ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Integrální bezpečnost staveb

ANALÝZA VLIVU PŘEDCHOZÍHO POŠKOZENÍ BETONU NA POŽÁRNÍ ODOLNOST ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

ANALYSIS OF THE EFFECT OF CONCRETE DEGRADATION ON FIRE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Diplomová práce

Bc. Daniela Benáková

vedoucí práce: Ing. Radek Štefan, Ph.D.

Ing. Roman Chylík

2021

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Benáková Jméno: Daniela Osobní číslo: 458601

Zadávající katedra: 133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební Inženýrství

Studijní obor: Integrální bezpečnost staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza vlivu předchozího poškození betonu na požární odolnost železobetonových konstrukcí

Název diplomové práce anglicky: Analysis of the effect of concrete degradation on fire resistance of reinforced concrete structures

Pokyny pro vypracování:
Rešerše literatury
Popis experimentů
Řešený příklad
Vyhodnocení
Závěr

Seznam doporučené literatury:
ČSN EN 1991-1-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-1-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru
Marek FOGLAR, Radek HÁJEK, Radek ŠTEFAN a Jiří STÖHR. Vyšetřování vlastností cementových kompozitů vystavených působení extrémních zatížení.

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Radek Štefan, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 28.9.2020 Termín odevzdání diplomové práce: 3.1.2021
Údaj uveďte *ho ak. roku*

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce" a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací".

28.9.2020

Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracovala samostatně a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 3. ledna 2021 …….

Daniela Benáková

Poděkování

Ráda bych tímto poděkovala vedoucímu mé diplomové práce, Ing. Radku Štefanovi, Ph.D., za ochotu při konzultacích, připomínky a odborné vedení. Dále bych ráda poděkovala panu Ing. Romanu Chylíkovi za konzultace při tvorbě praktické části této diplomové práce, sza věnovaný čas a předané znalosti.

Obsah

Abstrakt 7
Abstract 8
Seznam použitých symbolů a zkratek ... 9
I. TEORETICKÁ ČÁST ... 10
1 Úvod 10
1.1 Motivace ... 10
1.2 Stanovení výzkumné otázky ... 10
1.3 Cíle práce ... 10
2 Stav poznání ... 11
2.1 Beton ... 11
2.2 Mráz ... 11
2.3 Zemětřesení ... 12
2.4 Požár ... 12
2.5 Výbuch ... 13
3 Požár na poškozených konstrukcích ... 13
3.1 Požár na poškozených konstrukcích po nárazu ... 14
3.2 Požár po výbuchu ... 17
3.2.1 Bombový útok v Oklahoma City ... 17
3.2.2 Kombinace požáru a výbuchu na železobetonovou desku s dutým jádrem ... 19
3.3 Požár po zemětřesení ... 24
3.3.1 Požární zkouška železobetonového rámu vystaveného zemětřesení ... 25
3.3.2 Rozložení teploty na betonovém vzorku s trhlinou za požáru ... 29
3.4 Degradace betonu mrazem a teplotou ... 31
3.4.1 Degradace betonu po cyklech zmrazení a rozmrazení a následnému vystavení vysokým teplotám ... 31
3.4.2 Kombinované poškození betonu zatížením ohybem, zmrazováním a rozmrazováním a chloridem sodným ... 36
3.4.3 Trojrozměrná mezo-numerická simulace heterogenního betonu za mrazu a tání ... 39
II. PRAKTICKÁ ČÁST ... 43
4 Experimentální část ... 43
4.1 Výroba vzorků ... 43
4.1.1 Postup přípravy betonové směsi ... 43
4.1.2 Zkouška sednutí kužele ... 44
4.1.3 Výroba zkušebních těles ... 46
4.2 Vystavení zmrazovacím cyklů ... 47
4.3 Vystavení vysokým teplotám ... 50
4.4 Zkouška pevnosti betonu v tlaku ... 51
4.5 Zkouška modulu pružnosti impulzní metodou ... 52
5 Experimentální příklad ... 57
5.1 Experimentální skupina 1 - Referenční zkouška ... 57
5.2 Experimentální skupina 2 – Mráz ... 59

5.2.1 Porovnání naměřených hodnot tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti skupiny 2 62
5.3 Experimentální skupina 3 – Požár 63
5.3.1 Porovnání naměřených hodnot tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti skupiny 3 70
5.4 Experimentální skupina 4 - Mráz + požár 72
5.4.1 Porovnání naměřených hodnot tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti skupiny 4 77
6 Výsledky 79
7 Závěr 90
Seznam obrázků 91
Seznam tabulek 95
Literatura 96

Abstrakt

Předmětem této práce je kombinace účinku mrazu a požáru na betonové konstrukce. Práce je rozdělena na teoretickou a praktickou část. V teoretické části jsou popsána jednotlivá zatížení samostatně, experimenty pro analýzu působení kombinací extrémních zatížení a jejich výsledky. Jednotlivé experimenty se zaměřují na požár na poškozených konstrukcích a jsou rozděleny na 3 základní části: požár po nárazu, požár po zemětřesení a požár po výbuchu. Další část experimentů je zaměřena na betonové konstrukce vystavené zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům. V praktické části jsou zkoumány 4 skupiny betonových těles s různými druhy zatížení, které jsou následně odzkoušeny na tlakovou pevnost betonu a dynamický modul pružnosti. Ve skupině 1 jsou popsána betonová tělesa bez působení dalšího zatížení, která jsou nazvána referenční. Ve skupině 2 jsou na betonová tělesa zatížena cykly zmrazování a rozmrazování pomocí mrazicího boxu. Ve třetí skupině jsou betonová tělesa vystavena vysokým teplotám pomocí keramických deček. V poslední skupině je na betonová tělesa použita kombinace těchto dvou jevů. Nejprve se betonová tělesa zatížila cykly zmrazování a rozmrazování a následně byla vystavena vysokým teplotám. Všechny tyto skupiny jsou v závěru této práce mezi sebou porovnány za účelem ověření změny mechanických vlastností betonu, který byl vystaven mrazu, požáru a kombinacím těchto dvou zatěžovacích stavů. Míra degradace byla vyhodnocena pomocí změny hodnoty tlakové pevnosti a dynamického modulu pružnosti.

Klíčová slova

„Požár; výbuch; náraz; mráz; požární odolnost; beton; zatížení; materiálové vlastnosti; pevnost v tlaku; dynamický modul pružnosti“.

Abstract

The subject of this work is a combination of the effect of freeze-thaw cycles and fire effect on concrete structures. The work is divided into theoretical part and practical part. The theoretical part describes the individual loads separately, experiment for analysing the effect of combinations of extreme loads and their results. Individual experiments focus on fire on damaged structures and are divided into 3 basic parts: fire after an impact, fire after an earthquake and fire after an explosion. Another part of the experiments is focused on concrete structures exposed to freeze-thaw cycles. In the practical part are investigated four groups of concrete solids with different types of loads, which are then tested for compressive strength of concrete and dynamic modulus of elasticity. Group one describes concrete solids without additional loads, which are called referential. In group two, concrete solids are exposed to freeze-thaw cycles using a freezing box. In the third group, concrete solids are exposed to high temperatures using ceramic blankets. In the last group, combination of these two effects is applied to concrete solids. First of all, concrete solids were exposed to freeze-thaw cycles and then exposed to high temperatures. At the end of this work, all these groups are compared in order to verify the change in mechanical properties of concrete that has been exposed to frost, fire and combinations of these two conditions. The degree of degradation was evaluated by changing the value of compressive strength and dynamic modulus of elasticity.

Keywords

„Fire; blast; impact; freeze; fire resistence; concrete; loading; material properties of concrete; compressive strength; dynamic modulus of elasticity ”.

Seznam použitých symbolů a zkratek

Latinské symboly

f_c	Pevnost betonu v tlaku	MPa
F	Maximální zatěžovací síla	N
A_c	Plocha betonu	mm^2
L	Rozpětí prvku	mm
E_{cu}	Dynamická modul pružnosti	GPa
v_L	Rychlost šíření impulzu	m/s
k	Součinitel rozměrnosti prvku	-
k_1	Koeficient pro jednorozměrné prostředí	-
k_2	Koeficient pro dvourozměrné prostředí	-
k_3	Koeficient pro trojrozměrné prostředí	-
m	hmotnost	g

Řecké symboly

ρ	Objemová hmotnost betonu	kg/m^3
μ_{cu}	Poissonův součinitel	-

Zkratky

HZS	Hasičský záchranný sbor
TNT	Trinitrotoluen (organická sloučenina, trhavina)
UZ	Ultrazvukový
ČSN	Česká technická norma
ČSN EN	Česká verze evropské normy
CEM I 42,5 R	Portlandský cement

I. TEORETICKÁ ČÁST

1 Úvod

1.1 Motivace

Při navrhování betonových konstrukcí je nutné brát ohled na veškeré návrhové situace a jejich příslušná zatížení, kterými je navrhovaná konstrukce vystavována po zbytek své životnosti.

Požár a výbuch se řadí mezi extrémní zatížení, kterým mohou být vystaveny všechny typy konstrukcí. Toto zatížení je velmi aktuální vzhledem ke zhoršující se bezpečnostní situaci. Do zatížení působící na konstrukci je nutné brát v potaz i extrémní zatížení (výbuch, zemětřesení, náraz a mráz) a tato zatížení posuzovat současně, nikoliv odděleně.

Hlavní motivací na toto téma jsou neprozkoumaná odvětví kombinací zatížení působící na konstrukce.

1.2 Stanovení výzkumné otázky

Jaký vliv má kombinace zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů a požáru na betonovou konstrukci?

Jak je ovlivněna požární odolnost železobetonových konstrukcí předchozím vystavením cyklů zmrazování a rozmrazování?

1.3 Cíle práce

Hlavními cíli práce jsou:

1) komplexně prozkoumat účinky kombinací zatížení požárem, výbuchem, nárazem, zemětřesením a mrazem
2) zaměřit se na změny mechanických vlastností betonu vystaveného mrazu, požáru a jejich kombinaci
3) Porovnat výsledky experimentu

2 Stav poznání

2.1 Beton

Beton je základní stavivo, které vzniká stmelením **plniva** a **pojiva**. Za plnivo se považuje přírodní nebo umělé kamenivo. Pojivem je nejčastěji cementový tmel, ve speciálních betonech se jako pojivo nachází pryskyřice, živice, asfalty, síra, sádra atd.

V dnešní moderní době se na trhu nachází celá řada druhů betonů. Rozdělují se podle konstrukčních vlastností (prostý beton, slabě vyztužený beton, železobeton, předpjatý beton, vláknobeton), podle objemové hmotnosti (lehký, obyčejný, těžký), podle funkce v konstrukci (konstrukční beton, výplňový beton), podle hutnosti (hutný, mezerovitý, pórovitý) a podle dalších specifických vlastností.

Každý stavební materiál má své výhody, ale také nevýhody. Základní vlastnosti betonu jsou velká pevnost v **tlaku**, malá pevnost v **tahu**. Jedná se o křehký materiál, který je odolný proti mechanickému poškození a má velmi dobrou požární odolnost. [1]

2.2 Mráz

Mráz je stav, kdy teplota klesne pod 0°C, kdy voda mění své skupenství z kapalného na pevné. U betonových konstrukcí vystavených vlivům zmrazování a rozmrazování se vyžaduje, aby měly příslušnou odolnost vůči těmto vlivům. Pod pojmem mrazuvzdornost se rozumí schopnost betonu odolávat cyklickému působení zmrazování a rozmrazování za přítomnosti vody, která je jedním z nejdůležitějších předpokladů pro trvanlivost betonu vystaveného povětrnostním vlivům. Schopnost mrazuvzdorného betonu odolávat zmrazování a rozmrazování musí být řádně odzkoušena. Poškození betonu působením mrazu a rozmrazování není závislé na přítomnosti ocelové výztuže. Jedná se o čistou degradaci povrchu nebo struktury betonu. Principem zatížení betonu cykly zmrazování a rozmrazování jsou základní fyzikální mechanismy, ke kterým dochází při změnách teplot a při přechodu vody z kapalného do pevného skupenství.

Obecně je působení mrazu na beton rozděleno do dvou skupin. První skupinou jsou účinky povrchového poškozování, kterým se říká odpad a druhou skupinou je porušení vnitřní struktury. Mrazuvzdornost betonu je přímo ovlivněna množstvím pórů a kapilár ve struktuře betonu. V těchto dutinách dochází ke hromadění vody a při působení mrazu k jejímu následnému zmrznutí a zvětšení objemu a tyto změny potom mohou způsobit porušení struktury betonu. Povrchové poškození betonu mrazem doprovázejí vždy neviditelné změny jako je ztráta pevnosti, ztráta modulu pružnosti, ztráta nepropustnosti a zvětšení objemu. Obvykle se tyto změny uplatní dříve než poruchy viditelné, což jsou zkoušky, kterými se tyto skryté změny zjišťují a měří. [2] [3]

2.3 Zemětřesení

Za zemětřesení se považuje řada otřesů, které se šíří ve vlnách zemským vnitrem nebo podél povrchu zemské kůry. Za vznikem může stát náhlé uvolnění energie v zemské kůře nebo ve svrchním plášti. Intenzita zemětřesení je hodnocena podle jeho následků. Zemětřesení se řadí mezi jedny z největších katastrof na Zemi. Některé seismické pohyby mohou být podmíněny i lidským faktorem (odstřely v lomech, výbuchy, spouštění těžkých hmot na zemský povrch). [4]

Jako další zdroj zemětřesení může být i technická seismicita, která představuje velmi vážný problém. Za technickou seismicitu se považují různé půdní otřesy vyvolané umělým zdrojem. Zdrojem technické seismicity může být celá řada: stroje, těžká doprava, silniční nebo železniční doprava, buchary, lisy, beranidla, kostelní zvony, otřesy po odstřelech atd. Zohlednění technické seismicity při navrhování a posuzování objektů se zabývá ČSN 73 0040 [5] a ČSN 73 0032 [6]. Zděné objekty patří k typům staveb, které mají proti technické seismickým účinkům nejnižší odolnost, jelikož jako důsledek technické seismicity vznikají na objektech statické poruchy (trhliny), zapříčiněné dynamickými účinky. [7]

2.4 Požár

V §51 vyhlášky MV č. 21/1996 Sb., kterou se provádějí některá ustanovení zákona o požární ochraně, se požár definuje takto:

„Pro účely požární ochrany se za požár považuje každé nežádoucí hoření, při kterém došlo k usmrcení či zranění osob nebo zvířat, anebo ke škodám na materiálních hodnotách. Za požár se považuje i nežádoucí hoření, při kterém byly osoby, zvířata nebo materiální hodnoty nebo životní prostředí bezprostředně ohroženy.“

Je celá řada kritérií, podle kterých rozdělujeme požáry a každé kritérium má určitý vliv na průběh požáru, záchranu životů i na způsob hašení daného požáru. Rozdělení požáru je podle hořících látek, podle možnosti šíření, podle rozsahu, podle doby trvání, podle zjistitelnosti nebo podle polohy požáru.

Na šíření požáru, zvláště na otevřeném prostranství, mají značný vliv srážky ve formě deště nebo sněhu, vítr i teplota vzduchu, při velkém suchu se požár samozřejmě šíří rychleji, a to samé platí pro jeho rychlost šíření při podporování větrem. Naopak v deštivém počasí je rychlost šíření podstatně omezena, v jistých situacích může dojít i k vlastnímu uhašení požáru vlivem srážek.

Každá stavební konstrukce má danou odolnost proti působení vysokých teplot způsobené požárem. Je dáno, že čím vyšší je požární odolnost daných stavebních konstrukcí, tím menší je pravděpodobnost rozšíření požáru, a tím pádem je pro požární jednotku jednodušší požární zásah, je menší riziko ztrát na životech v důsledku rozšíření požáru a prodlužuje se doba, kterou je konstrukce schopna odolávat požáru, aniž by se zřítila. Z tohoto důvodu je posouzení požární odolnosti objektu nedílnou součástí projekce a následná kontrola zpracovaných projektů včetně protipožárních opatření je nedílnou součástí činnosti oddělení prevence každého HZS. [8]

2.5 Výbuch

Výbuch je jev, při kterém dochází k rychlému uvolnění velkého množství par, vzniku tlakové vlny a u výbuchu způsobených hořením také k intenzivnímu tepelnému záření. Při výbuchu dochází k okamžitému porušení rovnovážného stavu určitého hmotného systému, přičemž přechod látky nebo soustavy látek z jednoho rovnovážného systému do nového probíhá velmi rychle. Výbuch je vždy doprovázen zvukovým, tepelným a světelným efektem. Podle podstaty vzniku rozeznáváme dva druhy výbuchu: **fyzikální** a **chemický**.

Dále se výbuch rozlišuje podle druhu výbušné přeměny. Rychlost chemické přeměny závisí na druhu výbušniny, na fyzikálních podmínkách výbuchu a na druhu roznětu. Pro různé typy výbušnin je rychlost přeměny odlišná. Rozlišují se dva základní druhy výbušné přeměny: **deflagrace** a **detonace**. Při deflagraci dochází k přenosu uvolněného tepla do dalších nejbližších vrstev výbušniny a tam vyvolává chemickou reakci. Deflagrace probíhá nízkou rychlostí. Detonace je oproti deflagraci charakteristická svou velmi vysokou rychlostí (převyšuje rychlost zvuku, na rozdíl od deflagrace). Detonace se ve výbušnině šíří pomocí **rázové vlny**, která v každé vrstvě výbušniny vyvolává okamžitou výbušnou přeměnu.

Výbuch lze očekávat zejména v objektech, kde se skladují/vyrábí látky schopné výbuchu (hořlavé plyny, hořlavé kapaliny, hořlavé prachy, látky reagující s vodou), v objektech, kde se provozují technologická zařízení s obsahem látek schopným výbuchu, kde se přepravují nebo unikají nebezpečné látky, kde se používají hořlavé kapaliny při vyšších teplotách, kde probíhá nedokonalé hoření, kde probíhá chemický nebo tepelný rozklad látek a jiné provozovny. [9]

3 Požár na poškozených konstrukcích

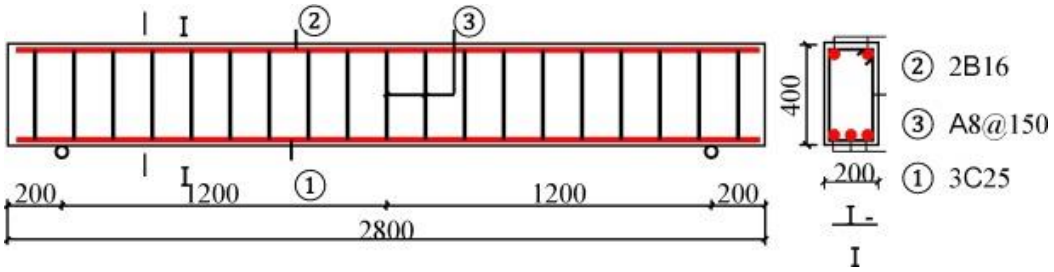
Při navrhování betonových konstrukcí je nutné brát ohled na veškeré návrhové situace a jejich příslušná zatížení, kterými je navrhovaná konstrukce vystavována po zbytek své životnosti. Do zatížení, které na konstrukci působí během její životnosti, spadají i události, které značně ovlivňují zatížení vyvolané důsledkem mimořádné situace. Za mimořádnou situaci se počítá např. teroristický útok, letecká katastrofa, přírodní katastrofa, nehoda apod.

Hlavním nedostatkem navrhování je fakt, že jsou účinky mimořádných zatížení posuzovány odděleně. Když si vezmeme situaci mimořádného zatížení v reálném prostředí tak je zřejmé, že mimořádné události nastávají buď téměř naráz, nebo mezi sebou mají velmi malý časový rozestup. Jako příklad lze uvést náraz letadla do nosné konstrukce budovy. Při nárazu dojde k výbuchu, požáru letadla a následnému rozšíření požáru do objektu. Další příklad může být objekt, kde jsou přítomny hořlavé plyny, hořlavé látky nebo výbušniny. V tomto objektu dojde k rozsáhlému požáru a následné explozi. Takových případů lze v dnešní vyspělé době vymyslet mnoho. Všechny tyto případy poukazují na to, jaké jevy mohou doprovázet jednotlivé zatížení a jak složité je na kombinaci těchto jevů konstrukci navrhovat a právě proto se konstrukce navrhuje na působení příslušných zatížení odděleně.

3.1 Požár na poškozených konstrukcích po nárazu

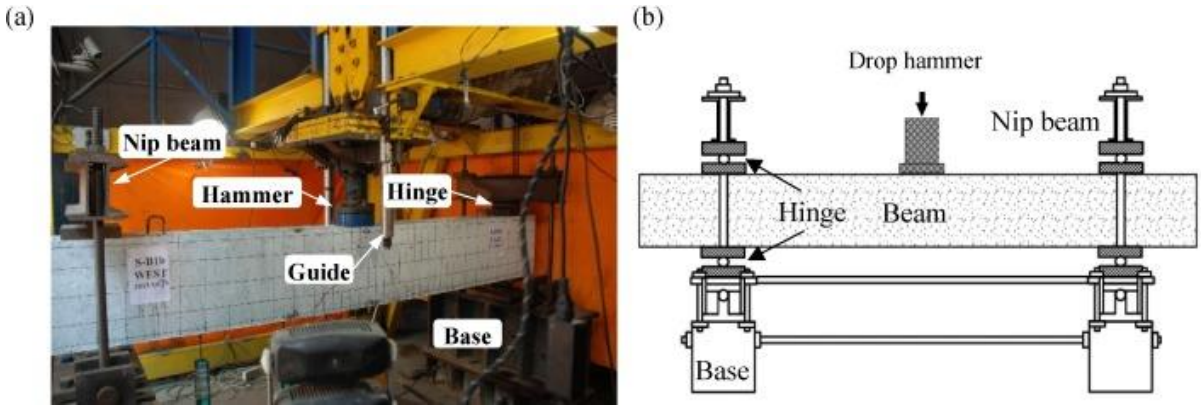
Konstrukce budov v městských částech mohou být vystaveny různým zatížením během jejich životnosti. V případech, kde jsou konstrukce vystaveny dvěma nebo více typům zatížení, může dojít k vážnému poškození konstrukce. Mezi takové případy patří konstrukce obklopené hořlavými materiály náchylnějšími ke kombinaci účinků nárazového zatížení a požárního zatížení. Účinky mechanického zatížení (náraz) jsou odlišné od účinků ohně. Mechanická zatížení jsou krátkodobá a přechodná, zatímco zatížení ohněm je dlouhodobé. [10]

V odborném článku [10] je proveden experiment na zkoumání požární odolnosti nosníku po nárazu v nízké rychlosti. Byly zkoumání čtyři nosníky stejných rozměrů (Obr. 1), s rozpětím 2,4 m. Nosníky byly navíc vyztuženy ocelovými vlákny.



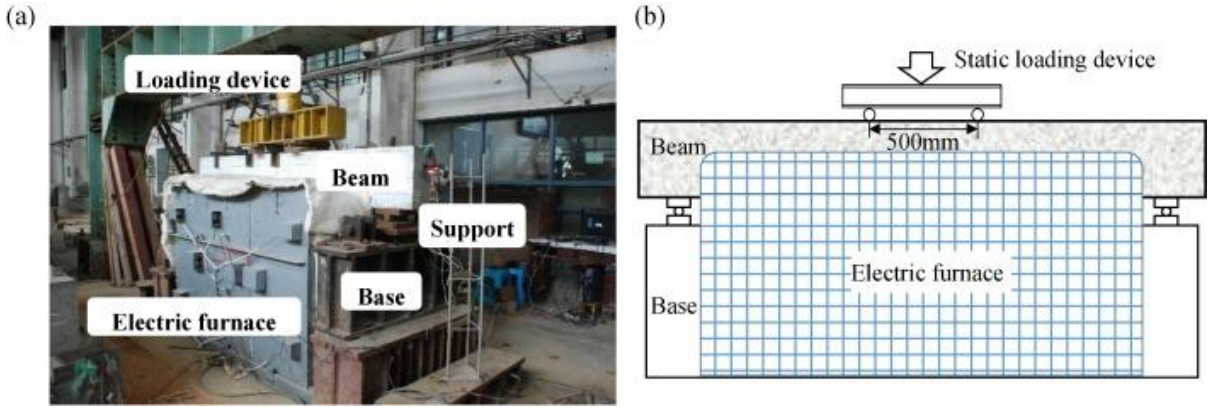
Obr. 1: Rozměry a rozmístění výztuže nosníků (v mm). Převzato z [10]

Nárazový test byl aplikován pomocí nárazového zařízení (Obr. 2), které se skládá ze zvedacího a řídicího systému kladiva, spouštěcího zařízení a podpěry závěsů. Nosníky byly jednoduše podepřeny na ocelových válcích. Náraz byl proveden na horní povrch panelu volným pádem kladiva o hmotnosti 393 kg, z předem určené výšky 1,5 m a zrychlením 5,4 m/s. Během nárazového testu byl zaznamenán proces růstu trhlin v každém panelu pomocí vysokorychlostních kamer. Průhyb ve středu rozpětí byl měřen pomocí převodníku posunutí a na sběr dat byl použit počítačově řízený systém sběru dat.



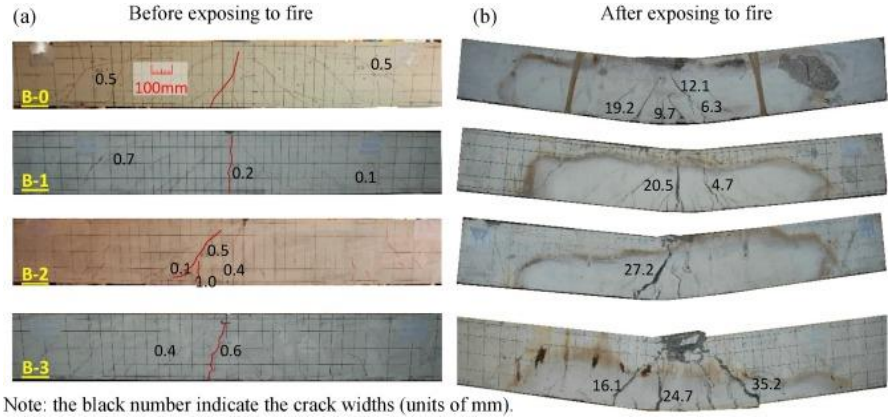
Obr. 2: Nastavení nárazového testu: a) Nárazové zařízení; b) Schéma aplikace. Převzato z [10]

Po vystavení všech vzorků nárazovému zatížení byly nosníky přemístěny do zkušebního stroje ohybu, kde byla zároveň postavena montážní elektrická pec (Obr. 3). Elektrická pec se skládala ze základny, kovového pláště, izolačních materiálů, obložení, elektrického drátu, termočlánků a systému regulace teploty. Při zatížení vzorku požární zkouškou byly každých 30 minut zaznamenávány teplotní výkyvy termočlánků a průhyby ve středu rozpětí.



Obr. 3: Nastavení teploty: (A) Elektrická pec; (B) Schéma pece. Převzato z [10]

Výsledky experimentu zatížení vzorků nosníků nárazovým testem a následnému vystavení požárního zatížení jsou znázorněny na Obr. 4, na kterém je znázorněno i pozorování drcení betonu v bodě nárazu pro všechny čtyři testované nosníky. Trhliny nejsou u všech nosníku totožné, díky různým dávkám ocelových vláken. Většina trhlin vznikla v místě nárazu a je rozložena v klínovité oblasti bodu nárazu, pod úhlem 45 ° směrem ke koncům nosníků.

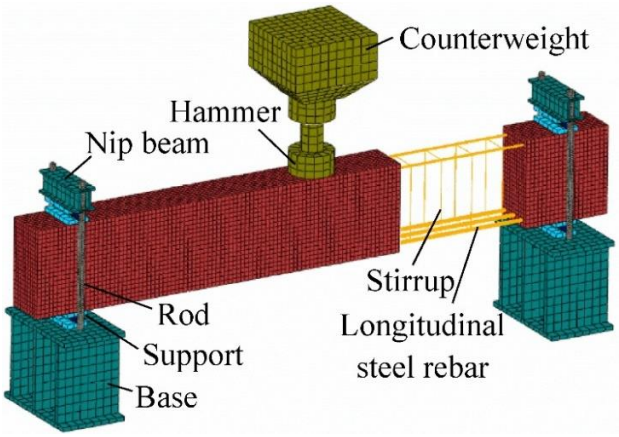


Obr. 4: (A) Prvek po nárazu; (B) Prvek po nárazu a požárním zatížením. Převzato z [10]

Pro zaznamenávání hodnot při požární zkoušce bylo na každý nosník umístěno sedm termočlánků. Poškození vzniklé nárazovým zatížením, které se projevilo menšími a tenkými trhlinami, má zanedbatelný vliv na rozvoj teploty na testovaných nosnících vystavených ohni. Ovlivňování rozvoje teploty pomocí trhlin v jednotlivých betonových prvcích je popsáno v kapitole 3.3.2 - Rozložení teploty na betonovém vzorku s trhlinou za požáru. Během zkoušky požární odolnosti byly nosníky vystaveny jak ohni, tak konstantnímu čtyřbodovému namáhání ohybem.

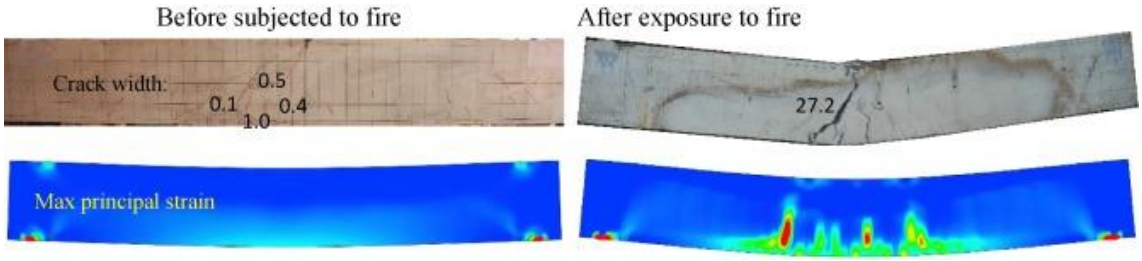
Výsledkem experimentu zatížení nosníku nárazem v malé rychlosti a následnou zkouškou požární odolnosti jsou hodnoty v rozmezí 140 – 150 min do selhání únosnosti nosníku. Dále bylo pozorováno, že dávkování ocelových vláken nemá žádný významný vliv na požární odolnost na nárazem poškozených nosnících. Vysvětlením může být fakt, že ocelová vlákna se vytahují pomalu od zatěžování až do konečného procesu selhání, takže ponechávají dostatek času pro všechna aplikovaná vlákna, aby ztratila svůj účinek. Je to jeden z důvodů, proč požární odolnost nosníků nezávisí na množství aplikovaných ocelových vláken.

Dále byla pro tento experiment vytvořena numerická simulace metodou konečných prvků pro zkoušku požární odolnosti na nárazem poškozených nosnících. Celá simulace byla rozdělena do dvou kroků. Nejprve byla provedena analýza nosníku vystavených nárazovému zatížení. Jako druhý krok byl test požární odolnosti nosníků. Numerická simulace je zobrazena na Obr. 5.



Obr. 5: Výpočetní model konečných prvků nosníku. Převzato z [10]

Výsledky simulace jednoho vybraného testovaného nosníku jsou srovnatelné s výsledky experimentu a jsou znázorněny na Obr. 6. Většina deformací byla obnovena, ve spodní části nosníku byly rozptýleny pouze malé trhliny. Po vystavení exponovaného nosníku ohni se trhliny ve spodní části ohybového úseku nosníku šířily směrem nahoru k povrchu nosníku, což je totožné s reálným experimentem.



Obr. 6: Porovnání simulovaných poškození s porovnáním experimentu pro jeden vybraný nosník. Převzato z [10]

Na závěr experimentu lze shrnout, že při nárazovém zatížení je vyztužení nosníku ocelovými vlákny prospěšné pro převedení střihového porušení na ohybovou deformaci. Dávka ocelových vláken má zanedbatelný vliv na tepelné a mechanické chování poškozených nosníků. I když jsou nosníky porušeny předchozím nárazem v malé rychlosti, stále fungují v elastickém stavu a mají

velmi dobrou požární odolnost. Je třeba brát v potaz, že všechny hodnoty se vztahují na náraz v malé rychlosti. Jakmile se nárazové zatížení zvýší, dojde k vážnějšímu poškození prvku, přičemž bude ovlivněno jak tepelné, tak mechanické chování nosníků.

3.2 Požár po výbuchu

V současné době je na světě zvýšený nárůst objemů teroristických útoků na objekty dopravní a veřejné infrastruktury, proto je nutné věnovat velkou pozornost výbuchové odolnosti staveb. Dalším rostoucím faktorem je výstavba velkých bytových domů, obchodních center nebo kancelářských budov, do kterých jsou zahrnuty podzemní garáže, aby se vyřešil problém s přetížením parkovišť v ulicích měst. Zatímco teroristické útoky jsou plánované a nedá se předem určit, v jaké míře a kde k výbuchu dojde, v podzemních garážích se s výbuchem počítá, a proto se zde navrhují detekční systémy, odvětrávací systémy a hasicí systémy. Stejně, jako se vyvíjí návrh ochrany před požárem a výbuchem, vyvíjí se i technologie motorů automobilů (nová paliva, elektromobily a jiné).

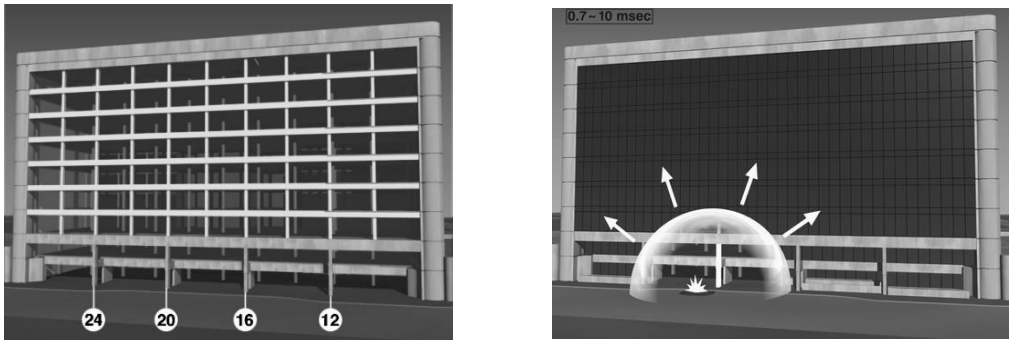
Riziko zatížení vyvolané výbuchem spočívá v šíření rázové vlny prostředím, jako je vzduch nebo konstrukční prvek. Rázová vlna se šíří od epicentra výbuchu a překračuje rychlost zvuku v prostředí (vzduch, prvek). Zdrojem výbuchu mohou být různé látky, typy hořlavin, stlačený plyn a podobně [9].

S problematikou výbuchu v podzemních garážích je spojena nedávná nehoda v Rotterdamu (2007).

3.2.1 Bombový útok v Oklahoma City

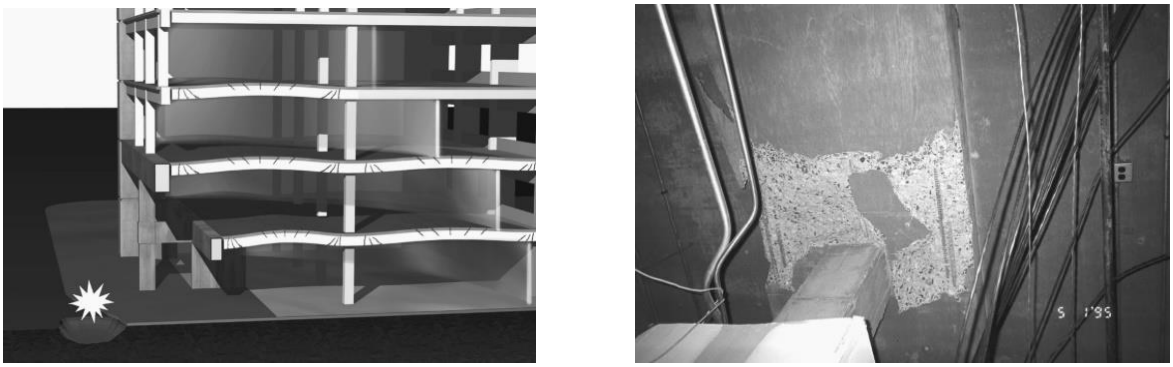
V roce 1977 byla otevřena federální budova Alfreda P. Murraha, která byla pojmenována podle rodáka z Oklahomy. Alfred P. Murrah byl jedním z nejmladších federálních soudců v americké historii. Dne 19. dubna 1995 byl na budovu spáchán bombový útok. Explodoval nájemní vůz, který byl zaparkován v krátké vzdálenosti u devítipodlažní budovy v centru Oklahoma City. V explodovaném voze se nacházelo hnojivo na bázi dusičnanu amonného, nitromethan a motorová nafta (výbušná směs by se dala přirovnat k 1814 kg TNT). Nálož útočník odpálil na dálku. Útočník, který bombový útok zprostředkoval, měl za cíl postihnout co největší skupinu lidí. Ve federální budově se nacházely orgány jako je např. federální úřad pro vyšetřování, správa pro vymáhání drog a další státní orgány, kvůli kterým byl bombový atentát spáchán. Tato událost byla až do útoku na Světové obchodní centrum 11. září 2001nejhorším teroristickým útokem na americké půdě. Útočník před svou popravou za tento čin řekl, že bombový útok na budovu spáchal na druhé výročí obléhání Waco (1993), jako odvetu americkým orgánům při obléhání v Ruby Ridge. Velmi silná exploze poškodila 1/3 federální budovy, zničila a poškodila další budovy v okolí a způsobila požár aut zaparkovaných v okolí budovy. Zbytky budovy byly po prozkoumání přikázány zbourat. Při bombovém atentátu zemřelo 160 lidí uvnitř budovy,

další 8 lidí zemřelo v blízkosti budovy. Na místě, kde federální budova před bombovým útokem stála, je dnes pomník obětem útoku. Podrobnější popsání vzniklé situace [11–13].

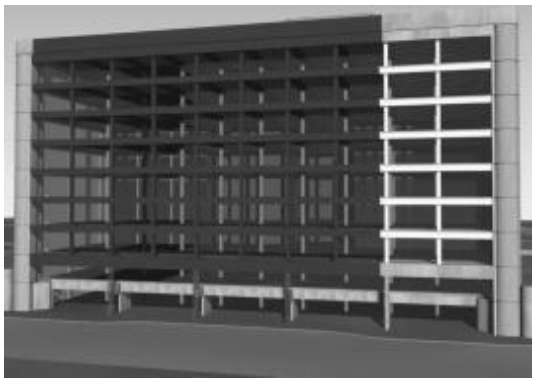


Obr. 7: (A) Rámová konstrukce budovy.; (B) Pohled znázorňující umístění výbuchu. Převzato z [14]

Tento útok byl klasickým příkladem toho, čemu se říká „progresivní kolaps“. Rozsah kolapsu, který sahal daleko za oblast přímého poškození konstrukce výbuchem, vedl ke studii progresivního kolapsu. Přímým účinkem výbuchu byl zničen pouze jeden sloup v konstrukci a to tak, že byl odstřelen všechen beton a zůstala pouze ocelová výztuž sloupu. Jak se rázová vlna šířila dál do konstrukce, změnila směr působícího zatížení na stropní desky, které nebyly vyztužené natolik, aby zcela odolávaly opačnému zatížení, než jakému byly navrženy (tlaková vlna působila směrem od výbuchu ke stropní desce, to znamená od spodní strany a prostupovala stropní deskou). Tlaková síla působící směrem nahoru byla dostatečně velká, aby nadzvedla stropní desky. Jelikož byly stropní desky zmonolitněny se stropními nosníky a propojení mezi nimi bylo řádně zesíleno, tak reakce na tlakovou sílu směrem vzhůru stropní desky efektivně přenesly do stropních nosníků, které ovšem také nebyly na tlak směrem vzhůru navrženy. Důsledkem tlakové síly bylo reverzní ohýbání stropních trámu a stropní desky a následné smykové porušení u sloupů, (Obr. 8). Vlivem výbuchu došlo ke změně orientace zatížení a změně statického schématu, což vedlo k narušení konstrukce. Podrobnější popsání porušené a následně stržené konstrukce [14–17].



Obr. 8: (A) Ilustrace deformace stropní desky a nosníků v důsledku působení tlakové síly; (B) Pohled na poškozený spoj sloupu tlakem. Převzato z [14]



Obr. 9: Ilustrace ztráty vodorovných konstrukcí. Převzato z [14]

Zničení federální budovy bylo kombinací přímých účinků výbuchu, které zničily jeden sloup a velké části druhé, třetí a možná i čtvrté stropní desky ve čtvrtém patře. V důsledku robustního spojení mezi stropní deskou a stropními trámy a křehkým spojením mezí stropními trámy a sloupy došlo ke ztrátě stability stropních desek, sloupu a nosníků. Ze zhroucení federální budovy byly vyvozeny čtyři závěry, které se vztahují na návrh velkých budov, ať už pro obranu proti teroristickým útokům, nebo jen pro lepší výsledky pro případy, že bude budova vystavena neočekávanému zatížení.

1) Navrhovat kompletní prostorový rám, který propojuje všechny prvky přenášející zatížení a poskytuje stabilitu.
2) Tento rám musí být chráněn tzv. „mechanickými pojistkami“, které umožňují selhání stropních desek a stěn bez poškození rámu.
3) Rám musí být schopen přijímat velká zatížení s následnými deformacemi při zachování kontinuity.
4) Spodní části obvodových sloupů by měly být navrženy v co největší míře tak, aby odolávaly přímým účinkům výbuchu.

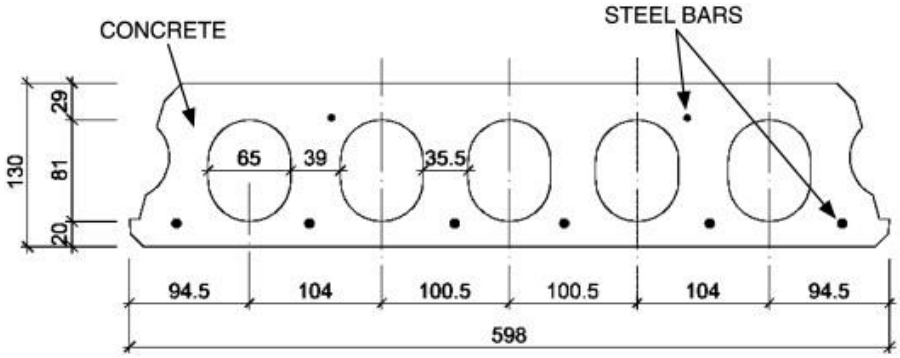
3.2.2 Kombinace požáru a výbuchu na železobetonovou desku s dutým jádrem

Z hlediska zvýšeného rizika kombinace výbuchu a požáru v podzemních garážích byl proveden experiment [18], který se zabýval analýzou únosnosti vysokopevnostních desek z dutého jádra ze železobetonu, které jsou vystaveny nejprve vysokému zatížení a poté ohni. Tato studie má v úmyslu přispět k analýze kombinaci požáru a výbuchu na konstrukci podzemních parkovišť. Odborný článek [18] se zaměřuje pouze na požár pod stropní deskou. Nejprve analyzuje chování železobetonové desky bez vystavení požáru a poté ze zabývá analýzou výbuchu pro desky, které ohni vystaveny byly.

Numerické nástroje, které jsou doposud známy, neumožňují analyzovat požár a výbuch současně, a to z důvodů celkového rozdílu v časové změně fyzikálních jevů. Exploze mění materiálové vlastnosti velmi rychle. Oproti tomu požár nemění materiálové vlastnosti tak rychle. V tomto experimentu byl použit software LS-DYNA, který umožňuje analyzovat chování

materiálu po výbuchu. Vlastnosti materiálu po požáru jsou do numerického nástroje vkládány jako vstup před nárazovým zatížením na základě odhadu redukcí pomocí bibliografických výsledků.

Experiment se zaměřil na posouzení deskového prvku, který je 5,2 m dlouhý a 0,6 m široký, tloušťka desky je 0,13 m. Pod prostě podepřenou stropní desku je umístěn ocelový rám, se kterým lze manipulovat pomocí vysokozdvižného vozíku. Manipulace vysokozdvižným vozíkem zaručuje rychlou výměnu požárního zdroje za nainstalování výbušného zdroje (celá akce by neměla trvat déle než 2 minuty, aby nedošlo k nežádoucím účinkům na konstrukci, jako je ochlazování povrchu). Tato ocelová konstrukce nese kovovou nádobu, ve které je umístěno 50 l oleje a 10 l paliva jako zdroj požáru. Železobetonová deska je vystavena ohni po dobu 50 minut.



Obr. 10: Rozměry desky. Převzato z [18]

Obr. 11: (A) Nastavení během požárního zatížení; (B) Umístění výbušniny. Převzato z [18]

Jsou zkoumány celkem čtyři scénáře: detonace 350 g trhaviny ve vzdálenosti 1 m od konstrukce, bez požárního zatížení, druhý scénář s požárním zatížením před výbuchem, třetí a čtvrtý scénář je totožný, akorát se použije 1,5 kg trhaviny.

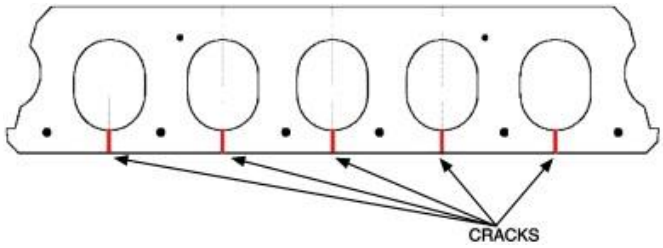
Byly provedeny celkem tři totožné zkoušky, z důvodu porovnání a ověření výsledků. Podmínky pro všechny zkoušky byly stejné (hořlavá látka, vzdálenost mezi ohněm, deska). Chování desky se v různých zkouškách neměnilo. Měření teploty bylo zaznamenáváno pomocí termokamery a termočlánků. Po ukončení zkoušky deska vykazovala deformaci 5 cm směrem dolů (průhyb) v důsledku požárního zatížení. Po vizuální stránce nebyly shledány žádné trhliny od požárního zatížení.

Scénář 1 a 2: trhavina 350 g, zavěšená ve vzdálenosti 1 m od železobetonové desky

Zatížení explozí bylo simulované pomocí zavěšené trhaviny. Reakce na výbuch je zachycena vysokorychlostní kamerou. Po zatížení konstrukce výbuchem bez vystavení požáru nejsou pozorovány žádné trhliny. Při prvotním zatížení ohněm a následnému vystavení železobetonové desky výbuchu dochází k redukci tuhosti a také dochází k tepelným dilatacím. Nejvíce postiženou částí byl prostor mezi dutými jádry a spodním povrchem železobetonové desky. Po výbuchu se objevují podélné trhliny v oblastech, které byly v přímém kontaktu s ohněm.

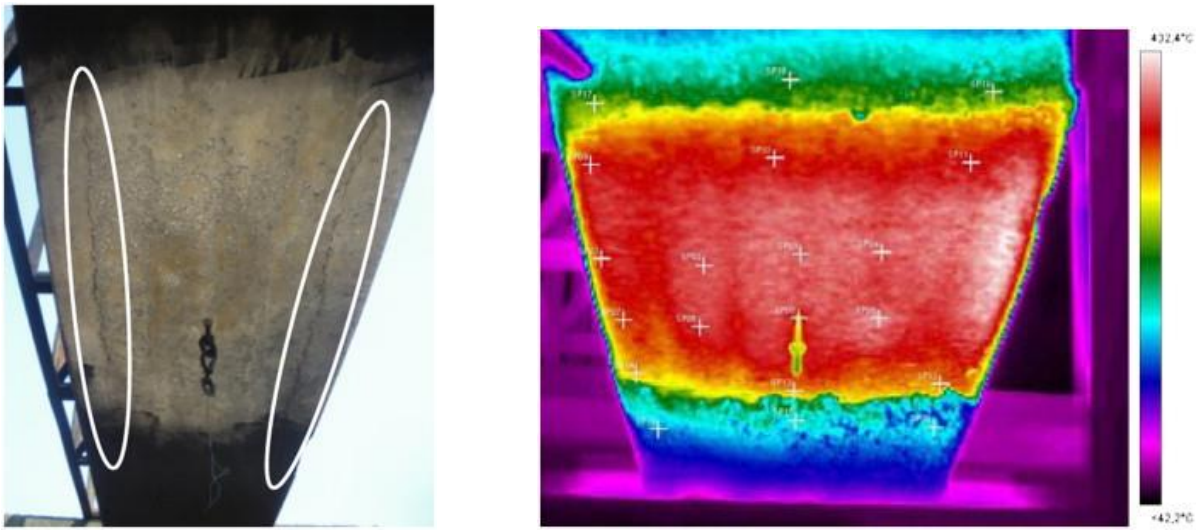
Scénář 3 a 4: trhavina 1,5 kg, zavěšená ve vzdálenosti 1 m od železobetonové desky

Při zatížení železobetonové desky bez vystavení požáru deska znatelně vibruje v první fázi, nejprve bez trhlin, později s jednou podélnou trhlinou ve střední části rozpětí. Na železobetonové desce vystavené požáru a následně výbuchu se také objevují podélné trhliny. Deska si zachovává svoji únosnost, ale vlivem předchozího působení požáru se prodlužuje dynamická odezva a maximální průhyb uprostřed ze zvýšil z 12,5 cm na 16 cm.



Obr. 12: Schéma průřezu s porušením. Převzato z [18]

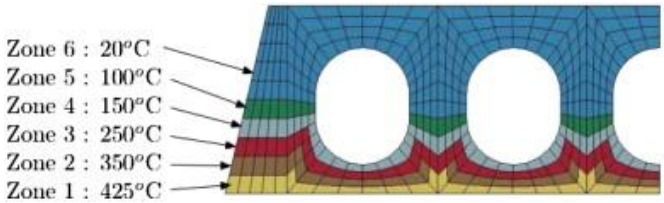
Obr. 13: (A) Nastavení během požárního zatížení; (B) Umístění výbušniny. Převzato z [18] [19]



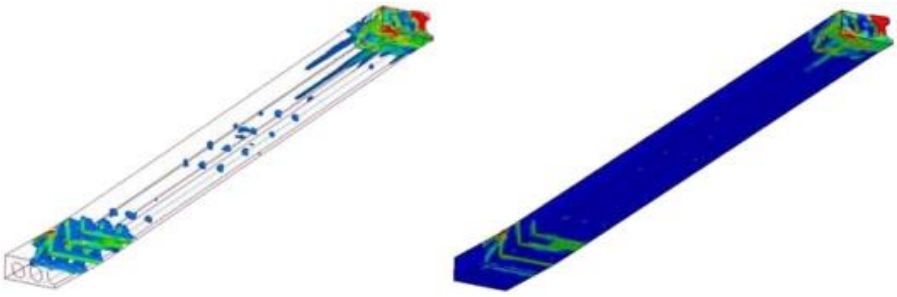
Obr. 14: (A) Trhliny na konstrukci po zatížení požárem a výbuchem; (B) Měření termokamer po požárním zatížení; na povrchu je dosaženo maximální teploty 432°C. Převzato z [18]

Dále je v softwaru LS-DYNA modelována železobetonová deska. Numerický model pro analýzu výbuchu vykresluje dobrou shodu maximální deformace a frekvence s ohledem na experimentální posouzení případu bez vystavení požáru. U modelace desky vystavené požáru jsou maximální odchylky shodné s experimentem, ale frekvence numerických výsledků jsou ve srovnání s experimentem vyšší.

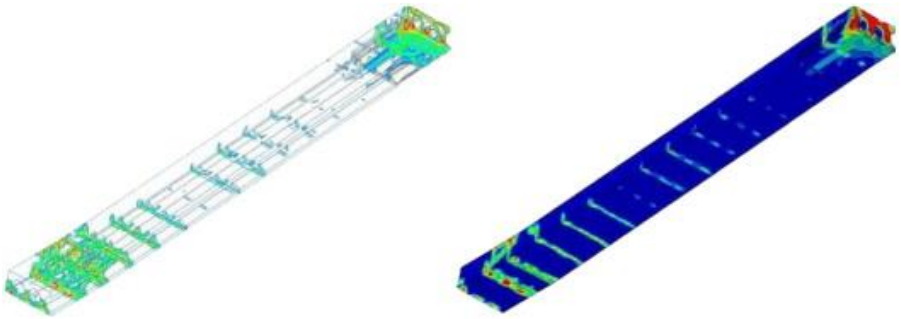
Pro scénář s menším množství výbušniny je pozorováno elastické chování železobetonové desky. Pro scénář s větším množstvím výbušniny dochází k vzniku podélných trhlin s efektem uzavírání. Deska si i po vystavení požáru zachovává svou únosnost.



Obr. 15: Rozdělení betonové desky na vrstvy s různými vlastnostmi betonu v závislosti na teplotě betonu. Převzato z [18]



Obr. 16: Poškození po výbuchu 1,5 kg trhaviny bez požárního zatížení. Převzato z [18]



Obr. 17: Poškození po výbuchu 1,5 kg trhaviny s požárním zatížením. Převzato z [18]

Shrnutí výsledků experimentu:

- Na stropní desce s aplikací menšího výbuchu bez rozšíření plamene je pozorováno pružné chování betonového prvku bez viditelných trhlin.
- Zatížení menším výbuchem a následně požárem způsobilo největší oslabení prostoru mezi dutými jádry a spodním povrchem stropní desky. Jsou viditelné podélné trhliny v oblastech, které byly v kontaktu s ohněm.
- Betonový prvek vystavený větší náloži výbušniny, ale také bez požárního zatížení vykazuje viditelné trhliny ve střední části rozpětí.
- Stropní deska vystavena větší náloži výbušniny a následně požáru zvětšila svůj maximální průhyb o cca 30%.
- Porovnání experimentu je provedeno se zjednodušeným modelem, kde je dosaženo dobré korelace. I přesto je třeba investovat úsilí ke zlepšení numerického modelování, aby se dosáhlo lepší korelace s experimentálními hodnotami.

3.3 Požár po zemětřesení

Požáry jsou velmi pravděpodobnou událostí v důsledku zemětřesení a to hlavně v městských oblastech. Zemětřesení je ve většině případů doprovázeno sekundárním účinkem a to požárem. Zemětřesení může např. způsobit tsunami, které zapříčiní zřícení komínu ve městech, a tím dojde ke vzniku a rozšíření požáru. Další příklad může být sesuv půdy zapříčinění zemětřesením, díky kterému dojde ke zkratu elektrického vedení a následnému vzniku a šíření požáru. Proto je po stavebních inženýrech ve stavebních předpisech vyžadováno (ve většině zemích), aby zvažovali vliv seismického a požárního zatížení na konstrukce a aby byla zajištěna dostatečná odolnost vůči těmto nebezpečím, které mohou vznikat.

Riziko požáru v důsledku zemětřesení je ve světě velmi dobře známo. Mezi události, považované za nejhorší katastrofy dvacátého století jsou uvažovány dvě požární katastrofy. Jedná se o San Francisco (1906) a Tokio (1923). Obě tyto požární katastrofy byly vyvolány zemětřesením.

San Francisco (1906)

San Francisco časně z rána zasáhlo silné zemětřesení o síle 8,3 stupně Richterovy škály, které způsobilo velmi rozsáhlé požáry. Vzniklé požáry se do tří hodin zcela vymkly kontrole. Hasiči se nemohli dostat k poškozeným vodním potrubím. Zvolili jinou cestu, jak zastavit mohutný požár, začali odstřelovat celé domy. V domech, které se odstřelovaly, zůstávali uvěznění lidé, kterým už nebylo možno pomoci, nebylo možné je zachránit. Požár v městě trval čtyři dny. Díky požáru a s ním souvisejícími odstřely domů bylo zničeno celkem 28 000 domů. Počty obětí se dnes odhadují na 3 000 osob. Devadesát procent škod, vzniklých od největší katastrofy spojených států, zasluhuje právě požár, nikoliv samotné zemětřesení [20].

Tokio (1923)

Dne 1. září 1923 byla silným zemětřesením o síle 7,9 stupně Richterovy škály zasažena jižní oblast Kantó, především Jokohama a Tokio. Zemětřesení bylo po chvíli následované asi 12 metrů vysokým tsunami a dále pak rozsáhlými požáry. Požár trval 3 dny a šířil se hlavně kvůli dřevěným domům, silnému větru a také kvůli tomu, že zemětřesení udeřilo v poledne, takže většina domů měla zapálené vařiče na přípravu pokrmů. Požár zasáhl 45% Tokia, udává se počet 381 000 zničených domů [21].

Jak si můžeme všimnout, tak dnes jsou obě tato města obehnaná vysokými železobetonovými budovami. Tuto výstavbu mohla zapříčinit jak moderní doba, tak hlavně ochrana před velkými katastrofami, kterým obě města musela čelit. Skoro všechna zemětřesení v Kalifornii byla doprovázena následnými požáry. Mezi tyto události patří Loma Prieta (1989), Nrothridge (1994), Hanshin (Japonsko, 1995), Marmara (Turecko 1999). Po zemětřesení v Turecku následovalo velké množství požárů v budovách a průmyslových oblastech a tyto požáry byly klasifikovány jako nekontrolovatelné.

Zemětřesením nebyla zasažena města jen v minulosti. Existuje mnoho nedávných zemětřesení, Haiti (2010), Fukušima (2011) a Chile (2014), které poškodily např. nemocnice, ropné vrty a města.

Dalším příkladem může být vypuknutí plošného lesního požáru v oblastech zasažených zemětřesením, jak tomu bylo v Chile.

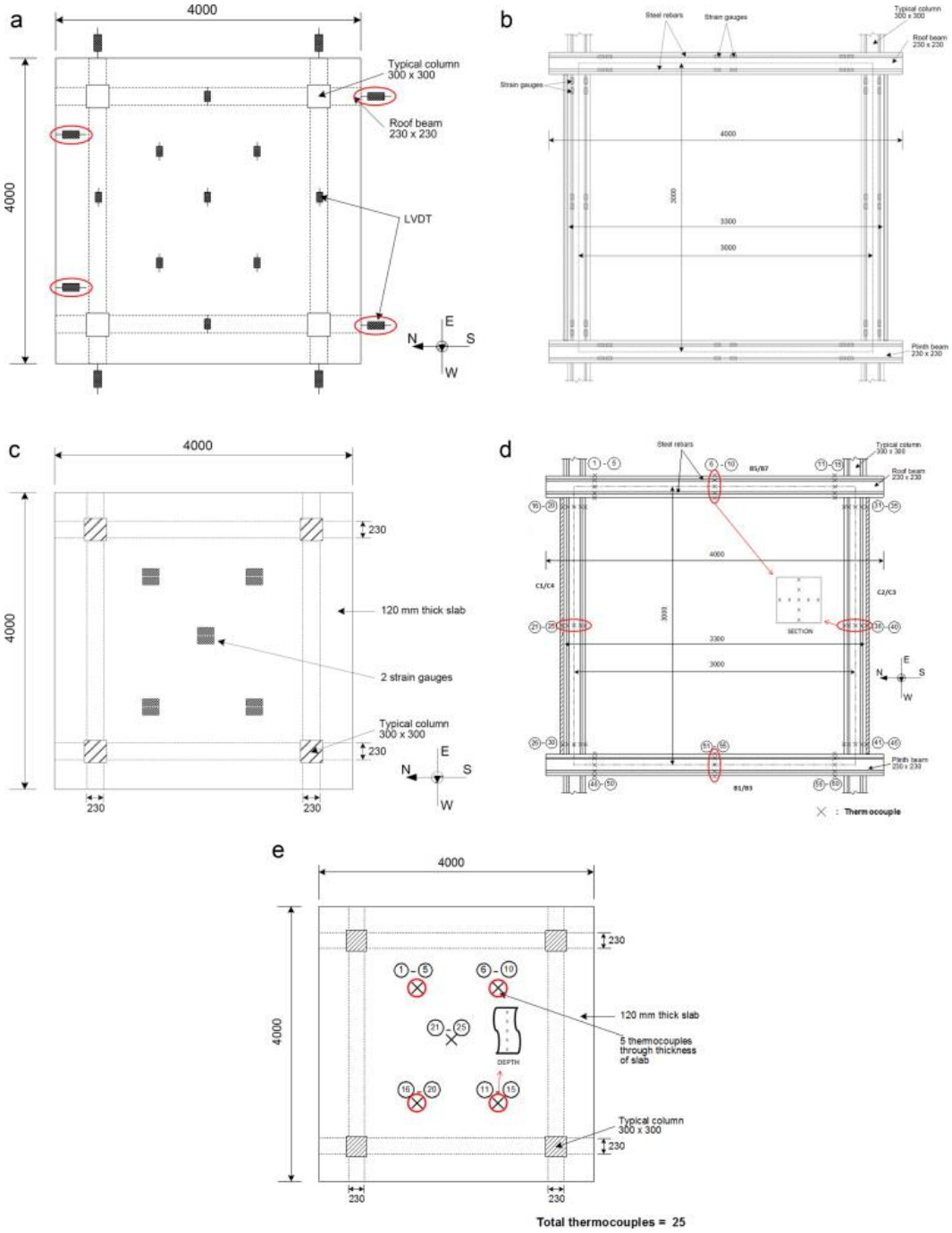
3.3.1 Požární zkouška železobetonového rámu vystaveného zemětřesení

Z důvodů nedostatečné literatury v odvětví výzkumu chování betonových konstrukcí po zemětřesení a následném požáru byl proveden experiment se zaměřením na danou problematiku. Jednopatrový testovací rám byl zkonstruován na silném podlaží. Zkušební rám se skládal ze čtyř čtvercových sloupů o rozměrech 300 x 300mm, střešních nosníků 230 x 230 mm a stropní desky tl. 120 mm. V článku [22] je popsán zkušební test, kde byla provedena požární odolnost otevřeným ohněm na konstrukci, která byla nejdříve vystavena simulovanému seismickému poškození.

Po vystavení testovacího rámu seismickému zatížení byl testovací rám podroben zkoušce požární odolnosti. Během požární zkoušky byl zkušební rám obklopen pomocí čtyř odnímatelných ohnivzdorných panelů. Každý panel byl opatřen vrstvou izolace ze skelné vlny. Jeden ze čtyř panelů byl rozměrově menší, aby simuloval větrací otvory, se kterými uvažovali v testovacích požárních zkouškách prováděných na replikách konstrukce. Dohromady byly provedeny tři testovací požární zkoušky na replikách konstrukce.

Na závěr byl testovací rám vystaven mechanickému bočnímu zatížení, aby se stanovila zbytková tuhost a pevnost konstrukce.

Veškerá měření byla zaznamenávána elektronickými čidly, senzory, tenzometry a termočlánky. Umístění těchto zaznamenávacích čidel znázorňuje Obr. 18.



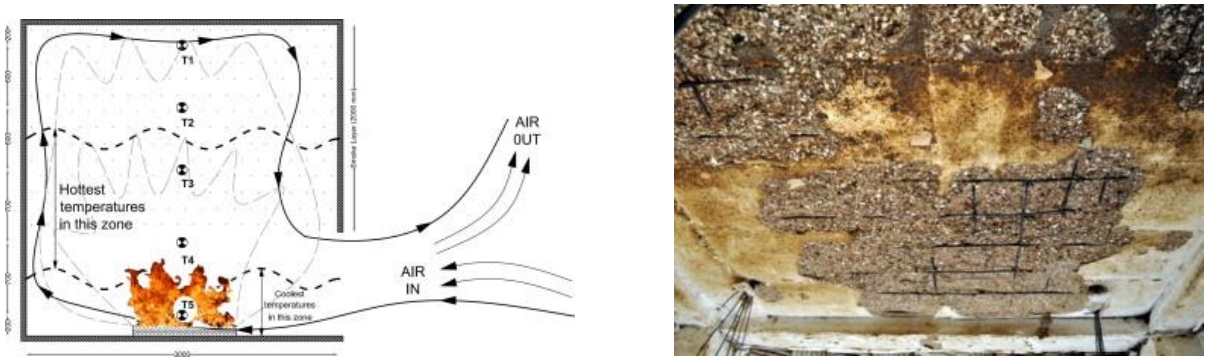
Obr. 18: Zkušební rám s umístěním termočlánků a tenzometrů. Převzato z [22]

Odborný článek [22] popisuje výsledky experimentu jednotlivých fází. V první fázi (seismické zatížení) popisuje vznik jednotlivých trhlin a jejich prohlubování, výsledky experimentu jsou doplněny fotografiemi, na kterých jsou trhliny znázorněny (Obr. 19).

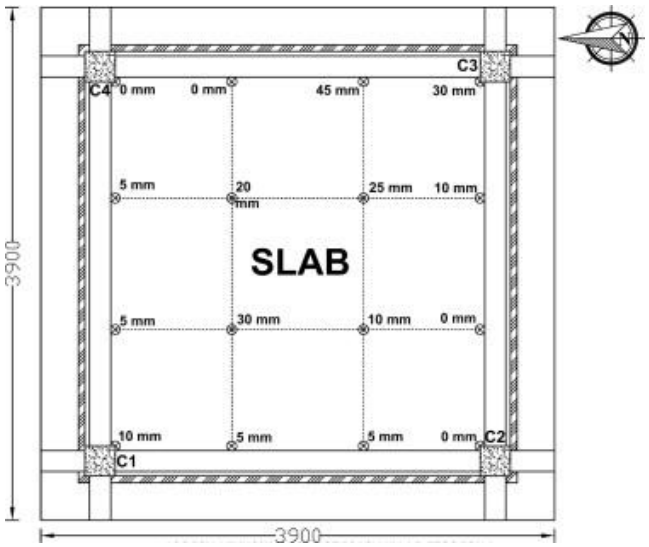
Obr. 19: Schéma trhlin způsobených seismickým zatížením. Převzato z [22]

V druhé fázi (požární zkouška) je termočlánky zaznamenána dvanáctihodinová zkouška, z toho byla konstrukce vystavena hodinovému ohni a jedenáct hodin byla ve fázi chladnutí. Termočlánky, které byly umístěny příliš blízko zdroje ohně, nebyly funkční. K flashoveru došlo mezi pátou až sedmou minutou požární zkoušky. První významnou událostí bylo odštěpování betonové vrstvy stropní desky, ke které začalo docházet mezi čtvrtou až pátou minutou. Stropní deska, která byla narušená jíž od seismického zatížení, byla náchylnější k odštěpování betonové krycí vrstvy více než deska, která poškozená nebyla. Odštěpování doprovázely hlasité zvuky, které iniciovali, že k odštěpování dochází vlivem vysokých tlaků pórů v betonu, které se zhoršovaly díky nedávným dešťům před experimentem a následné vlhkosti ovzduší. Odštěpování však nebude vždy stejné. Je to proces, který je závislý na parametrech, jako je pórovitost, propustnost, rozdílná tepelná roztažnost, vlhkost, rychlost zahřívání a vnější zatížení. Dále zahřívání vyvolalo několik povrchových trhlin na všech prvcích konstrukce, při teplotě asi 600 °C a tyto trhliny se při vzrůstající teplotě dále rozšiřovaly. Jak již bylo zmíněno u stropní desky, prvky které byly poškozené seismickým zatížením, byly během zkoušky požární odolnosti náchylnější k většímu tepelnému poškození. Testovací rám, který byl vystaven simulovanému požáru, experiment přežil bez kolapsu.

Obr. 20:a) zatížení simulovaným zemětřesením, b) požární zkouška, c) zkouška zbytkové tuhosti rámu. Převzato z [22]



Obr. 21: (A) Schéma prostoru zatíženého požárem; (B) Stropní deska po požáru. Převzato z [22]



Obr. 22: Znázornění průhybů ve stropní desce. Převzato z [22]

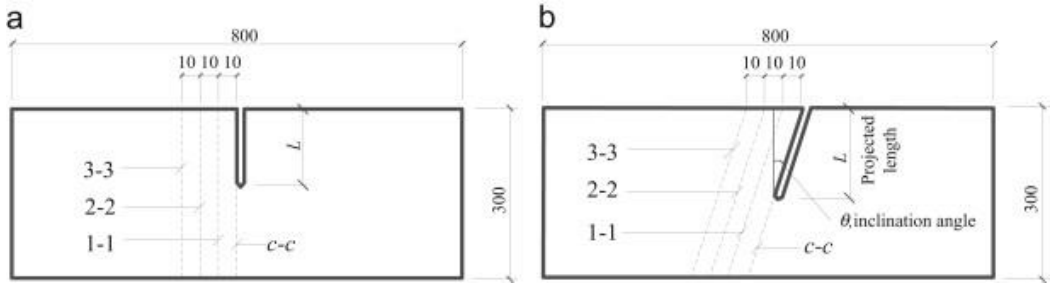
Shrnutí výsledků experimentu:

- Celkové poškození rámu nebylo závažné.
- Nebyla pozorována velká ztráta tuhosti a pevnosti.
- Nebylo pozorováno ohýbání výztuže.
- Na konstrukci byly pozorovány rozsáhlé trhliny a plastické deformace v předpokládaných místech nosníku.
- Rám nevykazoval známky kolapsu.
- Na sloupech a trámech nebylo pozorováno odštěpování betonu.
- Největší poškození bylo zaznamenáno na stropní desce, poté na sloupech a menší poškození nesly nosníky. Nosníky a sloupy umístěné v zadní části byly poškozeny více než ty v části přední. Přítomnost prasklin způsobených simulovaným seismickým zatížením nezhoršila míru poškození od požárního zatížení, avšak urychlil se přenos tepla těmito prvky konstrukce.

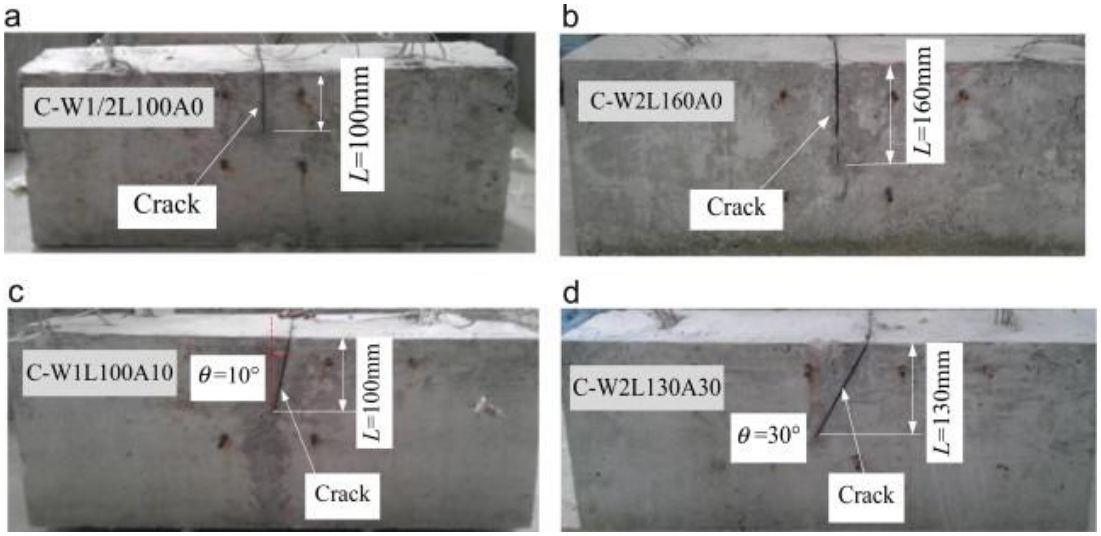
3.3.2 Rozložení teploty na betonovém vzorku s trhlinou za požáru

Experiment [23] analyzuje deset betonových vzorků na zkoušku požární odolnosti. Devět vzorků má předem vyrobené trhliny a jedem vzorek je neponičený (bez trhlin). Účelem experimentu je zkoumání vlivů trhlin na konstrukci na rozložení teploty v betonových prvcích, které jsou vystavené požáru po zemětřesení.

Betonové vzorky byly připraveny v rozměrech 200 mm x 300 mm x 800 mm a byly vyrobeny z jedné šarže hotového betonu (portlandský vysokopecní cement, přírodní drcený vápenec, místní říční písek). Všech devět vzorků bylo vytvořeno s jednou kolmou trhlinou a jednou šikmou trhlinou. Trhliny jsou znázorněny na Obr. 23 a Obr. 24. Všechny vzorky byly vytvrzovány na vzduchu déle než půl roku. Do jednoho narušeného vzorku bylo umístěno celkem šestnáct termočlánků, z důvodu zaznamenávání teploty. Do nenarušeného vzorku bylo umístěno dvanáct termočlánků. Všech deset vzorků bylo zahříváno po dobu 90 minut v peci na univerzitě v jižní Číně (South China University of Technology).



Obr. 23: Schéma vzorků s předem vytvořenými trhlinami a) s kolmou trhlinou, b) se šikmou trhlinou. Převzato z [23]



Obr. 24: Fotografie čtyř vzorků s předem vytvořenými trhlinami. Převzato z [23]

Podle teplot naměřených na vzorcích, které byly vystaveny požáru, je zjištěno, že předem vytvořená trhlina může urychlit přenos tepla v betonu a naopak trhlina s šířkou menší než 3 mm brání přenosu tepla v betonu. Pohyb vzduchu v extrémně úzké trhlině je velmi pomalý. Rychlostní profil vzduchu uvnitř trhliny se blíží k nule ve všech směrech. Protože tepelná vodivost vzduchu je velmi nízká, působí vzduch uvnitř trhliny do jisté míry jako tepelný izolant. Z tohoto důvodu se trhliny s šířkou menší než 3 mm zanedbávají. Dále bylo zjištěno, že u vzorků s šikmými trhlinami se stejnou šířkou trhliny a se stejnou délkou trhliny jsou naměřené výsledky o něco vyšší než u vzorků s kolmými trhlinami.

Po zkoušce požární odolnosti deseti vyrobených vzorků byla navržena zjednodušená numerická metoda založená na programu ABAQUS.

Ze srovnání výsledků zkoušek a simulace z výpočetního programu, které jsou uvedeny v odborném článku [23] je zřejmé, že výsledky simulace souhlasí s výsledky zkoušek, jen v počáteční fázi zahřívání jsou rozdíly mezi vypočtenými a změřenými hodnotami relativně vyšší.

Z experimentálních a numerických výzkumů lze vyvodit následující závěr:

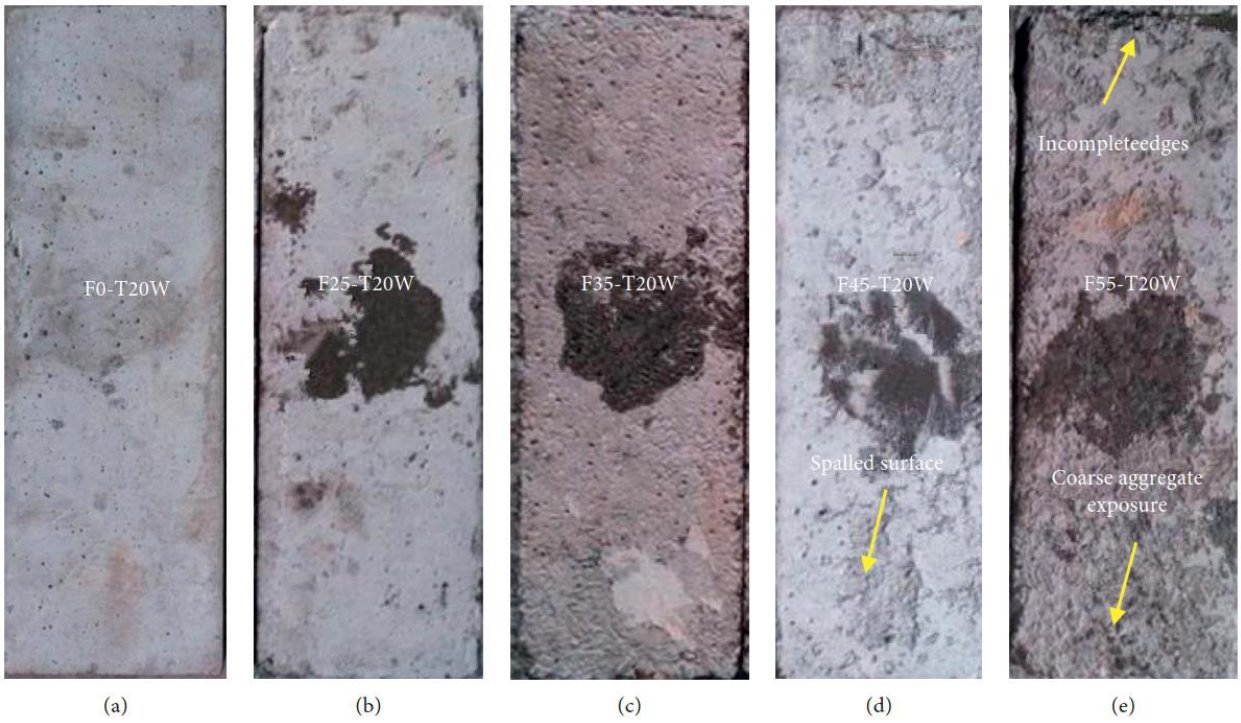
- Naměřené teploty na narušených vzorcích jsou nižší než teploty na středním průřezu nenarušeného vzorku – menší trhliny s omezenou šířkou brání přenosu tepla v betonu.
- Zjednodušená numerická metoda založená na programu ABAQUS je použitelná pro predikci teplotní analýzy na průřezu s trhlinou

3.4 Degradace betonu mrazem a teplotou

Betonové konstrukce jsou během své životnosti vystavovány mnoha přírodním vlivů. V zemích, kde se vyskytují nízké teploty (mráz), je nutné brát v potaz zhoršení mechanických vlastností betonu po vystavení nízkým teplotám. Proto je velmi důležité zkoumat chování betonové konstrukce, která je vystavena opakovaným cyklům zmrazení a následnému rozmrazení a to i v kombinaci s vystavením konstrukce vysokým teplotám.

3.4.1 Degradace betonu po cyklech zmrazení a rozmrazení a následnému vystavení vysokým teplotám

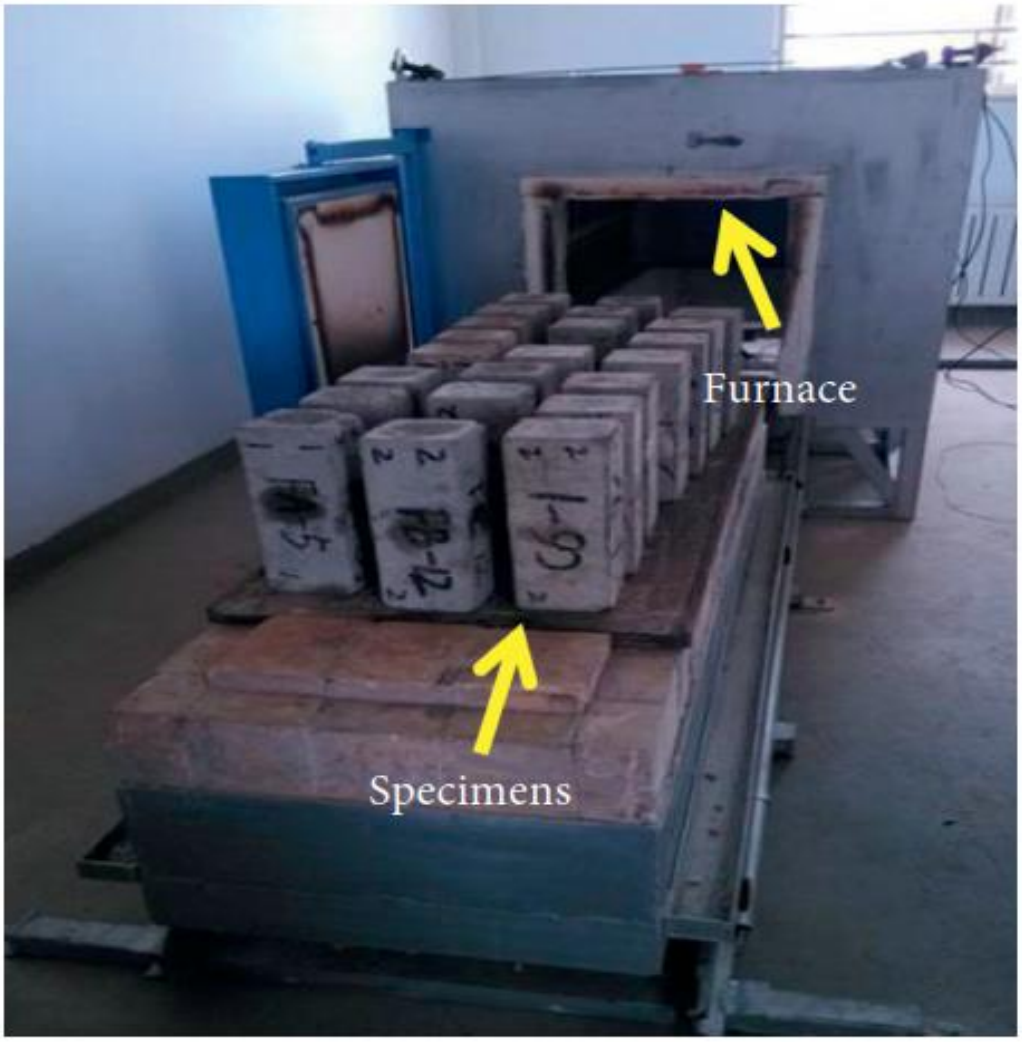
Na kombinaci zatížení mrazem a vysokou teplotou na betonové konstrukce se zaměřuje odborný článek [24]. V této publikaci byla provedena experimentální studie na 75 vzorcích hranolů o velikosti 100 mm x 100 mm x 300 mm. Betonové vzorky byly po řádném vytvrzení (po dobu 24 dnů za standartních podmínek) vloženy na 4 dny do nádoby s vodou tak, aby hladina vody byla vyšší než horní povrch betonových vzorků a následně byly zatíženy zmrazovacími a rozmrazovacími cykly. Ke zkoušce cyklem zmrazování a rozmrazování byl použit zkušební přístroj KDR-V9 pro rychlé zmrazování a rozmrazování betonu a rozmezí teplot bylo zvoleno na +3°C až -16°C. Tento teplotní rozdíl byl aplikován každé 2 hodiny pro každý zmrazovací a rozmrazovací cyklus.



Obr. 25: Povrchové vlastnosti betonových vzorků po různých počtech zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů. Převzato z [24]

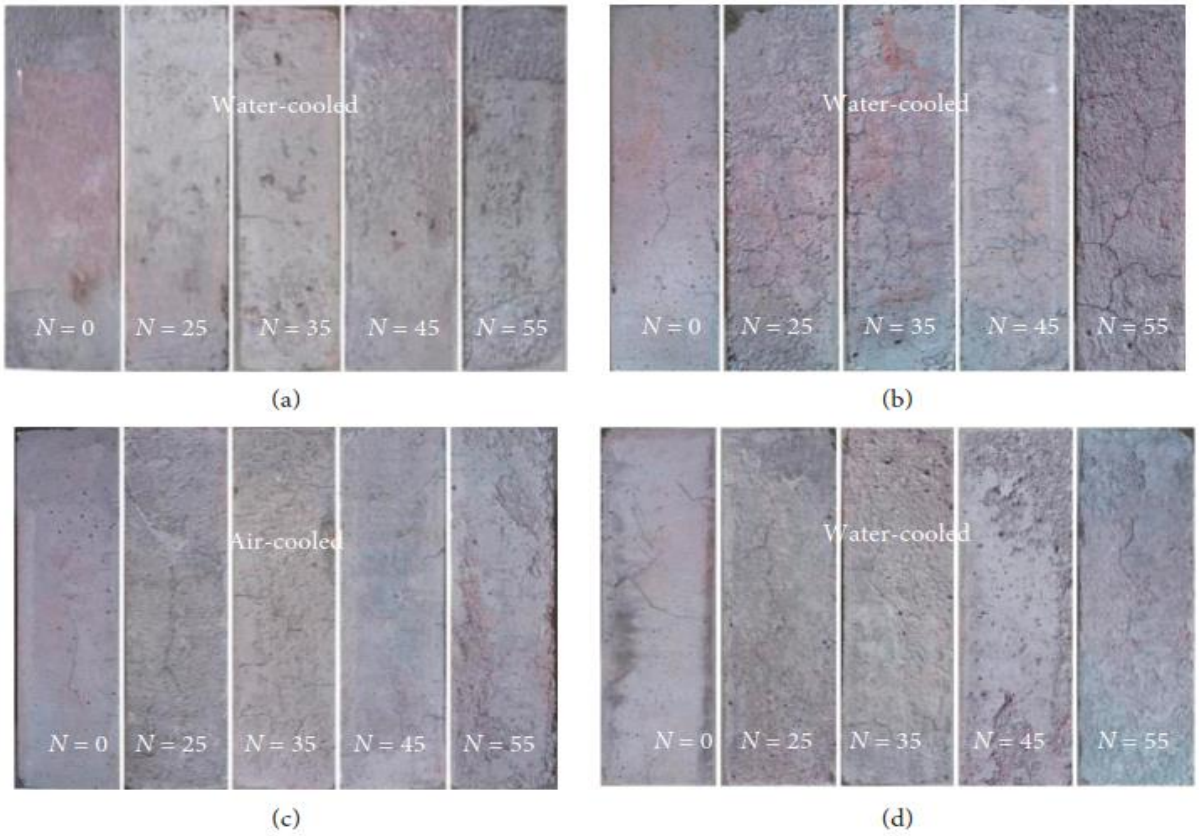
Již po zatížení zmrazovacími a rozmrazovacími cykly nesly povrchové vrstvy betonových vzorků různé stupně poškození. Z výsledků je patrné, že záleželo na počtu cyklů zmrazení a rozmrazení. Při počtu cyklů 25 nebo 35 nevznikaly trhliny na povrchu betonu, ale docházelo k odštěpování povrchové vrstvy betonu. Při počtu cyklů 45 a 55 docházelo k prudkému odštěpování a k vystavení hrubého kameniva. Zejména při 55 cyklech docházelo u betonových vzorků k rozpadu okrajů.

Po různých počtech zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů byly betonové vzorky přemístěny do vysokoteplotní pece (Obr. 26), ve které byly vystaveny expozičním teplotám (20°C, 300°C, 400°C a 500°C).



Obr. 26: Vysokoteplotní experimentální pec. Převzato z [24]

U skupiny betonových vzorků vystavených vysokým teplotám a následnému ochlazení vodou bylo zřejmé, že čím více byly betonové prvky vystaveny zmrazovacím a rozmrazovacím cyklů, tím více se po požárním zatížení projevily trhliny (Obr. 27 a)). Na betonových vzorcích zatížených teplotou 400°C byly patrnější trhliny gradující s narůstajícími počty zatěžovacích cyklů zmrazování a rozmrazování (Obr. 27 b)).



Obr. 27: Povrchová degradace zmrazených a rozmrazených betonových vzorků po zatížení vysokými teplotami: a) 300°C (vodou chlazené), b) 400°C (vodou chlazené), c) 400°C (vzduchem chlazené), d) 500°C (vodou chlazené). Převzato z [24]

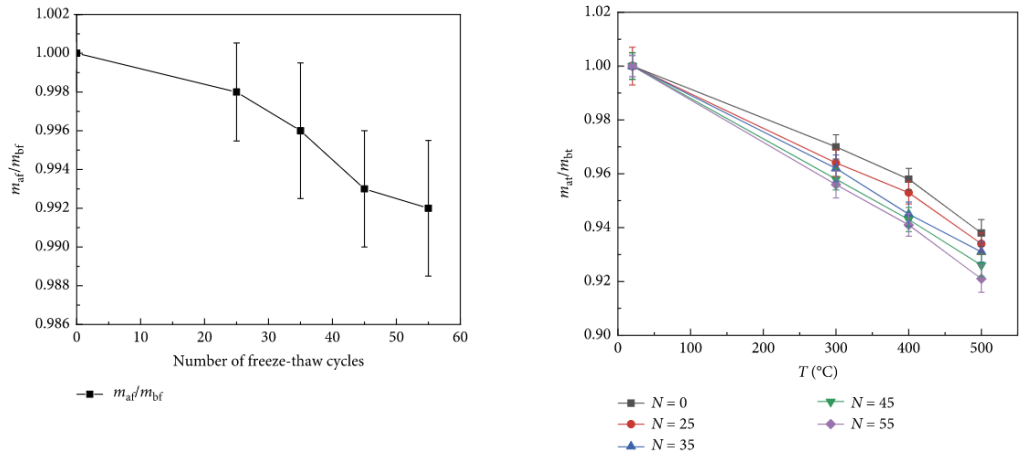
Barva betonových vzorků po zatížení vysokými teplotami (400°C) byla téměř stejná bez ohledu na to, jestli byly betonové vzorky chlazeny vzduchem nebo vodou (Obr. 27 b) a (Obr. 27 c)). Rozdíl v druhu ochlazování byl patrný z povrchových trhlin. U betonových vzorků, kde byla použita metoda ochlazování vodou, byly trhliny značně viditelnější, co znamenalo, že poškození způsobené vodním chlazením na betonových vzorcích po požárním zatížení je větší než chlazení vzduchem.

Dále byly vzorky testovány na únosnost pomocí hydraulického lisu maximální zatěžovací silou 1000 kN. U betonových vzorků v kombinaci se zatížením nízkou teplotou a nízkou tlakovou silou bylo zaznamenáno několik trhlin. S rostoucím tlakovým zatížením byly zpozorovány na betonových vzorcích narůstající šikmé trhliny, které vedly k destrukci vzorků v důsledku narůstajícího tlakového zatížení (Obr. 28 a)). U betonových vzorků vystavených vysokým teplotám s nízkým tlakovým zatížením se objevily trhliny, které se velmi rychle rozvíjely. Šikmé trhliny však na betonových vzorcích zjevné nebyly, ale za to se odštěpovala povrchová vrstva betonových vzorků (Obr. 28 b)). U vzorků, které byly vystaveny stejně vysokým teplotám lze odvodit, že čím více byly vzorky zatíženy zmrazovacími a rozmrazovacími cykly, tím větší poškození nastalo po tlakovém zatížení (Obr. 28 c)).

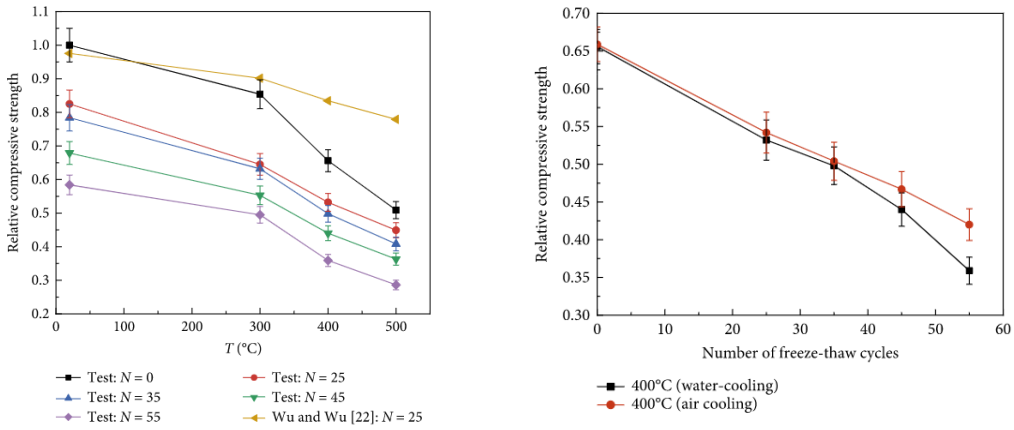
Obr. 28: Porušení betonových vzorků po různých zmrazovacích a rozmrazovacích cyklech a různých teplotách chlazených stříkající vodou: a) 20°C, b) 300°C, c) 400°C, d) 500°C. Převzato z [24]

Jako další část toho experimentu bylo provedeno přeměření a přepočítání ztráty hmotnosti betonu po cyklech zmrazení a rozmrazení a vystavení vysokým teplotám. Na (Obr. 29) jsou patrné rozdíly v hmotnostním poměru betonu se zvýšeným počtem cyklů zmrazení a rozmrazení a vysokými teplotami.

Na Obr. 30 a) je znázorněno zhoršení relativní pevnosti v tlaku na vodou chlazeném betonu. Tento graf vychází z poměru pevnosti betonu v tlaku po cyklech zmrazení a rozmrazení a vystavení vysokým teplotám ku pevnosti v tlaku nezmrazeného betonu při 20°C. Na Obr. 30 b) je zobrazeno porovnání účinků metod chlazení na relativní pevnost v tlaku betonových vzorků. Celkově lze z Obr. 30 a) a Obr. 30 b) odvodit, že s počtem cyklů zmrazení a rozmrazení a zvýšeními teplotami relativní pevnost betonu v tlaku postupně klesá.



Obr. 29: a) Změny v hmotnostním poměru betonu se zvyšujícím se počtem cyklů zmrazení a rozmrazení, b) Variace ve vodou chlazeném hmotnostním poměru betonu se zvýšeními teplotami. Převzato z [24]



Obr. 30: a) Relativní pevnost v tlaku ve vodou chlazeném betonovém vzorku po cyklech zmrazení a rozmrazení a po vystavení vysokým teplotám, b) Vliv metod chlazení na relativní pevnost betonu v tlaku při různých počtech cyklů zmrazení a rozmrazení po vystavení vysokým teplotám. Převzato z [24]

Z experimentálního článku lze vyvodit následující závěr:

- Po vystavení betonových vzorků různému počtu cyklů zmrazování a rozmrazování a následnému vystavení vysokým teplotám se barva povrchu betonu výrazně neměnila.
- Na betonových vzorcích zatížených zmrazováním a rozmrazováním, které byly následně vystaveny teplotě 400°C, byly jasně vidět trhliny. U těchto vzorků dominoval vyšší počet cyklů zmrazování a rozmrazování.
- S vyšším počtem zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů a vysoké teploty se zvyšovala i ztráta hmotnosti betonu.
- Počet cyklů zmrazování a rozmrazování a následnému vystavení vysokým teplotám má také velký vliv na relativní pevnost v tlaku a modul pružnosti betonu. Čím více těchto cyklů nastalo na betonových vzorcích, tím významnější zhoršení nastalo ve srovnání s hodnotami nezmrazených betonových vzorků při stejných teplotách.

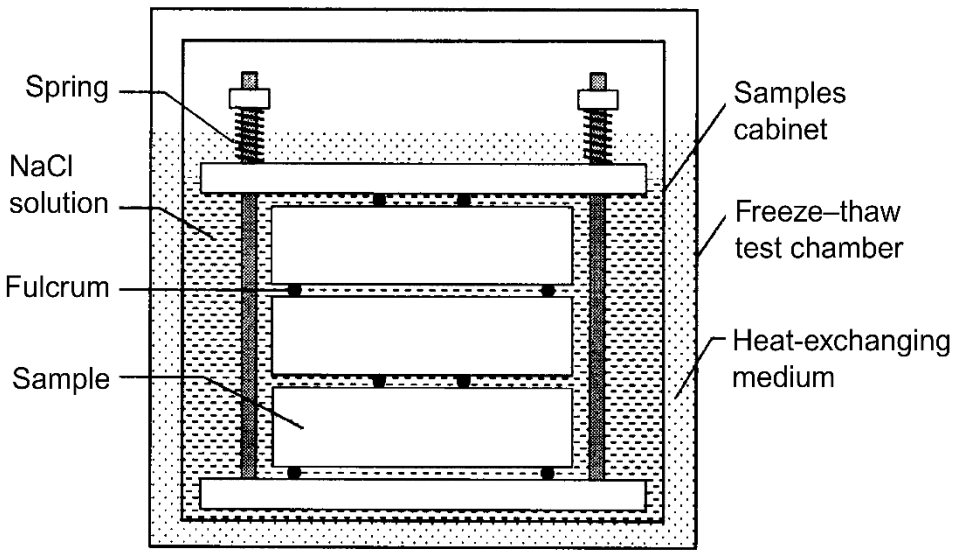
3.4.2 Kombinované poškození betonu zatížením ohybem, zmrazováním a rozmrazováním a chloridem sodným

Článek [25] byl zaměřen na zkoumání degradace betonu. Experimentální betonové vzorky bylo zhotoveny ve třech skupinách, kde jednotlivé skupiny rozděloval vodní součinitel betonové směsi (Obr. 31).

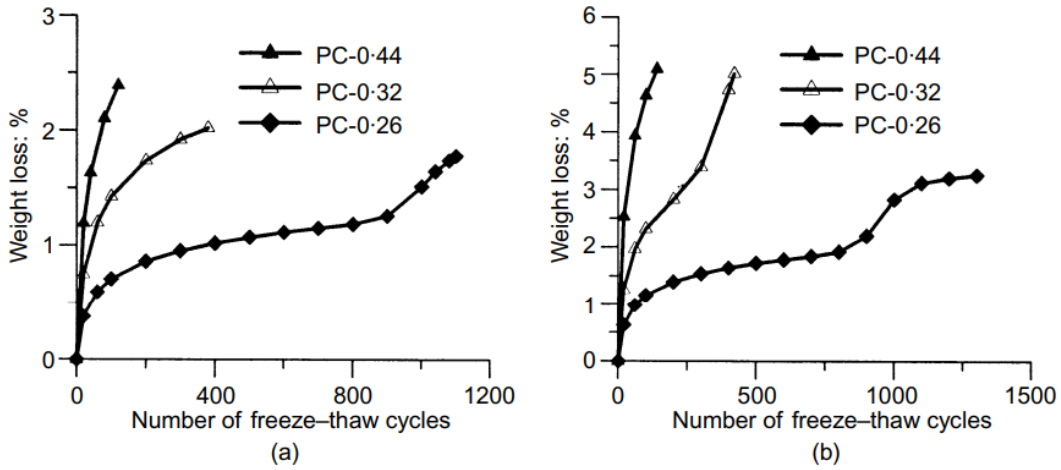
Series	Cement: kg/m^3	Water: kg/m^3	Sand: kg/m^3	Coarse aggregate: kg/m^3	Air content by volume: %	Compressive strength at 28 days: MPa
PC-0·44	409	180	658	1169	2·8	56·0
PC-0·32	440	142	665	1236	2·7	76·2
PC-0·26	477	124	621	1262	2·5	89·0

Obr. 31: 3 skupiny betonové směsi. Převzato z [25]

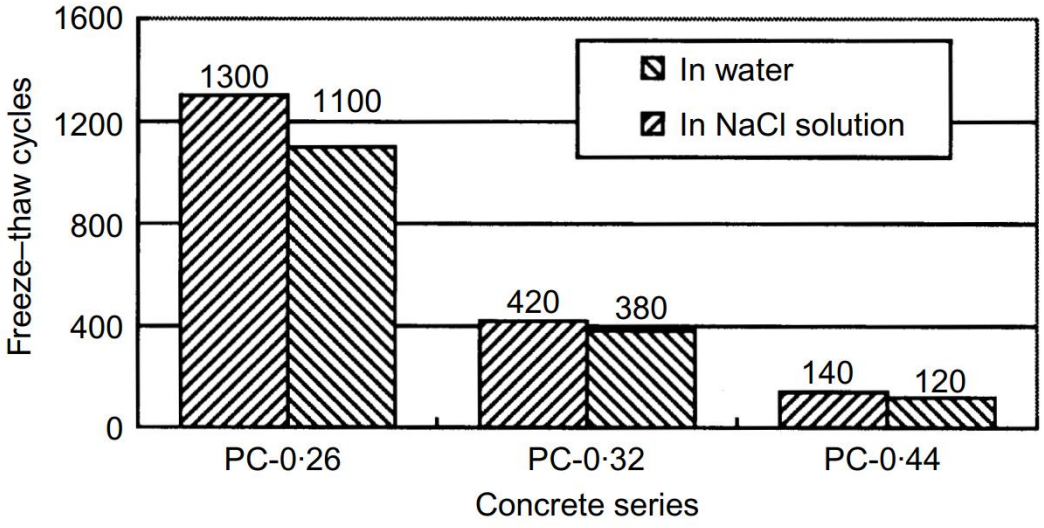
Betonové vzorky byly po odlití ponechány po dobu 24 dnů k procesu vyzrání. Po vytvrzení byla část vzorků ponořena do roztoku chloridu sodného a zbylé vzorky byly ponořeny do vody po dobu 4 dnů. Jakmile dosáhly vzorky stáří 28 dnů, přešlo se k zatěžovacím cyklům zmrazování a rozmrazování. Betonové vzorky byly podrobeny několika cyklům zmrazování a rozmrazování a po celou dobu zatěžování těmito cykly byly navíc zatíženy tříbodovým ohybem, viz Obr. 32. Počet opakovacích cyklů se odvíjel od dynamického modulu pružnosti. Jakmile dynamický modul pružnosti klesl na 60% a méně, nebo u daného betonového vzorku došlo k úbytku hmotnosti o více než 5%, byl proces cyklů zmrazování a rozmrazování ukončen (Obr. 33). O počtu cyklů jednotlivých betonových vzorků vypovídá Obr. 34.



Obr. 32: Schéma tříbodového zatížení. Převzato z [25]

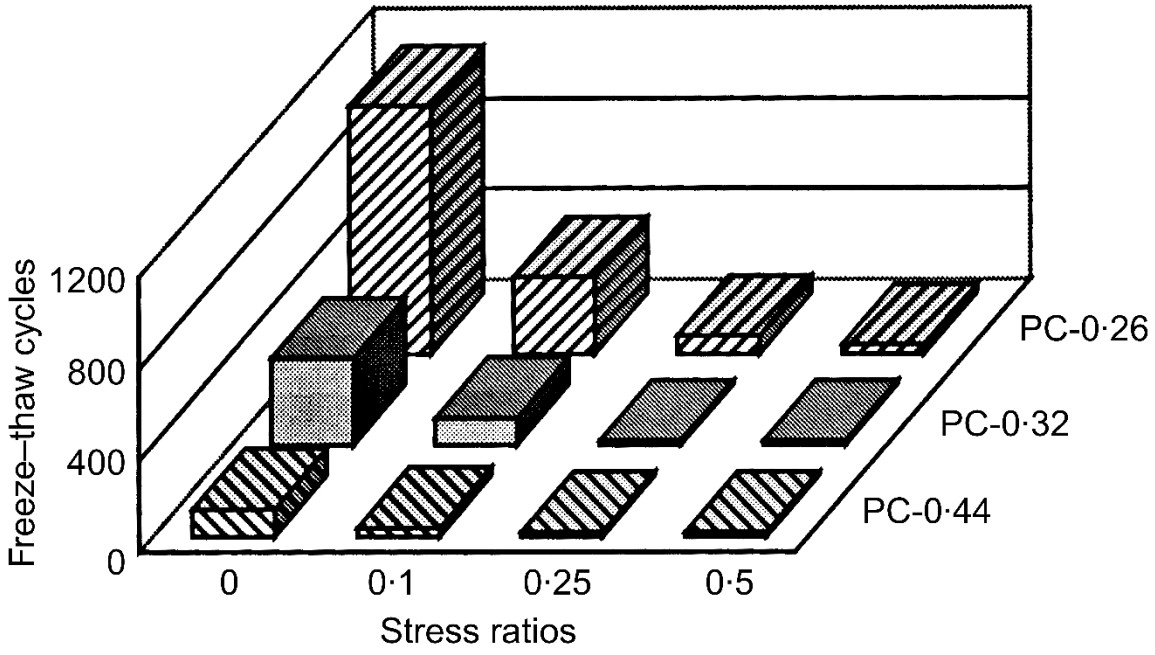


Obr. 33: Úbytek hmotnosti betonových vzorků po cyklech zmrazování a rozmrazování: a) ponořených do vody, b) ponořených do roztoku chloridu sodného. Převzato z [25]



Obr. 34: Počet zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů pro vzorky naložené ve vodě a v chloridu sodném. Převzato z [25]

Z Obr. 34 je patrné, že betonové vzorky vložené do roztoku chloridu sodného podléhaly menší ztrátě dynamického modulu pružnosti než betonové vzorky namočené do vody. Toto tvrzení bylo možné dle [25] vysvětit tím, že naložení betonových vzorků do roztoku chloridu sodného snížilo bod tuhnutí, což mělo příznivé účinky na zlepšení mrazuvzdornosti betonu.



Obr. 35: Maximální počet cyklů zmrazování a rozmrazování v poměru s velikostí napětí při zatěžování. Převzato z [25]

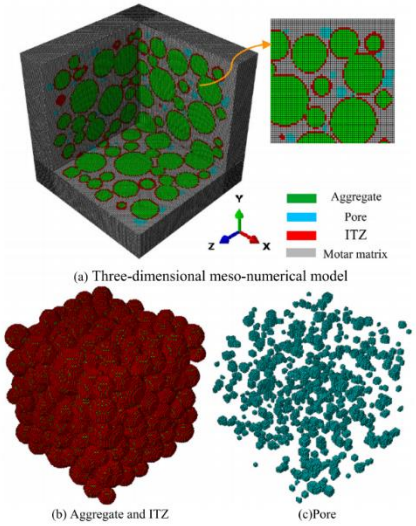
Během zatěžování cykly zmrazování a rozmrazování hrálo velkou roli napětí u zatěžování tříbodovým ohybem. Pro poměry napětí 0 a 0,1 betonové vzorky vykazovaly schopnost opakování více cyklů zmrazování a rozmrazování, než když se poměr napětí zvýšil na 0,25 a 0,5. Když byl poměr napětí nastaven na 0,5, všechny betonové vzorky selhaly při cca 20-40 cyklech zmrazování a rozmrazování. Při vyšším napětí se beton stával křehkým a relativní dynamický modul pružnosti klesal na 0.

Z experimentálního článku lze vyvodit následující závěr:

- k výraznému odpadávání povrchu došlo, když byl betonový vzorek namočen v 3,5% roztoku NaCl a poté podroben cykly zmrazování a rozmrazování.
- Ztráta hmotnosti v roztoku NaCl byla větší než ve vodě.
- Vzorky namočené v roztoku NaCl vydržely o 20% více zatěžovacích cyklů zmrazování a rozmrazování než vzorky ponořené do vody.
- Ztráta dynamického modulu pružnosti u vzorků ponořených v NaCl byla menší než u vzorků ponořených do vody.
- Tříbodové zatížení mělo malý vliv na úbytek hmotnosti betonových vzorků.
- Čím vyšší je poměr napětí, tím rychleji klesal dynamický modul pružnosti.

3.4.3 Trojrozměrná mezo-numerická simulace heterogenního betonu za mrazu a tání

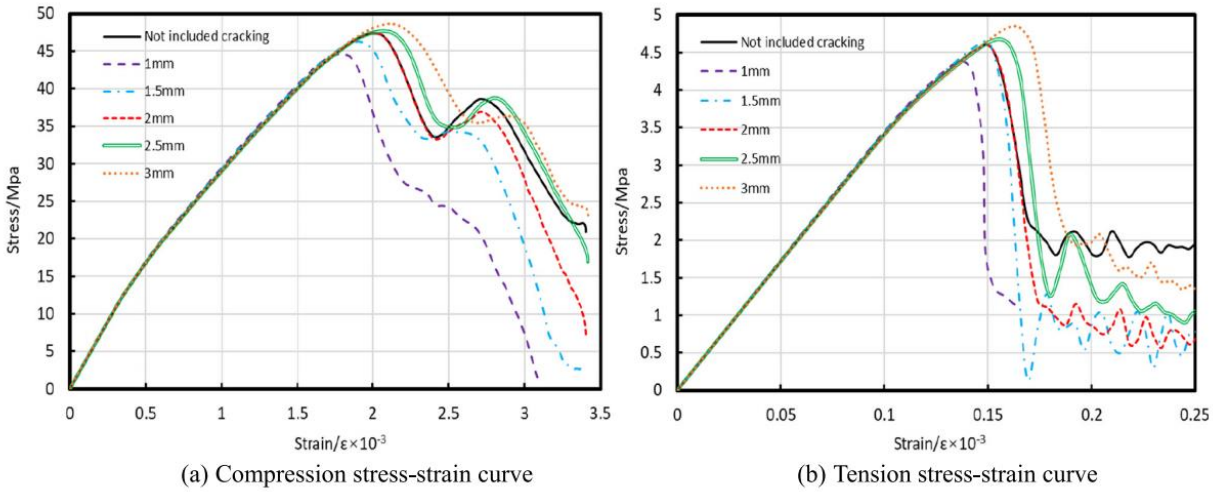
V odborném článku [26] byl vytvořen trojrozměrný mezo-numerický výpočetní model betonu za mrazu a tání určený k dosažení simulace trhlin a jejich charakteristiky na betonu. K tomuto modelu byly analyzovány mechanické vlastnosti betonu s různým průměrem kameniva po zmrazení a rozmrazení a vliv průměru kameniva na mrazuvzdornost betonu.



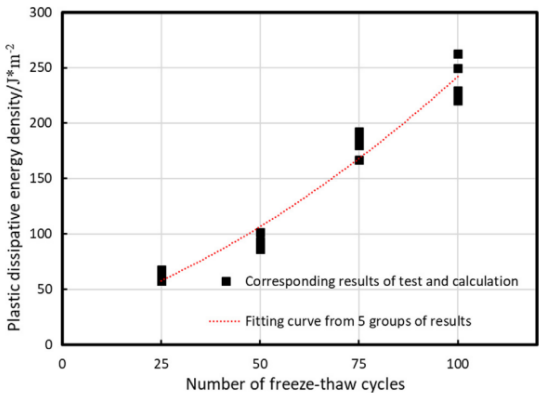
Obr. 36: Trojrozměrný mezo-numerický výpočetní model betonu. Převzato z [26]

Pro vývoj materiálu byl v tomto experimentu použit uživatelský podprogram VUSDFLS a poruchy betonu byly rozděleny na tahové trhliny a tlakové drcení. U podprogramu bylo velmi důležité nastavení citlivosti modelu k sítím, protože velikost prvku ovlivňuje stav porušení a vztah napětí a deformace betonu. V článku [26] byl vypočten vztah napětí-deformace a křivka tohoto vztahu pod tlakem a tahem je znázorněna na Obr. 37.

K poškození betonu se předpokládalo, že dochází hlavně během procesu zmrazování s tím, že ignorovali poškození, které by mohlo nastat při rozmrazování. Stav zmrazování byl nastaven pomocí uvolnění roztažení póru, aby byl simulován stav deformace a napětí v betonu. Jelikož je proces zmrazení a rozmrazování zjednodušený, bylo nutné stanovit vztah mezi stupněm expanze pórů a počtem cyklů zmrazení a rozmrazení. Vztahová křivka byla získána na základě výsledků zkoušek a výsledků výpočtů betonu při zmrazování a rozmrazování.

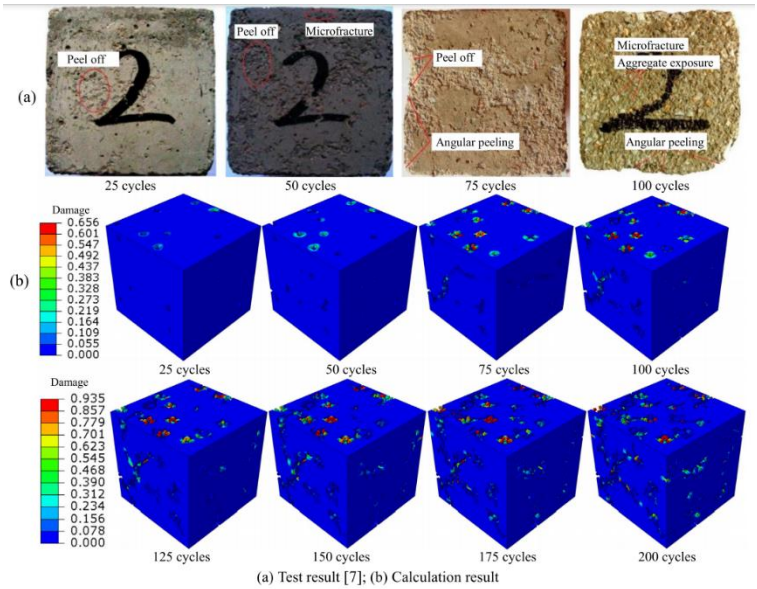


Obr. 37: Vztah napětí-deformace betonu s různými velikostmi ok sítě. Převzato z [26]



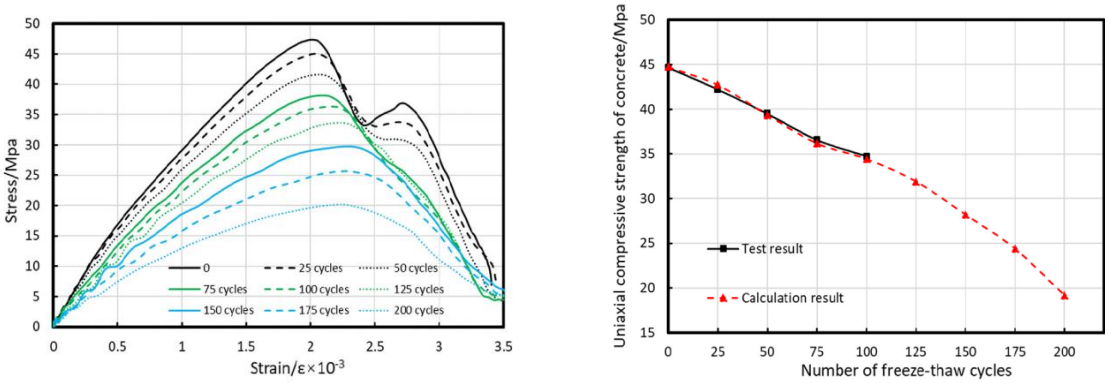
Obr. 38: Vztahová křivka. Převzato z [26]

K ověření platnosti a použitelnosti trojrozměrné mezo-numerické simulace byly použity režimy selhání betonu při 25, 50, 75 a 100 cyklech zmrazení a rozmrazení (Obr. 38). Ze začátku zmrazovacího a rozmrazovacího cyklu se póry postupně rozšiřovaly a jejich stěna se porušovala. Čím více byly betonové vzorky zatěžovány zmrazovacími a rozmrazovacími cykly, tím větší tlak působil na matici mezi póry. Podle výsledků testů byly schopny malé póry účinně omezit poškození větších pórů v betonu, které jsou blízko u sebe a vytvářely síť trhlin. Kvůli pórům, které byly umístěny v blízkosti povrchu betonu, docházelo na povrchu betonu k jeho deformacím a rozvíjejícím se prasklinám.



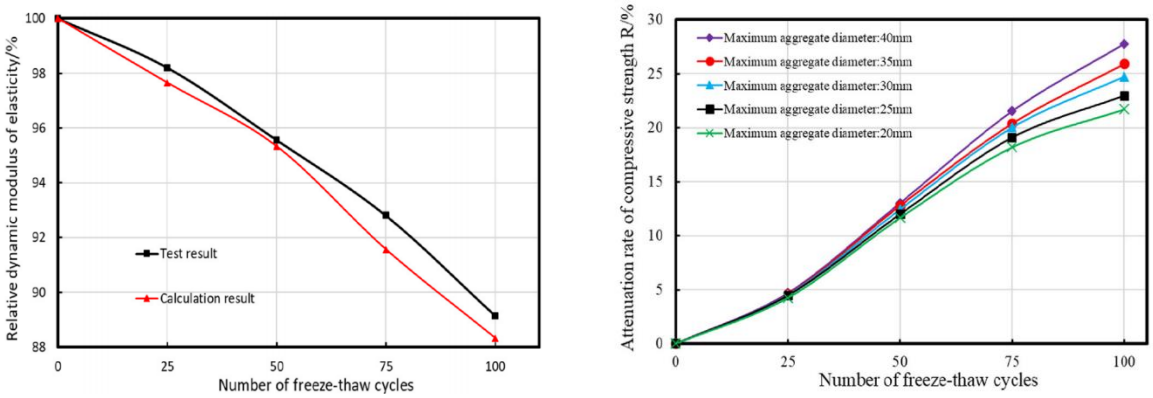
Obr. 39: Porovnání výpočetního modelu a výpočetních zkoušek. Převzato z [26]

Dále byl v článku [26] zkonstruován graf křivek napětí a deformace betonu zatíženého cykly zmrazení a rozmrazení (Obr. 40 a)). Na Obr. 40 b) jsou znázorněny výsledky zkoušky tlakové pevnosti odvíjející se od počtu cyklů zmrazení a rozmrazení.



Obr. 40: a) Křivka napětí/deformace zmrazeného a rozmrazeného betonu, b) Výpočet a výsledky zkoušek tlakové pevnosti zmrazeného a rozmrazeného betonu. Převzato z [26]

Dále byl vypočítán dynamický modul pružnosti (Obr. 41 a)). Z výsledků bylo patrné, že maximální odchylka výsledné zkoušky a matematického výpočtu se lišila o 1,25%. V tomto experimentu byly zohledňovány i vlivy velikosti kameniva na mechanické vlastnosti zmrazeného a rozmrazeného betonu. Konečné výsledky výpočtu byly popsány křivkami na Obr. 41 b). Z grafu zmrazeného a rozmrazeného betonu s různými průměry kameniva lze odvodit, že účinky samotného maximálního průměru kameniva na tlakovou pevnost nemají vliv na mrazuvzdornost betonu.



Obr. 41: a) Výsledky výpočtu dynamického modulu pružnosti zmrazeného a rozmrazeného betonu, b) Tlaková pevnost zmrazeného a rozmrazeného betonu podle max. velikosti kameniva. Převzato z [26]

Závěrem odborného článku [26] lze shrnout, že navržený trojrozměrný mezo-numerický výpočetní model zmrazeného a rozmrazeného betonu byl vytvořen pomocí podprogramu VUSDFLD společnosti ABAQUS za účelem simulace charakteristik trhlin na betonu. Maximální odchylka výsledků a výpočtů dynamického modulu pružnosti je pouze 6,26%, což ověřuje použitelnost metody. Z počátku zatěžovaní zmrazováním a rozmrazováním se vnitřní póry postupně rozšiřovaly a jejich stěna se poškozovala a se zvyšujícím se počtem těchto cyklů se maltová matrice mezi póry ničila pod náporem tlaků. V poslední řadě byly zohledněny účinky průměru kameniva na mrazuvzdornost betonu s výsledkem, že maximální průměr kameniva má velmi malý vliv na mrazuvzdornost betonu.

II. PRAKTICKÁ ČÁST

4 Experimentální část

Experimentální část diplomové práce byla navržena a provedena za účelem ověření změny mechanických vlastností betonu, který byl vystaven mrazu, požáru a kombinacím těchto dvou zatěžovacích stavů. Míra degradace byla vyhodnocena pomocí změny hodnoty tlakové pevnosti a dynamického modulu pružnosti a dále se tomuto experimentu věnují následující kapitoly.

4.1 Výroba vzorků

Před samotným experimentem byla na katedře betonových a zděných konstrukcí navržena betonová směs (Tabulka 1), která se použila při výrobě zkušebních těles. Pro výrobu zkušebních těles byla využita prověřená receptura, na které byly již v minulosti ověřeny základní mechanické a fyzikální vlastnosti. Vzhledem k lehce proměnné vlhkosti jemného kameniva v laboratoři bylo pro účely kontroly shodnosti vlastností betonové směsi přistoupeno ke zkoušce konzistence pomocí sednutí kužele.

Tabulka 1: Jednotlivé složky navržené betonové směsi

NAVRŽENÁ BETONOVÁ SMĚS		
		[kg/m³]
cement	CEM I 42.5 R	410
voda		180
$\boldsymbol{w = \frac{v}{c}}$		0.44
hrubé kamenivo	8-16	620
střední kamenivo	4-16	340
jemné kamenivo	0-4	840
superplastifikátor	Stacement 95	0.82
vzduch	Micropropan	1.5
		2393

4.1.1 Postup přípravy betonové směsi

Jednotlivé složky betonové směsi, viz Tabulka 1, byly předem naváženy na digitální váze v laboratoři, kde probíhala příprava betonové směsi. Do míchačky bylo nejprve vloženo kamenivo společně s cementem a byla provedena homogenizace suchých složek. Po homogenizaci byla přidána voda s plastifikátorem a provzdušňovací přísadou. Jakmile byla směs důkladně promíchána, přešlo se k provedení zkoušky stanovení konzistence čerstvého betonu zkouškou sednutím.

Obr. 42: Příprava betonové směsi v laboratorní míchačce

4.1.2 Zkouška sednutí kužele

Zkouška sednutí kužele byla provedena za účelem zařazení betonové směsi do třídy zpracovatelnosti a v souladu s ČSN EN 12350-2 [27] . Dle této normy byla zkouška provedena pomocí dutého kužele, který byl naplněn čerstvým betonem. Naplnění dutého kužele bylo provedeno třemi vrstvami s tím, že každá vrstva čerstvého betonu byla řádně zhutněna přesně 25 vpichy propichovací tyčí. Po řádném zhutnění a naplnění až nad horní okraj kužele, došlo k odstranění kužele svislým pohybem nahoru. Jakmile byla forma dutého kužele zvednuta, vyhodnotila se zkouška sednutí jako platná, jelikož byl tvar kužele po sednutí symetrický, neporušený a nedošlo k usmyknutí kužele, viz Obr. 44. Výsledkem platné zkoušky sednutí kužele byla hodnota sednutí o 80 mm, viz Obr. 43, což odpovídá stupni konzistence S2 (50-90mm).

Obr. 43: Zkouška sednutí kužele

Obr. 44: Zhodnocení správnosti zkoušky

4.1.3 Výroba zkušebních těles

Výroba zkušebních těles probíhala 8. 10. 2020 v laboratoři fakulty stavební, pod vedením vedoucích mé diplomové práce Ing. Radka Štefana, PhD. a Ing. Romana Chylíka. Z předem navržené a odzkoušené betonové směsi bylo v laboratoři vytvořeno 12 zkušebních těles o rozměru 150 mm x 150 mm x 150 mm. Namíchaná betonová směs byla vložena do předem vymazaných forem. Pro zhutňování betonové směsi ve formách byl využit vibrační stůl a vrchní povrch těles byl uhlazen zednickou lžící. Do středů 6 zkušebních těles byl při zhutňování umístěn termočlánek, který sloužil k zaznamenávání teplot při vystavení zkušebních těles vysokým teplotám. Všechna zkušební tělesa byla řádně označena dle Tabulka 2.

Tabulka 2: Označení jednotlivých zkušebních těles

Číslo vzorku	Označení tělesa
1	Referenční 1
2	Referenční 2
3	Referenční 3
4	Mráz 1
5	Mráz 2
6	Mráz 3
7	Požár 1
8	Požár 2
9	Požár 3
10	Mráz + požár 1
11	Mráz + požár 2
12	Mráz + požár 3

Jelikož se zde jednalo o experiment, kde byl zkoumán vliv různých degradačních účinků na betonových tělesech, byl experiment rozdělen na 4 základní sekce. Tři betonové vzorky byly určeny jako referenční. Na těchto vzorcích po 28 dnech proběhlo zkoušení tlakové pevnosti a dynamického modulu pružnosti. Další tři betonové vzorky byly po řádném vytvrdnutí uloženy do mrazicího zařízení. Před vložení do mrazicího zařízení proběhlo měření dynamického modulu pružnosti a další měření proběhlo po vyjmutí vzorků z mrazicího zařízení. Třetí skupina tří betonových vzorků byla určena k zatížení vysokými teplotami, kdy po 28 dnech zrání proběhlo zahřívání na předem zvolenou teplotu a následně na těchto vzorcích proběhlo měření dynamického modulu pružnosti jak před zahříváním, tak po zahřátí a dále byla provedena zkouška tlakové pevnosti betonových těles. Poslední skupina tří betonových vzorků byla určena ke kombinaci mrazu a požáru dohromady. Po 28 dnech zrání byl na vzorcích odzkoušen dynamický modul pružnosti a poté byly uloženy do mrazicího zařízení. Po vyjmutí vzorků z mrazicího zařízení proběhlo znovu měření dynamického modulu pružnosti a následně bylo provedeno vysokoteplotní zatížení a měření fyzikálních a mechanických vlastností zahřátého materiálu.

Obr. 45: Plnění forem a následné zhutnění zkušebních těles.

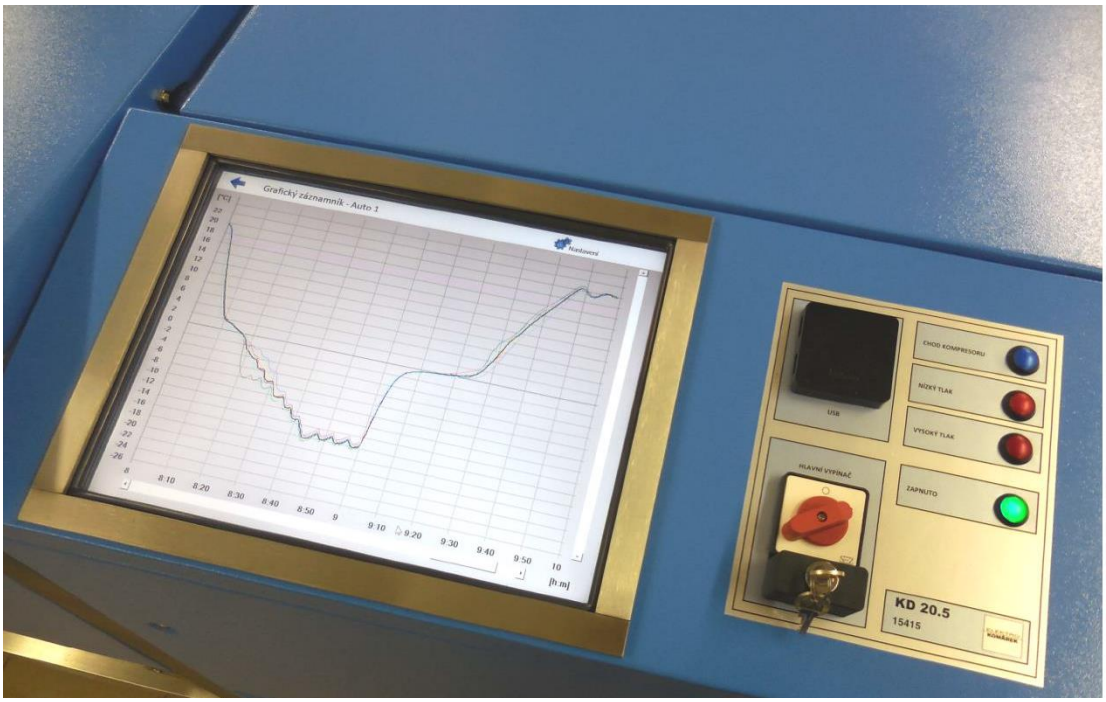
4.2 Vystavení zmrazovacím cyklů

Vystavení vzorků zmrazovacím a rozmrazovacím cyklů proběhlo uložením betonových těles do automatického zařízení KD 20 pro zkoušky mrazuvzdornosti a povrchové odolnosti stavebních materiálů vůči mrazu, který byl k dispozici v laboratoři katedry betonových a zděných konstrukcí, viz Obr. 46. [28]

Obr. 46: Automatický mrazicí zařízení KD 20. Převzato z [28]

Obr. 47: Průběh zatěžování v mrazicím boxu. Převzato z [28]

Zkušební automatické zařízení je vybaveno displejem, na kterém jsou znázorněny aktuální hodnoty zkušebního cyklu. Data o průběhu zkoušky jsou zaznamenávány a uloženy v paměti řídícího PC. Zkušební tělesa se vkládají do tepelně izolované vany o rozměrech 120 x 600 x 400 mm. Mrazicí box je vybaven teplotními čidly, které snímají teplotu ve zkušebním prostoru. V tomto zařízení je možné provádět zkoušky v rozmezí teplot -25°C až +30°C s libovolným průběhem časů. Je možné u zkoušek používat vodu i provádět zkoušku bez vody a počet cyklů zmrazování a rozmrazování je volitelný.



Obr. 48: Grafické znázornění průběhu zatěžování. Převzato z [28]

U tohoto experimentu bylo nutné zvolit počet cyklů a rozmezí teplot, které se budou při zatěžování střídat. Pomocí dat z Českého hydrometeorologického ústavu byl zvolen zmrazovací a rozmrazovací cyklus, který nabýval hodnot od -25°C do +25°C. Podle dostupných historických dat byl zvolen počet zatěžovacích cyklů, který reprezentoval počet mrznoucích dnů v lokalitě Českobudějovicka. V posledních letech (rok 2018-2019) vycházelo cca 20 ledových dnů, které by se měly simulovat pomocí cyklů zmrazování a rozmrazování. Bohužel kvůli časové náročnosti tohoto experimentu a nepříznivé covidové situaci nebylo možné provést plný počet zatěžovacích cyklů, i když by bylo vhodnější provést cyklů co nejvíce. [29]

Jeden cyklus střídání teplot začínal na 25°C a teplota lineárně klesala po dobu 4 hodin na -25°C. Tato teplota byla udržována po dobu dalších 8 hodin a následně byla opět navyšována, během 4 hodin, na 25°C. Jakmile teplota vystoupala na 25°C, byla opět udržována po dobu 8 hodin stejná. Takovýchto cyklů bylo na betonových vzorcích provedeno celkem 14.

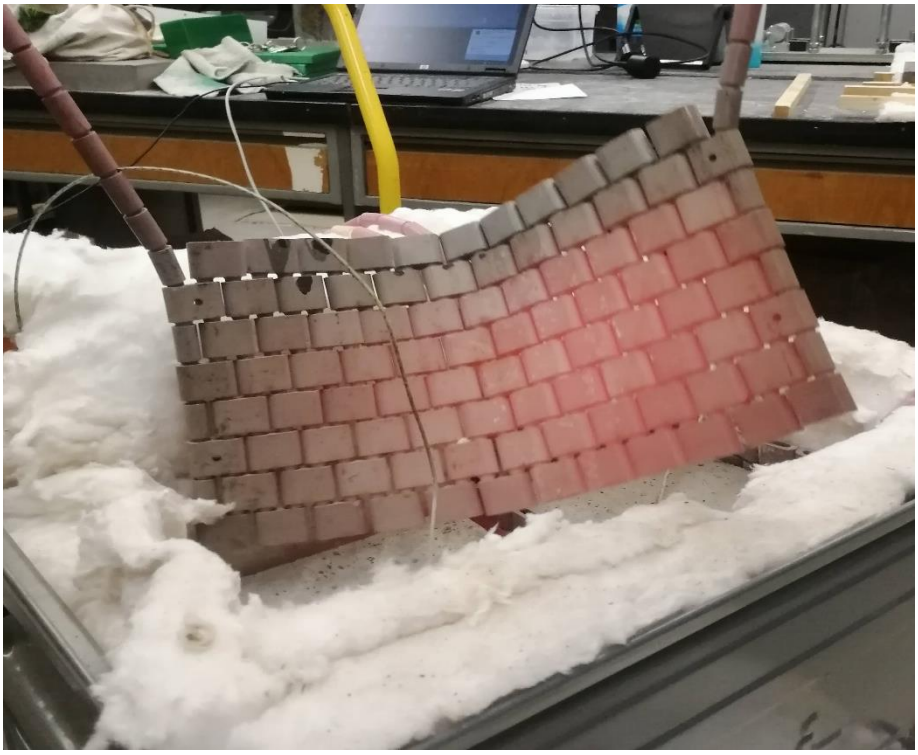
Na Obr. 49 jsou znázorněny pouze dva zatěžovací cykly. Pro lepší přehlednost grafu nebylo vykresleno všech 14 cyklů zmrazování a rozmrazování.

Obr. 49: Průběh zatěžování zmrazovacími a rozmrazovacími cykly

4.3 Vystavení vysokým teplotám

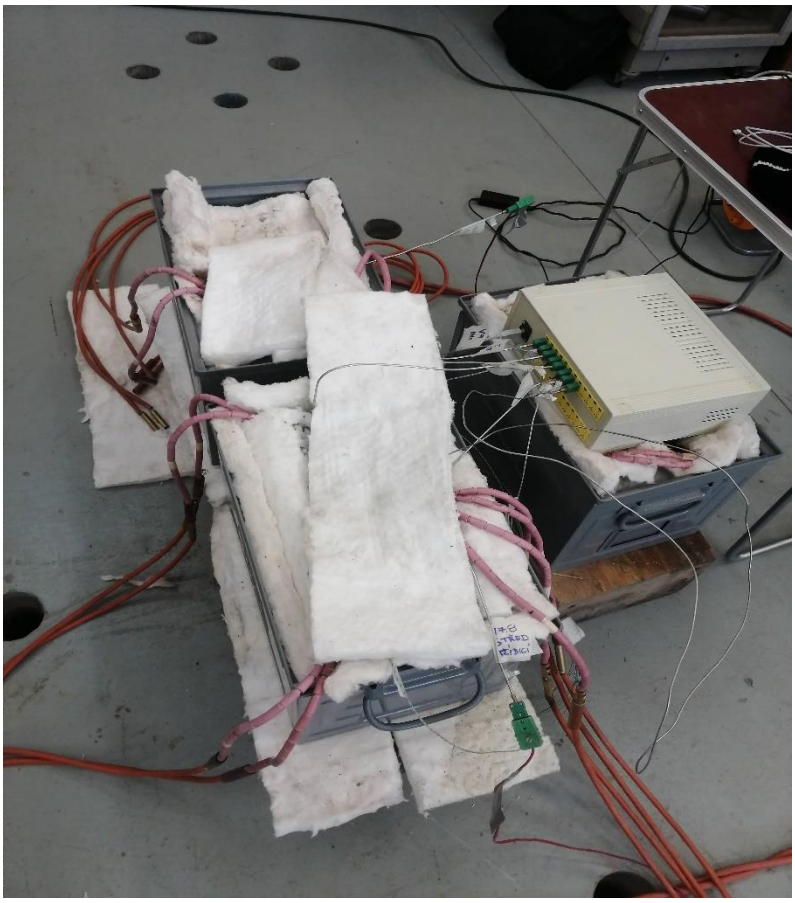
Jelikož byla polovina betonových těles určena ke zkoumání degradace na tělesech vystavených vysokým teplotám, bylo nutné betonová tělesa vysokými teplotami zatížit. Vystavení vybraných betonových těles vysokým teplotám bylo provedeno pomocí keramických deček, viz Obr. 50. Tyto keramické dečky zajišťovaly rovnoměrné rozložení teplot při zkoušce. Záznam teploty při zkoušce zahřívání betonových vzorků byl zajištěn pomocí termočlánků, které byly umístěny uprostřed každého betonového vzorku, a dále pak z vnějších stran každého betonového tělesa.

Jednotlivé termočlánky byly připojeny do dataloggeru, viz Obr. 51, který přijímal zaznamenané teploty a ukládal v závislosti na čase. Výsledné hodnoty naměřených teplot byly závislé na zahřívání betonových těles pomocí keramických deček. Tyto dečky byly napojeny na řídící stroj, podle kterého dané betonové vzorky zahřívaly.



Obr. 50: Keramická dečka

Řídící stroj byl ovládán manuálně a to tak, že během první hodiny zahřívacího experimentu byl teplotní gradient zvolen na 600°C za hodinu. Počáteční hodnota zahřívání byla zvolena dle [30], kde je prokázáno, že teplotní gradient ohřevu 600°C za hodinu zajišťuje rovnoměrné rozložení teploty na betonových tělesech. Poté byl teplotní gradient zvýšen o 100°C za hodinu a to na dalších 60 minut. V poslední fázi byl nárůst teploty zvýšen o 50°C za hodinu. Manuální ovládání řídícího přístroje bylo zvoleno z důvodu udržování stejné povrchové teploty ale zároveň zvyšování vnitřní teploty. Při dosažení vnitřní i povrchové teploty cca 600°C - 700°C byly keramické dečky odpojeny a zatěžování vysokými teplotami ukončeno.



Obr. 51: Betonová tělesa při zahřívání vysokými teplotami a zapojení do dataloggeru

4.4 Zkouška pevnosti betonu v tlaku

Podstatou zkoušky, dle ČSN EN 12390-3 [31],je postupné zatěžování zkušebních těles ve zkušebních lisu až do stavu porušení. Za stav porušení se považuje maximální zatížení, při kterém dochází k rozdrcení zkušebního tělesa. Toto zatížení se zaznamenává a vypočítá se pevnost betonu v tlaku společně s posunem zatěžovací hlavy lisu. Zkouška se provádí na zkušebních tělesech, která představují krychle nebo válec o přesně daných rozměrech. Zkušební těleso tvaru krychle má dané rozměry 150 x 150 x 150 mm a rozměry válce jsou Ø 150 x 300 mm. Zkušební tělesa musejí být vyrobena v souladu s ČSN EN 12390-2 [32]. Po vyjmutí zkušebních těles z forem se řádně očistí od zbytků uvolněného materiálu na plochách, které se budou dotýkat tlačených desek zkušebního lisu. Zkušební tělesa tvaru krychle se do zkušebního lisu osazují tak, aby směr zatěžování byl kolmý na směr ukládání (zhutňování) betonu. Do zkušebního lisu se zkušební tělesa umisťují na střed spodní tlačené desky s přesností 1% jmenovitého rozměru zkušebního tělesa. Při zatěžovací zkoušce se samotné zatížení nastaví nejdříve pomocí konstantní rychlosti zatěžování a po tomto počátečním zatížení, se zkušební vzorek zatěžuje plynule, bez rázů, až do porušení.

Jakmile dojde k porušení zkušebního tělesa, zaznamená se maximální zatížení při porušení a přejde se k vyjádření pevnosti v tlaku. Pevnost v tlaku je vyjádřena pomocí rovnice:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \qquad 1$$

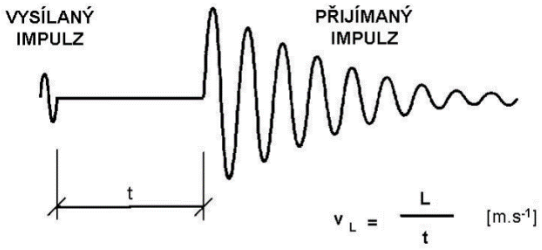
kde: f_c = pevnost v tlaku [MPa]

F = maximální zatížení při porušení [N]

A_c = průřezová plocha zkušebního tělesa, na kterou působí zatížení v tlaku [mm²]

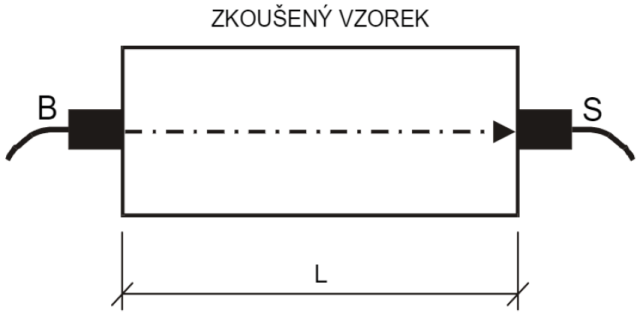
4.5 Zkouška modulu pružnosti impulzní metodou

Jedná se o rychlou, jednoduchou a v dnešní době hojně využívanou zkoušku, kterou lze aplikovat jak na zkušebních vzorcích (v laboratořích), tak i přímo na konstrukci. Dynamický modul pružnosti je možné stanovit měřením ultrazvukové impulzové metody dle ČSN 73 1371 [33]. Měření pomocí ultrazvukové (UZ) impulzové metody spočívá ve stanovení rychlosti šíření ultrazvukového vlnění v betonu. Metodou měřením ultrazvukovými impulzy lze stanovit fyzikálně mechanické vlastnosti betonu (degradace betonu, pevnost betonu, dynamický modul pružnosti a jiné vlastnosti). Rychlost šíření UZ impulzů lze určit výpočtem z času šíření a dráhy, po které se UZ impulz vlnění šířil (Obr. 52). [34]



Obr. 52: Princip měření doby průchodu impulzu UZ vlnění materiálem. Převzato z [33]

Zkouška se provádí pomocí ultrazvuku, který vysílá ultrazvukové impulzy. Ultrazvukový přístroj se skládá z několika propojených částí. Hlavní část tohoto přístroje je elektrický generátor, který vytváří impulzy. Do hlavního generátoru jsou připojeny sondy (budiče a snímače), které vysílají a přijímají vygenerované impulzy, procházející zkoušeným vzorkem. Po průchodu známou délkou dráhy betonového zkoušeného tělesa je impulz vibrací přeměněn na elektrický signál snímačem, umístěným na druhé straně zkoušeného tělesa, a elektronický časový okruh umožňuje změřit dobu průchodu impulzu [35]. Ve stavebnictví se používají pracovní kmitočty v rozmezí od 20 kHz do 150 kHz a je nutno tento kmitočet volit v závislosti na nejmenším bočním rozměru tělesa, délce měřící základny a pevnosti betonu.

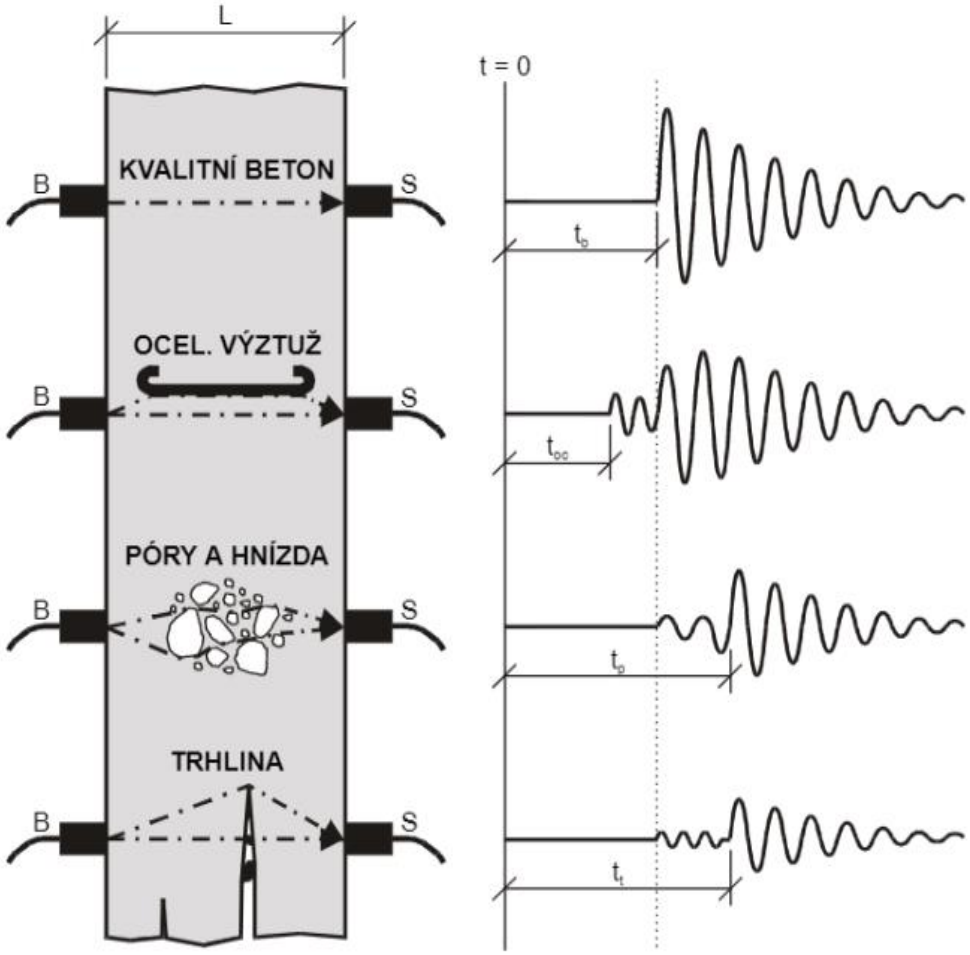


Obr. 54: Umístění snímačů při měření doby průchodu impulzu UZ vlnění zkoušeným materiálem. Převzato z [33]

Při měření prostupu impulzového vlnění byl pro tento experiment použit laboratorní ultrazvukový přístroj Pundit Lab Plus, viz Obr. 53. [36]

Obr. 53: Ultrazvukový měřicí přístroj. Převzato z [36]

Při výpočtu dynamického modulu pružnosti může dojít k různému ovlivnění měření (Obr. 55). V roce 2005 (březen) vstoupila v platnost nová evropská norma: ČSN EN 12504-4 Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulzu [35]. Tato norma uvádí ve své příloze B ovlivňující faktory měření rychlosti šíření UZ impulzu a v příloze C zásady pro tvorbu kalibračních vztahů mezi rychlostí šíření impulzu a pevností betonu v tlaku.



Obr. 55: Vliv prostředí na rychlost šíření a tvar impulzu UZ vlnění. Převzato z [33]

Vlhkost

Vlhkost dokáže ovlivnit měření dvěma způsoby: chemické účinky a mechanické účinky. Největší rozdíly při měření vyvolá rozdílné ošetřování betonových vzorků, které způsobuje rozdílnou hydrataci cementu.

Teplota betonu

V rozmezí teplot mezi 10°C až 30°C bylo zjištěno, že teplota nemá podstatný vliv na změny pevnosti nebo pružných vlastností materiálu. Opakovaná měření by musela nastat v případě, že by teplota byla mimo rozsah uvedených teplot.

Tvar a velikost těles

Rychlost šíření impulzů není závislá na velikosti a tvaru těles, pokud jejich boční rozměr není menší, než minimální hodnota. Jakmile rozměr klesne pod minimální hodnotu, může být rychlost šíření impulzů podstatně menší

Měřící základna

Měřící základna představuje nejkratší vzdálenost mezi sondami (mezi budičem a snímačem) a musí být zaznamenána a stanovena s přesností ±1%. Rychlost šíření impulzu není ovlivňována délkou základny, i přesto vykazují přístroje při větší měřící základně o něco menší rychlost šíření impulzu. Dalo by se to vysvětlit tím, že složky vyššího kmitočtu impulzu jsou více protáhlé než složky nižšího kmitočtu a tvar náběžného čela impulsu je více zaoblen při větší měřící základně. Zvláštní pozornost je nutná při prozvučování na velké měřící základně.

Vliv výztužných ocelí

U zkoušeného tělesa vyztuženého ocelovými výztuhami je žádoucí se vyhnout měření v blízkosti ocelové výztuže rovnoběžné se směrem šíření impulzů. Vliv ocelových prutů kolmých nebo šikmých na směr měřící základny se projevuje vždy, když je poměr součtu průměrů prutů výztuže k délce měřící základny větší nebo roven 0,1.

Trhliny a dutiny

Jakákoliv vzduchová mezera v trhlině nebo vzduchová bublina, která je na trase mezi budičem a snímačem, vytváří překážku přímému UZ toku, jakmile je vzduchová mezera delší než šířka budiče a délka používané zvukové vlny. Tak vznikne delší doba pro zachycení vyslaného impulzu, protože bude odchýlen po obvodu vzduchové mezery. Relativně malé poruchy mají velmi malý nebo dokonce žádný vliv na dobu prostupu impulzu.

Ze zaznamenaných hodnot rychlosti prostupu ultrazvukového vlnění lze vypočítat dynamický modul pružnosti. Hodnota dynamického modulu pružnosti v tlaku byla vypočtena ze vzorce:

$$E_{cu} = \rho \cdot {v_L}^2 \cdot \frac{1}{k^2} \cdot 10^{-6} \qquad 2$$

kde: E_{cu} = dynamický modul pružnosti betonu [GPa]

ρ = objemová hmotnost betonu [kg/m^3]

v_L = rychlost šíření impulzu [m/s]

k = součinitel rozměrnosti prostředí [-]

Podle normy se hodnoty součinitele k stanoví dle:

$$k_1 = 1 \qquad 3$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{1}{1 - {\mu_{cu}}^2}} \qquad 4$$

$$k_3 = \sqrt{\frac{1 - {\mu_{cu}}^2}{(1 + {\mu_{cu}}^2) \cdot (1 - {\mu_{cu}}^2)}} \qquad 5$$

kde: k_1 = koeficient pro jednorozměrné prostředí [-]

k_2 = koeficient pro dvourozměrné prostředí [-]

k_3 = koeficient pro trojrozměrné prostředí [-]

μ_{cu} = Poissonův součinitel [-]

Poissonův součinitel je různý pro jednotlivé materiály. Dle [37],[38] je hodnota Poissonova součinitele pro beton rovna 0,2 [-]. Po dosazení do rovnice 5 vyjde součinitel rozměrnosti prostředí pro beton 1,0541 [-].

5 Experimentální příklad

5.1 Experimentální skupina 1 - Referenční zkouška

Do experimentální skupiny 1 byly vyrobeny vzorky č. 1, 2, 3. Tato zkušební betonová tělesa byla nazvána skupinou referenční a v tomto experimentu sloužila k porovnávání degradačních procesů betonových vzorků s různými druhy zatížení a jejich kombinací. Betonové vzorky byly ponechány 28 dní v laboratorních podmínkách k řádnému vytvrzení betonu. Po 28 dnech došlo u referenčních vzorků nejprve ke změření základních hodnot (rozměry, hmotnost, objemová hmotnost) a následně k odzkoušení tlakové pevnosti a dynamického modulu pružnosti.

Tabulka 3: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 1

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Rozměry tělesa**			**Hmotnost tělesa**	**Objemová hmotnost**
		Délka	**Šířka**	**Výška**		
		[mm]	*[mm]*	*[mm]*	*m [g]*	*[kg/m³]*
1	Referenční 1	149.4	149.7	149.5	6899	2064
2	Referenční 2	149.4	152.3	148.4	7061	2091
3	Referenční 3	149.2	150.0	149.1	6795	2036

Zkouška pevnosti betonu v tlaku byla provedena v souladu s ČSN EN 12390-3 [31], viz kapitola 4.4. Zkouška proběhla 5. 11. 2020, ve stáří zkušebních těles 28 dní dle normy a byla provedena na hydraulickém lisu. Pomocí zkoušky pevnosti betonu v tlaku byla zjištěna tlaková pevnost referenčních vzorků, viz Tabulka 4.

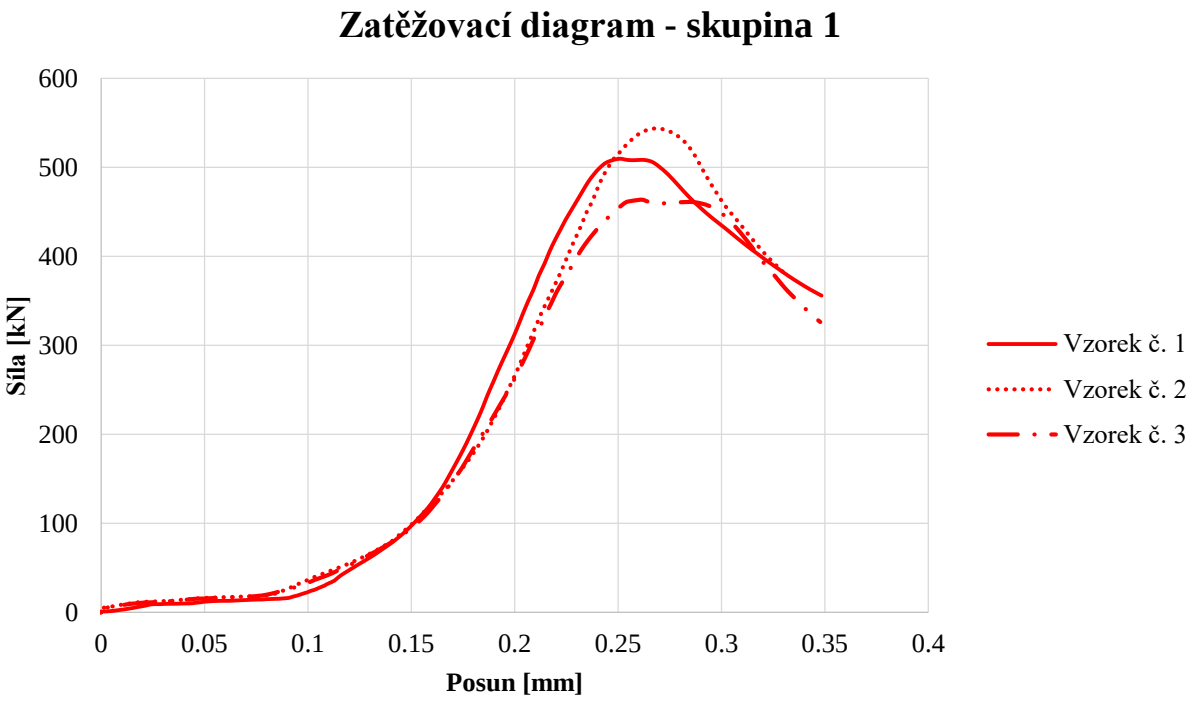
Tabulka 4: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 1

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Datum**		**Stáří vzorku**	**Tlaková pevnost betonu**	
		výroby	**zkoušky**		**síla**	**pevnost**
		[d.m.r.]	*[d.m.r.]*	*[dny]*	*[kN]*	*[Mpa]*
1	Referenční 1	8.10.20	5.11.20	28	509.6	22.8
2	Referenční 2	8.10.20	5.11.20	28	543.6	23.9
3	Referenční 3	8.10.20	5.11.20	28	463.6	20.7

U referenčních vzorků byla provedena také zkouška modulu pružnosti impulzní metodou dle ČSN 73 1371 [33] a ČSN EN 12504-4 [35]. Naměřené hodnoty prostupu UZ vlnění jsou patrné z Tabulka 5, ve které byl dále dopočítán, pomocí rovnice 1, dynamický modul pružnosti.

Tabulka 5: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti – skupina 1

Číslo vzorku	Označení tělesa	Prostup UZ vlnění	Dynamický modul pružnosti
		[m/s]	*[GPa]*
1	Referenční 1	4478	37.2
2	Referenční 2	4425	36.8
3	Referenční 3	4464	36.5



Obr. 56: Graf zatěžovacího diagramu skupiny 1

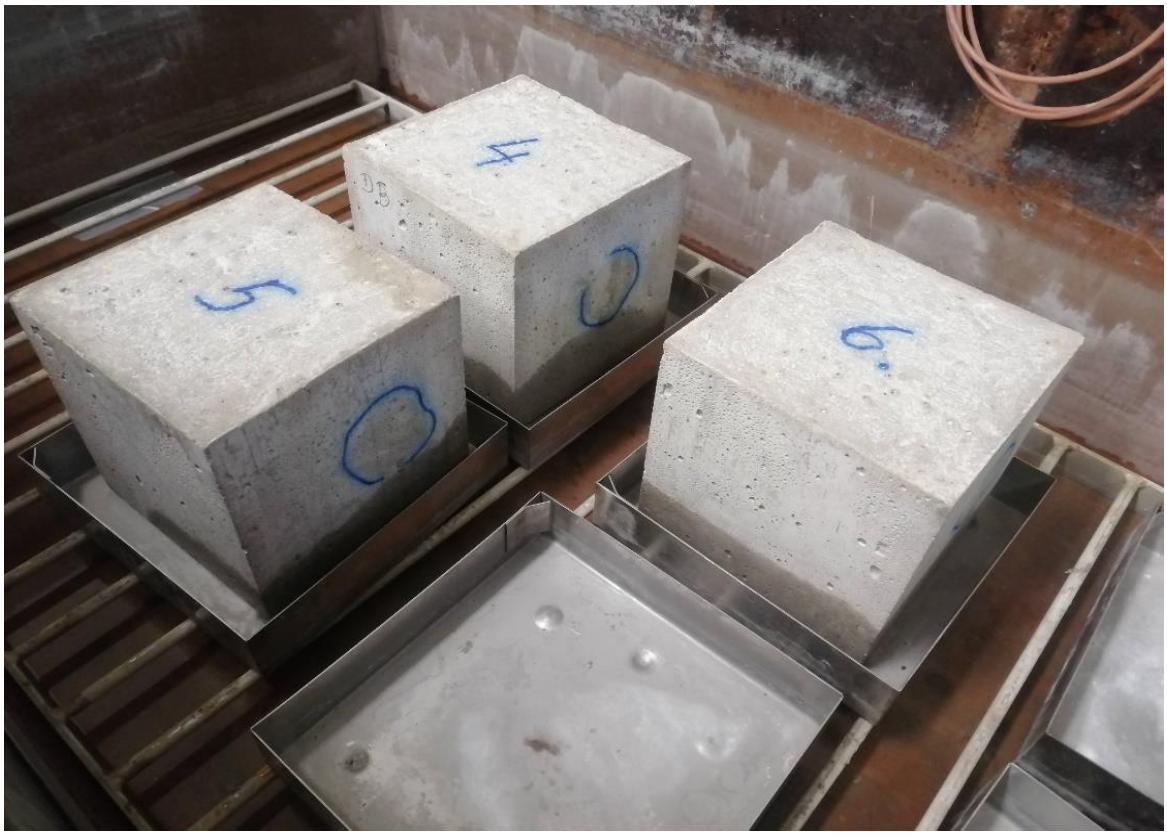
Na Obr. 56 jsou zakreslené křivky získané z tlakové zkoušky betonu pomocí hydraulického lisu. Při této zkoušce byla zaznamenávaná jak síla, působící na betonové těleso, tak i posun příčníku. Z výsledných hodnot byl vytvořen zatěžovací diagram, ze kterého je patrné, jak se daný vzorek choval při zatěžování. Na začátku zkoušky je vidět, že si hlava hydraulického lisu dosedala na zkoušený betonový vzorek. Dále (od zatěžovací síly cca 30 kN) nabýval graf standartního průběhu lineárním nárůstem hodnot až do porušení (cca 470 – 530 kN).

5.2 Experimentální skupina 2 – Mráz

Betonové zkušební tělesa č. 4, 5, 6 byla zařazena do skupiny č. 2. Tato skupina byla zaměřena na zkoumání změn mechanických vlastností betonu, který byl vystaven zmrazovacím cyklům. Zkušební tělesa byla vyrobena 8. 10. 2020 a dne 6. 11. 2020, po 28 dnech zrání v laboratorním prostředí, byla zkušební tělesa vložena do mrazicího boxu, viz kapitola 4.2. Pro simulaci zatěžovacích cyklů zmrazování a rozmrazování byl na katedře betonových a zděných konstrukcí (K133), respektive v laboratoři této katedry, k dispozici osvědčený mrazicí box model KD 20 pro zkoušky mrazuvzdornosti a povrchové odolnosti stavebních materiálů vůči mrazu, viz kapitola 4.2.

Tabulka 6: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 2

Číslo vzorku	Označení tělesa	Rozměry tělesa			Hmotnost tělesa		Objemová hmotnost	
		Délka	Šířka	Výška	před mrazem	po mrazu	před mrazem	po mrazu
		[mm]	*[mm]*	*[mm]*	*[g]*	*[g]*	*[kg/m³]*	*[kg/m³]*
4	Mráz 1	149.3	147.8	149.3	6820	6901	2071	2095
5	Mráz 2	149.3	147.0	149.3	6829	6902	2085	2107
6	Mráz 3	149.3	149.8	149.4	6922	6995	2072	2093



Obr. 57: Vložení betonových vzorků č. 4, 5, 6 do mrazicího boxu

Před vložením betonových těles do mrazicího boxu proběhlo v laboratoři měření dynamického modulu pružnosti, resp. měření rychlosti prostupu ultrazvukových impulzů betonem a následné dopočítání dynamického modulu pružnosti. Druhé měření proběhlo po vyjmutí betonových těles z mrazicího boxu. Naměřené hodnoty prostupu UZ vlnění byly zaznamenávány a dále byly použity na dopočítání dynamického modulu pružnosti, viz Tabulka 7.

Tabulka 7: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti – skupina 2

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Prostup UZ vlnění**		**Dynamický modul pružnosti**	
		před mrazem	**po mrazu**	**před mrazem**	**po mrazu**
		[m/s]	*[m/s]*	*[GPa]*	*[GPa]*
4	Mráz 1	4310	4335	34.6	35.4
5	Mráz 2	4425	4373	36.7	36.3
6	Mráz 3	4399	4451	36.1	37.3

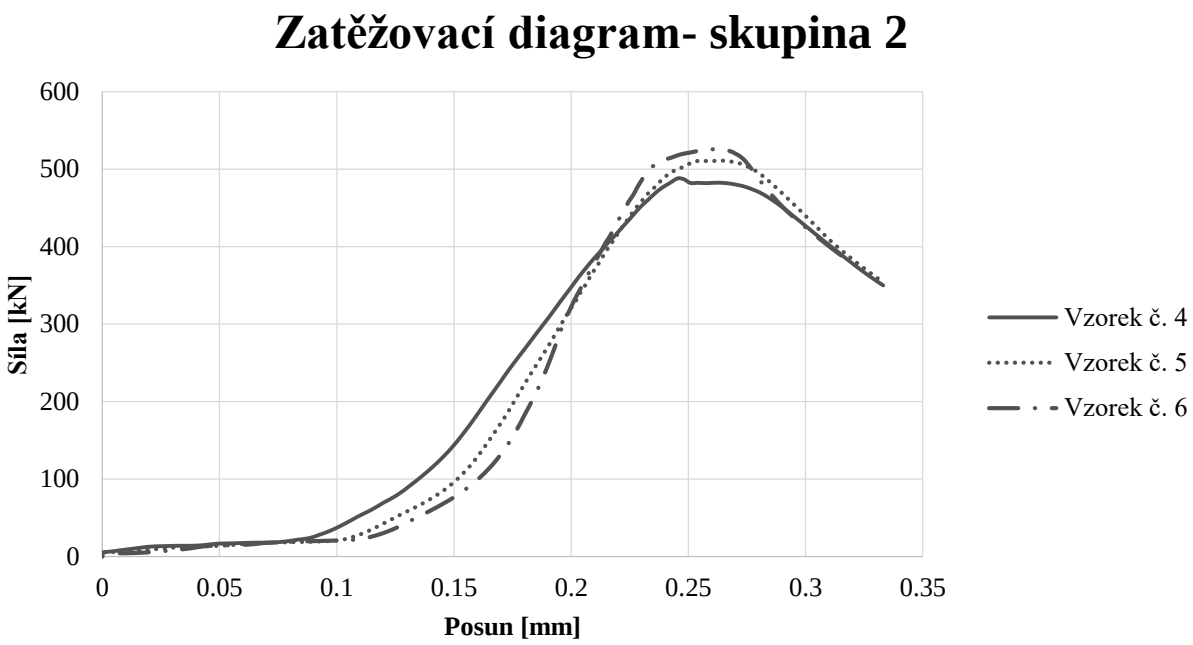
Po zatížení vyzrálých zkušebních těles skupiny 2, vložením do mrazicího boxu a následném vystavení zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům, byla betonová tělesa odzkoušena na tlakovou pevnost pomocí hydraulického lisu, viz Obr. 58. Výsledky zkoušky pevnosti v tlaku jsou vypsány v Tabulka 8.

Tabulka 8: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 2

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Datum**		**Stáří vzorku**	**Tlaková pevnost betonu po mrazu**	
		výroby	**zkoušky**		**síla**	**pevnost**
		[d.m.r.]	*[d.m.r.]*	*[dny]*	*[kN]*	*[Mpa]*
4	Mráz 1	8.10.20	20.11.20	43	488.1	22.1
5	Mráz 2	8.10.20	20.11.20	43	511.0	23.3
6	Mráz 3	8.10.20	20.11.20	43	525.7	23.5

Obr. 58: Ukázka zkoušky pevnosti betonu v tlaku u vzorku č. 4

Na Obr. 58 je znázorněno betonové těleso č. 4, které bylo podrobeno zkoušce pevnosti betonu v tlaku. Z obrázku je vidět, jak se deformoval povrch betonového tělesa během zatížení v hydraulickém lisu. Povrch betonu odpadával a došlo i k rozdrcení jedné boční hrany ve směru namáhání betonového tělesa.



Obr. 59: Graf zatěžování skupiny 2

Na Obr. 59 jsou zaznamenány hodnoty nárůstu síly/posunu příčníku při zatěžování betonových těles tlakovou silou u skupiny 2. Jak je z grafu patrné, zkouška tlakové pevnosti u vzorků skupiny 2, po dosednutí hlavice lisu, pobíhala lineárně vzestupně, až dosáhla maximální hodnoty cca 480 – 520 kN zatěžovací síly, kdy nastalo porušení zkoušených vzorků.

5.2.1 Porovnání naměřených hodnot tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti skupiny 2

Tabulka 9: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti – skupina 2

Číslo vzorku	Označení tělesa	Dynamický modul pružnosti					
		Před mrazem			Po mrazu		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[GPa]	*[GPa]*	*[-]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[-]*
4	Mráz 1	34.6	35.8	0.9	35.4	36.3	0.8
5	Mráz 2	36.7			36.3		
6	Mráz 3	36.1			37.3		

Z vypočtených hodnot dynamického modulu pružnosti, viz Tabulka 9, lze pozorovat, že jednotlivá betonová tělesa skupiny 2 mají velmi podobné hodnoty. Nepatrný rozdíl (0,6 GPa) lze v tomto případě zanedbat, jelikož nepatrné chyby vznikaly už při měření betonových vzorků a také při zatěžování pomocí hydraulického lisu, který má toleranci přesnosti 5%. K mírně

zvýšeným hodnotám naměřených po zatížení betonových těles cykly zmrazování a rozmrazování mohlo také dojít v důsledku větší vlhkosti těles, viz Obr. 57.

Tabulka 10: Porovnání hodnot tlakové pevnosti – skupina 2

Číslo vzorku	Označení tělesa	Tlaková pevnost betonu		
		Po mrazu		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[MPa]	*[MPa]*	*[-]*
4	Mráz 1	22.1	23.0	0.6
5	Mráz 2	23.3		
6	Mráz 3	23.5		

Výsledné hodnoty tlakové pevnosti betonu, který byl vystaven zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům a betonu, jsou také téměř totožné. Průměrná hodnota tlakové pevnosti betonových vzorků zatížených mrazem vyšla 23 MPa.

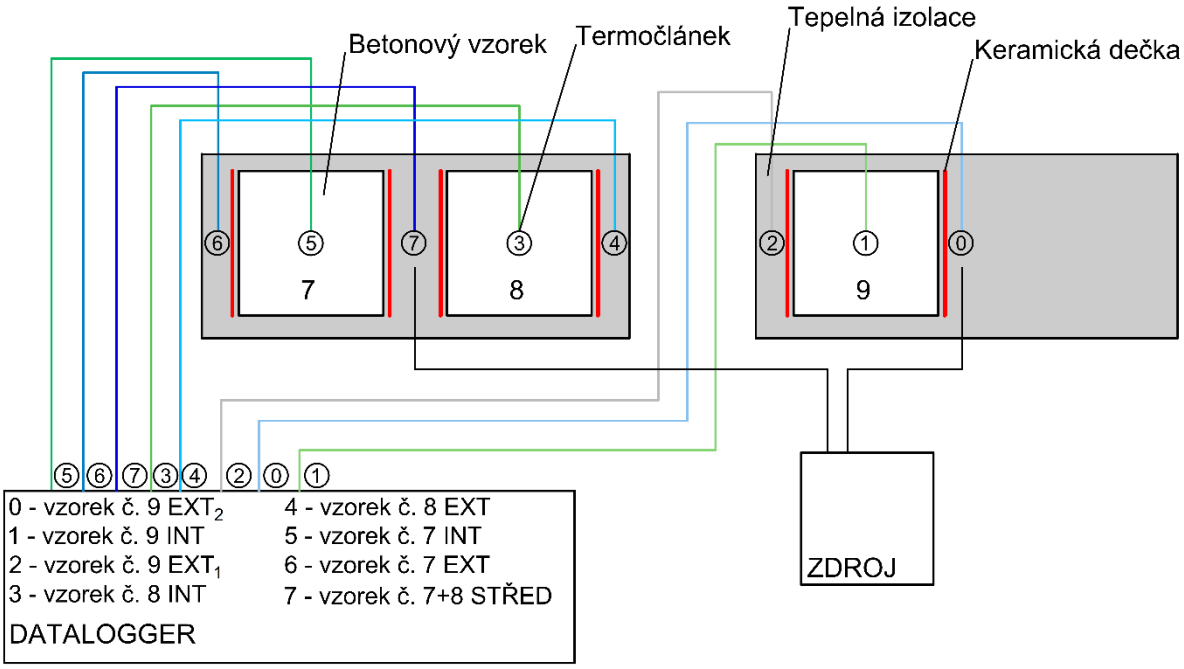
5.3 Experimentální skupina 3 – Požár

Skupina 3, která se skládá ze zkušebních těles č. 7, 8, a 9, byla určena pro pozorování degradace na betonových tělesech vystavených vysokým teplotám. Tyto vzorky byly po vybetonování (8. 10. 2020) ponechány po dobu 28 dní v laboratorních podmínkách, za účelem řádného vyzrání betonu. Jakmile byla zkušební tělesa vyzrálá, byla podrobena měření modulu pružnosti pomocí ultrazvukové impulzové metody, viz kapitola 4.5.

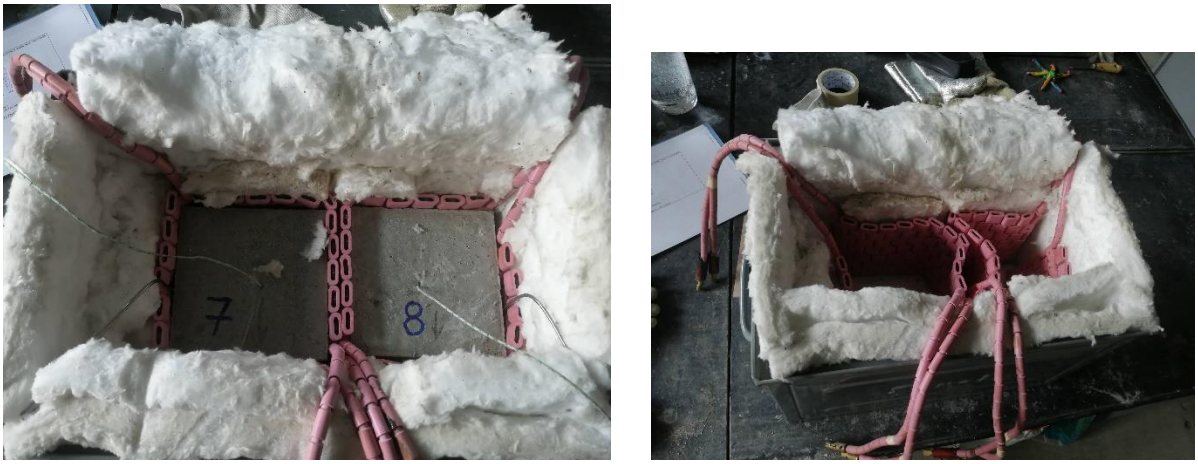
Tabulka 11: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 3

Číslo vzorku	Označení tělesa	Rozměry tělesa			Hmotnost tělesa		Objemová hmotnost	
		Délka	Šířka	Výška	před požárem	po požáru	před požárem	po požáru
		[mm]	*[mm]*	*[mm]*	*[g]*	*[g]*	*[kg/m³]*	*[kg/m³]*
7	Požár 1	149.4	151.1	149.3	7042	6508	2089	1931
8	Požár 2	149.3	151.5	149.1	7022	6509	2083	1931
9	Požár 3	149.8	145.5	150.1	6844	6334	2093	1937

Jelikož byla skupina 3 určena ke zkoumání mechanických vlastností betonové směsi po požáru, bylo nutné vyzrálé prvky zatížit vysokými teplotami. Pro tento experiment byly zvoleny keramické dečky, kterými se jednotlivé betonové vzorky po stranách pokryly. Tyto keramické dečky byly napojeny na řídící přístroj, který zajišťoval přívod elektrického proudu do keramických deček a rovnoměrné ohřívání betonových vzorků. Aby se docílilo rovnoměrného prohřívání a zároveň se zamezilo co největším tepelným ztrátám, byl vzorek tepelně izolován pomocí rohože Fiberfrax durablaket Z 1250°C, viz Obr. 61. Rohože jsou vyráběny ze žáruvzdorných vláken Fiberfrax a poskytují efektivní řešení pro vysokoteplotní aplikace s vynikajícími izolačními vlastnostmi a odolností, viz [39].



Obr. 60: Schéma uložení betonových těles (č. 7, 8, 9) a zapojení termočlánků a keramických deček



Obr. 61: Uložení betonových vzorků č. 7, 8, 9 při zatěžování vysokými teplotami

Před zahájením samotného procesu obalování betonových vzorků keramickými dečkami a tepelnou izolací bylo nutné vyzkoušet, jestli všechny keramické dečky fungují (topí). Pro monitorování teplot jak na povrchu betonových vzorků, tak i v jejich středu byly využity termočlánky. Aplikace termočlánků uprostřed betonových vzorků probíhala už při betonáži zkušebních těles, viz Obr. 63. Plášťové termočlánky (Obr. 62), umístěny z vnějšího povrchu betonových vzorků, byly instalovány při obalování těles keramickými dečkami společně s tepelnou izolací. Jednotlivé termočlánky byly připojeny k dataloggeru, který zaznamenával naměřené hodnoty.

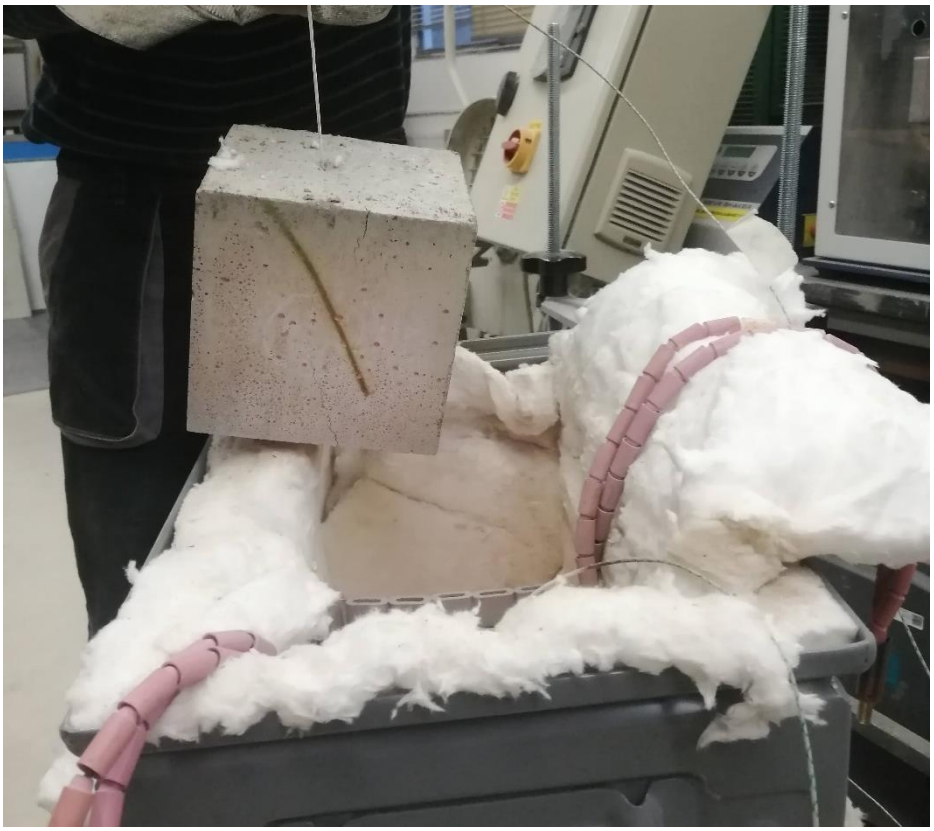
Obr. 62: Plášťový termočlánek

Obr. 63: Aplikace termočlánku při betonáži zkušebních těles

Přistoupilo se k zatěžovací zkoušce vysokými teplotami. Ze začátku probíhala zkouška bez problémů. Bohužel při 45 minutě zahřívání, se ze zkušebních těles začalo kouřit (došlo k vypalování vaty a izolace termočlánku), a jelikož experiment probíhal uvnitř laboratoře, musel být přerušen a veškeré komponenty přeneseny na volné prostranství, kde se v experimentu pokračovalo dále. Teplota venkovního prostředí při průběhu experimentu byla 5°C. Na Obr. 67 je možné vidět, jak relativně nahřáté keramické dečky předaly svou teplotu betonové krychli, a proto byl v termočláncích umístěných na vnějším povrchu krychle zaznamenán drobný pokles teploty. Oproti tomu termočlánky uvnitř betonových těles zaznamenávaly teplotní nárůst, který způsobilo předání teploty z keramických deček do betonových těles. Pokles teploty v důsledku přerušení a přemístění experimentu byl zanedbatelný a v experimentu se pokračovalo dále. Mezi 60 až 80 minutou zahřívání začalo docházet k mírným poklesům naměřených teplot uvnitř betonových těles. Pokles teplot byl zapříčiněn fázovými změnami, kdy se začala odpařovat voda. V zahřívání se stále pokračovalo, a jakmile vystoupala teplota betonových těles na rozmezí 600°C až 700°C, zahřívání pomocí keramických deček se odpojilo a betonová zkušební tělesa se nechala vychladnout na povrchovou teplotu cca 150°C. K této povrchové teplotě bylo přikročeno z technologických důvodů, aby bylo možné s betonovými tělesy manipulovat a také aby bylo možné přiložit ultrazvukovou sondu.

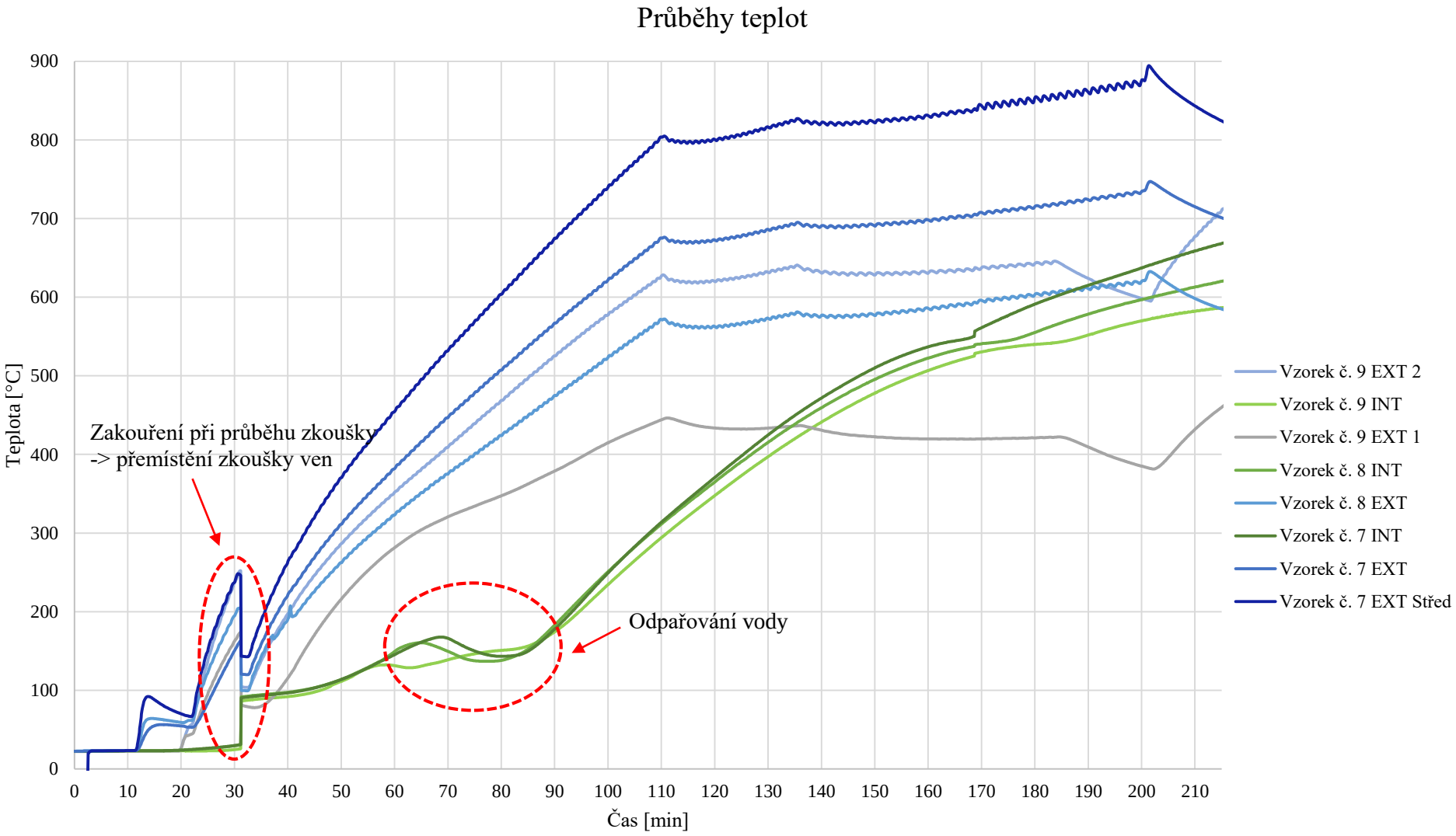
Po odkrytí betonových vzorků, viz Obr. 64, Obr. 65 a Obr. 66, byly pozorovány menší trhliny napříč vzorkem, které byly způsobeny zatěžováním vysokými teplotami.

Obr. 64: Betonová tělesa č. 7 a 8 po zatížení vysokými teplotami



Obr. 65: Betonové těleso č. 7 – vyjmutí po zatížení vysokými teplotami

Obr. 66: Betonové těleso č. 7 – detail poškození vysokými teplotami



Obr. 67: Graf průběhu teplot při zatěžování vysokými teplotami - skupina 3

Po 28 dnech od betonáže bylo na vzorcích provedeno měření rychlosti prostupu UZ impulzů. Po zatížení vysokými teplotami a následném odstranění keramických deček a tepelné izolace bylo provedeno druhé měření rychlosti prostupu UZ impulzů. Naměřené hodnoty byly zaznamenány a následné z nich byl dopočten dynamický modul pružnosti, viz Tabulka 12.

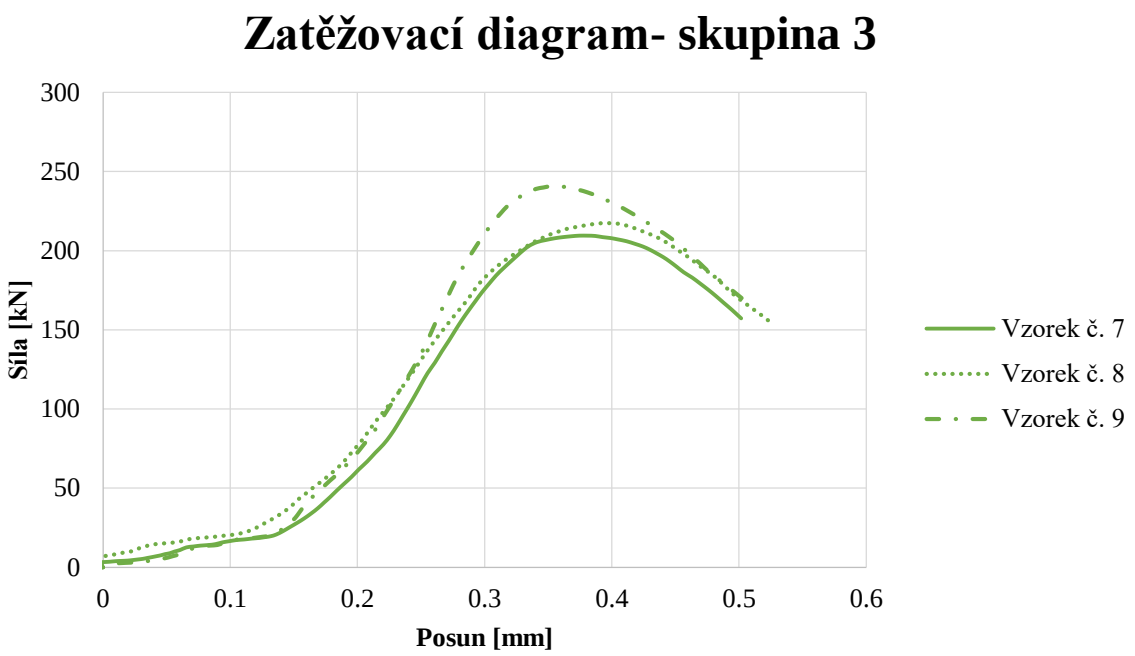
Tabulka 12: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti – skupina 3

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Prostup UZ vlnění**		**Dynamický modul pružnosti**	
		před požárem	**po požáru**	**před požárem**	**po požáru**
		[m/s]	*[m/s]*	*[GPa]*	*[GPa]*
7	Požár 1	4399	509	36.4	0.45
8	Požár 2	4451	162	37.1	0.05
9	Požár 3	4425	142	36.9	0.04

Po zatížení vysokými teplotami a vyjmutí betonových vzorků z boxů s tepelnou izolací a keramickými dečkami, byly vzorky ponechány k ochlazení vnějšího povrchu na cca 150°C a následně byly vloženy do hydraulického lisu a postupně zatěžovány. Výsledné naměřené hodnoty jsou sepsány v Tabulka 13.

Tabulka 13: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 3

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Datum**		**Stáří vzorku**	**Tlaková pevnost betonu po požáru**	
		výroby	**zkoušky**		**síla**	**pevnost**
		[d.m.r.]	*[d.m.r.]*	*[dny]*	*[kN]*	*[Mpa]*
7	Požár 1	8.10.20	5.11.20	28	209.5	9.3
8	Požár 2	8.10.20	5.11.20	28	217.5	9.6
9	Požár 3	8.10.20	5.11.20	28	240.8	11



Obr. 68: Graf zatěžovacího diagramu skupiny 3

Na Obr. 68 jsou zaznamenány hodnoty nárůstu síly/posunu příčníku při zatěžování betonových těles tlakovou silou na vzorcích skupiny 3. Z grafu je opět patrné, že při zatěžovací síle cca 30 kN dosedla hlavice hydraulického lisu na betonové těleso a při narůstajícím zatěžování nabýval lineárně posun příčníku až do mezní hodnoty 210 – 240 kN, kdy byla tlaková pevnost betonových těles porušena.

5.3.1 Porovnání naměřených hodnot tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti skupiny 3

Tabulka 14: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti – skupina 3

Číslo vzorku	Označení tělesa	Dynamický modul pružnosti					
		Před požárem			Po požáru		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[GPa]	*[GPa]*	*[-]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[-]*
7	Požár 1	36.4	36.8	0.3	0.45	0.2	0.2
8	Požár 2	37.1			0.05		
9	Požár 3	36.9			0.04		

Z porovnávání hodnot dynamického modulu pružnosti, viz Tabulka 14, lze pozorovat, že jednotlivá zkušební tělesa skupiny 3 po vytvrdnutí nabývala průměrných hodnot 36,8 GPa. Dynamický modul pružnosti po zatížení vysokými teplotami u skupiny 3 klesl na 1% své původní hodnoty.

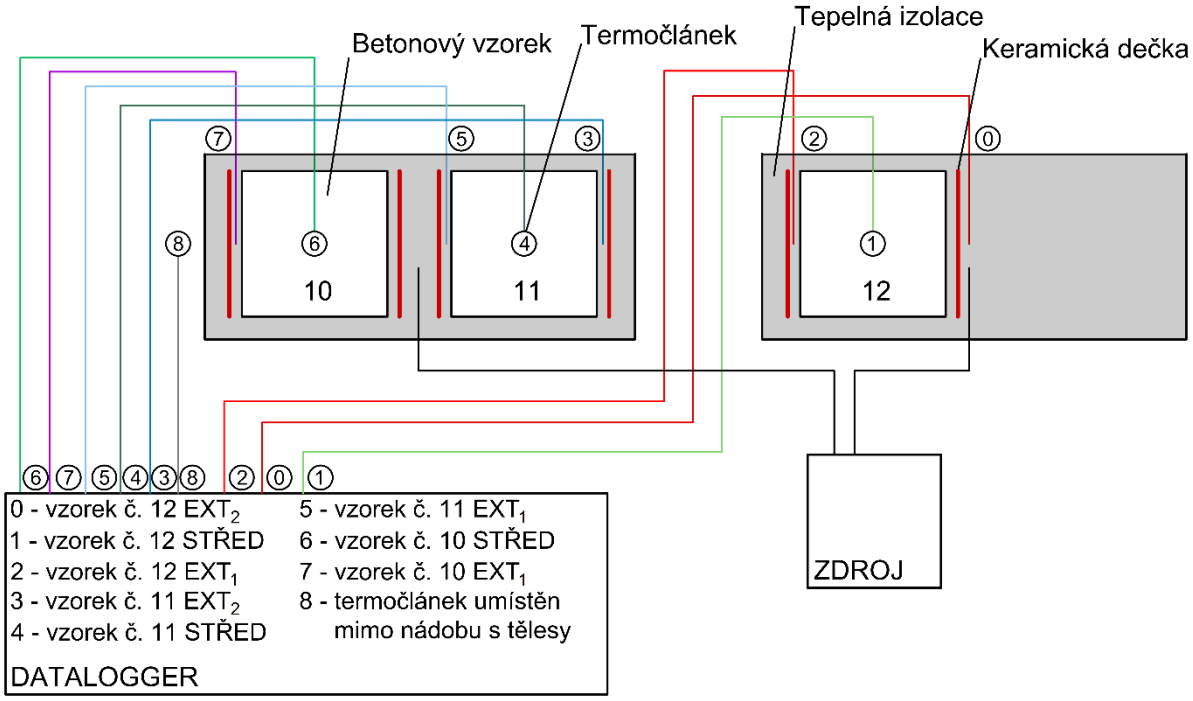
Tabulka 15: Porovnání hodnot tlakové pevnosti – skupina 3

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Tlaková pevnost betonu**		
		Po mrazu/po požáru		
		Naměřené hodnoty	**Průměrná hodnota**	**Směrodatná odchylka**
		[MPa]	*[MPa]*	*[-]*
7	Požár 1	9.3	10.0	0.7
8	Požár 2	9.6		
9	Požár 3	11.0		

Při porovnávání výsledných hodnot tlakové pevnosti betonu u skupiny 3, viz Tabulka 15, došlo u vzorků č. 7 a 8 k velmi podobným naměřeným hodnotám, ale u vzorku č. 9 byla naměřená hodnota tlakové pevnosti o cca 1,5 MPa vyšší. Průměrná hodnota tlakové pevnosti byla tedy vypočtena na 10 MPa.

5.4 Experimentální skupina 4 - Mráz + požár

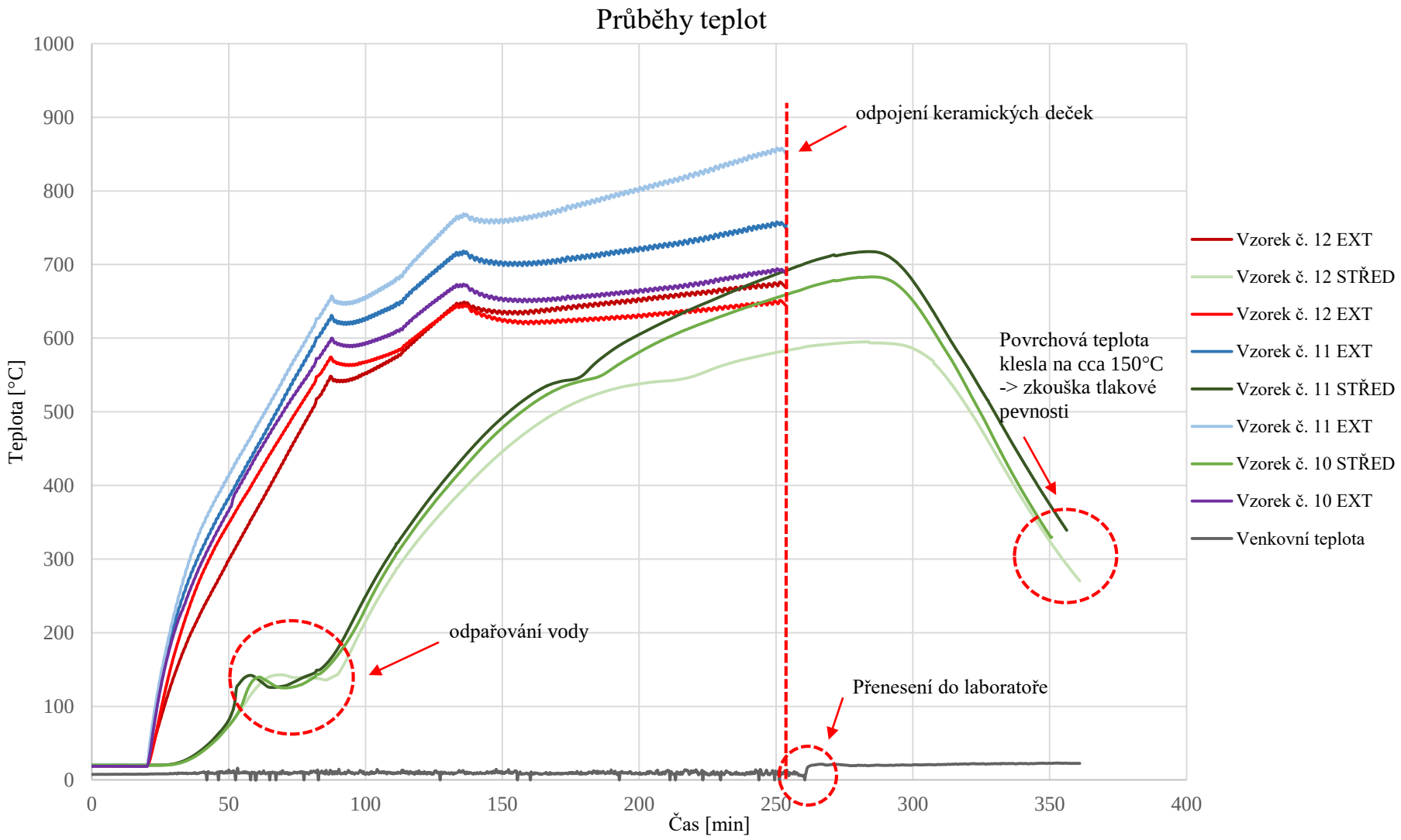
Poslední experimentální skupina se skládala ze zkušebních těles č. 10, 11 a 12. V této skupině byl experiment zaměřen na zatížení betonových vzorků cykly zmrazování a rozmrazování a následným požárním zatížením. Betonová tělesa byla vybetonována spolu s ostatními zkušebními tělesy dne 8. 10. 2020 a byla ponechána 28 dní v laboratorních podmínkách k řádnému vytvrdnutí betonové směsi, jako tomu bylo u všech ostatních betonových zkušebních těles. Po 28 dnech (5. 11. 2020) byla tělesa vložena do mrazicího boxu, kde byla zatěžována zmrazovacími a rozmrazovacími cykly. Zatěžovací stavy cyklickými změnami teplot probíhaly totožně, jako u zatěžování zkušebních těles skupiny 2 (č. 4, 5, a 6). Po vyjmutí zkušebních těles z mrazicího boxu byla tělesa vložena do předem připravených boxů, viz Obr. 69, kde byla obalena keramickými dečkami a tepelnou izolací. Následně bylo provedeno zatížení vysokými teplotami.



Obr. 69: Schéma uložení betonových těles (č. 10, 11, 12) a zapojení termočlánků a keramických dečeк

Tabulka 16: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 4

Číslo vzorku	Označení tělesa	Rozměry tělesa			Hmotnost tělesa			Objemová hmotnost		
		Délka	Šířka	Výška	před mrazem	po mrazu	po mrazu a požáru	před mrazem	po mrazu	po mrazu a požáru
		[mm]	*[mm]*	*[mm]*	*[g]*	*[g]*	*[g]*	*[kg/m³]*	*[kg/m³]*	*[kg/m³]*
10	Mráz + požár 1	149.3	147.3	149.3	6896	6945	6435	2100	2115	1959
11	Mráz + požár 2	149.7	149.0	149.7	6972	7025	6470	2088	2104	1937
12	Mráz + požár 3	149.3	149.2	149.5	6954	7042	6531	2088	2115	1961



Obr. 70: Graf průběhu teplot při zatěžování vysokými teplotami - skupina 4

Zatížení vysokými teplotami probíhalo stejně, jako při zatěžování u skupiny 3, viz kapitola 5.3. Nejprve se ověřila funkčnost keramických deček, a když bylo vše připravené, spustila se zatěžovací zkouška. U tohoto experimentu také došlo k mírnému zakouření díky procesu vypalování vaty a izolace na termočláncích, ale jelikož byl experiment už od samého začátku na volném prostranství, nebylo nutné přenášet experiment z vnitřních prostor do venkovních. Z toho důvodu na Obr. 70 není při cca 45 minut zaznamenán žádný pokles teplotních hodnot. I u skupiny 4 začalo docházet mezi 60 až 80 minutou zahřívání k mírným poklesům naměřených teplot uvnitř betonových těles (zvýrazněno na Obr. 70 červeným kroužkem). Příčinou toho poklesu byly opět fázové změny – odpařování vody. V zahřívání se stále pokračovalo, a jakmile vystoupala teplota betonových těles na rozmezí 600°C až 700°C, zahřívání pomocí keramických deček se odpojilo (znázorněno na Obr. 70 pomocí červené čárkované čáry) a betonová zkušební tělesa se nechala vychladnout na povrchovou teplotu cca 150°C. V tento moment nastalo pár odlišných kroků oproti počínání se skupinou 3. Po odpojení keramických deček zůstaly zapojeny vnitřní termočlánky do dataloggeru a zaznamenávaly vývoj vnitřní teploty betonových těles. Tímto krokem navíc bylo zjištěno, jakou teplotu (zvýrazněno na Obr. 70 červeným kroužkem) má dané betonové těleso uvnitř, když probíhá zkouška tlakové pevnosti při povrchové teplotě 150°C. U skupiny 4 byl navíc aplikován jeden termočlánek (č. 8), který zaznamenával teplotu venkovního prostředí. Na Obr. 70 je červeným kroužkem znázorněn přenos betonových těles z venkovního prostředí (+5°C) do laboratorního prostředí (+20°C). V laboratorním prostředí se vyčkalo, dokud nebude povrchová teplota 150 °C, kdy se betonová tělesa umístila do hydraulického lisu, a proběhla zkouška tlakové pevnosti betonu.

První měření prostupu ultrazvukových impulzů bylo prováděno před uložením do mrazicího boxu, když byla betonová tělesa řádně vytvrzena (28 dní). Poté se zatížila zmrazovacími a rozmrazovacími cykly a po vyjmutí těles z mrazicího boxu proběhlo druhé měření prostupu ultrazvukových impulzů. Následně proběhlo zatížení vysokými teplotami a po odejmutí keramických deček a tepelné izolace proběhlo poslední měření prostupu ultrazvukových impulzů. Veškeré naměřené hodnoty byly zaznamenány, viz Tabulka 17. V této tabulce je také vypočten dynamický modul pružnosti jednotlivých betonových těles skupiny 4. Postup výpočtu je uveden v kapitole 4.5

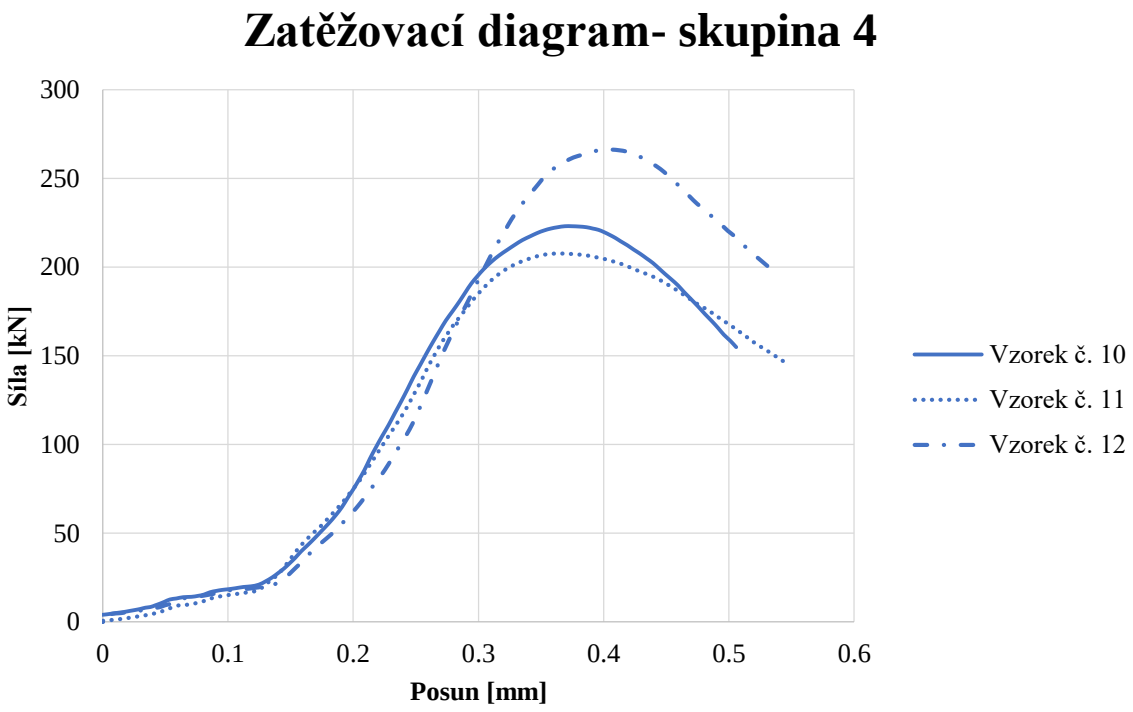
Tabulka 17: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti - skupina 4

Číslo vzorku	**Označení tělesa**	**Prostup UZ vlnění**			**Dynamický modul pružnosti**		
		před mrazem	**po mrazu**	**po mrazu a požáru**	**před mrazem**	**po mrazu**	**po mrazu a požáru**
		[m/s]	*[m/s]*	*[m/s]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[GPa]*
10	Mráz + požár 1	4464	4451	267	37.7	37.7	0.13
11	Mráz + požár 2	4399	4412	361	36.4	36.9	0.23
12	Mráz + požár 3	4532	4545	430	38.6	39.3	0.33

Výsledné naměřené hodnoty tlakové zkoušky jsou sepsány v Tabulka 18.

Tabulka 18: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 4

Číslo vzorku	Označení tělesa	Datum		Stáří vzorku	Tlaková pevnost betonu po mrazu a požáru	
		výroby	zkoušky		síla	pevnost
		[d.m.r.]	*[d.m.r.]*	*[dny]*	*[kN]*	*[Mpa]*
10	Mráz + požár 1	8.10.20	20.11.20	43	223.0	10.1
11	Mráz + požár 2	8.10.20	20.11.20	43	207.6	9.3
12	Mráz + požár 3	8.10.20	20.11.20	43	266.2	11.9



Obr. 71: Graf zatěžovacího diagramu - skupina 4

Na Obr. 71 jsou opět zaznamenány hodnoty nárůstu síly a posunu příčníku při zatěžování betonových těles tlakovou silou v hydraulickém lisu u skupiny vzorků 4. Ze zatěžovacího diagramu lze vyčíst lineární zatěžování až do hodnoty při porušení, která byla zaznamenána v rozmezí cca 200 – 260 kN.

5.4.1 Porovnání naměřených hodnot tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti skupiny 4

Při porovnání dynamického modulu pružnosti skupiny 4 (Tabulka 20) dochází k téměř totožným hodnotám u betonových těles bez zatížení a následně po zatížení pouze zmrazovacími a rozmrazovacími cykly, kdy dynamický modul pružnosti nabýval hodnot 38 GPa. Bohužel u měření prostupu UZ impulzů došlo k razantnímu poklesu hodnoty na pouhé 1%.

U porovnání výsledků tlakové pevnosti skupiny 4 byly naměřené pevnosti jednotlivých betonových těles mezi sebou s větší odchylkou (1 - 2 MPa), oproti předchozím skupinám. Průměrná tlaková pevnost byla naměřena 10,4 MPa.

Tabulka 19: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti – skupina 4

Číslo vzorku	Označení tělesa	Dynamický modul pružnosti								
		Před mrazem			Po mrazu			Po mrazu a požáru		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[GPa]	*[GPa]*	*[-]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[-]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[-]*
10	Mráz + požár 1	37.7	37.5	0.9	37.7	38.0	1.0	0.13	0.2	0.1
11	Mráz + požár 2	36.4			36.9			0.23		
12	Mráz + požár 3	38.6			39.3			0.33		

Tabulka 20: Porovnání hodnot tlakové pevnosti – skupina 4

Číslo vzorku	Označení tělesa	Tlaková pevnost betonu		
		Po mrazu a požáru		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[MPa]	*[MPa]*	*[-]*
10	Mráz + požár 1	10.1	10.4	1.1
11	Mráz + požár 2	9.3		
12	Mráz + požár 3	11.9		

6 Výsledky

První skupina byla nazvána referenční skupinou, kde na betonových tělesech proběhla pouze zkouška tlakové pevnosti betonu a měření dynamického modulu pružnosti pomocí ultrazvukové metody. Tyto referenční vzorky sloužily k porovnávání hodnot míry degradace při vystavení různým zatěžovacím stavům.

Druhá skupina betonových těles byla skupinou vystavenou mrazu. U této skupiny byla betonová tělesa po důkladném vyzrání vložena do mrazicího boxu, kde podléhala zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům. U porovnávání hodnot výsledné tlakové pevnosti a dynamického modulu pružnosti bylo ale prokázáno, že naměřené hodnoty neklesají, ale naopak průměrná hodnota vzorků vystavených zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům byla naměřena o 0,5 MPa vyšší. U průměrných hodnot dynamického modulu pružnosti nastal rozdíl hodnot už na betonových tělesech bez zatížení, to lze přisuzovat chybnému měření, které je ale v toleranci. U skupiny 2 se tedy dynamický modul pružnosti po zatížení zmrazovacími a rozmrazovacími cykly zvýšil z hodnoty 35,8 GPa na 36,3 GPa. Tak malý rozdíl je ale zanedbatelný právě díky toleranci při měření. Z tohoto tvrzení tedy vyplývá, že referenční hodnoty se shodují s naměřenými hodnotami jak tlakové pevnosti, tak dynamického modulu pružnosti skupiny 2.

Jak jsem se později dočetla v [16], je velmi důležitým faktorem počet zatěžovacích cyklů zmrazování a rozmrazování. Díky časové náročnosti experimentu a nepřispívajícím podmínkám covidové situace nebylo provedeno dostatek opakování zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů na to, aby se zatížením cykly projevila degradace betonových těles. Při eventuálním dalším experimentu, který by byl zaměřen na degradační procesy během zatěžování cykly zmrazování a rozmrazování, by bylo nutné zvolit vyšší číslo opakování zatížení a použít silnější degradační činidla, aby se degradace betonu na provzdušněné směsi projevila.

U třetí skupiny bylo přistoupeno k zatížení betonových těles vysokými teplotami a výsledné naměřené hodnoty byly porovnávány jak se skupinou 1, tak se skupinou 2. U betonových těles, zatížených vysokými teplotami, byly naměřené hodnoty o poznání nižší. Dynamický modul pružnosti skupiny 3 nabýval již po vytvrdnutí rozdílných hodnot. Oproti skupině 2 se lišil o 1 GPa a se skupinou 1 byl totožný. Tak malé rozmezí hodnot je opět zanedbatelné, jako tomu bylo u předchozí skupiny. U zkoušek tlakové pevnosti po vystavení vysokým teplotám byla degradace betonu znatelnější, než u předchozích skupin. Tlaková pevnost betonu vystaveném vysokým teplotám byla na cca 40-50% tlakové pevnosti v porovnání s referenčními vzorky i vzorky zatíženými mrazem. Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti po zatížení betonových těles vysokými teplotami ale klesly na pouhé 1% své původní hodnoty před zatížením. Na Obr. 64 je vidět, že po odkrytí vzorků po ukončení zatěžování vysokými teplotami, byly na tělesech patrné trhliny napříč vzorkem. Tyto trhliny mohly napomoci zpomalení přenosu ultrazvukových impulzů. Větší problém ale nastal při samotném měření prostupu ultrazvukových impulzů. I když jsme se snažili použít více gelu při přiložení sondy k betonovému tělesu, abychom zajistili kvalitnější kontakt, nepodařilo se naměřit kvalitu více než 1%. Tak nekvalitní kontakt zapříčinil vysušený vzorek, který gel velice rychle nasával. Tím pádem se zdají výsledky přenosu ultrazvukových impulzů nerelevantní (Tabulka 21 - červeně vyznačené hodnoty). Navíc na Obr. 75, kde jsou znázorněny zatěžovací diagramy pro všechny skupiny, je patrné, že vzhledem

ke sklonu lineárního nárůstu hodnot by měl být dynamický modul pružnosti cca poloviční, oproti dynamickému modulu pružnosti skupina 1 a 2.

U poslední skupiny byla zkoumána míra degradace betonu u kombinace zatížení dvou stavů. Nejprve se betonová tělesa zatížila cykly zmrazování a rozmrazování a poté byla vystavena vysokým teplotám. Zkouška tlakové pevnosti i měření dynamického modulu pružnosti vykazovaly velmi podobné výsledné hodnoty jako u skupiny 3. Velmi podobné výsledky jsou zapříčiněny tím, že i když se jednalo o kombinaci dvou zatěžovacích stavů, tak první zatěžovací stav zmrazování a rozmrazování neměl na degradaci betonu téměř žádný vliv, jako tomu bylo u skupiny 2, a proto následné zatížení vysokými teplotami vykazuje totožné hodnoty, jako výsledná degradace betonu u skupiny 3, kde probíhalo zatížení pouze vysokými teplotami.

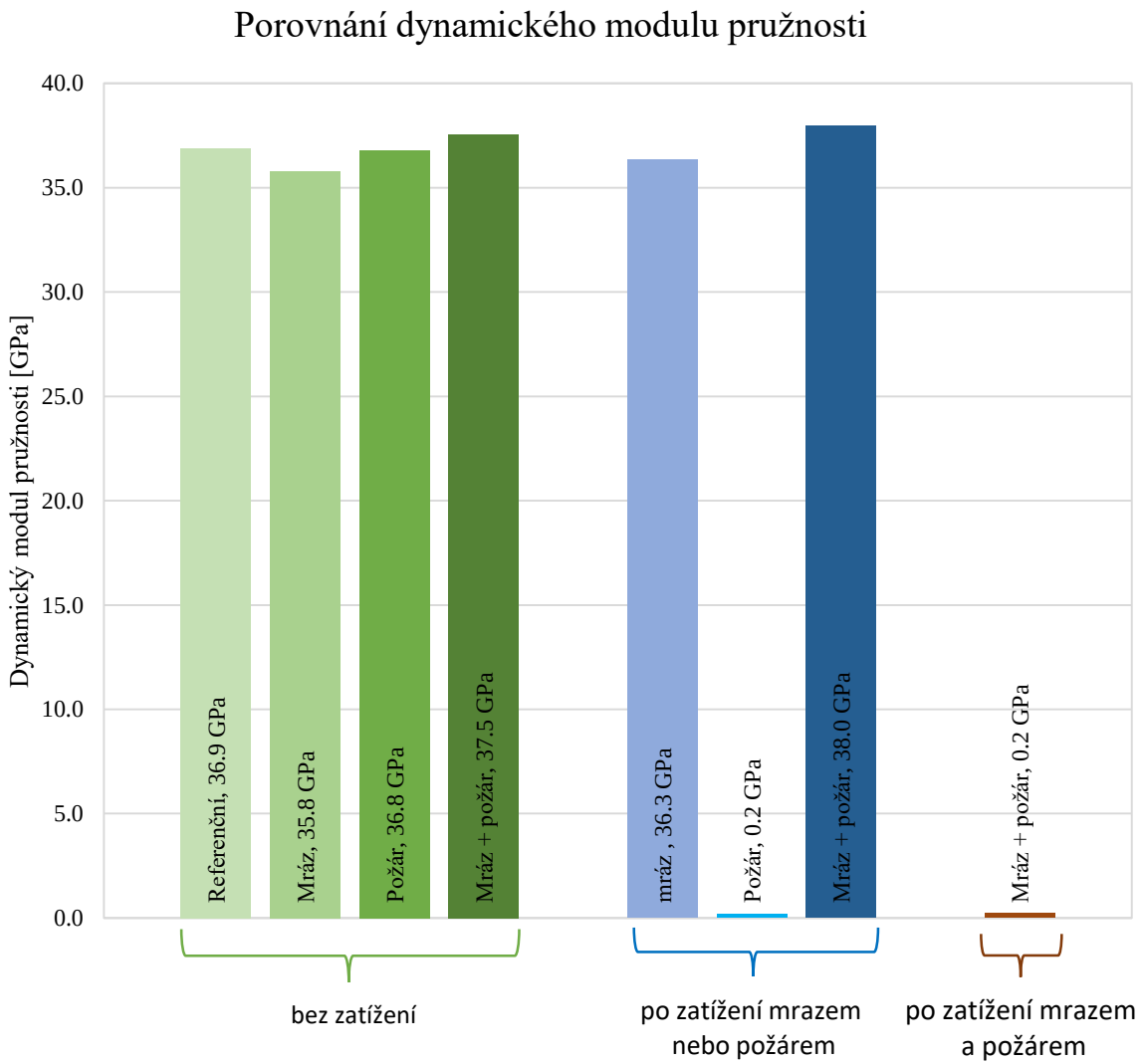
Veškeré naměřené a porovnávané hodnoty dynamického modulu pružnosti a tlakové pevnosti tohoto experimentu jsou shrnuty v následujících tabulkách a grafech: Tabulka 21,

Tabulka *22*, Obr. 72 a Obr. 73.

V Tabulka 23 jsou porovnány hodnoty objemových hmotností jednotlivých zkušebních těles během tohoto experimentu. Z výsledků je patrné, že u skupiny 2 po zatížení zmrazovacími a rozmrazovacími cykly byla objemová hmotnost o 1% vyšší než původní objemová hmotnost. Mírné navýšení lze opět zdůvodnit nasáknutím betonových těles během cyklů zmrazování a rozmrazování. U skupiny 3, po zatížení požárem, byla objemová hmotnost zatížených vzorků o cca 7% nižší než původní hodnoty a u skupiny 4 byly výsledné hodnoty kombinací výsledků u skupiny 2 a 3. Po zatížení mrazem vzrostla objemová hmotnost o 1 % díky nasákavosti materiálu a po zatížení vysokými teplotami opět výsledné hodnoty objemové hmotnosti klesly o cca 7%. Grafické znázornění hodnot objemových hmotností je na Obr. 74.

Tabulka 21: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti

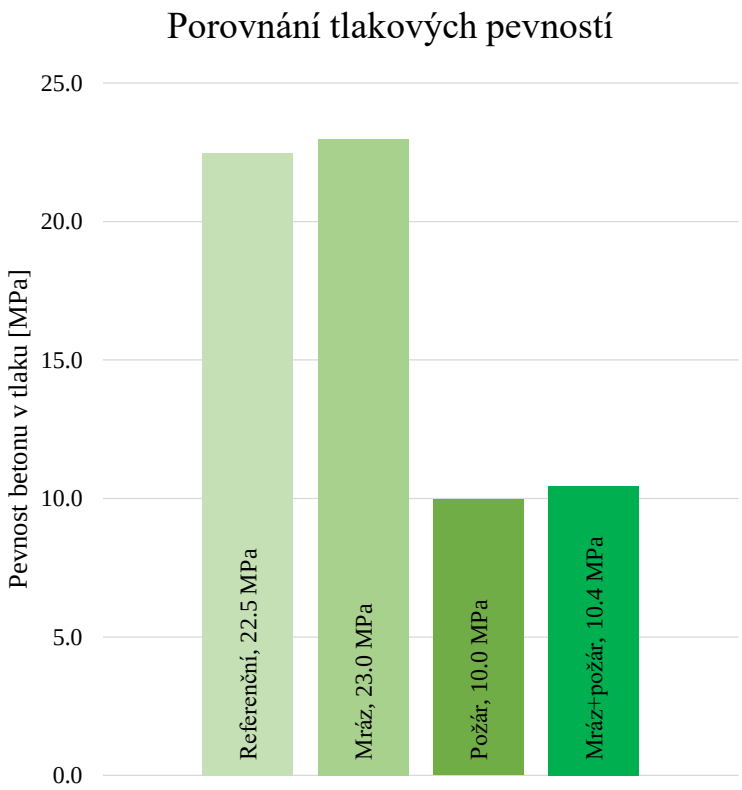
Číslo vzorku	Označení tělesa	Dynamický modul pružnosti								
		Před mrazem/požárem			Po mrazu/po požáru			Po mrazu a požáru		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[GPa]	*[GPa]*	*[-]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[-]*	*[GPa]*	*[GPa]*	*[-]*
1	Referenční 1	37.2	**36.9**	0.3	-			-		
2	Referenční 2	36.8								
3	Referenční 3	36.5								
4	Mráz 1	34.6	**35.8**	0.9	35.4	**36.3**	0.8	-		
5	Mráz 2	36.7			36.3					
6	Mráz 3	36.1			37.3					
7	Požár 1	36.4	**36.8**	0.3	0.45	**0.2**	0.2	-		
8	Požár 2	37.1			0.05					
9	Požár 3	36.9			0.04					
10	Mráz + požár 1	37.7	**37.5**	0.9	37.7	**38.0**	1.0	0.13	**0.2**	0.1
11	Mráz + požár 2	36.4			36.9			0.23		
12	Mráz + požár 3	38.6			39.3			0.33		



Obr. 72: Graf porovnání dynamického modulu pružnosti

Tabulka 22: Porovnání hodnot tlakové pevnosti všech skupin

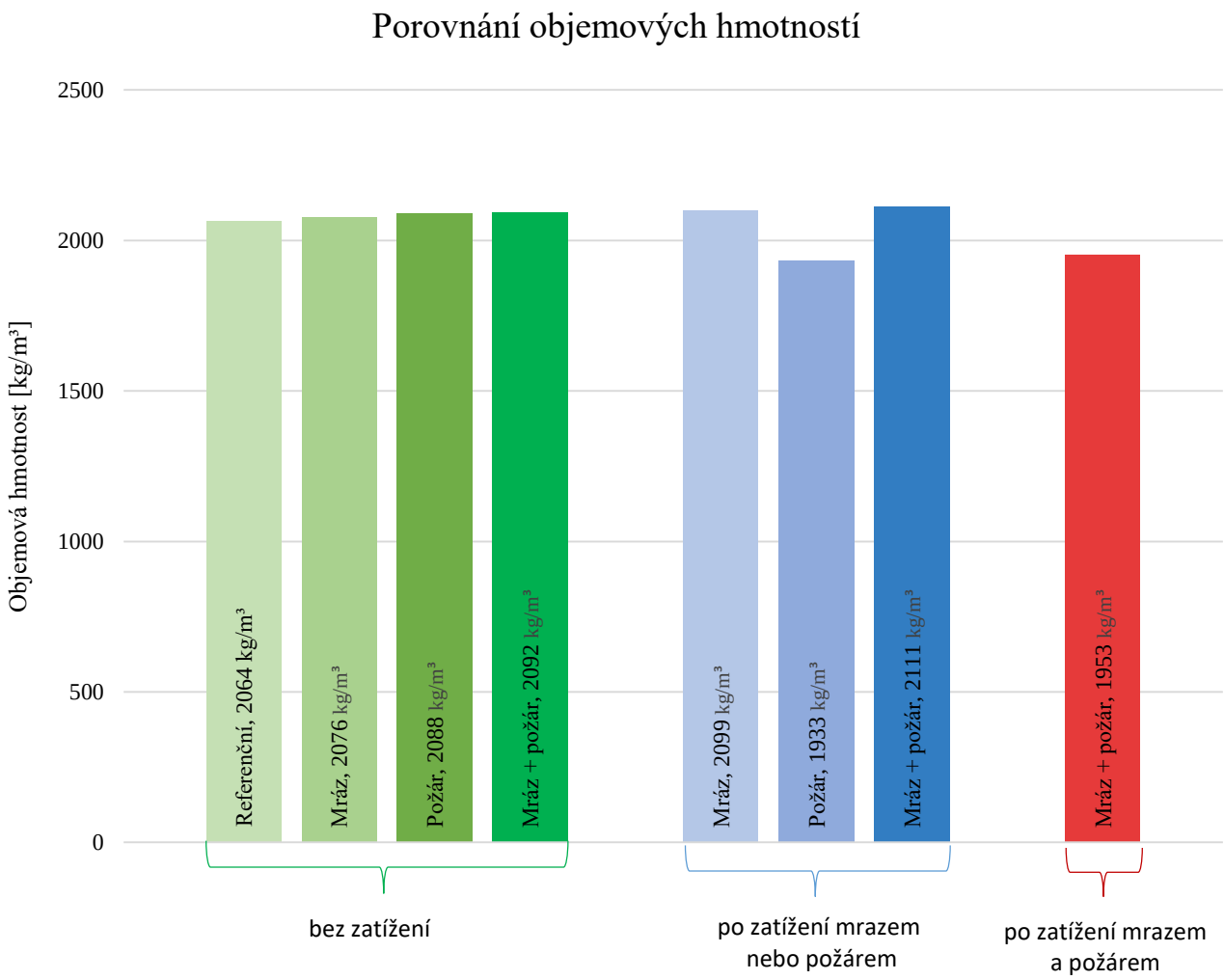
Číslo vzorku	Označení tělesa	Tlaková pevnost betonu								
		Před mrazu/požáru			Po mrazu/po požáru			Po mrazu a požáru		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[MPa]	*[MPa]*	*[-]*	*[MPa]*	*[MPa]*	*[-]*	*[MPa]*	*[MPa]*	*[-]*
1	Referenční 1	22.8	**22.5**	1.3	-			-		
2	Referenční 2	23.9								
3	Referenční 3	20.7								
4	Mráz 1	-			22.1	**23.0**	0.6	-		
5	Mráz 2				23.3					
6	Mráz 3				23.5					
7	Požár 1	-			9.3	**10.0**	0.7	-		
8	Požár 2				9.6					
9	Požár 3				11.0					
10	Mráz + požár 1	-			-			10.1	**10.4**	1.1
11	Mráz + požár 2							9.3		
12	Mráz + požár 3							11.9		



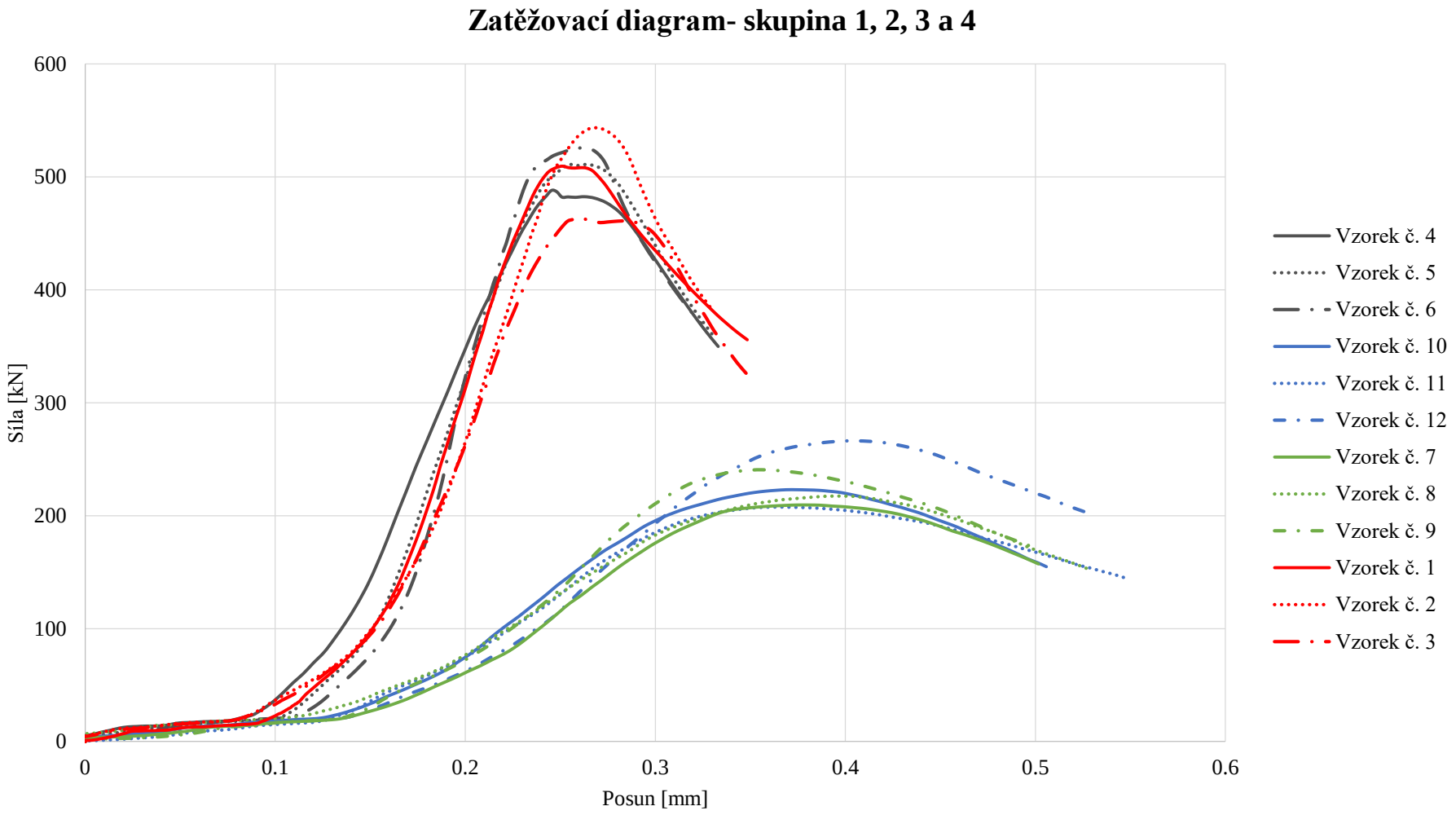
Obr. 73: Graf porovnání tlakových pevností

Tabulka 23: Porovnání hodnot objemových hmotností

Číslo vzorku	Označení tělesa	Objemová hmotnost								
		Před mrazem/požárem			Po mrazu/po požáru			Po mrazu a požáru		
		Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka	Naměřené hodnoty	Průměrná hodnota	Směrodatná odchylka
		[kg/m³]	*[kg/m³]*	*[-]*	*[kg/m³]*	*[kg/m³]*	*[-]*	*[kg/m³]*	*[kg/m³]*	*[-]*
1	Referenční 1	2064	**2064**	22.5	-			-		
2	Referenční 2	2091								
3	Referenční 3	2036								
4	Mráz 1	2071	**2076**	6.5	2095	**2099**	6.1	-		
5	Mráz 2	2085			2107					
6	Mráz 3	2072			2093					
7	Požár 1	2089	**2088**	4.2	1931	**1933**	3.0	-		
8	Požár 2	2083			1931					
9	Požár 3	2093			1937					
10	Mráz + požár 1	2100	**2092**	5.6	2115	**2111**	5.2	1959	**1953**	10.8
11	Mráz + požár 2	2088			2104			1937		
12	Mráz + požár 3	2088			2115			1961		



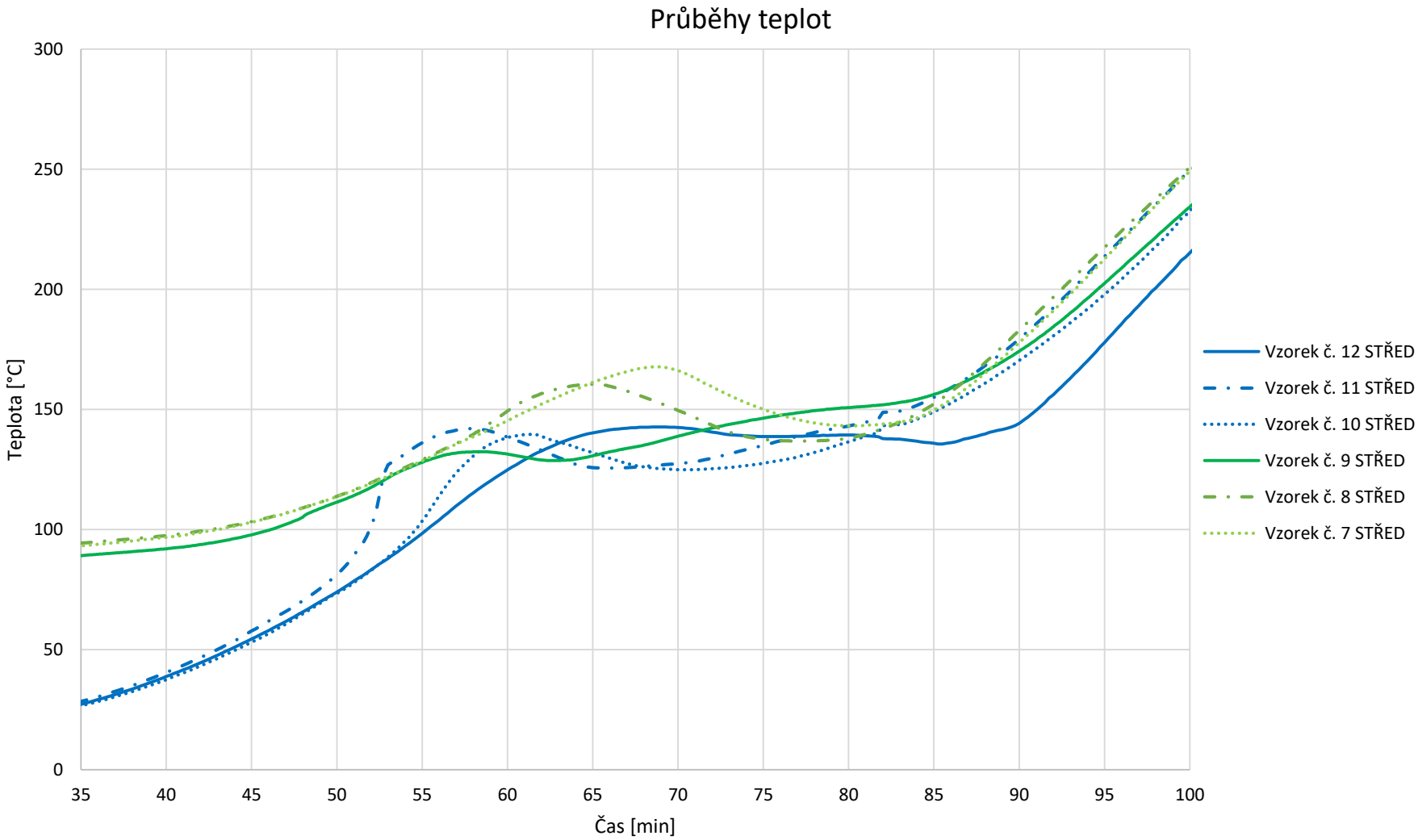
Obr. 74: Graf porovnání objemových hmotností



Obr. 75: Graf zatěžovacího diagramu všech skupin

Na Obr. 75 jsou zaznamenány hodnoty nárůstu zatěžovací síly a posunu příčníku při zatěžovací zkoušce tlakovou silou pomocí hydraulického lisu. V tomto grafu jsou zaznamenány výsledky všech čtyřech skupin dohromady, které jsou barevně odlišeny. U skupiny 1 (červená barva) byl zaznamenán klasický sklon lineárního nárůstu hodnot až do stavu porušení tlakové pevnosti zkoušených těles. Jak je z grafu vidět, zkouška skupiny 2 probíhala téměř totožně jako u skupiny 1, čemuž odpovídají i naměřené hodnoty tlakové pevnosti a dynamického modulu pružnosti. Podobnost hodnot dynamického modulu pružnosti lze ověřit i velmi podobným sklonem lineárního nárůstu skupiny 1 a 2. U skupiny 3 měla zatěžovací zkouška odlišný průběh, než tomu bylo u skupiny 1 a 2. Výsledné vykreslení hodnot jak sklonu lineárního nárůstu, tak maximální dosažené působící tlakové síly byl cca poloviční a je tedy zřejmé, že betonová tělesa zatížená vysokými teplotami jsou výrazně měkčí a jsou schopny odolávat pouze cca 40% tlakové síly zaznamenané u skupin 1 a 2. Stejné naměřené hodnoty i průběh zatěžování měla skupina 4. Oslabení betonových těles skupiny 3 a 4 způsobilo vystavení těles vysokým teplotám, které by měly podle naměřených křivek zatěžovacího diagramu oslabit tělesa na cca poloviční hodnoty jak u dynamického modulu pružnosti, tak u tlakové pevnosti. Z Obr. 73 je vidět, že výsledné hodnoty tlakové pevnosti jsou opravdu na cca 40-50% oproti skupině 1 a 2. Bohužel výsledky měření dynamického modulu pružnosti po požáru, viz Obr. 72, nejsou relevantní, jak už bylo popsáno výše, takže se nedají se zatěžovacím diagramem porovnat.

Dále nastal viditelný rozdíl odpařování vody při zahřívání betonových vzorků skupiny 3 a 4 vysokými teplotami. Fázové změny (odpařování vody Obr. 76) u betonových těles skupiny 4 (vzorky č. 10, 11, 12 – modrá barva) nastaly již ve 40 minutě a probíhaly až do 90 minuty zkoušky. Zato u skupiny 3 (vzorky č. 7, 8, 9 – zelená barva) došlo k fázovým změnám o trochu déle a to v 50 minutě a probíhaly také do 90 minuty zkoušky. Doba odpařování vody u skupiny 4 byla tedy 50 minut, zatímco u skupiny 3 byla 40 minut. Rozdílná doba trvání fázových změn byla zapříčiněna nasákavostí betonových těles, jak již bylo vysvětleno u celkového porovnání objemových hmotností.



Obr. 76: Graf porovnání fázových změn skupiny 3 a 4

7 Závěr

Cílem této diplomové práce bylo prozkoumání a porovnání změn mechanických vlastností betonu, který byl vystaven mrazu, požáru a kombinacím těchto dvou zatěžovacích stavů. Míra degradace byla vyhodnocována pomocí změny tlakové pevnosti betonu a dynamického modulu pružnosti betonu na 12 kusech betonových těles. Experiment byl rozdělen do 4 skupin, kde každá skupina obsahovala 3 zkušební tělesa a každá skupina byla zatěžována odlišným zatěžovacím stavem nebo jejich kombinací.

Z realizovaného experimentu je patrné, že jednotlivé zatěžovací stavy mají svůj podíl na celkové degradaci betonu. Je ale nutné brát ohled na míru zatěžování jednotlivých zatěžovacích stavů nebo jejich kombinaci. U vystavení provzdušněné betonové směsi zmrazovacím cyklům velmi záleží na počtech cyklů a na degradačním činidle, které je nutné si předem dobře stanovit. Při nízkém počtu zatěžovacích cyklů zmrazování a rozmrazování není míra degradace betonu patrná.

Při zatěžování vysokými teplotami je degradace betonu znatelnější. Tlaková pevnost betonu klesá na cca polovinu své hodnoty při zatěžováním a dynamický modul pružnosti je téměř nulový betonový vzorek se stává velmi měkkým. U zatížení kombinací zmrazování a rozmrazování a následného zatížení vysokými teplotami je velmi důležitým faktorem síla a počet cyklů.

Seznam obrázků

Obr. 1: Rozměry a rozmístění výztuže nosníků (v mm). Převzato z [10] 14

Obr. 2: Nastavení nárazového testu: a) Nárazové zařízení; b) Schéma aplikace. Převzato z [10] 14

Obr. 3: Nastavení teploty: (A) Elektrická pec; (B) Schéma pece. Převzato z [10] 15

Obr. 4: (A) Prvek po nárazu; (B) Prvek po nárazu a požárním zatížením. Převzato z [10] 15

Obr. 5: Výpočetní model konečných prvků nosníku. Převzato z [10].....16

Obr. 6: Porovnání simulovaných poškození s porovnáním experimentu pro jeden vybraný nosník. Převzato z [10] 16

Obr. 7: (A) Rámová konstrukce budovy.; (B) Pohled znázorňující umístění výbuchu. Převzato z [14] 18

Obr. 8: (A) Ilustrace deformace stropní desky a nosníků v důsledku působení tlakové síly; (B) Pohled na poškozený spoj sloupu tlakem. Převzato z [14]....18

Obr. 9: Ilustrace ztráty vodorovných konstrukcí. Převzato z [14].....19

Obr. 10: Rozměry desky. Převzato z [18].....20

Obr. 11: (A) Nastavení během požárního zatížení; (B) Umístění výbušniny. Převzato z [18].....20

Obr. 12: Schéma průřezu s porušením. Převzato z [18] 21

Obr. 13: (A) Nastavení během požárního zatížení; (B) Umístění výbušniny. Převzato z [18] [19] 21

Obr. 14: (A) Trhliny na konstrukci po zatížení požárem a výbuchem; (B) Měření termokamer po požárním zatížení; na povrchu je dosaženo maximální teploty 432°C. Převzato z [18].....22

Obr. 15: Rozdělení betonové desky na vrstvy s různými vlastnostmi betonu v závislosti na teplotě betonu. Převzato z [18] 22

Obr. 16: Poškození po výbuchu 1,5 kg trhaviny bez požárního zatížení. Převzato z [18].....22

Obr. 17: Poškození po výbuchu 1,5 kg trhaviny s požárním zatížením. Převzato z [18].....23

Obr. 18: Zkušební rám s umístěním termočlánků a tenzometrů. Převzato z [22] 26

Obr. 19: Schéma trhlin způsobených seismickým zatížením. Převzato z [22].27

Obr. 20:a) zatížení simulovaným zemětřesením, b) požární zkouška, c) zkouška zbytkové tuhosti rámu. Převzato z [22] 28

Obr. 21: (A) Schéma prostoru zatíženého požárem; (B) Stropní deska po požáru. Převzato z [22] 28

Obr. 22: Znázornění průhybů ve stropní desce. Převzato z [22] 28

Obr. 23: Schéma vzorků s předem vytvořenými trhlinami a) s kolmou trhlinou, b) se šikmou trhlinou. Převzato z [23] 29

Obr. 24: Fotografie čtyř vzorků s předem vytvořenými trhlinami. Převzato z [23] 30

Obr. 25: Povrchové vlastnosti betonových vzorků po různých počtech zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů. Převzato z [24] 31

Obr. 26: Vysokoteplotní experimentální pec. Převzato z [24] 32

Obr. 27: Povrchová degradace zmrazených a rozmrazených betonových vzorků po zatížení vysokými teplotami: a) 300°C (vodou chlazené), b) 400°C (vodou chlazené), c) 400°C (vzduchem chlazené), d) 500°C (vodou chlazené). Převzato z [24] 33

Obr. 28: Porušení betonových vzorků po různých zmrazovacích a rozmrazovacích cyklech a různých teplotách chlazených stříkající vodou: a) 20°C, b) 300°C, c) 400°C, d) 500°C. Převzato z [24] 34

Obr. 29: a) Změny v hmotnostním poměru betonu se zvyšujícím se počtem cyklů zmrazení a rozmrazení, b) Variace ve vodou chlazeném hmotnostním poměru betonu se zvýšeními teplotami. Převzato z [24] 35

Obr. 30: a) Relativní pevnost v tlaku ve vodou chlazeném betonovém vzorku po cyklech zmrazení a rozmrazení a po vystavení vysokým teplotám, b) Vliv metod chlazení na relativní pevnost betonu v tlaku při různých počtech cyklů zmrazení a rozmrazení po vystavení vysokým teplotám. Převzato z [24] 35

Obr. 31: 3 skupiny betonové směsi. Převzato z [25] 36

Obr. 32: Schéma tříbodového zatížení. Převzato z [25] 36

Obr. 33: Úbytek hmotnosti betonových vzorků po cyklech zmrazování a rozmrazování: a) ponořených do vody, b) ponořených do roztoku chloridu sodného. Převzato z [25] 37

Obr. 34: Počet zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů pro vzorky naložené ve vodě a v chloridu sodném. Převzato z [25] 37

Obr. 35: Maximální počet cyklů zmrazování a rozmrazování v poměru s velikostí napětí při zatěžování. Převzato z [25] 38

Obr. 36: Trojrozměrný mezo-numerický výpočetní model betonu. Převzato z [26] 39

Obr. 37: Vztah napětí-deformace betonu s různými velikostmi ok sítě. Převzato z [26] 40

Obr. 38: Vztahová křivka. Převzato z [26] 40

Obr. 39: Porovnání výpočetního modelu a výpočetních zkoušek. Převzato z [26] 41

Obr. 40: a) Křivka napětí/deformace zmrazeného a rozmrazeného betonu, b) Výpočet a výsledky zkoušek tlakové pevnosti zmrazeného a rozmrazeného betonu. Převzato z [26] 41

Obr. 41: a) Výsledky výpočtu dynamického modulu pružnosti zmrazeného a rozmrazeného betonu, b) Tlaková pevnost zmrazeného a rozmrazeného betonu podle max. velikosti kameniva. Převzato z [26] 42

Obr. 42: Příprava betonové směsi v laboratorní míchačce 44

Obr. 43: Zkouška sednutí kužele 45

Obr. 44: Zhodnocení správnosti zkoušky 45

Obr. 45: Plnění forem a následné zhutnění zkušebních těles.....47

Obr. 46: Automatický mrazicí zařízení KD 20. Převzato z [28] 47

Obr. 47: Průběh zatěžování v mrazicím boxu. Převzato z [28] 48

Obr. 48: Grafické znázornění průběhu zatěžování. Převzato z [28] 48

Obr. 49: Průběh zatěžování zmrazovacími a rozmrazovacími cykly.....49

Obr. 50: Keramická dečka 50

Obr. 51: Betonová tělesa při zahřívání vysokými teplotami a zapojení do dataloggeru.....51

Obr. 52: Princip měření doby průchodu impulzu UZ vlnění materiálem. Převzato z [33] 52

Obr. 53: Ultrazvukový měřicí přístroj. Převzato z [36] 53

Obr. 54: Umístění snímačů při měření doby průchodu impulzu UZ vlnění zkoušeným materiálem. Převzato z [33] 53

Obr. 55: Vliv prostředí na rychlost šíření a tvar impulzu UZ vlnění. Převzato z [33].....54

Obr. 56: Graf zatěžovacího diagramu skupiny 1 58

Obr. 57:Vložení betonových vzorků č. 4, 5, 6 do mrazicího boxu.....59

Obr. 58: Ukázka zkoušky pevnosti betonu v tlaku u vzorku č. 4 61

Obr. 59: Graf zatěžování skupiny 2 62

Obr. 60: Schéma uložení betonových těles (č. 7, 8, 9) a zapojení termočlánků a keramických deček 64

Obr. 61: Uložení betonových vzorků č. 7, 8, 9 při zatěžování vysokými teplotami 64

Obr. 62: Plášťový termočlánek 65
Obr. 63: Aplikace termočlánku při betonáži zkušebních těles 65
Obr. 64: Betonová tělesa č. 7 a 8 po zatížení vysokými teplotami 66
Obr. 65: Betonové těleso č. 7 – vyjmutí po zatížení vysokými teplotami 67
Obr. 66: Betonové těleso č. 7 – detail poškození vysokými teplotami 67
Obr. 67: Graf průběhu teplot při zatěžování vysokými teplotami - skupina 3 68
Obr. 68: Graf zatěžovacího diagramu skupiny 3 70
Obr. 69: Schéma uložení betonových těles (č. 10, 11, 12) a zapojení termočlánků a keramických deček 72
Obr. 70: Graf průběhu teplot při zatěžování vysokými teplotami - skupina 4 74
Obr. 71: Graf zatěžovacího diagramu - skupina 4 76
Obr. 72: Graf porovnání dynamického modulu pružnosti 82
Obr. 73: Graf porovnání tlakových pevností 84
Obr. 74: Graf porovnání objemových hmotností 86
Obr. 75: Graf zatěžovacího diagramu všech skupin 87
Obr. 76: Graf porovnání fázových změn skupiny 3 a 4 89

Seznam tabulek

Tabulka 1: Jednotlivé složky navržené betonové směsi 43
Tabulka 2: Označení jednotlivých zkušebních těles 46
Tabulka 3: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 1 57
Tabulka 4: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 1 57
Tabulka 5: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti – skupina 1 58
Tabulka 6: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 2 59
Tabulka 7: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti – skupina 2 60
Tabulka 8: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 2 60
Tabulka 9: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti – skupina 2 62
Tabulka 10: Porovnání hodnot tlakové pevnosti – skupina 2 63
Tabulka 11: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 3 63
Tabulka 12: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti – skupina 3 69
Tabulka 13: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 3 69
Tabulka 14: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti – skupina 3 70
Tabulka 15: Porovnání hodnot tlakové pevnosti – skupina 3 71
Tabulka 16: Základní naměřené hodnoty betonových vzorků - skupina 4 73
Tabulka 17: Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti - skupina 4 75
Tabulka 18: Výsledné hodnoty zkoušky pevnosti betonu v tlaku – skupina 4 76
Tabulka 19: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti – skupina 4 78
Tabulka 20: Porovnání hodnot tlakové pevnosti – skupina 4 78
Tabulka 21: Porovnání hodnot dynamického modulu pružnosti 81
Tabulka 22: Porovnání hodnot tlakové pevnosti všech skupin 83
Tabulka 23: Porovnání hodnot objemových hmotností 85

Literatura

[1] *Beton* [online]. 2020 [vid. 2020-12-26]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/w/index.php?title=Beton&oldid=18967919

[2] *032_037_MAT04.pdf* [online]. [vid. 2020-12-26]. Dostupné z: http://www.tbg-metrostav.cz/fileadmin/user_upload/napsali_o_nas/clanky_ke_stazeni/032_037_MAT04.pdf

[3] *2007-4-42_0.pdf* [online]. [vid. 2020-12-26]. Dostupné z: https://www.betontks.cz/sites/default/files/2007-4-42_0.pdf

[4] *Zeměpisný projekt* [online]. [vid. 2020-12-26]. Dostupné z: http://www.gvp.cz/~kuceraj/zemepis/zemetreseni.html

[5] ČSN 73 0040: *Zatížení stavebních objektů technickou seismicitou a jejich odezva*. 2019

[6] ČSN 73 0032: *Navrhování stavebních konstrukcí zatížených dynamickými účinky strojů*. 2020

[7] Zajištění zděných staveb proti účinkům technické seizmicity. *TZB-info* [online]. [vid. 2020-12-26]. Dostupné z: https://stavba.tzb-info.cz/historicke-stavby/15822-zajisteni-zdenych-staveb-proti-ucinkum-technicke-seizmicity

[8] *Hasičská abeceda 2 | POŽÁRY.cz* [online]. [vid. 2020-12-26]. Dostupné z: https://www.pozary.cz/clanek/205-hasicska-abeceda-2/

[9] FOGLAR, Marek, Radek HÁJEK, Radek ŠTEFAN a Jiří STÖHR. *Vyšetřování vlastností cementových kompozitů vystavených působení extrémních zatížení*. nedatováno.

[10] JIN, Liu, Renbo ZHANG, Guoqin DOU a Xiuli DU. Fire resistance of steel fiber reinforced concrete beams after low-velocity impact loading. *Fire Safety Journal* [online]. 2018, **98**, 24–37. ISSN 0379-7112. Dostupné z: doi:10.1016/j.firesaf.2018.04.003

[11] Oklahoma City Bombing. *History* [online]. 16. prosinec 2009. Dostupné z: https://www.history.com/topics/1990s/oklahoma-city-bombing

[12] Oklahoma City Bombing. *passos degegant* [online]. 2020. Dostupné z: https://cs.passosdegegant.com/oklahoma-city-bombing-38

[13] *Oklahoma City Murrah Federální budova bombardování Případové studie selhání* [online]. [vid. 2020-04-14]. Dostupné z: https://eng-resources.uncc.edu/failurecasestudies/building-failure-cases/oklahoma-city-murrah-federal-building-bombing/

[14] OSTERAAS JOHN D. Murrah Building Bombing Revisited: A Qualitative Assessment of Blast Damage and Collapse Patterns. *Journal of Performance of Constructed Facilities* [online]. 2006, **20**(4), 330–335. Dostupné z: doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(330)

[15] SUI, Daniel. *Geospatial Technologies and Homeland Security: Research Frontiers and Future Challenges*. B.m.: Springer Science & Business Media, 2008. ISBN 978-1-4020-8507-9.

[16] WU, B., W. XIONG a B. WEN. Thermal fields od cracked concrete members in fire. In: *Fire Safety Journal*. nedatováno, 66, s. 15–24.

[17] Alfred P. Murrah Federal Building. *Wikipedia* [online]. Dostupné z: https://cs.qwe.wiki/wiki/Alfred_P._Murrah_Federal_Building

[18] KAKOGIANNIS, Dimitrios, Fermín PASCUALENA, Bruno REYMEN, Lincy PYL, Jean Marie NDAMBI, Eric SEGERS, David LECOMPTE, John VANTOMME a Ted KRAUTHAMMER. Blast performance of reinforced concrete hollow core slabs in combination with fire: Numerical and experimental assessment. *Fire Safety Journal* [online]. 2013, **57**, Fire and Explosion Safety in Large Car Parks without Sprinklers, 69–82. ISSN 0379-7112. Dostupné z: doi:10.1016/j.firesaf.2012.10.027

[19] FOGLAR, Marek, Eva KARASOVÁ, Vladimír KŘÍSTEK a Alena KOHOUTKOVÁ. Využití přetvárných vlastností vláknobetonu pro zvýšení odolnosti staveb proti zatížení výbuchem a nárazy = The use of fiber-reinforced concrete in blast and impact design. *Beton - Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2010, (10 (2)), 71–73.

[20] *1906 San Francisco zemětřesení - 1906 San Francisco earthquake - qwe.wiki* [online]. [vid. 2020-04-14]. Dostupné z: https://cs.qwe.wiki/wiki/1906_San_Francisco_earthquake

[21] *Velké zemětřesení v Kantó* [online]. 2020 [vid. 2020-04-14]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/w/index.php?title=Velk%C3%A9_zem%C4%9Bt%C5%99esen%C3%AD_v_Kant%C3%B3&oldid=18053015

[22] KAMATH, Praveen, Umesh Kumar SHARMA, Virendra KUMAR, Pradeep BHARGAVA, Asif USMANI, Bhupinder SINGH, Yogendra SINGH, Jose TORERO, Martin GILLIE a Pankaj PANKAJ. Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame. *Fire Safety Journal* [online]. 2015, **73**, 1–19. ISSN 0379-7112. Dostupné z: doi:10.1016/j.firesaf.2015.02.013

[23] WU, Bo, Wei XIONG a Bo WEN. Thermal fields of cracked concrete members in fire. *Fire Safety Journal* [online]. 2014, **66**, 15–24. ISSN 0379-7112. Dostupné z: doi:10.1016/j.firesaf.2014.04.003

[24] XIE, Qifang, Liujie YANG, Fangzheng HU, Wenming HAO, Shenghua YIN a Lipeng ZHANG. Degradation Behavior of Concrete after Freeze-Thaw Cycles and Then Exposure to High Temperatures. *Advances in Materials Science and Engineering* [online]. 2019, **2019** [vid. 2020-10-21]. ISSN 1687-8434, 1687-8442. Dostupné z: doi:10.1155/2019/9378935

[25] MU, R., C. MIAO, X. LUO a W. SUN. Combined deterioration of concrete subjected to loading, freeze—thaw cycles and chloride salt attack. *Magazine of Concrete Research* [online]. 2002, **54**(3), 175–180. ISSN 0024-9831. Dostupné z: doi:10.1680/macr.2002.54.3.175

[26] PENG, Rong-xin, Wen-liang QIU a Fei TENG. Three-dimensional meso-numerical simulation of heterogeneous concrete under freeze-thaw. *Construction and Building*

Materials [online]. 2020, **250**, 118573. ISSN 0950-0618. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118573

[27] ČSN EN 12350-2: *Zkoušení čerstvého betonu - Část 2: Zkouška sednutí*. 2020

[28] *Úvod - Zkušební zařízení KD 20 - EKOFROST s.r.o.* [online]. [vid. 2020-12-28]. Dostupné z: https://www.ekofrost.cz/

[29] *Portál ČHMÚ : Historická data : Počasí : Měsíční data : Měsíční přehledy pozorování* [online]. [vid. 2021-01-02]. Dostupné z: https://www.chmi.cz/historicka-data/pocasi/mesicni-data/mesicni-prehledy-pozorovani#

[30] HOLAN, Jakub, Josef NOVÁK, Petr MÜLLER a Radek ŠTEFAN. Experimental investigation of the compressive strength of normal-strength air-entrained concrete at high temperatures. *Construction and Building Materials* [online]. 2020, **248**, 118662. ISSN 0950-0618. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118662

[31] ČSN EN 12390-3: *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. 2020

[32] ČSN EN 12390-2: *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti*. 2020

[33] ČSN 73 1371: *Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu*. 2011

[34] ANTON, Ondřej a KOLEKTIV AUTORŮ. *Základy zkušebnictví : návody do cvičení* [online]. Brno: CERM, nedatováno [vid. 2020-12-08]. Dostupné z: https://katalog.vsb.cz/documents/118371?locale=cs

[35] *ČSN EN 12504-4 Zkoušení betonu - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu*. 2005

[36] *ULTRASONİC PULSE VELOCİTY AND PULSE ECHO TESTİNG OF CONCRETE* [online]. [vid. 2020-12-28]. Dostupné z: https://www.hira.com.tr/En/Product/Ultrasonic-Pulse-Velocity-And-Pulse-Echo-Testing-Of-Concrete

[37] *Poissonova konstanta (mechanika)* [online]. 2020 [vid. 2020-12-17]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/w/index.php?title=Poissonova_konstanta_(mechanika)&oldid=18781468

[38] *D_navod.pdf* [online]. [vid. 2020-12-17]. Dostupné z: http://www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/BI002/D_navod.pdf

[39] *Fiberfrax Durablanket Z 1400 °C 160 kg/m^3 | Rajstavitelu.cz* [online]. [vid. 2020-12-18]. Dostupné z: https://www.rajstavitelu.cz/p/224-fiberfrax-durablanket-z-1400-c-160-kg-m/50-mm