innych niż prostokątny czy okrągły, w którym wartość a_z wyznacza się na podstawie stref w o jednakowej powierzchni.

Z uwagi na znaczne ograniczenia w stosowaniu metody A oraz wycofanie metody Izotermy 500°C, metoda Strefowa stanie się prawdopodobnie najpopularniejszą metodą wyznaczania nośności elementów żelbetowych w warunkach pożaru.

3.5 Przykład obliczeniowy

W zdecydowanej większości przypadków, analiza nośności pożarowej elementów żelbetowych odbywa się przy pomocy metod uproszczonych lub tabelarycznych. W przypadku metod Izotermy 500°C i Strefowej, analizuje się nośność odpowiednio zredukowanego przekroju. Wpływ imperfekcji, długości elementu i jego sposobu zamocowania jest uwzględniany poprzez obliczeniowe zwiększenie sił przekrojowych. O ile nośność przekroju zredukowanego oblicza się przy użyciu klasycznych metod projektowania (równowaga sił), o tyle parametry redukujące geometrię i materiały przekroju zależą wyłącznie od rozkładu temperatury. Ten z kolei zależy od przyjętych przez projektanta warunków brzegowych oraz właściwości termicznych betonu, które mogą według eurokodu [140] przyjmować różną wartość. W sytuacji, gdy eurokod zawiera metody alternatywne, lub dopuszcza się przyjmowanie różnych wartości danego współczynnika, odwołuje się on do Załącznika Krajowego. Z założenia, Załącznik Krajowy ma określać wartości wszystkich parametrów

ustalonych w danym kraju, a w przypadku istnienia metod alternatywnych dopuszczać ich stosowanie. Postanowienia Załącznika Krajowego mogą powodować różnice pomiędzy krajami w zakresie stosowania eurokodów i uzyskanych rezultatów.

Przy wyznaczaniu temperatury otoczenia, zakłada się, że projektant wybierze standardową krzywą pożaru (3.1) oraz przyjmie narzucone przez eurokody wartości współczynników: przejmowania ciepła przez konwekcję $\alpha_c = 25 [W/m^2K]$ [138], konfiguracji $\phi = 1$ [138], emisyjność powierzchni elementu $\varepsilon_m = 0.7$ [140] oraz emisyjność ognia $\varepsilon_f = 1$ [138], niezbędnych do wyznaczenia konwekcyjnych i radiacyjnych strumieni ciepła (3.9-3.10). Przy wyznaczaniu rozkładu temperatury w przekroju, przy pomocy cząstkowego równania różniczkowego przewodności ciepła (3.11), należy uwzględnić zmiany właściwości termicznych betonu (gęstość, ciepło właściwe, przewodność cieplna) w zależności od czasu. Przyjęcie wartości stałych wygeneruje nieprawidłowy rozkład pola temperatury.

Gęstość

Wzrost gęstości ρ , przy niezminionej objętości, powoduje zwiększenie masy elementu. Im większa masa do ogrzania tym więcej ciepła musi przyjąć element aby zwiększyć swoją temperaturę o 1°C . Zwiększanie wartości gęstości początkowej powodować będzie obniżenie temperatury w przekroju.

- Podejście EC2 - przyjęcie wartości początkowej na sugerowanym poziomie 2300 kg/m^3 lub innym, wyznaczenie redukcji według wzorów zawartych w normie [139].
- Podejście EC4 - przyjęcie redukcji gęstości według wzoru [142], który gęstość początkową ustala dla temperatury 20°C na poziomie 2349.306 kg/m^3 .

Ciepło właściwe

Podobnie jak w przypadku gęstości, im wyższe jest ciepło właściwe materiału, tym więcej ciepła musi przyjąć element aby zwiększyć swoją temperaturę o 1°C . Wartość ciepła właściwego betonu c_p , w zależności od przyjętej wilgotności, jest różna w przedziale $100\text{-}200^\circ\text{C}$. Im wyższa wilgotność tym wyższa jest wartość ciepła właściwego w tym zakresie. W pozostałym zakresie wilgotność nie wpływa na wartość ciepła właściwego. Przyjęcie wyższej wilgotności spowoduje obniżenie temperatury przekroju. Eurokod dopuszcza możliwość przyjęcia wilgotności na poziomie 0%, 1.5% lub 3% masy betonu. W eurokodzie zespolonym znajduje się też wariant dopuszczający wilgotność na poziomie 10%, który może wystąpić w rurach wypełnionych betonem [142, 165].

Przewodność cieplna

Im wyższa wartość przewodności cieplnej λ , tym szybciej ciepło jest wprowadzane w głąb elementu. Powoduje to jednocześnie zwiększenie różnicy pomiędzy temperaturą otoczenia a temperaturą krawędzi elementu co dodatkowo zwiększa wartość strumienia ciepła przyjmowanego przez element, powodując szybszy wzrost temperatury przekroju. Odnosnie wyboru przewodności cieplnej eurokod odsyła do Załącznika Krajowego, w którym znajduje się informacja, że dla tego punktu *"brak postanowień krajowych"* [140]. Projektant ma więc swobodę wyboru i może według własnego uznania przyjąć:

- górną granicę przewodności cieplnej, która jest zalecana według eurokodu zespolonego, i która *"została sformułowana na podstawie badań elementów zespolonych stalowo-betonowych"* [142].
- dolną granicę przewodności cieplnej, na bazie której powstały wszystkie nomogramy w załączniku A eurokodu żelbetowego [140].

Dane

Na potrzeby przykładu przyjęto następujące dane. Przekrój kwadratowy o boku długości 40 cm. Wysokość elementu 400 cm. Sposób zamocowania przegub-przegub. Zbrojenie 8 prętów $\phi 20$ ze stali klasy C o wytrzymałości charakterystycznej $f_{yk} = 500$ MPa, rozłożone równomiernie po obwodzie przekroju. Otulina (do strzemion) $c_{nom} = 30$ mm, średnica strzemion 8 mm. Beton klasy C20/25. Siła osiowa w warunkach pożaru $N = 1850$ kN, moment zginający pierwszego rzędu na kierunku y: $M_y = 100$ kNm. Efekty drugiego rzędu uwzględniane przy pomocy metody nominalnej krzywizny [139]. Redukcja wytrzymałości betonu jak dla kruszywa krzemianowego [140], redukcja wytrzymałości stali jak dla zbrojenia ściskanego i rozciąganego przy odkształceniach nie przekraczających 2% [140]. Pozostałe założenia oraz szczegółowy sposób uwzględniania efektów II rzędu i imperfekcji znajdują się w opublikowanym przez autora artykule [83]. Uwzględnianie efektów II rzędu w warunkach pożaru można wykonać również za pomocą metody nominalnej sztywności [61]. Oczekiwany czas odporności pożarowej przy zadanym obciążeniu to 60 min. Odpowiada to wymaganiom jakie Warunki Techniczne stawiają głównej konstrukcji nośnej dla klasy "C" odporności pożarowej budynków. Klasa "C" jest wymagana dla niskich (do 12 m wysokości) budynków użyteczności publicznej lub dla średniowysokich budynków mieszkalnych (od 12 m do 25 m wysokości lub od 4 do 9 kondygnacji nadziemnych) [1].

Nośność w warunkach pożaru zweryfikowano z wykorzystaniem metody Strefowej [140] w wersji obecnie obowiązującej, bez uwzględniania zmian wprowadzanych przez draft

[146]. Przekrój analizowano jako ściskany osiowo z jednokierunkowym zginaniem. Wszystkie obliczenia rozkładu temperatury, generacji obwiedni nośności, uwzględnienia efektów II rzędu przeprowadzono przy pomocy autorskiego programu obliczeniowego o roboczej nazwie "Strefuś". Uproszczony algorytm blokowy programu znajduje się w załączniku 3.

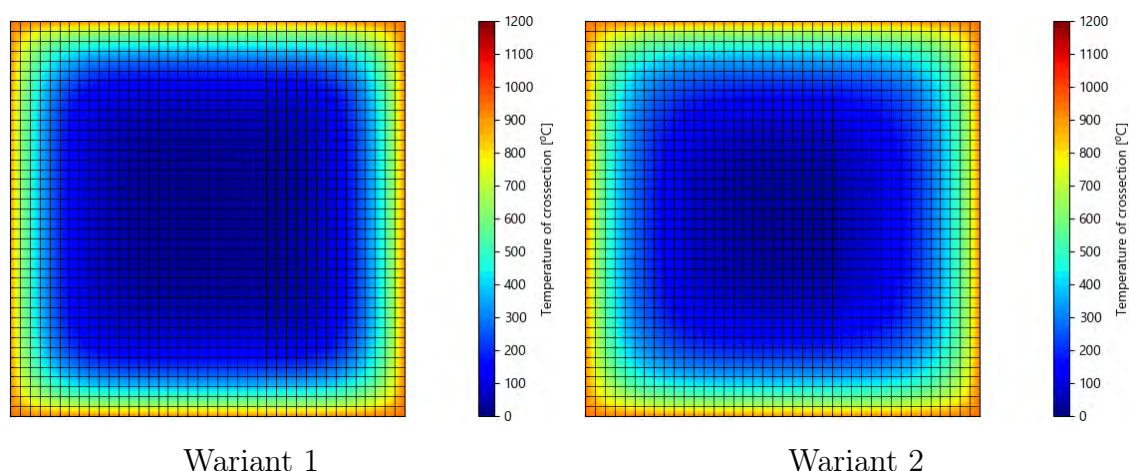
Warianty obliczeń

Na potrzeby przykładu porównano warianty dające z założenia skrajne rezultaty rozkładu temperatury w przekroju.

Wariant 1 - przyjęcie: gęstości według założeń eurokodu żelbetowego z gęstością początkową na poziomie 2300 kg/m^3 , wilgotności betonu na poziomie 0%, górnej granicy przewodności cieplnej.

Wariant 2 - przyjęcie: gęstości według założeń eurokodu zespolonego, wilgotności betonu na poziomie 3%, dolnej granicy przewodności cieplnej.

Rezultaty



Rysunek 3.3: Porównanie rozkładu temperatur w przekroju. Źródło własne.

Dla wariantu 1 otrzymano następujące rezultaty. Temperatura prętów narożnych wyniosła 457°C , a prętów pośrednich 290°C co zredukowało ich wytrzymałość odpowiednio do poziomu 0.625 i 0.810. Strefa zniszczona betonu $a_z = 0.0370 \text{ m}$. Współczynnik redukcyjny betonu równy 1. Mimośród od imperfekcji $e_{1,y} = 0.010 \text{ m}$, mimośród uwzględniający efekty drugiego rzędu $e_{2,y} = 0.018 \text{ m}$. Stopień wykorzystania nośności przekroju wyniósł 114.7%. Dla zadanych sił zewnętrznych, element nie posiada odporności ogniowej dla czasu trwania pożaru równego 60 min.

Dla wariantu 2 otrzymano następujące rezultaty. Temperatura prętów narożnych wyniosła 378°C , a prętów pośrednich 224°C co zredukowało ich wytrzymałość odpowiednio do poziomu 0.721 i 0.876. Strefa zniszczona betonu $a_z = 0.0308$ m. Współczynnik redukcyjny betonu równy 1. Mimośród od imperfekcji $e_{1,y} = 0.010$ m, mimośród uwzględniający efekty drugiego rzędu $e_{2,y} = 0.021$ m. Stopień wykorzystania nośności przekroju wyniósł 99.2%. Dla zadanych sił zewnętrznych, element posiada odporność ogniową dla czasu trwania pożaru równego 60 min.

Wniosek

Obliczenia obydwu wariantów zostały przeprowadzone zgodnie z wytycznymi zawartymi w eurokodach. Dane wejściowe różnią się od siebie jedynie właściwościami termicznymi betonu. Jak wykazano obliczeniowo, projektant może znacząco wpłynąć na końcowy rezultat, który w analizie pożarowej sprowadza się do zero-jedynkowej odpowiedzi na pytanie: czy element wytrzyma oddziaływanie pożaru przez wymagany czas.

Komentarz

Na etapie projektu, projektant nie dysponuje informacjami o właściwościach termicznych betonu. Nie zna jego przewodności cieplnej. Nie zna poziomu jego wilgotności w momencie wystąpienia pożaru. Może nałożyć wymaganie odnośnie minimalnej gęstości betonu, ale nie wie jak będzie postępowała redukcja jego masy w czasie trwania pożaru. Jak zauważył Hertz [76], projektant nie zna dokładnego składu mieszanki betonowej, która ostatecznie trafi na budowę. Dobiera jedynie klasę wytrzymałości oraz klasę ekspozycji. Dobór ten narzuca wytwórni pewne normowe ograniczenia w postaci maksymalnego stosunku W/C oraz minimalnej zawartości cementu [143]. Wytwórnia może spełnić te warunki przy różnym rodzaju i frakcji kruszywa oraz klasie konsystencji betonu. W zakresie dopuszczalnym przez eurokod, projektant może świadomie dobierać właściwości termiczne betonu w celu optymalizacji ekonomicznej. Może tym samym nieświadomie zwiększyć ryzyko zniszczenia konstrukcji w warunkach pożaru.

Wydaje się, że istnieją dwa rozwiązania tego problemu. Pierwszym jest wymuszenie na wytwórniach badań właściwości termicznych każdego oferowanego przez nich betonu. Drugim, prostszym, jest odgórne narzucenie sposobu przyjmowania właściwości termicznych betonu bez możliwości wyboru, co jest zalecane przez eurokod, a czego załącznik krajowy nie uczynił. Swoboda wyboru będzie zawsze prowadziła do wybierania wartości dających bardziej ekonomiczne wyniki.

Rozdział 4

Przygotowania do badań laboratoryjnych

4.1 Scenariusz badań

Celem badania było wywołanie zniszczenia obciążonego słupa żelbetowego w fazie chłodzenia. W tym celu badania podzielono na 4 etapy, podczas których sumarycznie zniszczono 30 próbek. Każdy kolejny etap różnił się od poprzednich, a jego przeprowadzenie przybliżało do celu jakim było zniszczenie słupa żelbetowego w fazie chłodzenia.

Etap 1

Badania w warunkach normalnych. Zniszczono łącznie 12 próbek - 6 próbek ze zbrojeniem $\phi 6$ mm oraz 6 próbek ze zbrojeniem $\phi 8$ mm. Celem badania było wyznaczenie nośności w warunkach normalnych przygotowanych próbek. Dodatkowo, z uwagi na fakt, że obydwa warianty próbek zostały wykonane z takich samych materiałów, poprzez porównanie uzyskanych wyników, możliwa była ocena poprawności przyjętej wartości wytrzymałości stali zbrojeniowej w modelu numerycznym.

Etap 2

Badania w warunkach rosnącej temperatury bez towarzyszącego obciążenia zewnętrznego. Zniszczono 6 próbek ze zbrojeniem $\phi 8$. Badania polegały na wyznaczeniu wytrzymałości próbek, które były wpierw ogrzewane aż do wskazania, przez wbudowaną w komorę termoparę, temperatury na poziomie 600°C . Następnie próbki były obciążane aż do momentu ich zniszczenia. Celem etapu była rejestracja swobodnych odkształceń próbek (FTS) oraz wyznaczenie wartości siły niszczącej próbkę narażoną na oddziaływanie temperatury w pełnym zakresie komory grzewczej.

Etap 3

Badania w warunkach stałego obciążenia zewnętrznego i rosnącej temperatury otoczenia. Zniszczono 6 próbek $\phi 8$. Celem badania była obserwacja odkształceń LITS oraz zniszczenie próbki obciążonej stałą siłą poprzez oddziaływanie na nią zmieniającą się temperaturą w pełnym zakresie komory grzewczej.

Etap 4

Badania w warunkach stałego obciążenia zewnętrznego i rosnącej, a po osiągnięciu pełnego zakresu komory grzewczej, malejącej temperaturze otoczenia. Zniszczono 6 próbek $\phi 8$. Celem badania było wykazanie możliwości zniszczenia próbek po osiągnięciu maksymalnej temperatury otoczenia; w fazie, w której temperatura otoczenia spada.

4.2 Stanowisko badawcze

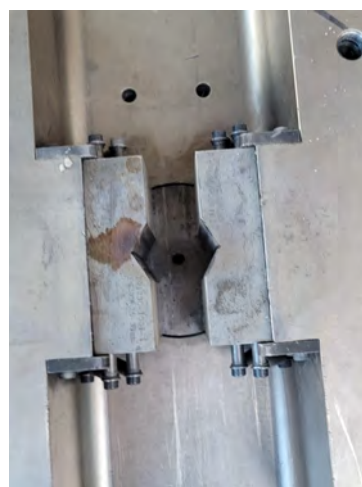
Próby przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej INSTRON 8804 umożliwiającą przyłożenie siły o wartości ± 500 kN. Dodatkowo wykorzystano komorę termiczną umożliwiającą wykonanie badań w temperaturze 600°C (rysunek 4.1). Obydwa urządzenia znajdują się na wyposażeniu laboratorium badawczego Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Zielonogórskiego. Opiekunem badań z ramienia Uniwersytetu Zielonogórskiego, a także promotorem pomocniczym dysertacji, został Pan dr inż. Arkadiusz Denisiewicz. Zakup urządzeń z grantów: *Modernizacja i rozwój laboratorium badawczego Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Zielonogórskiego, projekt UE i Rządu Polski (SPO WKP Działanie 1.4.2, nr umowy WKP_1/1.4.2/2/2005/161/262/546/2006/U)* oraz 2 granty Rządu Polski (MNiSW), kierownik projektu i grantów: prof. Mieczysław Kuczma (2006-2010)



(A)



(B)

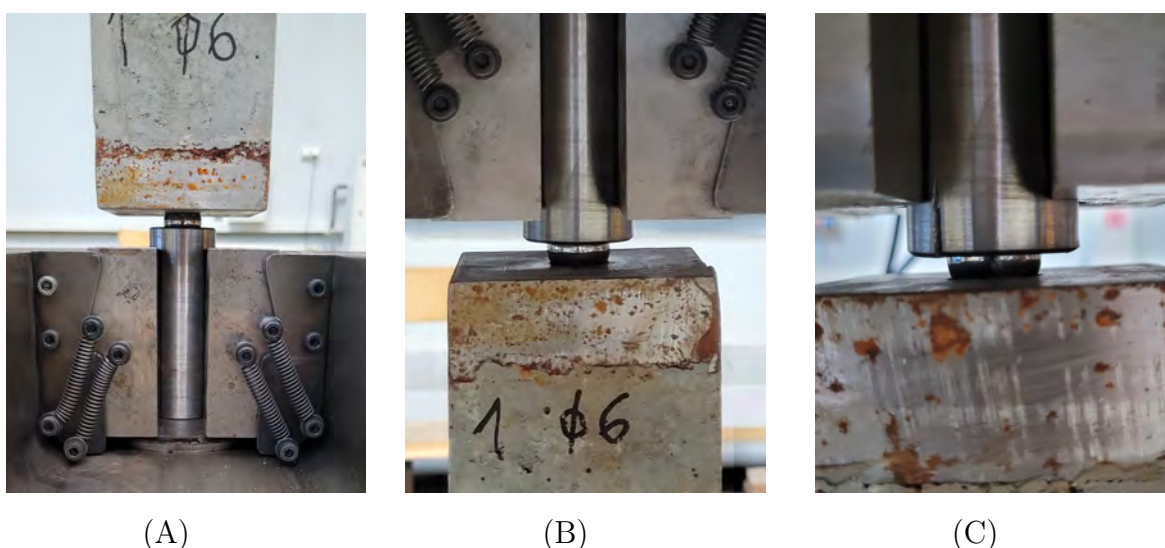


(B)

Rysunek 4.1: Stanowisko badawcze. Źródło własne.

(A) - Maszyna wytrzymałościowa INSTRON 8804, (B) - Komora termiczna, (C) - Szczęki.

W celu przeniesienia siły na próbki wykonano odpowiednie narzędzia. Rozmiar dostępnych szczęk umożliwiał zamontowanie wałka o średnicy 35 mm. Na potrzeby badań w warunkach normalnych wykonano narzędzie z wałka o średnicy 35 mm ze stali B500SP o wytrzymałości $Re = 500$ MPa. W tym celu wytoczono pręt zbrojeniowy o średnicy 40 mm. Aby nie uszkodzić maszyny wytrzymałościowej, końcówka wałka nieznacznie wystawała ze szczęk. Na końcu wałków, oraz na końcach każdej z próbek, wytoczono półsfery umożliwiające osiowe ustawienie próbek przy pomocy stalowej kulki wykonanej ze stali łożyskowej AISI 52100 o granicy plastyczności $Re = 2200$ MPa. Taki sposób przekazywania obciążenia (rysunek 4.2), dzięki swobodzie obrotu, gwarantował również zachowanie przegubowego typu podparcia. Dodatkowo, zastosowanie kulki rozwiązywało problem potencjalnej nierównoległości dolnej i górnej płaszczyzny słupa, która mogłaby prowadzić do nierównomiernego obciążenia próbki. Tak wykonane narzędzie miały zdolność do przeniesienia siły na poziomie 480 kN co stanowiło prawie cały zakres jakim dysponowała maszyna wytrzymałościowa.



Rysunek 4.2: Przegubowe zamocowanie próbek w warunkach normalnych. Źródło własne. (A) - Przegub górny, (B) - Przegub dolny, (C) - Pochylenie płaszczyzny górnej.

W przypadku warunków podwyższonej temperatury, siłę należało przekazać na próbkę znajdującą się we wnętrzu komory. Głowice próbki znajdowały się w odległości 12 cm od szczęk maszyny wytrzymałościowej. W związku z tym elementy przenoszące siły na próbkę wykonano w formie dwóch zespawanych ze sobą wałków. Jeden wałek o średnicy 35 mm i długości 90 mm wchodził w szczęki maszyny wytrzymałościowej. Drugi wałek, przyspawany osiowo do pierwszego, o średnicy 52 mm i długości 130 mm. Obydwa wałki wykonano ze stali żaroodpornej H25T 1.4746 o granicy plastyczności $Re = 295$ MPa. Ponownie, na końcu szerszego wałka oraz na końcach każdej z próbek wytoczono półsfery umożliwiające osiowe ustawienie próbek przy pomocy stalowej kulki (rysunek 4.3).



(A)



(B)



(C)

Rysunek 4.3: Narzędzie do przekazywania obciążeń w warunkach podwyższonej temperatury. Źródło własne.

(A) - Przygotowane narzędzie, (B) - Montaż w szczęcie, (C) - Przegub górny.

Do pomiaru temperatury użyto termopar typu K ze złączem typu mini. Łącznie 4 termopary, po jednej na każdej ścianie próbki. Dodatkowo do próbki przyczepiona była jedna termopara płytkowa. Montaż wszystkich termopar za pomocą drutu wiązałkowego. Odczyty z czujników rejestrowano co 1 sekundę przy pomocy rejestratora Pico TC-08 podłączanego do komputera przy pomocy kabla USB (rysunek 4.4).



(A)



(B)



(C)

Rysunek 4.4: Pomiar temperatury. Źródło własne.

(A) - Sposób montażu termopar na próbce, (B) - Odczyt temperatury z wbudowanej termopary komory, (C) - Pico TC-08.

4.3 Próbk

Parametry próbek zostały dobrane z uwagi na ograniczenia geometryczne komory oraz maszyny wytrzymałościowej. Z uwagi na stosunkowo niewielkie wymiary w stosunku do rzeczywistych elementów konstrukcyjnych, kluczowe okazały się także technologiczne możliwości wykonania próbek.

Wymiary

Wysokość wnętrza komory termicznej wynosi 560 mm. W celu zachowania luzów i swobody montażu wykonano próbki o wysokości 500 mm. Kształt otworów w górnej i dolnej przegrodzie komory termicznej umożliwia swobodne przeprowadzenie przez nie próbki o przekroju poprzecznym nie większym niż 80x80 mm. Przyjęcie takiego, lub mniejszego, wymiaru przekroju umożliwia potencjalne zbadanie próbek ogrzewanych na niepełnej wysokości elementu. Z uwagi na wielkość kruszywa mieszanki betonowej (8 mm), średnicę zbrojenia (6 i 8 mm) oraz zakres maszyny wytrzymałościowej, zdecydowano się ostatecznie na próbki, których wymiar przekroju poprzecznego wynosił 80x80 mm.

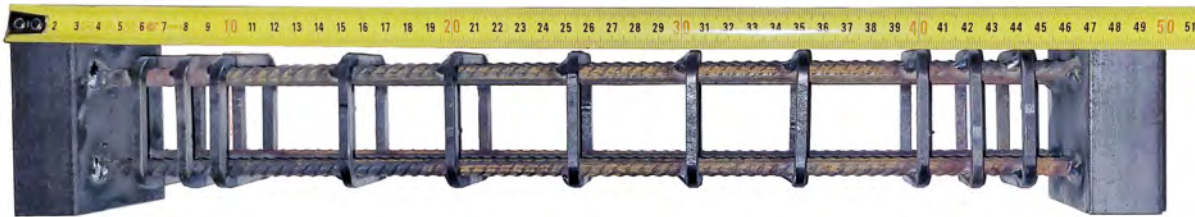
Szalunki przygotowano ze sklejki topolowej grubości 20 mm, pociętej na wymiar w warsztacie stolarskim. Formatki skręcono wkrętami do drewna. Po przygotowaniu form, przed ułożeniem zbrojenia, formatki pomalowano anty-adhezyjnym płynem szalunkowym. Grubość przyjętej sklejki gwarantowała utrzymanie kształtu próbki w czasie układania mieszanki betonowej. Uzyskano dokładność wykonania próbek na poziomie ± 2 mm.

Zbrojenie i elementy stalowe

Zbrojenie główne przygotowano ze stalowych prętów żebrowanych klasy B500B. Dla połowy próbek wykonano je z 4 prętów o średnicy 6 mm a dla drugiej połowy z 4 prętów o średnicy 8 mm. Celem zastosowania dwóch różnych średnic jest pokazanie faktycznego wpływu zbrojenia głównego na nośność próbek. W pierwszym przypadku stopień zbrojenia wyniósł 1.8% a w drugim 3.14%. Użycie mniejszej lub większej średnicy spowodowałoby znaczne odejście od zaleceń normy [139], która zaleca stopień zbrojenia minimalnego na poziomie 2%, a zbrojenia maksymalnego na poziomie 4%. Z uwagi na niewielki wymiar przekroju zdecydowano się na przyjęcie otuliny, liczonej do strzemienia, na poziomie 10 mm (15 mm do lica zbrojenia głównego). Przy wielkości kruszywa nie większym niż 8 mm, gwarantowało to otulenie zbrojenia betonem.

Strzemiona przygotowano z profilu stalowego RK60x5 pociętego na 5 mm paski. W ten sposób uniknięto problemów związanych z: małym promieniem gięcia strzemion, rozcho-

dzeniem się strzemion, dokładnością wykonania, zachowaniem równej otuliny. Strzemiona przyspawano do prętów głównych co zagwarantowało, że nie ulegną one przesunięciu w trakcie betonowania. Osiowy rozstaw strzemion wynosi 5 cm. Rozstaw ten spełnia podstawowy warunek normy [139] w zakresie rozstawu zbrojenia poprzecznego słupa. Wymagane jest aby rozstaw strzemion był nie większy niż najmniejsza z wartości: 20 minimalnych średnic zbrojenia podłużnego, mniejszy wymiar słupa, 400 mm. Spełniono również warunek zagęszczenia zbrojenia w rejonie głowic słupa, na odcinku równym większemu wymiarowi przekroju poprzecznego, do wartości 0.6 rozstawu podstawowego [139]. Pierwsze 3 strzemiona, od strony każdej z głowic, są w rozstawie osiowym równym 2.5 cm (rysunek 4.5). Stosunek rozstawu strzemion s_w do średnicy zbrojenia głównego ϕ wynosi odpowiednio 8.33 i 6.25 dla zbrojenia głównego o średnicy 6 i 8 mm. W obydwu przypadkach, stosunek ten jest mniejszy niż 10. W odniesieniu do prac Korentza [100, 103] oraz Seręgi [159], w takiej sytuacji, nośność na wyboczenie prętów zbrojeniowych jest większa niż granica plastyczności stali f_{sy} i zbliża się do jej wytrzymałości granicznej f_{su} . Ryzyko wystąpienia niesprężystego wyboczenia prętów zbrojenia głównego pomiędzy sąsiednimi strzemionami jest mocno ograniczone.



Rysunek 4.5: Sprefabrykowany kosz zbrojeniowy. Źródło własne.

Należy jednakże zwrócić uwagę, że kwestia rozstawu i dogęszczania strzemion w słupach poddanych oddziaływaniom pożarowym nie jest jednoznaczna. W badaniach przeprowadzonych przez NRC [114] w głowicach badanych słupów strzemiona nie były zagęszczane. W badaniach ULg i RUG [175], strzemiona dogęszczono na odcinku 30 lub 50 cm od głowicy słupa. W 2007, Kodur [97] zwracał szczególną uwagę na rozstaw i sposób wykonania strzemion by cztery lata później, podczas kolejnych badań [149] w ogóle ich nie zagęszczać. Rozstaw strzemion nie jest brany pod uwagę w żadnej metodzie obliczeniowej zawartej w eurokodzie [140, 146], a Gerney w opisie swojego modelu obliczeniowego wprost stwierdza, że:

Note that the tested columns had stirrups which are not represented here and not modeled in the simulations.[53].

Głowice słupa wykonano ze stalowych blach grubości 30 mm, klasy S235. Miało to zapewnić równomierny rozkład siły w przekroju żelbetowym, wywołany punktowym obciążeniem głowicy. Dospawano do niech sprefabrykowane wcześniej kosze zbrojeniowe. Umożliwiło to zabetonowanie elementu słupowego w pozycji leżącej. Sprefabrykowane zbrojenie było wystarczająco sztywne, by nie było konieczności stosowania elementów dystansowych, które mogłyby dodatkowo zaburzyć wyniki badań. Całość prac związanych z wykonywaniem stalowych elementów próbek została wykonana w warsztacie ślusarskim, co zapewniło powtarzalność i odpowiednią dokładność wykonania.

Beton

Małe gabaryty próbek oraz gęste ułożenie zbrojenia, uniemożliwiało użycie klasycznej buławy wibrującej. W miejscu betonowania nie dysponowano również stołami wibracyjnymi. W związku z tym, zdecydowano się na zastosowanie samozagęszczającej się mieszanki betonowej o rozmiarze kruszywa nieprzekraczającym 8 mm. Celem było uzyskanie próbek bez raków i pustek powietrznych, które osłabiałyby nośność elementu. Wybrano normową [139] klasę wytrzymałości C30/37, która jest powszechnie stosowana przy projektowaniu elementów słupowych monolitycznych. Przy wymiarach próbki 8x8 cm, dobór wytrzymałości betonu na tym poziomie gwarantuje, że siła niszcząca element będzie niższa niż 500 kN. Do przygotowania takiej mieszanki betonowej użyto następujących składników:

Cement:	Góraźdże CEM III/A 42.5N - LH/HSR/NA	330 kg/m ³
Dodatki:	Popiół lotny EPORE	252 kg/m ³
Kruszywo:	0/2	540 kg/m ³
Kruszywo:	2/8	950 kg/m ³
Domieszki:	Sika ViscoFlow 5	5.85 kg/m ³
Woda:	z wodociągu	182 kg/m ³
Razem		2 260 kg/m³

Dokładna receptura użytej mieszanki betonowej wraz z dokumentem wydania betonu znajdują się w załączniku nr 1. Betonowanie i wstępna pielęgnacja odbyła się na terenie betoniarni Walbet w Miejskiej Górcie. Następnie próbki przewieziono do laboratorium badawczego Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Zielonogórskiego.

Rozdział 5

Rezultaty i przebieg badań laboratoryjnych

5.1 Badania poprzedzające

Suszenie próbek

Po przewiezieniu próbek do laboratorium poddano je suszeniu. Minimalizacja ilości wilgoci w betonie miała na celu zminimalizowanie możliwości wystąpienia efektu odpadania betonu. Objętość próbki 8 cm x 8 cm x 50 cm wynosi 3 200 cm³. Odliczając znaną objętość stali (zestawienie w tabeli 5.1) otrzymano objętość betonu na poziomie 2 668.73 cm³. Przyjmując gęstość elementów stalowych równą 7 850 kg/m³ oraz recepturową gęstość

Tabela 5.1: Zestawienie elementów stalowych w próbce ze zbrojeniem średnicy 8 mm

typ elementu	pole powierzchni cm ²	wysokość cm	sztuk	objętość cm ³
BL 80 x 80	64	3	2	384.00
Pręt #8	050	44	4	88.42
RK 60 x 5	10.7	0.5	11	58.85
razem elementy stalowe				531.27

betonu 2 260 kg/m³, teoretyczna masa próbki powinna wynosić 10 202 g. Rzeczywista średnia masa próbek, ze zbrojeniem głównym o średnicy 8 mm, tuż przed włożeniem do suszarki, wyniosła 10 156.0 g. Po 30 dniowym suszeniu średni ciężar próbek zmniejszył się do poziomu 9 988 g. Oznaczało to ubytek masy betonu na poziomie 2.8%. Ostatecznie do dalszych obliczeń rozkładu temperatury w przekroju przyjęto gęstość betonu na poziomie 2 197 kg/m³ i wilgotności 0%.



(A)



(B)

Rysunek 5.1: Zabetonowane próbki. Źródło własne.

(A) - Po rozszalowaniu, (B) - W komorze suszarki.

Wytrzymałość betonu

Badania niszczące próbek betonowych przeprowadzono 01.08.2025 roku. Betonowanie odbyło się 14.10.2023, a więc wiek próbek w momencie badania wynosił 452 dni. Niszczono próbki sześciennie o długości boku równym 150 mm. Rezultaty zestawiono w tabeli 5.2 oraz przedstawiono na rysunku 5.2.

Tabela 5.2: Wytrzymałość na ściskanie betonowych sześciennych próbek o boku 150 mm.

nr próbki	siła niszcząca kN	wytrzymałość MPa
1	1084.7	53.58
2	1054.9	52.11
3	1068.5	52.84
4	1022.3	50.55
5	1056.5	52.37
6	1103.9	54.54
wartość średnia		52.67
odchylenie standardowe		1.24



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)



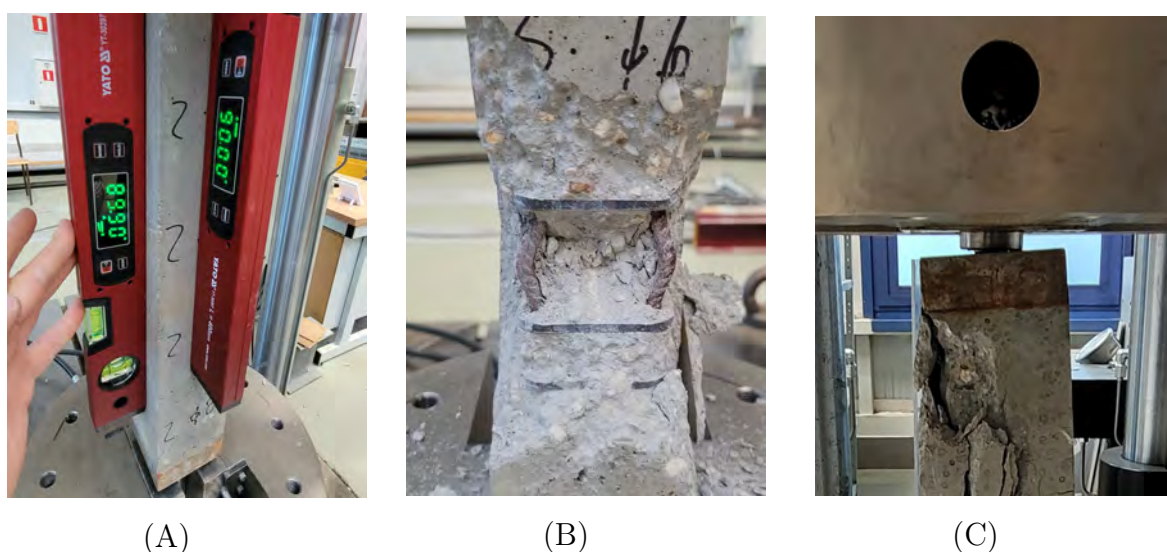
(6)

Rysunek 5.2: Wytrzymałość na ściskanie poszczególnych próbek. Źródło własne.
Numer pod zdjęciem jest zarazem numerem próbki.

Dla betonu klasy C30/37, wartość średniej wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach wynosi 38 MPa [139]. Korzystając ze wzoru (3.2) zawartego w normie [139] możliwe jest oszacowanie wartości wytrzymałości betonu na ściskanie w zależności od jego wieku i rodzaju zastosowanego cementu $f_{cm}(t)$. Dla czasu $t = 452$ dni oraz przyjmując dla cementu CEM III/A 42.5N wartość $s = 0.25$, wartość $f_{cm}(t) = 45.85$ MPa. Do dalszych obliczeń przyjęto wartość wytrzymałości betonu na ściskanie $f_{cm} = 52.5$ MPa.

5.2 Etap 1 - warunki normalne

W pierwszym etapie badań zniszczono łącznie 12 próbek - 6 próbek ze zbrojeniem głównym z prętów $\phi 6$ oraz 6 próbek ze zbrojeniem głównym z prętów $\phi 8$. Przyrost siły odbywał się w tempie 1 kN/s. Za warunek kończący badanie uznano spadek przykładowej siły o 10% lub osiągnięcie zakresu maszyny wytrzymałościowej. Próbki w maszynie wytrzymałościowej ustawiano zawsze w ten sposób, aby strona zacierana znajdowała się z tyłu (co stanowi układ odniesienia do opisów zawartych w tabelach 5.3-5.6). Po zamontowaniu próbek w maszynie wytrzymałościowej, sprawdzano ich pionowość w obydwu płaszczyznach (rysunek 5.3 A). Największe odchylenie od pionu wyniosło 0.65° dla próbki 4.8. Siły niszczące poszczególnych próbek zestawiono w tabelach 5.3-5.4.



Rysunek 5.3: Badania w warunkach normalnych. Źródło własne.

(A) - Sprawdzenie pionowości próbki 2.8, (B) - Wyboczenie prętów w próbce 3.6,
(C) - Widoczny swobodny obrót głowicy próbki 4.8.

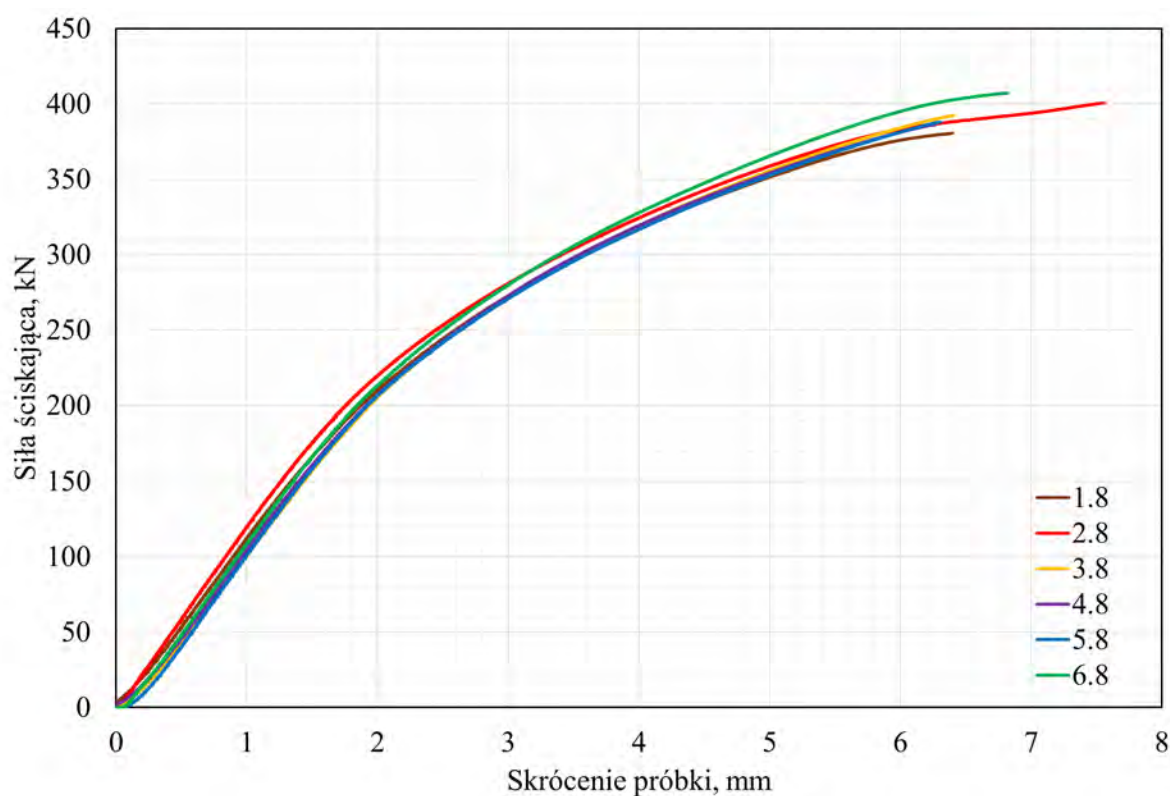
Pomimo wszelkich starań, próbka nie była idealna. Nawet minimalny niezamierzony mimośród powoduje nierównomierny rozkład naprężeń. Prowadziło to do sytuacji, w której jedna strona próbki była bardziej obciążona niż pozostałe i ulegała zniszczeniu przed innymi. Zniszczenie z uwagi na wykorzystanie nośności betonu było zgodne z zamierzonym. Wszystkich próbki uległy uszkodzeniu poza głowicami, za które rozumie się obszar zagęszczenia strzemion. Czterokrotnie po stronie dolnej głowicy i ośmiokrotnie po stronie głowicy górnej. Początek zniszczenia zaobserwowano z prawej strony czterokrotnie, z lewej strony trzykrotnie, od przodu trzykrotnie, od tyłu dwukrotnie. Wszystkie próbki uległy zniszczeniu w sposób gwałtowny. We wszystkich przypadkach obserwowano odprysk otuliny po jednej ze stron, który dalej powodował wyboczenie odsłoniętych w ten sposób prętów stalowych (rysunek 5.3 B), a w konsekwencji złamanie całej próbki.

Tabela 5.3: Siła niszcząca w warunkach normalnych dla próbek ze zbrojeniem $\phi 6$ mm

l.p.	nr próbki	miejsce zniszczenia	siła niszcząca kN
1	1.6	z lewej, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od góry	360.48
2	2.6	z prawej, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od dołu	334.10
3	3.6	z przodu, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od dołu	359.91
4	4.6	z przodu, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od dołu	371.17
5	5.6	z tyłu, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od góry	343.63
6	6.6	z lewej, pomiędzy 4 a 5 strzemieniem od góry	311.79
wartość średnia			346.85
odchylenie standardowe			19.79

Tabela 5.4: Siła niszcząca w warunkach normalnych dla próbek ze zbrojeniem $\phi 8$ mm

l.p.	nr próbki	opis zniszczenia	siła niszcząca kN
1	1.8	z tyłu, pomiędzy 4 a 5 strzemieniem od góry	380.45
2	2.8	z prawej, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od góry	400.65
3	3.8	z prawej, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od dołu	392.41
4	4.8	z przodu, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od góry	385.93
5	5.8	z prawej, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od góry	387.96
6	6.8	z lewej, pomiędzy 3 a 4 strzemieniem od góry	407.18
wartość średnia			392.43
odchylenie standardowe			9.05



Rysunek 5.4: Etap 1 - Uzyskany wykres skrócenia próbek ze zbrojeniem $\phi 8$.

Na podstawie otrzymanych wyników oraz obserwacji zniszczenia wyciągnięto następujące wnioski:

- Do zniszczenia próbek doszło po każdej stronie przekroju. Stronę zniszczenia należy określić jako losową co świadczy o wysokiej jakości próbki.
- Lokalizacje zniszczeń poza strefą zagęszczenia strzemion świadczy o prawidłowym zabrojeniu próbki oraz prawidłowym rozłożeniu się obciążenia skupionego. Nie zaobserwowano zniszczenia betonu tuż pod stalowymi blachami.
- Średnica zastosowanego zbrojenia miała wpływ na nośność elementu.
- Uzyskane wykresy odkształceń próbek są powtarzalne. Wykres początkowo ma przebieg liniowy. Załamuje się i przechodzi w krzywą w momencie, w którym wartość przyłożonej siły osiąga ok 220 kN.
- Uzyskane wartości wydłużenia próbek są większe niż uzyskane analitycznie w rozdziale 8. Wynika to z odczytu pomiaru wynikającego z położenia głowic maszyny wytrzymałościowej. Taki pomiar uwzględnia w sobie również zmiany długości siłowników oraz użytych narzędzi do przekazywania obciążenia. Pomiar odkształceń w wyodrębnionym układzie odniesienia był niemożliwy na dostępnym stanowisku badawczym.

5.3 Etap 2 - odkształcenia FTS

W drugim etapie badań zniszczono łącznie 6 próbek, wszystkie ze zbrojeniem głównym $\phi 8$. W pierwszej fazie badania próbki obciążono siłą o najmniejszej możliwej do ustawienia wartości 1 kN. Siła ta była utrzymywana przez cały okres nagrzewania próbki. Następnie zwiększano poziom obciążenia w tempie 1 kN/s aż do zniszczenia próbki. Wartości sił niszczących zestawiono w tabeli 5.5.

Tabela 5.5: Siła niszcząca próbek ze zbrojeniem $\phi 8$ mm przyłożona po wcześniejszym ogrzaniu ich bez obciążenia

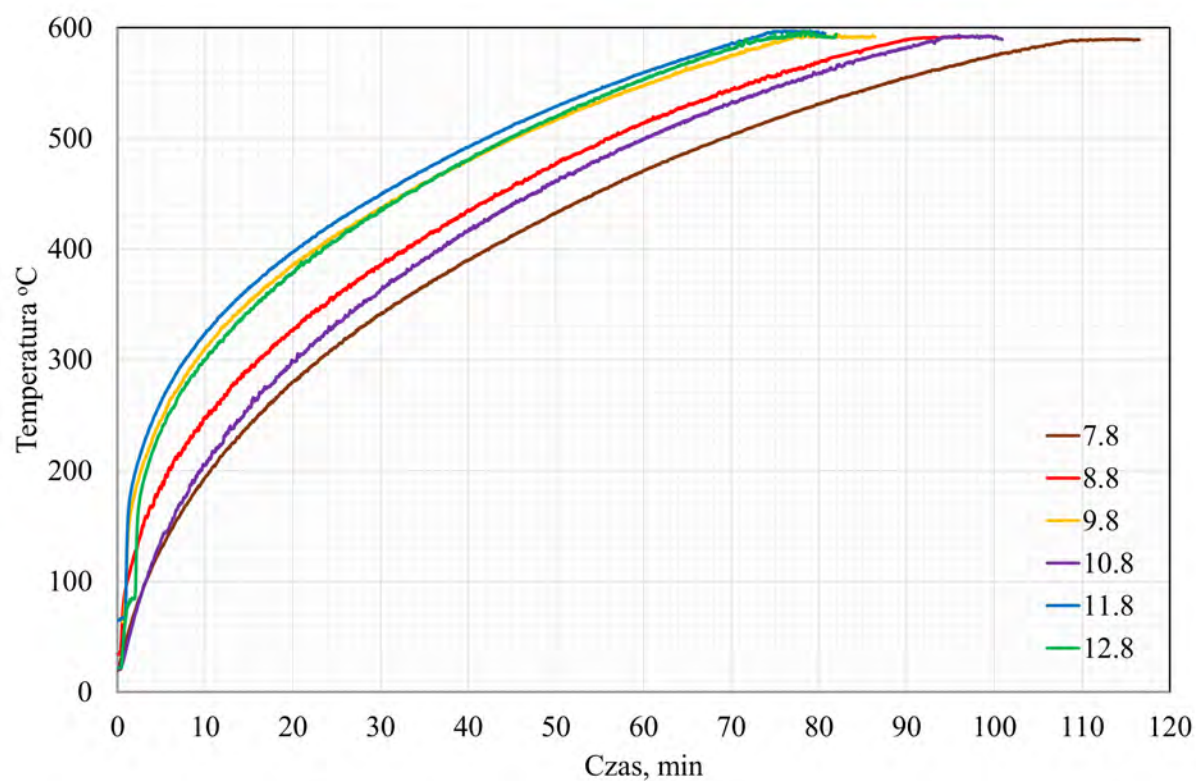
l.p.	nr próbki	opis zniszczenia	siła niszcząca kN
1	7.8	z prawej, pomiędzy 4 a 5 strzemieniem od góry	232.94
2	8.8	z przodu, pomiędzy 4 a 5 strzemieniem od dołu	252.69
3	9.8	z przodu, pomiędzy 4 a 5 strzemieniem od góry	256.04
4	10.8	z prawej, pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od góry	272.77
5	11.8	z prawej, pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od dołu	257.05
6	12.8	z lewej, pomiędzy 4 a 5 strzemieniem od dołu	246.89
wartość średnia			253.06
odchylenie standardowe			11.95

W trakcie ogrzewania próbek prowadzono pomiar temperatury ich bezpośredniego otoczenia oraz wartość ich swobodnego odkształcenia (FTS). W ciągu jednego dnia przeprowadzano 3 takie badania. Okres studzenia komory wynosił około 30 min. Pomimo, że dla otwartej komory odczyt wbudowanej termopary wskazywał za każdym razem ok 20°C , dla drugiego i trzeciego badania w danym dniu, tempo przyrostu temperatury było szybsze niż w przypadku pierwszego badania. Komora kumulowała w sobie ciepło, które po zamknięciu drzwi oraz ponownym uruchomieniu grzałki i wentylatora, było oddawane do jej wnętrza. Powoduje to, że uzyskane w etapie 2 profile temperatury różnią się od siebie. Profile ukazane na wykresie 5.6, stanowią wartość średnią odczytów z termopar typu K. Nie są to wartości wynikające ze wskazań wbudowanego w komorę termometru.

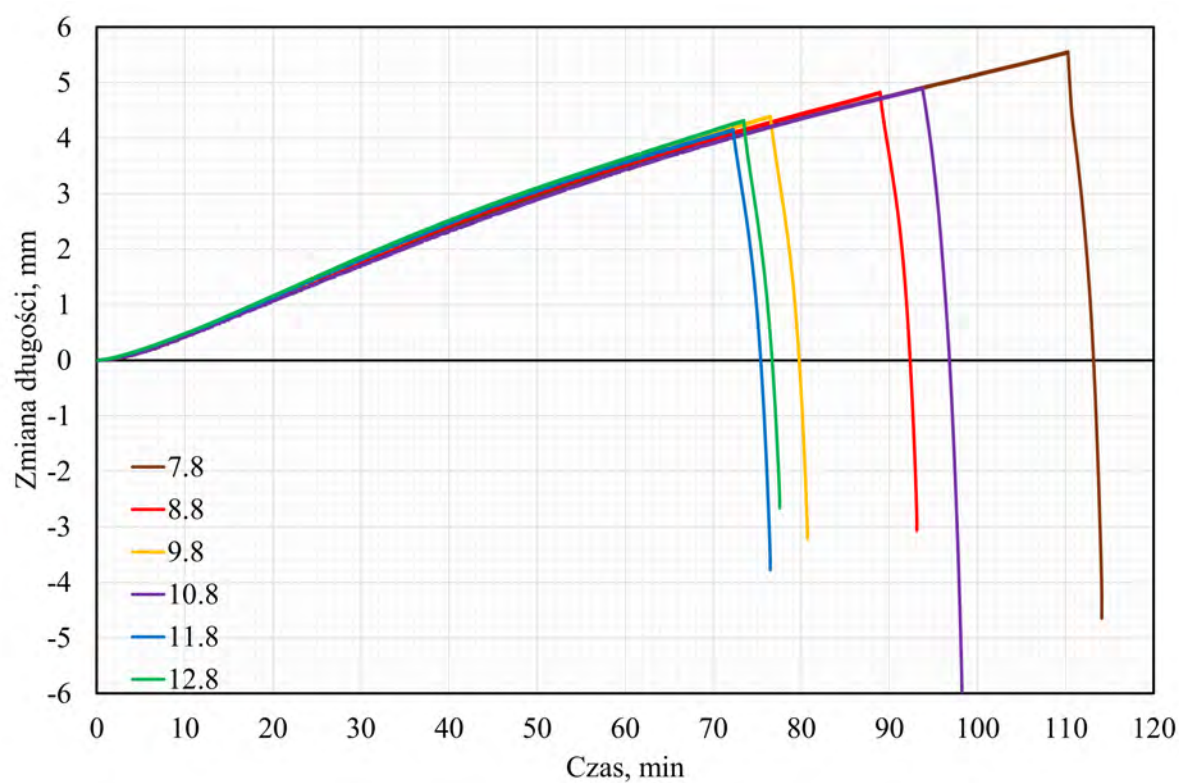


Rysunek 5.5: Próbkki zniszczone po wcześniejszym ich ogrzaniu bez obciążenia, ustawione do zdjęcia zniszczonymi stronami. Źródło własne.

Wykres 5.7 przedstawia zmianę wydłużenia próbki w czasie. Część wznosząca wykresu odnosi się do fazy ogrzewania, w której próbka na skutek temperatury oraz braku skrępowania siłą zewnętrzną, wydłuża się. Część opadająca odpowiada fazie, w której zwiększano obciążenie aż do momentu zniszczenia próbki. We wszystkich przypadkach schemat zniszczenia był identyczny. Uszkodzeniu ulegała otulina. W etapie drugim nie zaobserwowano wyboczenia prętów stalowych.



Rysunek 5.6: Etap 2 - wykres średniej temperatury w komorze w zależności od czasu.



Rysunek 5.7: Etap 2 - wykres zmiany długości próbki w zależności od czasu.

Na podstawie otrzymanych wyników oraz obserwacji zniszczenia wyciągnięto następujące wnioski:

- Komora termiczna akumuluje ciepło w swojej obudowie. Powoduje to, w przypadku pierwszych badań danego dnia (próbki 7.8 i 10.8), wydłużony czas osiągnięcia oczekiwanej temperatury otoczenia.
- W zależności od czasu, w którym osiągnięto temperaturę 600°C (według odczytu z komory), swobodne wydłużenie elementu wyniosło od 4.16 do 5.56 mm. Im szybciej osiągnano oczekiwaną temperaturę otoczenia tym mniejsze było wydłużenie elementu. Jest to zgodne z logiką. Krótszy czas nagrzewania powoduje, że wewnątrz przekroju jest chłodniejsze. Ostatecznie prowadzi to do mniejszej wartości odkształceń termicznych badanej próbki.
- Średnia siła niszcząca elementu, po wstępnym ogrzaniu a następnie obciążeniu w tempie 1 kN/s , wyniosła 253.06 kN. Oznacza to spadek wytrzymałości elementu do poziomu 64.5% siły niszczącej w warunkach normalnych (392.43 kN).
- Przebieg wykresów ma charakter liniowy i jest zgodny z zakładanym.

5.4 Etap 3 - odkształcenia LITS

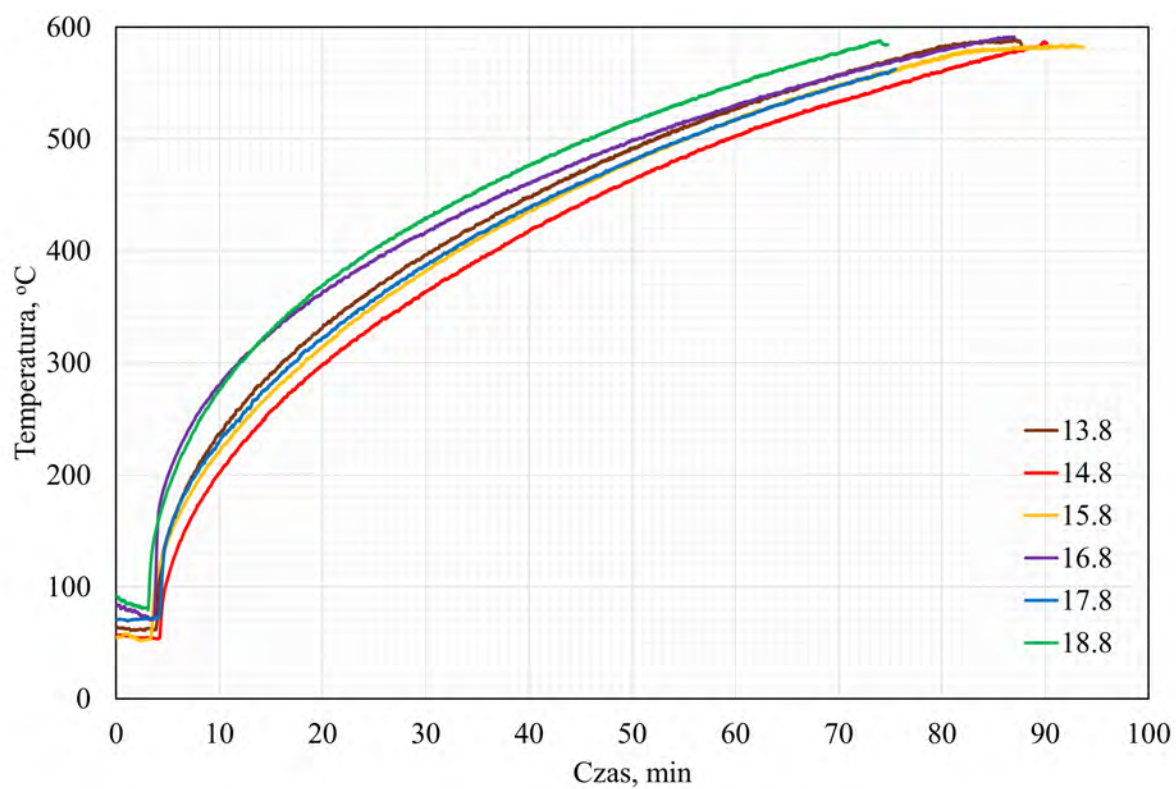
W trzecim etapie badań zniszczono łącznie 6 próbek, wszystkie ze zbrojeniem głównym $\phi 8$. Celem etapu było zniszczenie próbki obciążonej stałą siłą w warunkach zmieniającej się temperatury. Maszynę wytrzymałościową ustawiono w taki sposób, aby wydłużenie/skrócenie elementu nie wpływało na wartość przyłożonej siły zewnętrznej. Na podstawie wyników osiągniętych w etapie drugim, przyjęto wartość siły na poziomie 270 kN (wartość o 17.33 kN większa niż średnia siła niszcząca dla próbki wpierw ogrzanej a następnie obciążanej). Stwierdzono, że większa siła spowoduje szybsze zniszczenie próbki. Jednocześnie oczekiwano, aby zniszczenie próbki nastąpiło jak najbliżej momentu, w którym komora osiąga temperaturę 600°C. Zniszczone próbki przedstawiono na rysunku 5.8, informacje o zniszczeniu próbek zestawiono w tabeli 5.6.



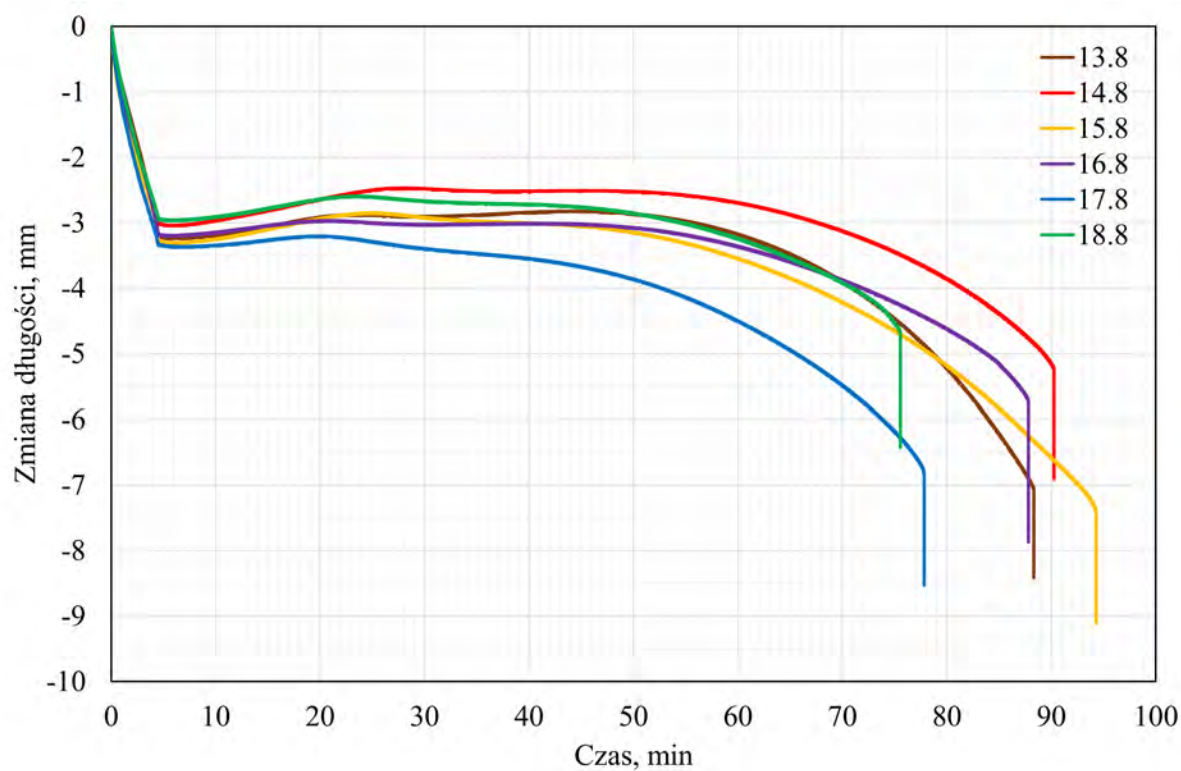
Rysunek 5.8: Próbki zniszczone po wcześniejszym ich obciążeniu a następnie ogrzaniu, ustawione do zdjęcia zniszczonymi stronami. Źródło własne.

Tabela 5.6: Temperatura otoczenia w momencie zniszczenia próbek ze zbrojeniem głównym o średnicy 8 mm po wcześniejszym ich obciążeniu siłą 270 kN

l.p.	nr próbki	opis zniszczenia temperatura komory	siła niszcząca kN
		z lewej strony	
1	13.8	pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od góry zniszczenie 6 min i 30 s od momentu w którym komora osiągnęła 600°C	270
		z prawej strony	
2	14.8	pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od góry zniszczenie w momencie w którym komora wskazywała 598°C	270
		z lewej strony	
3	15.8	pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od dołu zniszczenie 11 min i 20 s od momentu w którym komora osiągnęła 600°C	270
		z tyłu	
4	16.8	pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od góry zniszczenie 1 min i 32 s od momentu w którym komora osiągnęła 600°C	270
		z prawej strony	
5	17.8	pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od dołu zniszczenie w momencie w którym komora wskazywała 596°C	270
		z tyłu	
6	18.8	pomiędzy 5 a 6 strzemieniem od góry zniszczenie w momencie w którym komora wskazywała 591°C	270
wartość średnia			270



Rysunek 5.9: Etap 3 - wykres średniej temperatury w komorze w zależności od czasu.



Rysunek 5.10: Etap 3 - wykres zmiany długości próbki w zależności od czasu.

Podjęto próbę zminimalizowania efektu akumulowania ciepła przez komorę. W tym celu przed pierwszym badaniem danego dnia, komora była wygrzewana na pusto. Ciepło akumulowało się w komorze, co skutecznie skróciło czas nagrzewania pierwszej próbki i zapewniło większą powtarzalność wyników, co widać po przebiegach temperatury zestawionych na rysunku 5.9. Początkowe fragmenty wykresów na rysunku 5.9, w zakresie od 0 do 4.5 min, odzwierciedlają warunki termiczne panujące w wyłączanej komorze w czasie obciążania próbki do 270 kN. Przez nagrzewanie wstępne oraz badanie próbek jedna po drugiej (bez czasu potrzebnego na całkowite wychłodzenie się komory), temperatura panująca w otwartej komorze była wyższa niż temperatura w laboratorium. Uznano, że może mieć to wpływ na rozkład temperatury w przekroju.

Na podstawie otrzymanych wyników oraz obserwacji zniszczenia wyciągnięto następujące wnioski:

- Wstępne nagrzewanie komory przyniosło zamierzony efekt w postaci większej powtarzalności zmiany temperatury w czasie.
- Trzykrotnie doszło do zniszczenia próbki tuż przed osiągnięciem 600°C oraz trzykrotnie po osiągnięciu i dalszym utrzymywaniu temperatury 600°C , w tym raz po upływie 1.5 min. Siła na poziomie 270 kN została dobrana prawidłowo aczkolwiek w przypadku powtórzenia badań, zdecydowano by się na siłę na poziomie 280 kN, aby za każdym razem doszło do zniszczenia próbki przed osiągnięciem maksymalnej temperatury otoczenia.
- Uzyskany wykres wydłużenia od czasu jest zgodny z oczekiwanym. Wydłużenie próbek od siły 270 kN (osiągnięte w 270 s) przedstawione na rysunku 5.10 odpowiada wydłużeniom dla siły 270 kN z rysunku 5.4. W dalszej części wykresu widać, że wpływ ogrzewania na zmianę długości próbek wstępnie obciążonych jest inny niż dla próbek nieobciążonych. Podczas gdy próbki 7.8-12.8 pod wpływem temperatury wydłużyły się o ok 5 mm (rysunek 5.7), to w przypadku próbek 13.8-18.8 sumaryczne wydłużenie od efektów ogrzewania (FTS+LITS) wyniosło w szczytowym momencie ok 0.5 mm (rysunek 5.10). W dalszej fazie zaobserwowano dalsze, co raz szybsze, skracanie próbek bez zwiększania siły zewnętrznej.
- Na podstawie otrzymanych wykresów (rysunki 5.7 i 5.10) możliwe jest wyodrębnienie wartości odkształceń FTS i LITS.

5.5 Etap 4 - zniszczenie w fazie chłodzenia

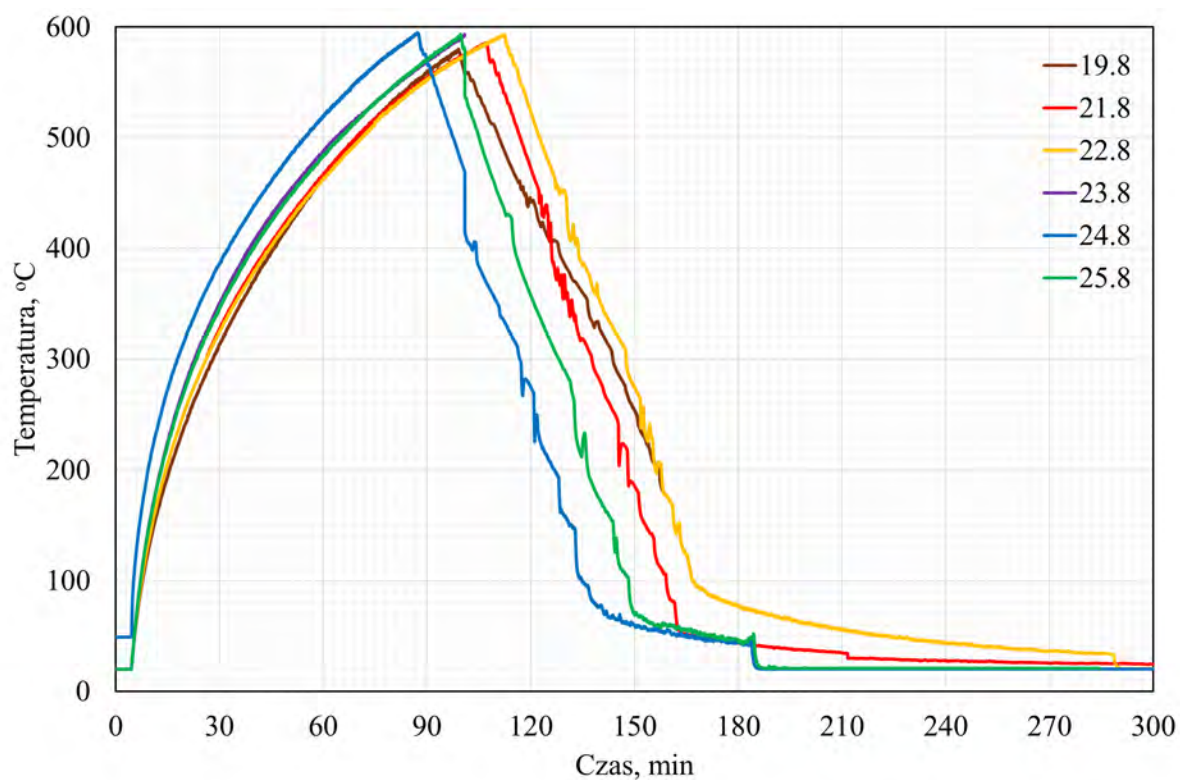
W ostatnim etapie badań testom poddano łącznie 6 próbek, wszystkie ze zbrojeniem głównym $\phi 8$. Celem, podobnie jak dla etapu trzeciego, było zniszczenie próbki obciążonej stałą siłą w warunkach zmieniającej się temperatury. Tym razem zakładano, że próbka przetrwa moment osiągnięcia najwyższej temperatury w komorze. Oczekiwano, że do samoczynnego zniszczenia dojdzie w okresie, w którym temperatura komory będzie powracać do wartości początkowej. Z uwagi na możliwości czasowe, badanie próbki kończono maksymalnie po 5 godzinach od rozpoczęcia badania.

5.5.1 Warunki temperaturowe

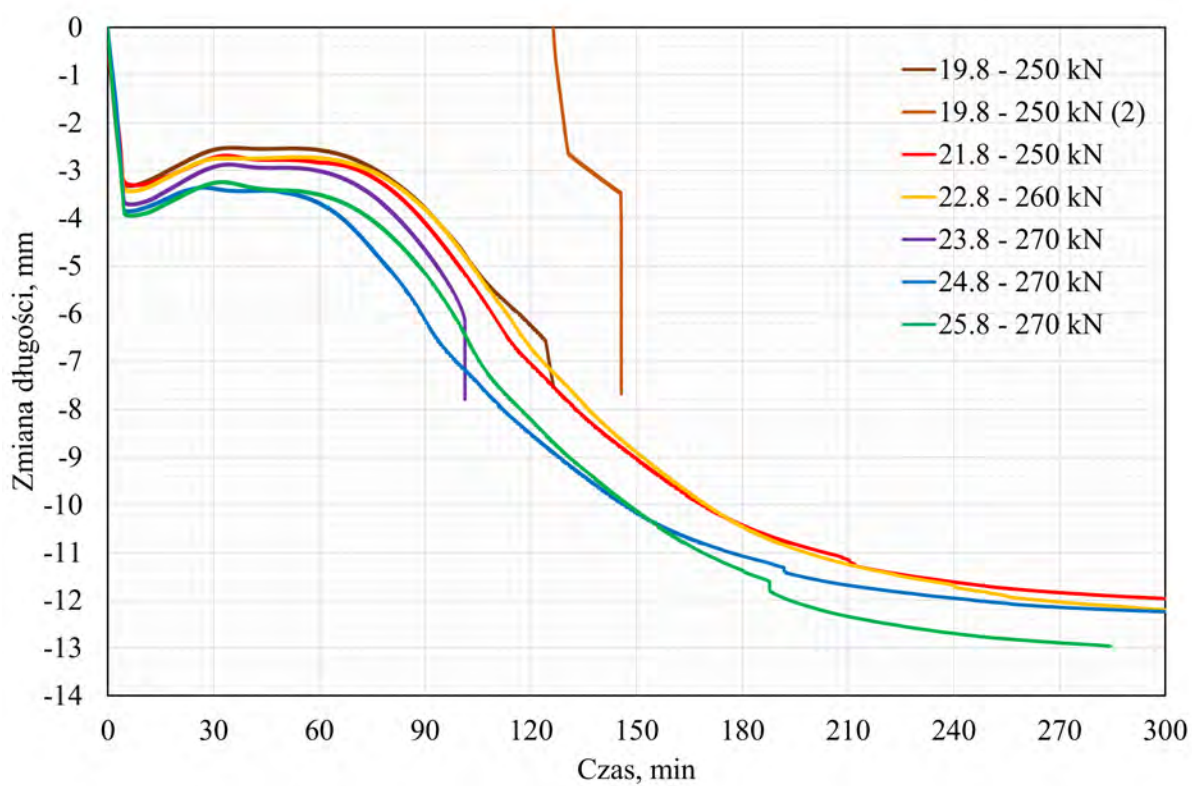
Przewidywano wykonywanie jednego badania dziennie, w związku z czym zrezygnowano ze wstępnego wygrzewania komory. Każdego dnia, temperatura początkowa wewnątrz komory wynosiła 20°C i w takiej temperaturze obciążano próbki do zadanej siły. W rezultacie, dla tego etapu, uzyskano najlepszą powtarzalność warunków w fazie ogrzewania.

Komora nie posiadała funkcji kontrolowanego obniżania temperatury. Zmniejszenie zadanej temperatury skutkowało jedynie wyłączeniem grzałki w komorze i jej ponownym samoczynnym załączeniem, po osiągnięciu wskazanej temperatury, bez jakiegokolwiek kontroli czasu, w którym się to stało. Tempo spadku temperatury w komorze, oprócz regulacji zadanej temperatury, regulowano dodatkowo poprzez stopniowe uchylanie drzwi komory. W zakresie od 600°C do ok 450°C tempo samoczynnego spadku temperatury w komorze wynosiło ok $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. W związku z tym podjęto starania, by poprzez stopniowe otwieranie drzwi komory, tempo spadku zostało utrzymane przez cały okres chłodzenia. W momencie gdy drzwi komory były już w pełni otworzone, temperatura wewnątrz komory wynosiła ok 70°C . Z uwagi na brak możliwości dalszej regulacji, od tego momentu, tempo chłodzenia wyraźnie spadało. Gdy drzwi komory uchylano zbyt mocno, temperatura wewnątrz komory gwałtownie spadała. Ponowne przymknięcie drzwi komory, powodowało wzrost temperatury w jej wnętrzu. Jest to wyjaśnienie skokowej zmiany temperatury na wykresach w fazie chłodzenia przedstawionych na rysunku 5.11. Ustalone tempo spadku temperatury $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$ odpowiada temu, jaki jest wymagany przez normę [138] dla 30-minutowego ogrzewania według krzywej ISO. Z podobnymi problemami odnośnie chłodzenia, mierzyli się również Wu i Chen [180]:

"As we can see, the ISO standard curve was followed quite well during the heating phase. Since there was no preset cooling-down curve, the furnace parameters were shifted to manual control at the beginning of the cooling phase to ensure a similar 1-h cooling path for all tests."[180].



Rysunek 5.11: Etap 4 - wykres średniej temperatury w komorze w zależności od czasu.



Rysunek 5.12: Etap 4 - wykres zmiany długości próbki w zależności od czasu.

5.5.2 Przebieg badań

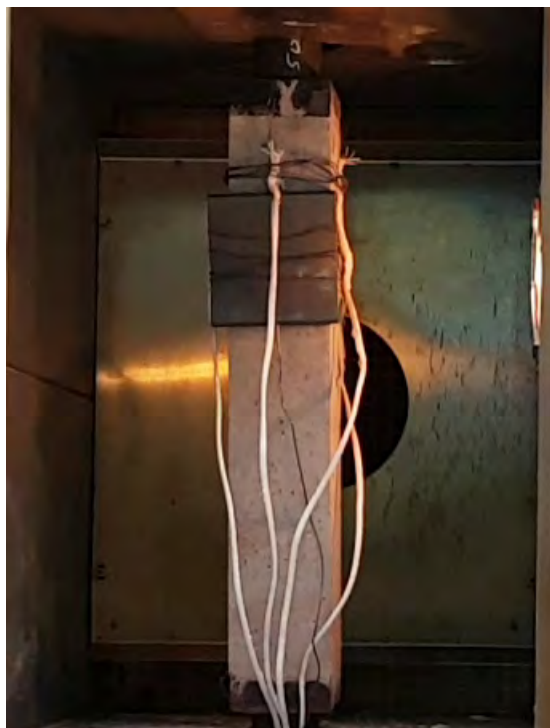
Próbka 19.8

Komora nie była wcześniej wygrzewana, a więc bazując na doświadczeniach z etapu drugiego, przyjęto że czas osiągnięcia maksymalnej temperatury w jej wnętrzu wyniesie około 90 min. W tym samym drugim etapie, średnia siła niszcząca, po około 5 minutach w stałej temperaturze bliskiej 600°C , wyniosła 252.67 kN. W etapie trzecim, przy sile 270 kN i krótszym czasie wygrzewania, połowa próbek uległa zniszczeniu przed osiągnięciem maksymalnej temperatury wewnątrz komory. Zdecydowano, aby pierwszą próbkę obciążyć siłą 250 kN.

Próbkę obciążono siłą 250 kN w tempie 1 kN/s. Po osiągnięciu zadanej siły, utrzymywano ją na zadanym poziomie. Podobnie jak w etapie trzecim, po rozpoczęciu ogrzewania próbka zaczęła się wydłużać. Po upływie około godziny, odkształcenia LITS zaczęły przeważać nad odkształceniami FTS i próbka ponownie zaczęła się skracać. Po zakończeniu ogrzewania w 95 min, skracanie się próbki pod wpływem stałego obciążenia postępowało dalej, pomimo że temperatura wewnątrz komory stale spadała w tempie $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Około 110 minuty tempo skracania się próbki zaczęło spadać, co widać na wykresie (rysunek 5.12) jako wyraźne załamanie przebiegu.

Z uwagi na błędne podanie czasu zakończenia programu (2 godziny zamiast 5), program wyłączył się i przestał utrzymywać zadaną siłę. Jako, że próbka była obciążona przed ogrzaniem, postępowały w niej odkształcenia LITS. Powodowało to, że odkształcenie próbki się nie zmieniał, malała za to wartość przyłożonej siły. Zorientowano się, gdy siła przyłożona do próbki spadła do poziomu 193 kN. Niezwłocznie uruchomiono program ponownie. Wartość przykładanej siły zaczęła rosnąć ale nie ustabilizowała się na poziomie 250 kN, stale rosła. W momencie gdy wartość siły osiągnęła poziom 262 kN, program przerwano ręcznie. Siła zaczęła spadać. Program uruchomiono ponownie gdy wartość przykładanej siły osiągnęła wartość 231 kN. Wartość przykładanej siły, podobnie jak poprzednio, nie ustabilizowała się na poziomie 250 kN, rosła dalej. Program przerwano gdy wartość siły wyniosła 263 kN. Zrozumiano, że ponowne uruchomienie programu traktowało obecną siłę jako punkt startowy, do której dodawano zadane obciążenie. W związku z tym zdecydowano o całkowitym odciążeniu próbki. W konsekwencji zresetowano też pomiar zmiany długości próbki, co było nieuzasadnione (należało ustawić w programie nową wartość siły niezbędną do skompensowania całkowitej siły do poziomu 250 kN). Następnie ponownie obciążono próbkę do poziomu 250 kN co pokazuje na rysunku 5.12 seria o nazwie *19.9 - 250 kN (2)*.

Po osiągnięciu siły 250 kN próbka ulegała dalszemu skróceniu. Ponowne uruchamianie programu nie miało wpływu na temperaturę otoczenia próbki (wewnątrz komory), która była stale rejestrowana i która w dalszym ciągu obniżała się w tempie $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Po około 20 min próbka uległa samoczynnemu zniszczeniu. Program uległ zatrzymaniu ze względu na znaczną skokową zmianę długości próbki. Zdjęcia próbki tuż przed i tuż po zniszczeniu przedstawiono na rysunku 5.13.



(A)



(B)

Rysunek 5.13: Próbka 19.8 w warunkach chłodzenia. Źródło własne.

(A) - Tuż przed zniszczeniem, (B) - Tuż po zniszczeniu.

Próbka 20.8

Zdecydowano by w dalszej części badań pozostać przy sile na poziomie 250 kN. Jednakże testowana próbka okazała się niesymetryczna, przez co siła była przykładana na mimośrodku. Odształcenia rzędu 3 mm osiągnięto już przy sile 60 kN. Badanie przerwano, a wyniki nie zostały wzięte pod uwagę.

Próbka 21.8

Podjęto kolejną próbę z użyciem siły 250 kN. Czas wygrzewania próbki wyniósł 103 minuty, a więc o 8 minut dłużej niż w przypadku próbki 19.8. Pomimo rozpoczęcia chł-



(A)



(B)

Rysunek 5.14: Próbką 21.8 w warunkach chłodzenia. Źródło własne.

(A) - Pierwsze zaobserwowane zarysowania, (B) - Po wyjęciu z komory.

dzenia, tempo skracania próbki nie zmieniło się przez następne 8 minut. W okolicach 114 minuty, na rysunku 5.12, widoczny jest punkt przegięcia krzywej, od którego tempo skracania próbki zaczęło spadać. Skracanie postępowało, jednakże z każdą minutą przyrost skrócenia był co raz mniejszy. Po 210 minutach od rozpoczęcia oddziaływania na próbkę temperaturą (107 minuta od rozpoczęcia fazy chłodzenia), doszło do uszkodzenia i odpadnięcia otuliny tylnej ściany próbki. Moment ten jest widoczny na wykresie w formie tąpnięcia. Pomimo uszkodzeń, element w dalszym ciągu przenosił zadane obciążenie i ulegał dalszemu skróceniu. Po upływie 5 godzin badanie zakończono.

Próbka 22.8

W związku z oczekiwaniami zaprzestania przenoszenia siły przez element, zdecydowano się na zwiększenie siły do poziomu 260 kN. Była to wartość zbliżona do 263 kN, którą w niezamierzony sposób przeciążono próbkę 19.8.

Ogrzewanie próbki, do maksymalnego zakresu według wskazań komory, trwało w tym przypadku najdłużej - 108 min. Punkt przegięcia wykresu, po którym nastąpił spadek tempa skracania elementu, zaobserwowano ok 118 min, a więc 10 min od rozpoczęcia chłodzenia. Pierwszą rysę zauważono po upływie 195 minut. Do uszkodzenia i odpad-

nięcia otuliny doszło w 240 min. Otulina odpadła z przedniej ściany elementu. Mocne zarysowania widoczne były również na bocznych ścianach i lewym tylnym narożniku.



(A)



(B)

Rysunek 5.15: Próbką 22.8 w warunkach chłodzenia. Źródło własne.

(A) - Zniszczenie po tapaniu, (B) - Zniszczenie po zwiększeniu obciążenia.

Pomimo to próbka w dalszym ciągu przenosiła obciążenie i nie uległa zniszczeniu w czasie 5 godzin. Bez uprzedniego odciążania, zdecydowano się na zwiększanie siły aż do momentu, w którym próbka ulegnie zniszczeniu. Zamierzony efekt osiągnięto przy sile 292 kN, która była większa od sił potrzebnych do zniszczenia elementów w etapie 2 i 3. Oznaczało to, że próbka odzyskała część, utraconej pod wpływem temperatury wytrzymałości. Jak opisano wcześniej (pkt 3.2.3), przyjmuje się, że wytrzymałość betonu ulega dalszemu pogorszeniu w fazie chłodzenia. Efekt wzmocnienia wynika więc ze spadku temperatury prętów stalowych co w takim przypadku skutkuje odzyskaniem części ich wytrzymałości. Przyrost siły możliwej do przeniesienia przez pręty zbrojeniowe musiał być większy niż postępujący spadek siły przenoszony przez beton.

Próbka 23.8

W kolejnym podejściu zdecydowano się na zwiększenie siły do poziomu 270 kN. Z doświadczeń etapu trzeciego (gdzie połowa próbek nie dotrwała do momentu, w którym temperatura wewnątrz komory osiągała swoje maksimum), zdawano sobie sprawę z podejmowanego ryzyka. Dodatkowe ryzyko wynikało również z faktu, że komora na tym etapie nie była wstępnie wygrzewana. Element byłby ogrzewany znacznie dłużej niż próbki zniszczone tą samą siłą w etapie trzecim. Próbka uległa zniszczeniu w 100 minucie, w momencie gdy odczyt temperatury z komory wskazywał 599°C. Do rozpoczęcia fazy chłodzenia zabrakło kilku minut.



(A)



(B)

Rysunek 5.16: Próbka 23.8 w warunkach chłodzenia. Źródło własne.

(A) - Po zamontowaniu w komorze, (B) - Po zniszczeniu w fazie ogrzewania.

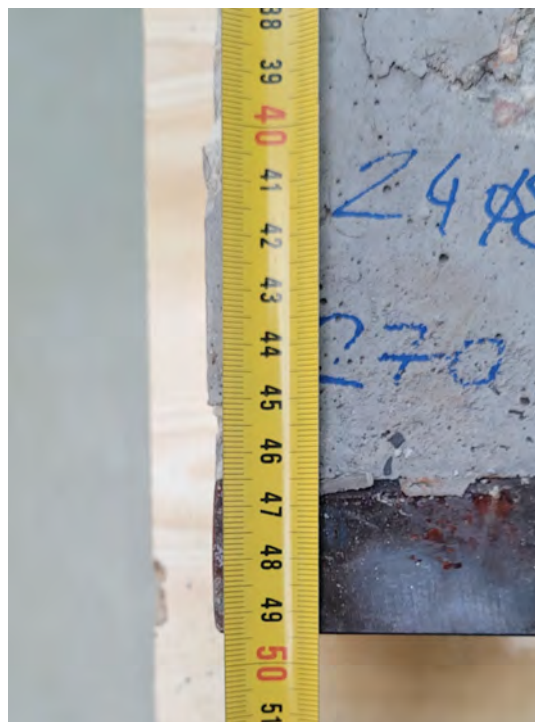
Próbka 24.8

Z uwagi na zniszczenie próbki 23.8 przed czasem, tego samego dnia zdecydowano się na przeprowadzenie jeszcze jednego badania. Komora była wygrzana, a więc odzwierciedlała warunki panujące w etapie trzecim. Zwiększało to szanse, że próbka nie ulegnie zniszczeniu przed rozpoczęciem fazy chłodzenia. Ogrzewanie próbki trwało 83 minuty, co było najszybszym czasem na tym etapie badań. Punkt przełamania wykresu nastąpił około 93 minuty. Pierwsze zarysowania, świadczące o możliwości odpadnięcia otuliny z lewej

ściany próbki zaobserwowano około 180 minuty. Do tąpnięcia na wykresie doszło 8 minut później. Do odspojenia otuliny doszło w dwóch niezależnych miejscach. Pierwsze miejsce z lewej strony i z tyłu, od połowy słupa w górę. Drugie, w prawym dolnym rogu, od 1/3 wysokości słupa w dół.



(A)



(B)

Rysunek 5.17: Próbką 24.8 w warunkach chłodzenia. Źródło własne.

- (A) - Po oczyszczeniu z luźnych kawałków betonu,
(B) - Pomiar wskazujący na trwałe skrócenie próbki

Podobnie jak we wcześniejszych przypadkach, próbka przeniosła zadane obciążenie do końca trwania testu. Pomimo znacznego uszkodzenia otuliny, próbka nie uległa wyboczeniu. Pomiar próbki po każdym narożniku wykazał, że próbka skróciła się trwale o ok 5 mm. Jednocześnie nie stwierdzono aby skróceniu uległy stalowe głowice próbki, których grubość w trakcie pomiaru wynosiła 30 mm.

Próbka 25.8

Szósta próbka ponownie została obciążona siłą 270 kN. Uzyskany przebieg zmian temperatury w czasie, w fazie ogrzewania, praktycznie pokrył się z przebiegiem uzyskanym dla próbki 23.8, jednakże tym razem próbka nie uległa zniszczeniu przed rozpoczęciem fazy chłodzenia.

Pierwsze zarysowania, zlokalizowane na tylnej ścianie próbki, zauważono w 165 minucie od rozpoczęcia badania. Do odpadnięcia otuliny i tąpnięcia doszło 22 minuty później (187 minuta). Pomimo tąpnięcia próbka dalej przenosiła zadane obciążenie. Zaraz po tąpnięciu zaobserwowano znaczne wybrzuszenie się próbki w kierunku przedniej ściany. Za pomocą poziomicy określono strzałkę ugięcia na poziomie 9 mm. Jednocześnie próbka ulegała dalszemu skróceniu, co przy takim przemieszczeniu poziomym, mogło spowodować złamanie się próbki, a więc oczekiwane zaprzestanie przenoszenia zadanego obciążenia zewnętrznego. Z upływem czasu skracanie próbki praktycznie zanikło. Pomędzy 270 a 285 minutą, próbka skróciła się o 0.07 mm.



(A)



(B)

Rysunek 5.18: Próbką 25.8 w warunkach chłodzenia. Źródło własne.

(A) - Tuż po tąpnięciu wykresu odkształceń,

(B) - W momencie przerywania badania z widoczną postępującą degradacją betonu.



Rysunek 5.19: Próbką 25.8 w warunkach chłodzenia - widoczna zmiana schematu statycznego poprzez oparcie próbki na walcu. Źródło własne.

Zaobserwowano, że próbka wykorzystwała całą swobodę obrotu i oparła się o narzędzie do przenoszenia obciążenia ze szczęk (rysunek 5.19). Spowodowało to zmianę sposobu podparcia próbki i zmniejszenie mimośrodu siły, co w kontekście celu badania było sytuacją niepożądaną. Z uwagi na powyższe, badanie przerwano w 285 minucie.

Wnioski sformułowane po przeprowadzeniu etapu 4 zostały przedstawione w rozdziale 8 dysertacji jako wnioski końcowe pracy.

Rozdział 6

Model obliczeniowy

6.1 Rozkład temperatury w przekroju

Rozkład temperatury

Rozkład temperatury w elemencie wyznaczono przy pomocy cząstkowego równania różniczkowego przewodnictwa ciepła (3.11) postaci:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad (6.1)$$

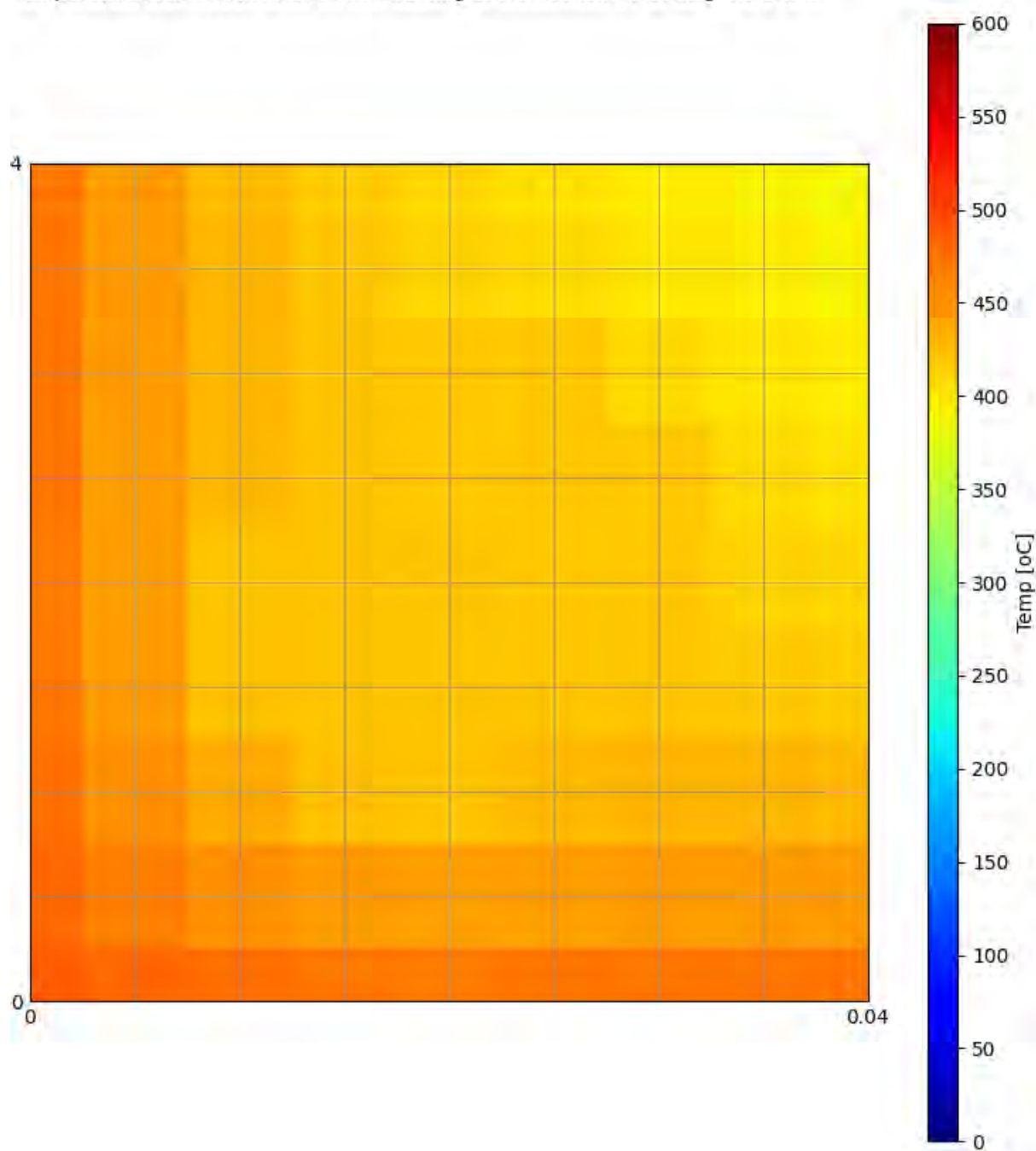
W którym T jest temperaturą elementu w punkcie o współrzędnych x, y, z w czasie t . Parametry ρ, c_p, λ są odpowiednio gęstością, ciepłem właściwym i przewodnością termiczną materiału w danym punkcie. Równanie 6.1 rozwiązano metodą różnic skończonych, zastępując drugie pochodne przestrzenne drugą różnicą centralną a pierwszą pochodną po czasie – pierwszą różnicą w przód (różnicą prawostronną). Tym samym, temperaturę w punkcie przekroju określa się z zależności rekurencyjnych na podstawie właściwości materiału oraz temperatury w punktach sąsiednich.

Do obliczeń przyjęto następujące warunki brzegowe i początkowe dla pola temperatury: temperatura początkowa przekroju w całej objętości jest równa 20°C; siatkę punktów ma rozstaw $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 0.005$ m; wymiana ciepła z otoczeniem odbywa się poprzez całą powierzchnię zewnętrzną elementu. Zastosowany algorytm jawny metody różnic skończonych jest stabilny, gdy dla każdego analizowanego punktu spełniony jest warunek:

$$\frac{\lambda \Delta t}{\rho c_p \min(\Delta x^2, \Delta y^2, \Delta z^2)} < 0.5 \quad (6.2)$$

Zbieżność rozwiązania osiągnięto przy kroku czasowym równym $\Delta t = 200$ ms. Wartości temperatury otoczenia przyjmowano jako średnie wartości z odczytów termopar typu K (bez uwzględniania termopary płytkowej).

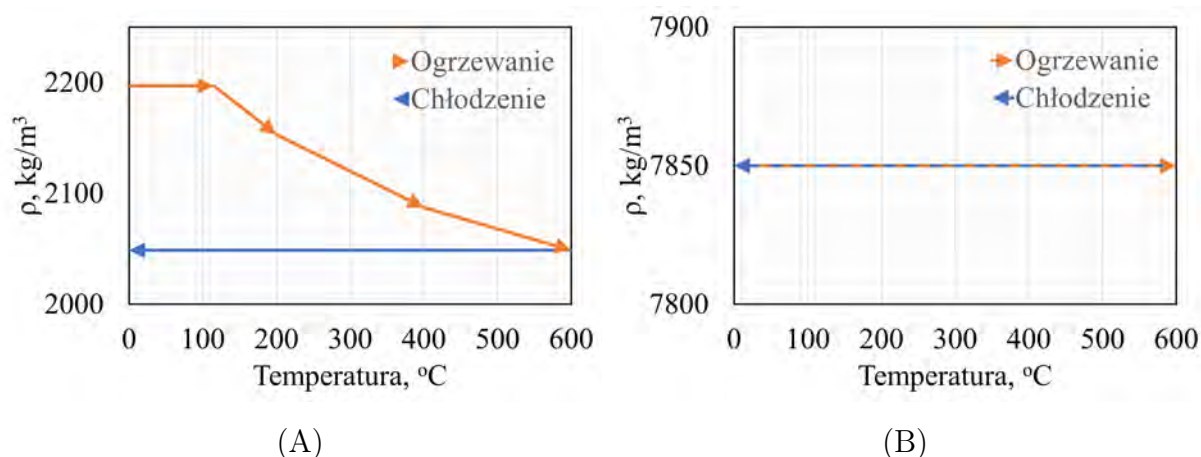
Temperature distribution after 54 min heating at crosssection XY at height 0.175 m



Rysunek 6.1: Wyznaczony rozkład temperatury w ćwiartce przekroju z widocznym wpływem zbrojenia głównego. Źródło własne.

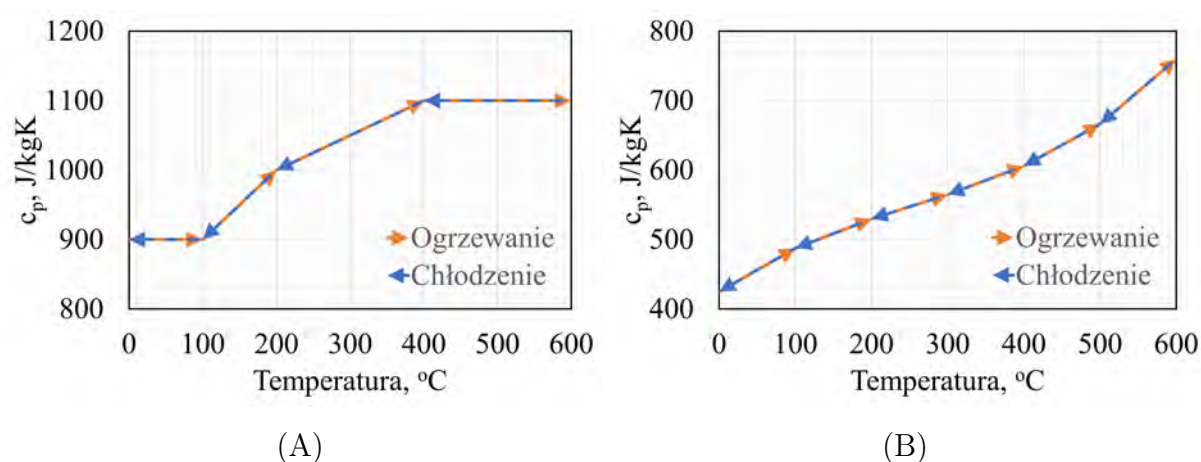
Właściwości termiczne

Zmianę gęstości w zależności od temperatury przyjęto zgodnie z normą [140]. Przyjęto wartość początkową na poziomie $\rho(20^{\circ}\text{C}) = 2\,197\text{ kg/m}^3$. W fazie chłodzenia gęstość betonu przyjęto jako wartość stałą, równą gęstości dla najwyższej osiągniętej temperatury w danym punkcie. Dla stali przyjęto stałą wartość gęstości przez cały okres ogrzewania i chłodzenia [141].



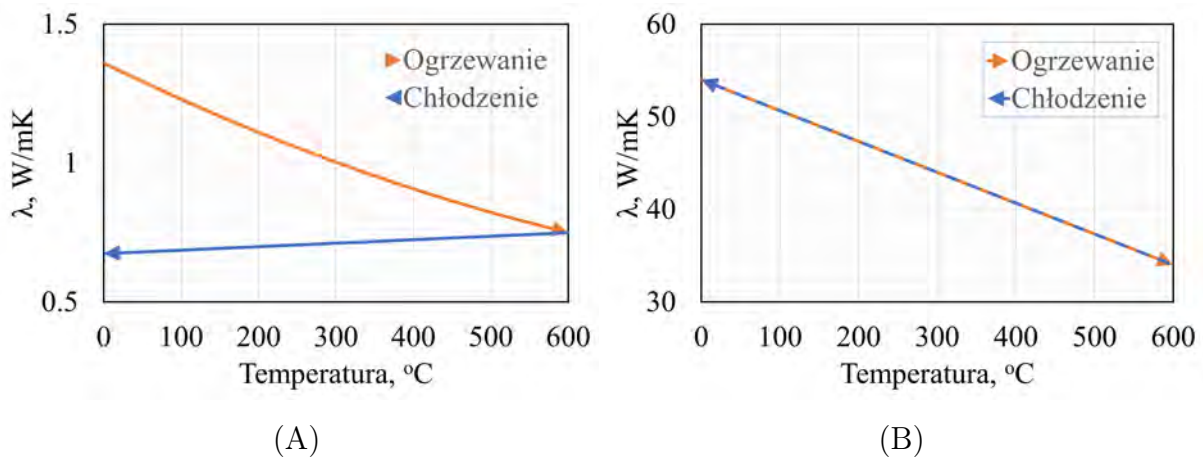
Rysunek 6.2: Zmiana gęstości materiału w zależności od jego temperatury przy założeniu osiągnięcia przez niego temperatury 600°C . (A) - Beton, (B) - Stal.

Ciepło właściwe zamodelowano zgodnie z podejściem normowym [140] jak dla wilgotności równej 0% masy betonu (próbki były poddawane suszeniu). Ciepło właściwe stali zamodelowano zgodnie z normą [141]. W fazie chłodzenia, dla obydwu materiałów, założono pełną odwracalność wartości ciepła właściwego. [121].



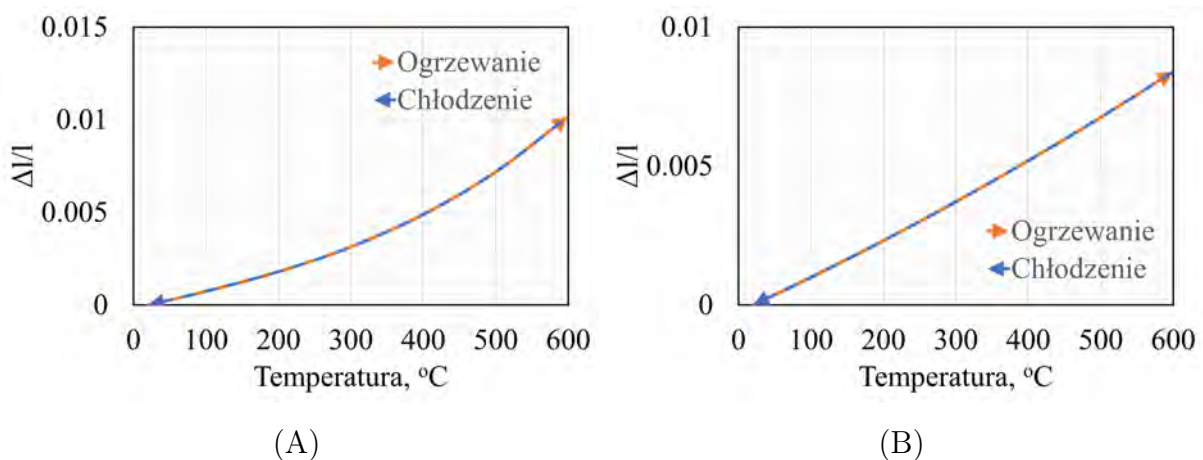
Rysunek 6.3: Zmiana ciepła właściwego materiału w zależności od jego temperatury przy założeniu osiągnięcia przez niego temperatury 600°C . (A) - Beton, (B) - Stal.

Przewodność cieplną zamodelowano zgodnie z podejściem normowym [140]. Ustalono dolną granicę przewodności cieplnej. W fazie chłodzenia, z uwagi na fakt, że po ogrzaniu temperatura całego elementu oscyluje w okolicach 600°C, przyjęto 10%, dalszy liniowy spadek od wartości wynikającej z maksymalnej osiągniętej temperatury [121]. Dla stali wartość przewodności cieplnej przyjęto zgodnie z normą [141]. W fazie chłodzenia przyjęto pełną odwracalność.



Rysunek 6.4: Zmiana przewodności cieplnej materiału w zależności od jego temperatury przy założeniu osiągnięcia przez niego temperatury 600°C. (A) - Beton, (B) - Stal.

Wydłużalność termiczną (FTS) zarówno dla stali jak i dla betonu zamodelowano zgodnie z wytycznymi normy [140]. Przyjęto wariant betonu wykonanego na kruszywie krzemianowym. Z uwagi na fakt, że maksymalna spodziewana temperatura betonu nie przekroczy 600°C, w fazie chłodzenia założono pełną odwracalność odkształceń termicznych FTS [63].

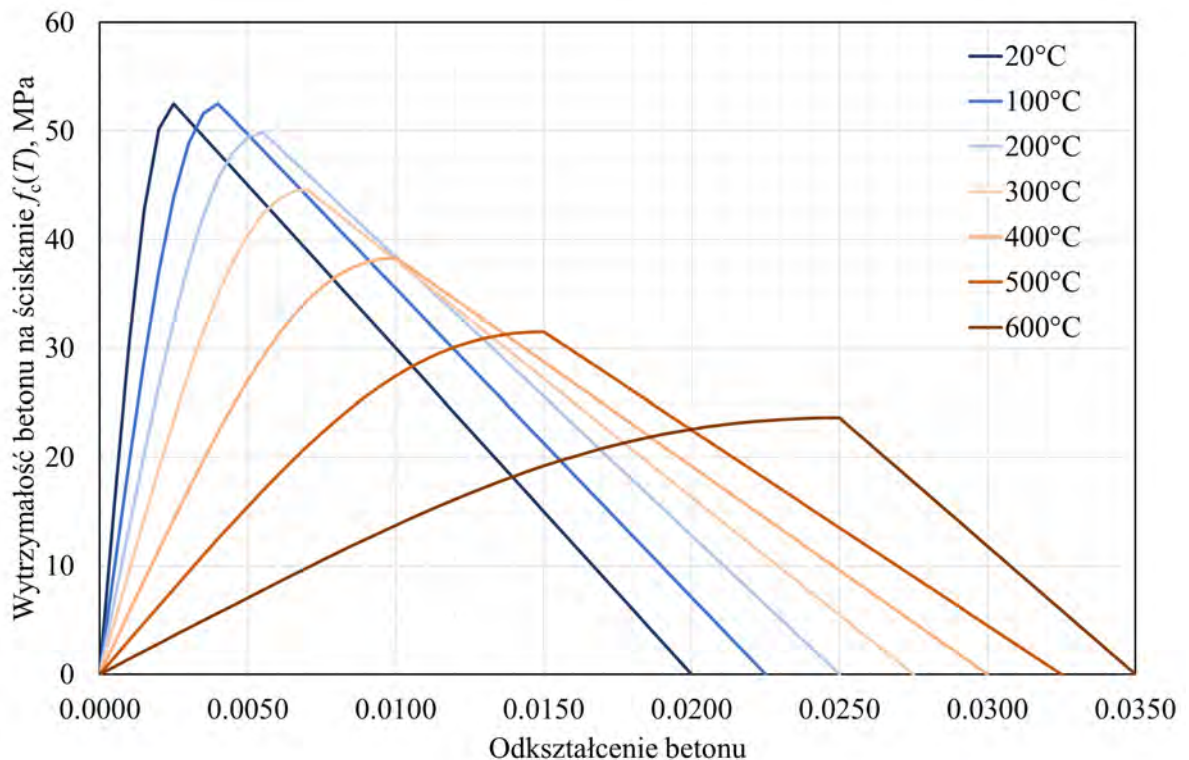


Rysunek 6.5: Zmiana wydłużenia termicznego materiału w zależności od jego temperatury przy założeniu osiągnięcia przez niego temperatury 600°C. (A) - Beton, (B) - Stal.

6.2 Modelowanie betonu

Do modelu, w nawiązaniu do przeprowadzonych badań, przyjęto beton o wytrzymałości na ściskanie równej 52.5 MPa. Wytrzymałość na rozciąganie oszacowano na bazie [139] na poziomie 4.1 MPa a moduł sprężystości na poziomie 37 GPa. Współczynnik Poissona przyjęto jako stały, niezależny od temperatury równy $\nu = 0.2$. Pomimo niewielkich gabarytów próbek, w obliczeniach, zdecydowano się nie uwzględniać efektu skali [68, 133, 183] oraz wpływu długości elementu na odkształcenia przy ściskaniu [82].

Przy tworzeniu modelu obliczeniowego betonu w warunkach podwyższonej temperatury, kluczowym jest określenie zależności naprężenia od odkształcenia. Podstawowym wynikiem obliczeń metodą elementów skończonych są przemieszczenia oraz wynikające z nich odkształcenia. Znajomość relacji naprężenia od odkształcenia, dla dowolnej temperatury, pozwala na wyznaczenie naprężeń w betonie i dalej na ocenę jego zniszczenia. Do modelu obliczeniowego użyto zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu na kruszywie krzemianowym zawartą w eurokodzie [140]. Dla betonu, o wytrzymałości na ściskanie w warunkach normalnych równej 52.5 MPa, wygląda ona jak na rysunku 6.6.

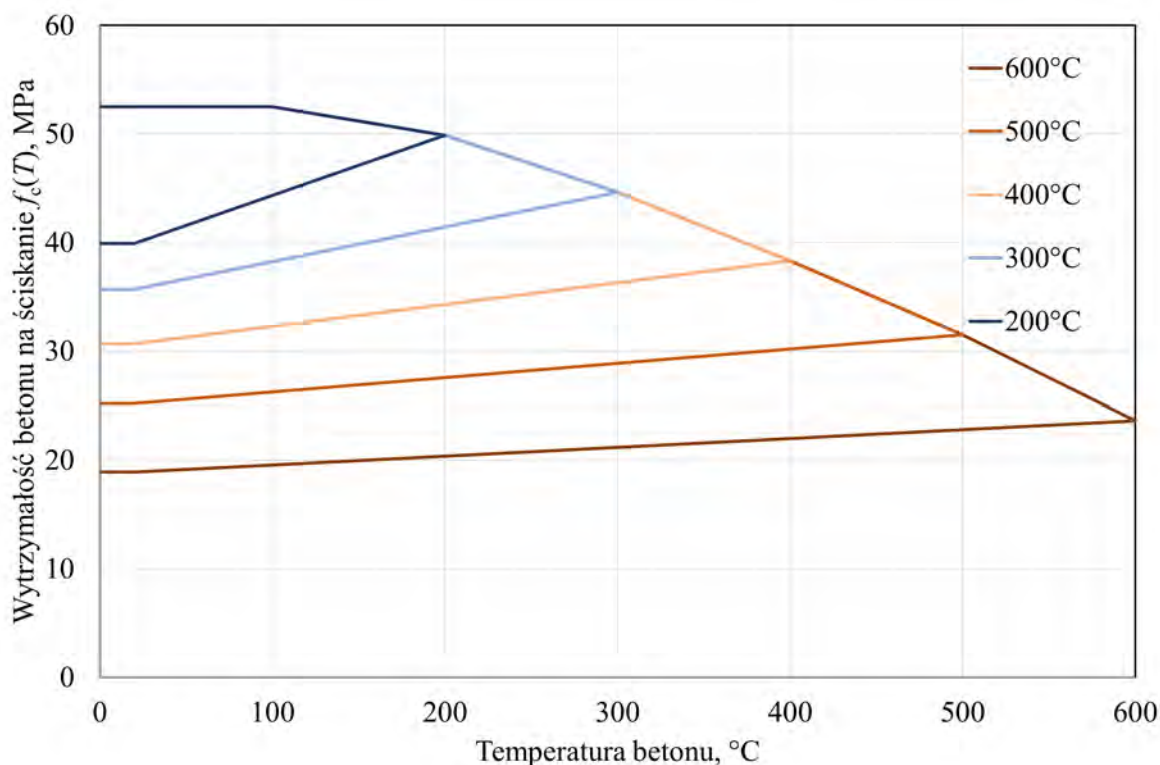


Rysunek 6.6: Model zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu, o wytrzymałości w warunkach normalnych równej 52.5 MPa, z kruszywem krzemianowym, w temperaturze do 600°C według PN-EN 1992-1-2 [140]

Model ten, z założenia, uwzględnia w sobie odkształcenia reologiczne LITS. Wu i Chen w podsumowaniu rezultatów swoich badań [180] opisali go następująco:

The material properties in EC2, which ignore the influence of loading history and transient creep, need some improvements in order to predict the behavior of RC structures in fire more precisely. [180]

W celu zwiększenia precyzji rezultatów, w modelu uwzględniono dalszą utratę wytrzymałości betonu na ściskanie w fazie chłodzenia. Eurokod 4 [142] zakłada utratę dodatkowych 10% wytrzymałości. Franssen, w swojej pracy [111] doszedł do wniosku, że w temperaturach ok 500°C utrata wynosi dodatkowe 20%. W czasie wszystkich badań autora, maksymalna temperatura betonu przed rozpoczęciem fazy chłodzenia była zawsze nie niższa niż 500°C. W modelu wprowadzono więc wariant Franssena. Zaimplementowano liniową, 20%, dodatkową utratę wytrzymałości na ściskanie w fazie chłodzenia. Zmiana ta jest wyznaczana względem wytrzymałości na ściskanie odpowiedniej dla maksymalnej uzyskanej przez beton temperatury. Zależność przedstawiono na rysunku 6.7.

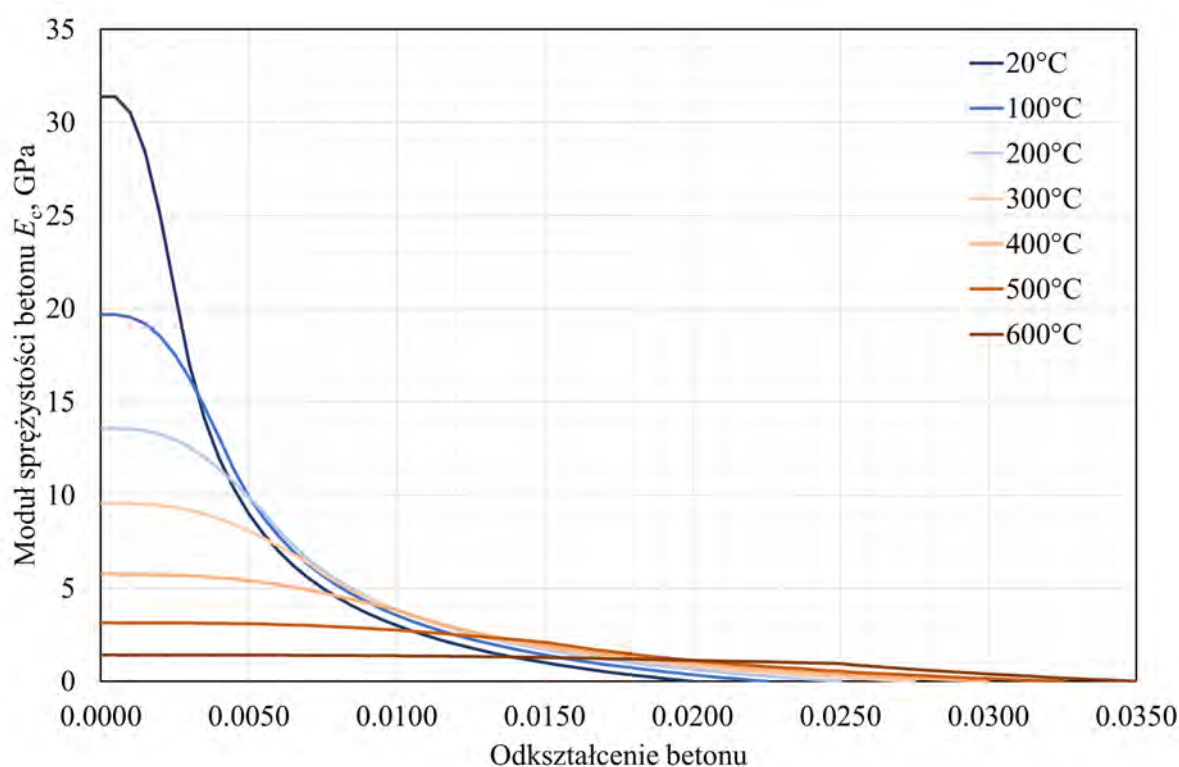


Rysunek 6.7: Zmiana wytrzymałości betonu w zależności od temperatury z uwzględnieniem 20% dalszego spadku wytrzymałości w trakcie chłodzenia, dla betonu na kruszywie krzemianowym, o wytrzymałości w warunkach normalnych równej 52.5 MPa

Dodatkowo założono, że podczas fazy chłodzenia, zależność naprężenia od odkształcenia będzie zawsze przyjmowana jak dla maksymalnej temperatury osiągniętej przez beton w danym punkcie. Zmianie ulegać będzie jedynie wytrzymałość na ściskanie. Założenie to ma na celu wyeliminowanie zjawiska zmniejszania się wartości odkształceń reologicznych LITS, z którym należałoby się liczyć stosując ten model jako w pełni odwracalny.

Według opisanych w stanie wiedzy modeli, wartość odkształceń LITS zależy od stosunku naprężeń do wytrzymałości betonu. Można zakładać, że skoro w fazie chłodzenia beton traci kolejne 20% wytrzymałości, to przy przyjętych założeniach, odkształcenia LITS będą dalej postępować.

Znajomość wartości siecznego modułu Younga jest niezbędna w metodzie elementów skończonych. W trakcie obliczeń jest ona wyznaczana z wykresu zależności naprężenia od odkształcenia. Znając tę zależność, możliwe jest wyznaczenie kąta nachylenia wykresu oraz wartości siecznego modułu sprężystości punktu (elementu skończonego) dla danej temperatury.



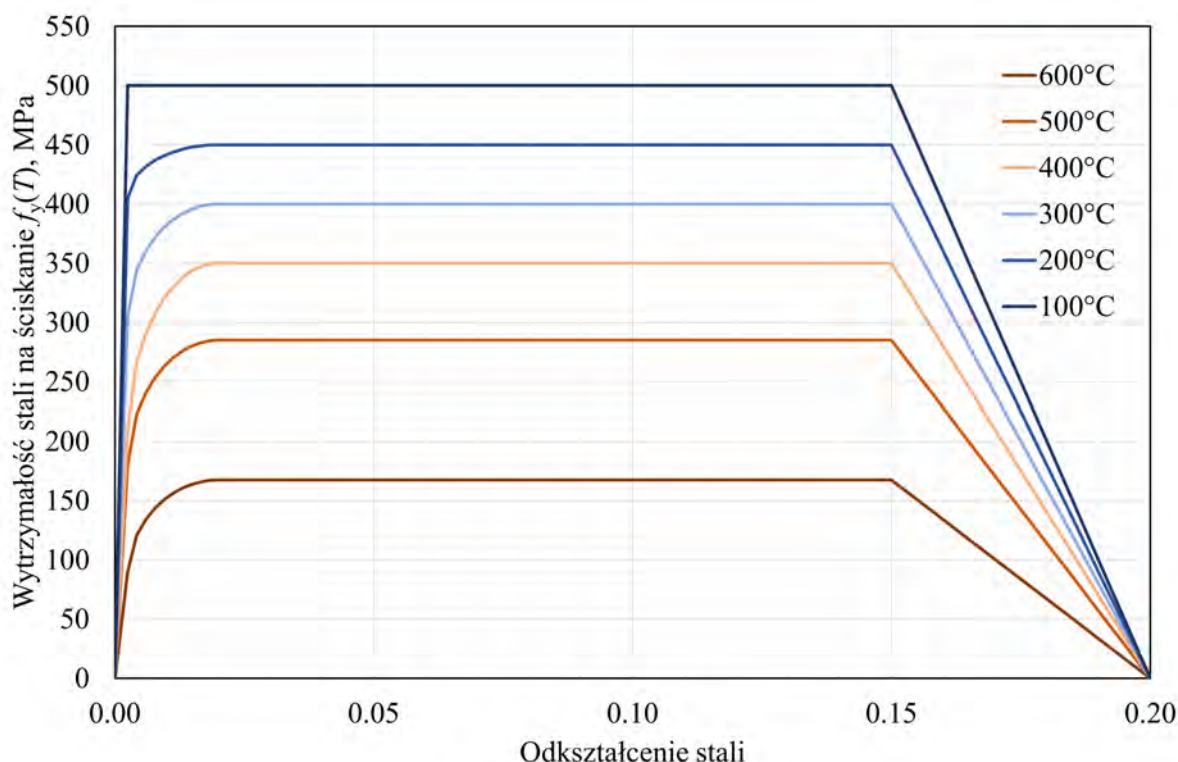
Rysunek 6.8: Wartość siecznego modułu Younga, wyznaczona na podstawie modelu zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu w temperaturze do 600°C według PN-EN 1992-1-2 [140], dla betonu na kruszywie krzemianowym, o wytrzymałości w warunkach normalnych 52.5 MPa

6.3 Modelowanie stali

Wytrzymałość stali zbrojeniowej i modułu sprężystości w warunkach normalnych przyjęto na poziomie odpowiednio 500 MPa i 200 GPa. Dla strzemion i blach czołowych wytrzymałość stali przyjęto na poziomie 235 MPa. Współczynnik Poisson'a przyjęto jako stały, niezależny od temperatury równy $\nu = 0.3$.

Model zależności naprężenia od odkształcenia w warunkach podwyższonej temperatury przyjęto zgodnie z eurokodem żelbetowym [140]. Szczegółowe wzory tego modelu przedstawiono w rozdziale 3 *stan wiedzy*. Spadek wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie $f_{sy,\theta}/f_{yk}$ przyjęto zgodnie z krzywą nr 3 przedstawionej na rysunku 4.2a eurokodu [140] *zbrojenie ściskane i zbrojenie rozciągane przy odkształceniach $<2\%$* . Wartości $f_{sp,\theta}/f_{yk}$ oraz $E_{s,\theta}/E_s$ przyjęto zgodnie z tablicą 3.2a tej samej normy [140].

Założono, że w fazie chłodzenia, model ten jest w pełni odwracalny oraz, że nie występuje w niej dodatkowa utrata wytrzymałości. W modelu nie uwzględniano żadnych innych odkształceń reologicznych stali zbrojeniowej.



Rysunek 6.9: Model zależności naprężenie-odkształcenie dla stali zbrojeniowej, o wytrzymałości w warunkach normalnych równej 500 MPa, w temperaturze do 600°C według PN-EN 1992-1-2 [140]

6.4 Założenia uzupełniające

Obliczenia odkształceń i naprężeń przeprowadzono za pomocą metody elementów skończonych (MES). Z uwagi na chęć przeprowadzenia w pełni świadomej analizy obliczeniowej nie użyto komercyjnych programów obliczeniowych. Bazując na ogólnodostępnej wiedzy odnośnie sposobów stosowania i implementacji MES, autor stworzył własny program obliczeniowy. Wszystkie zastosowane funkcje i procedury zostały napisane samodzielnie. Zmierzono się z problemem optymalizacji obliczeń oraz wykorzystania zasobów dostępnej jednostki obliczeniowej. Z uwagi na popularność MES w środowisku badawczym, w pracy świadomie zrezygnowano z szczegółowego opisu tej metody. Skupiono się natomiast na przyjętych założeniach.

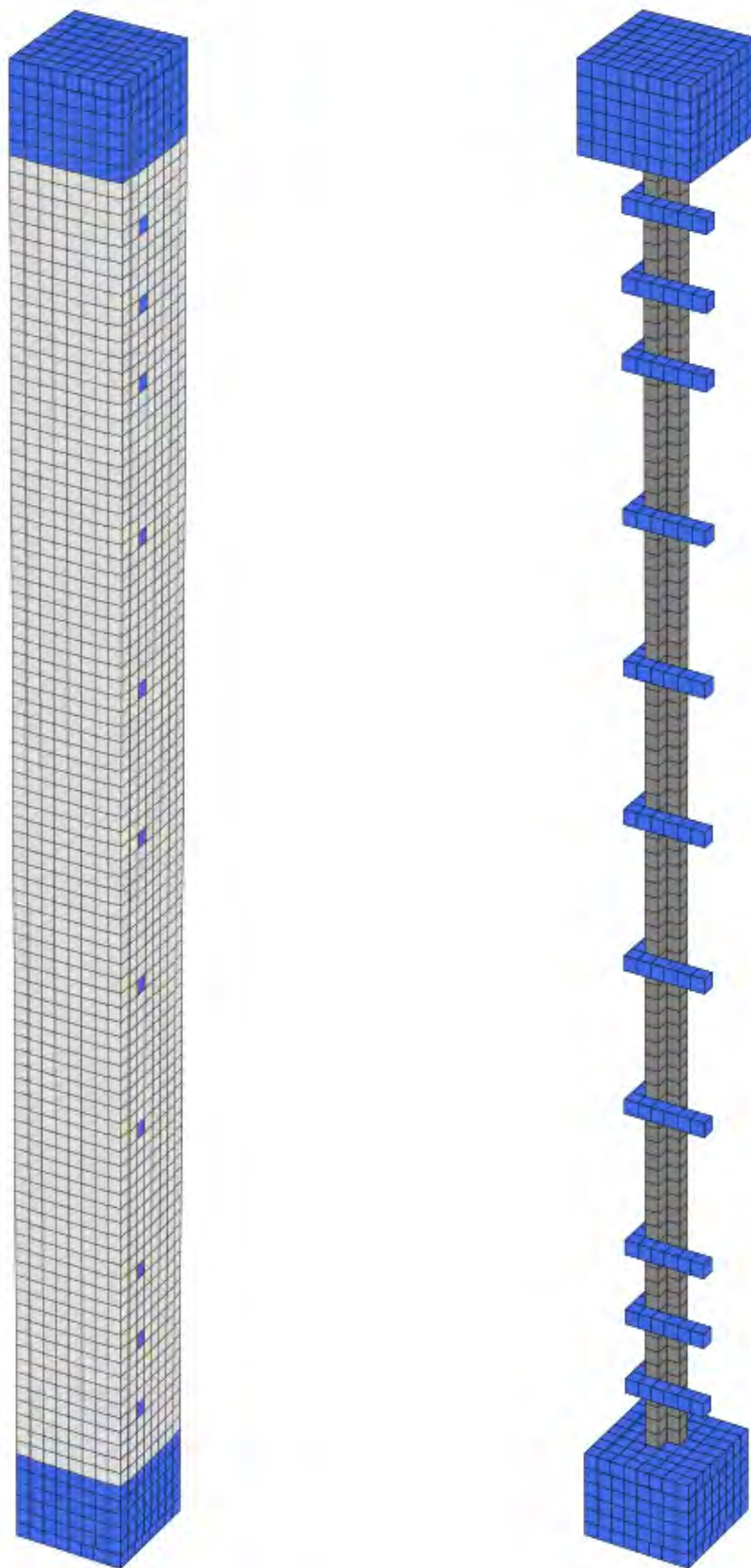
Element skończony

Z uwagi na osiowe ściskanie oraz regularny kształt próbki, zdecydowano się na elementy sześciennie, tworzone z 8 węzłów o 3 stopniach swobody każdy (przesuw, bez obrotu). Element tego typu określany jest jako hexahedron z 8 węzłami HEX8. W programie Abaqus element tego typu oznacza się jako C3D8. HEX8 opisany jest liniowymi funkcjami kształtu. Rozmiar elementu przyjęto identyczny na wszystkich kierunkach $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 5 \text{ mm}$. Taki rozmiar pozwolił na dokładne odzwierciedlenie rzeczywistej próbki. Otulina liczona do strzemięcia ma 10 mm, co odpowiada dokładnie dwóm elementom skończonym. Rura kwadratowa, użyta jako strzemię, ma w przekroju wymiar $5 \times 5 \text{ mm}$. Pręt zbrojenia głównego $\phi 8$ ma pole powierzchni około 50.27 mm^2 , odpowiadające mu dwa elementy skończone mają powierzchnię 50 mm^2 . Odzwierciedlenie całego elementu wymagałoby zbudowania modelu z 25 600 elementów. Z uwagi na symetrię, obliczenia przeprowadzono na modelu będącym jego ćwiartką, składającym się ostatecznie z 6 400 elementów oraz 8 181 węzłów (rysunek 6.10).

Sposób podparcia

W blachach węzłowych, w punktach środkowych próbki (narożnych zamodelowanej ćwiartki) zablokowano przesuw w obydwu kierunkach. Dodatkowo w tym samym punkcie, w dolnej blasze, zablokowano przesuw pionowy. Z uwagi na fakt, że model odzwierciedla ćwiartkę rzeczywistej próbki, dodatkowo zablokowano przemieszczenia prostopadłe do płaszczyzn symetrii. Taki sposób podparcia przybliża rzeczywisty sposób przekazywania siły na próbkę.

Głowice próbek wykonano z 30 mm blach ze stali klasy S235. Dla próbek ze zbrojeniem głównym $\phi 8$ średnia wartość siły niszczącej wyniosła około 392 kN. Obciążenie



Rysunek 6.10: Wygenerowany model obliczeniowy. Kolor zależny od materiału.
Jasnoszary - beton. Ciemnoszary - zbrojenie główne. Niebieski - stal uzupełniająca.
Źródło własne.

było przekazywane przez stalową kulkę o średnicy 20 mm. Oddziaływała ona na blachę powierzchnią 314 mm² (w rzucie). Nacisk na takiej powierzchni generuje naprężenie na poziomie 1 248 MPa. Jest to wartość ponad 5-krotnie wyższe niż wynosi wytrzymałość zastosowanej stali. Pomimo to, w trakcie badań, blacha nie uległa zniszczeniu ze względu na trójosiowy stan naprężenia jaki wywierała na nią stalowa kulka. Aby blacha nie uległa zniszczeniu w modelu obliczeniowym zdecydowano się na 1000-krotne zwiększenie wartości modułu Younga i wytrzymałości stali. Współczynnik Poissona wyzerowano. W efekcie głowice zostały zamodelowane jako ciała sztywne.

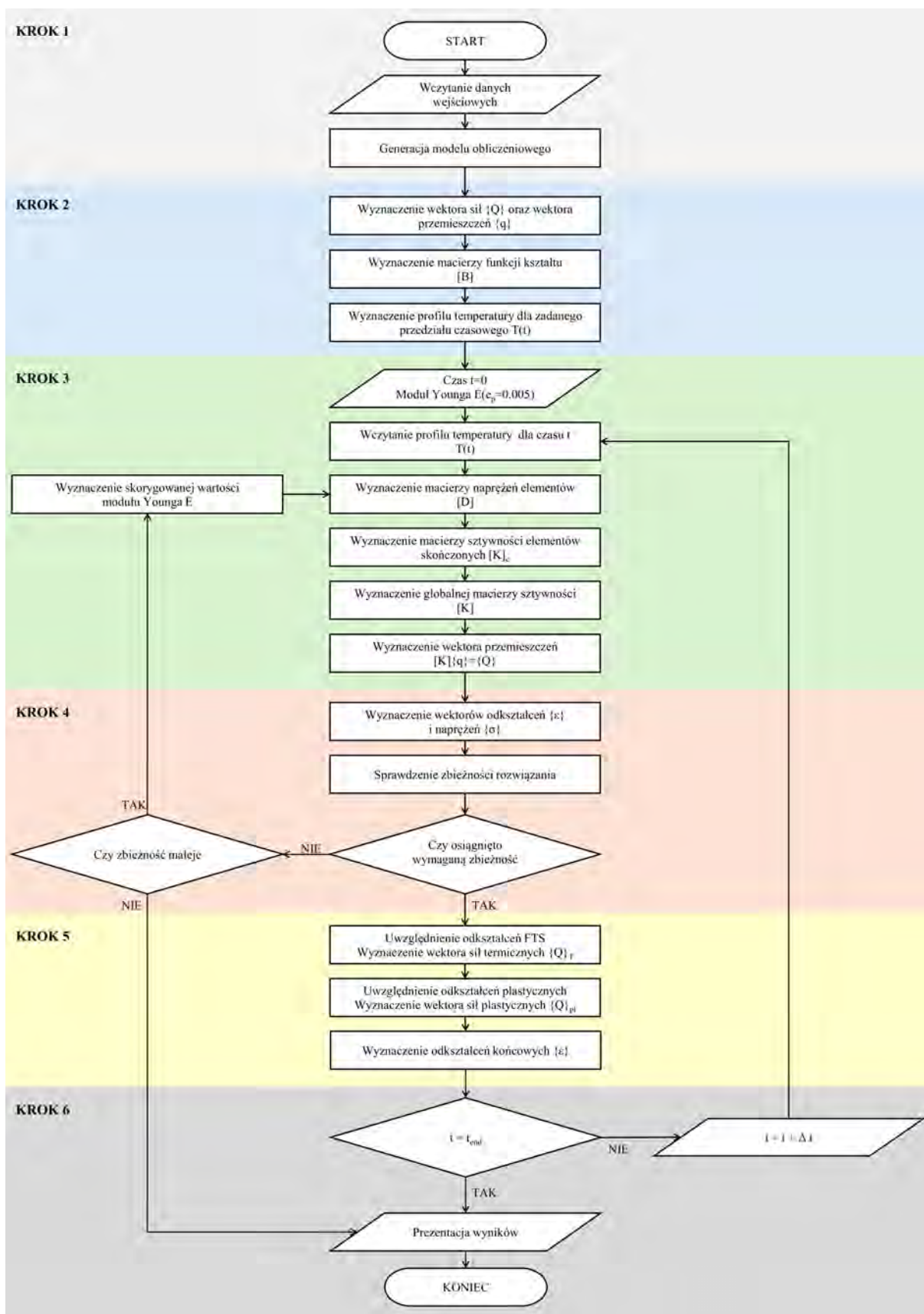
Materiał anizotropowy

Założone modele stali i betonu nie mają liniowego modułu Younga (rysunek 6.8). Jeżeli odkształcenia na kierunkach x , y i z mają różną wartość, to odpowiadają im różne wartości modułów Younga. Powoduje to, że w rezultacie mamy do czynienia z materiałem anizotropowym. W związku z tym, że mamy do czynienia tylko z obciążeniami na kierunku z , a spodziewane odkształcenia na kierunkach x i y są znikome, w modelu obliczeniowym założono, że beton i stal są materiałami izotropowymi. Wartość modułu Younga na każdym kierunku jest wyznaczana z wykresu zależności naprężenie od odkształcenia dla kierunku z . Na tym samym kierunku weryfikowana jest też zbieżność rozwiązania. Odkształcenia i naprężenia generowane z macierzy sztywności elementu, są wyznaczane dla wartości modułu Younga na kierunku z . Uzyskane w ten sposób wartości odkształceń są prawidłowe na kierunku z oraz przybliżone na kierunkach x i y .

6.5 Algorytm wyznaczania nośności

Krok 1 - geometria modelu obliczeniowego

Program umożliwia stworzenie elementu bazującego na prostopadłościanach (opisanych jako *solid*) oraz prętach (opisanych jako *rod*), które w całości muszą zawierać się w stworzonych wcześniej prostopadłościanach. W pierwszej kolejności program ustawia układ współrzędnych tak aby żaden punkt nie miał ujemnej wartości współrzędnej swojego położenia. Pierwszy element typu *solid* jest traktowany jako baza, na podstawie której dopasowywane są wielkości i ilości elementów skończony pozostałych elementów. Następnie program generuje współrzędne wszystkich punktów oraz numeruje je. Numeracja odbywa się w taki sposób aby szerokość pasma macierzy sztywności była jak najmniejsza co znacząco przyspiesza obliczenia oraz zmniejsza zużycie zasobów pamięci. Dalej program generuje elementy skończone. Tworzone są dwie listy: elementów z numerami punktów tworzących dany element (8 punktów na każdy element) oraz punktów z infor-



Rysunek 6.11: Algorytm blokowy autorskiego programu PHD-Lab. Źródło własne.

macją w skład których elementów wchodzi (jeden punkt może wchodzić w skład od 1 do 8 elementów). Ostatnim etapem, jest ustalenie, które elementy wchodzi w skład zdefiniowanych prętów oraz przypisanie wszystkim elementom odpowiedniego materiału. Na tym etapie możliwe jest zapisanie lub odczyt modelu z pliku zewnętrznego.

Krok 2 - wektory i macierze pomocnicze

Na bazie zadanych warunków brzegowych wyznaczane są wektory sił oraz przemieszczeń. W wektorze sił $\{Q\}$ znajdziemy wartości sił działające na każdy punkt na wszystkich trzech kierunkach x, y, z . Wektor przemieszczeń $\{q\}$ opisuje, które stopnie swobody punktów zostały zablokowane. Po rozwiązaniu układu równań (wzór 6.4), jest on uzupełniany o wartości przemieszczeń na niezablokowanych kierunkach. Dalej wyznaczana jest macierz $[B]$ z pochodnymi funkcji kształtu.

Krok 3 - globalna macierz sztywności

W celu wyznaczenia globalnej macierzy sztywności należy wyznaczyć macierze sztywności wszystkich elementów $[k]_e$ (wzór 6.3). W tym celu należy określić wartość modułu Younga każdego elementu. Wartość ta jest zależna od temperatury oraz od obecnego stanu naprężenia. Z wyznaczonego wcześniej, dla danego okresu czasu, rozkładu temperatury w elemencie program wczytuje dla każdego elementu dwie wartości temperatury. Wartość temperatury w analizowanym momencie oraz wartość temperatury maksymalnej uzyskanej do chwili obecnej. W fazie ogrzewania wartości tych temperatur są sobie równe. Następnie program wczytuje aktualny stan odkształcenia elementu na kierunku z , uzyskany dla poprzedniego kroku iteracyjnego. W przypadku gdy jest to pierwszy krok analizy przyjmowane jest odkształcenie wywołane ściskaniem $\varepsilon = 0.005$. Znając temperaturę oraz wartość odkształcenia, z zależności naprężenie-odkształcenie danego materiału możliwe jest wyznaczenie wartości modułu Younga i dalej macierzy naprężeń $[D]$.

$$[k]_e = \int_V [B]^T [D] [B] dV \quad (6.3)$$

Macierze sztywności elementów są wpisywane w odpowiednie miejsca globalnej macierzy sztywności $[K]$, której wymiar (dla analizowanej próbki złożonej z 8 181 punktów o trzech stopniach swobody każdy) wynosi przed redukcją 24 543 x 24 543. Numerację elementów przeprowadzono tak aby globalna macierz sztywności $[K]$ była macierzą pasmową, dającą się zapisać z pominięciem wszystkich wyrazów zerowych poza pasmem macierzy, co znacznie poprawia wydajność obliczeń.

Z globalnej macierzy sztywności $[K]$ należy usunąć wszystkie wiersze i kolumny, które odpowiadają zablokowanym stopniom swobody danego punktu. Dla analizowanego przypadku należałoby usunąć po 1819 wierszy i kolumn. Jest to procedura długotrwała, trwająca w przypadku jednostki obliczeniowej autora około minuty. W trakcie pisania kodu, stwierdzono, że znacznie szybciej jest stworzyć globalną macierz sztywności $[K]$ o docelowym wymiarze, a w czasie agregacji macierzy sztywności elementów $[k]_e$ odpowiednio korygować położenie wpisywanych wyrazów. W ten sam sposób redukujemy wektor sił $\{Q\}$. Zastosowany sposób znacznie przyspieszył obliczenia. Dla analizy etapu 4 - faza chłodzenia, globalna macierz sztywności $[K]$ jest generowana kilkakrotnie w czasie dążenia do odpowiedniej zbieżności rozwiązania w każdej z 300 analizowanych minut. Zastosowane rozwiązanie skróciło, dla etapu 4, czas trwania obliczeń o kilkanaście godzin. Następnie program rozwiązuje równanie 6.4, którego wynikiem jest wektor przemieszczeń $\{q\}$.

$$[K] \{q\} = \{Q\} \quad (6.4)$$

Krok 4 - zbieżność rozwiązania

Z uzyskanych wyników $\{q\}$ obliczamy wartości odkształceń $\{\varepsilon\}$ i naprężeń $\{\sigma\}$ w poszczególnych elementach. Odkształcenia i naprężenia w punktach uzyskuje się poprzez uśrednienie wyników uzyskanych w elementach, w skład których wchodzi dany punkt. Na podstawie uzyskanych wyników wyznaczane są dwie wartości, które określają nam zbieżność rozwiązania: wartość naprężeń na kierunku z obliczonych (*calculated*) $\sigma_{z,c}$ oraz wartość naprężeń na kierunku z oczekiwanych (*expected*) $\sigma_{z,e}$. Pierwsza z nich jest trzecim wyrazem wektora naprężeń elementu:

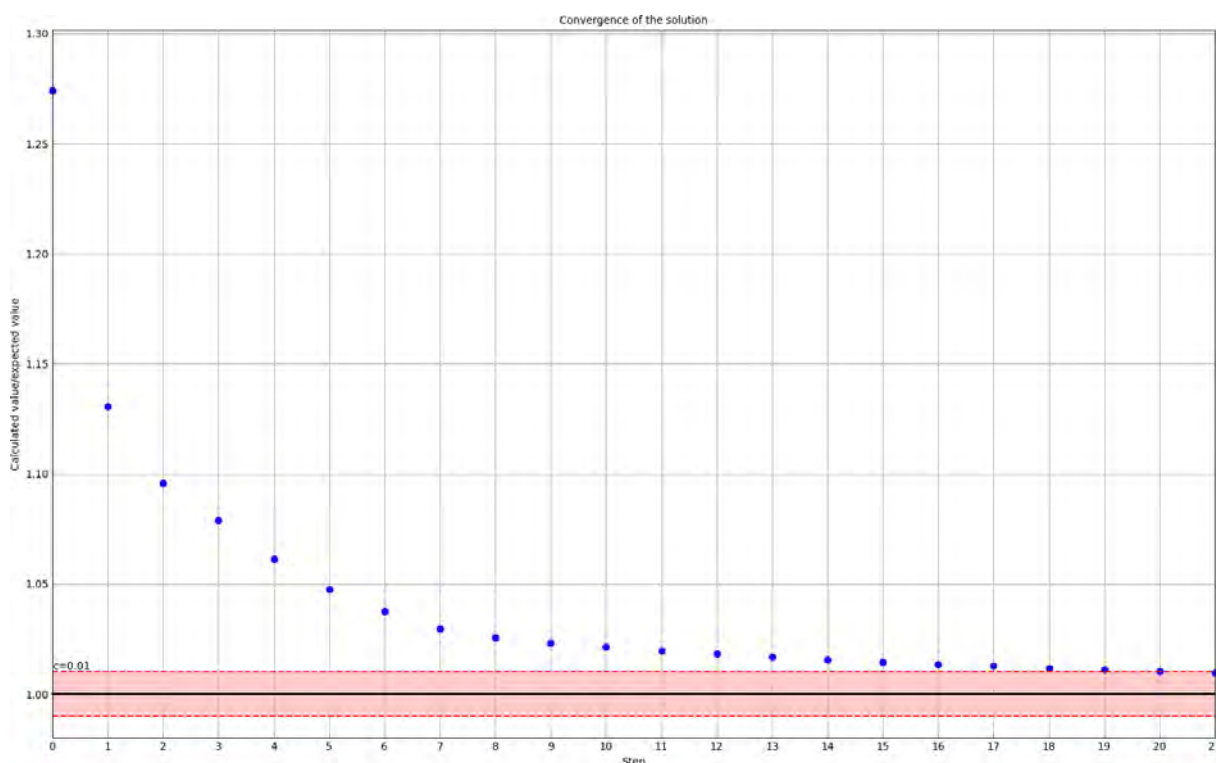
$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} = [D] [B] \{q\}_e \quad (6.5)$$

Druga (w przypadku betonu) jest wyznaczana ze wzoru zawartego w normie [140]:

$$\sigma_{z,e} = \frac{3\varepsilon_z f_{c,T}}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)} \quad (6.6)$$

W przypadku stali, do obliczenia $\sigma_{z,e}$ stosowane są wzory zawarte w tabeli 3.1. Zbieżność rozwiązania określana jest poprzez stosunek obydwu wartości. Zadana w pliku wsadowym oczekiwana zbieżność rozwiązania wynosi 1%. Osiągnięcie zbieżności przerywa pętlę iteracyjną i umożliwia przejście do kolejnego etapu analizy. Uznaje się ją za osiągniętą, gdy wartości $\sigma_{z,c}$ i $\sigma_{z,e}$, wyznaczone dla każdego elementu, różnią się od siebie o nie więcej niż $\pm 1\%$ (rysunek 6.12). W przypadku, gdy różnica ta jest większa, ponawia się obliczenia, a dla każdego elementu, w miejsce dotychczasowej wartości siecznego modułu Younga podstawia się nową wartość równą $\frac{\sigma_{z,e}}{\varepsilon_z}$. W programie nałożono dodatkowe ograniczenia,

które przerywają obliczenia gdy zbieżność rozwiązania nie zostanie osiągnięta w trakcie 50 iteracji, lub gdy zbieżność stale wzrasta w 3 kolejnych krokach. Nieosiągnięcie zbieżności rozwiązania uznaje się za obliczeniowe zniszczenie elementu.

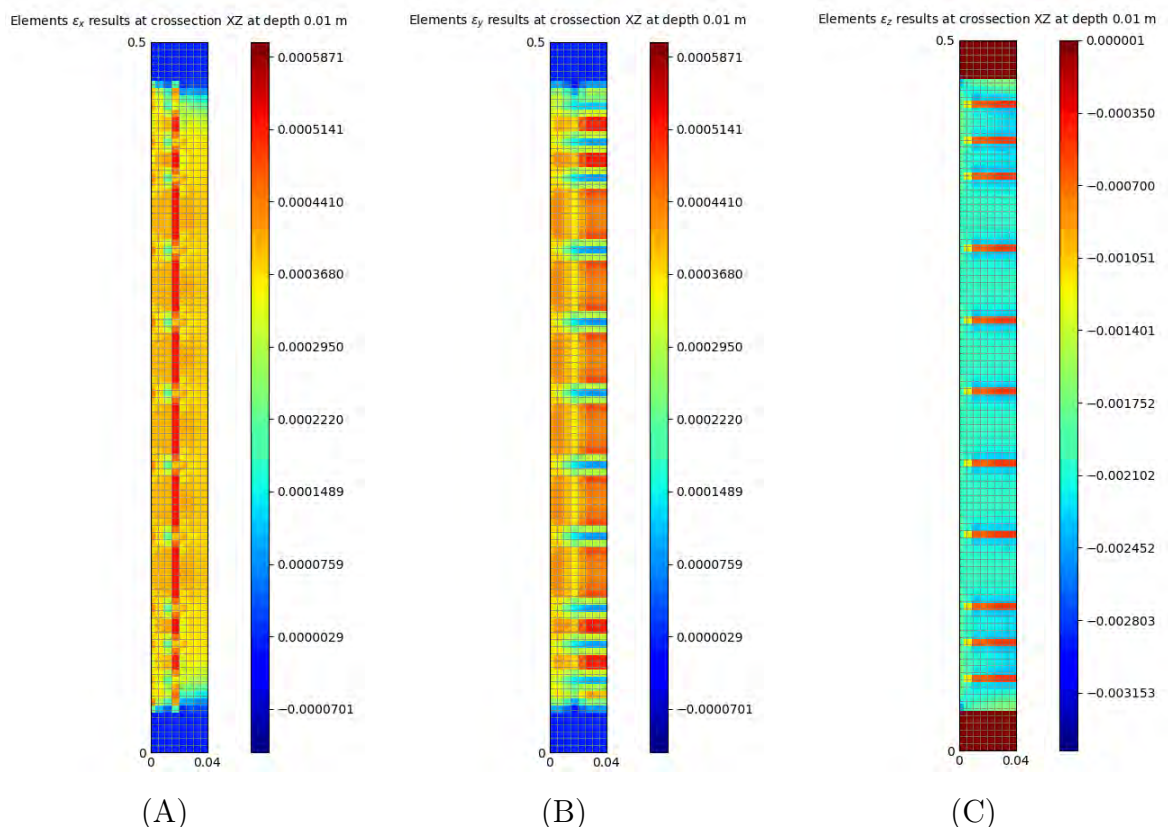


Rysunek 6.12: Dochodzenie do oczekiwanej zbieżności rozwiązania przez program obliczeniowy. Zbieżność dla próbki ze zbrojeniem $\phi 8$ mm w warunkach normalnych przy sile zewnętrznej na poziomie 394 kN. Źródło własne.

Krok 5 - uwzględnienie odkształceń dodatkowych

Po osiągnięciu zbieżności rozwiązania, a co za tym idzie po ustaleniu ostatecznych wartości modułów Younga oraz macierzy naprężeń $[D]$ poszczególnych elementów, możliwe jest wyznaczenie końcowych wartości odkształceń i naprężeń w każdym elemencie i punkcie (rysunek 6.13).

Z uwagi na obciążenie temperaturą należy uwzględnić dodatkowe odkształcenia od wydłużalności termicznej (FTS). Efekt ten nie generuje dodatkowych naprężeń, w mogącej się swobodnie odkształcać próbce (w maszynie wytrzymałościowej utrzymywano wartość siły a nie pozycji siłownika), ale wpływa na zmianę jej wymiarów. Pozostałe odkształcenia termiczne, odkształcenia LITS, są już uwzględniane w modelu betonu w podwyższonej temperaturze, a więc i w macierzy sztywności elementu. W celu uwzględnienia odkształceń FTS, wyznacza się wektor sił termicznych $\{Q\}_T$, które po przyłożeniu do elementu



Rysunek 6.13: Generowane mapy odkształceń. Źródło własne.

(A) - Odkształcenia ε_x (B) - Odkształcenia ε_y (C) - Odkształcenia ε_z

wywołają w nim odkształcenia o oczekiwanej wartości. Wartości odpowiadających sił termicznych na zadanym kierunku dla danego punktu, będącymi składowymi wektora $\{Q\}_T$, wyznacza się przy wykorzystaniu wzoru 6.7.

$$F_T = \int_V [B]^T [D] \varepsilon_T dV \quad (6.7)$$

Wartość odkształceń od wydłużalności termicznej ε_T na danym kierunku, wyznaczana jest według założeń przedstawionych na rysunku 6.5.

Należy zwrócić uwagę, że w fazie chłodzenia, kiedy stal odzyskuje swoją wytrzymałość, możliwa jest sytuacja, w której obliczeniowo materiał powróci z fazy plastycznej do fazy sprężystej. Zaniża to końcową wartość odkształceń gdyż w rzeczywistości odkształcenia plastyczne są nieodwracalne. W związku z tym, po każdym kroku, w którym osiągnięto zbieżność, program wyznacza aktualną wartość odkształceń plastycznych. W momencie, w którym wartość odkształceń plastycznych zaczyna obliczeniowo spadać, program wyznacza wartość odkształceń do skompensowania odpowiednim wektorem sił $\{Q\}_{pl}$.

Ostatecznie po osiągnięciu zbieżności rozwiązania, przeprowadza się dodatkowy krok analizy, w której wektor sił $\{Q\}$ w równaniu 6.4 jest powiększany o wektor sił termicznych $\{Q\}_T$ oraz o wektor sił plastycznych $\{Q\}_{pl}$. Uzyskane w ten sposób odkształcenia końcowe są porównywane z odkształceniami zmierzonymi laboratoryjnie. Wartości naprężeń oraz modułu Younga nie są ponownie przeliczane. Pozostają bez zmian jak dla kroku, w którym osiągnięto zbieżność rozwiązania.

Krok 6 - zakończenie obliczeń

Obliczenia są przeprowadzane dla zadanego czasu i siły zewnętrznej. Trwają do momentu, w którym zbieżność rozwiązania nie zostanie osiągnięta (próbka nie jest zdolna do przeniesienia zadanego obciążenia) lub zostanie osiągnięta dla każdego analizowanego kroku czasowego w zadanym zakresie (próbka nie ulegnie zniszczeniu w analizowanym czasie).

Wyboczenie

W modelu obliczeniowym świadomie nie weryfikowano możliwości wystąpienia wyboczenia. Wartość siły krytycznej przy wyboczeniu wyznaczona przy pomocy wzoru Eulera (6.10) jest wyższa od siły, którą przykładano do próbek w czasie badań w laboratorium.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (6.8)$$

Przy założeniu, że cały przekrój osiągnął 600°C wartości modułów Younga betonu i stali wynosiłyby odpowiednio $E_c = 1000$ MPa (rysunek 6.8) oraz $E_s = 48000$ MPa (tablica 3.2a normy [140]). Wartość momentu bezwładności przekroju betonowego wynosi $I_c = 3323860.7746$ mm⁴. Wartość momentu bezwładności prętów stalowych wynosi $I_s = 89472.5588$ mm⁴. Zastępczy moment bezwładności całego przekroju ma więc wartość:

$$I_z = I_c + I_s \frac{E_s}{E_c} = 7618543.5970 \quad (6.9)$$

Ostatecznie, wartość siły krytycznej dla długości wyboczeniowej $L = 500$ mm wyniosłaby:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_c I_z}{L^2} = 300768.0456 N = 300.768 kN \quad (6.10)$$

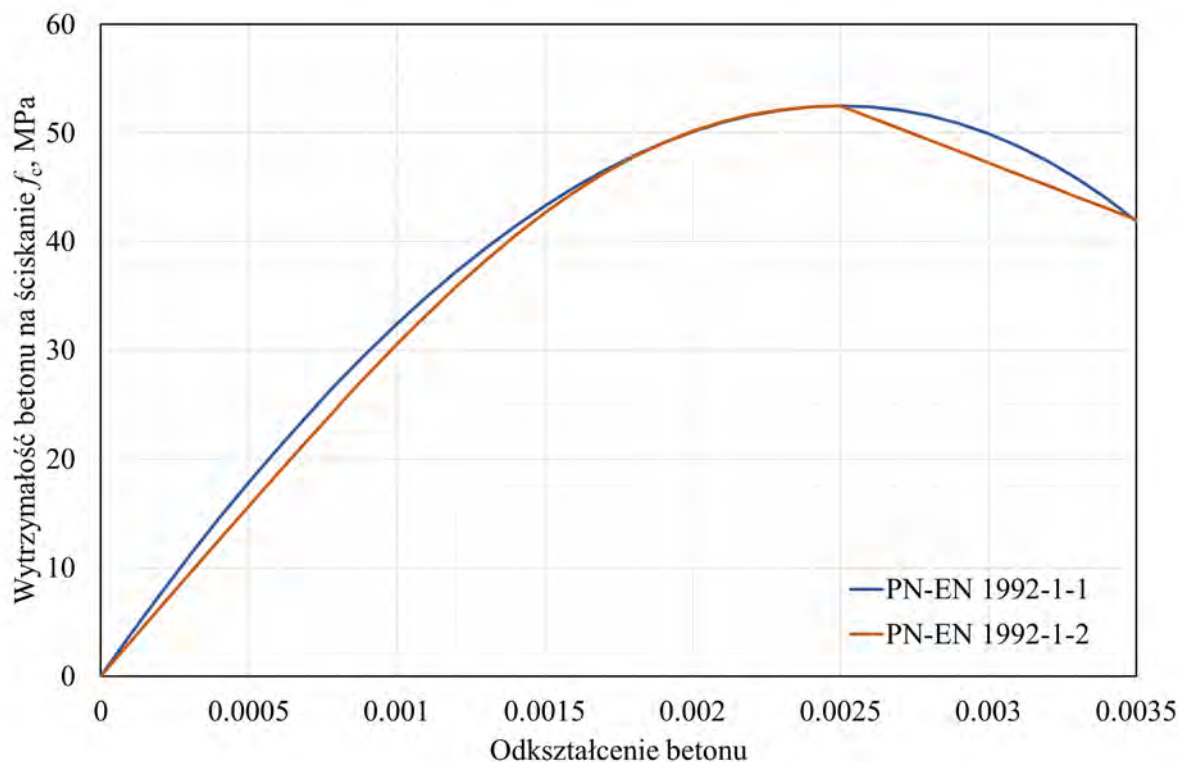
Pomimo przyjęcia najgorszych możliwych założeń, wartość siły krytycznej jest wyższa niż wartość obciążenia zastosowanego w laboratorium. Odpadnięcie otuliny może spowodować gwałtowną zmianę sztywności elementu, a tym samym zwiększyć ryzyko wystąpienia wyboczenia elementu. Aspekt ten pozostawiono do dalszych badań po zakończeniu prac nad dysertacją.

Rozdział 7

Walidacja modelu

7.1 Etap 1 - warunki normalne

Dla warunków normalnych, w których nie występuje oddziaływanie podwyższonej temperatury, adekwatną zależnością naprężenie-odkształcenie jest ta, zawarta w PN-EN 1992-1-1, wzór 3.14 [139]. Wartość odkształceń granicznych wynosi $\varepsilon_{cu1} = 0.0035$. Jest to wartość ponad 5-krotnie mniejsza niż ta dopuszczona w modelu zawartym normie PN-EN 1992-1-2 [140] gdzie dla temperatury 20°C $\varepsilon_{cu1,\theta} = 0.0200$.



Rysunek 7.1: Porównanie modeli zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu w temperaturze 20°C według norm PN-EN 1992-1-1 [139] oraz PN-EN 1992-1-2 [140]

Przyjmując dane wejściowe: $\varepsilon_{c1,\theta} = 0.0025$, $\varepsilon_{cu1,\theta} = 0.0035$, $E_c = 37$ GPa, $f_{cm} = 52.5$ MPa, $f_{cu} = 0.8f_{cm}$, przy pomocy wzoru zawartego w PN-EN 1992-1-2, przybliżono przebieg wykresu zależności naprężenie-odkształcenie z PN-EN 1992-1-1 (rysunek 7.1). Przybliżenie uznano za wystarczające.

Dla próbek ze zbrojeniem głównym $\phi 6$, siła niszcząca, a więc największa, dla której osiągnięto zbieżność rozwiązania, wyniosła 360 kN. Stanowi to 103.8% wartości średniej siły niszczącej uzyskanej w trakcie badań laboratoryjnych równej 346.67 kN.

Dla próbek ze zbrojeniem głównym $\phi 8$, siła niszcząca, a więc największa, dla której osiągnięto zbieżność rozwiązania, wyniosła 394 kN. Stanowi to 100.5% wartości średniej siły niszczącej uzyskanej w trakcie badań laboratoryjnych równej 392.17 kN.

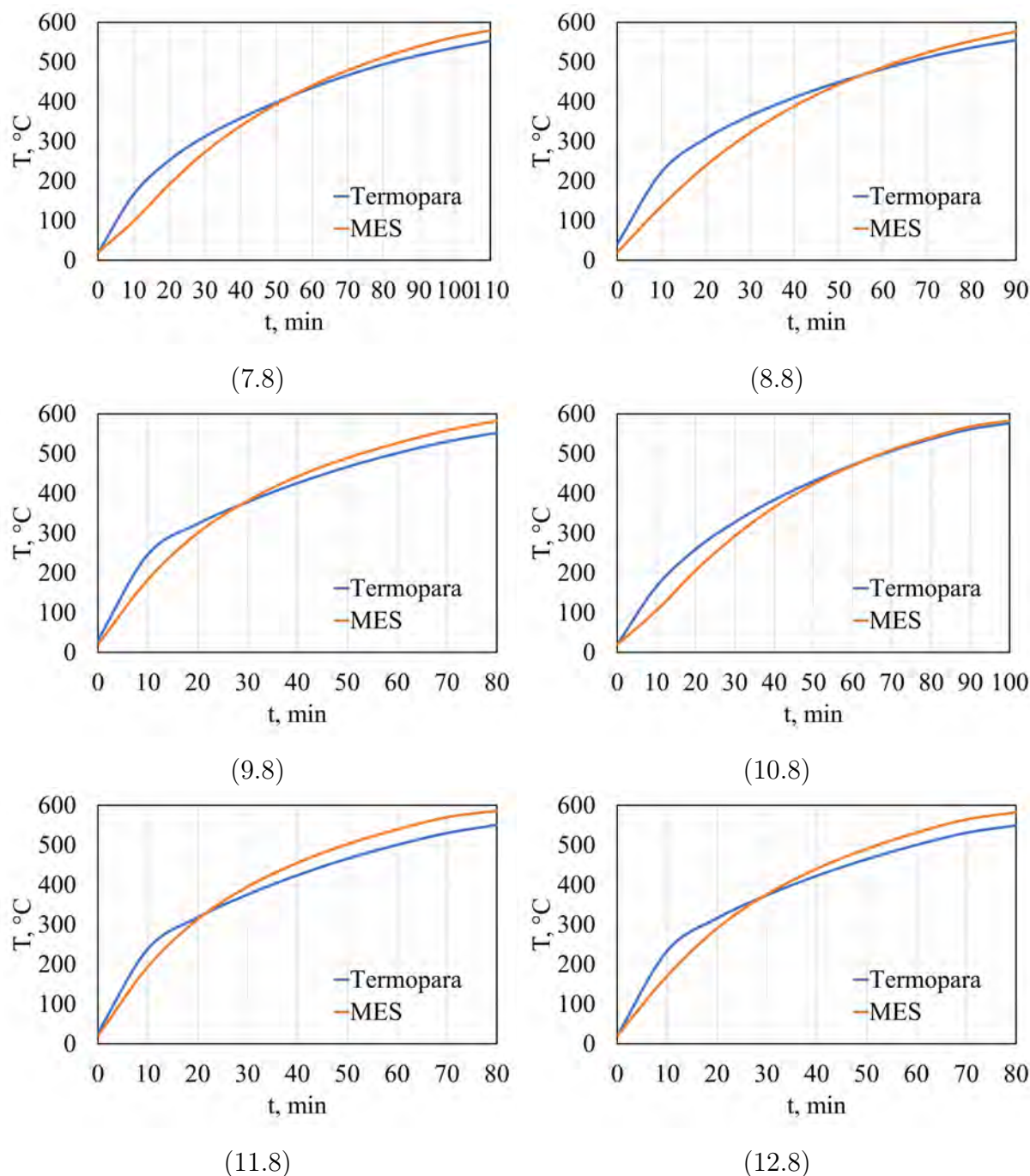
Tabela 7.1: Zestawienie wartości sił niszczących, uzyskanych laboratoryjnie oraz przy pomocy modelu MES. Źródło własne.

ϕ mm	model	badania laboratoryjnie		
	MES kN	średnia kN	min kN	max kN
6	360	346.85	312	371
8	394	392.43	380	407

Uzyskane wyniki, zestawione w tabeli 7.1, uznano za satysfakcjonujące. Rezultaty świadczą o prawidłowym przyjęciu parametrów wytrzymałościowych betonu i stali w warunkach normalnych. Wpływ średnicy zbrojenia głównego jest widoczny. Na tym etapie nie wprowadzono żadnych zmian względem założeń początkowych.

7.2 Etap 2 - FTS

Celem etapu było sprawdzenie prawidłowości przyjętych właściwości termicznych oraz współczynników redukujących wytrzymałość betonu i stali w podwyższonej temperaturze.

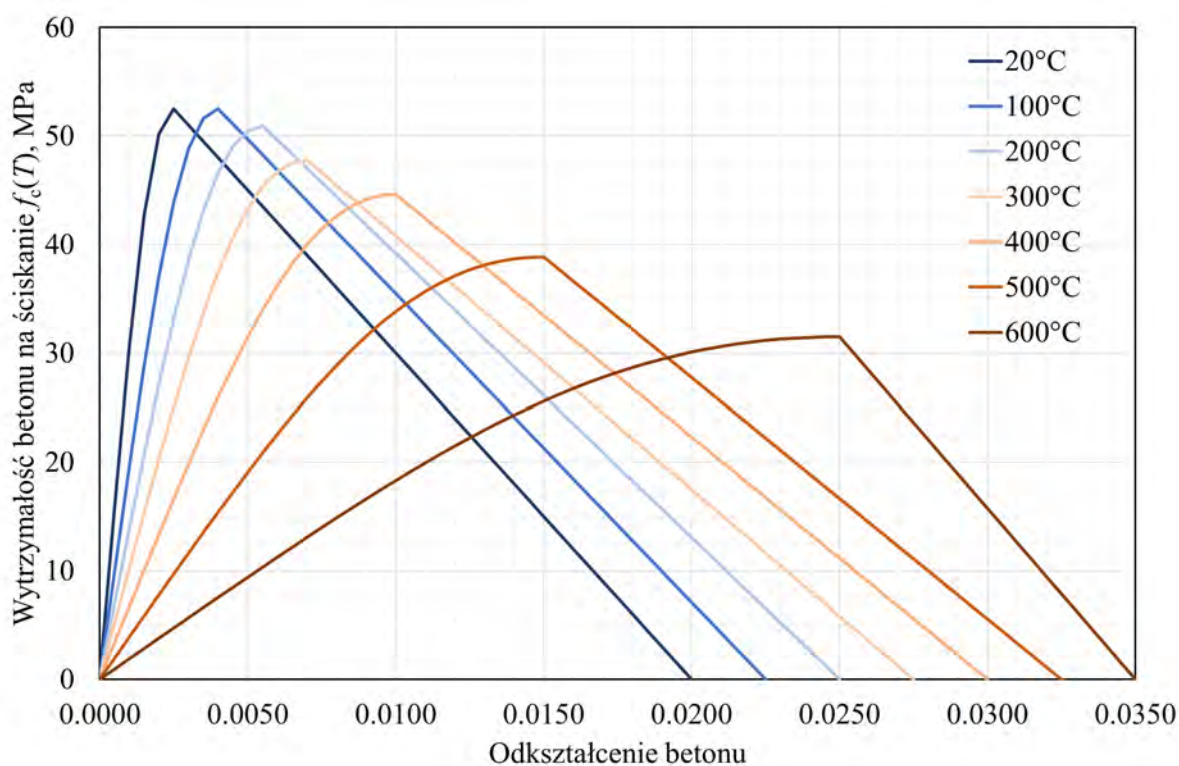


Rysunek 7.2: Temperatura powierzchni betonu w miejscu mocowania termopary płytkowej. Porównanie odczytu z termopary z wynikami MES. Źródło własne.

Analizując wykresy przedstawione na rysunku 7.2, należy zauważyć, że w każdym analizowanym przypadku, w początkowym okresie ogrzewania odczyty z termopary płytkowej są wyższe niż wartości uzyskane w modelu obliczeniowym. Przecięcie wykresów

następuje w zakresie temperatury na poziomie 350 – 450°C. Różnica wartości temperatur w końcowej fazie wynosi maksymalnie 6.4% w przypadku próbki 11.8 (MES 586°C, termopara 551°C). Najmniejsza różnica wynosi 1.0% w przypadku próbki 10.8 (MES 583°C, termopara 577°C). Uznano, że różnice w początkowej fazie nie mają istotnego wpływu, a uzyskany rozkład temperatury w przekroju ma wystarczającą dokładność.

Następnym krokiem była weryfikacja przyjętych współczynników redukcyjnych wytrzymałości betonu i stali w podwyższonej temperaturze. Wykonano ją poprzez wyznaczenie wytrzymałości resztkowej dla każdej z próbek i porównanie jej z wartością uzyskaną laboratoryjnie. Otrzymane wyniki znacznie odbiegały od tych uzyskanych w trakcie badania (tabela 7.2). Jako, że próbki wykonano z kruszywa krzemianowego, wartość współczynników redukcyjnych przyjęto zgodnie z eurokodem [140] dla tego właśnie kruszywa. Zdecydowano o zmianie parametrów wytrzymałościowych betonu na model zaproponowany w badaniach Li i Franssena z 2011 roku [111]. Pomimo, że odzwierciedla on wartości z eurokodu [140] dla betonu wykonanego na kruszywie wapiennym, można go stosować bez względu na rodzaj użytego kruszywa. Po ponownym przeliczeniu wytrzymałości resztkowej uzyskano zbieżność wyniku na poziomie kilku procent. W związku z tym dalsze obliczenia kontynuowano ze zmienionym modelem betonu (rysunek 7.3).

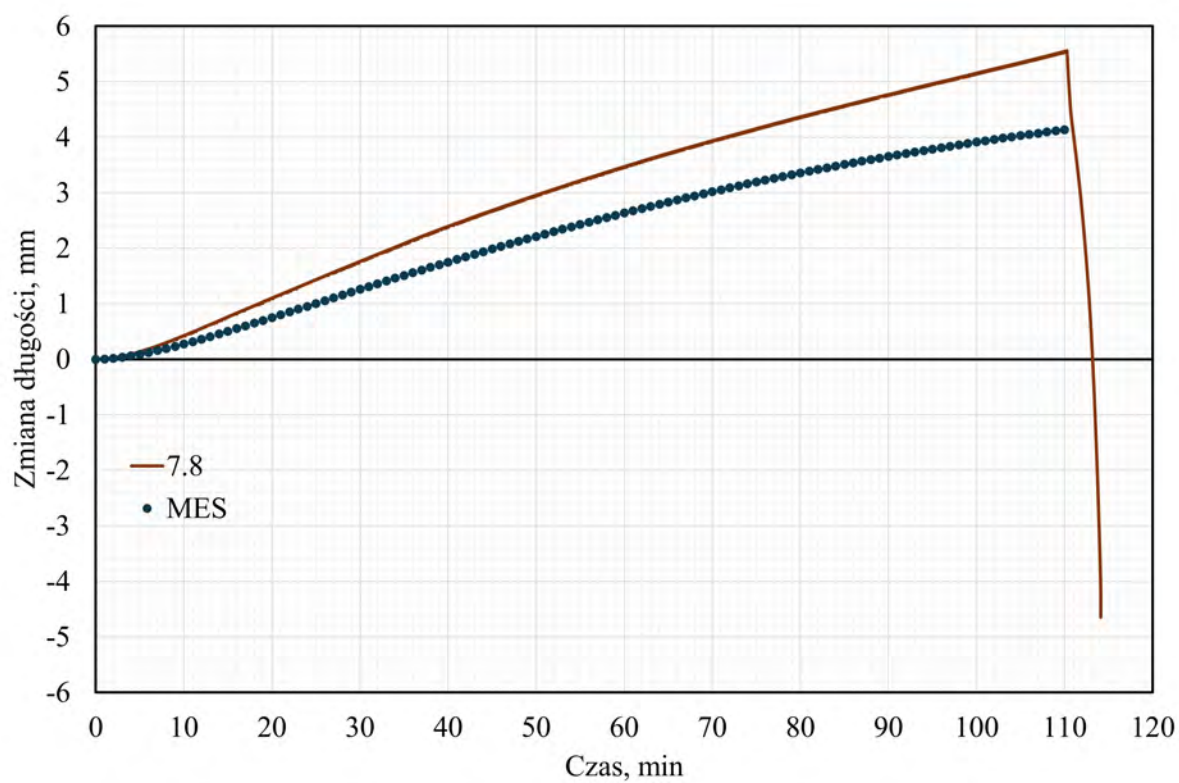


Rysunek 7.3: Model zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu z kruszywem wapiennym w temperaturze do 600°C według PN-EN 1992-1-2 [140]

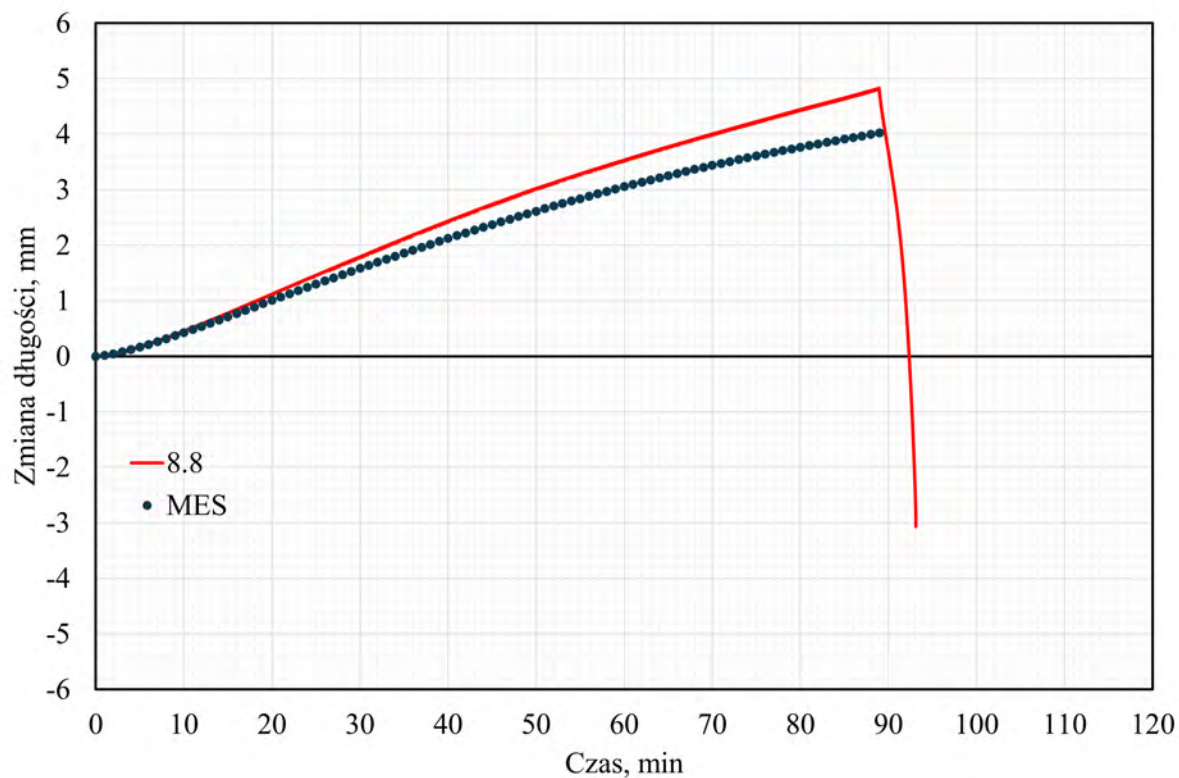
Tabela 7.2: Siła niszcząca próbek ze zbrojeniem głównym o średnicy 8 mm przyłożona po wcześniejszym ogrzaniu ich bez obciążenia. Badanie - wynik uzyskany laboratoryjnie, MES 1 - wynik uzyskany dla modelu betonu z kruszywem krzemianowym [140], MES 2 - wynik uzyskany dla modelu betonu z kruszywem wapiennym [140]

l.p	nr próbki	wartość siły niszczącej próbkę		
		badanie kN	MES 1 kN	MES 2 kN
1	7.8	232.94	198.00	241.00
2	8.8	252.69	207.00	248.00
3	9.8	256.04	207.00	248.00
4	10.8	272.77	204.00	246.00
5	11.8	257.05	208.00	251.00
6	12.8	246.89	210.00	253.00
wartość średnia		253.06	205.67	247.83

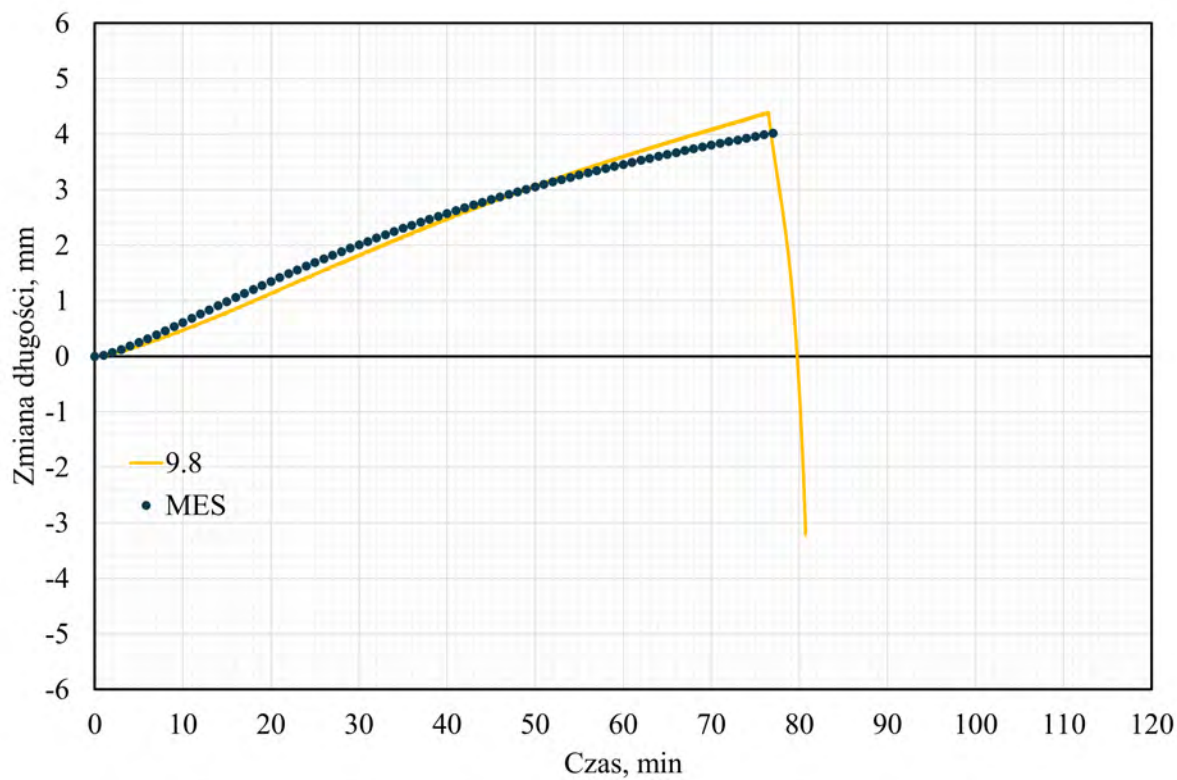
Ostatnim krokiem była analiza wykresów wydłużenia próbek (rysunki 7.4-7.9) w czasie ich ogrzewania, które zostały obciążone minimalną siłą o wartości 1 kN. Zmiany długości, zmierzone w czasie tak przeprowadzonych badań laboratoryjnych, wynikają jedynie z efektu zjawiska wydłużalności termicznej FTS. Pozwala to na weryfikację założeń przyjętych w modelu. Wartości wydłużeń w modelu MES generowano co 1 minutę. Zbieżność wyników osiągnięto dla próbek 9.8, 11.8 i 12.8. Należy zaznaczyć, że nie uzyskano jej dla próbki 10.8, która charakteryzowała się najmniejszą różnicą temperatur pomiędzy termoparą a wygenerowanym rozkładem temperatury. Wartości uzyskane laboratoryjnie dla próbek 7.8, 8.8 oraz 10.8 były wyższe od tych uzyskanych w modelu MES o kolejno 34.6% (5.56 mm do 4.13 mm), 19.3% (4.83 mm do 4.05 mm), 18.0% (4.91 mm do 4.16 mm). W kolejnych etapach badań, wartości odkształceń FTS będą składową zmierzonych odkształceń całkowitych, w skład których wchodzić będą też odkształcenia od znacznie większej siły zewnętrznej, oraz odkształcenia reologiczne LITS zależące od poziomu obciążenia. Znając wartości odkształceń kolejnych etapów, zdecydowano o niezmiennianiu przyjętych w modelu założeń dotyczących wydłużalności termicznej.



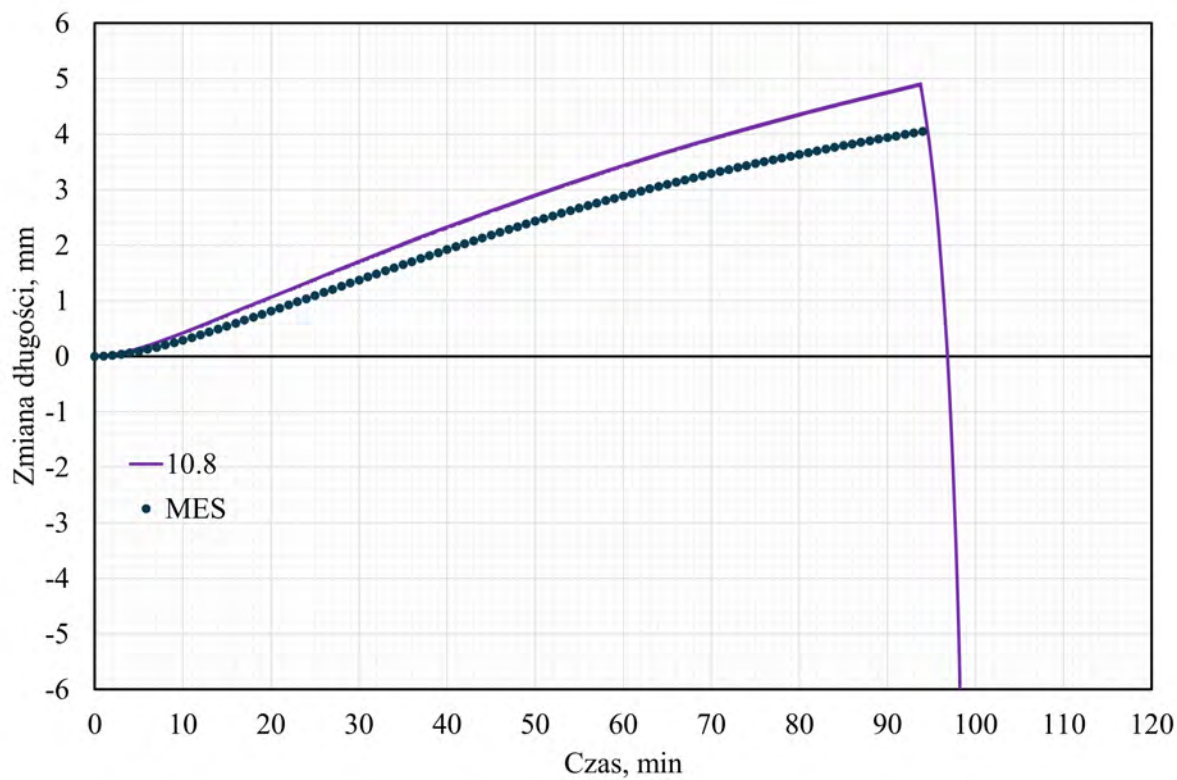
Rysunek 7.4: Próbką 7.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



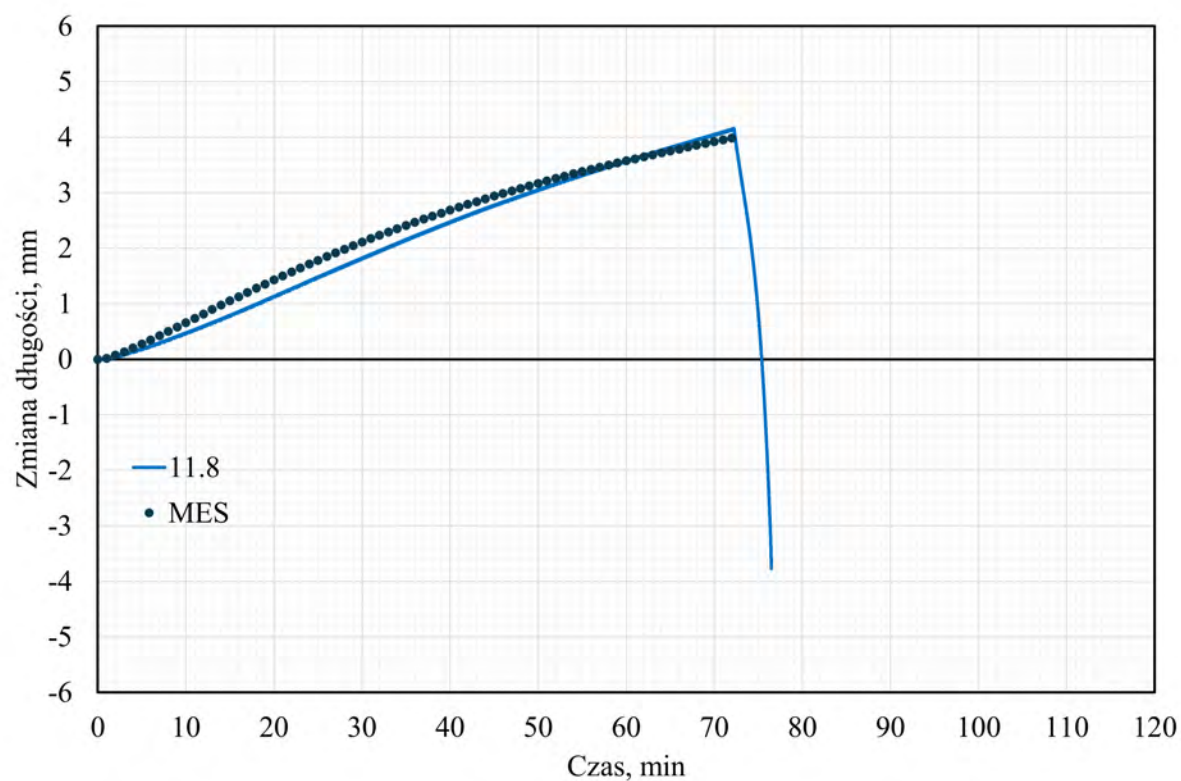
Rysunek 7.5: Próbką 8.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



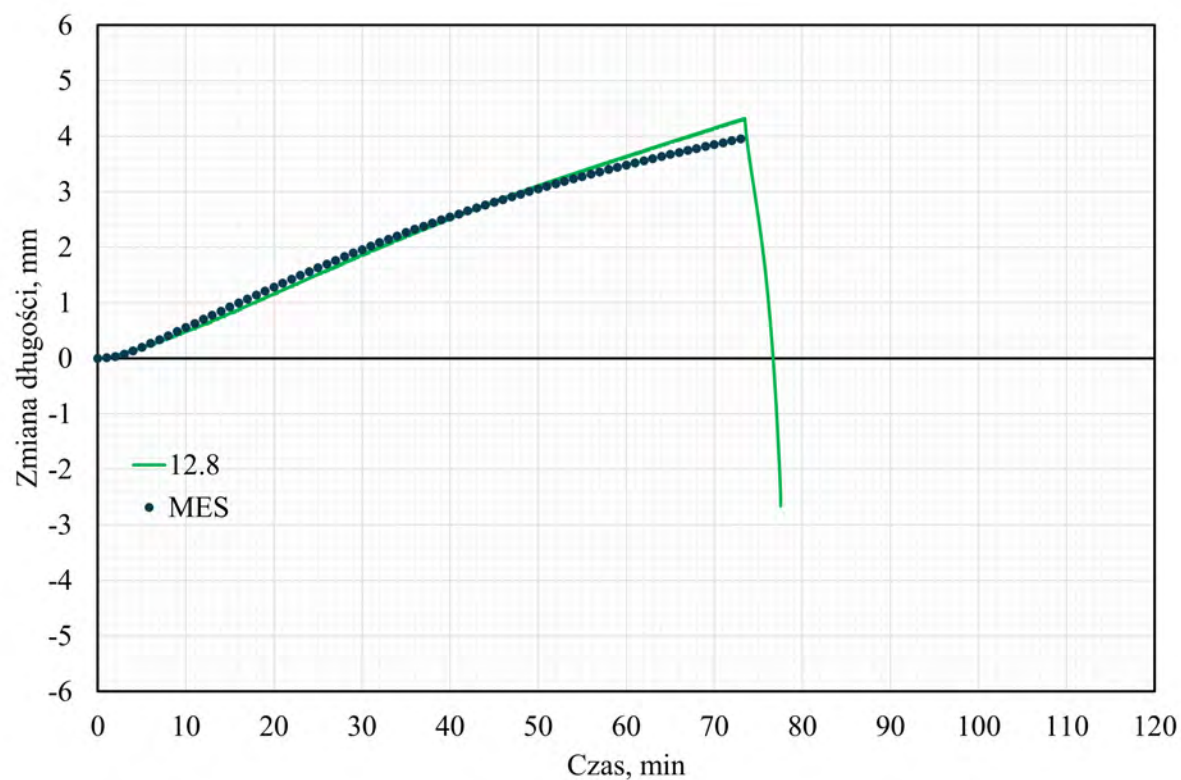
Rysunek 7.6: Próbką 9.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.7: Próbką 10.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.8: Próbką 11.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.9: Próbką 12.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.

7.3 Etap 3 - LITS

Celem etapu była weryfikacja odkształceń próbki wpierw obciążonej a następnie ogrzewanej. Wartość obciążenia zewnętrznego była stała aż do momentu zniszczenia próbki. Obliczenia przeprowadzono ze zmienionym w etapie 2 modelem betonu.

Otrzymane rezultaty przedstawiono na rysunkach 7.10-7.15. W modelu obliczeniowym nie uwzględniano odkształceń użytych narzędzi, szczęk oraz wału użytej maszyny wytrzymałościowej. W związku z tym wykres wydłużeń uzyskany przy pomocy modelu obliczeniowego przesunięto tak, aby jego początek pokrywał się z wartością wydłużeń uzyskanych laboratoryjnie przy osiągnięciu siły 270 kN. W związku z tym, że wartość odkształceń całej próbki w modelu MES wyniosła 0.5 mm, można wnioskować że odkształcenie użytych narzędzi, szczęk oraz wału, wyniosło dla siły 270 kN około 2.5 mm (a więc w przybliżeniu 0.1 mm na każdą tonę przyłożonego obciążenia). Dalsza zmiana odkształceń, zarówno ta zmierzona laboratoryjnie jak i ta uzyskana obliczeniowo, wynikała już z wpływu temperatury na badaną próbkę. W związku z tym, porównywanie przebiegu wykresów jest uzasadnione.

Uzyskane obliczeniowo wykresy zmiany odkształceń charakteryzowały się zbliżonym przebiegiem do tych uzyskanych laboratoryjnie. Wyjątkiem są wyniki uzyskane dla próbki 17.8. Dla próbek 13.8, 15.8 i 16.8, model obliczeniowy uległ zniszczeniu 10-12 min wcześniej niż stało się to w przypadku badania laboratoryjnego. Dla próbek 14.8 oraz 18.8 stało się to 4 min wcześniej. Próbka 17.8 jako jedyna uległa obliczeniowemu zniszczeniu 4 min później. Wyniki obliczeniowe dla próbki 14.8, charakteryzowały się największą zbieżnością zarówno w przebiegu wykresu jak i momencie jego zakończenia, oznaczającego obliczeniowe zniszczenie próbki.

Sytuacja, w której model obliczeniowy ulega szybszemu zniszczeniu niż w rzeczywistości jest niekorzystna w kontekście dalszych badań. Prawdopodobna jest sytuacja, że model ulegnie zniszczeniu jeszcze przed rozpoczęciem fazy chłodzenia. W etapie 2, pomimo zmiany modelu betonu, uzyskane wyniki (kolumna MES 2, tabela 7.2) były niższe niż te uzyskane w rzeczywistości. W celu jeszcze lepszej kalibracji modelu można wziąć pod uwagę inne modele stali takie jak te opisane w NIST Technical Notes 1714 [119] lub przyjąć krzywą nr 1 według eurokodu [140], która jest opisano jako odpowiednia dla stali rozciąganej. Obydwa wspomniane modele charakteryzują się wyższą wytrzymałością stali dla każdej temperatury powyżej 300°C (tabela 7.3).

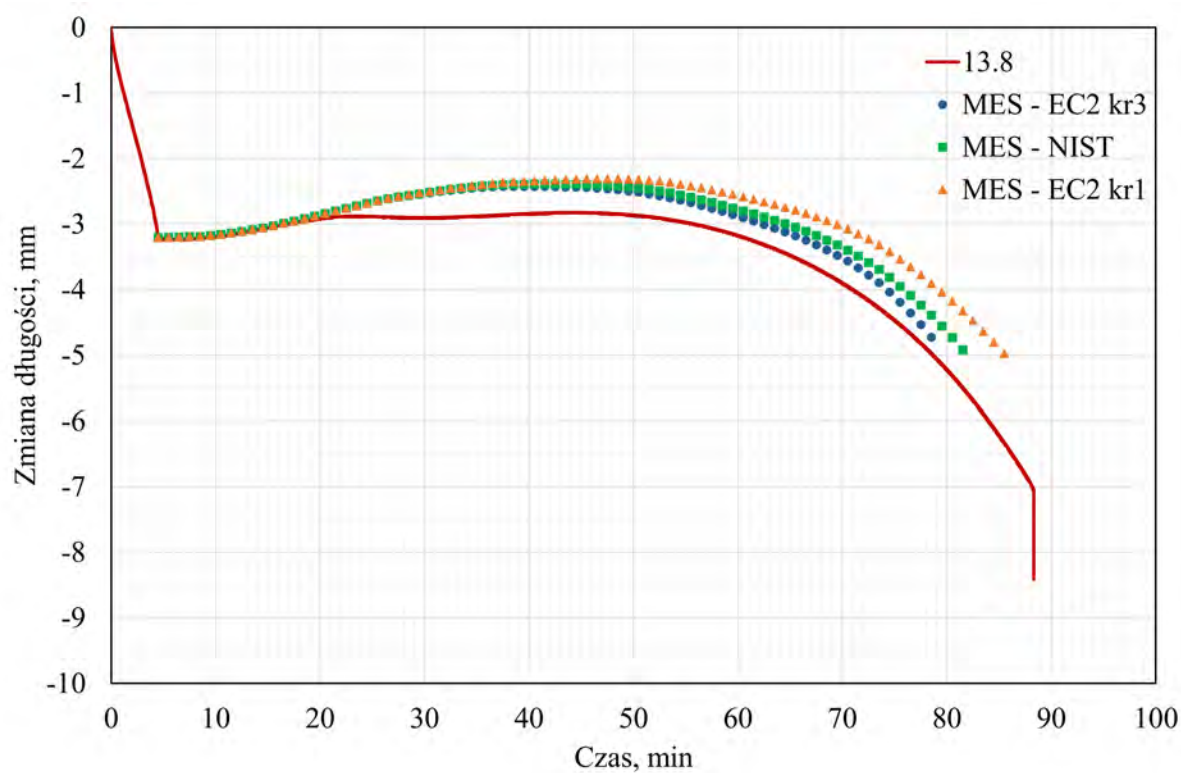
Tabela 7.3: Porównanie parametrów użytych modeli stali

Temperatura °C	EC2 kr 3 [140]		NIST [119]		EC2 kr 1 [140]	
	$f_{sy}(T)/f_{yk}$	$f_{sp}(T)/f_{yk}$	$f_{sy}(T)/f_{yk}$	$f_{sp}(T)/f_{yk}$	$f_{sy}(T)/f_{yk}$	$f_{sp}(T)/f_{yk}$
20	1	1	1	1	1	1
100	1	1	0.947	0.947	1	1
200	0.9	0.81	0.896	0.806	1	0.81
300	0.8	0.61	0.841	0.641	1	0.61
400	0.7	0.42	0.762	0.457	1	0.42
500	0.57	0.36	0.627	0.396	0.78	0.36
600	0.335	0.18	0.416	0.224	0.47	0.18

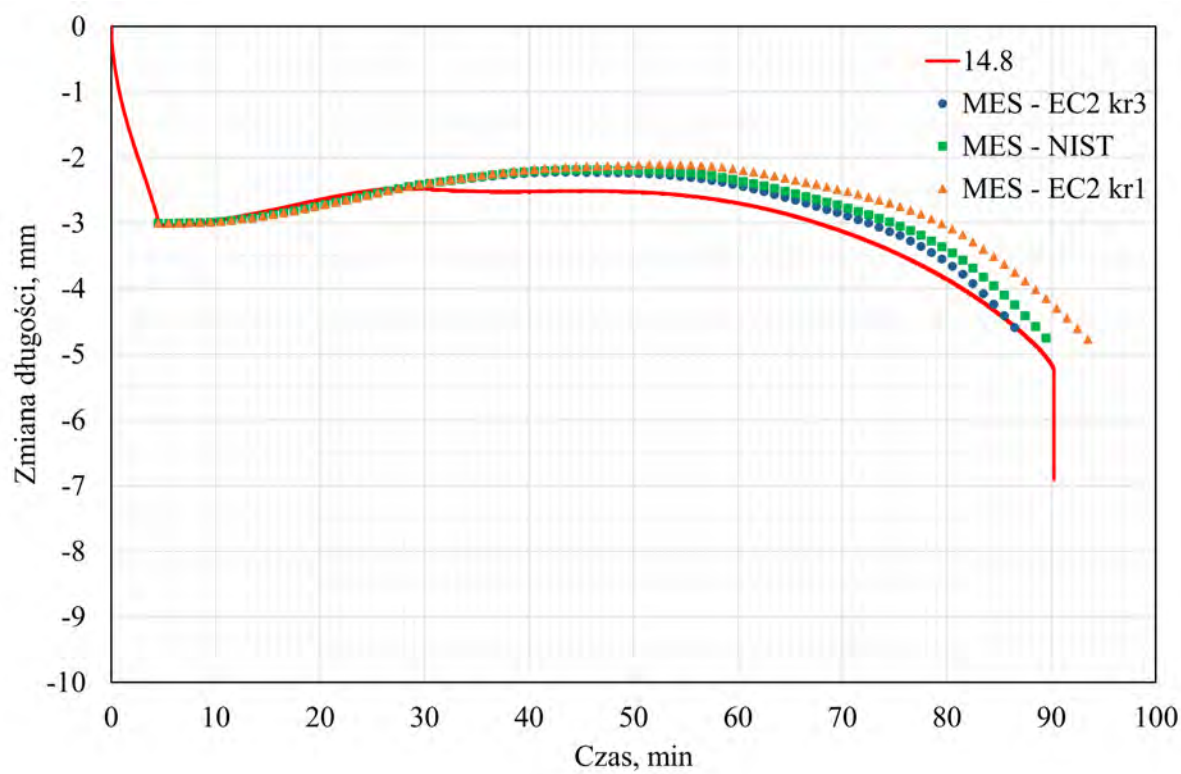
W tabeli 7.3 wartości $f_{sp}(T)/f_{yk}$ dla modelu NIST przyjęto tak, aby proporcja pomiędzy f_{sy}/f_{sp} była taka sama jak w przypadku pierwotnie przyjętego modelu EC2 kr3. Na rysunkach 7.10-7.15 wyniki uzyskane przy pomocy pierwotnie założonego modelu oznaczono jako *MES-EC2 kr3*, przy pomocy modelu NIST oznaczono jako *MES-NIST*, wyniki uzyskane przy pomocy krzywej 1 z eurokodu oznaczono jako *MES-EC2 kr1*.

Zgodnie z oczekiwaniami, uwzględnienie innych modeli stali spowodowało zwiększenie wytrzymałości próbki. Użycie modelu NIST zwiększało czas odporności o 3 minuty. Użycie krzywej 1 z eurokodu zwiększało czas odporności o 7-8 minut. Wartość wydłużenia w momencie zniszczenia była praktycznie taka sama dla każdego analizowanego modelu. Przebieg wykresów wyznaczonych przy pomocy dodatkowych modeli stali był bardzo zbliżony do przebiegu wygenerowanego na bazie pierwotnych założeń.

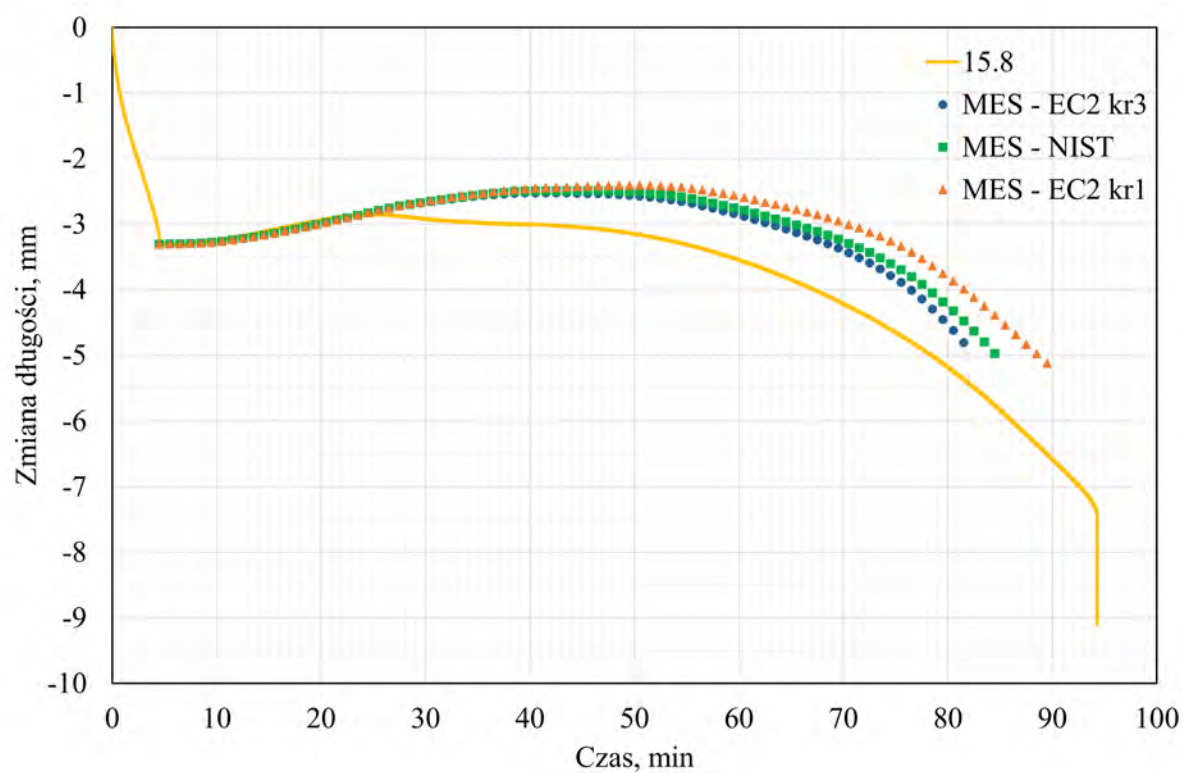
W przypadku próbek 14.8 i 18.8, model obliczeniowy uległ zniszczeniu później niż rzeczywisty element w badaniu laboratoryjnym. W kolejnym etapie zdecydowano o przeprowadzeniu analiz dla wszystkich trzech wymienionych modeli stali. Przyjęty model zależności naprężenie-odkształcenie w opinii autora prawidłowo uwzględnia odkształcenia reologiczne LITS.



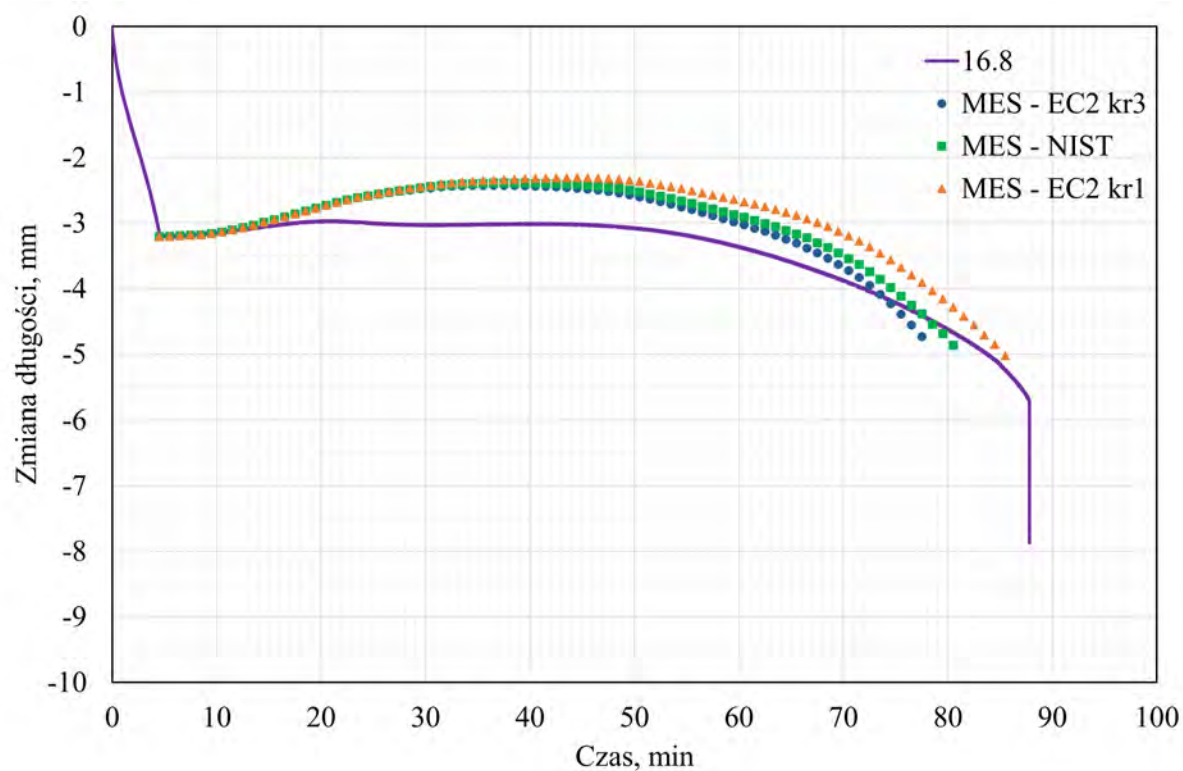
Rysunek 7.10: Próbka 13.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



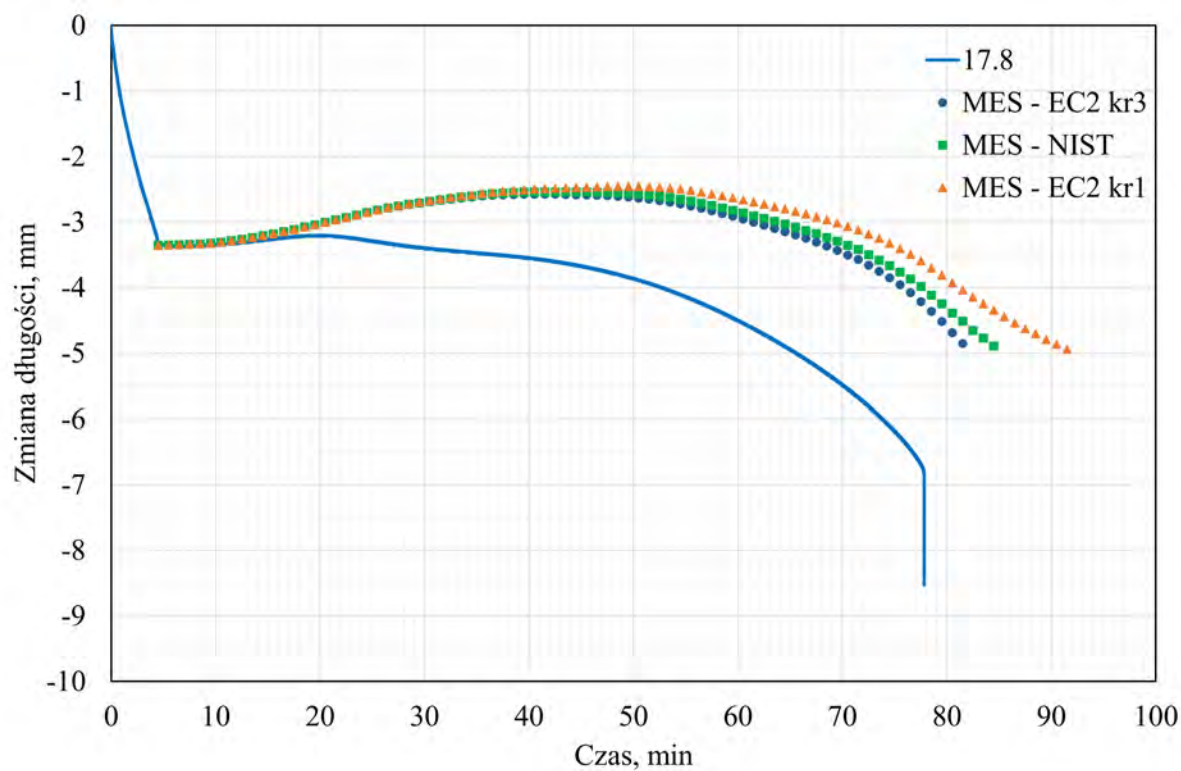
Rysunek 7.11: Próbka 14.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



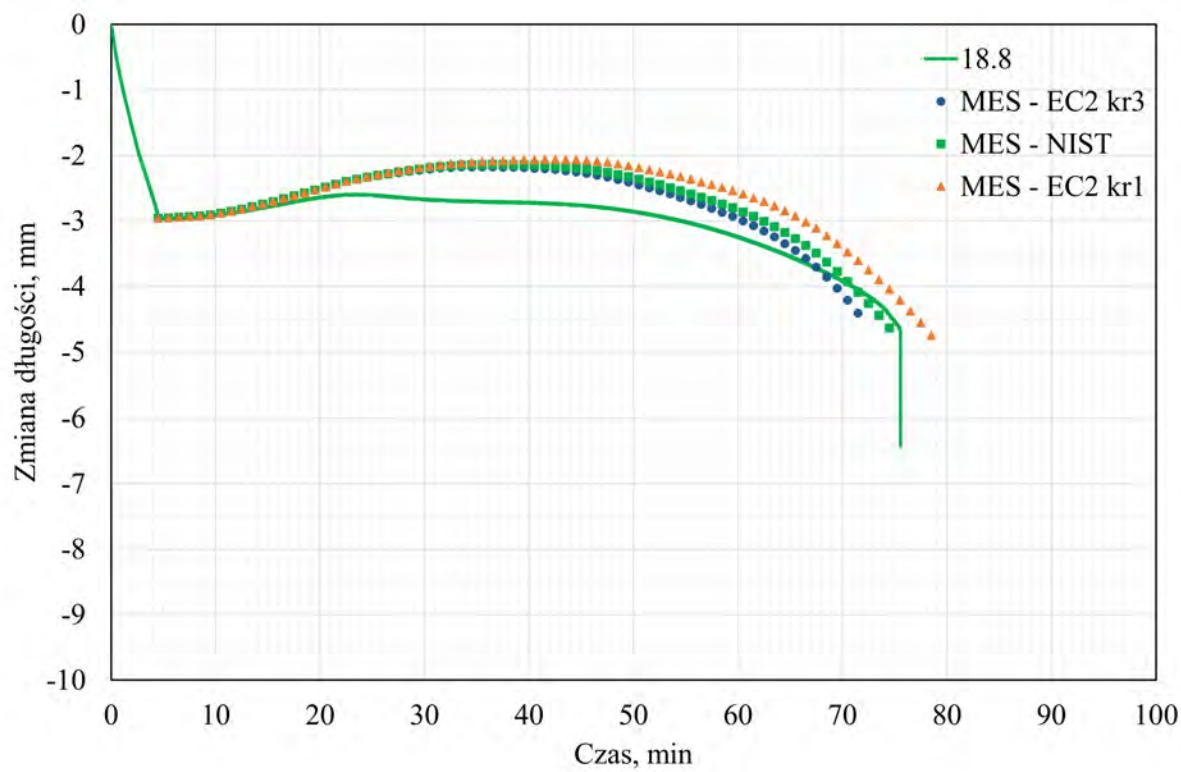
Rysunek 7.12: Próbką 15.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.13: Próbką 16.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.14: Próbką 17.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



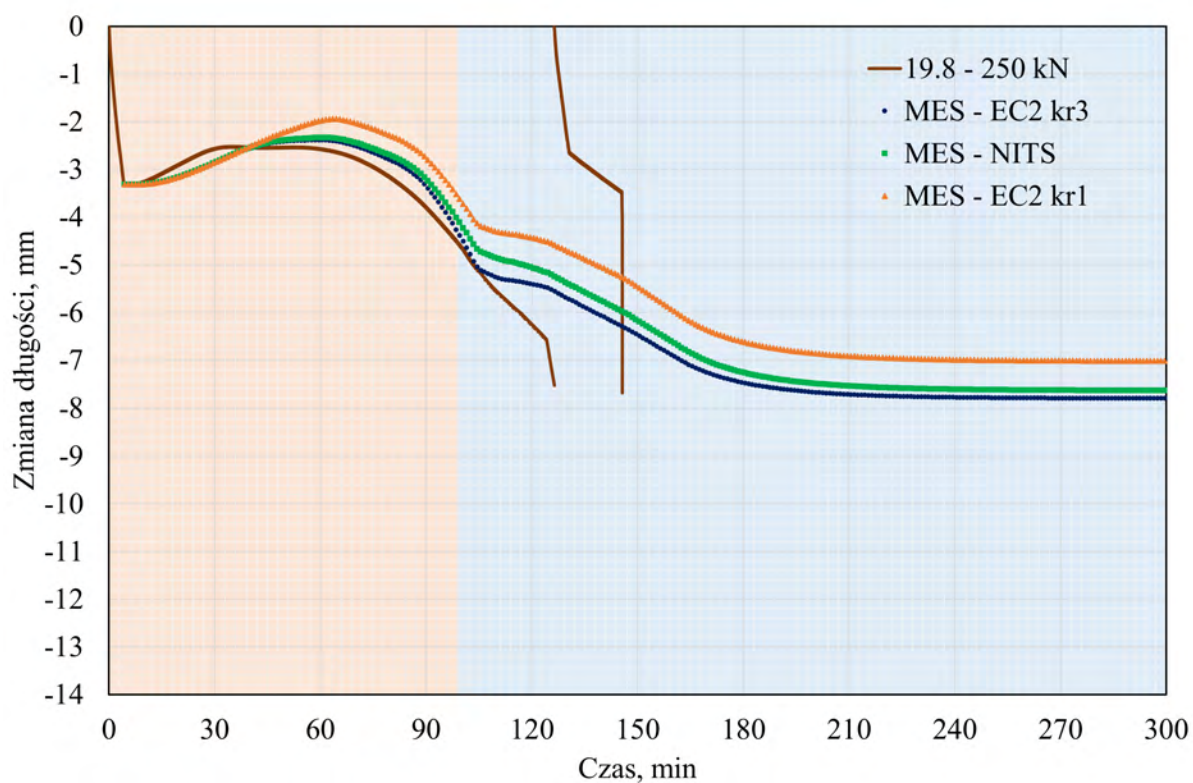
Rysunek 7.15: Próbką 18.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.

7.4 Etap 4 - faza chłodzenia

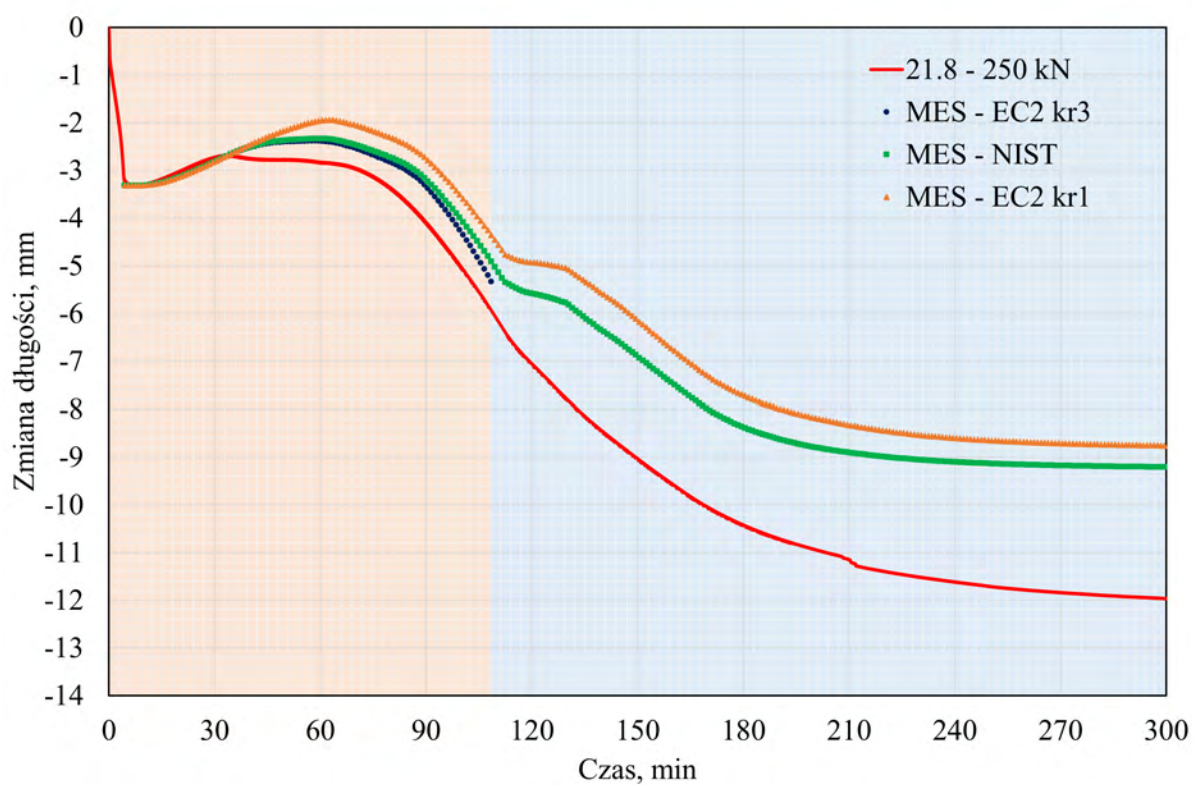
Celem etapu było zweryfikowanie przyjętych założeń odnośnie zmiany wytrzymałości materiałów w fazie chłodzenia. Otrzymane rezultaty przedstawiono na rysunkach 7.16-7.21. Czas trwania fazy ogrzewania oznaczono czerwonym tłem, fazy chłodzenia niebieskim. Obliczenia przeprowadzono dla trzech modeli stali opisanych w legendzie w ten sam sposób co w fazie 3.

W przypadku próbki 19.8, żaden model obliczeniowy nie uległ zniszczeniu. Próbka 21.8 uległa obliczeniowemu zniszczeniu przy użyciu modelu stali z EC2 kr3. Dla pozostałych dwóch przypadków dotrwała do końca czasu analizy wynoszącego 300 min. Próbki 22.8 oraz 24.8 uległy obliczeniowemu zniszczeniu dla wszystkich trzech przypadków. Należy zaznaczyć, że jedynie w wariantach ze stalą EC2 kr1, do zniszczenia doszło już w fazie chłodzenia. Pozostałe dwa warianty obliczeniowe uległy zniszczeniu jeszcze w fazie ogrzewania. Próbka 23.8 uległa zniszczeniu zarówno podczas badania rzeczywistego elementu w laboratorium jak i w przypadku wszystkich trzech modeli obliczeniowych. Utrata nośności w laboratorium nastąpiła w 100 minucie od rozpoczęcia badania, a w przypadku modelu obliczeniowego EC2 kr1 jedynie 2 minuty wcześniej. W przypadku próbki 25.8, wszystkie modele obliczeniowe uległy zniszczeniu jeszcze w fazie ogrzewania.

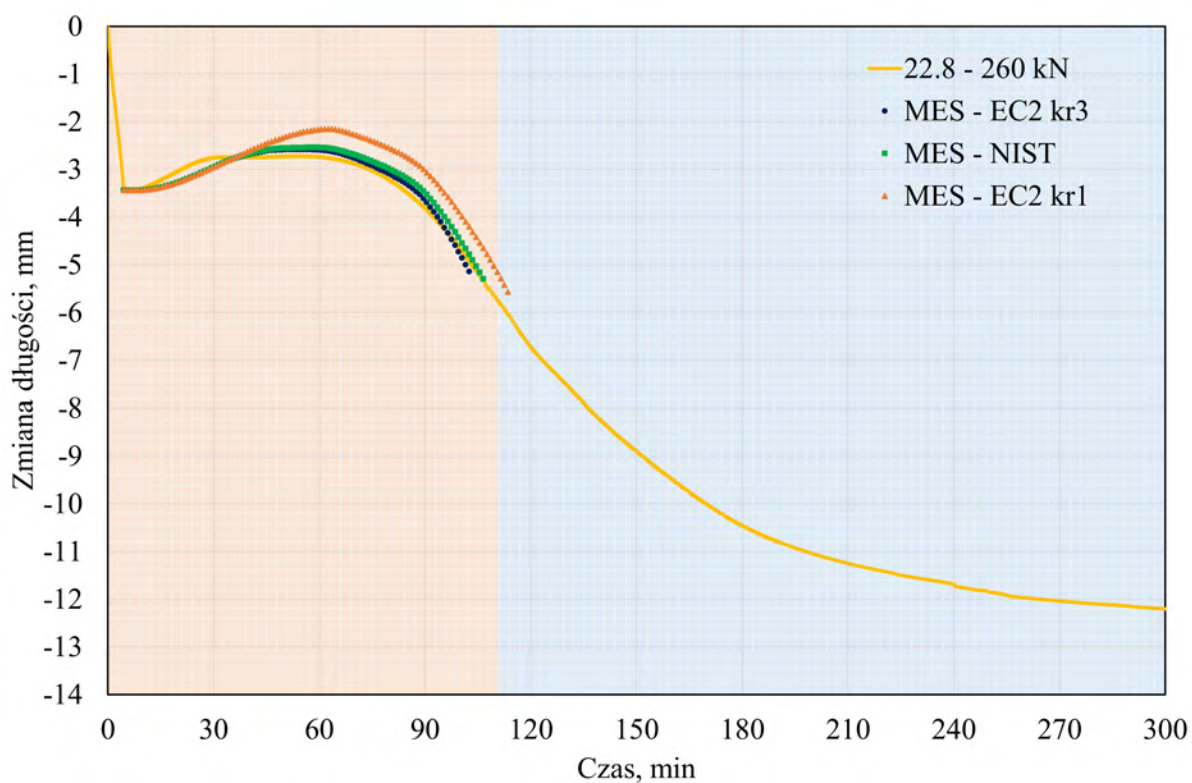
Dla fazy ogrzewania zbieżność wykresów jest porównywalna ze zbieżnością uzyskaną w etapie 3. Analiza przebiegu wykresów w fazie chłodzenia jest możliwa jedynie w przypadku próbek 19.8 oraz 21.8. Różnica pomiędzy wynikami uzyskanymi laboratoryjnie a wynikami obliczeniowymi zwiększa się z każdą minutą fazy chłodzenia. W przypadku modeli obliczeniowych można zaobserwować ostre załamanie wykresu, które następuje po ok 5 min od rozpoczęcia fazy chłodzenia. Jest to moment, w którym temperatura stali zaczyna spadać, co zgodnie z założeniem modelu, powoduje odzyskiwanie przez stal swojej pierwotnej wytrzymałości. Korekta wykresu w tym obszarze, jest obliczeniowo możliwa, poprzez przyjęcie opóźnienia w odzyskiwaniu wytrzymałości przez stal lub poprzez zmianę założenia na takie, w którym utrata wytrzymałości stali jest nieodwracalna w fazie chłodzenia. Na przykładzie próbki 21.8, w kolejnym etapie przeprowadzono analizy wpływu różnych parametrów na końcowy rezultat i moment zniszczenia próbki.



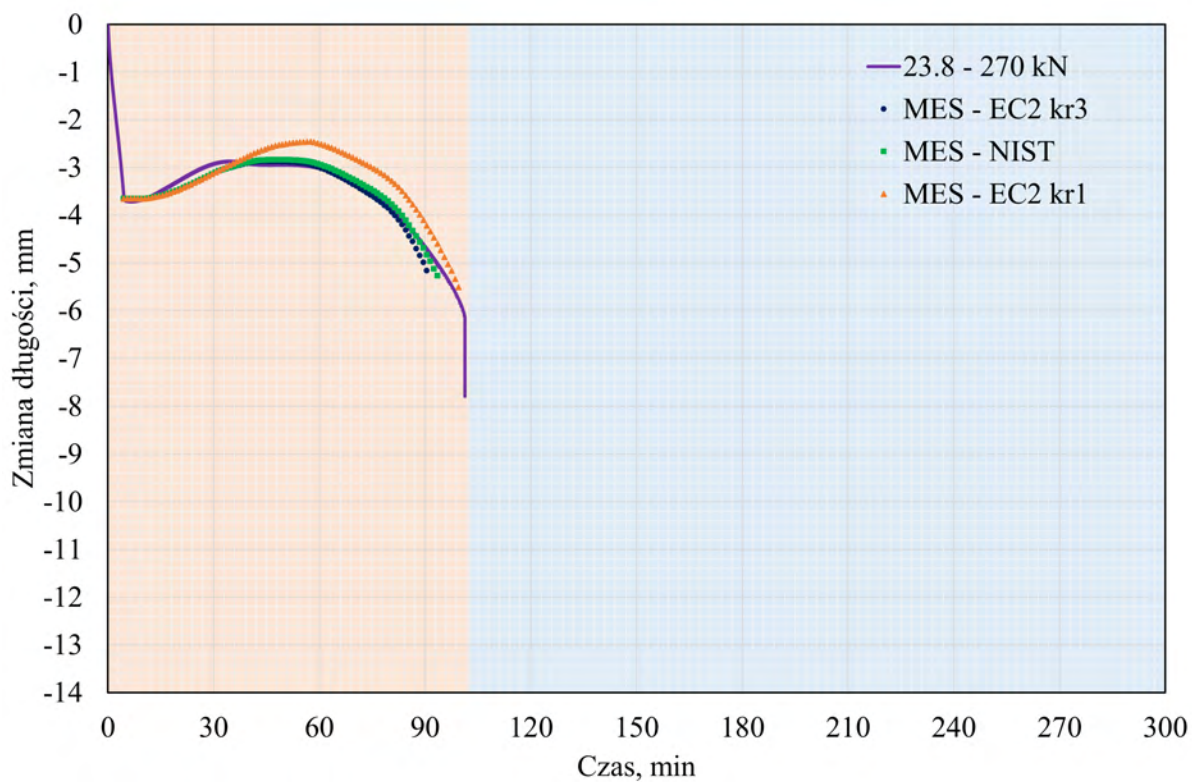
Rysunek 7.16: Próbką 19.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



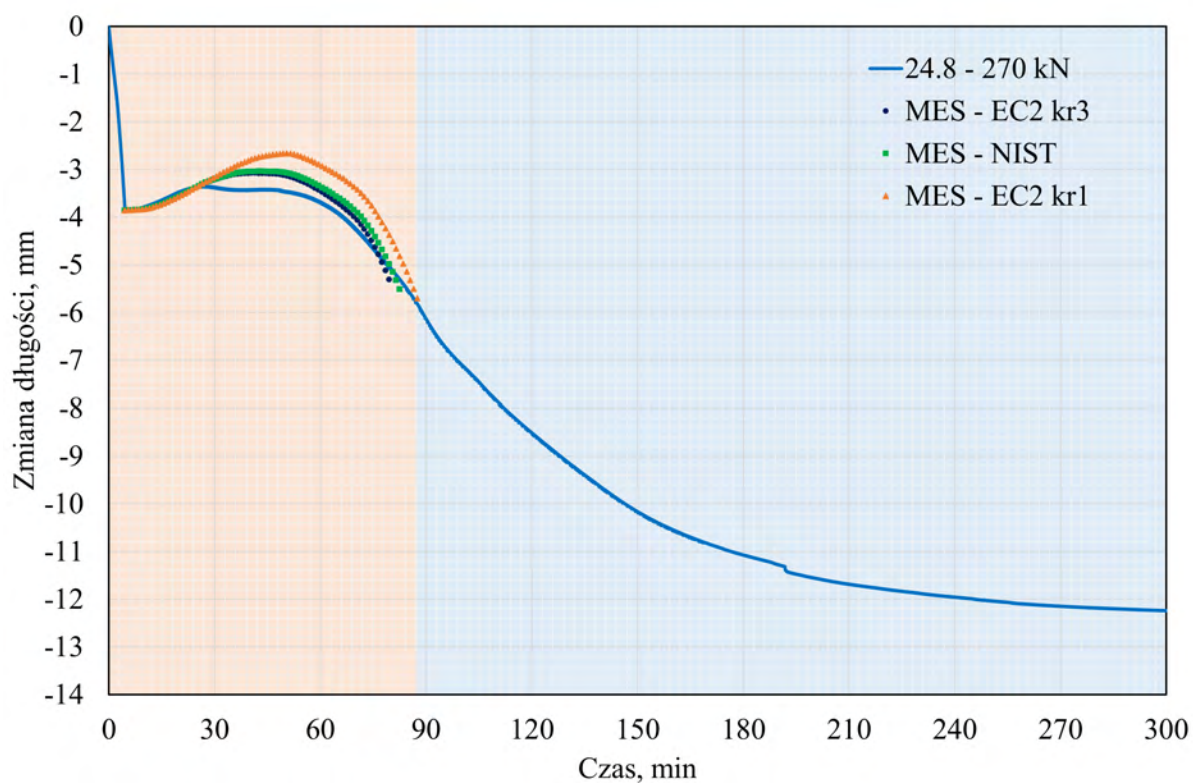
Rysunek 7.17: Próbką 21.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



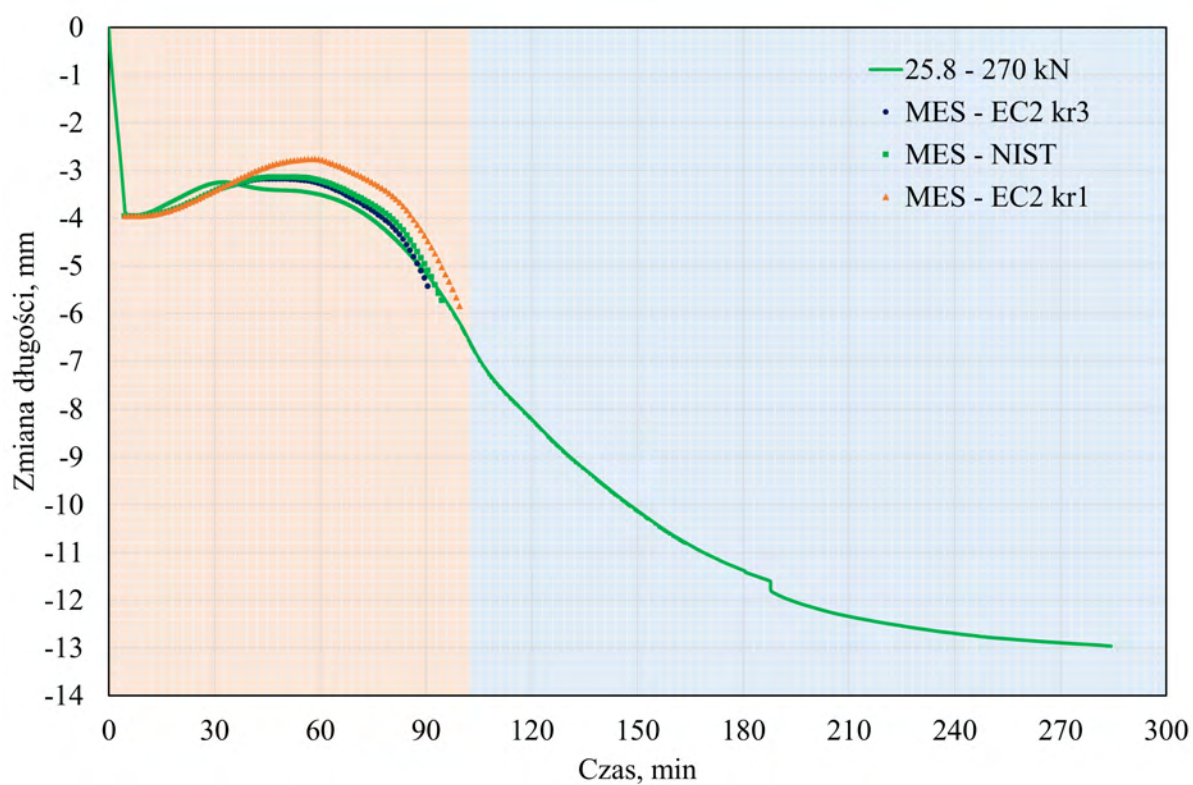
Rysunek 7.18: Próbką 22.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.19: Próbką 23.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.20: Próbką 24.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.



Rysunek 7.21: Próbką 25.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego. Źródło własne.

7.5 Etap 5 - walidacja na przykładzie próbki 21.8

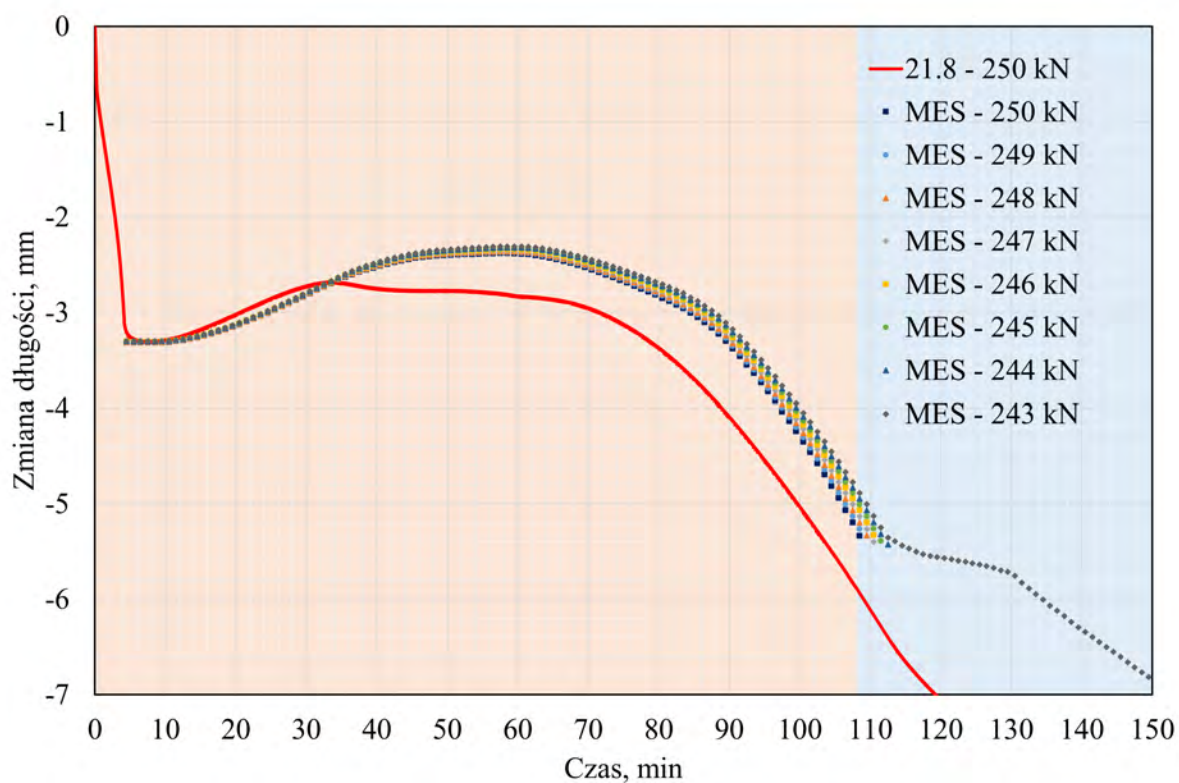
W tym etapie badano zasadność innych założeń takich jak: zmiana wartości siły zewnętrznej, zmiana parametrów stali, nieodwracalność wytrzymałości stali w fazie chłodzenia.

Pierwszym rozważanym przypadkiem była zmiana wartości obciążenia zewnętrznego. Model *MES - EC2 kr3*, obciążony siłą 250 kN, uległ zniszczeniu w 109 minucie, a więc 2 minuty po zakończeniu fazy ogrzewania. Dla siły 244 kN zniszczenie nastąpiło w 113 minucie - w 6 minucie fazy chłodzenia. Dla siły 243 kN próbka nie uległa obliczeniowemu zniszczeniu (rysunek 7.22).

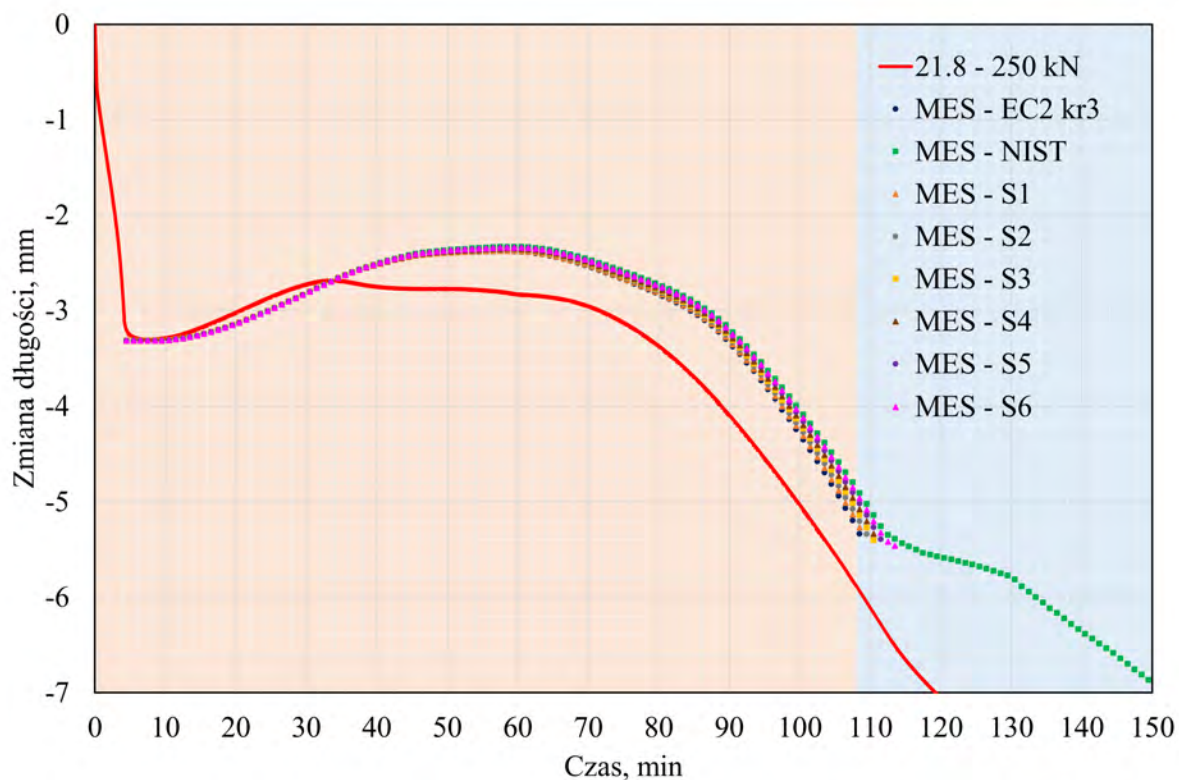
Drugim rozważanym przypadkiem była zmiana parametrów stali zbrojeniowej. Model *MES - EC2 kr3* uległ zniszczeniu, a model *MES - NIST* już nie. Założono, że istnieje model pośredni stali, którego zastosowanie spowoduje najpóźniejsze możliwe zniszczenie elementu w fazie chłodzenia. W tym celu przeanalizowano 6 pośrednich modeli stali (rysunek 7.23). Model obliczeniowy z zastosowaniem stali *MES - S6* uległ zniszczeniu w 114 minucie, a więc w 7 minucie fazy chłodzenia.

Trzecim rozważanym przypadkiem, było zweryfikowanie założenia, że stal nie odzyskuje swojej wytrzymałości. Jednocześnie utrzymano założenie, odnośnie utraty przez beton dodatkowych 20% wytrzymałości w fazie chłodzenia. Obliczenia przeprowadzono ponownie dla modelu *MES - NIST*. Zgodnie z oczekiwaniami, nośność elementu zmniejszała się zarówno w fazie ogrzewania jak i chłodzenia. Obniżanie wartości obciążenia zewnętrznego skutkowało wydłużeniem czasu potrzebnym na zniszczenie elementu (rysunek 7.24).

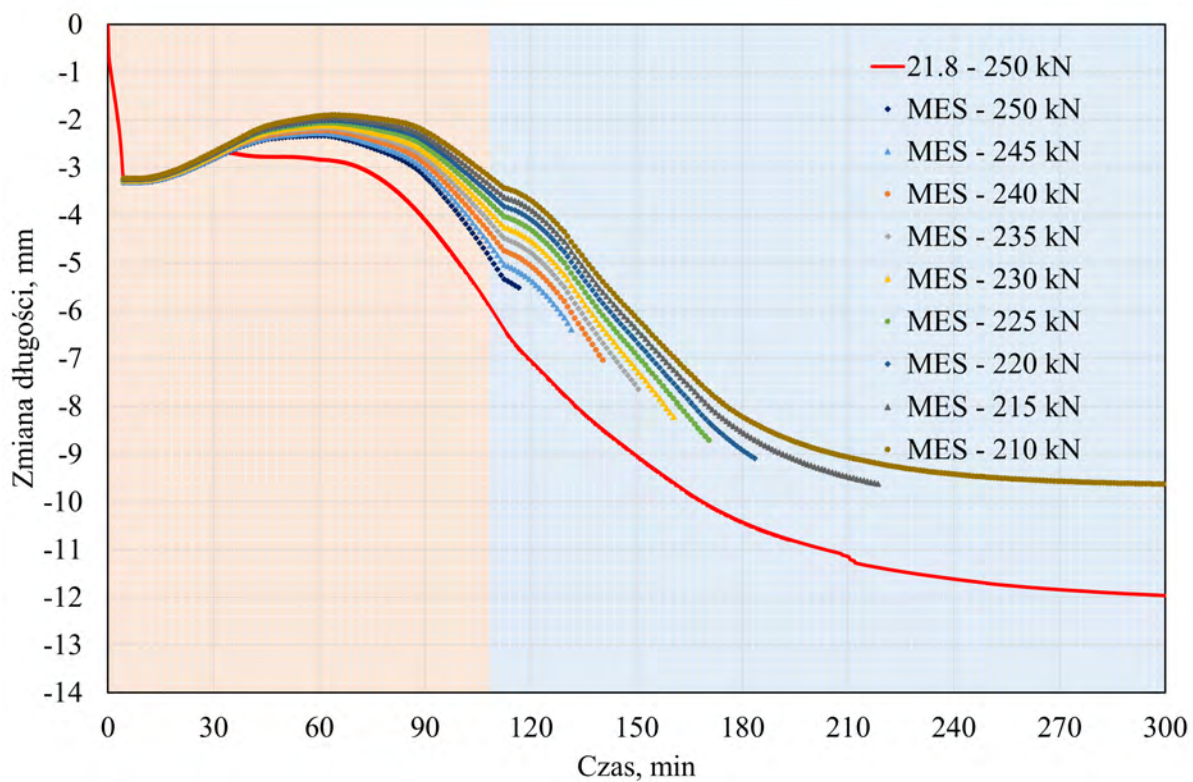
Z przeprowadzanych analiz wynika, że okres w którym model matematyczny może ulec zniszczeniu w fazie chłodzenia zależy od tempa, w którym stal zbrojeniowa odzyskuje swoją wytrzymałość. Drugim czynnikiem jest procentowa wartość dodatkowego ubytku wytrzymałości betonu w fazie chłodzenia. Dla założeń przyjętych w etapie 4, okres ten trwa kilka minut. W fazie chłodzenia, gdy temperatura stali zaczyna spadać, stal odzyskuje swoją zdolność do przenoszenia siły zewnętrznej. Beton, pomimo spadku swojej temperatury, dalej ją traci. W momencie gdy obliczeniowa wartość przyrostu siły zewnętrznej ze względu na zachowanie się stali jest większa niż obliczeniowa wartość ubytku siły zewnętrznej ze względu na zachowanie się betonu, próbka w całości zaczyna odzyskiwać swoją zdolność do przenoszenia obciążenia zewnętrznego. Dla wariantu modelu, w którym stal nie odzyskuje swojej wytrzymałości, regulując siłą, możliwe jest zniszczenie próbki w dowolnym momencie.



Rysunek 7.22: Próbką 21.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego przy modyfikacji wartości siły. Źródło własne.



Rysunek 7.23: Próbką 21.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego przy modyfikacji modelu stali. Źródło własne.



Rysunek 7.24: Próbką 21.8. Porównanie zmian długości uzyskanych laboratoryjnie i przy pomocy modelu obliczeniowego przy założeniu braku odzyskiwania wytrzymałości przez stal. Źródło własne.

Rozdział 8

Podsumowanie

8.1 Wnioski

W ostatnim etapie, przeprowadzono sześć badań, z których każde skończyło się samoczynnym, mechanicznym uszkodzeniem próbek. Do 5 z nich doszło w fazie chłodzenia. Tylko jedna (23.8), uległa zniszczeniu tuż przed zakończeniem fazy ogrzewania. Przed rozpoczęciem badań, oczekiwanym sposobem zniszczenia próbki, była jej całkowita utrata zdolności do przenoszenia zadanego obciążenia. Jest to mechanizm, który bezdyskusyjnie kwalifikuję próbkę jako zniszczoną. Udało się go uzyskać dla wszystkich próbek w etapach 1-3. W etapie 4, tylko o jednej z próbek można powiedzieć, że spełniła oczekiwania dotyczące sposobu zniszczenia.

Próbka 19.8 uległa samoczynnemu zniszczeniu na skutek utraty zdolności do przenoszenia zadanego obciążenia zewnętrznego. Należy jednak zaznaczyć, że z uwagi na nieprawidłowe ustawienie czasu zakończenia testu, próbka została dwukrotnie przeciążona do siły 260 kN. Aby przywrócić na powrót siłę 250 kN, próbka została całkowicie odciążona i raz jeszcze obciążona. Ponownie przyłożona siła ustabilizowała się, a badanie było kontynuowane. Nachylenie wykresu wydłużenia w zależności od czasu odpowiadało nachyleniu wykresu sprzed przeciążenia. Do zniszczenia doszło 20 minut później. Samo przeciążenie zwiększyło siłę o około 5% do poziomu 263 kN. Bazując na wynikach z etapu 3, należy uznać, że siła ta nie zniszczyłaby próbki w fazie ogrzewania. Pomimo ww. zdarzeń, które wystąpiły w trakcie przeprowadzania badania, w opinii autora próbkę należy uznać za zniszczoną w fazie chłodzenia. Spełnia to główny cel badań autora dysertacji z punktu 1.2. oraz jest potwierdzeniem hipotezy z punktu 1.3.

W przypadku pozostałych próbek (21.8, 22.8, 24.8 i 25.8) doszło do odpadnięć otuliny, które według autora można uznać za znaczne. Momenty te były widoczne na wykresie wy-

dłużenia w zależności od czasu (rysunek 5.12) w postaci skokowych zmian jego przebiegu. W przypadku ostatniego badania zaobserwowano, że próbka wybrzusząc się, wykorzystwała całą swobodę obrotu na jaką pozwalał sposób jej zamocowania i oparła się na wałku przenoszącym siłę ze szczęk (rysunek 5.19). W takiej sytuacji odległość pozioma między licem najbardziej wybrzuszonej ściany a punktem podparcia zmniejsza się, a co za tym idzie zmniejszają się tzw. efekty drugiego rzędu. W kontekście dążenia do zniszczenia próbki, takie zdarzenie wpływa na niekorzyść badania. Nie zaobserwowano, aby do zmiany schematu statycznego doszło również we wcześniejszych przypadkach.

W przypadku próbek 21.8, 22.8 oraz 24.8, u których nie zaobserwowano odkształceń poziomych, autor uznaje, że nie uległy one zniszczeniu w fazie chłodzenia, a więc są zdolne do dalszego przenoszenia zadanego obciążenia. Ocena uszkodzeń konstrukcji [69, 70] oraz sposoby naprawy otuliny elementów żelbetowych są powszechnie znane i praktykowane [99]. Osobną kwestią pozostaje analiza ekonomiczna wymaganych napraw [134]. W opinii autora, próbka 25.8, z uwagi na jej znaczne i trwałe odkształcenie poziome powinna zostać uznana jako zniszczona i tak też zostaje zakwalifikowana. Gdyby nie zmiana sposobu podparcia, do którego doszło w trakcie trwania badania, najprawdopodobniej próbka uległaby zniszczeniu w oczekiwany sposób.

Stworzony model obliczeniowy został zwalidowany prawidłowo. Pomimo licznych uproszczeń, uzyskane przy jego pomocy wyniki dobrze odzwierciedlają te, które zostały uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych.

8.2 Elementy oryginalne pracy

8.2.1 Badania laboratoryjne

Wywołanie zniszczenia słupa żelbetowego w fazie chłodzenia, oraz fakt, że udało się to osiągnąć przy maksymalnej temperaturze otoczenia 600°C , sprawia, że wyniki badań laboratoryjnych są w opinii autora niepowtarzalne. Każdy etap badań niszczących przeprowadzono na próbie 6 elementów co powoduje, że uzyskane wyniki mają swego rodzaju wartość statystyczną. Nie są wyodrębnionymi, dopasowanymi do tezy przypadkami.

Przeprowadzone badania można zestawić z tymi przywołanymi w przeglądzie literatury (rozdział 2) autorstwa Gernaya [59]. Mając do dyspozycji pełny zakres krzywej temperaturowej ISO (wzór 3.1) Gernay, niszcząc jedną próbkę, określił maksymalny czas ogrzewania dla zadanej siły zewnętrznej. Wyniósł on 83 minuty, co dla krzywej ISO odpo-

wiada temperaturze otoczenia na poziomie 994°C. W przypadku dysertacji badania były przeprowadzane w zakresie temperatury do 600°C, a wartość ta była osiągana po upływie ok 90 min. Wartość siły określono na podstawie wyników etapu 2 i 3.

W kolejnym etapie Gernay [59] ogrzewał próbki przez czas krótszy od wyznaczonego czasu maksymalnego. Kolejno przez 45, 55 i 73 minuty. Dwa pierwsze słupy przetrwały przejście przez fazę chłodzenia. Ostatni uległ zniszczeniu w 108 minucie badania czyli po 35 minutach od rozpoczęcia fazy chłodzenia. W przypadku dysertacji, próbę zniszczenia w fazie chłodzenia przeprowadzono 6-krotnie. Dostępne stanowisko badawcze nie posiadało możliwości sterowania temperaturą komory według zadanej krzywej oraz charakteryzowało się dużą bezwładnością temperaturową. Inaczej niż Gernay, który zmieniał czas ogrzewania, w dysertacji próbowano wywołać zniszczenie poprzez korektę wartości siły zewnętrznej.

8.2.2 Programy obliczeniowe

Autorskie programy komputerowe. Pierwszy służący numerycznemu odwzorowaniu wyników przeprowadzanych badań, oraz drugi, będący narzędziem do projektowania słupów żelbetowych zgodnie z wymaganiami obowiązujących norm projektowych [139, 140, 146]. Są to programy autorskie, powstałe i zoptymalizowane według najlepszej wiedzy i umiejętności autora, bez udziału osób trzecich oraz sztucznej inteligencji.

PHD-Lab

Pierwszy program, umożliwia numeryczne odwzorowanie przeprowadzonych badań laboratoryjnych. Bazując na odczytach izoterm, umożliwia generację pola temperatury w elemencie dla zadanych własności termicznych użytych materiałów. Pozwala na zaimplementowanie zależności naprężenie-odkształcenie oraz wyznaczenie na ich podstawie stanu naprężenia oraz odkształcenia próbki. Uwzględnia odkształcenia termiczne oraz reologiczne. Generuje wykresy naprężeń, odkształceń oraz temperatury w dowolnych płaszczyznach przekroju. Jego stworzenie pozwoliło autorowi na dokładne zrozumienie, jak uwikłane są poszczególne parametry zadania oraz jak wpływają na końcowy rezultat. Przy zastosowaniu programów komercyjnych byłoby to niemożliwe lub co najmniej ograniczone. Pliki wykonywalne oraz wsadowe są integralną częścią dysertacji. Są do niej załączone w formie cyfrowego nośnika danych.

Strefuś

W celu uzupełnienia luki na rynku oprogramowania, opracowano autorski program obliczeniowy, o roboczej nazwie "Strefuś", nawiązującej do nazwy jednej z metod obliczeniowych zawartych w eurokodzie [140, 146]. Program generuje rozkład temperatury w przekroju oraz sam wyznacza niezbędne parametry, które następnie używa do przeprowadzenia normowych obliczeń odporności pożarowej elementów żelbetowych. Projektant wprowadza jedynie niezbędne dane, których poprawność jest weryfikowana jeszcze przed rozpoczęciem obliczeń i generacją odpowiedniej notki obliczeniowej. Prostota programu oraz jego potencjalna dostępność zdecydowanie wpłynie na jakość przygotowywanych analiz pożarowych. Opracowane narzędzie jest w całości oryginalną pracą autora dysertacji i według wiedzy autora nie ma polskiego odpowiednika.

8.3 Kierunek i rekomendacje do dalszych badań

Rekomendacje do przyszłych badań laboratoryjnych, których zastosowanie, wpłynęłoby na zwiększenie jakości uzyskanych wyników.

- **Zmiana sposobu podparcia próbki z przegub-przegub na sztywny-sztywny**
Po rozszalowaniu i wysuszeniu, głowice próbek ścięto by tak, aby uzyskać dwie idealnie równoległe powierzchnie. W celu prawidłowego wycentrowania próbki pomiędzy szczękami maszyny wytrzymałościowej, pozostawionoby kulkę pomiędzy narzędziem a głowicą słupa, aczkolwiek wyfrezowane pod nią zagłębienia musiałyby chować ją w całości. W rezultacie badana próbka nie miałaby swobody obrotu. Wystąpienie odkształcenia, podobnego do tego jakie osiągniętego podczas badania próbki 25.8 byłoby znacznie utrudnione. Zastosowanie sztywnego podparcia niosłoby za sobą zwiększenie ryzyka zniszczenia narzędzie przekazującego obciążenie ze szczęk maszyny wytrzymałościowej.
- **Pomiar przemieszczeń w wyodrębnionym układzie odniesienia**
Uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych przemieszczenia pionowe, oprócz zmian długości próbki, zawierały w sobie także zmiany długości siłowników maszyny wytrzymałościowej. Różnica pomiędzy wynikami laboratoryjnymi, a tymi wynikającymi z obliczeń numerycznych wynosiła ok 2.5 mm. W trakcie trwania badań, z uwagi na brak możliwości, nie przeprowadzano pomiarów przemieszczeń poziomych. Pomiary na obydwu kierunkach należałoby wykonywać w wyodrębnionym układzie odniesienia, np. przy pomocy systemu ARAMIS firmy Zeiss. Uzyskane rezultaty dokładniej odzwierciedlałyby rzeczywiste przemieszczenia badanych próbek.

- **Umieszczenie termopar wewnątrz próbek**

W trakcie przeprowadzonych badań termopary były umieszczane na powierzchni próbek, co umożliwiało wielokrotne ich wykorzystywanie, i wpływało na ograniczenie kosztów przeprowadzanych badań. Weryfikacja poprawności wygenerowanych pól temperatur mogła odbywać się więc tylko poprzez wartości zmierzone na obwodzie przekroju. Jako, że termopary znajdowały się na styku dwóch środowisk, ich odczyt nie odzwierciedlał dokładnie temperatury powierzchni elementu. Uzyskane wyniki posłużyły ocenie tempa przyrostu temperatury powierzchni badanego elementu oraz rzeczywistej temperatury panującej w komorze. Kontrola temperatury w środku próbki, w większym stopniu potwierdziłaby poprawność wygenerowanych pól temperatury oraz przyjętych założeń własności termicznych betonu i stali.

- **Zbadanie próbki w fazie chłodzenia bez obciążenia zewnętrznego**

Podczas badań realizowanych w ostatnim etapie, próbki były obciążone siłą zewnętrzną oraz zmieniającą się w czasie temperaturą otoczenia. W czasie trwania fazy chłodzenia dochodziło do degradacji otuliny badanych próbek (za wyjątkiem próbek 19.8 oraz 23.8, które uległy zniszczeniu rozumianemu jako wyczerpanie zdolności do przenoszenia zadanego obciążenia zewnętrznego). Należałoby przeprowadzić badania w takim samym warunkach ogrzewania i chłodzenia, ale bez udziału obciążenia zewnętrznego. Jeżeli otulina, badanych w ten sposób próbek, nie uległaby degradacji, oznaczałoby to, że siła zewnętrzna wpływała bezpośrednio na tę formę zniszczenia próbki. W przeprowadzonych badaniach, można poddać w wątpliwość, czy siła zewnętrzna miała wpływ na odpadanie otuliny, gdyż do odpadnięcia otuliny mogło dochodzić tylko ze względu na oddziaływanie temperatury.

- **Zwiększenia zakresu oddziaływania temperatur**

Badania przeprowadzono w zakresie temperatur 20-600°C. Według zastosowanych modeli materiałowych, w temperaturze 600°C beton (na kruszywie wapiennym) posiada nadal około 60%, a stal (w zależności od przyjętego wariantu) od około 30% do 50% swojej wytrzymałości początkowej. Przy tym samym tempie chłodzenia, w zakresie temperatur 700-800°C, stal odzyskuje swoją wytrzymałość prawie dwukrotnie wolniej niż w zakresie 500-600°C. Ogrzanie próbki tak, aby pręty zbrojeniowe osiągnęły temperaturę 800°C, wydłużyłaby zakres czasu, w którym pomimo zaprzestania grzania, następuje dalsze zmniejszenie nośności badanej próbki.

- **Zastosowanie krzywej ISO**

Temperaturę otoczenia na poziomie 600°C osiągnano po około 90 minutach grzania. W przypadku możliwości ogrzewania próbki według krzywej pożarowej ISO (wzór 3.1), temperaturę tę osiągnięto by w niecałe 6 min. Według modeli oblicze-

niowych, w momencie osiągnięcia maksymalnej temperatury w komorze, różnica temperatur pomiędzy środkiem a krawędzią ogrzewanego elementu, wynosiła około 60°C. Ogrzewanie próbki według krzywej ISO zwiększyło by gradient temperatury w jej wnętrzu, a co za tym idzie różnicę w wartościach odkształceń termicznych. Odwzorowano by dzięki temu warunki pożaru opisywane przez normę [138].

- **Weryfikacja tempa odzyskiwania wytrzymałości przez stal**

Jak wykazano w pkt 7.5, okres w którym model matematyczny może ulec zniszczeniu w fazie chłodzenia zależy od tempa, w którym stal zbrojeniowa odzyskuje swoją wytrzymałość. Aspekt ten powinien być lepiej zbadany w przypadku kontynuacji badań. Oprócz planowanej termopary w środku przekroju próbki, należałoby także umieścić dodatkowe termopary bezpośrednio na zbrojeniu głównym. Dodatkowo należałoby przeprowadzić badania niszczące samej stali zbrojeniowej w warunkach podwyższonej temperatury oraz w fazie chłodzenia.

Bibliografia

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. *Dz.U. 2002 nr 75*, poz. 690. wraz z późniejszymi zmianami.
- [2] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane. *Dz.U. 1994 nr 89*, poz. 414. wraz z późniejszymi zmianami.
- [3] Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Technische Universität Braunschweig: Arbeitsbericht 1975 / 1977. Teil 1: Allgemeine Angaben, Projektbereich A und D: Teilprojekte A1 und A2 und D1, 1977. Die Seiten A1-2,17 und A2-4/5 fehlen im Buch.
- [4] R. T. C. 200-HTC. Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications. *Materials and Structures*, 40(9):841–853, Nov 2007.
- [5] M. Abramowicz and R. Kowalski. *Rola inżynierii bezpieczeństwa pożarowego w projektowaniu konstrukcji budowlanych*. Inżynieria i Budownictwo. Sygnatura CP-29.
- [6] M. Abramowicz and R. Kowalski. Projektant konstrukcji obiektu i rzeczoznawca do spraw zabezpieczeń przeciwpożarowych - wzajemne powiązania. *Materiały Budowlane*, 10:6–11, 2014.
- [7] M. S. Abrams. Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F. *ACI Symposium Publication*, 25, Jan 1.
- [8] M. Achenbach. *Weiterentwicklung der Zonenmethode für den Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von rechteckigen Stahlbetondruckgliedern*. PhD thesis, 10 2018.
- [9] M. Achenbach, T. Gernay, and G. Morgenthal. Fire resistance of reinforced concrete columns subjected to standard fire – comparison of an advanced and a simplified method. 06 2016.

- [10] M. Achenbach, T. Gernay, and G. Morgenthal. Verification of a tabulated method of Eurocode for concrete columns using a response surface and advanced methods. 06 2018.
- [11] M. Achenbach, T. Lahmer, and G. Morgenthal. Identification of the thermal properties of concrete for the temperature calculation of concrete slabs and columns subjected to a standard fire—methodology and proposal for simplified formulations. *Fire Safety Journal*, 87:80–86, 2017.
- [12] M. Achenbach and G. Morgenthal. Recalculation of laboratory tests with the extended zone method. 10 2015.
- [13] M. Achenbach and G. Morgenthal. Extension of the zone method of Eurocode 2 for reinforced concrete columns subjected to standard fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, 7:82–96, 06 2016.
- [14] S. Alogla and V. Kodur. Quantifying transient creep effects on fire response of reinforced concrete columns. *Engineering Structures*, 174:885–895, 11 2018.
- [15] Y. Anderberg. Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based on real fire characteristics. In *Proceedings of the 8th Congress of Federation Internationale de la Precontrainte*, pages 112–123, London, England, 1978. Concrete Society.
- [16] Y. Anderberg. Modelling steel behaviour. *Fire Safety Journal*, 13(1):17–26, 1988.
- [17] Y. Anderberg, N. Forsén, T. Hietanen, J. Izquierdo, A. L. Duff, E. Richter, R. T. Whittle, H. Bossenmayer, H. Litzner, and J. Kruppa. *Background documents to EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-2: General rules - Structural fire design*. CEN/TC250, 2009.
- [18] Y. Anderberg and S. Thelandersson. Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures. 2. experimental investigation and material behaviour model. 1976.
- [19] D. Anupama Krishna, R. S. Priyadarsini, and S. Narayanan. High temperature effects on different grades of concrete. *Sādhanā*, 46(1):31, Feb 2021.
- [20] I. Asadi, P. Shafigh, Z. Abu Hassan, and N. Mahyuddin. Thermal conductivity of concrete - a review. *Journal of Building Engineering*, 20, 07 2018.
- [21] ASCE: 1992. *Structural Fire Protection, Manual No. 78*. ASCE Committee on Fire Protection, Structural Division, American Society of Civil Engineers, 1992.

- [22] O. Bahr, P. Schaumann, B. Bollen, and J. Bracke. Young's modulus and poisson's ratio of concrete at high temperatures: Experimental investigations. *Materials & Design*, 45:421–429, 2013.
- [23] P. Bamonte and F. Lo Monte. Reinforced concrete columns exposed to standard fire: Comparison among different constitutive models for concrete at high temperature. *Fire Safety Journal*, 71, 01 2015.
- [24] M. Bastami, F. Aslani, and M. Omran. High-temperature mechanical properties of concrete. *International Journal of Civil Engineering*, 8:337–351, 12 2010.
- [25] Z. P. Bažant. Analysis of pore pressure, thermal stress and fracture in rapidly heated concrete. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete. Proceedings. Appendix B: Workshop Papers. B10, Gaithersburg, MD, 1997-02-13 1997.
- [26] Z. P. Bažant and J. C. Chern. Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(10):1493–1511, 1987.
- [27] Z. P. Bažant and M. F. Kaplan. *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models*. Concrete design and construction series. Longman Harlow, Harlow, 1996.
- [28] Z. P. Bažant and L. Panula. Practical prediction of time-dependent deformations of concrete. *Materials and Structures (RILEM, Paris): Part IV Temperature effect on basic creep*, 11:425–434, 1978.
- [29] Z. Bednarek and R. Kamocka-Bronisz. The heating rate impact on parameters characteristic of steel behaviour under fire conditions. *Journal of Civil Engineering and Management*, 12:269–275, 12 2006.
- [30] L. Bisby, J. Chen, S. Li, T. Stratford, N. Cueva, and K. Crossling. Strengthening fire-damaged concrete by confinement with fibre-reinforced polymer wraps. *Engineering Structures*, 33(12):3381–3391, 2011.
- [31] J. Bogucka. Influence of moisture content in expanded clay aggregate concrete on its strength, deformability and thermal conductivity. *Archives of Civil Engineering*, 50(4):625–642, 2004.
- [32] S. Bratina, M. Saje, and I. Planinc. The effects of different strain contributions on the response of rc beams in fire. *Engineering Structures*, 29:418–430, 03 2007.

- [33] BS 8110. *Structural Use of Concrete—Part 1: Code of Practice for Design and Construction*. British Standards Institution, 1997.
- [34] C. Castillo and A. J. Durrani. Effect of transient high temperature on high-strength concrete. *ACI Materials Journal*, 87(1), Jan 1.
- [35] Y. F. Chang, Y. Chen, M. Sheu, and G. Yao. Residual stress–strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. *Cement and Concrete Research*, 36:1999–2005, 10 2006.
- [36] K. Chudyba and S. Serega. Structural fire design methods for reinforced concrete members. *Technical Transactions. Civil Engineering*, 2013:15–36, 01 2013.
- [37] U. Diederichs. Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instantionaren Temperaturen. In Abschlubkolloquium Bauwerke unter Brandeinwirkung. *Technische Universitat, Braunschweig*, 1987.
- [38] U. Diederichs, U. M. Jumppanen, and V. Penttala. Behavior of high strength concrete at high temperatures. 06 1989.
- [39] J. E. Dorn. Some fundamental experiments on high temperature creep. *Journal of Mechanics Physics of Solids*, 3(2):85,IN1,89,IN3,105–88,IN2,104,IN4,116, Jan. 1955.
- [40] J. C. Dotreppe, J. M. Franssen, and Y. Vanderzeipen. A straightforward calculation method for the fire resistance of reinforced concrete columns. 21 August 1995.
- [41] N. Elhami Khorasani, P. Gardoni, and M. Garlock. Probabilistic fire analysis: Material models and evaluation of steel structural members. *Journal of Structural Engineering*, 141:04015050, 07 2015.
- [42] ENV 1995-1-2:1995. *Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design*. CEN, 1995.
- [43] F. Faghihi, M. Numanović, and M. Knobloch. The effect of thermal creep on the fire resistance of steel columns. *Fire Safety Journal*, 137:103750, 2023.
- [44] B. Fernandes, A. Gil, F. Bolina, and B. Tutikian. Thermal damage evaluation of full scale concrete columns exposed to high temperatures using scanning electron microscopy and X-ray diffraction. *Universidad Nacional de Colombia Revista DYNA*, 85(207):123–128, 01 2018.
- [45] FIB. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete, 2013.

- [46] R. Fike and V. Kodur. An approach for evaluating the fire resistance of cfrcc columns under design fire scenarios. *Journal of Fire Protection Engineering*, 19(4):229–259, 2009.
- [47] J. M. Franssen. Thermal elongation of concrete during heating up to 700°C and cooling; Stress-strain relationship of tempcore steel after heating up to 650°C and cooling. Technical report, Univ. de Liège, 1993.
- [48] J. M. Franssen. Design of concrete columns based on EC2 tabulated data – a critical review. *First International Workshop «Structures in Fire»*, pages 323–340, 06 2000.
- [49] J. M. Franssen. Fire resistance of reinforced concrete columns - Belgian method N 1 (tabulated data). *Background document*, 16, 2001.
- [50] J. M. Franssen and J. C. Dotreppe. Fire tests and calculation methods for circular concrete columns. *Fire Technology*, 39:89–97, 01 2003.
- [51] W. Franus, A. Halicka, K. Lamorski, and G. Jozefaciuk. Microstructural differences in response of thermoresistant (ceramic) and standard (granite) concretes on heating. studies using sem and nonstandard approaches to microtomography and mercury intrusion porosimetry data. *Materials*, 11(7), 2018.
- [52] T. Gernay. Effect of transient creep strain model on the behavior of concrete columns subjected to heating and cooling. *Fire Technology*, 48:313–329, 04 2011.
- [53] T. Gernay. Fire resistance and burnout resistance of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, 104, 03 2019.
- [54] T. Gernay and J. Franssen. A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep. *Fire Safety Journal*, 51:1–9, 2012.
- [55] T. Gernay and J.-M. Franssen. A performance indicator for structures under natural fire. *Engineering Structures*, 100:94–103, 2015.
- [56] T. Gernay and J. M. Franssen. A comparison between explicit and implicit modelling of transient creep strain in concrete uniaxial constitutive relationships. In *Proceedings of the Fire and Materials 2011 Conference*. Interscience Communications Ltd, February 2011.
- [57] T. Gernay and J.-M. Franssen. Consideration of transient creep in the Eurocode constitutive model for concrete in the fire situation. In *Proceedings of the Sixth International Conference Structures in Fire*. DEStech Publications, Inc, June 2010.

- [58] T. Gernay and A. Gamba. Progressive collapse triggered by fire induced column loss: Detrimental effect of thermal forces. *Engineering Structures*, 172:483–496, 2018.
- [59] T. Gernay, J. Zehfuß, J. M. Franssen, F. Robert, S. Brunkhorst, R. Felicetti, P. Bamente, S. Mohaine, and R. McNamee. Experimental assessment of the burnout resistance of timber and concrete columns. 11 2022.
- [60] M. Grabias, A. Halicka, M. Snela, and J. Szerafin. Projektowanie konstrukcji budowlanych z uwagi na warunki pożarowe jako podstawa bezpieczeństwa ludzi i mienia w czasie pożaru obiektu budowlanego. *Budownictwo i Architektura*, 15:021–028, 09 2016.
- [61] M. Głowacki and R. Kowalski. Simple consideration of second-order effects in the calculation of RC column fire resistance. *Fire Safety Journal*, 133:103650, 2022.
- [62] I. Hager. Methods for assessing the state of concrete in fire damaged structures. *Cement, Wapno, Beton*, 4:167–178, 07 2009.
- [63] I. Hager. Behaviour of cement concrete at high temperature. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences*, 61, 03 2013.
- [64] I. Hager, S. Kańka, and M. Maślak. Wpływ działania wysokiej temperatury i warunków schładzania na właściwości mechaniczne stali zbrojeniowej BSt500S. 01 2012.
- [65] I. Hager and P. Pimienta. Mechanical properties of HPC at high temperatures. *Proc. Int. Workshop fib Task Group, Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?*, 43:95–100, 01 2004.
- [66] I. Hager and P. Pimienta. Transient thermal strain of high performance concretes. pages 461–473, 01 2005.
- [67] I. Hager and T. Tracz. The relations between the assessed diagnostic parameters and mechanical properties of heated concretes. Conference: IFireSS – International Fire Safety Symposium Coimbra, Portugal, 04 2015.
- [68] A. Halicka. O efekcie skali w odniesieniu do jednorodnych i zespolonych elementów z betonu. cz. 1. *Cement, Wapno, Beton : czasopismo poświęcone zagadnieniom przemysłu materiałów wiążących i betonu.*, R. 18, nr 6:387–396, 405–406, 2013.
- [69] A. Halicka. Algorytm postępowania przy kompleksowej ocenie istniejących konstrukcji budowlanych według normy iso 13822-2010. *Przegląd Budowlany*, R. 91, nr 2:32–36, 2020.

- [70] A. Halicka. Ocena istniejących konstrukcji budowlanych według nowej normy eurokod 1990-2. *Przegląd Budowlany*, R. 96, nr 4:44–51, 2025.
- [71] T. Z. Harmathy. A Comprehensive Creep Model. *Journal of Basic Engineering*, 89(3):496–502, 09 1967.
- [72] R. Haß. *Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton*. PhD thesis, Braunschweig, 1986. Braunschweig, Technische Universität, Dissertation, 1985.
- [73] S. Hassen and H. Colina. Transient thermal creep of concrete in accidental conditions at temperatures up to 400°C. *Magazine of Concrete Research*, 58(4):201–208, 2006.
- [74] K. D. Hertz. A survey of a system of methods for fire safety design of traditional concrete constructions. In *First International Workshop on Structures in Fire*, pages 283–292. University of Liege, 2000.
- [75] K. D. Hertz. Reinforcement data for fire safety design. *Magazine of Concrete Research*, 56(8):453–459, 2004.
- [76] K. D. Hertz. Concrete strength for fire safety design. *Magazine of Concrete Research*, 57(8):445–453, 2005.
- [77] K. D. Hertz. Fire resistance of concrete walls with light aggregate. *Journal of Structural Fire Engineering*, 9(4):319–341, Jan 2018.
- [78] E. Hognestad. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin*, 399, 1951.
- [79] S. Huismann, F. Weise, B. Meng, and U. Schneider. Transient strain of high strength concrete at elevated temperatures and the impact of polypropylene fibers. *Materials and Structures*, 45(5):793–801, May 2012.
- [80] W. A. Hull and S. H. Ingberg. Fire resistance of concrete columns. Technical report, Technologic Papers of the Bureau of Standards, No. 272, 1925.
- [81] S. H. Ingberg, H. K. Griffin, W. C. Robinson, and R. E. Wilson. Fire tests of building columns. Technical report, Technologic Papers of the Bureau of Standards, No. 184, 1921.
- [82] D. Jansen and S. Shah. Effect of length on compressive strain softening of concrete. *Civil and Environmental Engineering*, 123, 01 1997.

- [83] B. Jaszczak, M. Kuczma, and W. Szymkuć. Comparison of the load-bearing capacity of reinforced concrete columns under fire conditions using the method A, zone method and isotherm 500 method. *Fire Safety Journal*, 124:103396, 2021.
- [84] R. Johansen and R. Best. Creep of concrete with and without ice in the system. *Bulletin RILEM*, (16):45–57, 1962.
- [85] B. Jovanovic, R. Caspeele, G. Lombaert, E. Reynders, and R. Van Coile. State-of-the-art review on the post-fire assessment of concrete structures. *Structural Concrete*, 02 2023.
- [86] H. Kang, H. C. Cho, S. H. Choi, I. Heo, H. Y. Kim, and K. Kim. Estimation of heating temperature for fire-damaged concrete structures using adaptive neuro-fuzzy inference system. *Materials*, 12:3964, 11 2019.
- [87] W. Khaliq and V. Kodur. Effect of temperature on thermal properties of different types of high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23:793–801, 06 2011.
- [88] A. Khennane and G. Baker. Uniaxial model for concrete under variable temperature and stress. *Journal of Engineering Mechanics-asce - J ENG MECH-ASCE*, 119, 08 1993.
- [89] G. A. Khoury, B. N. Grainger, and P. J. E. Sullivan. Strain of concrete during first heating to 600°C under load. *Magazine of Concrete Research*, 37(133):195–215, 1985.
- [90] G. A. Khoury, B. N. Grainger, and P. J. E. Sullivan. Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. *Magazine of Concrete Research*, 37(132):131–144, 1985.
- [91] G. A. Khoury, B. N. Grainger, and P. J. E. Sullivan. Strain of concrete during first cooling from 600°C under load. *Magazine of Concrete Research*, 38(134):3–12, 1986.
- [92] G. A. Khoury, C. Majorana, F. Pesavento, and B. Schrefler. Modeling of heated concrete. *Magazine of Concrete Research - MAG CONCR RES*, 54:77–101, 01 2002.
- [93] B. Kirby and R. Preston. High temperature properties of hot-rolled, structural steels for use in fire engineering design studies. *Fire Safety Journal*, 13(1):27–37, 1988.
- [94] V. Kodur and S. Alogla. Effect of high-temperature transient creep on response of reinforced concrete columns in fire. *Materials and Structures*, 50:27, 08 2016.

- [95] V. Kodur, M. Dwaikat, and R. Fike. High-temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22:423–434, 04 2010.
- [96] V. Kodur, R. Mcgrath, J. Latour, and J. Maclaurin. Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns. 01 2000.
- [97] V. Kodur and L. Phan. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. *Fire Safety Journal*, 42(6):482–488, 2007. Structures in Fire.
- [98] V. Kodur, T. Wang, and F. Cheng. Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns. *Cement and Concrete Composites*, 26(2):141–153, 2004. Fire Resistance.
- [99] J. Korentz. Praca wzmocnionego przekroju żelbetowego. In *Trwałość i skuteczność napraw obiektów budowlanych III konferencja naukowa*, pages [4] CD-ROM, Rydzyna, Polska, 2010. Poznań [brak wydawcy].
- [100] J. Korentz. Niesprężyste wyboczenie prętów zbrojenia, model zjawiska. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska : Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej ; Rzeszów*, Nr 283, z. 59:101–108, 2012.
- [101] J. Korentz. Wpływ zbrojenia niemetalicznego na nośność i odkształcalność belek z betonu zbrojonego. *Builder*, T. 273(nr 4):104–106, 2020. Builder Science.
- [102] J. Korentz. Nośność mimośrodowo ściskanych słupów betonowych ze zbrojeniem niemetalicznym. *Builder*, T. 297(nr 4):62–64, 2022.
- [103] J. Korentz. Inelastic buckling of reinforcing bars - constitutive model for monotonic compression. *Journal of Physics: Conference Series : The 13th Global Conference on Materials Science and Engineering (CMSE 2024)*, 17-20.11.2024, Kampar, Malaysia, Vol. 2944(art. 12011):1–7, 2025.
- [104] J. Korentz and W. Czarnecki. Prediction of ultimate capacity of concrete columns reinforced with frp bars. *Polymers*, Vol. 15(iss. 5, art. 1161):1–16, 2023.
- [105] R. Kowalski. *Obliczeniowa ocena nośności zginanych elementów żelbetowych w sytuacji pożaru*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2008.
- [106] R. Kowalski. *Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych*. Wydawnictwo Naukowe PWN SA, 2019.

- [107] R. Kowalski, M. Glowacki, J. Wróblewska, M. Senatorska-Dobrowolska, and P. Smardz. Dangerous damage of rc structural members caused by thermal spalling of concrete during fire in an enclosed car park of residential building. *Fire Safety Journal*, 152:104352, 02 2025.
- [108] A. Law and M. Gillie. Interaction diagrams for ambient and heated concrete sections. *Engineering Structures*, 32(6):1641–1649, 2010.
- [109] L. Y. Li and J. Purkiss. Stress–strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 40(7):669–686, 2005.
- [110] Y. Li and Z. Dong. Effect of lateral restraint and inclusion of polypropylene and steel fibers on spalling behavior, pore pressure, and thermal stress in ultra-high-performance concrete (uhpc) at elevated temperature. *Construction and Building Materials*, 271:121879, 02 2021.
- [111] Y. H. Li and J. M. Franssen. Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, 2:29–44, 03 2011.
- [112] T. T. Lie. Fire resistance of reinforced concrete columns: a parametric study. *Journal of Fire Protection Engineering*, 1(4):121–129, 1989.
- [113] T. T. Lie and D. E. Allen. Calculation of the fire resistance of reinforced concrete columns. *Technical Paper (National Research Council of Canada. Division of Building Research)*, Aug 1972. 44 p.
- [114] T. T. Lie, T. D. Lin, D. E. D. Allen, and M. S. Abrams. Fire resistance of reinforced concrete columns. *Paper (National Research Council of Canada. Division of Building Research); no. DBR-P-1167*, Feb 1984. 56 p.
- [115] T. T. Lie, T. J. Rowe, and T. D. Lin. Residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns. *Paper (National Research Council of Canada. Institute for Research in Construction); no. IRC-P-1412*, ca 1986. Reprinted from: Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete, American Concrete Institute, SP 92-9, 1986, p. 153-174, ISSN: 0193-2527.
- [116] T. T. Lie, J. L. Woollerton, and I. de recherche en construction (Canada). *Fire resistance of reinforced concrete columns, test results*. National Research Council of Canada, Institute for Research in Construction Ottawa, Ont., Ottawa, Ont., 1988.

- [117] F. Lo Monte, R. Felicetti, and M. J. Miah. The influence of pore pressure on fracture behaviour of normal-strength and high-performance concretes at high temperature. *Cement and Concrete Composites*, 104:103388, 2019.
- [118] X. Lu, F. Tong, G. Liu, and J. Guan. Model for predicting the thermal conductivity of concrete. *International Journal of Thermophysics*, 42:34, 03 2021.
- [119] W. Luecke, S. W. Banovic, and J. D. Mccolskey. High-temperature tensile constitutive data and models for structural steels in fire. Technical report, NIST Technical Note 1714, 2011.
- [120] X. Luo, W. Sun, and Y. N. Chan. Residual compressive strength and microstructure of high performance concrete after exposure to high temperature. *Materials and Structures*, 33(5):294–298, Jun 2000.
- [121] J. Lyzwa and J. Zehfuß. Thermal material properties of concrete in the cooling phase. 09 2017.
- [122] Maclean, Jamie Wall. *Second-order effects in reinforced concrete columns exposed to fire*. PhD thesis, University of Edinburgh, 2018.
- [123] K. A. Mahmoud. Fire resistance-effective parameters relationships of slender rectangular and circular rc columns. *Fire Safety Journal*, 125:103442, 2021.
- [124] H. L. Malhotra. The effect of temperature on the compressive strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 8(23):85–94, 1956.
- [125] H. B. McFarland and E. V. Johnson. *Engineering News*. Number t. 56, p. 316. McGraw-Hill Publishing Company, 1906.
- [126] J. C. Mindeguia, P. Pimienta, I. Hager, and H. Carré. Influence of water content on gas pore pressure in concretes at high temperature. 2nd International RILEM Workshop on Concrete Spalling Due to Fire Exposure, Delft, the Netherlands, 10 2011.
- [127] J. C. Mindeguia, P. Pimienta, I. Hager, C. La Borderie, and H. Carré. Experimental study of transient thermal strain and creep of an ordinary concrete at high temperatures. Conference: Fourth International Workshop Structures in Fire SIF’06, Aveiro, Portugal, 05 2006.
- [128] J.-C. Mindeguia, P. Pimienta, A. Noumowé, and M. Kanema. Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature — experi-

- mental and numerical discussion on spalling risk. *Cement and Concrete Research*, 40(3):477–487, 2010.
- [129] M. Mohamed Bikhiet, N. F. El-Shafey, and H. M. El-Hashimy. Behavior of reinforced concrete short columns exposed to fire. *Alexandria Engineering Journal*, 53(3):643–653, 2014.
- [130] D. Mohamed salah, M. Guenfoud, T. Gernay, and J. M. Franssen. Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire. *Journal of Fire Protection Engineering*, 21:245–263, 11 2011.
- [131] T. Molken, K. A. Cashell, and B. Rossi. Post-fire mechanical properties of carbon steel and safety factors for the reinstatement of steel structures. *Engineering Structures*, 234:111975, 2021.
- [132] M. O. Mydin. Modeling of transient heat transfer in foamed concrete slab. *Journal of Engineering Science and Technology*, 8(3):326–343, 2013.
- [133] A. M. Neville. *Właściwości betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2012.
- [134] B. Nowogońska and J. Korentz. Wartość zużycia a koszty przywrócenia właściwości użytkowych. *Materiały Budowlane*, (nr 10):36–38, 2018.
- [135] J. Outinen and P. Mäkeläinen. Mechanical properties of structural steel at elevated temperatures and after cooling down. *Fire and Materials*, 28:237 – 251, 03 2004.
- [136] J. Pan, R. Zou, and F. Jin. Experimental study on specific heat of concrete at high temperatures and its influence on thermal energy storage. *Energies*, 10:33, 12 2016.
- [137] D. T. Pham, N. Pinoteau, M. Yang, P. de Buhan, P. Pimienta, and R. Mège. Full-scale fire test on a high-rise RC wall. *Engineering Structures*, 227:111435, 2021.
- [138] PN-EN 1991-1-2:2006. *Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-2: Oddziaływania ogólne Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*. PKN, 2006.
- [139] PN-EN 1992-1-1:2008. *Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, Warszawa, 2008. PKN.
- [140] PN-EN 1992-1-2:2008. *Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2: Reguły ogólne projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*. PKN, 2008.

- [141] PN-EN 1993-1-2:2007. *Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe*, Warszawa, 2007. PKN.
- [142] PN-EN 1994-1-2:2008. *Eurokod 4 - Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*, Warszawa, 2008. PKN.
- [143] PN-EN 206+A2:2021-08. *Beton – Wymagania właściwości, produkcja i zgodność*, Warszawa, 2022. PKN.
- [144] K. W. Poh. Stress-strain-temperature relationship for structural steel. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13(5):371–379, 2001.
- [145] Pożar [w:] Encyklopedia PWN online. Wydawnictwo Naukowe PWN. <https://encyklopedia.pwn.pl/haslo/;3961438>. [Dostęp 11.08.2024].
- [146] prEN 1991-1-2:2021. *Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-2: General — Structural fire design*. CEN/TC 250, 2021.
- [147] S. Pul, A. Atasoy, M. Senturk, and I. Hajirasouliha. Structural performance of reinforced concrete columns subjected to high-temperature and axial loading under different heating-cooling scenarios. *Journal of Building Engineering*, 42:102477, 2021.
- [148] W. Ramberg and W. R. Osgood. Description of stress-strain curves by three parameters. Technical report, National Advisory Committee for Aeronautics (NACA), 1943. Technical Note No. 902.
- [149] N. Raut and V. Kodur. Response of high-strength concrete columns under design fire exposure. *Journal of Structural Engineering*, 137:69–79, 01 2011.
- [150] Rigberth, Johan. Simplified Design of Fire Exposed Concrete Beams and Columns., 2000. Student Paper.
- [151] W. Ritter. Die Bauweise Hennebique. *Schweizerische Bauzeitung*, 33, 1899.
- [152] A. Rubert and P. Schaumann. Structural steel and plane frame assemblies under fire action. *Fire Safety Journal*, 10(3):173–184, 1986.
- [153] A. Sadaoui and A. Khennane. Effect of transient creep on the behaviour of reinforced concrete columns in fire. *Engineering Structures*, 31(9):2203–2208, 2009.

- [154] U. Schneider. Behaviour of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions. *Fire and Materials*, 1(3):103–115, 1976.
- [155] U. Schneider. Concrete at high temperatures — a general review. *Fire Safety Journal*, 13(1):55–68, 1988.
- [156] U. Schneider. RILEM draft recommendation, 129-mht test methods for mechanical properties of concrete at high temperature, Compressive strength for service and accident conditions. *Materials and Structures*, (28):410–414, 1995.
- [157] U. Schneider and A. Haksever. Bestimmung der aquivalenten Branddauer von statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalken bei natuerlichen Branden. *Bericht des Institute fur Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universitat Braunschweig*, 1976.
- [158] U. Schneider, M. Schneider, and J. M. Franssen. Consideration of nonlinear creep strain of siliceous concrete on calculation of mechanical strain under transient temperatures as a function of load history. In *Proceedings of the Fifth International Conference Structures in Fire*, 2008.
- [159] S. Serega. Effect of transverse reinforcement spacing on fire resistance of high strength concrete columns. *Fire Safety Journal*, 71:150–161, 2015.
- [160] J. Shayanfar, J. A. Barros, and M. Rezazadeh. Stress–strain model for FRP confined heat-damaged concrete columns. *Fire Safety Journal*, 136:103748, 2023.
- [161] K. Y. Shin, S. B. Kim, J. H. Kim, M. Chung, and P. S. Jung. Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures. *Nuclear Engineering and Design*, 212(1):233–241, 2002.
- [162] C. Snell, B. Tempest, and T. Gentry. Comparison of the thermal characteristics of portland cement and geopolymers concrete mixes. *Journal of Architectural Engineering*, 23:04017002, 01 2017.
- [163] J. Song, W. Y. Gao, L. J. Ouyang, J. J. Zeng, J. Yang, and W. D. Liu. Compressive behavior of heat-damaged square concrete prisms confined with basalt fiber-reinforced polymer jackets. *Engineering Structures*, 242:112504, 2021.
- [164] W. Szymkuc, J. Dębiński, J. Grzymisławska, and M. Malendowski. Właściwości betonu w temperaturach pożarowych w świetle nowelizacji Eurokodów. *Materiały budowlane*, 1:27–31, 07 2023.

- [165] W. Szymkuć. *Analysis of behaviour and residual capacity of fire-exposed concrete-filled tubular columns*. PhD thesis, Poznan University of Technology, Poznań, 2023.
- [166] W. Szymkuć, A. Glema, and M. Malendowski. Fire resistance of steel and reinforced concrete columns exposed to fire on less than four sides. *Safety Fire Technology*, 43:95–104, 2016.
- [167] K. H. Tan and Y. Yao. Fire resistance of four-face heated reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 129, 09 2003.
- [168] Z. Tao, X. Q. Wang, and B. Uy. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(9):1306–1316, 2013.
- [169] M. Terro. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire. *ACI Structural Journal*, 95:183–193, 03 1998.
- [170] G. Torelli, M. Gillie, P. Mandal, J. Draup, and V. X. Tran. A moisture-dependent thermomechanical constitutive model for concrete subjected to transient high temperatures. *Engineering Structures*, 210:110170, 2020.
- [171] G. Torelli, P. Mandal, M. Gillie, and V. X. Tran. Concrete strains under transient thermal conditions: A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 127:172–188, 2016.
- [172] N. Toric, R. R. Sun, and I. W. Burgess. Creep-free fire analysis of steel structures with Eurocode 3 material model. *Journal of Structural Fire Engineering*, 7(3):234–248, Jan 2016.
- [173] M. Usman, D. M. Yaqub, M. Auzair, W. Khaliq, M. Noman, and A. Ahmad. Restorability of strength and stiffness of fire damaged concrete using various composite confinement techniques. *Construction and Building Materials*, 272, 12 2020.
- [174] R. Van Coile, A. Lucherini, R. Chaudhary, S. Ni, I. Unobe, and T. Gernay. Cost-benefit analysis in fire safety engineering: State-of-the-art and reference methodology. *Safety Science*, 168:106326, 12 2023.
- [175] P. Vandeveld, J. Dotreppe, R. Baus, H. Lambotte, A. Bruls, R. Minne, D. Nieuwenburg, and J. M. Franssen. Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions. *Magazine of Concrete Research*, 49:117–127, 06 1997.

- [176] O. Vassart, B. Zhao, L. Cajot, F. Robert, U. Meyer, A. Frangi, M. Poljansek, B. Kamenarova, D. M. Raposo, M. Sotto Mayor, S. Dimova, and A. Pinto Vieira. Eu-rocodes: Background and applications. Structural Fire Design. Worked examples. Technical guidance LB-NA-26698-EN-N, Luxembourg (Luxembourg), 2014.
- [177] L. Wang. *Second-order effects in reinforced concrete columns exposed to fire*. PhD thesis, Ghent University, 2017.
- [178] J. Wróblewska and R. Kowalski. Assessing concrete strength in fire-damaged structures. *Construction and Building Materials*, 254:119–122, 2020.
- [179] J. Wróblewska, R. Kowalski, M. Glowacki, and B. Juchnowicz-Bierbasz. Application of ultrasonic pulse velocity test to concrete assessment in structures after fire. *Archives of Civil Engineering*, LXVII:395–413, 12 2021.
- [180] B. Wu, Y. H. Li, and S. L. Chen. Effect of heating and cooling on axially restrained rc columns with special-shaped cross section. *Fire Technology*, 46:231–249, 01 2009.
- [181] J. Xiao and G. König. Study on concrete at high temperature in China — an overview. *Fire Safety Journal*, 39(1):89–103, 2004.
- [182] J. Xiao, Z. Li, Q. Xie, and L. Shen. Effect of strain rate on compressive behaviour of high-strength concrete after exposure to elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 83:25–37, 2016.
- [183] K. H. Yang, Y. Lee, and J. H. Mun. A stress-strain model for unconfined in compression considering the size effect. *Preprints*, August 2018.
- [184] M. Yoshida, Y. Okamura, S. Tasaka, and T. Shimode. A study on temperature estimation in concrete members after fire. *Fire Safety Science*, 4:1183–1194, 01 1994.
- [185] M. Youssef and M. Moftah. General stress–strain relationship for concrete at elevated temperatures. *Engineering Structures*, 29(10):2618–2634, 2007.
- [186] B. Zegardło and A. Halicka. Analysis of thermal properties of concrete made using aggregate from sanitary ceramic wastes. *Budownictwo i Architektura*, 9:039–049, 12 2011.
- [187] J. Zehfuß. *Inżynieryjne metody ochrony przeciwpożarowej*. Wydawnictwo CNBOP-PIB, Józefów, 2023.

- [188] H. Zhu, C. Zhang, S. Chen, and J. Wu. A modified johnson-cook constitutive model for structural steel after cooling from high temperature. *Construction and Building Materials*, 340:127746, 2022.
- [189] N. G. Zoldners. Effect of high temperatures on concretes incorporating different aggregates. *American Society for Testing and Materials*, (60):1087–1108, 1960.

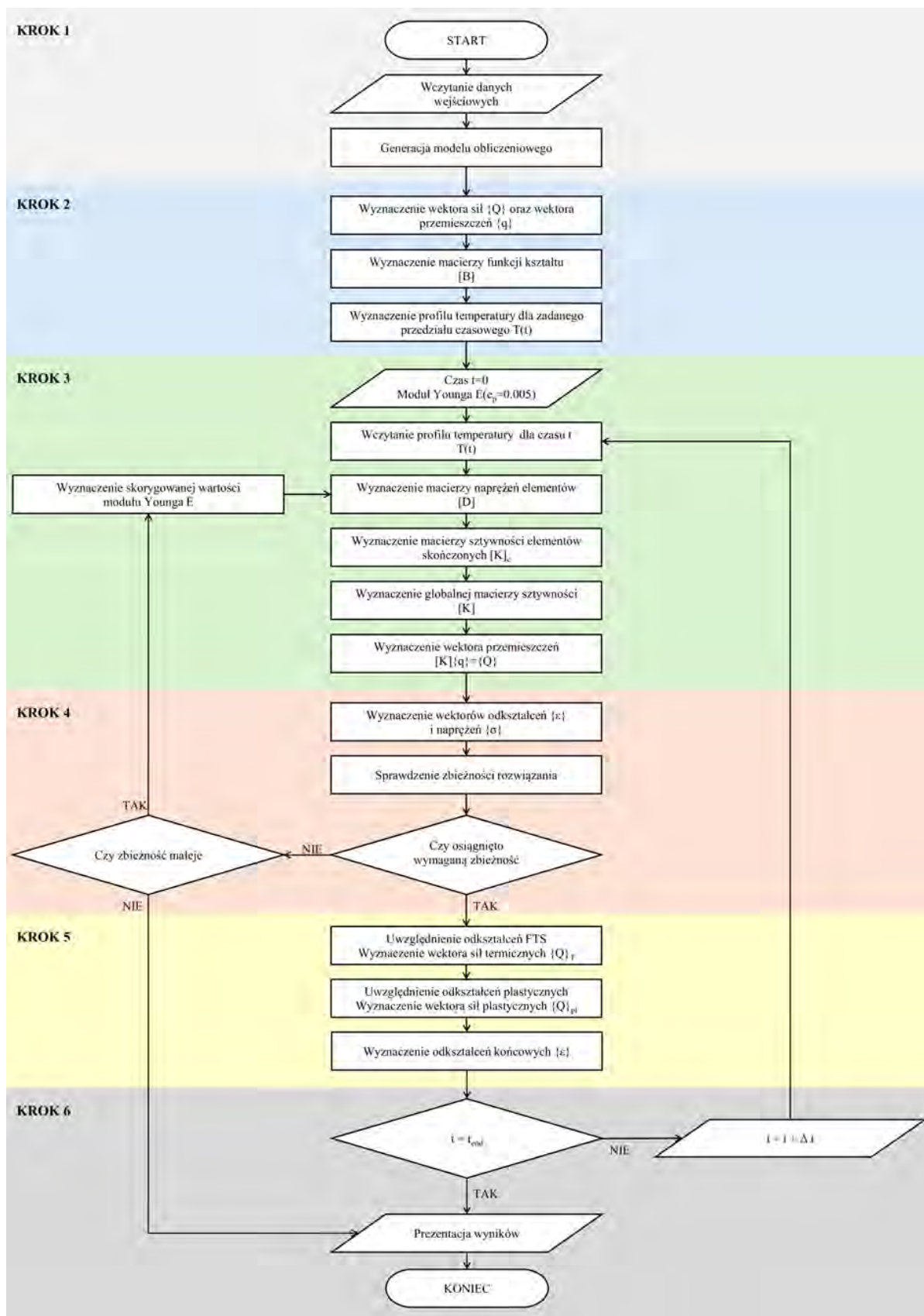
Załączniki

Załącznik 1 - dokumentacja użytej mieszanki betonowej

 LABORATORIUM WALBET		Wydanie:		01	
		Data wydania:		03.12.2018	
		Status zmian:		-	
		Data wprowadzenia zmiany:		-	
R08-F06 - Receptura Betonu wg PN-EN 206+A1:2016-12					
Część konstrukcyjna:		-		Numer recepty	37.03.SCC.0-8
Klasa ekspozycji:		-		Data	22.05.2023
Dodatkowe informacje:		-		Sporządził	Artur Nicke
Klasa wytrzymałości	C30/37	krzywa przesiewu :		0/16	
Konsystencja	SF2	zawartość powietrza:		2,00%	
Uziarnienie (D max)	16mm	Rozwój wytrzymałości:		Umiarkowany	
Cement:	Góraždze CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA		330	kg/m ³	
Dodatki:	Popiół lotny EPORE		252	kg/m ³	
Domieszki:	Sika ViscoFlow 5		1,01	%	
Woda	wodociąg		182	litry	
OBLICZENIA:		ilość wody:	182	ilość cementu	330 W/C 0,55
Warunek szczelności		Rodzaj i cechy		Wymagania	
(dm ³ /dm ³)		R 2			
Cement	110	R 7			
woda	182	R 28			
dodatek	117	Rozwój wytrzymałości		R28/R56	
domieszki:	6	Mrozoodporność			
kruszywo	571	Wodoszczelność			
powietrze	15	Zawartość powietrza			
		Konsystencja		660-750	
		Zawartość chlorków		-	
Suma		1000			
Kruszywo		gęstość	udział	suche	wilgotność własna
		(kg/m ³)	(%)	(kg/m ³)	(%)
0/2	Piasek	2,58	36,2	540	5
2/8	Żwir	2,63	63,8	950	2,8
					27
					27
Dodatki:		popiół		252	
		kruszywa:		1490	1544
		woda łącznie		182	128
Domieszki		(kg/m³)		Gęstość	
Sika ViscoFlow 5		5,85	1,06	zawartość cementu	330
				dodatki	252
				domieszki	5,8
				ciężar mieszanki	2260

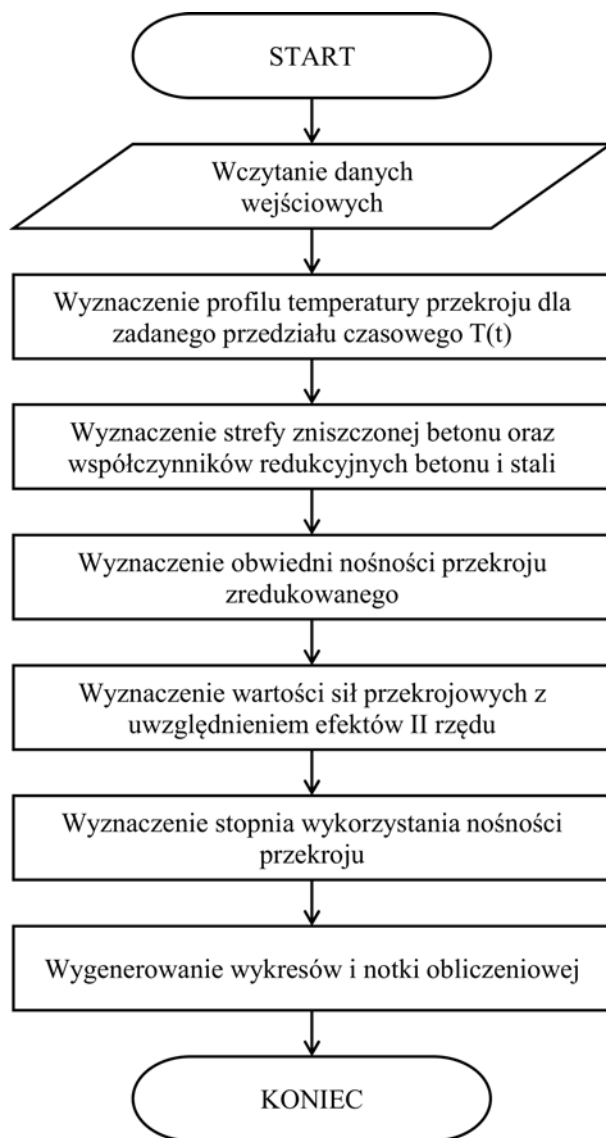
Rysunek Z1.1: Receptura betonu użytego do badań - publikacja za zgodą firmy "WALBET" A.D.K. WALKOWIAK Spółka Komandytowa

Załącznik 2 - algorytm blokowy programu PHD-Lab



Rysunek Z2.1: Algorytm blokowy autorskiego programu PHD-Lab. Źródło własne.

Załącznik 3 - algorytm blokowy programu Strefuś



Rysunek Z3.1: Algorytm blokowy autorskiego programu Strefuś. Źródło własne.

Załącznik 4 - dysk USB - spis zawartych plików

Programy obliczeniowe. Folder główny dysku USB.

- PHD-Lab.exe
- Strefuś.exe

Wygenerowane modele obliczeniowe. Folder: \Modele

- model8.json
- model6.json

Pliki wsadowe do programu PHD-Lab. Folder: \Pliki wsadowe

- Etap 01.6.txt
- Etap 01.8.txt

- Etap 02.07.txt
- Etap 02.07MES1.txt
- Etap 02.07MES2.txt
- Etap 02.08.txt
- Etap 02.08MES1.txt
- Etap 02.08MES2.txt
- Etap 02.09.txt
- Etap 02.09MES1.txt
- Etap 02.09MES2.txt
- Etap 02.10.txt
- Etap 02.10MES1.txt
- Etap 02.10MES2.txt
- Etap 02.11.txt
- Etap 02.11MES1.txt
- Etap 02.11MES2.txt
- Etap 02.12.txt
- Etap 02.12MES1.txt
- Etap 02.12MES2.txt

- Etap 03.13.1.txt
- Etap 03.13.2.txt
- Etap 03.13.3.txt
- Etap 03.14.1.txt
- Etap 03.14.2.txt

- Etap 03.14.3.txt
- Etap 03.15.1.txt
- Etap 03.15.2.txt
- Etap 03.15.3.txt
- Etap 03.16.1.txt
- Etap 03.16.2.txt
- Etap 03.16.3.txt
- Etap 03.17.1.txt
- Etap 03.17.2.txt
- Etap 03.17.3.txt
- Etap 03.18.1.txt
- Etap 03.18.2.txt
- Etap 03.18.3.txt

- Etap 04.19.1.txt
- Etap 04.19.2.txt
- Etap 04.19.3.txt
- Etap 04.21.1.txt
- Etap 04.21.2.txt
- Etap 04.21.3.txt
- Etap 04.22.1.txt
- Etap 04.22.2.txt
- Etap 04.22.3.txt
- Etap 04.23.1.txt
- Etap 04.23.2.txt
- Etap 04.23.3.txt
- Etap 04.24.1.txt
- Etap 04.24.2.txt
- Etap 04.24.3.txt
- Etap 04.25.1.txt
- Etap 04.25.2.txt
- Etap 04.25.3.txt

- Etap 05.21.2.F-05.txt
- Etap 05.21.2.F-10.txt
- Etap 05.21.2.F-15.txt
- Etap 05.21.2.F-20.txt

- Etap 05.21.2.F-25.txt
- Etap 05.21.2.F-30.txt
- Etap 05.21.2.F-35.txt
- Etap 05.21.2.F-40.txt
- Etap 05.21.F-1.txt
- Etap 05.21.F-2.txt
- Etap 05.21.F-3.txt
- Etap 05.21.F-4.txt
- Etap 05.21.F-5.txt
- Etap 05.21.F-6.txt
- Etap 05.21.F-7.txt
- Etap 05.21.S1.txt
- Etap 05.21.S2.txt
- Etap 05.21.S3.txt
- Etap 05.21.S4.txt
- Etap 05.21.S5.txt
- Etap 05.21.S6.txt

Zarejestrowana laboratoryjnie temperatura otoczenia próbki. Folder: \Rozkład temperatury\Dane laboratoryjne

- T7.txt
- T8.txt
- T9.txt
- T10.txt
- T11.txt
- T12.txt
- T13.txt
- T14.txt
- T15.txt
- T16.txt
- T17.txt
- T18.txt
- T19.txt
- T21.txt
- T22.txt
- T23.txt
- T24.txt
- T25.txt

Wygenerowane rozkłady temperatury w przekroju. Folder: \Rozkład temperatury

- T7.npz
- T8.npz
- T9.npz
- T10.npz
- T11.npz
- T12.npz
- T13.npz
- T14.npz
- T15.npz
- T16.npz
- T17.npz
- T18.npz
- T19.npz
- T21.npz
- T22.npz
- T23.npz
- T24.npz
- T25.npz